



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Μελέτη και Σχεδιασμός Βιομηχανικού Κτιρίου με Επαναλαμβανόμενες Στέγες και Γερανογέφυρα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αναστασία Κ.Τσιβερδή

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Μάρτιος 2018  
ΕΜΚ ΔΕ 2018 6

Τσιβερδή Α. Κ. (2018)  
Μελέτη και σχεδιασμός βιομηχανικού κτιρίου με επαναλαμβανόμενες στέγες και  
Γερανογέφυρα.  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2018 6  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Tsiverdi A. K. (2018)  
Study and Design of an industrial building with recurrent roofing and cranes.  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2018 6  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece.

# Περιεχόμενα

Περίληψη.....	2
Abstract .....	3
Ευχαριστίες.....	4
1 Εισαγωγή .....	5
1.1 Γενικά για μεταλλικά κτίρια .....	5
1.2 Στοιχεία ενός τυπικού μονώροφου κτιρίου .....	6
1.3 Υλικά κατασκευής.....	13
2 Δράσεις επί της κατασκευής .....	14
2.1 Εισαγωγή .....	14
2.2 Μόνιμες δράσεις .....	14
2.3 Άλλες δράσεις.....	15
2.4 Μεταβλητές δράσεις .....	15
2.5 Γερανογέφυρα.....	28
2.6 Σεισμός .....	44
3 Δοκός Κύλισης.....	54
3.1 Απαιτούμενοι έλεγχοι.....	54
3.2 Δοκός κύλισης HEB500 .....	63
4 Διαστασιολόγηση φορέα .....	70
4.1 Γενικά.....	70
4.2 Απαραίτητοι έλεγχοι .....	70
4.3 Υπολογισμοί .....	82
5 Συνδέσεις.....	91
5.1 Γενικά.....	91
5.2 Σύνδεση καρφιά ζυγώματος .....	91
5.3 Σύνδεση υποστυλώματος με ζυγώματα .....	93
5.4 Σύνδεση κοντού προβόλου με υποστύλωμα .....	96
5.5 Έδραση υποστυλώματος.....	97
6 Βιβλιογραφία.....	99

## **Μελέτη και σχεδιασμός βιομηχανικού κτιρίου με επαναλαμβανόμενες στέγες και Γερανογέφυρα.**

Τσιβερδή Α. Κ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

### **Περίληψη**

Σκοπός της διπλωματικής εργασίας είναι η στατική μελέτη και διαστασιολόγηση ενός βιομηχανικού κτιρίου με επαναλαμβανόμενες στέγες και γερανογέφυρα, κατασκευασμένο εξ' ολοκλήρου από χάλυβα, με 2 ανοίγματα μήκους 20 m και πλάτος 84m, Το οποίο βρίσκεται στον Νομό Αργολίδας. Στην κατασκευή εδράζετε γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 16 τόνων.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου έγινε με βάση τους Ευρωκώδικες και τους αντίστοιχους Ελληνικούς Κανονισμούς. Η ποιότητα του δομικού χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε είναι S355 και όλες οι διατομές, είναι πρότυπες και ελατές.

Ευρωκώδικας 0 – Βάσεις Σχεδιασμού

Ευρωκώδικας 1 – Δράσεις επί των Κατασκευών

Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα

Ευρωκώδικας 8 – Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών.

Ο σχεδιασμός, η διαστασιολόγηση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis.

Η εργασία αποτελείται από κεφάλαια μέσα στα οποία γίνεται περιγραφή του σκελετού του υποστέγου, παρουσιάζονται οι παραδοχές που λήφθηκαν υπόψη για τον υπολογισμό των φορτίων και γίνεται έλεγχος και διαστασιολόγηση των μελών. Τέλος παρουσιάζονται κάποιες από τις συνδέσεις του κτιρίου.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2018 6

**Study and Design of an industrial building with recurrent rooftops  
and bridge cranes.**

Tsiverdi A. K. (supervised by Thanopoulos P.)

**Abstract**

The purpose of the present study is the structural design and dimensioning of an industrial building with recurrent rooftops and bridge cranes, made by steel, with two spans of 20m each and width 84m. The industrial building is located in Argolida, Greece. The bridge crane is set on the building and has a lifting capacity of 16 tonnes. The design was based on Eurocodes and the equivalent Greek Code Regulation. The structural steel used was S355 and all profiles used were extruded industry standard profiles.

In particular the following Eurocodes were followed:  
Eurocode 0 – Design Standards  
Eurocode 1 – Loads on Structures  
Eurocode 3 – Steel Structure Design  
Eurocode 8 – Antiseismic Design.

For the design, the dimensioning and the analysis of the building, we used the commercial program Robot structural Analysis.

This thesis consists of five chapters, where the structure of the building is described, all the necessary admissions for the calculations of the various loads are presented and the dimensioning and checking of all cross sections is carried out. Finally some steel connections are presented.

## **Ευχαριστίες**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω το Λέκτορα του Ε.Μ.Π., κ. Παύλο Θανόπουλο για την επίβλεψη και την επιστημονική καθοδήγηση ,τη βοήθεια και τις πολύτιμες συμβουλές του κατά την διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας μου.  
Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου, τις φίλες και τους φίλους μου.

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά για μεταλλικά κτίρια

Τα μονώροφα κτίρια για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις αλλά και άλλες παραγωγικές εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες, ιδιαίτερα όταν τα ανοίγματα είναι σχετικά μεγάλα, αποτελούν παραδοσιακό και προνομιακό πεδίο εφαρμογής φερόντων οργανισμών από χάλυβα. Τα κτίρια αυτά συνδέονται, κατά κανόνα, με την απουσία ωφελίμων φορτίων επί της οροφής τους και με τη χρήση ελαφρών υλικών για την επικάλυψη και πλευρική επένδυσή τους.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα του χάλυβα στις κατασκευές είναι:

- Μεγάλη αντοχή (μείωση των μόνιμων φορτίων της κατασκευής, οικονομία υλικού και χώρου κλπ.).
- Ομοιογένεια υλικού (αμετάβλητο στο χρόνο, ακρίβεια παραδοχών ανάλυσης και ελέγχων αντοχής).
- Ελαστικότητα-ολκιμότητα.
- Μονιμότητα (με κατάλληλη συντήρηση απεριόριστη διάρκεια ζωής).
- Επαναχρησιμοποίηση του υλικού (ως έχει ή μετά από ανάτηξη).
- Ενίσχυση υπαρχουσών κατασκευών (για αύξηση φέρουσας ικανότητας).
- Ταχύτητα κατασκευής και ανέγερσης.
- Ευκολία προκατασκευής.
- Άριστα αισθητικά αποτελέσματα.
- Το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση, ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και μικρές σεισμικές δυνάμεις.
- Το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου με θετικές συνέπειες και στην ποιότητά του.
- Η πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκρισή τους σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα .
- Η επισκευασιμότητά τους και η ευχερής ενίσχυσή τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων, εφ' όσον απαιτηθεί.

Τα κυριότερα μειονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών ,τα οποία ωστόσο δεν μπορούν να αντισταθμίσουν τα σημαντικά οφέλη τους είναι τα εξής.

- Ο χάλυβας αποτελεί πρώτη ύλη με υψηλό κόστος παραγωγής, ενώ απαιτούνται ιδιαίτερα λεπτομερείς υπολογισμοί στην περιοχή των συνδέσεων. Σημαντική του αδυναμία είναι η ευαισθησία σε πυρκαγιά και διάβρωση, καθιστώντας αναγκαία τη λήψη κατάλληλων μέτρων προστασίας και συντήρησης.
- Η τεχνογνωσία πάνω στο αντικείμενο των μεταλλικών κατασκευών δεν είναι ακόμα ιδιαίτερα ανεπτυγμένη στην Ελλάδα.
- Η σύνδεση των στοιχείων γίνεται κάτω ειδικούς υπολογισμούς.

## 1.2 Στοιχεία ενός τυπικού μονώροφου κτιρίου

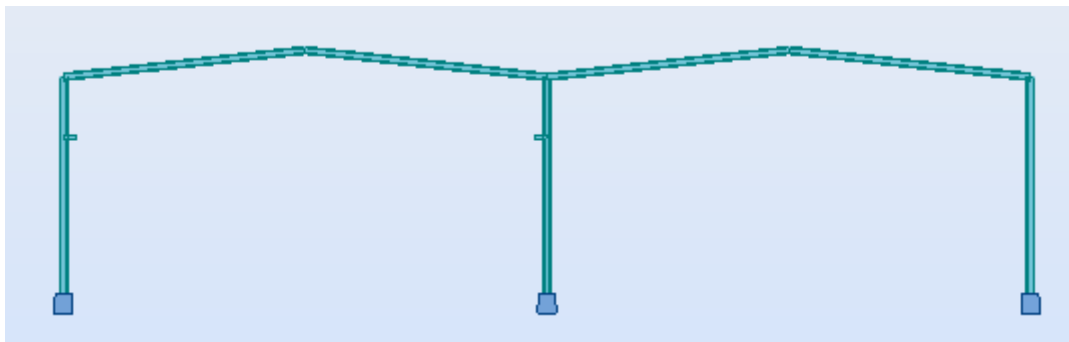
### 1.2.1 Κύριοι φορείς

Είναι συνήθως τα πλαίσια που διατάσσονται κατά κανόνα ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν τη δυνατότητα παραλαβής (στο επίπεδο τους) κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (ανέμου, σεισμού, και λειτουργία γερανογεφυρών). Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών πρέπει να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών.

Για δεδομένο μήκος κτιρίων, ο μελετητής ορίζει τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων που θα προσφέρουν βέλτιστη διάταξη. Μικρότερες αποστάσεις οδηγούν σε περισσότερους κύριους φορείς, με μικρότερες όμως διαστάσεις. Ο μεγάλος αριθμός κυρίων φορέων έχει δυσμενή επίπτωση στο κόστος κατασκευής και το κόστος ανέγερσης, οδηγεί όμως σε τεγίδες με μικρότερα ανοίγματα και επομένως μικρότερη διατομή. Η βέλτιστη απόσταση μεταξύ των κυρίων φορέων είναι ίση ή μεγαλύτερη από τα 6,0 m.

Οι κύριοι φορείς αποτελούνται από τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα τα οποία είναι συνήθως δίρρυχτα με κλίση ώστε τα κατακόρυφα φορτία να παραλαμβάνονται με καμπτική και αξονική δράση. Εφ' όσον είναι ολόσωμα, προτιμούνται διατομές διπλού ταυ επειδή όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από το κέντρο βάρους της τόσο καλύτερη συμπεριφορά έχει στη κάμψη. Για τα ζυγώματα χρησιμοποιούνται συνήθως υψίκορμες διατομές όπως είναι οι ΙΡΕ ενώ για τα υποστυλώματα πλατύπελμες όπως είναι οι ΗΕΑ, ΗΕΒ. Τέλος τα πλαίσια μπορεί να μορφωθούν ως αμφίπακτα ή ως αμφιαρθρωτά.

Στην συγκεκριμένη μελέτη οι κύριοι φορείς είναι δύο συνεχόμενα πλαίσια ανα 20 m άνοιγμα έκαστος τοποθετημένα ανα 6 m. Τα ύψη των υποστυλωμάτων είναι 9 m, το ύψος κορυφή της στέγης 10.10 m και ύψος προβόλων έδρασης των δοκών κύλισης 6.5 m.



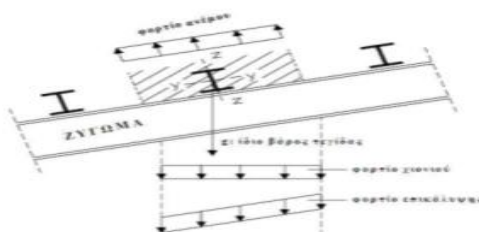
Σχήμα 1.1: Όψη πλαισίου



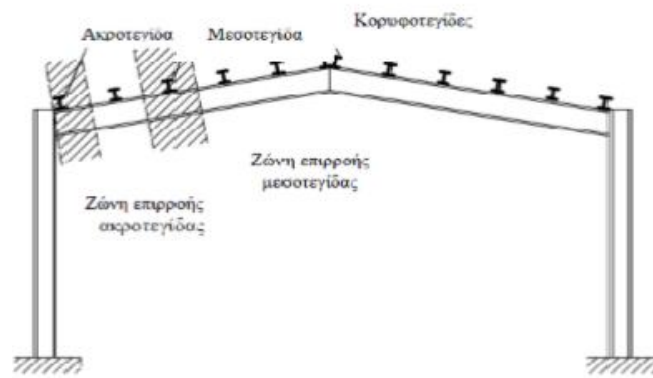
## 1.2.2 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, την ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατόν από τις τεγίδες (ή ορισμένες εξ' αυτών) να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου (π.χ. κανάλια κλιματισμού) ή ο σκελετός ψευδοροφής. Οι τεγίδες, διατάσσονται, κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις οι οποίες κυμαίνονται μεταξύ 1,30m έως 4,0m. Η επιλογή της απόστασης κατά το σχεδιασμό εξαρτάται από την αντοχή και δυσκαμψία των φύλλων επικάλυψης, τη μόρφωση των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, το χρησιμοποιούμενο τύπο διατομής για τις τεγίδες και το μέγεθος των δράσεων. Η οικονομικότητα της επιλεγόμενης διάταξης συνδέεται με σχετικά μεγαλύτερες αποστάσεις μεταξύ των τεγίδων. Οικονομικές μπορεί να θεωρούνται αποστάσεις τουλάχιστον ίσες προς την ενδεικτική διάσταση των 1.8 m. Είναι στοιχεία καταπονούμενα σε κάμψη, μπορεί να σχεδιάζονται με ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. (IPE, HEA)).

Η τοποθέτηση τους γίνεται όπως φαίνεται στο παραπάνω δηλαδή με το κάτω πέλμα τους να εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών του ζυγώματος. Έτσι επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση του ισχυρού άξονα τους έναντι της κύριας δράσης των κατακόρυφων φορτίων. Ο ρόλος των τεγίδων στο κτίριο είναι κυρίως να μεταφέρουν τις δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς και δευτερευόντως να συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και να προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα. Οι τεγίδες είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη, μπορεί δε να σχεδιάζονται με ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές I, συνηθέστερα από τη σειρά IPE (συνήθη μεγέθη από IPE100 έως IPE200). Χρησιμοποιούνται επίσης διατομές U. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους δύο άξονες είναι έντονη, χρησιμοποιούνται πλατύπελμες διατομές διπλού ταυ (συνηθέστερα από τη σειρά HEA. Στην παρούσα διπλωματική η απόσταση μεταξύ τους είναι 2m με διατομή IPE180).



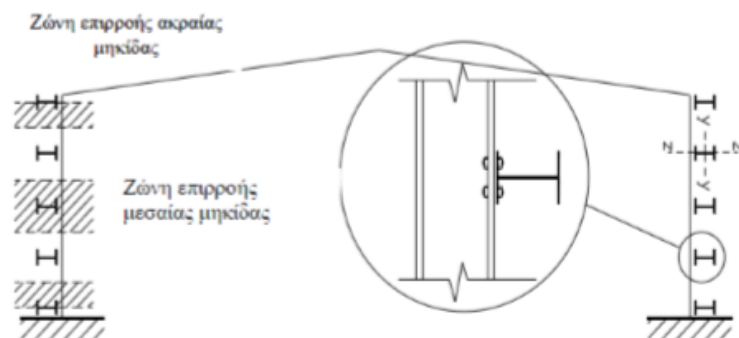
Σχήμα 1.2: Λεπτομέρεια τεγίδας



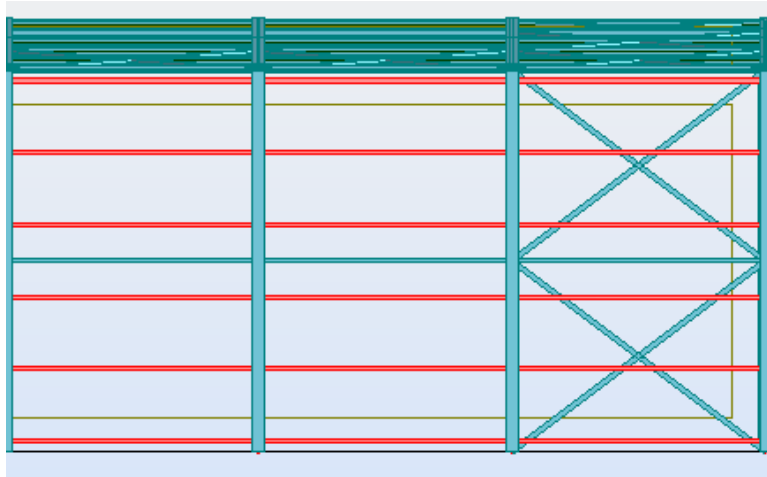
Σχήμα 1.3: Τυπική διάταξη και πλάτη επιρροής τεγιδών

### 1.2.3 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που τοποθετούνται, ανά αποστάσεις, σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιωτών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά παρόμοιο τρόπο με εκείνο των τεγιδών και πολλές φορές έχουν την ίδια με αυτές διατομή. Η κύρια φόρτιση είναι η ανεμοπίεση. Οι παραμορφώσεις λόγω κατακόρυφων φορτίων (ίδιο βάρος μηκίδων, βάρος επένδυσης) αναιρούνται σε μεγάλο βαθμό από την πρόβλεψη των ελκυστήρων, οι οποίοι άνω ή και σε ενδιάμεσες θέσεις μεταφέρουν τα φορτία αυτά στα υποστυλώματα μέσω λοξών ράβδων κατ'αντιστοιχία προς όσα αναφέρθηκαν για τις τεγίδες. Οι μηκίδες διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέριστα, για τα οριζόντια φορτία, στοιχεία. Μπορεί όμως να κατασκευάζονται και ως αρθρωτές δοκοί. Οι συνηθισμένες αποστάσεις μεταξύ μηκίδων είναι 1,50m έως 2,50m. Στις στάθμες ποδιών και πρεκιών των παραθύρων τοποθετούνται πάντοτε μηκίδες, συνήθως από ελατή διατομή U, με το κορμό προς τη πλευρά του κουφώματος. Στην παρούσα διπλωματική η απόσταση μεταξύ τους είναι 1,7m με διατομή IPE180.



Σχήμα 1.4: Τυπική διάταξη και πλάτη επιρροής των μηκίδων.



Σχήμα 1.5: Διάταξη μηκίδων κατασκευής

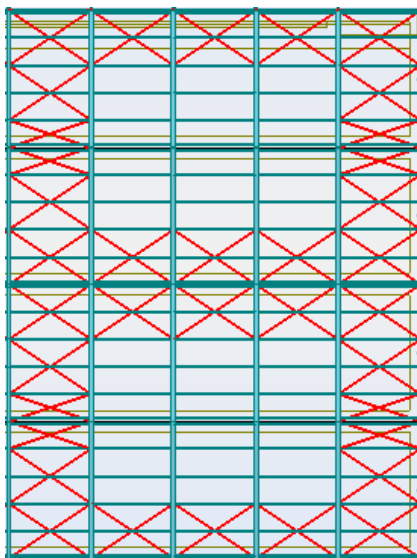
#### 1.2.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή αλλιώς αντιανέμοιοι σύνδεσμοι) είναι κατά κανόνα δικτυωτοί φορείς που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων, παρακολουθούν τη κλίση τους και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ 2 διαδοχικών κύριων φορέων. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων (ως πελμάτων), ορισμένες τεγίδες και πρόσθετες διαγώνιες ράβδους. Σκοπός των επιμέρους αυτών φορέων είναι η μεταφορά οριζόντιων δυνάμεων, που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης καθέτως προς τα επίπεδα των κύριων φορέων, στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Σε περιπτώσεις δίκλιων πλαισίων με τις συνήθεις, σχετικά μικρές, κλίσεις οι δικτυωτοί αυτοί φορείς, όταν γίνονται αρχικοί ή απλοποιημένοι υπολογισμοί, επιτρέπεται να θεωρούνται ως επίπεδοι, χαρακτηρίζονται δε ως «οριζόντιοι», παρ' όλο που δεν είναι παράλληλοι προς το δάπεδο του κτιρίου. Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης τοποθετούνται υποχρεωτικά στα δύο ακραία φατνώματα της κατασκευής για να παραλάβουν τα θλιπτικά ή εφελκυστικά φορτία των κεφαλών των μετωπικών στύλων. Ύπαρξη επιπλέον συνδέσμων δυσκαμψίας σε ενδιάμεσα φατνώματα του υπόστεγου, κρίνεται απαραίτητη για μεγάλου μήκους κτίρια. Επίσης επειδή είναι δικτυωτοί φορείς όλα τα μέλη τους καταπονούνται αξονικά. Κατά τη εφαρμογή των οριζόντιων δυνάμεων (άνεμου, σεισμού) επιτρέπεται να θεωρείται ότι ενεργός είναι μόνο η εφελκυσόμενη εκ των 2 διαγωνίων κάθε φατνώματος. οι συνδέσεις των διαγωνίων ράβδων στους κόμβους εκτελούνται στο εργοτάξιο και για το λόγο αυτό προβλέπονται κοχλιωτές (με χρήση κομβοελασμάτων). Η συνήθως χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα ισοσκελή γωνιακά ή κοίλες κυκλικές διατομές.

Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων της κατηγορίας αυτής είναι:

- Η μεταφορά στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων.

- Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγμάτων.
- Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα.
- Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

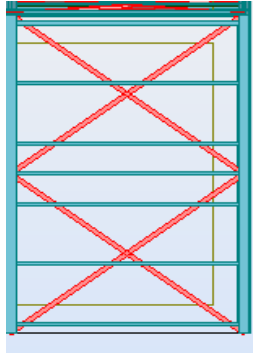


Σχήμα 1.6: Διάταξη οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας

### 1.2.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Συνιστάται οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι έτσι ώστε η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων (άνεμος, σεισμός) να γίνεται άμεσα και ταυτόχρονα να διευκολύνεται η διαδικασία ανέγερσης. Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας των υπόστεγων μπορούν να συνοψισθούν ως εξής:

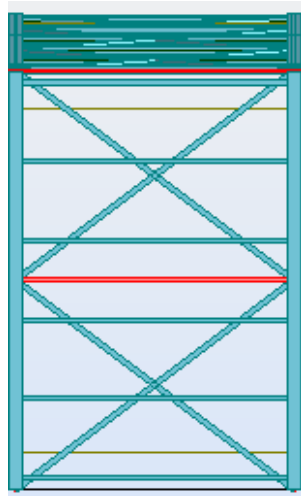
- Παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υπόστεγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση.
- Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της.
- Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.



Σχήμα 1.7: Διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

### 1.2.6 Κεφαλοδοκός

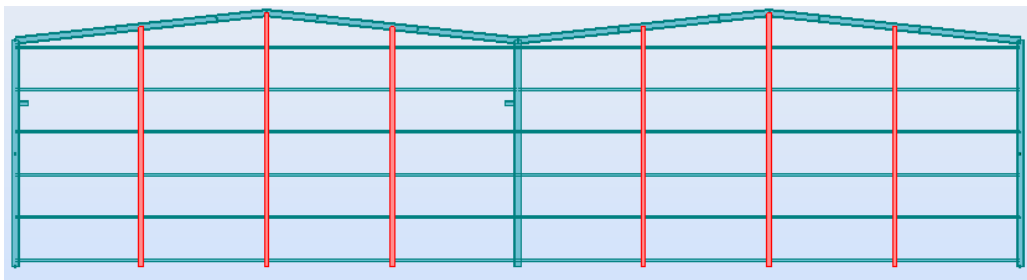
Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κιονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων (εκτός ενδεχομένως των φατνωμάτων στα οποία διαμορφώνονται αρμοί διαστολής). Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα (συνδέσμους) δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας, έτσι ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επιπλέον σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση της ανέγερσης, επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Η σύνδεση, εξ' άλλου, κατά τη φάση αυτή ενός νέου τοποθετούμενου υποστυλώματος με το προηγούμενό του μέσω της κεφαλοδοκού, καθοδηγεί στην τήρηση της ακριβούς θέσης του, οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.



Σχήμα 1.8: Οριζόντια στοιχεία

### 1.2.7 Μετωπικοί στύλοι

Προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο) του κτιρίου, τοποθετούνται ανά αποστάσεις (ή μεμονωμένα στο κέντρο του πλαισίου) μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους συνδέονται με το άνοιγμα που οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων μπορούν να γεφυρώσουν (συνήθως 4,0m έως 7,0m). Κύρια καταπόνηση για μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα I με πέλματα παράλληλα προς την όψη. Τέλος τα μετωπικά υποστυλώματα μπορεί να είναι πακτωμένα ή αρθρωτά στη βάση του. Στην παρούσα εργασία είναι τοποθετημένοι ανα 5 m.



Σχήμα 1.9: Όψη πλαισίου με μετωπικούς στύλους

### 1.2.8 Τα φύλλα επικάλυψης

Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς αγκυρωθεί επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρικής επένδυσης) τις πιέσεις και υποπίεσεις που εξασκούν ο άνεμος και οι άλλες δράσεις. Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχείο του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς το οποίο μεταφέρουν φορτία. Στο υπόστεγο που μελετάμε θα χρησιμοποιήσουμε για την πλευρική επένδυση αλλά και την επικάλυψη της στέγης θερμομονωτικά πανέλλα τύπου «σάντουιτς», τα οποία αποτελούνται από ένα εσωτερικό και ένα εξωτερικό φύλλο χάλυβα και έχουν εσωτερικό πολυουρεθάνης πάχους 5cm (ίδιο βάρος περίπου 0,15kN/m<sup>2</sup>).



Σχήμα 1.10: Προκατασκευασμένα θερμομονωτικά φύλλα επικάλυψης

### 1.3 Υλικά κατασκευής

#### 1.3.1 Δομικός χάλυβας

Στο μεταλλικό υπόστεγο επιλέχθηκε ως κύριο δομικό υλικό χάλυβας ποιότητας S355. Οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y$  και της εφελκυστικής αντοχής  $f_u$  για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1

Ποιότητα κατά EN 1993-1-1	Ονομαστικό πάχος στοιχείου $t$ (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 80\text{mm}$	
	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$
S355	355	510	355	510

Πίνακας 1.1: Ονομαστική τιμή ορίου διαρροής  $f_y$  και ορίου θραύσης  $f_u$  κατά EN 1993-1-1

Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων, οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι οι εξής:

- Μέτρο ελαστικότητας  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ .
- Μέτρο διάτμησης  $G \approx 8077 \text{ N/mm}^2$ .
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή  $\nu = 0.3$ .
- Ειδικό βάρος  $\gamma_a = 78,5 \text{ kN/m}^3$ .
- Τάση σχεδιασμού  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M$ ,  $\gamma_M = 1,0$

## 2 Δράσεις επί της κατασκευής

### 2.1 Εισαγωγή

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις (φορτία) και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος για τη χρήση για την οποία προορίζεται για όλη τη διάρκεια αυτή.

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να είναι επαρκής ως προς την

- α) αντοχή,
- β) λειτουργικότητα
- γ) ανθεκτικότητα.

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή ενός έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Οι δράσεις αυτές, ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο, κατατάσσονται στις εξής κατηγορίες:

1. Μόνιμες δράσεις (G): ίδιο βάρος κατασκευής, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις κ.ά.
2. Μεταβλητές δράσεις (Q): επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα κλπ.), πιέσεις ανέμου (W), φορτία χιονιού (S), φορτία από γερανογέφυρες (C).
3. Τυχηματικές δράσεις (A): εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά κ.ά.

### 2.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Παλαιότερος όρος για τις μόνιμες δράσεις ήταν “νεκρά φορτία”, περιλαμβάνονται δε στην κατηγορία αυτή των δράσεων όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ’ όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα κ.λ.π.). Στην παρούσα εργασία εκτιμήθηκε μόνιμο φορτίο από την επικάλυψη στέγης  $0,15 \text{ kN/m}^2$  και το ίδιο βάρος.



## 2.3 Άλλες δράσεις

Πέραν των δράσεων που περιγράφηκαν στις προηγούμενες παραγράφους, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και μια σειρά από άλλες δράσεις κατά περίπτωση, όπως: θερμοκρασιακές μεταβολές, πυρκαγιά, γερανογέφυρες, φορτία κόπωσης, ωθήσεις γαιών ή υδροστατικές πιέσεις, τυχηματικές δράσεις (εκρήξεις, πρόσκρουση οχημάτων, τρένων ή πλοίων, βίαιη προσγείωση ελικοπτέρου σε ελικοδρόμιο επί στέγης), και τέλος δράσεις κατά την ανέγερση.

## 2.4 Μεταβλητές δράσεις

Τα Κινητά ή Μεταβλητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν, όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε λειτουργία, και μεταβάλλονται ως προς τη θέση και το μέγεθός τους. Αυτά μπορεί να έχουν μόνιμο ή και παροδικό χαρακτήρα. Στα κτίρια τα φορτία αυτά λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Στην παρούσα διπλωματική εκτιμήθηκε μεταβλητό φορτίο  $0.50kN / m^2$ .

### 2.4.1 Φορτία Χιονιού

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μία στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου, ενώ η πυκνότητα του μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσης του στη συγκεκριμένη θέση. Έτσι, πέραν της χιονόπτωσης σε συνθήκες ηρεμίας, μπορεί να είναι αναγκαίο να θεωρηθούν οι επιδράσεις του ανέμου, ο οποίος είναι δυνατόν να προκαλέσει ανακατανομή του χιονιού και σε μερικές περιπτώσεις τη μερική του απομάκρυνση από τη στέγη. Επιπλέον, πρέπει να ληφθούν υπόψη οποιεσδήποτε αλλαγές στην κατανομή του χιονιού στις στέγες ή εργασίες απομάκρυνσης χιονιού, εάν οι μορφές αυτής της φόρτισης είναι κρίσιμες. Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μια συγκεντρωμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξημένη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψόμετρα λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση. Μια καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο επαναφοράς, ενώ μπορεί να εφαρμοστούν εν συνεχεία διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού. Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με τη χρήση συντελεστών μορφής. Καλύπτονται επίσης

ειδικότερες καταστάσεις όπως συσσωρεύσεις χιονιού πίσω από στηθαία, σε κοιλάδες και σε απότομες αλλαγές του ύψους της στέγης.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του  $s_k$  για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 – Μέρος 1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές  $s_{k,0}$  των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας:

1. Ζώνη I ( $s_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$ ) : Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας, και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
2. Ζώνη II ( $s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$ ) : Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.
3. Ζώνη III ( $s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$ ) : Υπόλοιπη χώρα.

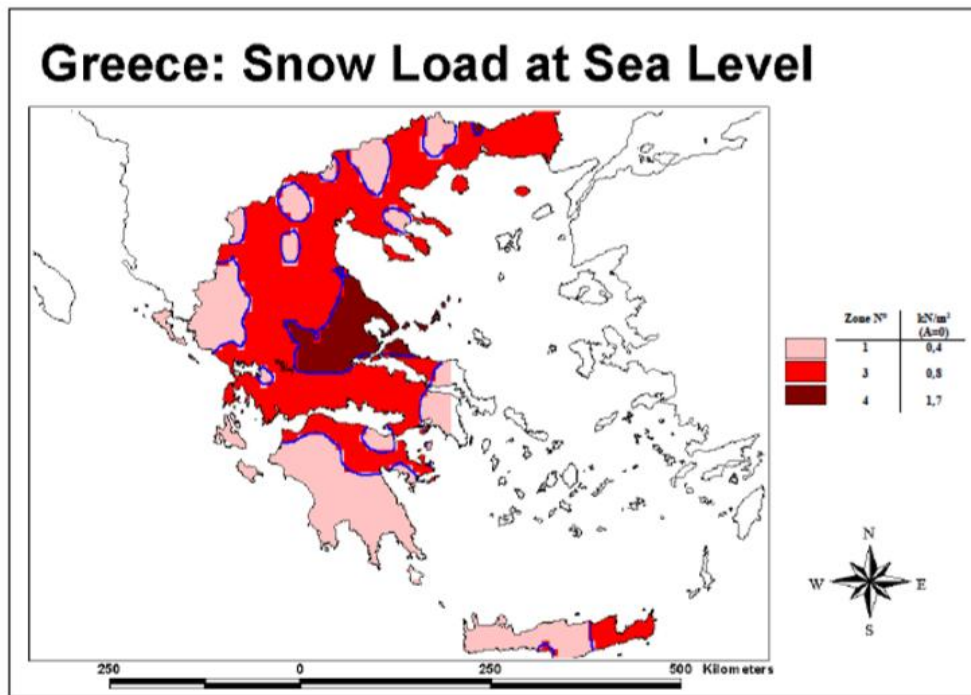
Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Περισσότερες πληροφορίες για ειδικές περιπτώσεις περιέχονται στο Εθνικό προσάρτημα.

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

$$s_k = s_{k,0} \times \left(1 + \frac{A}{917}\right)^2 \quad (2.1)$$

Όπου

- $s_{k,0}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για  $A=0$ ), σε.  $\text{kN/m}^2$
- A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m.



Σχήμα 2.1: Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές.

Το φορτίο χιονιού επί της στέγης προσδιορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s_k = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k \quad (2.2)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s_k = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_{Ad} \quad (2.3)$$

Όπου :

- $\mu_i$  είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού
- $s_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους
- $C_e$  είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1.

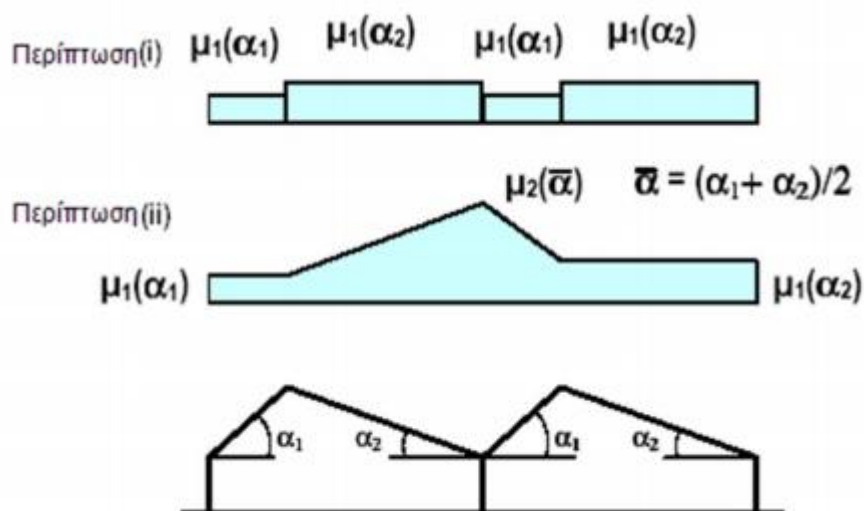
Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους  $C_e = 0,8$
- Για κατασκευές προστατευόμενες (από κτίρια ή δέντρα)  $C_e = 1,2$
- $C_t$  είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης.
- $s_{Ad} = C_{esl} * s_k$  είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

Το φορτίο  $s$  θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

#### 2.4.1.1 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

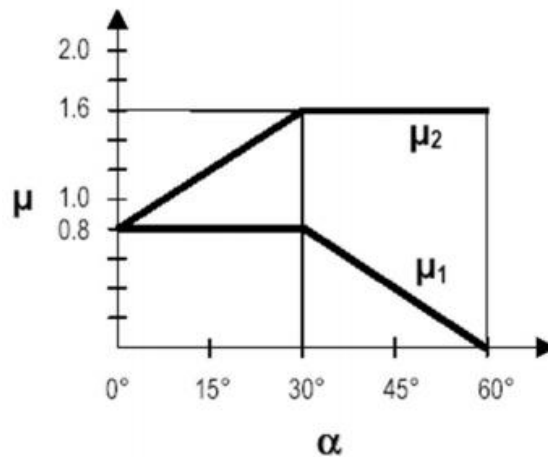
Στη παρούσα εργασία ενδιαφέρει η τιμή και η κατανομή του φορτίου χιονιού πάνω σε κεκλιμένες επαναλαμβανόμενες στέγες. Συνεπώς, για περιπτώσεις επαναλαμβανόμενων στεγών λαμβάνεται υπόψη η πλέον δυσμενής περίπτωση μεταξύ αυτών της εικόνας



Σχήμα 2.2: Συντελεστές μορφής για επαναλαμβανόμενες στέγες.

	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60-\alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8+0,8 \alpha/30$	1,6	0,0

Πίνακας 2.1: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού.



Σχήμα 2.3: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού για κεκλιμένες στέγες

Για μεγάλες συγκεντρώσεις χιονιού σε επαναλαμβανόμενες στέγες θεωρείται ότι το χιόνι συγκεντρώνεται μεταξύ των κορφιάδων.

#### 2.4.1.2 Υπολογισμός φορτίου χιονιού

Φορτίο χιονιού Το υπόστεγο που μελετάμε βρίσκεται στο Νομό Αργολίδας δηλαδή βρίσκεται στη Ζώνη ΙΙΙ ( $s_{k,0}=0,81 \text{ kN/m}^2$ ) και σε υψόμετρο 50 m από τη στάθμη της θάλασσας.

- Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους προκύπτει:

$$s_k = s_{k0} \times \left(1 + \frac{A}{917}\right)^2 = 0,88 \text{ kN/m}^2$$

- Ο συντελεστής μορφής χιονιού  $\mu_1$  για κλίση στέγης  $\alpha=6.3$  ( $0^0 \leq \alpha \leq 30^0$ ) είναι 0,8.
- Ο συντελεστής έκθεσης  $C_e$  λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες ίσος με 1.
- Ο θερμικός συντελεστής  $C_t$  λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης ίσος με 1.

Άρα για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές το φορτίο χιονιού είναι:

$$s_k = \mu_1 \times c_e \times c_t \times s_k = 0.70 \text{ kN/m}^2$$

- Χαρακτηριστική τιμή φορτίου:
- Ζώνη εδάφους B
- Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού για  $A=0 \rightarrow s_{k,0}=0.8 \text{ kN/m}^2$
- Υψόμετρο  $\rightarrow A=50 \text{ m}$
- Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού  $s_k=0.88 \text{ kN/m}^2$

Τελικό Φορτίο χιονιού:

- Συντελεστής εκθέσεως  $\rightarrow C_e=1.00$
- Θερμικός συντελεστής  $\rightarrow C_t=1.00$
- Συντελεστής σχήματος για  $\alpha=6.3^\circ \rightarrow \mu_1=0.8, \mu_2=1$
- Τελικά φορτίο  $\rightarrow s=0.704\text{kN/m}^2$  για συντελεστή  $\mu_1, \rightarrow s=0.88\text{ kN/m}^2$

#### 2.4.2 Φορτίο Ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντα χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές όμως κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορούν να θεωρούνται στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι:

- **Η γεωγραφική θέση.** Οι ταχύτητες του ανέμου είναι στατικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές από τις άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα σημαντικά στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες του ανέμου δημοσιεύονται συνήθως με τη μορφή ισούψών καμπύλων, οι οποίες είναι γραμμές ίσης βασικής ταχύτητας του ανέμου τοποθετημένες σε ένα χάρτη. Η βασική ταχύτητα ανέμου αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 1 ως η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου και αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα στα 10μ πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας τον μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς τα 50 χρόνια.
- **Η φυσική θέση.** Οι ριπές του ανέμου με υψηλές ταχύτητες απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες περιοχές όπως είναι τα κέντρα πόλεων λόγω των μεταβολών στη τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Η μεταβολή αυτή λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος σχετίζεται με την τραχύτητα του εδάφους και το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
- **Η τοπογραφία.** Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της τοποθεσίας σε σχέση με τους λόφους ή τους γκρεμούς λαμβάνονται υπόψη με το συντελεστή τοπογραφίας.

- **Οι διαστάσεις των κτιρίων.** Το ύψος του κτιρίου είναι ιδιαίτερα σημαντικό, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνονται με το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
- **Η μέση ταχύτητα του ανέμου.** Προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα ,που προσαυξάνεται για ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητας του
- **Το σχήμα της κατασκευής.** Τα φορτία του ανέμου δεν είναι απλώς μια μετωπική πίεση που ασκείται στην πρόσοψη της κατασκευής, αλλά το αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της ,λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από την κατασκευή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής αντίστοιχα προς τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα εμπόδιο (κτίριο) παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή (άνεμος).Η κατανομή είναι επιπλέον περίπλοκη λόγω των γειτονικών κατασκευών και των φυσικών εμποδίων/μεταβολών, όπως λόφοι, κοιλάδες, δασικές εκτάσεις που μπορούν να επηρεάσουν τη μορφή της κίνησης του ανέμου και τη σχετική κατανομή της πίεσης. Γενικά ως προς τις κατακόρυφες επιφάνειες του κτιρίου, πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες και υποπίεσεις στις υπήνεμες όψεις του κτιρίου.
- **Η κλίση της στέγης.** Η παράμετρος αυτή είναι σημαντική ως προς το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Είναι αξιοσημείωτο ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση (αρνητικές τάσεις ή υποπίεσεις), ενώ σε στέγες με μεγαλύτερη κλίση (μεγαλύτερη από 20 μοίρες) μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- **Η διεύθυνση του ανέμου.** Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου.

Οι παραπάνω παράμετροι λαμβάνονται κατά πρώτο λόγο στον υπολογισμό της ταχύτητας σχεδιασμού του ανέμου ,και κατά δεύτερο λόγο στη μετατροπή της ταχύτητας του ανέμου σε ένα σύστημα δυνάμεων επί της κατασκευής. Ωστόσο, πρέπει να ληφθούν επίσης υπόψη και συγκεκριμένα επιπρόσθετα χαρακτηριστικά του ανέμου, όπως

#### 2.4.2.1 Κανονισμός υπολογισμού φορτίου ανέμου

Προκειμένου να απλοποιηθεί η διαδικασία εισαγωγής των δράσεων λόγω ανέμου στις κατασκευές, λαμβάνοντας υπόψη τους προαναφερθέντες παράγοντες, οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις ή πιέσεις επί των εξωτερικών ή και εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της. Για τον υπολογισμό της πίεσης που προκαλεί ο άνεμος χρησιμοποιείται το μέρος 1-4 του EN 1991.

- **Πίεση ανέμου σε εξωτερικές επιφάνειες**

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (2.4)$$

Όπου

- ❖  $q_p(z_e)$  είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής.
- ❖  $z_e$  είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση.
- ❖  $c_{pe}$  είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης.

- **Πίεση ανέμου σε εσωτερικές επιφάνειες.**

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (2.5)$$

Όπου :

- ❖  $q_p$  είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής.
- ❖  $c_{pi}$  είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης.
- ❖  $z_i$  είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση.

- **Η βασική ταχύτητα του ανέμου.**

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,0} \quad (2.6)$$

Όπου :

- ❖  $v_b$  είναι η βασική ταχύτητα του ανέμου, που είναι συνάρτηση της κατεύθυνσης και της εποχής της πνοής και υπολογίζεται σε ύψος 30m από την επιφάνεια για επιφάνεια κατηγορίας II.
- ❖  $v_{b,0}$  είναι η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου δηλαδή η μέση ταχύτητα του ανέμου διάρκειας 10 λεπτών, ανεξάρτητη της κατεύθυνσης του ανέμου, σε ύψος 30m , σε ανοιχτή επίπεδη περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια που απέχουν μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος τους (επιφάνεια κατηγορίας II όπως ορίζεται στον πίνακα ). Η θεμελιώδης βασική ταχύτητα του ανέμου καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα και είναι ίση με 33 m/s για τα νησιά και τα παράλια μέχρι 10 Km από την ακτή και ίση με 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.
- ❖  $C_{dir}$  είναι ο συντελεστής κατεύθυνσης και η προτεινόμενη τιμή είναι 1
- ❖  $C_{season}$  είναι ο συντελεστής που εξαρτάται από την εποχή και η προτεινόμενη τιμή του είναι 1.



- Η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$  σε ύψος  $z$ .

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \times \frac{1}{2} \rho \times v_m^2(z) = c_s(z) \times q_b \quad (2.7)$$

Όπου :

- ❖  $\rho$  είναι η πυκνότητα του αέρα που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και την αναμενόμενη βαρομετρική πίεση κατά τη διάρκεια πνοής των ανέμων. (Η προτεινόμενη τιμή είναι 1,25 kg/m<sup>3</sup>).
- ❖  $v_m(z)$  είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος  $z$  από την επιφάνεια και υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_m(z) = C_r(z) \times C_o(z) \times v_b \quad (2.8)$$

- ❖  $C_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας που δίνεται από τις σχέσεις

$$C_r(z) = k_r \times \ln(z/z_0) \quad \text{για } z_{\min} < z < z_{\max}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) \quad \text{για } z \leq z_{\min}$$

- ❖  $C_o(z)$  ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους που χρησιμοποιείται για να ληφθεί υπ' όψιν η μεταβολή της ταχύτητας του ανέμου λόγω της κλίσης του εδάφους (για κλίσεις του εδάφους μικρότερες από 0,05 ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με 1).
- ❖ Το μήκος τραχύτητας και το ελάχιστο ύψος  $z_{\min}$  εξαρτώνται από το είδος της επιφάνειας και υπολογίζονται με βάση τον πίνακα 2.2.

Κατηγορία εδάφους		$z_0$ (m)	$z_{\min}$ (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή	0,003	1
I	Λίμνη ή επίπεδη και οριζόντια περιοχή με αμελητέα βλάστηση χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) που απέχουν τουλάχιστον 20 φορές το ύψος τους	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική βλάστηση ή κτίρια ή μεμονωμένα εμπόδια που απέχουν τουλάχιστον 20 φορές το ύψος τους (χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειάς της έχει κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m.	1	10

Πίνακας 2.2: Κατηγορία εδάφους

- Το μέγιστο ύψος  $z_{\max}$  είναι ίσο με 200m εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα.

- Ο συντελεστής  $k_r$  που εξαρτάται από την επιφάνεια δίνεται από τη σχέση:

$$k_r = 0,19 \times (z_0 / z_{0II})^{0,07} \quad (2.9)$$

Όπου:

- $z_{0II}=0,05m$  (η τιμή προκύπτει από τον πίνακα για κατηγορία επιφάνειας II).

- Η ένταση των στροβιλισμών,  $I_v(z)$ , σε ύψος  $z$  από την επιφάνεια του εδάφους και προσδιορίζεται από τις σχέσεις.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln(z/z_0)} \quad \text{για } z_{\min} < z < z_{\max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για } z \leq z_{\min} \quad (2.10)$$

Όπου

- $k_1$  είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Λαμβάνεται ίσος προς 1,00
- $c_0$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης του εδάφους. Επίσης ίσος προς 1.

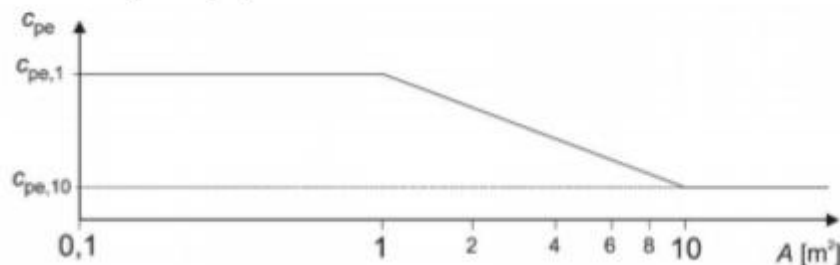
#### 2.4.2.2 Συντελεστής εξωτερικών πιέσεων

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτάται από τις διαστάσεις της φωτιζόμενης επιφάνειας  $A$ . Ως φορτιζόμενη επιφάνεια, θεωρείται η επιφάνεια  $A$ , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Για  $A \leq 1m^2$  είναι  $C_{pe} = C_{pe,1}$

Για  $1 m^2 \leq A \leq 10 m^2$  είναι  $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log A$

Για  $A \geq 10m^2$  είναι  $C_{pe} = C_{pe,10}$

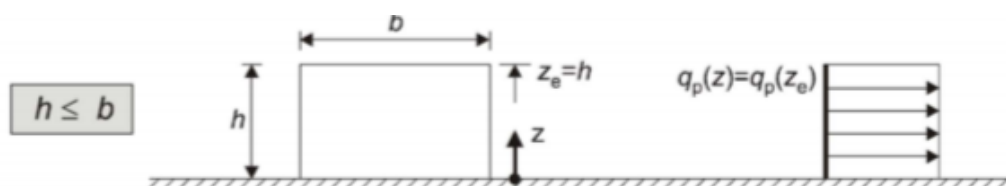


Σχήμα 2.4: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσεως της φορτιζομένης επιφάνειας  $A$ .

### 2.4.2.3 Πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς  $z_e$  για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης εξαρτάται από τη σχέση μεταξύ του ύψους  $h$  και του πλάτους  $b$  του κτιρίου. Συμφώνα με το Σχήμα διακρίνονται οι παρακάτω περιπτώσεις:

- Για  $h \leq b$  λαμβάνεται ως ένα τμήμα με  $z_e=h$  Για  $b \leq h \leq 2b$  το και  $z_e=h$  για το υπερκείμενο
- Για  $h \geq 2b$  το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα, εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος  $z_e=b$ , το υψηλότερο έχει ύψος  $z_e=h$ , ενώ το μεταξύ αυτών διάστημα υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήματος ίσο με  $b$ .



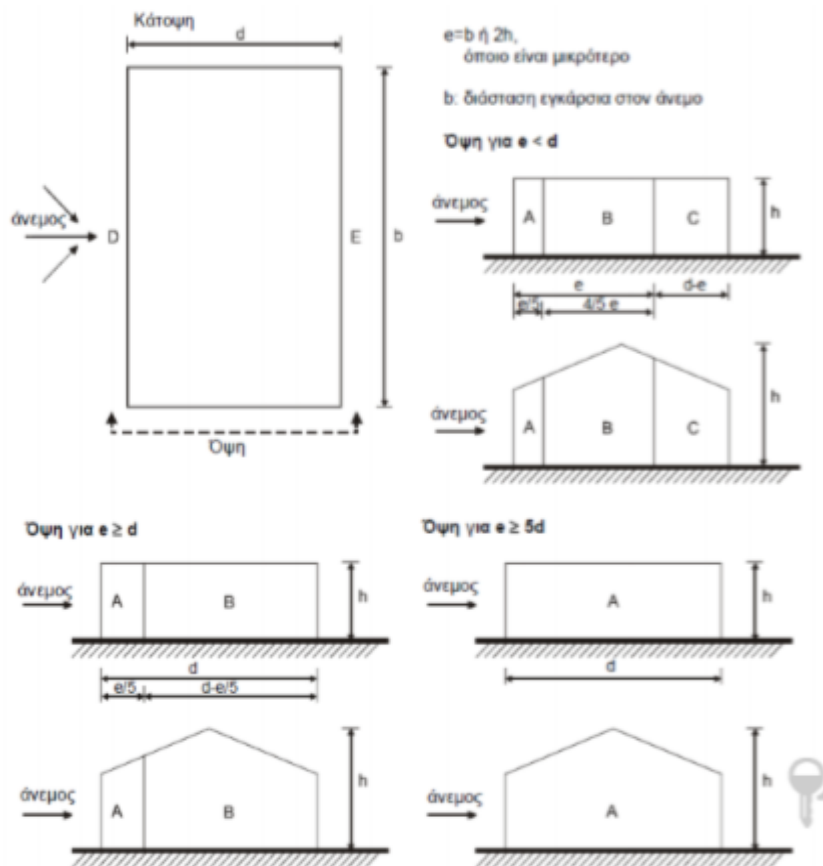
Σχήμα 2.5: Κατανομή πιέσεων για  $h < b$

Στους υπήνεμους και παράπλευρους τοίχους κτιρίων το ύψος αναφοράς  $z_e$  λαμβάνεται ίσο με το ύψος  $h$  του κτιρίου. Στον Πίνακα δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης συναρτήσει του λόγου  $h/d$  και των ζωνών υποδιαίρεσης των κατακόρυφων τοίχων του κτιρίου.

ΖΩΝΗ	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1		-0.7
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1		-0.5
$\leq 0.25$	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1		-0.3

Πίνακας 2.2: Συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων.

Οι ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται στο σχήμα



Σχήμα 2.6: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους.

#### 2.4.2.4 Πιέσεις σε στέγες

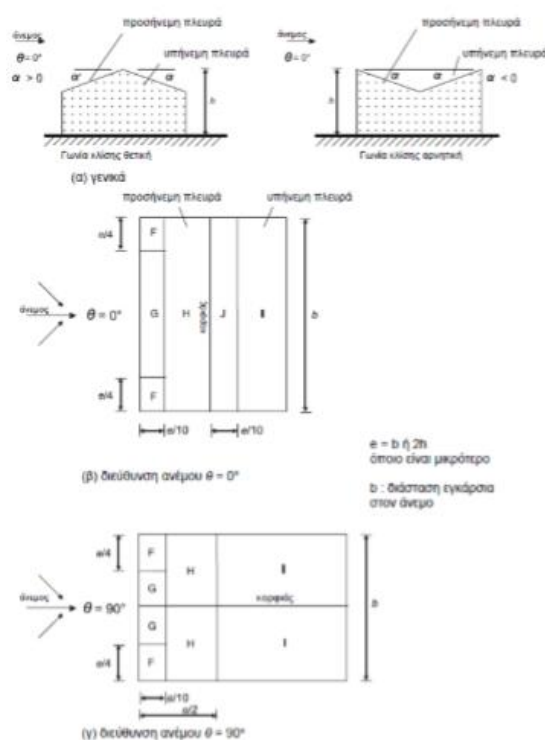
Όμοια για τις δίκλινες στέγες δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής φόρτισης για άνεμο υπό γωνία  $\theta_0$  και  $90^\circ$  από τους πίνακες για τις ζώνες F,G,H,I που φαίνονται στο σχήμα.

Γωνία Κλίσης $\alpha$	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$s_{\text{εκ},10}$	$s_{\text{εκ},1}$	$s_{\text{εκ},10}$	$s_{\text{εκ},1}$	$s_{\text{εκ},10}$	$s_{\text{εκ},1}$	$s_{\text{εκ},10}$	$s_{\text{εκ},1}$	$s_{\text{εκ},10}$	$s_{\text{εκ},1}$
-45°	-0,6	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,0	-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8	-1,2	-0,6	-0,8	-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,6	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	-0,7	-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2	+0,2	+0,2	+0,2
	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6
	+0,0	+0,0	+0,0	+0,0	+0,0	+0,0	+0,0	+0,0	+0,0	+0,0
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3	-1,2	-0,4	-1,0	-1,0	-1,5
	+0,2	+0,2	+0,2	+0,2	+0,2	+0,2	+0,0	+0,0	+0,0	+0,0

Πίνακας 2.3: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίκλινες στέγες για  $\Theta=0^\circ$ .

Γωνία Κλίσης $\alpha$	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	-1,2

Πίνακας 2.4: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίκλινες στέγες για  $\Theta=90^\circ$ .



Σχήμα 2.7: Συμβολισμοί για δίκλινες στέγες

#### 2.4.2.5 Εσωτερικές πιέσεις

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής θεωρήθηκε πως όταν στην περιοχή πνέουν δυνατοί άνεμοι δηλαδή όταν έχουμε μεγάλα φορτία άνεμου οι πόρτες της κατασκευής παραμένουν κλειστές και σαν αποτέλεσμα δεν υπάρχουν εσωτερικές πιέσεις στην οριακή κατάσταση αστοχίας γι' αυτό και δεν υπολογίζονται.

### 2.4.2.6 Δεδομένα για τον άνεμο

Περιοχή:			
Vb,0 :	33,000 m/s		
Qb,0 :	0,68 kPa		
ΗΛΙΚΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ:	50	ΧΡΟΝΙΑ;	p= 0,020
K :	0,200		
kl :	1,000		
Vb,0(p) :	33,000 m/s		
Qb,0(p) :	0,68 kPa		
Cdir :	1,000		
CsCd :	1,000		
Cseason :	1,000		

Vb :	33,000 m/s
Qb :	0,68 kPa

#### ΤΥΠΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ III - ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΚΑΙ

#### ΠΡΟΑΣΤΙΑΚΕΣ ΠΕΡΙΟΧΕΣ, ΔΑΣΗ

kr :	0,215
z0 :	0,30 m
Zmin :	5,00 m

z = 9,000 Cr(z) : 0,733 Ce(z) : 1,641 q(z) : 1,12 kPa

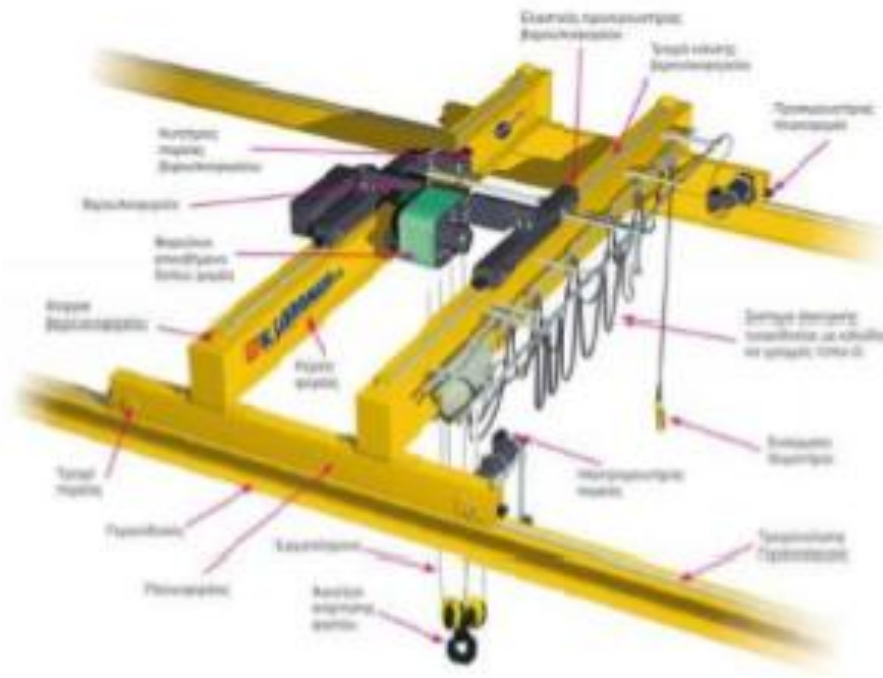
z = 10,100 Cr(z) : 0,757 Ce(z) : 1,716 q(z) : 1,17 kPa

## 2.5 Γερανογέφυρα

### 2.5.1 Γενικά

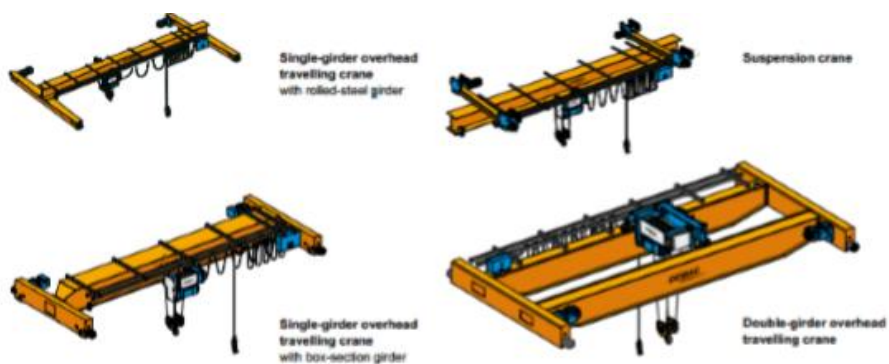
Σε πολλά βιομηχανικά κτίρια η μετακίνηση έτοιμων ή ενδιάμεσων προϊόντων στο εσωτερικό γίνεται από μία ή περισσότερες γερανογέφυρες. Η συνηθέστερη ανάρτηση του φορτίου γίνεται μέσω αγκιστρίου. Αναλόγως όμως και του είδους των μετακινούμενων στοιχείων, το φορτίο μπορεί να συγκρατείται με αρπάγες μαγνήτες ή κάδους.

Η γερανογέφυρα αποτελεί βιομηχανικό προϊόν και έχει γενικά τυποποιημένες διαστάσεις και πάχη ελασμάτων αναλόγως προς το άνοιγμα και τη φέρουσα ικανότητα της (ωφέλιμο φορτίο) διατίθεται δε ως σύνολο με το μηχανολογικό εξοπλισμό της (βαρούλκο, φορείο, συρματόσχοινα και άγκυστροανάρτησης, κινητήρες) και δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης του στατικού μηχανικού. Οι γερανογέφυρες μεταφέρουν φορτία (κατακόρυφα και οριζόντια) επί των δοκών κυλίσεως, τα οποία εν συνεχεία μεταφέρονται στο έδαφος μέσω των υποστυλωμάτων αλλά και άλλων στοιχείων του φέροντος οργανισμού (σύνδεσμοι δυσκαμψίας μεταξύ των υποστυλωμάτων, πλευρικά στηρίγματα άνω πέλματος δοκών κυλίσεως κ.α.). Τα φορτία της γερανογέφυρας επί του φέροντος οργανισμού χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση της δοκού κυλίσεως ενώ συμπεριλαμβάνονται και στους συνδυασμούς φορτίσεων που θα εξεταστούν.



Σχήμα 2.8: Τυπική διάταξη γερανογέφυρας διπλού φορέως

Ανάλογα με τις εκάστοτε ανάγκες (σε ανυψούμενο φορτίο και άνοιγμα κτιρίου) έχουμε 2 είδη γερανογέφυρας: τις γερανογέφυρες μονού φορέα (single girder) και τις γερανογέφυρες διπλού φορέα (double girder). Αυτές του μονού φορέα προβλέπονται για χρήση σε μικρά σχετικά ανοίγματα και για μικρές απαιτήσεις ανυψούμενου φορτίου ενώ αυτές του διπλού φορέα προορίζονται για εφαρμογές όπου ο χώρος εργασίας έχει μεγάλο άνοιγμα στήριξης αλλά και όπου υπάρχει ανάγκη για διακίνηση βαρύτερου φορτίου.



Σχήμα 2.10: Είδη γερανογέφυρας

Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε γερανογέφυρα 16 τόνων διπλού φορέα η οποία είναι τοποθετημένη σε ύψος 6.5 μ και άνοιγμα 20 μ.

Απο τον πίνακα τυποποιημένων διαστάσεων

- Απόσταση ακραίας θέσης αγκίστρου από τον άξονα της δοκού κύλισης είναι 900 mm
- Η απόσταση μεταξύ των δύο τροχών σε κάθε πλευρά είναι 3.5 m
- Οι κινητήριοι τροχοί έχουν ανεξάρτητη κίνηση ο ένας από τον άλλο και οι άξονες όλων των τροχών είναι σταθερά συνδεδεμένοι επ'αυτών(σύστημαIFF)
- Οι τροχοί κυλίνουν επι τροχιάς από συμπαγής ορθογωνική διατομή 50 x 30mm
- Η ταχύτητα ανύψωσης του αναρτημένου φορτίου είναι 8m/min
- Για γερανογέφυρες εργαστηρίου (workshop cranes) η κατηγορία ανύψωσης είναι HC2 και η κατηγορία κόπωσης S3(Annex B, Eurocode 1 –Πίνακας )

Η γερανογέφυρα από το ίδιο βάρος της καθώς και από την λειτουργία της μεταφέρει κατακόρυφα φορτία και οριζόντια φορτία στις δοκούς κύλισης ,τα οποία εν συνεχεία μεταφέρονται στο έδαφος μέσω των υποστυλωμάτων αλλά και άλλων στοιχείων του φέροντος οργανισμού.

Annex B (informative) Guidance for crane classification for fatigue			
Item	Type of crane	Hoisting class	S-class
1	Hand-operated cranes	HC 1	S0, S1
2	Assembly cranes	HC1, HC2	S0, S1
3	Potential cranes	HC1	S1, S2
4	Storage cranes - with intermittent operation	HC2	S4
5	Storage cranes, spreader bar cranes, strip yard cranes - with continuous operation	HC3, HC4	S6, S7
6	<b>Workshop cranes</b>	<b>HC2, HC3</b>	<b>S3, S4</b>
7	Overhead travelling cranes, rim cranes - with grab or magnet operation	HC3, HC4	S6, S7
8	Casting cranes	HC2, HC3	S6, S7
9	Hooking pit cranes	HC3, HC4	S7, S8
10	Shipping cranes, charging cranes	HC4	S8, S9
11	Feeding cranes	HC4	S6, S7
12	Transporter bridges, semi-portals cranes, portal cranes with trolley or slewing crane - with hook operation	HC2	S4, S5
13	Transporter bridges, semi-portals cranes, portal cranes with trolley or slewing crane - with grab or magnet operation	HC3, HC4	S6, S7
14	Travelling belt bridges with fixed or sliding belt(s)	HC1	S3, S4
15	Dockyard cranes, slipway cranes, fitting-out cranes - with hook operation	HC2	S3, S4
16	Wharf cranes, slewing, floating cranes, level luffing slewing - with hook operation	HC2	S4, S5
17	Wharf cranes, slewing, floating cranes, level luffing slewing - with grab or magnet operation	HC3, HC4	S6, S7
18	Heavy duty floating cranes, gantry cranes	HC1	S1, S2
19	Shipboard cargo cranes - with hook operation	HC2	S3, S4
20	Shipboard cargo cranes - with grab or magnet operation	HC3, HC4	S4, S5
21	Tow slewing cranes for the construction industry	HC1	S2, S3
22	Erection cranes, derrick cranes - with hook operation	HC1, HC2	S1, S2
23	Rail mounted slewing cranes - with hook operation	HC2	S3, S4
24	Rail mounted slewing cranes - with grab or magnet operation	HC3, HC4	S4, S5
25	Railway cranes authorized on trains	HC2	S4
26	Truck cranes, mobile cranes - with hook operation	HC2	S3, S4
27	Truck cranes, mobile cranes - with grab or magnet operation	HC3, HC4	S4, S5
28	Heavy duty truck cranes, heavy duty mobile cranes	HC1	S1, S2

Πίνακας 2.5:Κατηγορία Γερανογέφυρας



Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Γερανογεφυρών											
	H	S	g	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	e <sub>1</sub>	L	d <sub>1</sub>	t	x	b
	m	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
	4	14	-150	900	900	2500	3150	400	1400	1385	200
		20	-150	900	900	3150	3800	400	1400	1385	200
		25	-150	1000	900	4000	4650	400	2240	1385	200
		30	-250	1100	900	4560	5350	500	2800	1485	250
12,5 t	6	14	50	900	900	2500	3150	400	1400	1500	200
		20	50	900	900	3150	3800	400	1400	1500	200
		25	50	1000	900	4000	4650	400	2240	1500	200
		30	-50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250
	<b>6</b>	<b>11</b>	<b>50</b>	<b>900</b>	<b>900</b>	<b>2500</b>	<b>3150</b>	<b>400</b>	<b>1400</b>	<b>1470</b>	<b>200</b>
16,0 t		25	-50	1000	900	4000	4790	500	2240	1600	250
		30	-50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250
20,0 t	6	25	-50	1000	900	4000	4790	500	2240	1600	250
		30	-50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250

Πίνακας 2.6: Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά

### 2.5.2 Φορτία Γερανογέφυρας

#### 3.5.2.1 Γενικά

Ο προσδιορισμός των φορτίων των γερανογεφυρών γίνεται βάση του Μέρους 3 του Ευρωκώδικα 1. Τα φορτία τα οποία εξασκούνται στην κατασκευή από τη λειτουργία της γερανογέφυρας διακρίνονται σε κατακόρυφα και οριζόντια, όπως επίσης σημαντικές περιπτώσεις φόρτισης αποτελούν το δοκιμαστικό φορτίο και οι τυχηματικές δράσεις. Τα κατακόρυφα φορτία οφείλονται στο ανυψούμενο φορτίο, το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και το βάρος του βαρουλκοφορείου. Τα οριζόντια φορτία που ασκούνται προκαλούνται από την επιτάχυνση ή επιβράδυνση κατά την κίνηση της γερανογέφυρας και από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές. Τα φορτία από τη γερανογέφυρα μεταφέρονται στο φορέα μέσω των δοκών κυλίσεως. Στην παρούσα διπλωματική τα φορτία και οι δυναμικοί συντελεστές έχουν ληφθεί από τον κατασκευαστή.

#### 3.5.2.2 Δυναμικοί συντελεστές

Ο δυναμικός χαρακτήρας των φορτίων λαμβάνεται υπόψη στους διάφορους κανονισμούς μέσω της εφαρμογής επί των στατικώς προσδιοριζόμενων δράσεων δυναμικών προσαυξητικών συντελεστών. Οι παραπάνω αναφερόμενοι δυναμικοί συντελεστές είναι οι φ1, φ2, φ3, φ4, φ5, φ6, φ7 και ορίζονται οι ίδιοι αλλά και η εφαρμογή τους στα διάφορα φορτία σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

Δυναμικοί συντελεστές ασφάλειας	Επιδράσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη	Εφαρμόζονται στο:
φ1	διέγερση του φορέα του γερανού λόγω ανύψωσης του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος	ίδιο βάρος του γερανού
φ2 ή φ3	δυναμικές επιδράσεις λόγω μεταφοράς του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος στο γερανό  δυναμικές επιδράσεις λόγω απότομης απελευθέρωσης του ανηρτημένου φορτίου εάν για παράδειγμα χρησιμοποιούνται δαγκάνες ή μαγνητικοί έλκτες	φορτίο βαρούλκου
φ4	δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του γερανού σε τροχιές ή δοκούς κυλίσεως	ίδιο βάρος του γερανού και του φορτίου βαρούλκου
φ5	δυναμικές επιδράσεις λόγω δυνάμεων οδήγησης	δράσεις οδήγησης
φ6	δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του φορτίου δοκιμής σε οδηγούς κατά τον τρόπο που χρησιμοποιείται ο γερανός	φορτίο δοκιμής
φ7	δυναμικές ελαστικές επιδράσεις λόγω πρόσκρουσης στα προστατευτικά άκρων	φορτία πρόσκρουσης

Πίνακας 2.7: Δυναμικοί συντελεστές φόρτισης

A) Φ1 Ισχύει  $0,9 < \phi_1 < 1,1$ . Λαμβάνουμε  $\phi_1 = 1,1$  (δυσμενέστερο).

B) Φ2 Ισχύει  $\phi_2 = \phi_{2,\min} + \beta_2 \cdot V_h$

Τα  $\phi_{2,\min}$  και  $\beta_2$  εξαρτώνται από την κατηγορία ανύψωσης της γερανογέφυρας, ενώ το  $V_h$  είναι η ταχύτητα ανύψωσης του φορτίου. Από τον αντίστοιχο πίνακα του Ευρωκώδικα και για κατηγορία ανύψωσης HC2, έχω:  $\phi_{2,\min} = 1,10$  και  $\beta_2 = 0,34$ , ενώ η  $V_h = 8 \text{ m/min} = 8/60 \text{ sec}$ . Άρα  $\phi_2 = 1,10 + 0,34 \cdot 8/60 = 1,1425$

Γ) Φ3 Ισχύει  $\phi_3 = 1 - \beta_3$ . Υποθέτουμε ότι στην περίπτωσή μας δεν υπάρχει δυνατότητα ξαφνικής απελευθέρωσης του συνόλου ή μέρους του αναρτημένου φορτίου, άρα  $\Delta m = 0$ . Άρα  $\phi_3 = 1,0$ .

Δ) Φ4 Λαμβάνουμε  $\phi_4 = 1,0$ , υπό τον όρο ότι έχουν τηρηθεί οι ανοχές για τα φορεία τροχών που καθορίζονται στον Ευρωκώδικα.

E) Φ5 Εάν ο  $\phi_5$  δεν δίνεται στα έγγραφα προδιαγραφών του γερανού, τότε λαμβάνεται μία από τις ενδεικτικές τιμές του παρακάτω πίνακα του Ευρωκώδικα.

Υποθέτοντας ότι οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά λαμβάνουμε  $\phi_5 = 1,5$ .

ΣΤ) Φ6 Για τον υπολογισμό του  $\phi_6$  διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

- Δυναμικά επιβαλλόμενο  $\phi_6 = 0,5 \cdot (1,0 + \phi_2) \rightarrow \phi_6 = 0,5 \cdot (1,0 + 1,134) = 1,067$
- Στατικά επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο:  $\phi_6 = 1,0$

Z) Φ7 Ο  $\phi_7$  λαμβάνει υπόψη την ελαστική επιρροή της δύναμης στα άκρα των τροχών, που προκαλείται όταν η γερανογέφυρα συναντά κάποιο εμπόδιο. Εφαρμόζεται στην περίπτωση της σύγκρουσης της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που τοποθετούνται στα άκρα των ραγών για να εμποδιστεί η περαιτέρω κίνησή της. Οι δυνάμεις που προκαλούνται από αυτή τη σύγκρουση πολλαπλασιάζονται με τον  $\phi_7$  έτσι ώστε να μετατραπούν σε ισοδύναμα στατικά φορτία. Από τον Ευρωκώδικα λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή  $\phi_7 = 1,6$ .

\* Στις πράξεις αντί για αντί για  $\phi$  συμβολίζεται με  $v$ .

### 2.5.2.3 Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία επί των τροχών της γερανογέφυρας ασκούνται λόγω του ίδιου βάρους της, το βάρος του βαρούλκου και του φορτίου ανύψωσης. Επειδή το βαρουλκοφορείο και το φορείο ανύψωσης μπορούν να κινηθούν μεταξύ δύο ακραίων θέσεων συνεπάγεται ότι στη διαστασιολόγηση της δοκού κύλισης λαμβάνεται υπόψη η δυσμενέστερη κατάσταση. Όταν σε περίπτωση ανάρτησης του ονομαστικού ωφέλιμου φορτίου προκαλούνται επί της μίας τροχιάς οι μέγιστες δράσεις, επί της απέναντι τροχιάς προκαλούνται οι ελάχιστες.

		Μέγιστες και ελάχιστες αντιδράσεις γερανογέφυρας επί των τροχών της						
		6 m	8 m	10 m	12 m	14 m	16 m	18 m
2,0 t	max	1450	1550	1600	1750	1900	2000	2150
	min	450	500	500	600	750	800	950
3,2 t	max	2050	2200	2300	2400	2550	2650	2850
	min	550	550	550	650	750	850	1000
4,0 t	max	2450	2550	2700	2800	3000	3150	3350
	min	600	600	650	650	800	900	1100
5,0 t	max	2900	3100	3250	3400	3550	3750	3950
	min	650	650	700	750	850	1000	1200
6,3 t	max	3550	3750	3900	4100	4250	4450	4700
	min	750	700	750	850	950	1100	1300
8,0 t	max	4600	4850	5050	5250	5450	5700	6050
	min	950	900	950	1000	1150	1300	1650
10,0 t	max	5550	5850	6100	6300	6600	6850	7150
	min	1100	1050	1050	1150	1350	1500	1750
12,5 t	max	6500	6900	7200	7500	7800	8100	8400
	min	1500	1400	1350	1450	1600	1750	1950
16,0 t	max	8350	8800	9200	9700	9900	10350	10600
	min	1850	1600	1600	1800	1900	2050	2250
20,0 t	max	10300	10850	11300	11700	12000	12350	12750
	min	2350	2100	2050	2050	2150	2300	2550
25,0 t	max	11900	12900	13600	14150	14600	15150	15550
	min	3950	3350	3050	2950	2950	3100	3250

		20 m	22 m	24 m	26 m	28 m	30 m
2,0 t	max	2250	2950	3050	3350	3600	3900
	min	1050	1700	1850	2100	2400	2300
3,2 t	max	3100	3600	3900	4150	4300	4600
	min	1250	1750	2000	2250	2400	2700
4,0 t	max	3550	4050	4300	4600	4850	5150
	min	1300	1750	2000	2250	2550	2800
5,0 t	max	4150	4650	4850	5200	5400	5750
	min	1350	1850	2000	2400	2550	2900
6,3 t	max	4900	5350	5600	5900	6150	6450
	min	1500	1900	2150	2400	2650	2900
8,0 t	max	6300	6550	6800	7100	7500	7800
	min	1800	2000	2250	2550	2900	3200
10,0 t	max	7450	7650	7950	8350	8650	8950
	min	2000	2150	2400	2750	3050	3350
12,5 t	max	8650	9000	9300	9700	10100	10550
	min	2150	2450	2700	3000	3400	3850
16,0 t	max	11000	<b>11300</b>	<b>11700</b>	12150	12600	13000
	min	2550	<b>2750</b>	<b>3100</b>	3500	3900	4250
20,0 t	max	13150	13550	14100	14400	15250	15550
	min	2850	3200	3650	3900	4650	4950
25,0 t	max	16000	16550	16950			
	min	3500	3900	4150			

Πίνακας 2.8:Μέγιστες και ελάχιστες αντιδράσεις γερανογέφυρας επί των τροχών της

#### 2.5.2.3.1 Γενικά στοιχεία και υπολογισμός.

Οι ολικές αντιδράσεις επί των τροχιών ως αποτέλεσμα

- 1) Του ίδιο βάρους γερανογέφυρας  $Q_c$
- 2) Του ανυψωτικό φορτίο  $Q_{r,nom} = 156,96 \text{ KN}$
- 3) Του Βάρους του βαρουλκοφορείου  $G_c=10t$

Γερανογέφυρα 16 τόνων

$Q_{max} = 10800$  από πίνακα παρεμβολή

Max 10.8 t/τροχό

$Q_{\min} = 24000$  από πίνακα παρεμβολή

Min 2.4t/τροχό

1t = 9,81kn

$$Q_{nor} = 9.81kn \times 16 = 156.96kN$$

$$Q_{ol} = 2(10.8 + 2.4) = 26.4 \times t = 258.98kN$$

$$Q_{ol} = Q_c + Q_{mom} + G_c$$

Φορτίο γερανογέφυρας, εκτός του φορείου, ανοιγμένο σε ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο.

$$Q_c = Q_{ol} - (G_c + Q_{mom}) = 258.98 - (10 + 156.96) = 92kN$$

Για τον προσδιορισμό των κατακόρυφων φορτίων διακρίνουμε τις εξής 2 περιπτώσεις:

A) Συνδυασμοί φορτίων 1,2 ( Eurocode 1-part 3 )

Για το συνδυασμό φορτίων 1,2 :

Ίδιο βάρος της γερανογέφυρας  $v_1 = 1,10$

$$q_c = \frac{Q_c}{l} = \frac{92}{19} = 4.84kN$$

$$v_1 \times q_c = 5.2kN$$

$$G_c = 10kN$$

$$v_1 \times G_c = 11kN$$

Καθαρό φορτίο γερανογέφυρας ανοιγμένο σε ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο

❖ **Ίδιο Βάρος γερανογέφυρας**

Συνολικό βάρος γερανογέφυρας

$$\sum Qr \min = \frac{1}{2} \times 4.84 \times 19 + 10 \times (18.1) / 19 = 55.55kN$$

$$\sum Qr \min = \frac{1}{2} \times 4.84 \times 19 + 10 \times (0.9) / 19 = 46.4kN$$

Εισάγουμε τον δυναμικούς συντελεστές στο συνολικό Βάρος

**Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερο φορτισμένη δοκό**

$$\text{Συνδυασμός 1 } \sum Qr \min = 55.55 \times 1.1 = 61.10kN$$

$$\text{Συνδυασμός 3 } \sum Qr \min = 55.55kN$$

$$\text{Συνδυασμός 4+5 } \sum Qr \min = 55.55kN$$

**Φορτίο που αντιστοιχεί στην λιγότερο φορτισμένη δοκό**

$$\sum Q_r \min = 46.4 \text{ kN}$$

$$\text{Συνδυασμός 1 } \sum Q_r \min = 1.1 \times 46.45 = 51.09 \text{ kN}$$

B) Συνδυασμοί φορτίων 3, 4, 5 του πίνακα Εφαρμόζεται δυναμικός συντελεστής 1,0 αντί 1,1

$$\text{Συνδυασμός 3 } \sum Q_r \min = 46.45 \text{ kN}$$

$$\text{Συνδυασμός 4+5 } \sum Q_r \min = 46.45 \text{ kN}$$

❖ **Ίδια Βάρη γερ/ρας + ανυψωμένου φορτίου**

A) Συνδυασμός 1

$$1 \ q_c = 4.84 \text{ kN}$$

$$2 \ G_c = 10 \text{ kN}$$

$$3 \ Q_h = 1.145 \times 156.95 = 179.70 \text{ kN}$$

**Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερη φορτισμένη δοκό**

$$\sum Q_{r \max} = (0.5 \times 5, 2 \times 19) + (11 + 179.7) \frac{18.1}{19} = 231.06 \text{ kN}$$

**Φορτίο που αντιστοιχεί στην λιγότερη φορτισμένη δοκό**

$$\sum Q_{r \max} = (0.5 \times 5, 2 \times 19) + (11 + 179.7) \frac{0.9}{19} = 58.43 \text{ kN}$$

B) Συνδυασμός 2

$$v_1 = 1.1, v_3 = 1, v_4 = 1$$

$$q_c v_1 = 5.2 \text{ kN}$$

$$v_1 G_c = 11 \text{ kN}$$

$$Q_h = 1 \times Q_{nom} = 1 \times 156.95 = 156.95 \text{ kN}$$

**Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερη φορτισμένη δοκό**

$$\sum Q_{r \max} = (0.5 \times 5, 2 \times 19) + (11 + 156.95) \frac{18.1}{19} = 209.4 \text{ kN}$$

**Φορτίο που αντιστοιχεί στην λιγότερη φορτισμένη δοκό**

$$\sum Q_{r \max} = (0.5 \times 5, 2 \times 19) + (11 + 156.95) \frac{0.9}{19} = 57.3 \text{ kN}$$

### Γ) Συνδυασμοί 4,5

$$v_4 = 1$$

$$v_3 = 1$$

$$q_c v_4 = 4.84 kN$$

$$q_c v_4 = 4.84 kN$$

$$q_c v_4 = 4.84 kN$$

$$Q_h = 1 \times Q_{nom} = 1 \times 156.95 = 156.95 kN$$

#### **Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερη φορτισμένη δοκό**

$$\sum Q_{r,max} = (0.5 \times 4.84 \times 19) + (10 + 156.95) \frac{18.1}{19} = 205.02 kN$$

#### **Φορτίο που αντιστοιχεί στην λιγότερη φορτισμένη δοκό**

$$\sum Q_{r,min} = (0.5 \times 4.84 \times 19) + (10 + 156.95) \frac{0.9}{19} = 53.88 kN$$

### 2.5.2.4 Οριζόντια φορτία

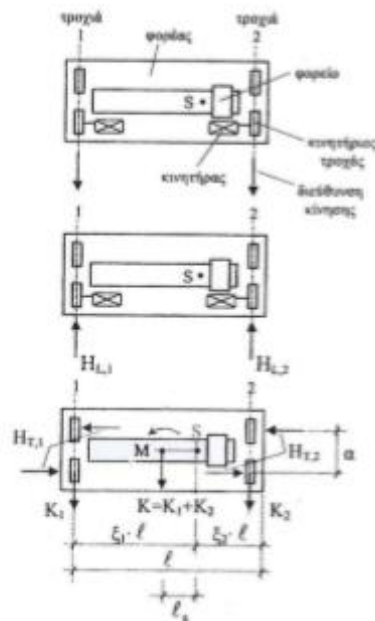
Οι οριζόντιες δυνάμεις που λαμβάνονται υπόψη κατά τη μελέτη μιας γερανογέφυρας είναι οι εξής:

- Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας σχετικές με την κίνησή της κατά μήκος της δοκού κύλισης
- Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση του φορείου σχετικές με την κίνησή του κατά μήκος της γερανογέφυρας
- Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στην παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας σχετικές με την κίνησή της κατά μήκος της δοκού κύλισης
- Φορτία από τη σύγκρουση της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που σταματούν την κίνησή της στο τέλος της διαδρομής
- Φορτία από τη σύγκρουση του φορείου της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που σταματούν την κίνησή του στο τέλος της διαδρομής

#### 2.5.2.4.1 Οριζόντια φορτία οφειλόμενα στην επιτάχυνση και επιβράδυνση της γερανογέφυρας (H<sub>L</sub>, H<sub>T,i</sub>)

Αυτά τα φορτία προκαλούνται από την επιτάχυνση και την επιβράδυνση της γερανογέφυρας ως αποτέλεσμα της κινητήριας δύναμης στην διεπιφάνεια μεταξύ τροχών και τροχιάς κύλισης. Όταν η γερανογέφυρα επιβραδύνεται ή επιταχύνεται, η κινητήρια δύναμη  $K$  ασκείται στον άξονα κίνησης, ενώ κατά κανόνα το κέντρο βάρους  $S$  του κινούμενου συστήματος (γερανογέφυρα και αναρτημένο φορτίο) απέχει του άξονα αυτού απόσταση ίση με  $l_s$ . Η προκύπτουσα ροπή εξισορροπείται από ζεύγη εγκάρσιων δυνάμεων  $H_T$  που αναπτύσσονται μεταξύ τροχών και τροχιών. Συγχρόνως ασκούνται και κατά μήκος δυνάμεις  $H_L$ . Οι εγκάρσιες δυνάμεις  $H_{T,i}$  εξαρτώνται από

τη θέση του αναρτώμενου φορτίου, για παράδειγμα αν το αναρτώμενο φορτίο είναι πιο κοντά προς μια τροχιά τότε οι εγκάρσιες δυνάμεις σε εκείνη την τροχιά είναι μεγαλύτερες, ενώ οι κατά μήκος δυνάμεις  $H_{L,i}$  είναι ίσες μεταξύ τους.



Σχήμα 2.11: Πλευρικές και κατά μήκος δυνάμεις επί των δοκών κυλίσεως λόγω της επιτάχυνσης/επιβράδυνσης της γερανογέφυρας μονού φορέα.

### Υπολογισμοί

Συντελεστής τριβής τροχού-τροχιάς  $\mu = 0,2$

$$m_w = 2$$

$$\text{Κινητήρια δύναμη } K = \mu \times \sum Q_{r \min} = \mu \times m_w \times Q_{r \min} = 0.20 \times 2 \times 21.8 = 8.72 \text{ kN}$$

(υποτίθεται ότι σε κάθε τροχιά υπάρχει από ένας κινητήριος τροχός με ανεξάρτητη κίνηση άρα  $m_w=2$ )

- Κατά μήκος δύναμης  $H_L$

$$H_{L1} = H_{L2} = v_s \times K \times \frac{1}{nr} = 1.5 \times 8.72 \times \frac{1}{2} = 6.54 \text{ kN}$$

Συντελεστής  $\xi_1$  της απόστασης  $\xi_1 l$  του κέντρου βάρους  $S$  του συστήματος από την τροχιά 1:

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r \max}}{\sum Q_r} = \frac{\sum Q_{r \max}}{(\sum Q_{r \max} + \sum Q_{r \max})} = \frac{205.02}{(205.02 + 53.88)} = 0.791$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 0.209$$

Απόσταση του κέντρου βάρους  $S$  του συστήματος από τον άξονα της κίνησης:

$$l_s = (\xi_1 - 0,5)l = (0.79 - 0.5)l = 5.51 \text{ m}$$

Ροπή στροφής που προκαλείται από την κινητήρια δύναμη:

$$M = K \times l_s = 8.72 \times 5.51 = 48.04 \text{ kNm}$$



Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στη λιγότερο φορτιζόμενη τροχιά 1:

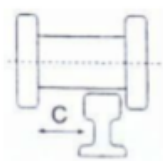
$$H_{T1} = v_5 \times \xi_2 \times M / \alpha = 1,5 \times 0,209 \times 48,04 / 3,5 = 4,3kN$$

Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στην περισσότερο φορτιζόμενη τροχιά 2:

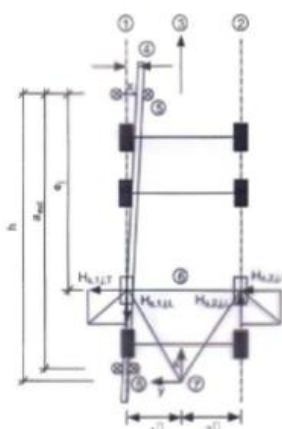
$$H_{T2} = v_5 \times \xi_1 \times M / \alpha = 1,5 \times 0,79 \times 48,04 / 3,5 = 16,26kN$$

### 2.5.2.4.2 Οριζόντια φορτία λόγω παράγωγης (λοξής ως προς τις τροχιές) της γερανογέφυρας

Λόγω αντοχής  $c$  που πρέπει να υπάρχει μεταξύ τροχού και τροχιάς η γερανογέφυρα είναι δυνατόν να εγγράφεται κατά λοξό ως προς τις τροχιές τρόπο και επομένως ο στιγμιαίος άξονας κίνησης επί της τροχιάς να σχηματίζει με αυτή μικρή γωνιά  $\chi$ . Συνέπεια της παραπάνω λοξής κίνησης είναι να ασκούν οι τροχοί και μέσα καθοδήγησης οριζόντιες δυνάμεις επί των τροχιών όπως φαίνεται στο Σχήμα. Οι δυνάμεις αυτές αποτελούνται από την οδηγούσα δύναμη  $S$ , που ασκείται στη θέση που βρίσκονται τα μέσα καθοδήγησης, και από (οριζόντιες) δυνάμεις σε κάθε τροχό (κατά μήκος και εγκάρσια). Ως μέσα καθοδήγησης χρησιμοποιούνται συνήθως ένσφαιροι τριβείς (ρουλεμάν) με κατακόρυφο άξονα ή ειδικά ελάσματα τα οποία μπορεί να προηγούνται ή να έπονται των τροχών ή να συμπίπτουν ως προς τη θέση με αυτούς για την περίπτωση των ελασμάτων.



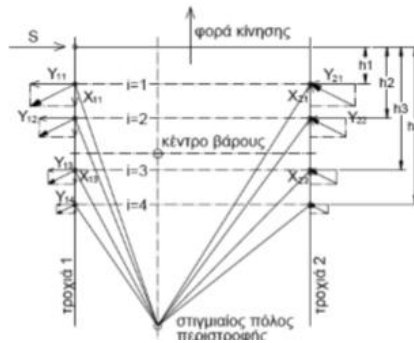
Σχήμα 2.12: Ανοχή μεταξύ τροχών και τροχιάς



Υπόμνημα:

- |                                     |                           |
|-------------------------------------|---------------------------|
| 1 Στιγμαία κίνηση επί της τροχιάς 1 | 4 Διεύθυνση της τροχιάς   |
| 2 Στιγμαία κίνηση επί της τροχιάς 2 | 5 Μέσα καθοδήγησης        |
| 3 Διεύθυνση της κίνησης             | 6 Ζεύγος τροχών j σειράς  |
|                                     | 7 Στιγμαίο κέντρο στροφής |

Σχήμα 2.13: Εγκάρσιες δυνάμεις  $HS_{i,j,k}$



Σχήμα 2.14: Πλευρικές δυνάμεις λόγω της λοξής κίνησης της γερανογέφυρας

Οι δυνάμεις  $S$  και  $H_{S,i,j,k}$  υπολογίζονται ως εξής:

$$H_{S,i,j,k} S$$

$$S = f \times \lambda_{S,i,j} \times \sum Q_r$$

$$H_{S,1,j,L} = f \times \lambda_{S,1,j,L} \times \sum Q_r$$

$$H_{S,1,j,L} = f \times \lambda_{S,1,j,L} \times \sum Q_r$$

$$H_{S,1,j,L} = f \times \lambda_{S,1,j,L} \times \sum Q_r$$

$$H_{S,1,j,L} = f \times \lambda_{S,1,j,L} \times \sum Q_r$$

όπου:

- ο συντελεστής  $f$  υπολογίζεται ως εξής:

$$f = 0.3 \times (1 - \exp(-250 \times \alpha)) \leq 0,3 \text{ .όπου } \alpha \text{ είναι η γωνία λοξότητας}$$

- $\lambda_{S,2,j,k}$  είναι συντελεστής δύναμης
- $i$  είναι η τροχιά  $i$
- $j$  είναι το ζευγάρι τροχών  $j$
- $k$  είναι η διεύθυνση της δύναμης ( $L$ = κατά μήκος,  $T$ = εγκάρσια)

Η γωνία λοξότητας  $\alpha$  (skewing angle) εξαρτάται από το διάκενο μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και της τροχιάς, το είδος των μέσων καθοδήγησης καθώς και από άλλους παράγοντες. Εάν για τα στοιχεία αυτά δεν υπάρχουν ακριβέστερα δεδομένα, η γωνία λοξότητας μπορεί, επί το δυσμενέστερο, να λαμβάνεται ίση με  $0,015 \text{rad}$  ή να υπολογίζεται από τη σχέση  $\alpha = \alpha_F + \alpha_v + \alpha_o \leq 0,015$ , όπου τα  $\alpha_F$ ,  $\alpha_v$ ,  $\alpha_o$  καθορίζονται στον επόμενο πίνακα.

Γωνίες $\alpha_i$	Ελάχιστες τιμές της γωνίας $\alpha_i$
$\alpha_F = 0,75 \times \alpha_{ext}$	$0,75x \geq 5 \text{mm}$ για κυλινδρικούς οδηγούς $0,75x \geq 10 \text{mm}$ για ελάσματα τροχών
$\alpha_v = y / \alpha_{ext}$	$y \geq 0,03b$ σε mm για κυλινδρικούς οδηγούς $y \geq 0,10b$ σε mm για ελάσματα τροχών
$\alpha_o$	$\alpha_o = 0,001$

Όπου:

- $\alpha_{ext}$  είναι το διάστημα μεταξύ των εξωτερικών μέσων καθοδήγησης ή των ελασμάτων των τροχών κατά τη διεύθυνση της τροχιάς
- $b$  είναι το πλάτος της κεφαλής της ράγας
- $x$  είναι η μέγιστη καθαρή απόσταση μεταξύ της τροχιάς και των μέσων καθοδήγησης (απόσταση κάθετη στην τροχιά)
- $y$  είναι η φθορά της τροχιάς και των μέσων καθοδήγησης
- $\alpha_o$  είναι η δυνατή απόκλιση μεταξύ των διευθύνσεων της τροχιάς και των τροχών

Πίνακας 2.9: Καθορισμός των  $\alpha_F$ ,  $\alpha_v$ ,  $\alpha_o$ .

Οι τιμές των συντελεστών  $\lambda_s$  εξαρτώνται από την απόσταση  $h$  μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και του στιγμιαίου κέντρου στροφής, από το εάν οι αντίστοιχοι (απέναντι) τροχοί κάθε τροχιάς είναι μεταξύ τους ανεξάρτητοι (σύστημα I) ή συνδεδεμένοι με κοινό άξονα (σύστημα C) και από το εάν ο άξονας αυτός (πραγματικός ή ιδεατός) είναι σταθερά συνδεδεμένος και στους 2 τροχούς (σύστημα FF) ή σταθερά με τον ένα με δυνατότητα σχετικής πλευρικής μετακίνησης ως προς τον άλλο (σύστημα FM). Οι τιμές της απόστασης  $h$  υπολογίζονται σύμφωνα με τον πίνακα και οι τιμές του συντελεστή  $\lambda_{s,i,j,k}$  σύμφωνα με τον πίνακα . όπου:

- $n$  ο αριθμός των ζευγών τροχών
- $\xi_1$  είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου στροφής από την τροχιά 1
- $\xi_2$  είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου στροφής από την τροχιά 2
- $l$  είναι το άνοιγμα της γερανογέφυρας
- $e_j$  είναι η απόσταση του ζεύγους τροχών  $j$  από τα σχετικά μέσα καθοδήγησης
- $h$  είναι η απόσταση μεταξύ του στιγμιαίου πόλου στροφής και των σχετικών μέσων καθοδήγησης

	Συνδυασμός ζευγών τροχών		$h$
	συνεζευγμένοι (c)	Ανεξάρτητοι (i)	
<b>Σταθερά/Σταθερά</b> FF			$\frac{m \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot l^2 + \sum e_i^2}{\sum e_i}$
<b>Σταθερά/Κινητά</b> FM			$\frac{m \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot l^2 + \sum e_i^2}{\sum e_i}$

Πίνακας 2.10: Υπολογισμός απόστασης  $h$ .

System	$\delta_{s_j}$	$\delta_{s_{jL}}$	$\delta_{s_{jT}}$	$\delta_{s_{2L}}$	$\delta_{s_{2T}}$
CFF IFF	$1 - \frac{\sum e_i}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2 l}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 l}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$
		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$
CFM IFM	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{\sum e_i}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 l}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 l}{n h}$	0
		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$	0	0

Πίνακας 2.11: Προσδιορισμός των συντελεστών  $\lambda_{s,i,j,k}$ .

### Υπολογισμοί

Στο παράδειγμά μας λαμβάνουμε  $\alpha=0,015\text{rad}$  (επί το δυσμενέστερο), άρα  $f=0,3*[1-\exp(-250*\alpha)]=0,3*[1-\exp(-250*0,015)]=0,293 \leq 0,3$ .

Στη συνέχεια υπολογίζουμε την απόσταση  $h$ :

Υποτίθεται, εν προκειμένω, ότι χρησιμοποιούνται τροχοί εφοδιασμένοι με επίπεδα ελάσματα καθοδήγησης. Επομένως η απόσταση  $e_1$  του προηγούμενου ζεύγους τροχών από τα μέσα καθοδήγησης είναι μηδενική,  $e_1=0$ . Για το δεύτερο ζεύγος

τροχών, επίσης είναι  $e_2 = \alpha = 3,50m$ . επειδή, εξ' άλλου, δεν υπάρχουν ζεύγη συνεζευγμένων τροχών είναι  $m=0$ . Είμαστε λοιπόν στην περίπτωση σταθερά συνδεδεμένων τροχών όπου οι τροχοί κάθε τροχιάς είναι μεταξύ τους ανεξάρτητοι (σύστημα IFF) και άρα:

$$h = \frac{(m \times \xi_1 \times \xi_2 \times l^2 + \sum e_i^2)}{\sum e_i} = \frac{\sum e_i^2}{\sum e} = 3,5m$$

Προσδιορισμός των συντελεστών  $\lambda_s$  (για σύστημα IFF):

$$\lambda_s = 1 - \left[ \frac{\sum e_i}{(n \times h)} \right] = 1 - [3,5 / 2 * 3,5] = 0,5$$

$$\lambda_{s,1L} = \lambda_{s,2L} = 0$$

Για το πρώτο ζεύγος (προηγούμενων) τροχών έχω:

$$\lambda_{s,1,T} = \left( \frac{\xi_2}{n} \right) \times \left[ 1 - \left( \frac{e_1}{n} \right) \right] = (0,209 / 2) \times (1 - 0) = 0,1045$$

$$\lambda_{s,2,T} = \left( \frac{\xi_1}{n} \right) \times \left[ 1 - \left( \frac{e_1}{n} \right) \right] = (0,791 / 2) \times (1 - 0) = 0,3955$$

Για το δεύτερο ζεύγος τροχών έχω:

$$\lambda_{s,1,2T} = \left( \frac{\xi_2}{n} \right) \times \left[ 1 - \left( \frac{e_2}{n} \right) \right] = (0.209 / 2) \times (1 - (3.5 / 3.5)) = 0$$

$$\lambda_{s,2,2T} = \left( \frac{\xi_1}{n} \right) \times \left[ 1 - \left( \frac{e_2}{n} \right) \right] = (0.791 / 2) \times (1 - (3.5 / 3.5)) = 0$$

Υπολογισμός οδηγούσας δύναμης S:

$$s = f \times \lambda_s \times \sum Q_{\max} = 0.293 \times 0.5 \times 205.02 = 30.035kN$$

Υπολογισμός εγκάρσιων δυνάμεων HS,i,j,k

$$H_{s,1,1,T} = f \times \lambda_{s,1,1,T} \times \sum Q_{r_{\max}} = 0.293 \times 0.1045 \times 205.02 = 6.277kN$$

$$H_{s,2,1,T} = f \times \lambda_{s,2,1,T} \times \sum Q_{r_{\max}} = 0.293 \times 0.3955 \times 205.02 = 23.75kN$$

$$H_{s,1,2,T} = 0$$

$$H_{s,2,2,T} = 0$$

Ακολουθεί συγκεντρωτικός πίνακας των φορτίων της γερανογέφυρας, κατακόρυφων και οριζόντιων, για όλους τους συνδυασμούς φορτίων. Τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία υπολογίστηκαν ως φορτία λειτουργίας με  $\gamma=1,0$ , συνεπώς για τη μετατροπή τους σε φορτία σχεδιασμού πολλαπλασιάζονται με  $\gamma=1,35$ . Ο πρώτος αριθμός αντιστοιχεί σε φορτίο λειτουργίας ( $\gamma=1,0$ ) ενώ ο δεύτερος σε φορτίο σχεδιασμού ( $\gamma=1,35$ ).

			1	2	3	4	5	
Κατακόρυφα φορτία	Ιδίο βάρος γερανογέφυρας	Q <sub>rmin</sub>	30,58	30,58	27,8	27,8	27,8	
			41,28	41,29	37,53	37,54	37,55	
		Q <sub>r,min</sub>	25,52	25,52	23,2	23,2	23,2	
	και ανυψούμενου φορτίου Ιδίο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενου φορτίου		115,53	104,7		102,5	102,5	
		Q <sub>rmax</sub>	155,10	141,4		138,37	138,38	
		Q <sub>r,max</sub>	29,2	28,65		26,95	26,95	
Οριζόντια φορτία	Επιτάχυνση/Επιβράδυνση της γερανογέφυρας	HL3	6,54	6,54	6,54	6,54		
			8,82	8,83	8,84	8,85		
		HL4	6,54	6,54	6,54	6,54		
			8,83	8,83	8,84	8,85		
	Οριζόντια φορτία	Παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας	HT3	4,3	4,3	4,3	4,3	
				5,8	5,9	5,10	5,11	
			HT4	16,26	16,26	16,26	16,26	
				21,95	21,96	21,97	21,98	
Οριζόντια φορτία		HS,1,T				6,3		
						8,10		
		HS,2,T				23,75		
						32,11		

Πίνακας 2.12: Κατακόρυφα και οριζόντια φορτία γερανογέφυρας

## 2.6 Σεισμός

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως αποτέλεσμα τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Οι σεισμικές δράσεις υπολογίζονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Με βάση λοιπόν τον EN1998-1 οι κατασκευές θα πρέπει σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι εξής θεμελιώδεις απαιτήσεις.

- Ανάλυση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με: ο την τιμή αναφοράς της σεισμικής
- δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης, PNCR, σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς TNCR ο τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$ .
- Ανάλυση της σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών, δηλαδή σεισμικής δράσης με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη

για την «απαίτηση περιορισμού βλαβών» έχει πιθανότητα υπέρβασης σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς.

### 2.6.1 Κατηγορία εδάφους

Στον Ευρωκώδικα 8, η σεισμική δράση εξαρτάται όχι μόνον από τη σεισμικότητα στη θέση του έργου, αλλά και από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Για το σκοπό του καθορισμού της σεισμικής δράσης, ο ΕΚ8 κατηγοριοποιεί το έδαφος σε 5 τυποποιημένες κατηγορίες, τις A, B, C, D, E και σε δύο ειδικές, τις S1, S2. Η βασική παράμετρος για την κατάταξη σε κατηγορία είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στα ανώτατα 30m από την επιφάνεια,  $v_{s,30}$ :

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (2.11)$$

όπου  $h_i$  και  $v_i$  είναι το πάχος (σε m) και η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε διατμητική παραμόρφωση 10–5 ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος  $i$  από  $N$  συνολικά. Αν δεν είναι διαθέσιμη η τιμή της  $v_{s,30}$ , μπορεί να χρησιμοποιείται για την κατάταξη σε κατηγορία ο αριθμός κρούσεων/0,3m στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης, NSPT. Αν ούτε αυτός είναι διαθέσιμος, μπορεί να χρησιμοποιείται η αστράγγιστη αντοχή,  $c_u$ .

	Κατηγορία εδάφους	$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$	$c_u$ (kPa)
A	Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό	>800	-	-
B	Πολύ πυκνή άμμος ή αμμογάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250
C	Πυκνή άμμος ή αμμογάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m	180-360	15-50	70-250
D	Χαλαρή έως μετρίως χαλαρή άμμος ή αμμογάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος	<180	<15	<70
E	Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5-20m και υπόστρωμα με $v_s > 800$ m/s			
S1	≥10m μαλακή άργιλος/λύς με δείκτη πλαστικότητας $PI > 40$ και υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	-	10-20
S2	Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S1		-	

Πίνακας 2.13: Κατηγορίες εδάφους

## 2.6.2 Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας

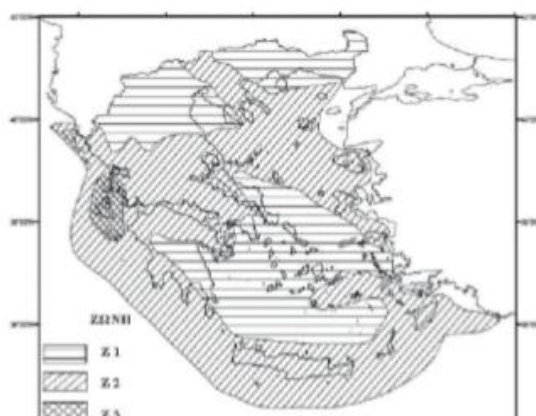
Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής Σπουδαιότητας $\gamma_i$
I	Μικρής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια	0,80
II	Σύνθητες	1,00
III	Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (π.χ. σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κοινού )	1,20
IV	Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική Προστασία (π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας )	1,40

Πίνακας 2.18:Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια.

## 2.6.3 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Στον ΕΚ8 η εξάρτηση της «σεισμικής δράσης αναφοράς» (δηλαδή αυτής με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια και μέση περίοδο επανάληψης 475 χρόνια), από τη γεωγραφική θέση δίνεται σε όρους μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης αναφοράς  $a_g R$  στο βράχο (δηλ. σε έδαφος κατηγορίας Α) από τον εθνικό χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας. Χάριν απλότητας, το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ8 υιοθετεί για το σκοπό αυτό τις τρεις Ζώνες Επικινδυνότητας του ΕΑΚ 2000 και ως σεισμικές επιταχύνσεις στο βράχο τις αντίστοιχες τιμές εδαφικών

Z1	Z2	Z3
0,16	0,24	0,3



Σχήμα 2.11:Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας στην Ελλάδα



#### 2.6.4 Βασική προσομοίωση της σεισμικής δράσης

Στο πλαίσιο του EN 1998, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνονται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο εφεξής "ελαστικό φάσμα απόκρισης"

#### 2.6.5 Οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής δράσης

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης  $S_e(T)$  καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \left[ 1 + \left( \frac{T}{T_B} \right) \times (n \times 2,5 - 1) \right] \quad (2.12)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times n \times 2,5 \quad (2.13)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times n \times 2,5 \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.14)$$

$$T_C \leq T \leq 4s \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times n \times 2,5 \times \left[ \frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad (2.15)$$

Όπου

$S_e(T)$  είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

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

$a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

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

$T_C$  είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

$S$  είναι ο συντελεστής εδάφους

$n = \sqrt{\frac{\xi}{5 + \xi}} \geq 0.55$  είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης με τιμή αναφοράς

$n=1$  για 5% ιξώδη απόσβεση.

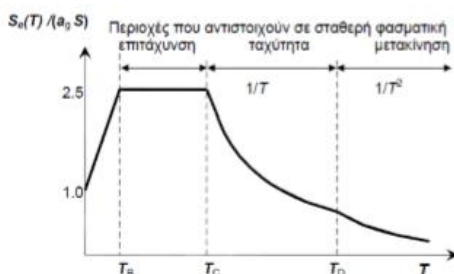
$\xi$  ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα

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.

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

Πίνακας 2.13: Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος για τις τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους του ΕΚ8.



Σχήμα 2.12: Ελαστικό φάσμα απόσβεσης στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5%.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται 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 ιξώδη 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 ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του EN1998. 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.

Τελικώς το φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (2.17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \times a_g \quad (2.18)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[ \frac{T_c \times T_D}{T^2} \right] \quad (2.19)$$

### 2.6.6 Κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης

Κατά τον EN1998, σε κτίρια η κατακόρυφη συνιστώσα χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη εάν η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση,  $a_g$ , είναι μεγαλύτερη από 0,25g (δηλαδή, στη Ζώνη Επικινδυνότητας Z3, καθώς και στην Z2 μόνον για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV) αλλά και πάλιν μόνον στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- για (σχεδόν) οριζόντια μέλη με άνοιγμα τουλάχιστον 20m
- για (σχεδόν) οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5m
- για (σχεδόν) οριζόντια προεντεταμένα μέλη
- για δοκούς που στηρίζουν φυτευτά υποστυλώματα
- σε κτίρια με σεισμική μόνωση.

### 2.6.7 Μέθοδοι ανάλυσης

Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης για κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμμετοχές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή.
- Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.

Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί, εφόσον ικανοποιούνται ορισμένες συνθήκες, εναλλακτικά της γραμμικής μεθόδου, μια μη γραμμική μέθοδος όπως:

- Μη γραμμική στατική ανάλυση (push-over)
- Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική)

Στην παρούσα διπλωματική έχουμε:

Κατηγορία εδάφους B

Συντελεστής σπουδαιότητας 1 για σύνηθες κατασκευή

Ζώνη επικινδυνότητας 2 ( $a_g=0,24g$ )

Συντελεστή συμπεριφοράς επιλέχθηκε  $q=1,50$ , για την αποφυγή των ελέγχων για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και των ελέγχων ικανοτικού σχεδιασμού

Συμμετέχουσα μάζα θεωρηθήκαν τα μόνιμα φορτία συμπεριλαμβανομένων και των ιδίων βαρών των γερανογεφυρών και το φορτίου του χιονιού. Χρησιμοποιήθηκαν οι πρώτες 75 ιδιομορφές που μας δίνουν ιδιομορφική μάζα  $>90\%$  και στις δύο

διευθύνσεις που θεωρούμε ότι ασκείται ο σεισμός. Η ιδιομορφική επαλληλία έγινε μέσω της μεθόδου πλήρης τετραγωνικής επαλληλίας CQC και η χωρική επαλληλία με απλή τετραγωνική επαλληλία SRSS.

### 2.6.8 Συνδυασμοί φόρτισης

Οριακές καταστάσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σ' αυτήν. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες:

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ)
2. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ).

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων δίνονται παρακάτω:

	Οριακές καταστάσεις αστοχίας		Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
$\gamma_G$	1,35	1,0	1,0	1,0
$\gamma_Q$	1,5	0	1,0	0
$\gamma_A, \gamma_F$	1,0	0	-	-

Πίνακας 2.13: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων.

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Δράση	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια</b>			
Κατηγορία Α: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αμφιθέατρα, μουσεία κλπ)	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	1,0	0,9	0,8
<b>Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια</b>			
Κατηγορία F: βάρος οχήματος $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: $30\text{kN} < \text{βάρος οχήματος} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: οροφές	0	0	0
<b>Φορτία χιονιού σε κτίρια:</b>			
Για υψόμετρο $1000\text{m} < H < 1500\text{m}$	0,7	0,5	0,2
Για υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0,5	0,2	0
<b>Φορτία ανέμων σε κτίρια</b>			
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς)	0,6	0,2	0
	0,6	0,5	0

Πίνακας 2.14: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  σύμφωνα με Ευρωκώδικα 1

\*\*Το υπό μελέτη κτίριο ανήκει στην κατηγορία E

Δράση	Συμβολισμός	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Ομάδες φορτίων από γερανούς	$Q_G$	1	0,9	$\Psi^1)$

Πίνακας 2.15: Συντελεστές  $\psi$  για φορτία γερανών.

1)  $\Psi$  ο λόγος της μόνιμης δράσης του γερανού προς τη συνολική δράση του γερανού, ίδιο βάρος γερανογέφυρας/ίδιο βάρος γερανογέφυρας + ανυψούμενου φορτίου = 0,41. Υπέρ της ασφαλείας λήφθηκε 0,5.

### Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

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

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.20)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.21)$$

3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.22)$$

## Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κτλ). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.23)$$

2. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\psi_{1,1} Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.24)$$

3. Ημιμόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.25)$$

## Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου

Τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν στους συνδυασμούς είναι: Μόνιμα φορτία (Gολ)

- ❖ Ίδιο βάρος φορέα (υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα)
- ❖ Ίδιο βάρος στοιχείων που δεν τοποθετήθηκαν στο φορέα στο πρόγραμμα ανάλυσης, δηλαδή των φύλλων επικάλυψης και μηχανολογικού εξοπλισμού, των τεγίδων και της δοκού κύλισης, των τροχιών και των προβόλων (για τη γερανογέφυρα)
- ❖ Κινητά φορτία
- ❖ Χιόνι (S)
- ❖ Άνεμος κατά X και Y (W)
- ❖ Κινητό φορτίο οροφής (Q)
- ❖ Γερανογέφυρα (ίδιο βάρος και ανυψούμενο φορτίο) (C)
- ❖ Σεισμός κατά X και Y (Ex, Ey)

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας οι συνδυασμοί είναι (USL):

1.  $1,35G_{ολ} + 1,5Q + 1,5 \cdot 0,6W + 1,5 \cdot 0,5S + 1,35C$  (βασικό κινητό το κινητό της οροφής)
2.  $1,35G_{ολ} + 1,5 \cdot 1,0Q + 1,5 \cdot 0,6W + 1,5S + 1,35C$  (βασικό κινητό το χιόνι)
3.  $1,35G_{ολ} + 1,5 \cdot 1,0Q + 1,5W + 1,5 \cdot 0,5S + 1,35C$  (βασικό κινητό ο άνεμος)
4.  $1,35G_{ολ} + 1,5 \cdot 1,0Q + 1,5 \cdot 0,6W + 1,5 \cdot 0,5S + 1,35C$  (βασικό κινητό η γερανογέφυρα)

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας οι συνδυασμοί είναι (SLS):

1.  $1,0G_{ολ} + 1,0 \cdot Q + 1,0 \cdot 0,6 \cdot W + 1,0 \cdot 0,5 \cdot S + 1,0 \cdot C$  (βασικό κινητό το κινητό της οροφής)
2.  $1,0G_{ολ} + 1,0Q + 1,0 \cdot 0,6W + 1,0S + 1,0C$  (βασικό κινητό το χιόνι)
3.  $1,0G_{ολ} + 1,0Q + 1,0W + 1,0 \cdot 0,5S + 1,0C$  (βασικό κινητό ο άνεμος)
4.  $1,0G_{ολ} + 1,0Q + 1,0 \cdot 0,6W + 1,0 \cdot 0,5S + 1,0C$  (βασικό κινητό η γερανογέφυρα)

Σεισμικοί Συνδυασμοί

1.  $G_{ολ} + 0,3S + \psi_2 C + E_x + 0,3E_y$

2.  $G\sigma\lambda+0,3S+ \psi^2C+Ex-0,3Ey$
3.  $G\sigma\lambda+0,3S+ \psi^2C-Ex+0,3Ey$
4.  $G\sigma\lambda+0,3S+ \psi^2C-Ex-0,3Ey$
5.  $G\sigma\lambda+0,3S+ \psi^2C+Ey+0,3Ex$
6.  $G\sigma\lambda+0,3S+ \psi^2C+Ey-0,3Ex$
7.  $G\sigma\lambda+0,3S+ \psi^2C-Ey+0,3Ex$
8.  $G\sigma\lambda+0,3S+ \psi^2C-Ey-0,3Ex$

Όπου  $\psi^2=0,5$

### 3 Δοκός Κύλισης

#### 3.1 Απαιτούμενοι έλεγχοι

##### 3.1.1 Γενικά

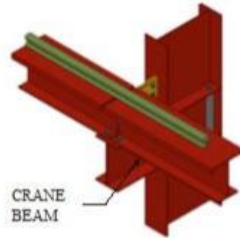
Οι δοκοί κύλισης της γερανογέφυρας είναι φέρουσες κατασκευές ιδιάζουσας σημασίας και αυτό από δύο διαφορετικές απόψεις, τη στατική και τη λειτουργική. Από λειτουργική άποψη, οι δοκοί κύλισης αποτελούν ζωτικό τμήμα του συστήματος διακίνησης των φορτίων μέσα στο κτίριο, και επομένως ελαττωματική λειτουργία τους, πολλοί νεκροί χρόνοι για συντήρηση και επισκευές, ακόμη και αστοχίες, μπορεί να έχουν ως αποτέλεσμα σοβαρότατες οικονομικές επιπτώσεις για τον ιδιοκτήτη της εγκατάστασης. Από στατική άποψη, οι δοκοί κύλισης είναι φορείς ξεχωριστής σημασίας για δύο βασικούς λόγους.

Πρώτον, γιατί είναι από τις λίγες εκείνες κατασκευές που τα μέγιστα φορτία υπολογισμού πραγματοποιούνται στο ακέραιο και μάλιστα πολύ συχνά, ανάλογα με τη χρήση των γερανογεφυρών που εξυπηρετούν.

Δεύτερον, γιατί σε ότι αφορά τις καταπονήσεις, υπόκεινται σε συνεχείς ακραίες εναλλαγές των τάσεων στις διάφορες διατομές με αποτέλεσμα να είναι κατασκευές ευαίσθητες σε φαινόμενα κόπωσης από τα οποία πολύ συχνά πάσχουν. Οι δοκοί κύλισης κατασκευάζονται συνήθως ως αμφιέριστα στοιχεία, μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων, ή ως συνεχείς δοκοί επί δύο ίσων ανοιγμάτων.

Στην πρώτη περίπτωση η δοκός κύλισης διευκολύνει την ανέγερση και η τοποθέτησή της σταθεροποιεί κάθε νέο ανεγειρόμενο πλαίσιο. Στη δεύτερη περίπτωση μειώνονται οι παραμορφώσεις, κρίσιμες συνήθως για τη διαστασιολόγηση και τα δυσμενή μεγέθη παραμορφώσεως προκύπτουν όταν και τα δύο φορτία από τους τροχούς της γερανογέφυρας βρίσκονται στο ίδιο άνοιγμα ενώ το άλλο παραμένει αφόρτιστο. Οι διατομές των δοκών κυλίσεως είναι ελατές ή συγκολλητές. Οι ελατές διατομές είναι πλατύπελμες HEA, HEB, HEM λόγω της μεγαλύτερης αντοχής και δυσκαμψίας τους περί τον άξονα, που απαιτείται για την παραλαβή των πλευρικών φορτίων. Οι ελατές διατομές προτιμώνται για γερανογέφυρες μικρής ανυψωτικής ικανότητας (μέχρι 20t), όταν εξασφαλίζεται η επάρκεια με πλατύπελμες διατομές μεσαίου μεγέθους (ενδεικτικά μέχρι HEB500). Σε αντίθετη περίπτωση προτιμώνται συγκολλητές διατομές, οι οποίες έχουν μικρότερο βάρος αλλά επί πλέον κόστος και επιμέλεια κατασκευής, ιδιαίτερα στην εκτέλεση των ραφών κορμού-άνω πέλματος όπου προτιμώνται. Στην παρούσα βιομηχανική κατασκευή επιλέχθηκε διατομή για την δοκό κύλισης HEB500 η οποία θα εξεταστεί στην συνέχεια. Επιπλέον για γερανογέφυρες μικρής ανυψωτικής ικανότητας (έως 20t) ,οι δοκοί κύλισης μπορεί να εδράζονται σε βραχείς προβόλους από τα υποστυλώματα τύπου ολόσωμου πλαισίου.



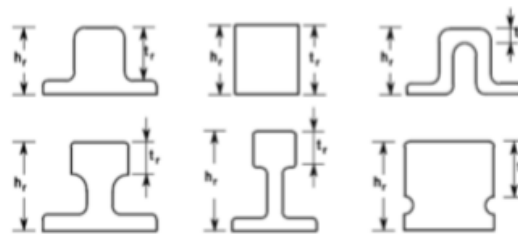


Σχήμα 3.1: Σύνδεση δοκού κύλισης με το υποστύλωμα.

Οι δοκοί κύλισης ελέγχονται ως προς την επάρκειά τους έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας, λειτουργικότητας και κόπωσης. Πρέπει δηλαδή να διαπιστώνεται ότι η διατομή της δοκού είναι επαρκής και ότι η δοκός ως μέλος ανταποκρίνεται στη σύνθετη καταπόνηση στην οποία υποβάλλεται, χωρίς να παρουσιάζει παραμορφώσεις που δυσχεραίνουν την κίνηση και τη λειτουργία της γερανογέφυρας. Λόγω, εξ' άλλου, του μεγάλου αριθμού κύκλων φόρτισης πρέπει να διαπιστώνεται ότι δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω κόπωσης.

### 3.1.2 Τροχιές κύλισης

Οι τροχιές μπορεί να είναι ορθογωνικές συμπαγείς ράβδοι (καρυδάκια) για περίπτωση μικρής ανυψωτικής ικανότητας ή ράβδοι με συνήθεις διατομές τροχιών για μεγαλύτερα φορτία. Στη βιομηχανική κατασκευή που εξετάζεται εδώ είναι 16 τα άρα μικρής ανυψωτικής ικανότητας οπότε κάθε φορείο έχει από δύο τροχούς και η διατομή της τροχιάς επιλέγεται να είναι συμπαγής ορθογωνική (50x30)



Σχήμα 3.2: Μορφές τροχιών.

Οι τροχιές μπορεί να συγκολλούνται επί των δοκών κυλίσεως (συνήθης περίπτωση) με διακεκομμένες ραφές, να συνδέονται με αυτές μέσω εφαρμοσμένων ή προεντεταμένων κοχλιών ή να στερεώνονται απλώς επ'αυτών με ειδικά σταθεροποιητικά μέσα. Στις πρώτες περιπτώσεις επιτρέπεται να θεωρηθεί στους υπολογισμούς ότι οι τροχιά αποτελεί μέρος της διατομής της δοκού κυλίσεως υπό την προϋπόθεση ότι τα συνδετικά μέσα μπορούν να μεταφέρουν τις δυνάμεις στη διεπιφάνεια τροχιάς-δοκού (δυνάμεις ολίσθησης). Στην περίπτωση των απλών μέσων στερέωσης, το καθένα υπολογίζεται να επαρκεί για την πλευρική ώθηση που ασκεί ένας μεμονωμένος τροχός, συνήθως δε μεταξύ τροχιάς και δοκού κυλίσεως παρεμβάλλεται ελαστομερές φύλλο μικρού πάχους. Ο χρόνος ζωής της τροχιάς πρέπει να προσδιορίζεται στην προδιαγραφή του έργου και μπορεί να είναι μικρότερος από το χρόνο ζωής του έργου, να προβλέπεται δηλαδή αντικατάστασή της σε ενδιάμεσες χρονικές στιγμές. Ως χρόνος ζωής μπορεί να ορίζονται τα 25 χρόνια. Σε περίπτωση ίδιου χρόνου ζωής με το έργο λαμβάνεται υπόψη η απομείωση της

διατομής λόγω φθοράς. Στον EN1993-6 υποδεικνύεται στους ελέγχους αντοχής να λαμβάνεται υπόψη μειωμένη διατομή ίση προς 0,25tr. Στους ελέγχους κόπωσης λαμβάνεται υπόψη το μισό της απομείωσης αυτής.

Για τις τροχιές χρησιμοποιούνται ειδικοί χάλυβες με αυξημένη σκληρότητα και εφελκυστική αντοχή μεταξύ 500 και 1200MPa. Το Παράρτημα Α του EN 1993-6 περιέχει μια μέθοδο για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής τους. Οι τροχιές μπορεί να κατασκευάζονται με αρμούς ή συνεχείς (χωρίς αρμούς). Στην πρώτη περίπτωση λαμβάνεται μέριμνα ώστε να μην προκαλείται «τράνταγμα» κατά τη διέλευση των τροχών πάνω από τον αρμό (π.χ. διαμόρφωση λοξού αρμού ως προς τον κατά μήκος άξονα). Οι τροχιές τοποθετούνται μετά την ολοκλήρωση της ανέγερσης του υπόστεγου (και των δοκών κύλισης) με μεγάλη ακρίβεια οριζοντιογραφικά και υψομετρικά. Σε περίπτωση κτιρίων που θεμελιώνονται επί κακών εδαφών με ενδεχόμενες μελλοντικές μικρές καθιζήσεις, λαμβάνεται μέριμνα για τη δυνατότητα ρύθμισής τους (π.χ. στήριξη τροχιών μέσω ανεξάρτητων στηριγμάτων).

### 3.1.3 Έλεγχοι στην ΟΚΑ

Κατά τον έλεγχο της αντοχής πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι ακόλουθες εντατικές καταστάσεις με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη:

- Διαξονική κάμψη οφειλόμενη στις κατακόρυφες και πλευρικές οριζόντιες δράσεις των γερανογεφυρών
- Αξονική θλίψη ή εφελκυσμός οφειλόμενος στις κατά μήκος οριζόντιες δυνάμεις
- Στρέψη οφειλόμενη στην εκκεντρότητα των πλευρικών οριζόντιων δυνάμεων ως προς το κέντρο διάτμησης της διατομής
- Διάτμηση οφειλόμενη στις κατακόρυφες και οριζόντιες δράσεις

Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας μπορεί να διακριθούν σε τρεις κατηγορίες:

- Έλεγχος της διατομής για το δυσμενέστερο συνδυασμό εντατικών μεγεθών.
- Έλεγχος του μέλους.
- Έλεγχος τοπικής έντασης του κορμού της δοκού κυλίσεως με βάση τη γενική και την τοπική ένταση

Ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 6 για τη διευκόλυνση των παραπάνω ελέγχων δέχεται τις εξής απλοποιητικές παραδοχές:

- Τα κατακόρυφα φορτία παραλαμβάνονται από τη δοκό κυλίσεως.
- Τα πλευρικά φορτία των συνήθων εδραζόμενων (top-mounted) γερανογεφυρών παραλαμβάνονται από το άνω πέλμα της δοκού.
- Οι στρεπτικές ροπές αντικαθίστανται από ένα ισοδύναμο ζεύγος οριζοντίων δυνάμεων που δρουν στις στάθμες άνω και κάτω πέλματος.

### 3.1.3. Έλεγχος επάρκειας διατομής

Ο έλεγχος διατομής υπό τα δυσμενέστερα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία λαμβανομένης υπόψη της στρεπτικής ροπής που τα φορτία αυτά προκαλούν. Τα φορτία αυτά υπολογίστηκαν στο κεφάλαιο 2. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν ο συνδυασμός για τα δυσμενέστερα κατακόρυφα και ο συνδυασμός για τα οριζόντια.

#### 3.1.3.2 Έλεγχος μέλους

Η επάρκεια έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μίας αμφιέριστης δοκού κύλισης μπορεί απλοποιητικά να γίνει ελέγχοντας ως θλιβόμενο μέλος μία ιδεατή διατομή που αποτελείται από το θλιβόμενο πέλμα και το 1/5 του κορμού έναντι καμπτικού λυγισμού. Η δρώσα θλιβούσα δύναμη μπορεί να θεωρηθεί ίση προς την αντιστοιχούσα στην καμπτική ροπή που προκαλούν τα κατακόρυφα φορτία διαιρούμενη με μοχλοβραχίονα την απόσταση μεταξύ των κέντρων βάρους των πελμάτων. Όμοια κατά τον έλεγχο οι στρεπτικές ροπές που οφείλονται στα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

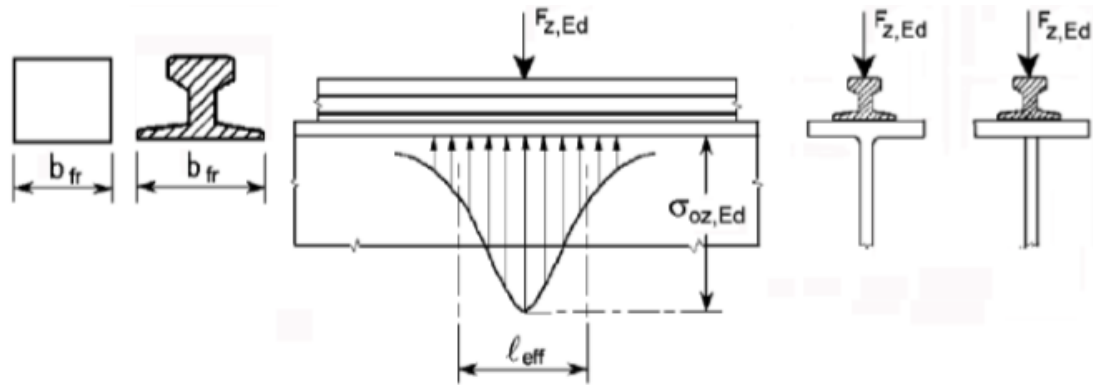
#### 3.1.3.3 Έλεγχος τοπικής έντασης έντασης υπό το φορτίο τροχού

Το δυσμενέστερο σημείο είναι το ανώτερο σημείο του κορμού στην έναρξη της ακτίνας συναρμογής κορμού-πέλματος επί ελατών διατομών ή της ραφής συγκόλλησης επί σύνθετων διατομών. Στο σημείο αυτό υπάρχουν σημαντικές πρόσθετες εγκάρσιες ορθές και διατμητικές τάσεις λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου. Αυτές είναι:

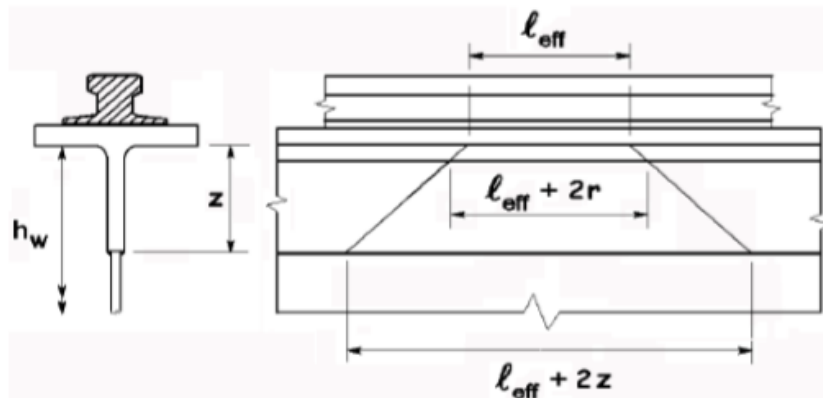
Α) τοπικές θλιπτικές τάσεις επί του κορμού της δοκού κύλισης κάτω από το φορτίο τροχού που θεωρούνται ότι διανέμονται ομοιόμορφα όπως φαίνεται στο σχήμα σε κάποιο ενεργό μήκος  $l_{eff}$  του κορμού. Η θλιπτική τάση υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff} \times t_w} \quad (3.1)$$

όπου  $F_{z,Ed}$  το φορτίο σχεδιασμού του τροχού,  $t_w$  το πάχος του κορμού και το  $l_{eff}$  εξαρτάται από τη γεωμετρία της τροχιάς, τον τρόπο σύνδεσής της επί της δοκού κύλισης και τις διαστάσεις του άνω πέλματός της.

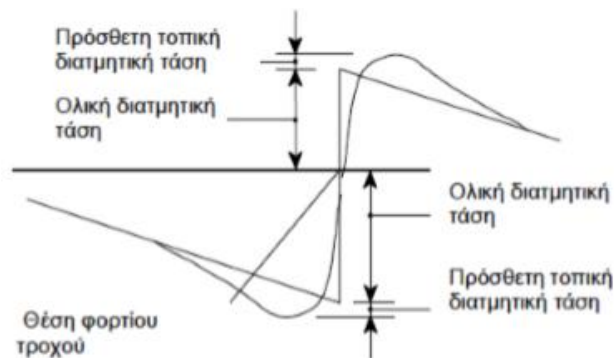


Περίπτωση	Περιγραφή	Ενεργό φορτιζόμενο μήκος $l_{eff}$
(α)	Τροχιά δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$l_{eff} = 3,25 [I_{rf} / t_w]^{1/3}$
(β)	Τροχιά μη δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$l_{eff} = 3,25 [(I_r + I_{f,eff}) / t_w]^{1/3}$
(γ)	Τροχιά τοποθετημένη επάνω σε ελαστομερές υπόστρωμα πάχους τουλάχιστον 6mm.	$l_{eff} = 4,25 [(I_r + I_{f,eff}) / t_w]^{1/3}$



Σχήμα 3.3: Ενεργό φορτιζόμενο μήκος κορμού  $l_{eff}$

Β) πρόσθετες τοπικές διατμητικές τάσεις λόγω της παραπάνω κατανομής της ορθής τάσης (σχήμα ) που λαμβάνονται ίσες με ποσοστό 20% αυτής.



Σχήμα 3.4: Πρόσθετες τοπικές και ολικές διατμητικές τάσεις λόγω φορτίου τροχού

Γ) τοπικές καμπτικές τάσεις στον κορμό λόγω της εκκεντρότητας των φορτίων τροχού (σχήμα ) και της προκύπτουσας στρεπτικής ροπής  $t_{Ed}$ .

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6 \times t_{Ed}}{a \times t_w^2} n \times \tanh(n) \quad (3.2)$$

$$n = \sqrt{\frac{0,75 \times a \times t_w^2}{I_t} \times \frac{\sinh^2\left(\frac{\pi h_w}{a}\right)}{\sinh\left(\frac{2\pi h_w}{a}\right) - \left(\frac{2\pi h_w}{a}\right)}} \quad (3.3)$$

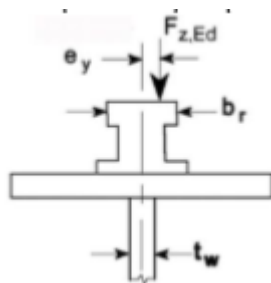
$a$  η απόσταση μεταξύ εγκάρσιων νευρώσεων του κορμού της δοκού κύλισης

$h_w$  το καθαρό ύψος του κορμού μεταξύ των πελμάτων

$I_t$  η σταθερά στρέψεως του άνω πέλματος

$t_{Ed}$  η στρεπτική ροπή που οφείλεται στην εκκεντρότητα

$e_y$  του φορτίου τροχού  $F_{z,Ed}$ .



Σχήμα 3.5: Εκκεντρότητα φορτίου.

### 3.1.3 Έλεγχοι στην ΟΚΑ

Οι ελέγχοι λειτουργικότητας αφορούν τόσο τη δοκό κύλισης καθεαυτή όσο και το κτίριο εντός του οποίου η γερανογέφυρα λειτουργεί. Οι ελέγχοι που πρέπει να γίνονται είναι:

A) Το μέγεθος των κατακόρυφων παραμορφώσεων των δοκών κύλισης πρέπει να περιορίζεται ώστε να αποφεύγονται οι υπερβολικές ταλαντώσεις τους κατά την ανύψωση του φορτίου και τη λειτουργία της γερανογέφυρας καθώς και υπερβολικές κλίσεις της τροχιάς.

B) Οι διαφορικές κατακόρυφες παραμορφώσεις των απέναντι δοκών κύλισης πρέπει να περιορίζονται ώστε να αποφεύγεται υπερβολική κλίση της γερανογέφυρας. Ως κανόνας εφαρμογής θεωρείται η παραπάνω διαφορική παραμόρφωση να μην υπερβαίνει το 1/400 της αξονικής απόστασης των δύο δοκών.

Περιγραφή της παραμόρφωσης (παραμόρφωση ή μετακίνηση)	Διάγραμμα
<p>α) Κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_z</math> μιας δοκού κλίσεως:</p> <p><math>\delta_z \leq L/600</math> και <math>\delta_z \leq 25</math> mm</p> <p>Η κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_z</math> πρέπει να λαμβάνεται ως η συνολική παραμόρφωση η οφειλόμενη στα κατακόρυφα φορτία, μείον το πιθανό αρχικό αντιβέλος, όπως για το <math>\delta_{max}</math> στο σχήμα A1.1 του EN 1990.</p>	
<p>β) Διαφορική κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\Delta h_z</math> των δύο δοκών κλίσεως που υποστηρίζουν μια γερανογέφυρα:</p> <p><math>\Delta h_z \leq s/600</math></p>	
<p>δ) Κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_{ray}</math> μιας δοκού κλίσεως, λόγω μιας μονοτροχιάς, οφειλόμενη μόνο στο συγκεντρωμένο φορτίο:</p> <p><math>\delta_{ray} \leq L/500</math></p>	

Πίνακας 3.1: Έλεγχοι κατακόρυφων παραμορφώσεων

Γ) Οι οριζόντιες παραμορφώσεις των δοκών κλίσεως περιορίζονται ώστε να αμβλύνονται οι επιπτώσεις από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας.

<p>α) Οριζόντια παραμόρφωση <math>\delta_y</math> της δοκού κλίσεως, μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς:</p> <p><math>\delta_y \leq L/600</math></p>	
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--

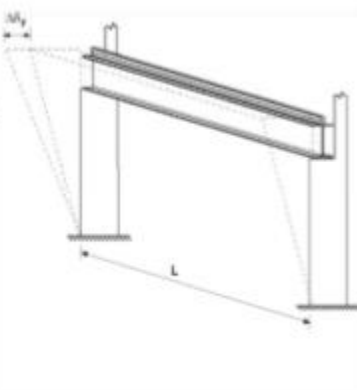
Πίνακας 3.2: Έλεγχος οριζόντιων παραμορφώσεων.

Δ) Οι πλευρικές παραμορφώσεις των σημείων στήριξης των δοκών κλίσεως επί των τυπικών κυρίων πλαισίων περιορίζονται ώστε να αποφεύγεται υπερβολικό εύρος ταλαντώσεως των πλαισίων αυτών.

<p>β) Οριζόντια μετακίνηση <math>\delta_y</math> ενός πλαισίου (ή ενός υποστυλώματος) στη στάθμη στήριξης της γερανογέφυρας, λόγω των φορτίων από τη γερανογέφυρα:</p> <p><math>\delta_y \leq h_e/400</math></p> <p>όπου: <math>h_e</math> είναι το ύψος μέχρι τη στάθμη στην οποία στηρίζεται η γερανογέφυρα (και μιας τροχιάς ή ενός πέλματος)</p>	
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--


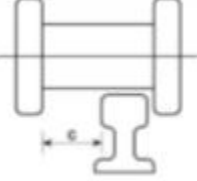
Πίνακας 3.3: Έλεγχος οριζόντιας μετακίνησης πλαισίου.

Ε) Οι διαφορικές πλευρικές παραμορφώσεις των γειτονικών υποστυλωμάτων πρέπει να περιορίζονται ώστε να αποφεύγονται απότομες αλλαγές στην ευθύτητα των τροχιών που μπορεί να προκαλέσουν αυξημένες δράσεις από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας και παραμορφώσεις στην τελευταία.

<p>γ) Διαφορά <math>\Delta\delta_y</math> μεταξύ των οριζοντίων μετακινήσεων γειτονικών πλαισίων (ή υποστοιχημάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κολύσσες σε γερανογέφυρες, εσωτερικού χώρου:</p> $\Delta\delta_y \leq L/600$	
<p>δ) Διαφορά <math>\Delta\delta_y</math> μεταξύ των οριζοντίων μετακινήσεων γειτονικών υποστοιχημάτων (ή πλαισίων) που υποστηρίζουν τις δοκούς μιας εξωτερικής γερανογέφυρας:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- λόγω των πλευρικών δυνάμεων από τη γερανογέφυρα και τον άνεμο που συνδράζονται με αυτές:</li> </ul> $\Delta\delta_y \leq L/600$ <ul style="list-style-type: none"> <li>- λόγω των φορτίων ανέμου</li> </ul> $\Delta\delta_y \leq L/400$	

Πίνακας 3.4: Έλεγχος διαφορικών οριζόντιων μετακινήσεων γειτονικών πλαισίων.

ΣΤ) Οι πλευρικές παραμορφώσεις των κύριων φορέων που μπορεί να προκαλέσουν μεταβολή της απόστασης ενός ζεύγους απέναντι τροχιών και εξ' αυτού φθορά στους όνυχες των τροχών, στα στηρίγματα των τροχών, στην ίδια τη γερανογέφυρα ή και εκτροχιασμό της, πρέπει να περιορίζονται. Περιορισμός τίθεται στην μεταβολή της απόστασης των απέναντι σημείων στήριξης των δύο δοκών κυλίσεως επί του ίδιου πλαισίου. Ο περιορισμός αυτός μπορεί να είναι καθοριστικός στη διαστασιολόγηση των κυρών πλαισίων.

<p>ε) Μεταβολή της απόστασης <math>\Delta s</math> μεταξύ των κέντρων των τροχιών περιλαμβανομένης της επιρροής των θερμικών συστολοδιαστολών:</p> $\Delta s \leq 10 \text{ mm} \quad [\text{βλέπε υποσημείωση}]$	
<p><b>Υποσημείωση:</b> Οι οριζόντιες παραμορφώσεις και αποκλίσεις των δοκών κολύσσες γερανογεφυρών θεωρούνται μαζί στο σχεδιασμό των γερανογεφυρών. Οι αποδεκτές παραμορφώσεις και ανοχές εξαρτώνται από τις λεπτομέρειες και ελεύθερες διαστάσεις στα μέσα καθοδήγησης. Υπό την προϋπόθεση ότι η ελεύθερη διάσταση <math>e</math> μεταξύ των πέλματος του τροχού και της τροχιάς (ή μεταξύ εναλλακτικών μέσων καθοδήγησης και δοκού κολύσσας) είναι επαρκής ώστε να εξασφαλίζονται οι απαραίτητες ανοχές, μεγαλύτερα όρια παραμορφώσεων μπορούν να προδιαγραφούν για κάθε έργο εάν αυτό συμφωνηθεί με τον προμηθευτή της γερανογέφυρας και τον πελάτη.</p>	

Πίνακας 3.5: Έλεγχος μεταβολής απόστασης των κέντρων των τροχιών

Z) για να αποφεύγεται στιγμιαίος ελαστικός λυγισμός του κορμού κατά τη διέλευση του φορτίου τίθεται περιορισμός στη λυγηρότητα του. Εάν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός ο περιορισμός θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν ο λόγος  $b/t_w$  διατηρείται μικρότερος του 120 ( $b$  το ύψος και το  $t_w$  το πάχος του κορμού).

H) για να αποφεύγεται πλευρική ταλάντωση του κάτω πέλματος, λόγω συντονισμού με τη γερανογέφυρα, περιορίζεται η λυγηρότητα του διατηρώντας σχετικά μικρό το λόγο  $L/i_z$  ( $L$  η απόσταση μεταξύ πλευρικών εξασφαλίσεων του κάτω πέλματος και  $i_z$  η ακτίνα αδρανείας του κάτω πέλματος μόνον, ως προς τον κατακόρυφο άξονα). Εάν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, ο περιορισμός θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν  $L/i_z < 250$ .

### 3.1.5 Έλεγχος κόπωσης

Εκτός από τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας η δοκός κύλισης, λόγω της φύσεως των φορτίων που την καταπονούν με μεγάλο αριθμό επαναλήψεων, πρέπει να ελέγχονται επίσης και έναντι κοπώσεως. Ο έλεγχος σε κόπωση γίνεται με βάση ένα ιδεατό φορτίο κόπωσης,  $Q_c$ , το οποίο θεωρείται ότι επαναλαμβανόμενο  $2 \times 10^6$  φορές έχει ισοδύναμο από πλευράς κόπωσης αποτέλεσμα με την πραγματική ιστορία φόρτισης.

Το ιδεατό φορτίο λαμβάνεται από τη σχέση:

$$Q_c = \lambda_i \times \Phi_{fat} \times Q_{maxi} \quad (3.4)$$

$\lambda_i$  συντελεστής συνδεόμενος με το βαθμό έκθεσης σε κόπωση

$\Phi_{fat}$  ο δυναμικός συντελεστής ίσος με  $\Phi_{fat} = \max((1 + \Phi_1) / 2; (1 + \Phi_2) / 2)$

$Q_{maxi}$  η μέγιστη αντίδραση τροχού (χωρίς δυναμικούς συντελεστές)



Κατηγορίες S	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>5</sub>	S <sub>6</sub>	S <sub>7</sub>	S <sub>8</sub>	S <sub>9</sub>
Ορθές τάσεις	0,198	0,250	0,315	0,397	0,500	0,630	0,794	1,00	1,260	1,587
Διατμητικές τάσεις	0,379	0,436	0,500	0,575	0,660	0,758	0,871	1,00	1,149	1,320

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Κατά τον προσδιορισμό των  $\lambda$  με πρότυπα φάσματα και κατανομή Gauss για τις απόρροες φορτίων, έχουν χρησιμοποιηθεί ο κανόνας Miner και κυματάξες αντοχής σε κόπωση S-N με κλίση  $m=3$  για ορθές τάσεις και  $m=5$  για διατμητικές τάσεις.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Στην περίπτωση που η κατηγορία του γερανού δεν περιλαμβάνεται στα συνοδευτικά έγγραφα δίδονται ενδείξεις στο Παράρτημα Β.

Πίνακας 3.6: Τιμές συντελεστή  $\lambda$

Ευαίσθητο σημείο της δοκού κύλισης είναι η σύνδεση κορμού-άνω πέλματος ιδιαίτερα όταν η σύνδεση αυτή είναι συγκολλητή (κατασκευασμένη δοκός κύλισης). Η αντοχή της σύνδεσης αυτής δίνεται από τον Ευρωκώδικα 3 – Μέρος 6 που κατατάσσει τις πιθανές λεπτομέρειες σύνδεσης κορμού-πέλματος σε κατηγορίες κόπωσης.

Κατηγορία λεπτομέρειας	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις της λεπτομέρειας
160		Ελατίζ I και II διατομές	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στον κορμό λόγω των φορτίων τροχού
71		Εσωτερές του πλήρους δικαδύστιως	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στην συγκόλληση λόγω των φορτίων τροχού

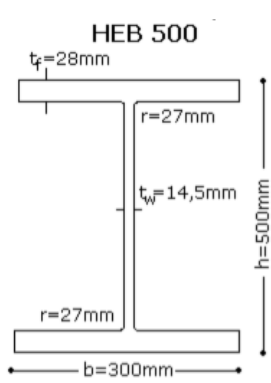
Πίνακας 3.7: Κατηγορίες κόπωσης



## 3.2 Δοκός κύλισης HEB500

### 3.2.1 Χαρακτηριστικά και κατάταξη διατομής

HEB500	
ίδιο βάρος	$G = 187 \text{ kg/m} = 1,83 \text{ KN/m}$
ύψος	$h = 500 \text{ mm}$
πλάτος πέλματος	$b = 300 \text{ mm}$
πάχος κορμού	$t_w = 14,5 \text{ mm}$
πάχος πέλματος	$t_f = 28 \text{ mm}$
καμπυλότητα	$r = 27 \text{ mm}$
εμβαδόν διατομής	$A = 238,60 \text{ cm}^2$
ύψος κορμού	$h_i = 444 \text{ mm}$
ύψος κορμού χωρίς καμπυλότητα	$d = 390 \text{ mm}$
ροπή αδρανείας y	$I_y = 107200 \text{ cm}^4$
ελαστική ροπή αδρανείας y	$W_{el,y} = 4287 \text{ cm}^3$
πλαστική ροπή αδρανείας y	$W_{pl,y} = 4815 \text{ cm}^3$
ροπή αδρανείας z	$I_z = 12620 \text{ cm}^4$
ελαστική ροπή αδρανείας z	$W_{el,z} = 841,6 \text{ cm}^3$
πλαστική ροπή αδρανείας z	$W_{pl,z} = 1292 \text{ cm}^3$
σταθερά στρέψης	$I_t = 538,4 \text{ cm}^4$
σταθερά στρέβλωσης	$I_w = 7018 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$



Πίνακας 3.8: Χαρακτηριστικά διατομής

Υπενθυμίζονται:

L μήκος δοκού κύλισης (6,0m)

α απόσταση τροχών (3,5m)

Για S355 η διατομή για καθαρή θλίψη και καθαρή κάμψη ανήκει στην κατηγορία 1.

### 3.2.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος της διατομής για το δυσμενέστερο συνδυασμό εντατικών μεγεθών. Τα κατακόρυφα φορτία από τους δύο τροχούς πρέπει να τοποθετηθούν στη δυσμενέστερη δυνατή θέση. Για μια αμφιέρειστη δοκό κύλισης ανοίγματος l, επί της οποίας ασκούνται κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού P μέσω δύο τροχών που απέχουν απόσταση α μεταξύ τους, η μέγιστη καμπτική ροπή περί τον κύριο άξονα αδρανείας είναι  $\max M = P \cdot (2 \cdot l - \alpha) / 8$

Η μέγιστη αυτή καμπτική ροπή πραγματοποιείται όταν το πρώτο φορτίο απέχει από το άκρο της δοκού απόσταση  $x = (2 \cdot l - \alpha) / 4$ . Η παραπάνω μέγιστη ροπή ισχύει εφ' όσον  $\alpha < 0,586 \cdot L$ . Σε αντίθετη περίπτωση, δυσμενέστερη θέση είναι όταν το ένα φορτίο βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος. Τα οριζόντια φορτία θεωρείται ότι

ασκούνται στο ανώτερο σημείο της τροχιάς. Επειδή τόσο τα οριζόντια όσο και τα κατακόρυφα φορτία ασκούνται έκκεντρα επί της δοκού και αναπτύσσονται, εκτός των καμπτικών ροπών ως προς τους δύο κύριους άξονες, και στρεπτικές ροπές, ο έλεγχος μπορεί να γίνεται σε επίπεδο τάσεων με ελαστική ανάλυση ή σε επίπεδο εντατικών μεγεθών μέσω κατάλληλων σχέσεων αλληλεπίδρασης.

### 3.2.2.1 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

Συνδυασμός 1

- Μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα από συνδυασμό φορτίσεων 1 (φορτίο στο μέσο της δοκού)

Κάμψη  $M_y$

$$Q_{\max}=155.1$$

$$\alpha = 3.5m < 0.586l = 3.516m$$

$$\max M_y = \frac{Qr \max}{8 \times l} (2 \times l - a^2) = 233.4 \text{ kNm}$$

$$x = \frac{2 \times l - a}{4} = 2.125m$$

Κάμψη  $M_z$

Καμπτικές ροπές περί του ασθενούς άξονα

Για οριζόντια δύναμη  $H_i$

$$H_T = 21,95kn$$

$$M_{ta} = 155.9 * 1.25 + 21.95 * (25 + 3) = 8.01kNm$$

$$M_{tb} = 155.9 * 1.25 - (21.95 * 28) = -4.19kNm$$

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη στην άκρη της δοκού

$$\max V_{zed} = Q_{r \max} (1 + (L - a) / L) = 155.10 * (1 + (6 - 3.5) / 6) = 220.1kN$$

$$N = H_L = 8.82kN$$

Συνδυασμός 5

- Μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα από συνδυασμό 5

Κάμψη  $M_z$

$$H_s = 32.06kN$$

$$M_z = H_s(2.125 * (6 - 2.125) / 6) = 43.91kNm$$

### Κάμψη My

Μεγίστη ροπή στον ισχυρό άξονα κατ αναλογία με την ροπή από συνδυασμό 1

$$\max M_{y,5} = \max M_{y,1} \times \frac{Q_{r,max,5}}{Q_{r,max,1}} = 208.22 \text{ kNm}$$

- Αντοχή περί του ισχυρού άξονα

$$M_y = 172 \text{ kNm}$$

- Μέγιστη ροπή περί του ασθενή άξονα  
Για οριζόντια φορτία Hs  
Hs = 32.11 kN  
 $\max M_z = 1/4(Hs) * l = 0.25 * 32.11 * 6 = 48 \text{ kNm}$

- Μέγιστη οριζόντια τέμνουσα στο άκρο δοκού κυλίσεως από συνδυασμό 5  
 $\max V_{yed} = 53.5 \text{ kNm}$
- Ιδίο βάρος  
Εντατικά μεγέθη λόγο ιδίου βάρους δοκού

$$g = 1.45 \text{ kNm}$$

$$M_{gsd} = \frac{1}{8} \times 1.45 \times 6^2 \times 1.35 = 8.8 \text{ kN}$$

$$V_{gsd} = \frac{1}{2} \times 1.45 \times 6 \times 1.35 = 5.87 \text{ kN}$$

### 3.2.2.2 Έλεγχος διατομής

- Έλεγχος κορμού σε διάτμηση για συνδυασμό 1 ( $\max V_{z,Ed}$ )

$$A_v = h_i * t_w = 44.4 \times 1.45 = 64.38 \text{ k} = \text{cm}^2$$

$$V_{y,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_M} = \frac{64,38 \times 27,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 929 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} = 220.1 + 5.87 = 225.97 \text{ kn} < 929 \text{ kN}$$

- Έλεγχος άνω πέλματος σε διάτμηση για συνδυασμό 5 ( $\max V_{y,Ed}$ )

$$V_z = \frac{A_f f_y}{\sqrt{3} \gamma_M} = \frac{30 \times 2,8 \times 27,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1212 \geq 53,5 \text{ kN}$$

- Έλεγχος σε διαξονική κάμψη για το συνδυασμό 1 ( $\max M_{y,Ed}$ )

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περί τον ισχυρό άξονα.

$$\sigma_{y1} = (\max M_{y,Ed,1} + M_{g,Ed}) / W_{el,y} = 56.49 \text{ MPa}$$

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περί τον ασθενή άξονα

Παρατήρηση: θεωρείται ότι αναλαμβάνεται από το άνω πέλμα μόνο.

$$\sigma_{y2} = M_{z,Ed,1} / W_{el,f,z} = 59.29 \text{ MPa}$$

Έλεγχος

$$\sigma_y = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} = 115.78 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

- Έλεγχος σε διαξονική κάμψη για το συνδυασμό 5 ( $\max M_{y,Ed}$ )

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περί τον ασθενή άξονα

$$\sigma_{y1} = (M_{y,Ed,5} + M_{g,Ed}) / W_{el,y} = 50.62 \text{ MPa}$$

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περί τον ασθενή άξονα

Παρατήρηση: θεωρείται ότι αναλαμβάνεται από το άνω πέλμα μόνο

$$\sigma_{y2} = \max M_{z,Ed,5} / W_{el,f,z} = 57.03 \text{ MPa}$$

Έλεγχος

$$\sigma_y = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} = 107.65 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

### 3.2.2.3 Έλεγχος τοπικής έντασης υπό το φορτίο τροχού

- Ορθές κατά μήκος τάσεις από την κύρια κάμψη  
 $\sigma_x = (\max M_{y,Ed,1} + M_{g,Ed}) \cdot x_{0,222} / I_y = 46.88 \text{ MPa}$
- Εγκάρσιες ορθές θλιπτικές τάσεις υπό το φορτίο τροχού  
 Ενεργό πλάτος πέλματος (φθορά 25%)

$$d_r = 3 \text{ cm} - 0.25 \cdot 3 \text{ cm} + 2 \text{ cm}$$

$$b_{fr} = 5 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = b_{fr} + d_r = 9.25 \text{ cm}$$

Ροπή αδράνειας σύνθετης διατομής (τροχιά+πέλμα)

- Ροπή αδράνειας τροχιάς.

$$I_r = b_{fr} \cdot (h_r - 0.25 \cdot t_r)^3 / 12 = 11.25 \text{ cm}^4$$

- Ροπή αδράνειας πέλματος.

$$I_{f,eff} = b_{eff} \cdot t_f^3 / 12 = 6.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{rf} = I_r + I_{f,eff} = 17.92 \text{ cm}^4$$

- Ενεργό μήκος.

$$l_{eff} = 3.25 \cdot (I_{rf} / t_w)^{1/3} = 7.51 \text{ cm}$$

- Δυσμενέστερη κατακόρυφη δύναμη τροχού

$$F_{zEd} = 155.10 \text{ kN}$$

$$\sigma_{0zEd} = \frac{F_{zEd}}{l_{eff} \times tw} = 142.3 \text{ Mpa}$$

- Πρόσθετες ορθές τάσεις λόγω εκκεντρότητας του κατακόρυφου φορτίου τροχού.

$$It = (30 \times 2^3) / 3 = 80 \text{ cm}^4$$

$$a = 6 \text{ cm}$$

$$n = [((0.75 \times a \times tw^3) / It \times (\sinh^2(\pi \times hw / a)(\sinh(2 \times \pi \times hw / a) - (2 \times \pi \times hw / a)))]^{0.5} = 6.45$$

$$ey = b_r / 4 = 1.25 \text{ mm}$$

Στρεπτική ροπή για  $Fz, ed = 155.10 \text{ kN}$

$$\tau_{ed} = Fz, ed \times ey = 1.9387 \text{ kNm}$$

Τελικά

$$\sigma_{y2} = (6 \times \tau_{ed} \times n \times \tanh(n)) / (a \times tw^2) = 98.61 \text{ Mpa}$$

- Διατμητικές τάσεις από κάμψη

$$V_{ed} = \max V_{zed} + V_{ged} = 220.1 + 5.87 = 225.10 \text{ kN}$$

$$s = 1300 \text{ cm}$$

$$\tau_1 = V_{ed} \times s / tw \times I_y = 86.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_2 = 0.2 \times \sigma_{zed} = 34.46 \text{ MPa}$$

- Έλεγχος ισοδύναμης τάσης

$$\sigma_x = 46.88 \text{ MPa}$$

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 = 120.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eq} = (\sigma_y^2 + \sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2)^{0.5} = 326.53 < 355 \text{ MPa}$$

### 3.2.2.4 Έλεγχος μέλους

Θλιπτική και καμπτική αντοχή

Ακτίνα αδρανείας

$$A_{fg} = 96.9 \text{ cm} \wedge i_z = \left(\frac{I_z}{A}\right)^{0.5} = 8.1 \text{ cm}$$

$$\text{Λυγηρότητα } \lambda_z = \frac{L}{i_z} = 74.1$$

$$\text{Ανοιγμένη λυγηρότητα } \lambda_z' = \lambda_z / (93.9) \sqrt{355 / 355} = 0.78$$

Για  $t_f \leq 40 \text{ mm}$  καμπύλη  $b$

$$\chi_z = 0.72 \text{ (μειωτικός συντελεστής)}$$

$$N_{FRd} = \chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M0} = 2251.60 \text{ kN}$$

$$M_{FZR} = Wplfz \times fy / \gamma_{M0} = 416.96kNm$$

Έλεγχοι

Συνδυασμός 1

$$N_{f,Ed} = (\max M_{y,Ed,1} + M_{g,Ed}) / h_{\delta\iota\alpha\tau} = 441.45kN$$

$$M_{z,Ed} = M_{z,Ed,1} = 54.82kN/m$$

$$C_{mz} = 0,9$$

$$k_{zz} = C_{mz} \times (1 + (2 \times \lambda_z' - 0,6) * (N_{f,Ed} / N_{f,Rd})) = 1.1$$

$$N_{f,Ed} / N_{f,Rd} + k_{zz} \times (M_{z,Ed} / M_{f,z,Rd}) = 0.33 < 1$$

Συνδυασμός 5

$$N_{f,Ed} = \max M_{y,Ed,5} / h_{\delta\iota\alpha\tau} = 425.45kN$$

$$M_{z,Ed} = M_{z,Ed,5} = 82.2kN/m$$

$$C_{mz} = 0,9$$

$$k_{zz} = C_{mz} \times (1 + (2 \times \lambda_z' - 0,6) \times (N_{f,Ed} / N_{f,Rd})) = 1.05$$

$$N_{f,Ed} / N_{f,Rd} + k_{zz} \times (M_{z,Ed} / M_{f,z,Rd}) = 0.40 < 1$$

### 3.2.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

3.2.3.1 Κατακόρυφες παραμορφώσεις δοκού κυλίσεως

- Στην περισσότερο φορτισμένη φόρτιση

$$P = 115,53kN \text{ ανά τροχό}$$

$$c = 1.25 \text{ Απόσταση φορτίου από άκρο δοκού}$$

$$\delta_{z1} = (P \times c / 24 \times E \times I_y) * (3L^2 - 4 \times c^2) = 2.5mm$$

$$\delta_{z2} = (5 \times g \times L^4) / 384 \times E \times I_y = 0.339mm$$

$$\delta = \delta_{z1} + \delta_{z2} = 2,83mm$$

- Στη λιγότερο φορτισμένη δοκό

$$P = 30.58kn$$

$$\delta_{z1} = (P \times c / 24 \times E \times I_y) * (3L^2 - 4 \times c^2) = 0.66mm$$

$S=19m$  απόσταση μεταξύ 2 δοκών κύλισης

$$\Delta hc = \delta_{z1} - \delta_{z1}' = 2.5 - 0.66 = 1.84mm < S / 600 = 31.7mm$$

### 3.2.3.2 Οριζόντιες παραμορφώσεις δοκού κυλίσεως

Παρατήρηση: αναλαμβάνεται από το πέλμα μόνο.

$$P = Hs = 23.75kn$$

$$\delta y = P \times L^3 / (48 \times E \times I_{eifz}) = 4.03 < L / 600$$

$$iz = 6.6 \text{ cm}$$

$$L / iz = 600 / 6.6 = 90.9 < 250$$

## 4 Διαστασιολόγηση φορέα

### 4.1 Γενικά

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής έγινε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος Autodesk Robot Structural Analysis. Οι διατομές επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων.

Τα φορτία που δρουν επί της κατασκευής (μόνιμα, κινητά, χιόνι, άνεμος, φορτία γερανογέφυρας) υπολογίστηκαν στο κεφάλαιο 2 και περάστηκαν στο φορέα με την βοήθεια των claddings (επιφάνειες επιβολής των φορτίων), το ίδιο βάρος υπολογίστηκε αυτόματα ενώ ο σεισμός, τα φορτία ανέμου και τα φορτία χιονιού υπολογίστηκαν από τα πρόγραμμα αφού πρώτα εισάγαμε τις απαραίτητες παραμέτρους.

### 4.2 Απαραίτητοι έλεγχοι

**Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα**

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

Πίνακας 4.1: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία



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

Πίνακας 4.2: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

#### 4.2.2 Έλεγχοι διατομής σε OKA

##### 4.2.2.1 Έλεγχος σε αξονικό εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{ed}}{N_{tRd}} \leq 1 \quad (4.1)$$

Όπου  $N_{tRd}$  η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού της διατομής. Για διατομές με οπές η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό  $N_{tRd}$  πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pIRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.2)$$

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

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A \times f_y}{\gamma_{M2}} \quad (4.3)$$

##### 4.2.2.2 Έλεγχος σε αξονική θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{C,Rd}} \leq 1 \quad (4.4)$$

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη  $N_{c,Rd}$  πρέπει να καθορίζεται όπως παρακάτω:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2,3} \quad (4.5)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (4.6)$$

#### 4.2.2.3 Έλεγχος σε διάτμηση ανά άξονα

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης  $V_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{C,Rd}} \leq 1 \quad (4.7)$$

όπου  $V_{C,Rd}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό  $V_{C,Rd}$  είναι η πλαστική διατμητική αντοχή  $V_{pl,Rd}$  η οποία για απουσία στρέψης δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (4.8)$$

όπου  $A_v$  είναι η επιφάνεια διάτμησης

Για ελαστικό σχεδιασμό  $V_{C,Rd}$  είναι η ελαστική διατμητική αντοχή  $V_{el,Rd}$ . Για έλεγχο της ελαστικής αντοχής σχεδιασμού σε τέμνουσα  $V_{C,Rd}$  μπορεί να χρησιμοποιηθεί το παρακάτω κριτήριο για ένα κρίσιμο σημείο της διατομής:

$$\frac{t_{Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}} \leq 1 \quad (4.9)$$

όπου  $t_{Ed}$  μπορεί να λαμβάνεται από:

$$t_{Ed} = \frac{V_{Ed} \times s}{I \times t}$$

όπου  $V_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης  $S$  είναι η στατική ροπή αδρανείας πάνω από το εξεταζόμενο σημείο  $I$  είναι η ροπή αδρανείας ολόκληρης της διατομής  $t$  είναι το πάχος στο υπό εξέταση σημείο.

#### 4.2.2.4 Έλεγχος σε κάμψη ανά άξονα

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης  $M_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \leq 1 \quad (4.10)$$

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη  $M_{c,Rd}$  περί ένα κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται ως εξής:

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times fy}{\gamma_{M0}} \quad (4.11)$$

$$M_{C,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \times fy}{\gamma_{M0}} \quad (4.12)$$

$$M_{C,Rd} = \frac{W_{eff,min} \times fy}{\gamma_{M0}} \quad (4.13)$$

Όπου  $W_{el,min}$  και  $W_{eff,min}$  αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση.

#### 4.2.2.5 Έλεγχος σε κάμψη με ταυτόχρονη δράση τέμνουσας

Όταν υπάρχει διατμητική δύναμη πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στη ροπή αντοχής. Όπου η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αγνοείται εκτός από εκεί όπου ο λυγισμός λόγω τέμνουσας μειώνει την αντοχή της διατομής. Διαφορετικά, η μειωμένη ροπή αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως η αντοχή σχεδιασμού της διατομής, υπολογισμένη χρησιμοποιώντας μειωμένη αντοχή  $(1-\rho)fy$  για την επιφάνεια διάτμησης όπου:

$$\rho = \left( \frac{2 \times V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (4.14)$$

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

$$M_{yv,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \left( \frac{\rho \times A_w^2}{4 \times t_w} \right) \right] \times fy}{\gamma_{M0}} \quad \text{αλλά } M_{yv,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (4.15)$$

Όπου  $M_{y,c,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη και  $A_w = h_w \times t_w$

#### 4.2.2.6 Έλεγχος σε κάμψη με ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης

A) Διατομές κατηγορίας 1,2 Όπου υπάρχει αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στην πλαστική ροπή αντοχής. Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1 \quad (4.16)$$

όπου  $M_{N,Rd}$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης  $N_{Ed}$

Διακρίνουμε τις παρακάτω περιπτώσεις:

- Για μια τετραγωνική συμπαγή διατομή χωρίς οπές κοχλιών το  $M_{N,Rd}$  πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \times \left[ 1 + \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (4.17)$$

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

$$N_{Ed} \leq 0.25 \times N_{pl,Rd} \quad (4.18)$$

$$\text{Και } N_{Ed} \leq \frac{0.5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.19)$$

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

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.20)$$

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

$$M_{N,yRd} = M_{pl,y,Rd} \times \frac{1-n}{1-0.5 \times a} \quad \text{αλλά } M_{N,yRd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.21)$$

$$\text{Για } n \leq a \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (4.22)$$

$$\text{Για } n \geq a \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (4.23)$$

$$\text{Όπου } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

$$\text{Και } a = \frac{(A - 2 \times b \times t_f)}{A} \quad \text{αλλά } a \leq 0.5$$

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

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \frac{1-n}{1-0.5 \times a_w} \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.24)$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \times \frac{1-n}{1-0.5 \times a_w} \quad \text{αλλά } M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (4.25)$$

Όπου

$$a_w = \frac{(A - 2 \times b \times t)}{A} \quad a_w \leq 0.5$$

$$a_w = \frac{(A - 2 \times b \times t_f)}{A} \quad a_w \leq 0.5$$

$$a_f = \frac{(A - 2 \times b \times t)}{A} \quad a_f \leq 0.5 \text{ για κοίλες διατομές}$$

$$a_f = \frac{(A - 2 \times b \times t_w)}{A} \quad a_f \leq 0.5 \text{ για συγκολλητές κλειστές διατομές}$$

#### 4.2.2.7 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη με ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης N

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\left[ \frac{M_{yEd}}{M_{N,yRd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,zRd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (4.26)$$

στο οποίο  $\alpha$  και  $\beta$  είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

για διατομές I και H:  $\alpha = 2$  και  $\beta = 5 \times \nu$  αλλά  $\beta \leq 1$

για κοίλες κυκλικές διατομές:  $\alpha = 2$  και  $\beta = 2$

για κοίλες ορθογωνικές διατομές:  $\alpha = \beta = 1,66 / (1 - 1,13n^2)$  αλλά  $\alpha = \beta \leq 6$

#### 4.2.2.8 Κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη

Όπου τέμνουσα και αξονική δύναμη είναι παρούσες, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδραση τόσο της τέμνουσας όσο και της αξονικής δύναμης στη ροπή αντοχής. Η απομείωση της ροπής αντοχής γίνεται πρώτα για την τέμνουσα (όταν το  $V_{Ed}$  υπερβαίνει το 50% της  $V_{pl,Rd}$ ) και κατόπιν για την αξονική δύναμη.

### **4.2.3 Έλεγχοι μέλους σε OKA**

#### 4.2.3.1 Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού (υπό θλίψη)

Αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωσή του σε μία καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Όπως και στις άλλες μορφές αστοχίας λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του. Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (4.27)$$

όπου  $N_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και  $N_{b,Rd}$  είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times f_y \times A}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2,3} \quad (4.28)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορία 4} \quad (4.29)$$

όπου  $\chi$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του  $\chi$  για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$x = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \quad \text{αλλά } x \leq 1 \quad (4.30)$$

Όπου

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.31)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_i}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad (4.32)$$

$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$  είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

$L_{cr}$  είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

$i$  :είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

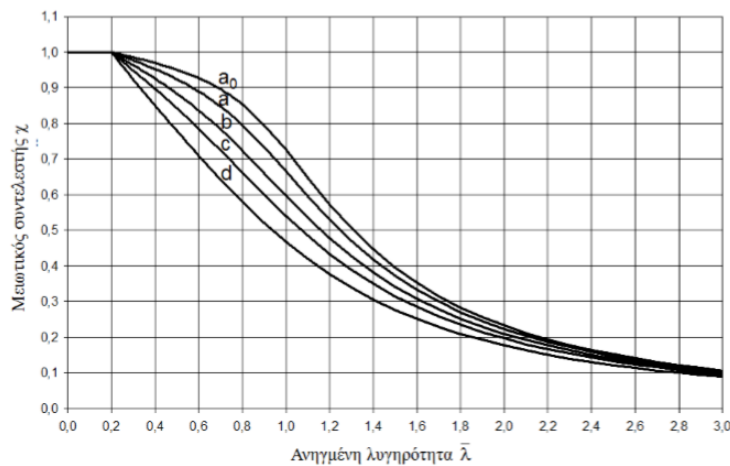
$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$\alpha$ = συντελεστής ατελειών

Καμπύλη λυγισμού	$a_0$	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού.



Σχήμα 4.1: Καμπύλες λυγισμού

Τέλος, για λυγηρότητα  $\bar{\lambda} \leq 0.2$  ή για  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0.04$  οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

#### 4.2.3.2 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (υπό κάμψη)

Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ως εξής:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (4.33)$$

όπου

$M_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$  είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επιπρόσθετα, δοκοί με κάποιους τύπους διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, κατασκευασμένοι κυκλικοί σωλήνες ή τετραγωνικές κιβωτιοειδείς διατομές δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{bRd} = \frac{X_{Lt} \times W_y \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.34)$$

Όπου

Wy είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

$$wy = wpl \quad (4.35)$$

$$wy = wely \quad (4.36)$$

$$wy = weffy \quad (4.37)$$

$X_{LT}$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Στον καθορισμό του Wy δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη σπές για κοχλίες στην άκρη της δοκού. Εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά, για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του LT  $\square$  για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{L}T$ , πρέπει να καθορίζεται από:

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda^2}} \quad (4.38)$$

Αφού

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (4.39)$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{wy \times fy}{Mcr}} \quad (4.40)$$

$\alpha_{LT}$  είναι συντελεστής ατελειών

$Mcr$  είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η  $Mcr$  βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες φορτίσεως, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις. Στην περίπτωση μιας δοκού σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της και καμπτόμενης περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL_T)^2} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL_T)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (4.41)$$

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	h/b ≤ 2	a
	h/b > 2	b
Συγκολλητές διατομές I	h/b ≤ 2	c
	h/b > 2	d
Άλλες διατομές	-	d

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Πίνακας 4.3: Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού



Τέλος, για λυγηρότητα  $\overline{\lambda_{Lr}} \leq 0.2$  ή για  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0.04$  οι επιδράσεις του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

#### 4.2.3.3 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (υπό κάμψη και θλίψη)

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

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M0}} \leq 1$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M0}} \leq 1$$

όπου  $\Delta M_{y,Ed}$  και  $\Delta M_{z,Ed}$  ροπές λόγω μετατόπισης του κεντρωβαρικού άξονα (μόνο για διατομές κατηγορίας 4).

#### 4.2.4 Έλεγχοι λειτουργικότητας

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των μη φέροντων στοιχείων. Το συνολικό βέλος  $\delta_{max}$  ισούται με:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (4.42)$$

όπου

- $\delta_{max}$  είναι το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις.
- $\delta_1$  είναι το βέλος λόγω μονίμων φορτίων.
- $\delta_2$  είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων.
- $\delta_0$  είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση .

Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων και των δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN1993-1-1 όπου ορίζονται τα ακόλουθα:

A) Για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι παρακάτω τιμές:

	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

Πίνακας 4.4 : Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

Β) Οι προβλέψεις του Ευρωκώδικα 3 σχετικά με τις οριζόντιες μετατοπίσεις για μονώροφες κατασκευές είναι οι ακόλουθες:

Μονώροφα υπόστεγα:  $h / 150$

Μονώροφα κτίρια:  $h / 30$

#### 4.2.5 Λοιποί έλεγχοι και κανονισμοί

##### 4.2.5.1 Κανόνες σχεδιασμού για πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8

Οι διαγώνιοι θα λαμβάνονται υπόψη με τον ακόλουθο τρόπο σε μια ελαστική ανάλυση του φορέα για τη σεισμική δράση:

- Στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους, θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι.
- Στην περίπτωση πλαισίων με συνδέσμους σχήματος V ( $\Lambda$ ), θα λαμβάνονται υπόψη τόσο οι εφελκόμενοι όσο και οι θλιβόμενοι διαγώνιοι.

Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα  $\lambda$ , όπως ορίζεται, θα πρέπει να περιορίζεται σε :  $1,3 < \lambda < 2,0$ .

Σε πλαίσια με συνδέσμους σχήματος V ( $\Lambda$ ) πρέπει να ισχύει γενικά:  $\lambda < 2,0$ . Σε φορείς που διαθέτουν έως και 2 ορόφους, δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στο  $\lambda$ .

Η αντοχή διαρροής  $N_{pl,Rd}$  της συνολικής διατομής των διαγωνίων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε  $N_{pl,Rd} > N_{Ed}$ .

##### 4.2.5.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Προκειμένου να ικανοποιείται η απαίτηση περιορισμού βλαβών, πρέπει να ισχύουν τα ακόλουθα όρια, για κάθε περίπτωση, για την τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου  $d_r$ , η οποία λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου.

- για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό, συνδεδεμένα με το φορέα:  $d_{rv} < 0,005h$
- για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:  $d_{rv} < 0,0075h$

- για κτίρια με μη φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη φέροντα στοιχεία:  $d_{rv} < 0,010h$

όπου:

- $h$  είναι το ύψος του ορόφου
- $\nu$  είναι ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Οι συνιστώμενες τιμές του  $\nu$  είναι 0,4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και  $\nu=0,5$  για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II. Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, εάν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d * d_e \quad (4.43)$$

όπου:

- $d_s$  είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού
- $q_d$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης
- $d_e$  είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από τη γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού

#### 4.2.5.2 Υπολογισμοί

##### Σεισμός κατά X

$$d_e = 48 \text{ mm}$$

$$q = 1.5$$

$$\nu = 0.5$$

$$d_r = d_s = 48 * 1.5 = 72 \text{ mm}$$

$$d_r * \nu = 72 * 0.5 = 36 < 0.005 * 9000 = 45 \text{ mm}$$

##### Σεισμός κατά Y

$$d_e = 16 \text{ mm}$$

$$q = 1.5$$

$$\nu = 0.5$$

$$d_r = 24 \text{ mm}$$

$$d_r * \nu = 12 \text{ mm} < 45 \text{ mm}$$

## 4.3 Υπολογισμοί

### 4.3.1 Υποστυλώματα

#### Γενικά

Διατομή: HEA 360

Κατάταξη διατομής: 1

Συνολικό μήκος: 9 m

$L_{cry}=12.60\text{m}$

$L_{crz}=4.50\text{m}$

$n_1=0.68$ ,

(πάκτωση)  $n_2=0 \rightarrow \beta=1,4$  αρα  $L_{cry}=\beta \cdot L=1.4 \cdot 9=12.60\text{m}$

$L_{crz}$  πολλαπλασιασμένο με 0,5 λόγο ύπαρξης χιαστί συνδέσμων

Bar: 45 inside\_column\_45  
 Point / Coordinate: 3 / x = 1.00 L = 9.00 m  
 Load case: 12 ULS /999/ 1\*1.25 + 2\*1.25 + 3\*1.05 + 125\*1.50

HEA 360

DIATOMH OK

OK

Simplified results Displacements Detailed results

FORCES

N,Ed = 128.48 kN	My,Ed = 341.47 kN*m	Mz,Ed = 2.15 kN*m	Vy,Ed = -17.02 kN
Nc,Rd = 5067.91 kN	My,Ed,max = 341.47 kN*m	Mz,Ed,max = 2.15 kN*m	Vy,T,Rd = 2390.84 kN
Nb,Rd = 2763.89 kN	My,c,Rd = 741.46 kN*m	Mz,c,Rd = 284.81 kN*m	Vz,Ed = 63.37 kN
	MN,y,Rd = 741.46 kN*m	MN,z,Rd = 284.81 kN*m	Vz,T,Rd = 1003.40 kN
	Mb,Rd = 741.46 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING

z = 1.00	Mcr = 1602.29 kN*m	KΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 0.88
Lcr,upp=9.00 m	Lam_LT = 0.68	fi,LT = 0.72	XLT,mod = 1.00

BUCKLING y

Ly = 9.00 m	Lam_y = 1.08		
Lcr,y = 12.60 m	Xy = 0.55		
Lamy = 82.76	kyy = 0.65		

BUCKLING z

Lz = 9.00 m	Lam_z = 0.79
Lcr,z = 4.50 m	Xz = 0.67
Lamz = 60.54	kyz = 0.63

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$(M_y,Ed/MN_y,Rd)^2 \cdot 2.00 + (M_z,Ed/MN_z,Rd)^2 \cdot 1.00 = 0.22 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$V_z,Ed/V_z,T,Rd = 0.06 < 1.00$  (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

Lamy = 82.76 < Lam,max = 300.00 Lamz = 60.54 < Lam,max = 300.00 ΣΤΑΘΕΡΟ

$M_y,Ed,max/M_b,Rd = 0.46 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

Change

Forces

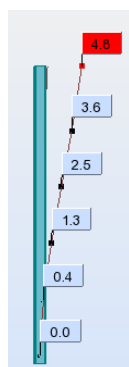
Detailed

Calc. Note

Parameters

Help

Πίνακας 4.5: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας από το πρόγραμμα robot structural analysis.



Οριζόντια μετακίνηση για τον δυσμενέστερο συνδυασμό για δυσμενέστερο συνδυασμό.

$$U=4.8\text{cm}<H/150=900/150=6\text{cm}$$

### 4.3.2 Ζυγώματα

Γενικά Διατομή:HEB 300

Κατάταξη διατομής:1

Συνολικό μήκος : 10.6m

Μήκος λυγισμού

$L_{cr,y}=7.04m$

$L_{cr,z}=4.02m$

Bar: 77 inside\_beam\_77  
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
 Load case: 12 ULS /999/ 1\*1.25 + 2\*1.25 + 3\*1.05 + 125\*1.50

HEB 300

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

OK

Change

Simplified results Displacements Detailed results

FORCES

N,Ed = 94.79 kN	My,Ed = -451.89 kN*m	Mz,Ed = -1.01 kN*m	Vy,Ed = -1.86 kN
Nc,Rd = 5292.27 kN	My,Ed,max = -451.89 kN*m	Mz,Ed,max = -12.63 kN*m	Vy,T,Rd = 2579.96 kN
Nb,Rd = 3851.93 kN	My,c,Rd = 663.42 kN*m	Mz,c,Rd = 308.91 kN*m	Vz,Ed = 132.00 kN
	MN,y,Rd = 663.42 kN*m	MN,z,Rd = 308.91 kN*m	Vz,T,Rd = 970.65 kN
	Mb,Rd = 507.65 kN*m		Tt,Ed = 0.13 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING

z = 0.00	Mcr = 731.58 kN*m	KΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 0.73
Lcr,low=10.06 m	Lam_LT = 0.95	fi,LT = 0.93	XLT,mod = 0.77

BUCKLING y

Ly = 10.06 m	Lam_y = 0.71		
Lcr,y = 7.04 m	Xy = 0.78		
Lamy = 54.20	kyy = 1.01		

BUCKLING z

Lz = 10.06 m	Lam_z = 0.69
Lcr,z = 4.02 m	Xz = 0.73
Lamz = 53.10	kyz = 1.52

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$(M_y,Ed/MN_y,Rd)^2 \cdot 2.00 + (M_z,Ed/MN_z,Rd) \cdot 1.00 = 0.47 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_z,Ed/V_z,T,Rd = 0.14 < 1.00$  (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

Lamy = 54.20 < Lam,max = 300.00 Lamz = 53.10 < Lam,max = 300.00 ΣΤΑΘΕΡΟ  
 $N,Ed/(X_y \cdot N,Rk/gM1) + k_{yy} \cdot M_y,Ed,max/(XLT \cdot M_y,Rk/gM1) + k_{yz} \cdot M_z,Ed,max/(M_z,Rk/gM1) = 0.98 < 1.00$  (6.3.3.(4))

OK

Forces

Detailed

Calc. Note

Parameters

Help

Πίνακας4.6: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας από το πρόγραμμα robot structural analysis.

Bar: 77 inside\_beam\_77

HEB 300

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

Simplified results Displacements Detailed results

Bar deflection

uy = 0.0 cm	< uy max = L/200.00 = 5.0 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case:	135 Seismic E.A.K. 2000 Direction_Y	
uz = 0.9 cm	< uz max = L/200.00 = 5.0 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case:	15 SLS /334/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.70 + 125*1.00	
u inst,y = 0.0 cm	< u inst,max,y = L/250.00 = 4.0 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case:	1*10 + 0.7*151	
u inst,z = 0.7 cm	< u inst,max,z = L/250.00 = 4.0 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case:	1*6 + 0.7*150	

Πίνακας4.7: Έλεγχος σε λειτουργικότητα από πρόγραμμα robot structural analysis

### 4.3.3 Χιαστί σύνδεσμοι

Γενικά Διατομή: TREC 120x60x10

Κατάταξη διατομής: 1

Συνολικό μήκος : 7.22 m

Μήκος λυγισμού

Lcr<sub>y</sub>=3.61m

Lcr<sub>z</sub>=3.61m

Bar: 888 琺 In

Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Load case: 12 ULS /998/ 1\*1.25 + 2\*1.25 + 3\*1.05 + 124\*1.50

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

Simplified results Displacements Detailed results

FORCES

N,Ed = 195.66 kN	My,Ed = -3.48 kN*m	Mz,Ed = 0.17 kN*m	Vy,Ed = 0.04 kN
Nc,Rd = 1118.96 kN	My,Ed,max = -3.48 kN*m	Mz,Ed,max = 0.17 kN*m	Vy,T,Rd = 213.23 kN
Nb,Rd = 222.08 kN	My,c,Rd = 41.18 kN*m	Mz,c,Rd = 24.14 kN*m	Vz,Ed = 3.31 kN
	MN,y,Rd = 41.18 kN*m	MN,z,Rd = 22.62 kN*m	Vz,T,Rd = 426.45 kN
			Tt,Ed = 0.22 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING

XLT = 1.00

BUCKLING y

L <sub>y</sub> = 7.22 m	Lam <sub>y</sub> = 1.18
Lcr,y = 3.61 m	Xy = 0.54
Lamy = 90.13	kzy = 0.45

BUCKLING z

L <sub>z</sub> = 7.22 m	Lam <sub>z</sub> = 2.13
Lcr,z = 3.61 m	Xz = 0.20
Lamz = 162.68	kzz = 1.59

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

N,Ed/Nc,Rd = 0.17 < 1.00 (6.2.4.(1))

Tau<sub>ty</sub>,Ed/(f<sub>y</sub>/sqrt(3)\*gM0) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)

MEMBER STABILITY CHECK

Lam<sub>y</sub> = 90.13 < Lam,max = 300.00 Lam<sub>z</sub> = 162.68 < Lam,max = 300.00 ΣΤΑΘΕΡΟ

N,Ed/(Xz\*N,Rk/gM1) + kzy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) + kzz\*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.93 < 1.00 (6.3.3.(4))

Πίνακας4.8: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας από το πρόγραμμα robot structural analysis.

Bar: 888 琺 In

Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Load case: 15 SLS /335/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 3\*0.70 + 126\*1.00

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

Simplified results Displacements Detailed results

Bar deflection

ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

Member node displacements

vx = 0.1 cm < vx max = L/150.00 = 4.8 cm ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

Governing load case: 15 SLS /335/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 3\*0.70 + 126\*1.00

Not analyzed

vy = 0.2 cm < vy max = L/150.00 = 4.8 cm ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

Governing load case: 135 Seismic E.A.K. 2000 Direction\_Y

Πίνακας4.9: Έλεγχος σε λειτουργικότητα από πρόγραμμα robot structural analysis.

#### 4.3.4 Τεγίδες

Γενικά Διατομή: IPE 180

Κατάταξη διατομής: 1

Συνολικό μήκος : 6m

Οι τεγίδες έχουν συνολικό μήκος 6,00m διατομή IPE180, τοποθετούνται ανά 2,00m και έχουν κατασκευαστεί ως αμφιέριστα στοιχεία ενός ανοίγματος μεταξύ δυο διαδοχικών ζυγωμάτων.

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/AC:2009

Bar: 558  
 Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 3.00 m  
 Load case: 12 ULS /803/ 1\*1.25 + 2\*1.25 + 10\*1.50 + 151\*1.05

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

Simplified results | Displacements | Detailed results

FORCES

N,Ed = 0.79 kN	My,Ed = -10.25 kN*m	Mz,Ed = 1.04 kN*m
Nc,Rd = 850.13 kN	My,Ed,max = -10.25 kN*m	Mz,Ed,max = 1.04 kN*m
Nb,Rd = 850.13 kN	My,c,Rd = 59.08 kN*m	Mz,c,Rd = 12.28 kN*m
	MN,y,Rd = 59.08 kN*m	MN,z,Rd = 12.28 kN*m
	Mb,Rd = 39.87 kN*m	
		Tt,Ed = 0.00 kN*m
		ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

LATERAL BUCKLING

z = 0.00    Mcr = 51.71 kN\*m    ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b    XLT = 0.66  
 Lcr,low=1.80 m    Lam\_LT = 1.07    fi,LT = 1.04    XLT\_mod = 0.67

BUCKLING y    kyy = 1.00    BUCKLING z    kzz = 1.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ  
 $(M_y,Ed/MN_y,Rd)^2 + (M_z,Ed/MN_z,Rd)^2 = 0.11 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $\tau_{xy,Ed}/f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

MEMBER STABILITY CHECK  
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z,Rk/gM1) = 0.34 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Πίνακας 4.10: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας από το πρόγραμμα robot structural analysis.

Bar: 558    ΔΙΑΤΟΜΗ OK

Simplified results | Displacements | Detailed results

Bar deflection

uy = 1.5 cm < uy max = L/200.00 = 3.0 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case: 1 DL1	
uz = 0.9 cm < uz max = L/200.00 = 3.0 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case: 10 Wind Rear/Fr. Cpe -	
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case: 0.7*3 + 0.6*6 + 1*125	
u inst,z = 0.9 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case: 1*10	

Πίνακας 4.11: Έλεγχος σε λειτουργικότητα από πρόγραμμα robot structural analysis.

### 4.3.5 Μηκίδες

Γενικά Διατομή: IPE 180

Κατάταξη διατομής: 1

Συνολικό μήκος : 6 m

Οι πλαϊνές μηκίδες έχουν μήκος 6,00m διατάσσονται ανά 1,70m και όπως και οι τεγίδες κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία ενός ανοίγματος μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων χωρία όμως να είναι σε θέση να τα εξασφαλίσουν πλευρικά. Η διατομή τους είναι IPE180 και σαν μήκος λυγισμού έχουμε θεωρήσει  $LCR=1,80m$  λόγω της πλευρικής εξασφάλισης που τους παρέχουν τα φύλλα επικάλυψης.

Bar: 567  
Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 3.00 m  
Load case: 12 ULS /875/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 4\*1.50 + 149\*1.05

DIATOMH OK

Simplified results | Displacements | Detailed results

**FORCES**

N,Ed = 2.42 kN	My,Ed = -11.54 kN*m	Mz,Ed = 0.13 kN*m
Nc,Rd = 850.13 kN	My,Ed,max = -11.54 kN*m	Mz,Ed,max = 0.13 kN*m
Nb,Rd = 850.13 kN	My,c,Rd = 59.08 kN*m	Mz,c,Rd = 12.28 kN*m
	MN,y,Rd = 59.08 kN*m	MN,z,Rd = 12.28 kN*m
	Mb,Rd = 39.87 kN*m	
		Tt,Ed = -0.00 kN*m
		ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**LATERAL BUCKLING**

z = 0.00	Mcr = 51.71 kN*m	KΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 0.66
Lcr,low = 1.80 m	Lam_LT = 1.07	fi,LT = 1.04	XLT,mod = 0.67

**BUCKLING y**

kyy = 1.00

**BUCKLING z**

kzz = 1.00

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

$(M_y,Ed/MN_y,Rd)^2 + (M_z,Ed/MN_z,Rd) = 0.05 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

**MEMBER STABILITY CHECK**

$N,Ed/(X_y \cdot N,Rk/gM1) + k_{yy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{yz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.30 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Πίνακας4.12: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας από το πρόγραμμα robot structural analysis.

Bar: 567

DIATOMH OK

Simplified results | Displacements | Detailed results

**Bar deflection**

uy = 2.2 cm < uy max = L/200.00 = 3.0 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case: 130 Snow accidental	
uz = 1.5 cm < uz max = L/200.00 = 3.0 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case: 132 Snow ACC II r/l	
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case: 0.7*3 + 1*124	
u inst,z = 0.0 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case: 1*4	

Πίνακας4.13: Έλεγχος σε λειτουργικότητα από πρόγραμμα robot structural analysis



### 4.3.6 Μετωπικοί στύλοι

Γενικά Διατομή: HEA280

Κατάταξη διατομής: 1

Συνολικό μήκος : 9.55m

Μήκος λυγισμού

$L_{cr,y}=9.55m$   $L_{cr,z}=9.55m$

Τα υποστυλώματα κατασκευάζονται από διατομή IPE400 και οι μηκίδες έχουμε θεωρήσει ότι δεν τα εξασφαλίζουν πλευρικά γι' αυτό και σαν μήκος λυγισμού έχουμε θεωρήσει  $LCR=L=9.55$

Bar: 30 front column\_30  
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
 Load case: 12 ULS /693/ 1\*1.25 + 2\*1.25 + 3\*1.05 + 6\*1.50 + 125\*0.75

DIATOMH OK

Simplified results | Displacements | Detailed results

**FORCES**

N,Ed = 10.72 kN	My,Ed = 120.41 kN*m	Mz,Ed = -9.36 kN*m	Vy,Ed = -2.09 kN
Nc,Rd = 3452.89 kN	My,Ed,max = 120.41 kN*m	Mz,Ed,max = 10.62 kN*m	Vy,T,Rd = 1670.13 kN
Nb,Rd = 820.24 kN	My,c,Rd = 359.56 kN*m	Mz,c,Rd = 120.77 kN*m	Vz,Ed = -62.80 kN
			Vz,T,Rd = 650.15 kN
	Mb,Rd = 179.70 kN*m		Tt,Ed = 0.03 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 3

**LATERAL BUCKLING**

	z = 1.00 Lcr,upp=9.55 m	Mcr = 230.42 kN*m Lam_LT = 1.25	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a fi,LT = 1.39	XLT = 0.50
--	----------------------------	------------------------------------	--------------------------------	------------

**BUCKLING y**

	Ly = 9.55 m Lcr,y = 9.55 m Lamy = 80.55	Lam_y = 1.05 Xy = 0.56 kzy = 1.00
--	-----------------------------------------------	-----------------------------------------

**BUCKLING z**

	Lz = 9.55 m Lcr,z = 9.55 m Lamz = 136.48	Lam_z = 1.79 Xz = 0.24 kzz = 1.00
--	------------------------------------------------	-----------------------------------------

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.42 < 1.00$  (6.2.1(7))  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00$  (6.2.6-7)

**MEMBER STABILITY CHECK**

$L_{amy} = 80.55 < L_{am,max} = 300.00$      $L_{amz} = 136.48 < L_{am,max} = 300.00$     ΣΤΑΘΕΡΟ  
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.77 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Πίνακας4.14: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας από το πρόγραμμα robot structural analysis.

Member node displacements

	$v_x = 4.3 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.4 \text{ cm}$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
	Governing load case: 134 Seismic E.A.K. 2000 Direction_X	
	Not analyzed	
	$v_y = 0.9 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.4 \text{ cm}$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
	Governing load case: 135 Seismic E.A.K. 2000 Direction_Y	

Πίνακας4.15: Έλεγχος σε λειτουργικότητα από πρόγραμμα robot structural analysis.

Οι Μετωπικοί Στύλοι κατασκευάζονται αρθρωτά στην βάση τους και με κύλιση στην κορυφή προκειμένου να μην παραλαμβάνουν αξονικές δυνάμεις από το βάρος του ζυγώματος. Κύρια καταπόνηση τους αποτελεί η κάμψη λόγω της ανεμοπίεσης.

### 4.3.8 Πρόβολοι έδρασης δοκών

Γενικά Διατομή: HEA 220

Κατάταξη διατομής: 2

Συνολικό μήκος : 0.5 m

Μήκος λυγισμού

$L_{cr y} = 1\text{m}$

The screenshot displays the results of a structural analysis for an HEA 220 beam. The interface includes a top navigation bar with 'Auto' and 'ΔΙΑΤΟΜΗ OK' buttons, and a status bar showing 'Bar: 1085 provolakia \_1085'. The main results area is divided into several sections:

- FORCES:** A table of internal forces and moments.

$M_{y,Ed} = -135.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 270.31 \text{ kN}$
$M_{y,pl,Rd} = 201.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 423.68 \text{ kN}$
$M_{y,c,Rd} = 201.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$M_{y,V,Rd} = 200.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
- LATERAL BUCKLING:** A section with a red 'X' icon and the value  $XLT = 1.00$ .
- BUCKLING y:** A section with a red 'X' icon.
- BUCKLING z:** A section with a red 'X' icon.
- ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:** A section showing check ratios:  $M_{y,Ed}/M_{y,V,Rd} = 0.67 < 1.00$  (6.2.8) and  $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.64 < 1.00$  (6.2.6.(1)).
- MEMBER STABILITY CHECK:** A section with the text 'ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ' (Not analyzed).

Πίνακας 4.16: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας από το πρόγραμμα robot structural analysis.

### 4.3.9 Εσωτερικά υποστυλώματα

Γενικά Διατομή: HEA 400

Κατάταξη διατομής: 1

Συνολικό μήκος : 9m

Μήκος λυγισμού

$L_{cr,y} = 11.5\text{m}$

$L_{cr,z} = 9.49\text{m}$

Bar: 81 column\_81  
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
 Load case: 27 ACC /210/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 3\*0.30 + 134\*1.00 + 135\*0.30 + 136

HEA 400

Simplified results | Displacements | Detailed results

**FORCES**

N,Ed = 120.64 kN	My,Ed = -228.90 kN*m	Mz,Ed = 2.07 kN*m	Vy,Ed = 0.25 kN
Nc,Rd = 5643.72 kN	My,Ed,max = -228.90 kN*m	Mz,Ed,max = 2.07 kN*m	Vy,T,Rd = 2586.47 kN
Nb,Rd = 1582.46 kN	My,c,Rd = 909.50 kN*m	Mz,c,Rd = 309.87 kN*m	Vz,Ed = 40.95 kN
	MN,y,Rd = 909.50 kN*m	MN,z,Rd = 309.87 kN*m	Vz,T,Rd = 1174.97 kN
	Mb,Rd = 654.61 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			ΤΑΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**LATERAL BUCKLING**

z = 0.00	Mcr = 862.75 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 0.68
Lcr,low = 9.00 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.00	XLT_mod = 0.72

**BUCKLING y**

Ly = 9.00 m	Lam_y = 0.86
Lcr,y = 11.05 m	Xy = 0.76
Lamy = 65.60	kyy = 1.01

**BUCKLING z**

Lz = 9.00 m	Lam_z = 1.69
Lcr,z = 9.49 m	Xz = 0.28
Lamz = 129.26	kyz = 0.87

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

$(M_y,Ed/MN_y,Rd)^2 + (M_z,Ed/MN_z,Rd)^2 = 0.07 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_z,Ed/V_z,T,Rd = 0.03 < 1.00$  (6.2.6-7)

**MEMBER STABILITY CHECK**

Lamy = 65.60 < Lam,max = 300.00    Lamz = 129.26 < Lam,max = 300.00    ΣΤΑΘΕΡΟ  
 $N,Ed/(X_y \cdot N,Rk/gM1) + k_{yy} \cdot M_y,Ed,max/(XLT \cdot M_y,Rk/gM1) + k_{yz} \cdot M_z,Ed,max/(M_z,Rk/gM1) = 0.39 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Πίνακας 4.17: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας από το πρόγραμμα robot structural analysis.

Member node displacements

$v_x = 4.5 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.0 \text{ cm}$	ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case: 134 Seismic E.A.K. 2000 Direction_X	
Not analyzed	
$v_y = 0.9 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.0 \text{ cm}$	ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case: 135 Seismic E.A.K. 2000 Direction_Y	

Πίνακας 4.18: Έλεγχος σε λειτουργικότητα από πρόγραμμα robot structural analysis.

#### 4.3.10 Κεφαλοδοκοί

Γενικά Διατομή: TCAR 70x3.2

Κατάταξη διατομής: 1

Συνολικό μήκος : 6m

Μήκος λυγισμού

$L_{cry}=6m$

$L_{crz}=6m$

Πίνακας4.19: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας από το πρόγραμμα robot structural analys

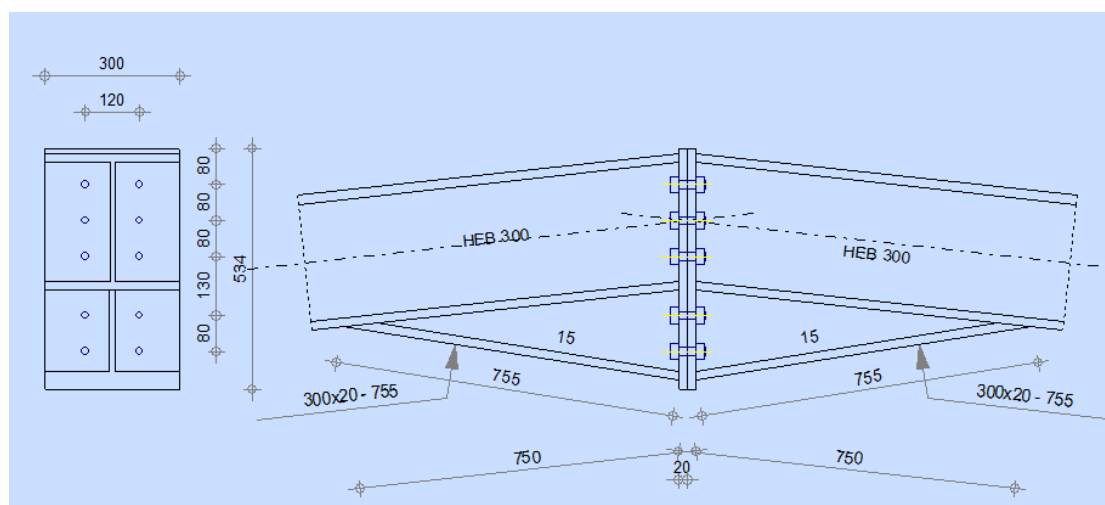
Πίνακας4.20: Έλεγχος σε λειτουργικότητα από πρόγραμμα robot structural analysis

## 5 Συνδέσεις

### 5.1 Γενικά

Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των μελών τις. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν 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. Επειδή όμως η συμπεριφορά των συνδέσεων δεν είναι τόσο καλά γνωστή όπως των μελών, απαιτείται μια συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτή των μελών. Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη και δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου. Οι συνδέσεις σχεδιάστηκαν με το πρόγραμμα Robot (παρουσιάζονται ενδεικτικά οι τελικοί έλεγχοι που βγάζει το πρόγραμμα) και άλλες με το χέρι.

### 5.2 Σύνδεση καρφιά ζυγώματος



10 Κοχλίες M18 Ποιότητα 10.9

### ΦΟΡΤΙΑ

#### ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 12: ULS /1000/ 1\*1.25 + 2\*1.25 + 3\*1.05 + 126\*1.50

$M_{b1,Ed}$	=	-188,26	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{b1,Ed}$	=	-4,51	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$N_{b1,Ed}$	=	-85,38	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ

## ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

### ΘΛΙΨΗ

$$A_b = 149,08 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΠΕΡΙΟΧΗ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 5292,27 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

### ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$A_{wb} = 77,43 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{wb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 1586,96 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,00)$$

### ΚΑΜΨΗ - ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ(ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)

$$W_{plb} = 1868,80 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 663,4 \text{ [kN}^*\text{m]} \text{ ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$= 2 \text{ m]} \text{ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)}$$

### ΚΑΜΨΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕ ΠΛΑΚΑ Η'ΣΕ ΣΥΝΔΕΔΕΜΕΝΟ ΜΕΛΟΣ

$$W_{pl} = 3436,26 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 1219,87 \text{ [kN}^*\text{m]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

### ΠΕΛΜΑ-ΚΟΡΜΟΣ ΘΛΙΨΗ

$$M_{cb,Rd} = 1219,87 \text{ [kN}^*\text{m]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 482 \text{ [mm]} \text{ ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 2530,35 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

### ΚΟΡΜΟΣ Η ΕΛΑΣΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ - ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$$N_{I,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} )$$

$$N_{I,Rd} = 5292,27 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ} \quad \text{[6.2]}$$

$$N_{b1,Ed} / N_{I,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,02)$$

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

$$F_{t,Rd} = 138,24 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$B_{p,Rd} = 366,44 \text{ [kN]} \text{ Διατηρητική διατμητική αντοχή κοχλία} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$F_{t,fc,Rd} - \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}$$

$$F_{t,wc,Rd} - \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}$$

$$F_{t,ep,Rd} - \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΜΕΤΩΠΙΚΗΣ ΠΛΑΚΑΣ}$$

$$F_{t,wb,Rd} - \text{ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd} ) \quad \text{[6.2.6.4] , [Tab.6.2]}$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad \text{[6.2.6.3.(1)]}$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd} ) \quad \text{[6.2.6.5] , [Tab.6.2]}$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad \text{[6.2.6.8.(1)]}$$

### ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Nr	h <sub>l</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	413	276,48	-	-	276,48	1115,13	276,48	732,87
2	333	222,98	-	-	276,48	1115,13	276,48	732,87
3	243	162,80	-	-	276,48	1115,13	276,48	732,87
4	178	119,33	-	-	276,48	1115,13	276,48	732,87
5	113	75,86	-	-	276,48	1115,13	276,48	732,87
6	48	32,39	-	-	276,48	1115,13	276,48	732,87

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ M<sub>I,Rd</sub>

$$M_{I,Rd} = \infty h_l F_{t,Rd}$$

$$M_{I,Rd} = 259,76 \text{ [kN}^*\text{m]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad \text{[6.2]}$$

$$M_{b1,Ed} / M_{I,Rd} \leq 1,0 \quad 0,72 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,72)$$

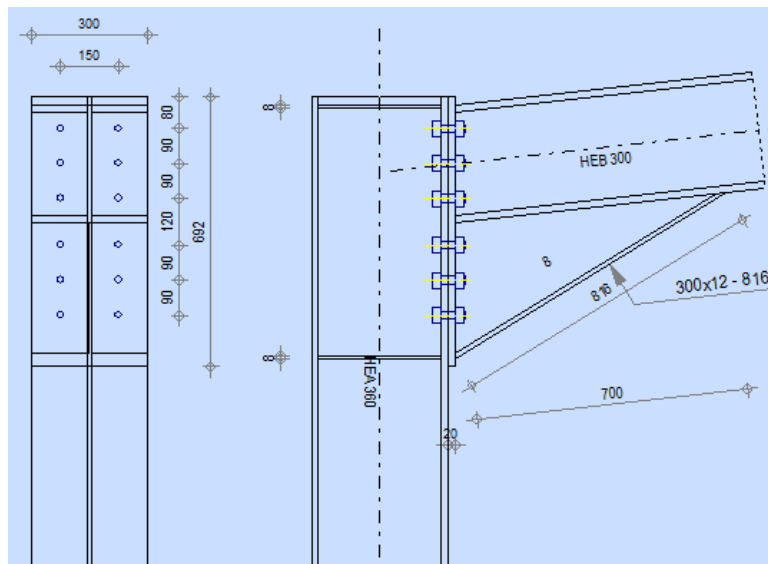
## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΗΣΗΣ

$A_w =$	257,39 [cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	195,16 [cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΓΚΟΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	62,23 [cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΚΑΘΕΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	69806,82 [cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΣΥΓΚΟΛΗΣΗΣ ΜΕ ΣΕΒΑΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp\max} = \tau_{\perp\max}$	-53,67 [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp}$	-50,11 [MPa]	ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΗΣΗ	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel}$	-0,73 [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,90	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp\max})^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	107,35 < 400,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,27)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	100,22 < 400,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,25)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	53,67 < 324,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,17)

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ**

ΛΟΓΟΣ 0,72

### 5.3 Σύνδεση υποστυλώματος με ζυγώματα



12 κοιλίες M20 Ποιότητα 10.9

## ΦΟΡΤΙΑ

### ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 12: ULS /1000/ 1\*1.25 + 2\*1.25 + 3\*1.05 + 126\*1.50

$M_{b1,Ed} = 303,58$ [kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{b1,Ed} = 117,94$ [kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$N_{b1,Ed} = -85,50$ [kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$M_{c1,Ed} = 309,76$ [kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$V_{c1,Ed} = 57,27$ [kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$N_{c1,Ed} = -121,92$ [kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ

### ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

#### ΘΛΙΨΗ

$A_b = 149,08$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 5292,27$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ EN1993-1-1:[6.2.4]

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$A_{vb} = 75,43$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 1545,97$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,08 < 1,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,08)

#### ΚΑΜΨΗ - ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ(ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)

$W_{plb} = 1868,80$  [cm<sup>3</sup>] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 663,4$  [kN\*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

#### ΚΑΜΨΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕ ΠΛΑΚΑ Η ΉΣΕ ΣΥΝΔΕΔΕΜΕΝΟ ΜΕΛΟΣ

$W_{pl} = 3804,94$  [cm<sup>3</sup>] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 1350,75$  [kN\*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

#### ΠΕΛΜΑ-ΚΟΡΜΟΣ ΘΛΙΨΗ

$M_{cb,Rd} = 1350,75$  [kN\*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 635$  [mm] ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 2127,38$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ [6.2.6.7.(1)]

#### ΚΟΡΜΟΣ Η ΕΛΑΣΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ - ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

### ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

#### ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$M_{b1,Ed} = 303,58$  [kN\*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ) [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$  [kN\*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΔΟΚΑΡΙ) [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 57,27$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ) [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,00$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΑΝΩΤΕΡΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ) [5.3.(3)]

$z = 539$  [mm] ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 534,08$  [kN] ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΣΕ ΚΟΡΜΟ [5.3.(3)]

$A_{vs} = \frac{48}{96}$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = \frac{48}{96}$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 644$  [mm] ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 8,1$  [kN\*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 1,7$  [kN\*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΥΨΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 1,7$  [kN\*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΧΑΜΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd} = 933,72$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$   $0,57 < 1,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,57)



## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp} )$$

$$N_{j,Rd} = 2575,25 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,03)$$

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

$$F_{t,Rd} = 176,40 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 387,92 \text{ [kN]} \quad \text{Διατρητική διατμητική αντοχή κοχλία} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$$F_{t,fc,Rd} - \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}$$

$$F_{t,wc,Rd} - \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}$$

$$F_{t,ep,Rd} - \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΜΕΤΩΠΙΚΗΣ ΠΛΑΚΑΣ}$$

$$F_{t,wb,Rd} - \text{ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd} ) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd} ) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

### ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	584	352,80	352,80	881,00	352,80	1483,17	352,80	775,85
2	494	229,20	339,44	847,77	352,80	1310,31	352,80	775,85
3	404	208,82	339,44	847,77	352,80	1310,31	352,80	775,85
4	284	142,90	339,44	847,77	352,80	1310,31	352,80	775,85
5	194	-	339,44	847,77	352,80	1310,31	352,80	775,85
6	104	-	344,18	866,84	352,80	1310,31	352,80	775,85

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ M<sub>j,Rd</sub>

$$M_{j,Rd} = \omega h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 444,67 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,68 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,68)$$

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$$A_w = 326,26 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 239,12 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ΕΜΒΑΔΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 87,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ΕΜΒΑΔΟ ΚΑΘΕΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 192542,91 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ ΜΕ ΣΕΒΑΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -41,32 \text{ [MPa]} \quad \text{ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -38,79 \text{ [MPa]} \quad \text{ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 13,53 \text{ [MPa]} \quad \text{ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 82,64 < 400,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,21)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 81,04 < 400,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,20)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 41,32 < 324,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,13)$$

### ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

$$S_{j,rig} = 42024,89 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [5.2.2.5]$$

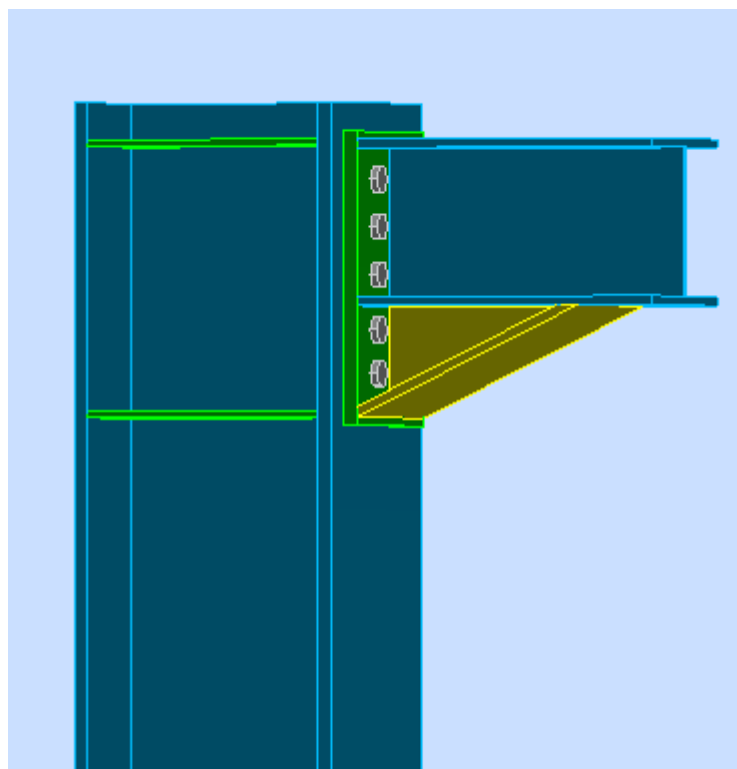
$$S_{j,pin} = 2626,56 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{ΣΤΑΘΕΡΗ}$$

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ**

ΛΟΓΟΣ 0,68

## 5.4 Σύνδεση κοντού προβόλου με υποστύλωμα



Κοιλίες 18 Ποιότητα 8.8

### ΦΟΡΤΙΑ

#### ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

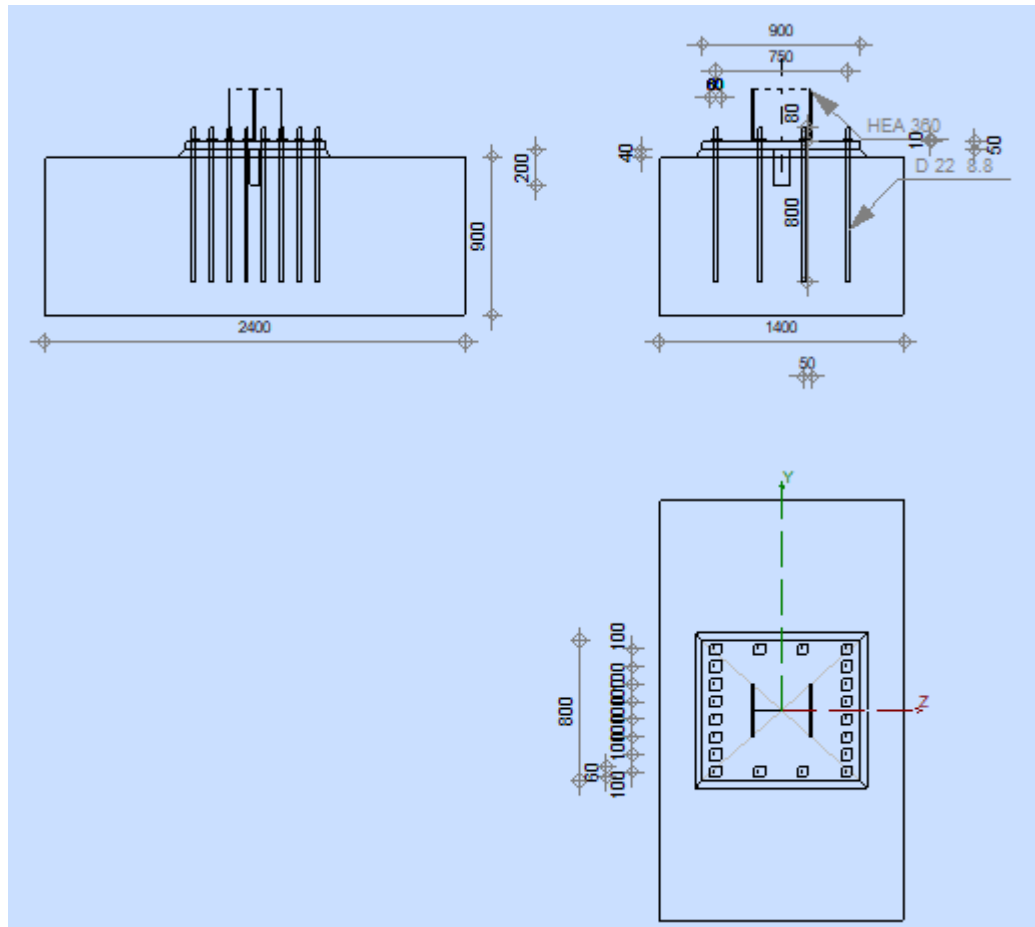
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 12: ULS /998/ 1\*1.25 + 2\*1.25 + 3\*1.05 + 124\*1.50

$M_{b1,Ed} = 0,08$	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{b1,Ed} = 0,31$	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$M_{c1,Ed} = 164,36$	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$V_{c1,Ed} = 57,58$	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$N_{c1,Ed} = -128,35$	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$M_{c2,Ed} = 164,29$	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
$V_{c2,Ed} = -57,58$	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
$N_{c2,Ed} = -128,04$	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ

#### ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Nr	$h_j$	$F_{t,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	293	276,48	276,48	493,80	276,48	637,71	276,48	586,30
2	233	163,53	276,48	493,80	275,51	592,36	276,48	586,30
3	173	124,15	276,48	493,80	275,51	592,36	276,48	586,30
4	103	97,42	276,48	493,80	275,51	592,36	276,48	586,30
5	48	32,78	276,48	493,80	275,51	592,36	276,48	586,30

## 5.5 Έδραση υποστυλώματος



### ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

#### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEA 360

ΡΑΒΔΟΣ no.: 18

$L_c = 9,00$  [m] ΜΗΚΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ  
 $h_c = 350$  [mm] ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $b_{fc} = 300$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $t_{wc} = 10$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $t_{fc} = 18$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $r_c = 27$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $A_c = 142,76$  [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $I_{yc} = 33089,80$  [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yc} = 355,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

$f_{uc} = 490,00$  [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

#### ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$l_{pd} = 900$  [mm] ΜΗΚΟΣ

$b_{pd} = 800$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ

$t_{pd} = 50$  [mm] ΠΑΧΟΣ

## ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣ 27: ACC /210/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 3\*0.30 + 134\*1.00 + 135\*0.30 +  
H: 136\*0.30

$N_{i,Ed} = -70,40$  [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ  
 $V_{i,Ed,y} = -0,51$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ  
 $V_{i,Ed,z} = 49,05$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ  
 $M_{i,Ed,y} = -238,90$  [kN\*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ  
 $M_{i,Ed,z} = 0,52$  [kN\*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,01 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,01)
$e_y = 3393$ [mm]	ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 166$ [mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 375$ [mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{i,Rd,y} = 368,31$ [kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ		[6.2.8.3]
$M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,65 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,65)
$e_z = 7$ [mm]	ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 141$ [mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 350$ [mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{i,Rd,z} = 9,39$ [kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ		[6.2.8.3]
$M_{i,Ed,z} / M_{i,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,06 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,06)
$M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} + M_{i,Ed,z} / M_{i,Rd,z} \leq 1,0$	0,70 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,70)

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{i,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{t,Rd}$			
$V_{i,Rd,y} = 701,28$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ		CEB [9.3.1]
$V_{i,Ed,y} / V_{i,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,00)
$V_{i,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{t,Rd}$			
$V_{i,Rd,z} = 533,28$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ		CEB [9.3.1]
$V_{i,Ed,z} / V_{i,Rd,z} \leq 1,0$	0,09 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,09)
$V_{i,Ed,y} / V_{i,Rd,y} + V_{i,Ed,z} / V_{i,Rd,z} \leq 1,0$	0,09 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,09)

### ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΗΣ

$\sigma_{\perp} = 119,19$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 119,19$ [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ		[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = -0,06$ [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{i,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = 11,12$ [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{i,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,38 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,38)

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,38 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,38)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,59 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,59)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,51 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,51)

Θα μπορούσαμε να είχαμε παρουσιάσει αναλυτικά τις εξισώσεις για τον υπολογισμό της σύνδεσης αλλά αυτό θα απαιτούσε πολύ χρόνο και χώρο. Αντί αυτού επιλέχθηκαν να παρουσιαστούν τα συνοπτικά αποτελέσματα κατ' ευθείαν από το πρόγραμμα.

## 6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος: «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί την κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2η έκδοση.
5. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
6. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3:Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού , CEN, Ιούλιος 2003
7. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005.
8. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004.
9. EN-1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Απρίλιος 2004.
10. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
11. Ηλεκτρονικές σημειώσεις μαθημάτων: Σιδηρές Κατασκευές Ι,ΙΙ και Σιδηρές Κατασκευές ΙΙΙ.