



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός υπόστεγου ναυπήγησης

Διπλωματική εργασία



ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: Γ. ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ

ΜΑΡΤΙΟΣ 2011

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Ιωαννίδη για την πολύτιμη και ουσιαστική βοήθεια του κατά την εκπόνηση της διπλωματικής εργασίας, καθώς επίσης και για την καθοδήγηση του στα διάφορα στάδια της προόδου της.

Επίσης θέλω να ευχαριστήσω την μητέρα μου Στέλλα, για την κατανόηση, την υπομονή, καθώς και τη συμπαράσταση που μου έδειξε καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Τέλος ένα μεγάλο ευχαριστώ σε όλους εκείνους τους φίλους και συναδέλφους για την βοήθεια που πρόσφεραν.

Περιεχόμενα

ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	4
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	5
1.1 Περιγραφή υποστέγου.....	5
1.2 Κύριοι φορείς - Πλαίσια.....	5
1.3 Τεγίδες.....	9
1.4 Μηκίδες	11
1.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης	12
1.6 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	14
1.7 Μετωπικοί στύλοι	15
1.8 Δοκός κυλίσεως γερανογέφυρας	17
1.9 Επικάλυψη	19
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΜΕΣΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	22
2.1 Παρουσίαση προγράμματος.....	22
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ.....	25
3.1 Γενικά	25
3.2 Φορτία από γερανογέφυρες	28
3.3 Υπολογισμός φορτίων γερανογέφυρας στη δοκό κυλίσεως	60
3.4 Διαστασιολόγηση δοκού κυλίσεως	65

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ	77
4.1 Φορτία στην κατασκευή	77
4.2 Μόνιμα φορτια.....	77
4.3 Κινητά.....	78
4.3.1 Κινητό φορτίο στέγης.....	78
4.3.2 Μεταβολή θερμοκρασίας	78
4.3.3 Φορτίο χιονιού.....	78
4.3.4 Φορτία ανέμου	83
4.3.5 Σεισμική δράση	129
4.4 Συνδιασμοί φορτίσεων.....	148
4.4.1 Οριακές καταστάσεις	148
4.4.2 Συνδιασμοί φορτίσεων υπόστεγου	150
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ	155
5.1 Διαστασιολόγηση μελών μέσω προγράμματος.....	155
5.2 Έλεγχος επάρκειας μελών	176
5.3 Έλεγχος επάρκειας μελών υπόστεγου.....	186
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΥΡΑΣ ΜΕΤΩΠΟΥ	191
6.1 Παρουσίαση συρόμενης θύρας	191
6.1.1 Ανάλυση κατακορύφων μελών.....	194
6.1.2 Ανάλυση οριζοντίων μελών	196

6.1.2 Ανάλυση διαγωνίων μελών197

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ199

Εισαγωγή

Αντικείμενο της συγκεκριμένης διπλωματικής εργασίας είναι η διαδικασία σχεδιασμού και διαστασιολόγησης ενός σχετικά μεγάλου έργου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα με την χρήση ενός εμπορικού προγράμματος ανάλυσης και διαστασιολόγησης (ETABS), καθώς επίσης ο σχολιασμός των διαφόρων παραμέτρων σχεδιασμού. Πρόκειται για ένα υπόστεγο ναυπήγησης σκαφών, το οποίο σχεδιάστηκε στα πρότυπα υπαρκτού υπόστεγου ναυπήγησης, το οποίο βρίσκεται στην περιοχή της Ελευσίνας. Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση έγινε με βάση τους ευρωκώδικες 1 και 3, καθώς και τον ΕΑΚ 2000. Ως υλικό κατασκευής θα χρησιμοποιηθεί χάλυβας S235 και όλες οι διατομές θα είναι ελατές. Σκοπός χρήσης του κτιρίου αυτού είναι η μεταφορά, επισκευή και συντήρηση σκαφών.

Τα υπόστεγα ναυπήγησης σχεδιάζονται και κατασκευάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να έχουν μεγάλο μήκος και άνοιγμα για να διευκολύνουν την είσοδο των σκαφών, ενώ παράλληλα δε πρέπει να υπάρχουν υποστυλώματα στο εσωτερικό τους, διότι εμποδίζουν την είσοδο και την έξοδο των σκαφών. Για τη μεταφορά των υπό ναυπήγηση σκαφών ή τμημάτων τους εγκαθίσταται γερανογέφυρα.

Κατά συνέπεια λόγω των μεγάλων διαστάσεων σε κάτοψη αλλά και σε ύψος σε συνδυασμό με την απουσία εσωτερικών υποστυλωμάτων και λαμβάνοντας υπόψη ότι πρόκειται για μεταλλικές κατασκευές, αυξάνεται η ευαισθησία τους στα φορτία του ανέμου.

Η εργασία αποτελείται από 6 κεφάλαια μέσα στα οποία γίνεται περιγραφή του σκελετού του υπόστεγου, παρουσιάζονται οι παραδοχές που πάρθηκαν για τον υπολογισμό των φορτίων που εφαρμόστηκαν στην κατασκευή και γίνεται διαστασιολόγηση και έλεγχος των μελών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Παρουσίαση του έργου

1.1 Περιγραφή υπόστεγου

Η κτίριο που σχεδιάζεται θα βρίσκεται στην περιοχή της Αττικής και είναι ένα συνήθους μορφής βιομηχανικό στέγαστρο με γερανογέφυρα. Το συγκεκριμένο υπόστεγο σχεδιάστηκε στα πρότυπα ενός ήδη υπάρχοντος υπόστεγου στα ναυπηγεία της Ελευσίνας, στο οποίο εκτελείται ναυπήγηση, επισκευή και συντήρηση σκαφών. Πρόκειται για μια μεταλλική κατασκευή με ορθογωνική κάτοψη και διαστάσεις 33,3 m × 96 m. Έχει ύψος 19,5 m, μετρούμενο από την κορυφή της στέγης. Στα ακραία φατνώματα, καθώς και στα φατνώματα εκατέρωθεν του μεσαίου πλαισίου θα υπάρχουν οριζόντιοι και κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι. Το κτίριο θα είναι πλαισιωτή κατασκευή και θα αποτελείται από 16 πλαίσια τοποθετημένα παράλληλα μεταξύ τους ανά 6 m. Το κάθε πλαίσιο αποτελείται από δύο σύνθετα δικτυωτά υποστυλώματα μέχρι την στάθμη λειτουργίας της γερανογέφυρας πάνω από την οποία έχουν τοποθετηθεί ολόσωμα δίστηλα δικλινή πλαίσια με κλίση 8,5°, ελκυστήρα και αναρτήρες. Έτσι στον εσωτερικό χώρο δεν υπάρχουν ενδιάμεσα υποστυλώματα που να εμποδίζουν την είσοδο και την έξοδο των σκαφών. Το ελεύθερο ύψος διέλευσης κάτω από τους φορείς των οδηγών των συρόμενων θυρών του μπροστινού μετώπου είναι 14 m, ώστε να εξυπηρετείται η διέλευση σκαφών. Για την ανύψωση των διάφορων τμημάτων των σκαφών υπάρχει μία γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 40 TN που βρίσκεται στην στάθμη των 14 m του κτιρίου. Η γερανογέφυρα κινείται παράλληλα προς τη διάσταση των 96 m. Λεπτομέρειες για τα επιμέρους μέρη του υπόστεγου δίνονται στην συνέχεια του κεφαλαίου.

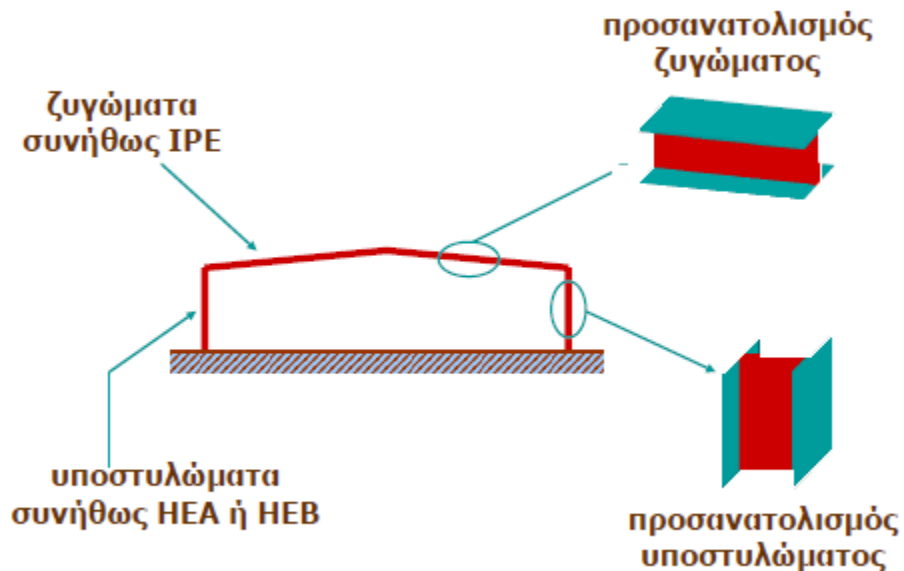
1.2 Κύριοι φορείς - Πλαίσια

Οι κύριοι φορείς είναι συνήθως πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν τη δυνατότητα παραλαβής (μέσα στο επίπεδό τους) κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (ανέμου, σεισμού, από λειτουργία γερανογεφυρών). Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών (ή τουλάχιστον ορισμένοι εξ αυτών) πρέπει να έχουν την δυνατότητα παραλαβής ροπών. Τα πλαίσια είναι οι τελικοί αποδέκτες των κύριων φορτίων της κατασκευής, τα οποία και μεταβιβάζουν μέσω της θεμελίωσής τους στο έδαφος. Τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί αν είναι:

- Ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής

- Δικτυωτά

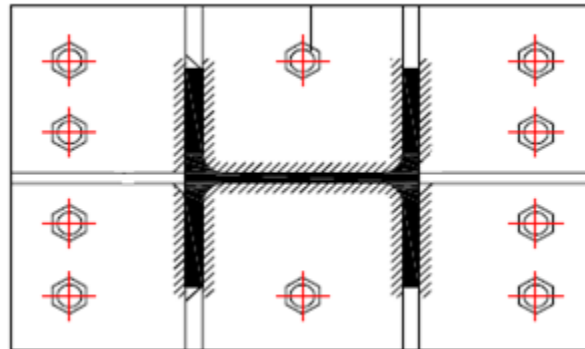
Οι κύριοι φορείς αποτελούνται από τα υποστυλώματα και το ζυγώμα το οποίο συνήθως είναι δίρριχτο με κλίση περίπου 10° , ώστε να παραλαμβάνει τα κατακόρυφα φορτία και με αξονική, όχι μόνο με καμπτική δράση. Τόσο τα υποστυλώματα όσο και, κυρίως τα ζυγώματα των κύριων φορέων καταπονούνται κυρίως με κάμψη. Για τον λόγο αυτό για τα μέλη των κύριων φορέων, όταν αυτά είναι ολόσωμα, προτιμώνται διατομές διπλού ταυ αφού όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μίας διατομής από το κέντρο βάρους της τόσο καλύτερη συμπεριφορά έχει σε κάμψη γιατί το υλικό συγκεντρώνεται στις θέσεις αυξημένων τάσεων και μεγαλώνουν η ροπή αδράνειας που είναι μέτρο καμπτικής δυσκαμψίας και η ροπή αντίστασης που είναι μέτρο καμπτικής αντοχής. Τα ζυγώματα κατασκευάζονται συνήθως από υψίκορμες διατομές όπως ΙΡΕ και τα υποστυλώματα από πλατύπελμες όπως ΗΕΑ ή ΗΕΒ. Όσον αφορά τον προσανατολισμό των κύριων φορέων οι διατομές των μελών τοποθετούνται έτσι ώστε κατά την δράση μεγάλων φορτίων κατά μία ορισμένη διεύθυνση να ενεργοποιούνται –αντιστέκονται– οι ισχυροί τους άξονες όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχ.1.1 Προσανατολισμός διατομών διπλού ταυ επιπέδων πλαισίων

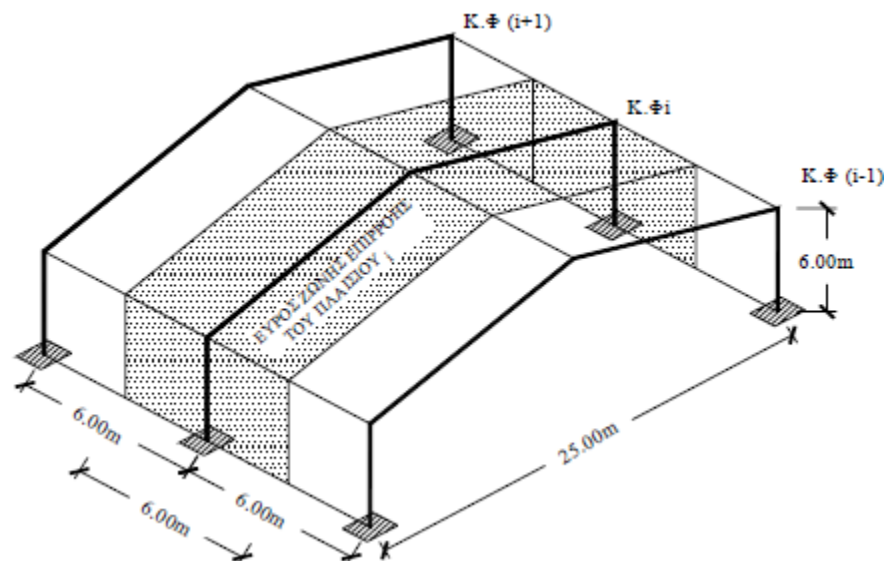
Το πλαίσιο μπορεί να μορφωθεί ως αμφίπακτο ή αμφιαρθρωτό. Ένα αμφίπακτο πλαίσιο σε σύγκριση προς το αντίστοιχό του αμφιαρθρωτό, έχει συνθετότερη λεπτομέρεια έδρασης επί του θεμελίου αλλά παρουσιάζει ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και κυρίως μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα όσο και υπό τα οριζόντια φορτία, γεγονός πολύ σημαντικό για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Στην κατασκευή τα πλαίσια σχεδιάστηκαν αμφίπακτα καθώς

θεμελιώνονται στο έδαφος με μικροπασσάλους γύρω από την περιοχή της διατομής, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



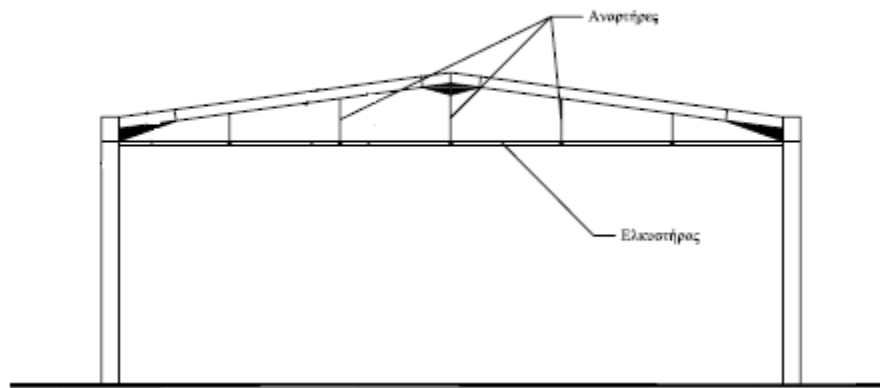
Σχ. 1.2 Έδραση υποστυλώματος με μορφή πάκτωσης

Όπως ειπώθηκε και πριν οι κύριοι φορείς παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό των δρόντων φορτίων στην κατασκευή, (άνεμος, χιόνι, γερανογέφυρα, σεισμός και το ίδιο βάρος επικάλυψης, τειγίδων, μηκίδων και του εαυτού τους.). Όλα αυτά τα μεταβιβάζουν στα θεμέλια τους, και από εκεί στο έδαφος. Ο τρόπος που αυτοί μορφώνονται (όλοι στην ίδια ευθεία και ισαπέχοντες) επιτρέπει να θεωρηθεί πως το ιδεατό εμβαδό με το οποίο συμμετέχουν στην ανάληψη των φορτίων της κατασκευής, είναι αυτό που φαίνεται στο Σχ. 1.3. Το εμβαδό αυτό προκύπτει από τις τεθλασμένες ευθείες που διέρχονται από τα μέσα των αποστάσεων δύο διαδοχικών πλαισίων, ενώ η πράξη έχει δείξει πως το σφάλμα αυτής της θεώρησης είναι πολύ μικρό σε σχέση με την επιθυμητή ακρίβεια.



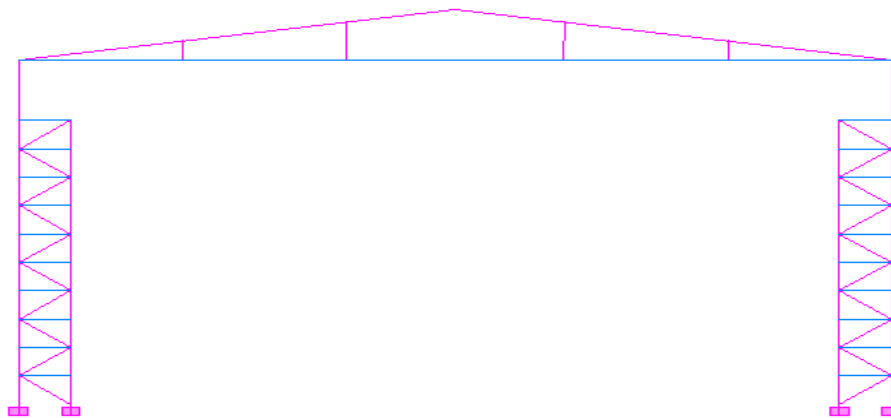
Σχ. 1.3 Εμβαδό επιρροής τυπικού ενδιάμεσου πλαισίου

Για να μειωθούν οι καμπτικές ροπές υπό τα κατακόρυφα φορτία, όπως και οι πλευρικές ωθήσεις στη θεμελίωση, επιλέγεται συχνά η διάταξη ελκυστήρα στη στάθμη των κόμβων συμβολής ζυγωμάτων-υποστυλωμάτων (Σχ. 1.4). Οι ελκυστήρες προφανώς λειτουργούν μόνο εφ' όσον εφελκύνονται. Ο ελκυστήρας εισάγει σημαντικές θλιπτικές δυνάμεις στο ζύγωμα, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις ζυγωμάτων μικρής κλίσεως. Οι μειωμένες καμπτικές ροπές στα υποστυλώματα υπό τα κατακόρυφα φορτία μπορεί να οδηγήσουν σε σχετικά μικρές διατομές και εύκαμπτο πλαίσιο.



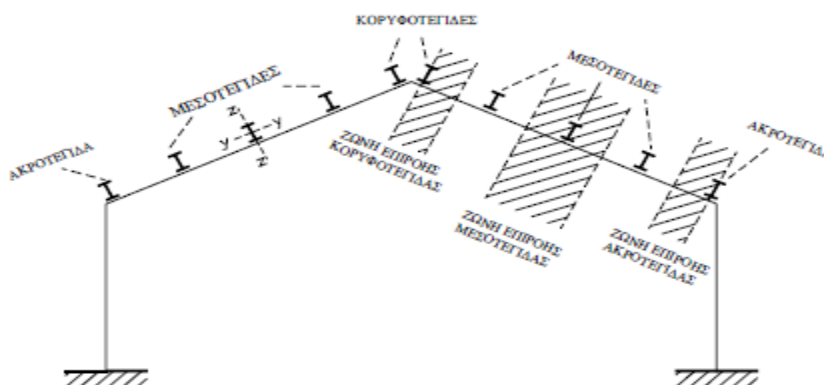
Σχ. 1.4 Μορφή δίστηλου ολόσωμου πλαισίου με ελκυστήρα

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται ο κύριος φορέας της κατασκευής έτσι όπως σχεδιάστηκε με το πρόγραμμα ETABS, όπου διακρίνονται τα δικτυωτά υποστυλώματα, η δίρριχτη στέγη, ο ελκυστήρας στο ύψος των κόμβων συμβολής ζυγωμάτων-υποστυλωμάτων και οι αναρτήρες.



Σχ. 1.5 Πλαίσιο μετώπου της κατασκευής

ισχυρού τους άξονα έναντι της κύριας δράσης των κατακόρυφων φορτίων του χιονιού, του ίδιου βάρους της επικάλυψης και του ανέμου.



Σχ. 1.7 Τοποθέτηση τεγίδων επί του ζυγώματος

Οι τεγίδες είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως με κάμψη, μπορεί δε να σχεδιάζονται με ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές I, συνηθέστερα από την σειρά IPE. Χρησιμοποιούνται επίσης διατομές U. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων, όπου η κάμψη και ως προς τους δύο άξονες είναι έντονη, χρησιμοποιούνται πλατύπελμα I (συνηθέστερα από τη σειρά HEA). Όταν ορισμένες τεγίδες, χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζόντιων αντιανεμίων συνδέσμων, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, επιλέγονται συχνά γι' αυτές διατομές από τη σειρά HEB. Τα στατικά συστήματα των τεγίδων που συνήθως εφαρμόζονται στην πράξη είναι αμφιέρειστες δοκοί, στηριζόμενες επί γειτονικών κύριων φορέων, συνεχείς δοκοί δύο ανοιγμάτων ή δοκοί Gerber. Όσο αφορά τις αμφιέρειστες δοκούς, αυτές παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις και ευκολία στη ανέγερση. Για δεδομένα όμως φορτία σχεδιασμού καταπονούνται συγκριτικά με άλλες στατικές μορφές, από μεγάλες παραμορφώσεις, απαιτούν δηλαδή τελικώς σχετικά μεγαλύτερες διατομές. Οι συνδέσεις στο κάθε άκρο, λαμβανομένων υπόψη και των δευτερευουσών λειτουργιών των τεγίδων είναι σκόπιμο να γίνονται με τουλάχιστον δύο κοχλίες. Για τις συνεχείς τεγίδες επί δύο ανοιγμάτων μπορούν να κατασκευάζονται από ράβδους που έχουν εξ αρχής το επιθυμητό μήκος και να περιορίζεται η απαιτούμενη κατεργασία (κοπές, συγκολλήσεις κλπ.). Αξίζει να τονιστεί ότι η καμπτική ροπή στην ενδιάμεση στήριξη είναι όση σε ένα αμφιέρειστο στοιχείο, αλλά οι παραμορφώσεις είναι κατά πολύ μειωμένες. Βασικό τους μειονέκτημα είναι ότι έχουν μορφή όχι ιδιαίτερα πρόσφορη για τη φάση ανέγερσης. Τέλος οι δοκοί Gerber έχουν το πλεονέκτημα πως με κατάλληλη επιλογή των θέσεων των αρθρώσεων μπορεί να εξασφαλιστεί μια βέλτιστη κατανομή των καμπτικών ροπών περί τον κύριο άξονα αδράνειας της διατομής. Βασικό τους μειονέκτημα είναι ότι ως ισοστατικός φορέας, σε περίπτωση τοπικής αστοχίας της τεγίδας σε ένα άνοιγμα της ή σε μια άρθρωση, προκαλείται, συνήθως, αστοχία της τεγίδας σε ολόκληρο το μήκος της.

Ανάλογα με τη θέση τους πάνω στο μέλος του ζυγώματος οι τεγίδες διακρίνονται σε ακροτεγίδες, μεσοτεγίδες και κορυφοτεγίδες (Σχ.1.7).

Οι αποστάσεις μεταξύ των τεγίδων κυμαίνονται μεταξύ 1.40 και 4 m. Η επιλογή της απόστασης κατά τον σχεδιασμό εξαρτάται από την αντοχή, και δυσκαμψία των φύλλων επικάλυψης, τη μόρφωση των οριζοντίων συνδέσμων δυσκαμψίας, το χρησιμοποιούμενο τύπο διατομής για τις τεγίδες και το μέγεθος των δράσεων. Η οικονομικότητα της επιλεγόμενης διάταξης συνδέεται με σχετικά μεγαλύτερες αποστάσεις τουλάχιστον ίσες προς την ενδεικτική διάσταση των 1,80 m.

Στην περίπτωση του στεγάστρου που σχεδιάζεται, θα χρησιμοποιηθούν τεγίδες IPE 200, ανα 2 m απόσταση, ενώ για απλοποίηση της αναπαράστασης της κατασκευής στο πρόγραμμα ETABS οι τεγίδες τοποθετήθηκαν ανά 4 m περίπου. Το στατικό τους σύστημα ορίστηκε έτσι ώστε να λειτουργούν ως αμφίεριστες.

1.4 Μηκίδες

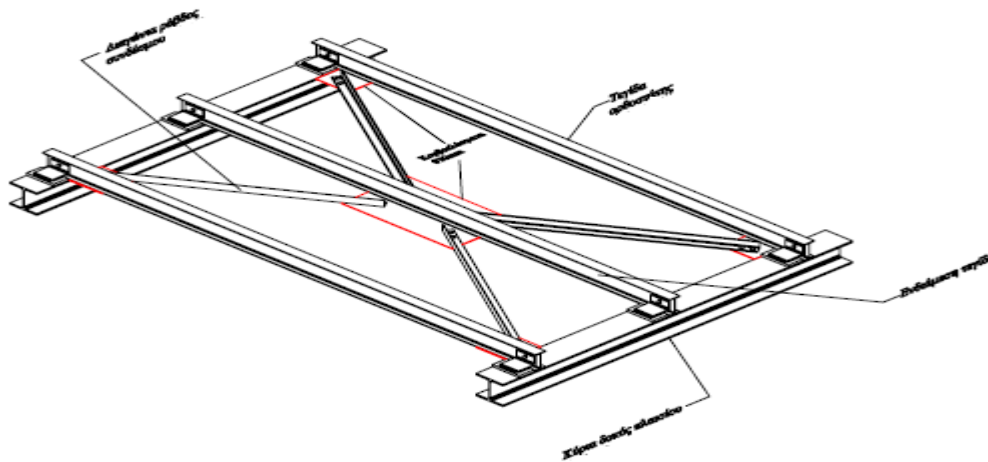
Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που τοποθετούνται, ανά αποστάσεις, σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιακών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Κύρια φόρτιση για τις μηκίδες είναι επίσης η ανεμοπίεση. Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά τρόπο παρόμοιο με εκείνο των τεγίδων και πολλές φορές έχουν την ίδια με αυτές διατομή. Οι παραμορφώσεις λόγω των 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. Οι μηκίδες διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέριστα, για τα οριζόντια φορτία, στοιχεία. Μπορεί όμως να κατασκευάζονται και ως αρθρωτές δοκοί.

Η παρούσα κατασκευή σχεδιάζεται ώστε πλευρικά να μην φέρει μηκίδες. Αντί αυτών θα χρησιμοποιήσουμε υποστυλώματα, τα οποία θα συνδέονται αρθρωτά με τη βάση και τις οριζόντιες δοκούς. Πάνω σε αυτά τα υποστυλώματα θα τοποθετηθούν απ'ευθείας τα φύλλα πλευρικής επένδυσης (με οριζόντιες τις νευρώσεις των φύλλων). Ο προσανατολισμός τους θα είναι τέτοιος έτσι ώστε ο ισχυρός τους άξονας παραλαμβάνει την ανεμοπίεση.

Τα αμφιαρθρωτά υποστυλώματα που θα χρησιμοποιηθούν θα είναι IPE 180 ανα 2 m απόσταση. Στην περίπτωση του στεγάστρου που μελετάται για απλοποίηση της απεικόνισης του μοντέλου στο πρόγραμμα ETABS τα υποστυλώματα τοποθετήθηκαν στα άκρα των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, δηλαδή ανά 6 m, δηλαδή ένα στο μέσο κάθε φατνώματος (3m).

1.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κατά κανόνα δικτυωτοί φορείς που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων (ως πελμάτων), ορισμένες τεγίδες και πρόσθετες διαγώνιες ράβδους (Σχ. 1.8). Σκοπός των επιμέρους αυτών φορέων είναι η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων, που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης καθέτως προς τα επίπεδα των κύριων φορέων, στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Καίτοι ονομάζονται «οριζόντιοι», οι σύνδεσμοι αυτοί παρακολουθούν την κλίση των ζυγωμάτων των κύριων φορέων και δεν είναι επίπεδοι φορείς αν και συνήθως αντιμετωπίζονται ως τέτοιοι.



Σχ. 1.8 Ζυγώματα, τεγίδες και σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης

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 ζυγωμάτων,
- 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.

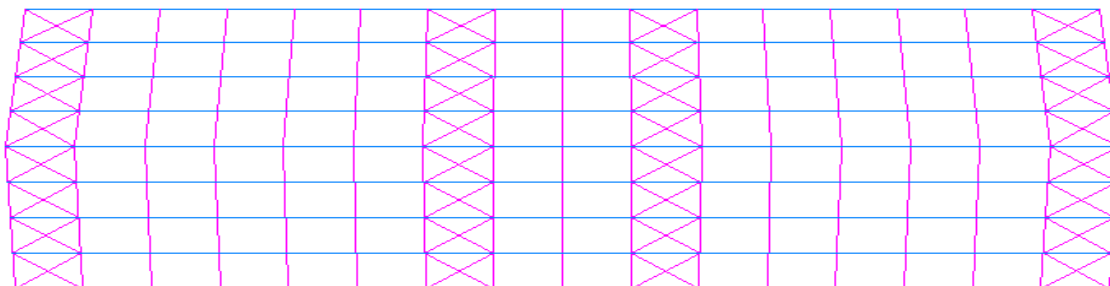
Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς όλα τους τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι, ακόμα και για τις τεγίδες (ορθοστάτες), αλλά και για τους κύριους φορείς (πέλματα) – μέλη για τα οποία δεχθήκαμε πως κάμπτονται όταν εξετάστηκαν ανεξάρτητα – γίνεται η παραδοχή πως, καταπονούνται μόνο αξονικά, όταν συμμετέχουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης.

Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύνονται, είτε θλίβονται και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η επικάλυψη στέγης είναι τοποθετημένη πάνω στις τεγίδες, οι οποίες με τη σειρά τους τοποθετούνται πάνω στους κύριους φορείς. Οι διαγώνιοι του δικτυώματος δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, είναι εκτός του επιπέδου της αλλά παράλληλες με αυτή.

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. Τότε είναι δυνατόν να μορφωθεί ένας επιπλέον σύνδεσμος δυσκαμψίας στο μεσαίο φάτνωμα ή και δύο σύνδεσμοι δυσκαμψίας, κατά προτίμηση σε συμμετρικά από το μέσο φατνώματα.

Κατά κανόνα, για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία, χρησιμοποιείται η ίδια διατομή για όλες τις διαγώνιες ράβδους. Η διαστασιολόγηση μπορεί επομένως να γίνεται με βάση τις διαγώνιους των ακραίων φατνωμάτων, οι οποίες είναι οι περισσότερο καταπονούμενες. Η συνήθως χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα ισοσκελή γωνιακά. Ως διαγώνιοι ράβδοι μπορεί να χρησιμοποιούνται εναλλακτικά κοίλες κυκλικές διατομές. Χωρίς όμως να εξασφαλίζεται οικονομικότερο αποτέλεσμα, λόγω της δυσχερέστερης διαμόρφωσης των συνδέσεων. Μπορεί επίσης να χρησιμοποιούνται συρματόσχοινα με κατάλληλα ακραία στοιχεία για τη σύνδεσή τους και περιοδική επιθεώρηση για την αποφυγή της χαλάρωσής τους. Η τελική τάνυση τους γίνεται μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής.

Στο υπό μελέτη στέγαστρο τοποθετήθηκαν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα ακραία φατνώματα και σε άλλα δύο ενδιάμεσα όπως παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχ. 1.9 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατασκευής

Για τους οριζόντιους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας θα χρησιμοποιήσουμε διατομή:

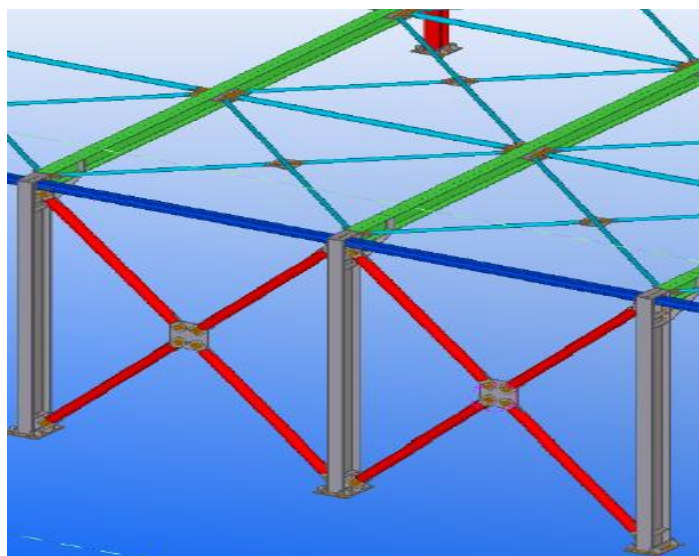
TUBO D 114,3x3,6

1.6 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. Στα παραπάνω δικτύωματα, πέλματα αποτελούν τα εκατέρωθεν υποστυλώματα, ανώτερο οριζόντιο στοιχείο ή κεφαλοδοκός, συμπληρώνονται δε με πρόσθετα διαγώνια και ενδεχομένως πρόσθετα οριζόντια στοιχεία. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνίσταται να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι. (Σχ. 1.10).

Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας των υποστέγων μπορούν να συνομισθούν στα εξής:

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

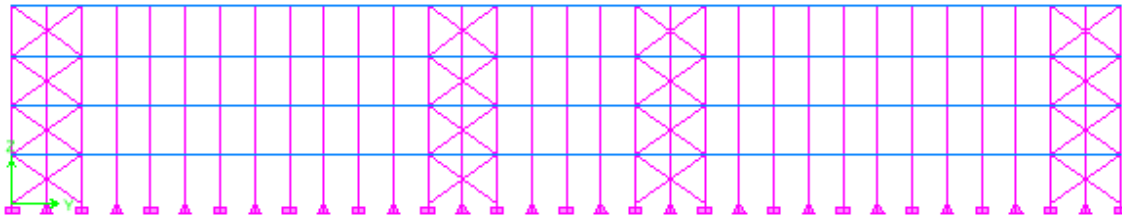


Σχ. 1.10 Χιαστί κατακόρυφοι και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι, ακόμα και για τις μηκίδες, αλλά και για τους στύλους των κύριων φορέων – μέλη για τα οποία δεχτήκαμε πως κάμπτονται όταν εξετάστηκαν ανεξάρτητα – γίνεται παραδοχή πως όταν συμμετέχουν στους συνδέσμους στέγης, φέρουν μόνο αξονικά φορτία.

Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύνονται, είτε θλίβονται και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η πλευρική επικάλυψη στηρίζεται πάνω στις μηκίδες, οι οποίες με τη σειρά τους στηρίζονται στα έξω πέλαμα των στύλων των κύριων φορέων. Οι διαγώνιοι του δικτυώματος δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, είναι εκτός του επιπέδου της αλλά παράλληλες με αυτή και από τη μέσα μεριά.

Στο υπό μελέτη στέγαστρο θα τοποθετηθούν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας με χιαστί ράβδους, στα ίδια φατνώματα που θα τοποθετηθούν και οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας όπως φαίνεται στο σχήμα που ακολουθεί.



Σχ. 1.11 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας πλευρικά της κατασκευής

Για τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους θα χρησιμοποιήσουμε διατομή:

TUBO D 168,3x4

1.7 Μετωπικοί στύλοι

Προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο) του κτιρίου, τοποθετούνται ανά αποστάσεις μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Κύρια φόρτιση για τα μετωπικά αυτά υποστυλώματα είναι η ανεμοπίεση.

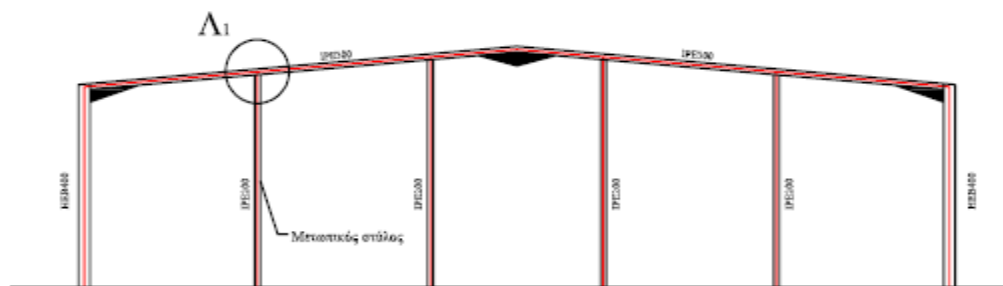
Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους συνδέονται με το άνοιγμα που οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων

μπορούν να γεφυρώσουν. Η θέση των μετωπικών στύλων επιλέγεται επίσης σε συνδυασμό με τη διάταξη των τεγίδων και των οριζόντιων συστημάτων δυσκαμψίας. Επιδιώκεται οι στύλοι να τοποθετούνται σε θέσεις στις οποίες αντιστοιχούν κόμβοι του οριζόντιου συνδέσμου. Η θέση, τέλος, καθορίζεται από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται οι λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου. Σε ορισμένες περιπτώσεις, τα φύλλα πλευρικής επένδυσης μπορεί να τοποθετούνται απ' ευθείας επί των μετωπικών στύλων (με οριζόντιες τις νευρώσεις των φύλλων), χωρίς την παρεμβολή μηκίδων, οπότε οι αποστάσεις μεταξύ των μετωπικών στύλων πρέπει να προσαρμόζονται στη φέρουσα ικανότητα των φύλλων.

Κύρια καταπόνηση για τους 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.

Το μετωπικό υποστύλωμα μπορεί να είναι πακτωμένο ή αρθρωτό στη βάση του. Είναι επιθυμητή κατ' αρχήν μια απλή αρθρωτή έδραση που διαμορφώνεται με δύο αγκύρια εκατέρωθεν του κορμού, η οποία είναι κατασκευαστικά απλή και δεν επιβαρύνει με ροπή το θεμέλιο έδρασης. Η κεφαλή του μετωπικού στύλου στηρίζεται άνω στους κύριους φορείς με απλή σύνδεση, οπότε η ανεμοπίεση που του αντιστοιχεί κατανέμεται κατά το ένα ήμισυ απ' ευθείας στη θεμελίωση (οριζόντια δύναμη) και κατά το άλλο (με την υπόθεση σταθερής τιμής της ανεμοπίεσης καθ' ύψος του στύλου), μέσω της στήριξης στον κύριο φορέα, στο οριζόντιο αντιανέμιο σύστημα, άμεσα μεν εάν έχει τοποθετηθεί σε εσωτερικό φάτνωμα.

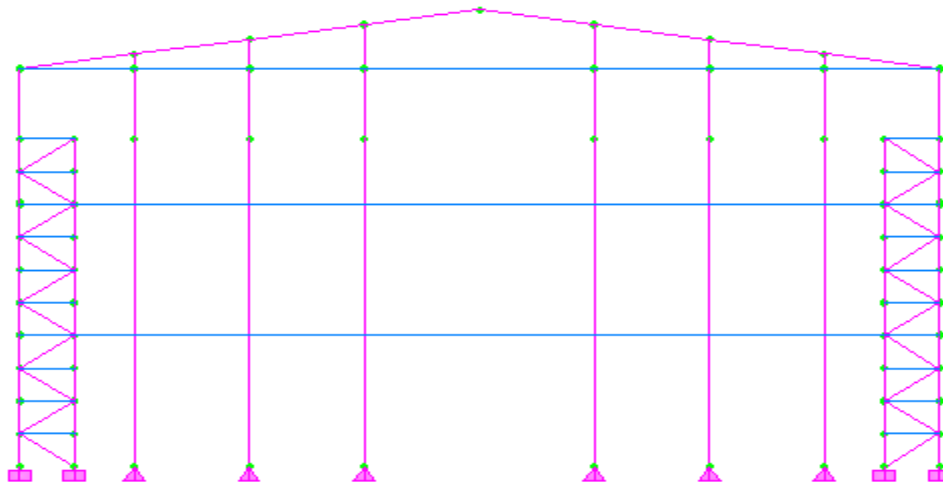
Τα μετωπικά υποστύλωμα είναι δυνατόν να τοποθετούνται στον άξονα των ακραίων πλαισίων ή έξω από τον άξονα αυτόν. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται μια τυπική διάταξη μετώπου με μετωπικούς στύλους που συνδέονται στο ζύγωμα του πλαισίου.



Σχ. 1.12 Μετωπικοί στύλοι συνδεόμενοι με το ζύγωμα του πλαισίου

Στην κατασκευή που σχεδιάζεται θα τοποθετηθούν μετωπικοί στύλοι στο τελευταίο πλαίσιο. Οι στύλοι θα είναι συνδεδεμένοι αρθρωτά από τη βάση απευθείας με το ζύγωμα

του πλαισίου. Θα τοποθετηθούν σε θέσεις στις οποίες υπάρχουν κόμβοι του οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας, δηλαδή σε απόσταση 4,15 m περίπου, έτσι ώστε να μπορεί να κατασκευαστεί στο μέσον μία θύρα για την είσοδο και την έξοδο φορτηγών οχημάτων στο κτίριο. Θα χρησιμοποιήσουμε διατομές HEA 450 προσανατολισμένες έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να παραλάβει την ανεμοπίεση. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η διάταξη του πίσω μετώπου του στεγάστρου έτσι όπως σχεδιάστηκε στο ETABS.



Σχ. 1.13 Διάταξη μετωπικών στύλων στο τελευταίο πλαίσιο της κατασκευής

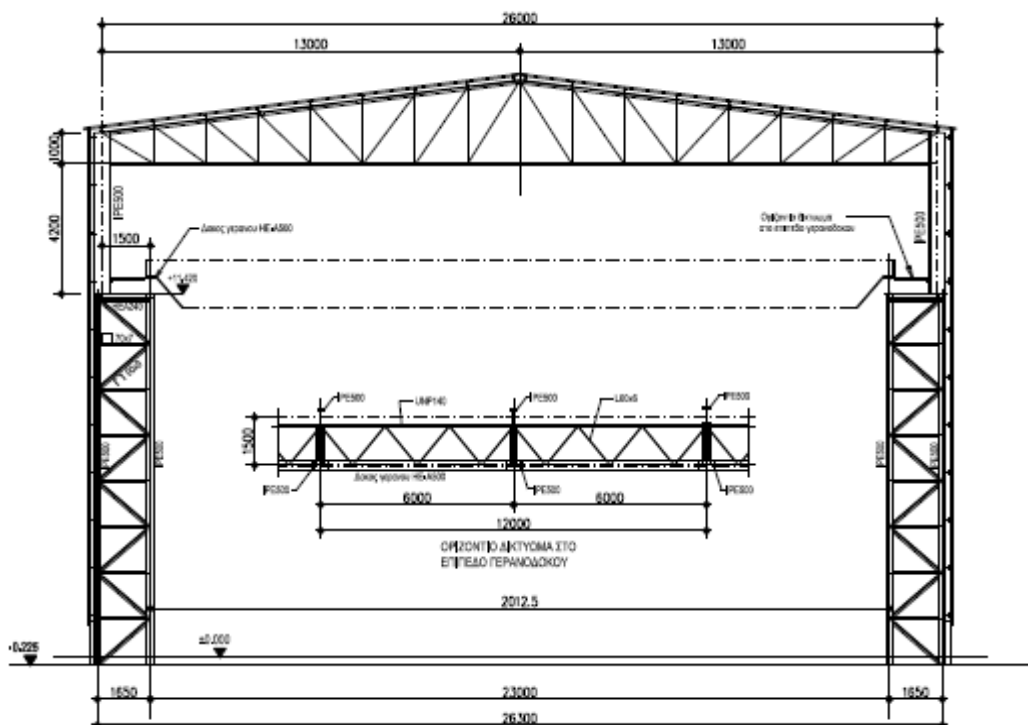
1.8 Δοκός κυλίσεως της γερανογέφυρας

Οι δοκοί κυλίσεως της γερανογέφυρας είναι φέρουσες κατασκευές ιδιαίζουσας σημασίας και τούτο από δύο διαφορετικές απόψεις τη στατική και τη λειτουργική. Από λειτουργική άποψη, οι δοκοί κυλίσεως 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, οι δοκοί κυλίσεως 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.

Επειδή υπάρχει περίπτωση οι πλευρικές παραμορφώσεις της δοκού κυλίσεως να είναι σημαντικές, κατασκευάζεται στη στάθμη του άνω πέλματός της οριζόντιο πλευρικό

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

δικτύωμα το οποίο, προσθέτως, προσφέρει προστασία έναντι πλευρικού λυγισμού. Μέλη του δικτύωματος αυτού μπορεί να χρησιμοποιούνται για τη διαμόρφωση πλευρικού διαδρόμου στη στάση της γερανογέφυρας απαραίτητου για την προσβασιμότητα σε αυτήν, για τη συντήρησή της ή τη διόρθωση βλαβών (Σχ. 1.14)



Σχ. 1.14 Τυπικό πλαίσιο κτιρίου στο οποίο λειτουργεί γερανογέφυρα

Στην παρούσα μελέτη μετά από αναζήτηση στο εμπόριο επιλέχθηκε να τοποθετηθεί στην κατασκευή γερανογέφυρα της εταιρία DEMAG με ανυψωτική ικανότητα 40t, άνοιγμα 30 m, συνολικό βάρος 28072kg στο οποίο περιλαμβάνεται το βάρος του φορείου 3885kg, κατατάσσεται δε στην κατηγορία ανύψωσης HC2 και στην κατηγορία κόπωσης S3. Η ταχύτητα ανύψωσης του αναστημένου φορτίου είναι 5.0 m/min η δε απόσταση της ακραίας θέσης του αγκίστρου ανάρτησης από τον άξονα της δοκού κυλίσεως είναι 1010 mm από την τροχιά 1 και 1405 mm από την τροχιά 2. Η τροχιά κινείται σε κάθε άκρο επί δύο τροχών απεχόντων μεταξύ τους 4.5 m. Οι κινητήριιοι τροχοί έχουν ανεξάρτητη κίνηση ο ένας από τον άλλον, οι δε άξονες όλων των τροχών είναι σταθερά συνδεδεμένοι επ' αυτών (σύστημα IFF). Περισσότερα στοιχεία για την γερανογέφυρα καθώς και για την δοκό κυλίσεως της παρουσιάζονται αναλυτικότερα στο κεφάλαιο 3.

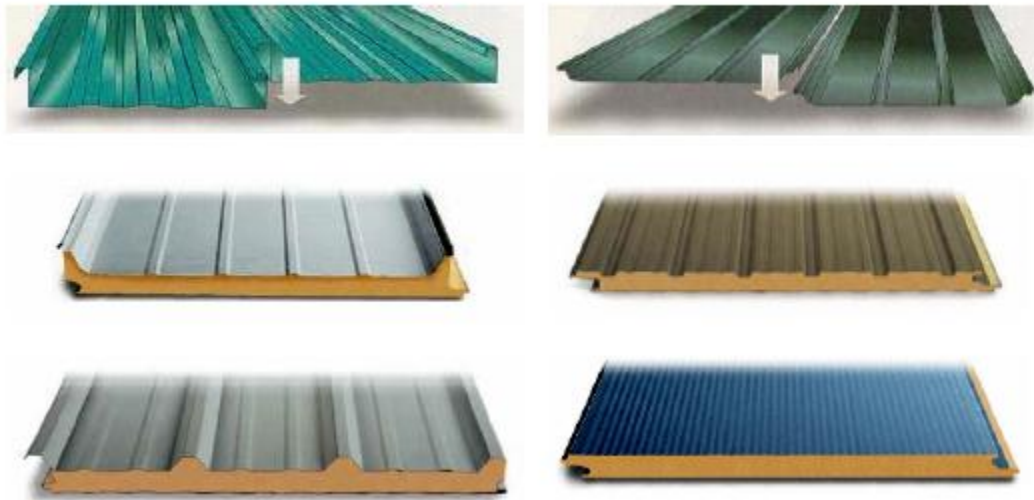
1.9 Επικάλυψη

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 υποπιέσεις που εξασκούν ο άνεμος ή άλλα φορτία. Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχεία του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς τον οποίο μεταφέρουν φορτία. Υπό ειδικές προϋποθέσεις μπορεί να θεωρηθεί ότι το υλικό επικάλυψης, κατάλληλα και επαρκώς αγκυρωμένο επί του μεταλλικού σκελετού, αποτελεί διάφραγμα ικανό να μεταφέρει οριζόντια φορτία μέσα στο επίπεδό του.

Δύο είναι οι κύριες μορφές των φύλλων επικάλυψης που κυκλοφορούν στο εμπόριο:

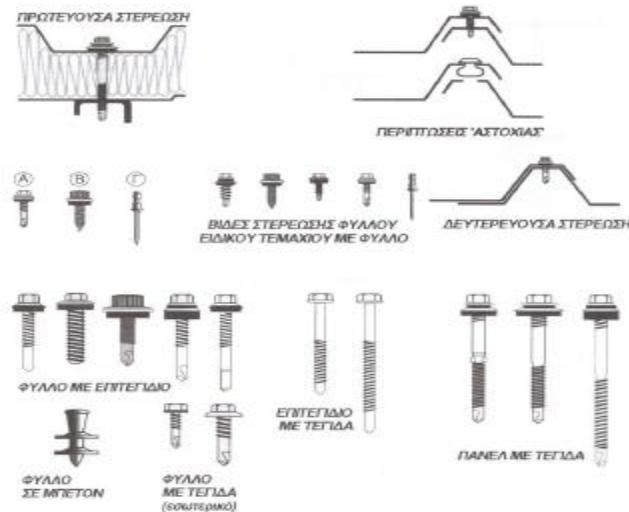
- Η «απλή» μορφή των φύλλων επικάλυψης, αποτελούμενη από ένα μόνο προκατασκευασμένο πτυχωτό χαλυβδόφυλλο με προφίλ κυματοειδές ή τραπεζοειδές, το οποίο είναι συνήθως γαλβανισμένο για προστασία έναντι σκωρίασης.
- Τα θερμό-ηχομονωτικά προκατασκευασμένα φύλλα επικάλυψης, των οποίων η γενική μορφή είναι ένα σκληρό στρώμα πολουρεθανίου (θερμό-ηχομονωτικό υλικό) πάχους 30 mm έως 80 mm, με επικάλυψη φύλλου αλουμινίου στην εξωτερική πλευρά και επικάλυψη φύλλου χάλυβα στην εσωτερική.

Οι τύποι των φύλλων επικάλυψης που φαίνονται στο Σχ. 1.15 χρησιμοποιούνται τόσο για επιστεγάσματα, όσο και για πλαγιοκαλύψεις. Το τι τύπος φύλλου επικάλυψης θα χρησιμοποιηθεί σε κάθε έργο εξαρτάται από τις απαιτήσεις σε θερμομόνωση και ηχομόνωση, που είναι συνάρτηση του μέρους στο οποίο κατασκευάζεται, αλλά και από τις απαιτήσεις και την οικονομική δυνατότητα του κύριου του έργου. Προφανώς τα συνθετότερα φύλλα επικάλυψης έχουν και το ανάλογο αυξημένο κόστος.



Σχ. 1.15 Απλή μορφή φύλλων επικάλυψης και προκατασκευασμένα θερμομονωτικά φύλλα επικάλυψης

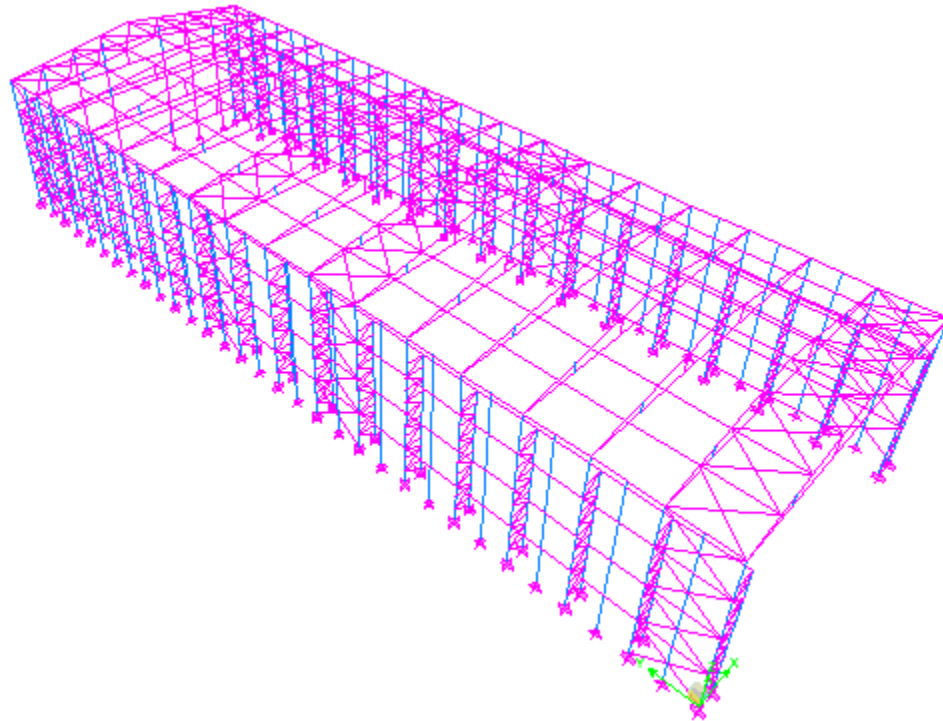
Η στήριξη τους στη φέρουσα κατασκευή γίνεται με κατάλληλες βίδες, οι οποίες καλύπτονται με αρμοκάλυπτρα. Σημειώνεται ότι η παραπάνω διάταξη είναι κατάλληλη και για πλαγιοκαλύψεις.



Σχ. 1.16 Στήριξη φύλλων επικάλυψης με τεγίδα

Στο υπόστεγο που σχεδιάζεται στην παρούσα εργασία, θα χρησιμοποιηθούν πανέλλα τόσο για τα επιστεγάσματα όσο και για τις πλαγιοκαλύψεις με ίδιο βάρος $0,15 \text{ kN/m}^2$.

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω σχεδιάστηκε στο πρόγραμμα ETABS το υπόστεγο και η τελική του μορφή φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχ. 1.18 Τελική διάταξη της κατασκευής

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Μέσα ανάλυσης της κατασκευής

2.1 Παρουσίαση προγράμματος

Ως εργαλείο ανάλυσης στο κτίριο που μελετάται στην Οριακή κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ETAS. Το πρόγραμμα αυτό, είναι από τα πρώτα που έλαβαν υπόψη τις χαρακτηριστικές ιδιότητες των μαθηματικών προσομοιωμάτων ενός κτιρίου, επιτρέποντας την γραφική εισαγωγή με τον ίδιο τρόπο με τον οποίο κατασκευάζονται τα κτίρια (πάτωμα – πάτωμα, όροφο – όροφο). Το ETABS χρησιμοποιεί ορολογία προσφιλή στον κατασκευαστή κτιρίων όπως Υποστυλώματα, Δοκοί, Σύνδεσμοι Ακαμψίας Τοιχώματα και όχι κόμβοι, μέλη, πεπερασμένα στοιχεία όπως σε ένα γενικό πρόγραμμα στατικής ανάλυσης.

Είναι καθολικά αποδεκτό ότι κάθε εργαλείο που έχει δημιουργηθεί για ένα συγκεκριμένο σκοπό είναι και αποτελεσματικότερο στην επίτευξη του σκοπού αυτού. Για τα κτίρια λοιπόν, το ETABS παρέχει τον αυτοματισμό και τις εξειδικευμένες δυνατότητες που χρειάζονται για να γίνει η διαδικασία μόρφωσης του φορέα, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση, γρήγορα, άνετα και αποτελεσματικά.

Τα εργαλεία για τη μόρφωση του συστήματος δοκών, πλακών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων, συνδέσμων ακαμψίας από στάθμη σε στάθμη, με χρήση χάλυβα, συμμεικτών διατομών ή διατομών από οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς επίσης και οι τεχνικές γένεσης των φορτίων βαρύτητας και των οριζόντιων φορτίων (φορτία σεισμού και ανέμου) προσφέρουν σημαντικά πλεονεκτήματα ευκολίας χρήσης έναντι γενικών προγραμμάτων ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων. Τα σεισμικά φορτία και τα φορτία ανέμου δημιουργούνται αυτόματα σύμφωνα με τις απαιτήσεις των εκάστοτε επιλεγέντων κανονισμών. Όλες αυτές οι δυνατότητες ανάλυσης και διαστασιολόγησης είναι προσαρμοσμένες στο πρόγραμμα και συνεργάζονται με ενσωματωμένους επεξεργαστές διαστασιολόγησης χάλυβα και οπλισμένου σκυροδέματος.

Παρόλο που το ETABS είναι φιλικό και εύκολο στη μόρφωση του φορέα και την εισαγωγή φορτίσεων, προσφέρει επιπλέον πολλές πολύπλοκες και υπερμοντέρνες αναλυτικές δυνατότητες και δυνατότητες διαστασιολόγησης που δεν υπάρχουν σε άλλα εμπορικά πακέτα λογισμικού. Η πλήρης δυναμική ανάλυση, συμπεριλαμβανομένων δυνατοτήτων μη γραμμικής ανάλυσης με χρονική ολοκλήρωση (nonlinear time-history) για σεισμική μόνωση και viscous dampers, σε συνδυασμό με τη στατική μη γραμμική

Pushover ανάλυση προσφέρει την τεχνολογία αιχμής στον μηχανικό που κάνει σχεδιασμό απόδοσης. Το ETABS προσφέρει ισχυρά εργαλεία για την αυτόματη επιλογή και βελτιστοποίηση των κατακόρυφων μελών του κτιρίου καθώς και για τον εντοπισμό των κρίσιμων στοιχείων που επηρεάζουν σε μεγαλύτερο βαθμό τη γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων του κτιρίου γεγονός που βοηθά σημαντικά στη μείωση του χρόνου σχεδιασμού του κτιρίου. Επιπλέον, επειδή το ETABS εμπεριέχει ολοκληρωμένος και λεπτομερείς υπολογισμούς για τη διαστασιολόγηση των δοκών, συνδέσμων ακαμψίας, τοιχωμάτων και πλακών, ο χρόνος που χρειάζεται για τη μεταφορά δεδομένων μεταξύ προγραμμάτων και διαστασιολόγησης πρακτικά εξαλείφεται. Η εκτέλεση της διαστασιολόγησης σε συνδυασμό με το γεγονός ότι το ETABS δημιουργεί αρχεία CAD, σημαίνει ότι η παραγωγή των σχεδίων μπορεί να γίνει γρηγορότερα και με μεγαλύτερη ακρίβεια.

Γενικά Χαρακτηριστικά

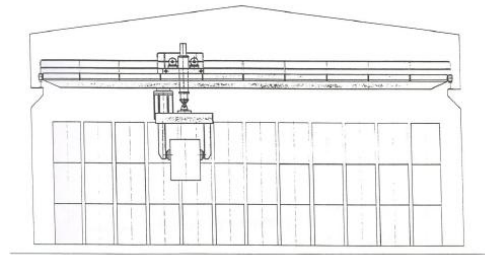
- Πλήρως ολοκληρωμένο περιβάλλον Windows 95/98/NT/2000
- Βελτιστοποιημένο για μόρφωση προσομοιωμάτων πολυώροφων κτιρίων
- CAD σχεδιασμός και διόρθωση για γρήγορη και εύκολη μόρφωση φορέα
- 3D γένεση μοντέλου χρησιμοποιώντας κατόψεις ορόφων και όψεις
- Γρήγορη γένεση μοντέλου χρησιμοποιώντας την έννοια των όμοιων ορόφων
- Αυτοματοποιημένα πρότυπα (templates) για τυπικά κτίρια
- Εύκολη διόρθωση με εντολές μετακίνησης (move), ενοποίησης (merge) , κατοπτρισμού (mirror) και αντιγραφής (replicate)
- Εύκολη διαίρεση ραβδωτών στοιχείων και γένεση καννάβου πεπερασμένων στοιχείων
- Ακρίβεια στις διαστάσεις με σχεδιαστικά εργαλεία καθετότητας, έλξης κλπ.
- Επιλογές γρήγορης σχεδίασης αντικειμένων με ένα κλικ
- Πολλαπλά παράθυρα απεικόνισης του φορέα 3D απεικόνιση zoom, pan
- Απόδοση ιδιοτήτων, φορτίσεων και συνθηκών στήριξης από την απεικόνιση του φορέα στην οθόνη
- Ισχυρές επιλογές ομαδοποίησης, επιλογής και απεικόνισης στοιχείων
- Επιλογές αποκοπής (cut), αντιγραφής (copy) και επικόλλησης (paste)
- Απεριόριστο πλήθος αναιρέσεων (undo) και επαναδημιουργίας (redo)
- Τρισδιάστατη αξονομετρική απεικόνιση, κατόψεις, όψεις, αναπτύγματα όψεων και απεικονίσεις φορέα από τον χρήστη
- Γραφικός σχεδιασμός διατομών τυχούσης διατομής και υλικών (section designer)
- Αποκοπή και επικόλληση γεωμετρίας από και προς λογιστικά φύλλα (spreadsheets)
- Εξαγωγή DXF αρχείων για τη γεωμετρία του μοντέλου
- Πολλαπλή ταυτόχρονη χρήση ορθογωνικών και κυλινδρικών καννάβων

- Λεπτομερή χρήση βοήθειας online
- Δεξί κλικ για άμεσες πληροφορίες των στοιχείων ή πληροφορίες διαστασιολόγησης

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3.1 Γενικά

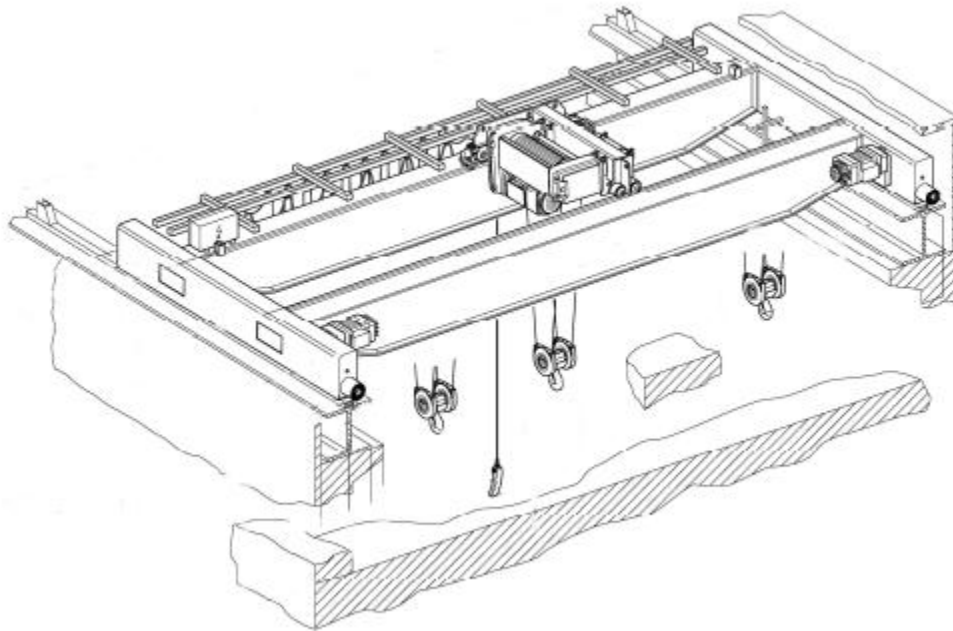
Σε πολλά βιομηχανικά κτίρια ή αποθηκευτικούς χώρους η μετακίνηση έτοιμων ή ενδιάμεσων προϊόντων στο εσωτερικό τους γίνεται από μία ή περισσότερες γερανογέφυρες. Η συνηθέστερη ανάρτηση του φορτίου γίνεται μέσω αγκίστρου. Αναλόγως όμως και του είδους των μετακινούμενων στοιχείων, το φορτίο μπορεί να συγκρατείται με αρπάγες, με κάδους ή με μαγνήτες, όπως για παράδειγμα στην περίπτωση μετακίνησης επίπεδων ελασμάτων (λαμαρινών) σε ναυπηγικούς χώρους ή χαλυβουργεία.



Σχ. 3.1 Γερανογέφυρα με άρπαγες

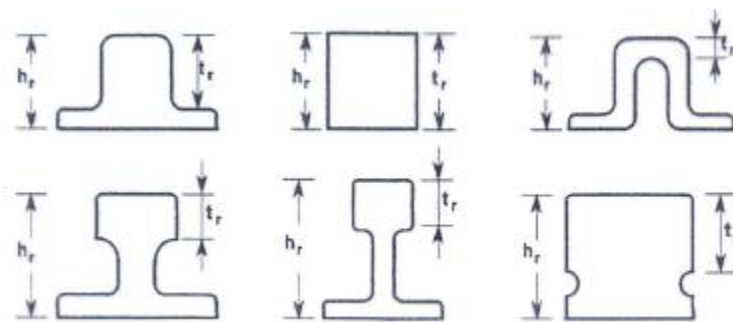
Η γερανογέφυρα αποτελεί βιομηχανικό προϊόν και έχει γενικά τυποποιημένες διαστάσεις και πάχη ελασμάτων αναλόγως προς το άνοιγμα και τη φέρουσα ικανότητά της (ωφέλιμο φορτίο), διατίθεται δε ως σύνολο με το μηχανολογικό εξοπλισμό της (βαρούλκο, φορείο, συρματόσχοινα και άγκιστρο ανάρτησης, κινητήρες). Κατά κανόνα δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης του στατικού μηχανικού. Συνήθως αποτελείται από δύο παράλληλους φορείς, κιβωτοειδούς διατομής οι οποίοι απολήγουν στα φορεία. Κάθε φορείο έχει συνήθως δυο τροχούς ή σε περιπτώσεις γερανογεφυρών με μεγάλη ανυψωτική ικανότητα (π.χ. 100 τόνους) τέσσερις. Οι τροχοί κυλίνουν επί τροχιάς που εδράζεται στις δοκούς κυλίσεως της γερανογέφυρας. Οι δοκοί κυλίσεως αποτελούν ιδιαίτερα και χαρακτηριστικά στοιχεία στα σιδηρά δομικά έργα, επειδή έχουν πολλαπλές απαιτήσεις λειτουργικότητας και είναι ευαίσθητα έναντι κοπώσεως.

Στο σχήμα 3.25 φαίνεται μια τυπική διάταξη γερανογέφυρας διπλού φορέως. Διακρίνονται πλην των κύριων φορέων, το βαρούλκο, τα δύο φορεία επί των οποίων εντάσσονται οι τροχοί, οι τροχιές, τα τερματικά στοιχεία των τροχιών (buffers), το άγκιστρο ανάρτησης, το χειριστήριο και οι δύο δοκοί κυλίσεως, διατομής διπλού ταυ επί των οποίων κυλιέται η γερανογέφυρα την οποία και υποστηρίζουν.



Σχ. 3.2 Σχηματική διάταξη γερανογέφυρας

Οι τροχιές μπορεί να είναι ορθογωνικές συμπαγείς ράβδοι (καρυδάκια) για περιπτώσεις μικρής ανυψωτικής ικανότητας ή ράβδοι με συνήθεις διατομές τροχιών για μεγαλύτερα

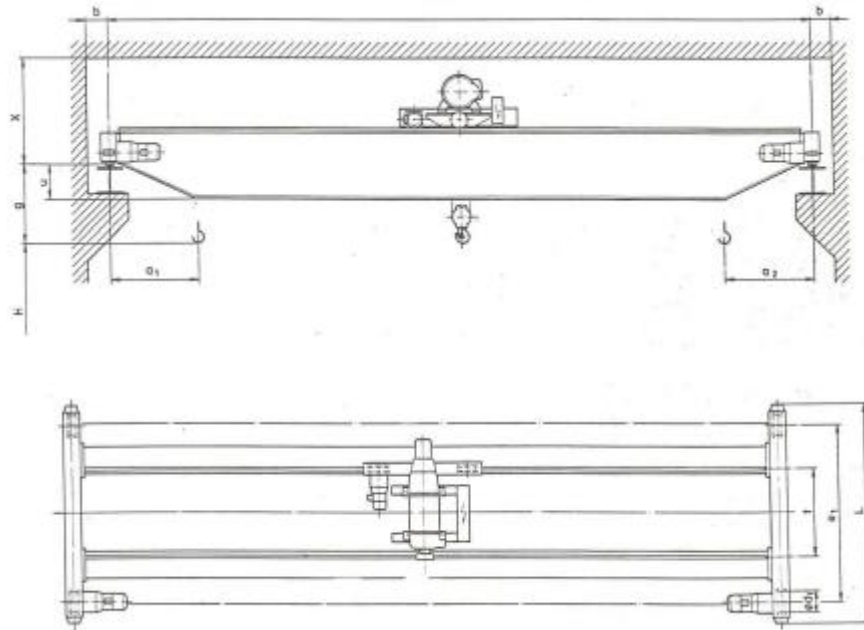


Σχ. 3.3 Μορφές τροχιών

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 τους υπολογισμούς ότι η τροχιά αποτελεί

μέρος της διατομής της δοκού κυλίσεως από την προϋπόθεση ότι τα συνδετικά μέσα μπορούν να μεταφέρουν τις δυνάμεις στη διεπιφάνεια τροχιάς-δοκού (δυνάμεις ολίσθησης).

Η ανώτερη στάθμη του αγκίστρου (hookheight) είναι βασικό λειτουργικό δεδομένο για το μεμονωμένο κτίριο, η επιθυμητή δε τιμή της εξαρτάται από το μέγεθος των διακινούμενων προϊόντων και τα λοιπά αρχιτεκτονικά δεδομένα. Από τη στάθμη του αγκίστρου προκύπτει και το απαιτούμενο καθαρό, εσωτερικά, ύψος του κτιρίου και περαιτέρω το συνολικό (μέγιστο) ύψος του. Στο σχήμα 3.27 φαίνεται σε κάτοψη και όψη μια τυπική γερανογέφυρα με τα γεωμετρικά της χαρακτηριστικά που συνδέονται με αυτήν (ακραία θέση του αγκίστρου a , μήκος φορείου L , απόσταση τροχών e , άνοιγμα S , υψομετρική διαφορά g μεταξύ ανώτερης στάθμης αγκίστρου και ανώτερης στάθμης τροχιάς, ελάχιστη απαιτούμενη καθαρή διάσταση b πλευρικά) και τα οποία δίδονται από τον κατασκευαστή της γερανογέφυρας.



Σχ. 3.4 Τυπική μορφή και κάτοψη γερανογέφυρας και γεωμετρικά χαρακτηριστικά της

Ο κατασκευαστής της γερανογέφυρας δίνει επίσης πίνακες με τις μέγιστες και τις ελάχιστες αντιδράσεις επί των δοκών κυλίσεως για την ακραία δυνατή θέση του αναρτημένου φορτίου. Οι αντιδράσεις αυτές δεν περιέχουν δυναμικούς συντελεστές.

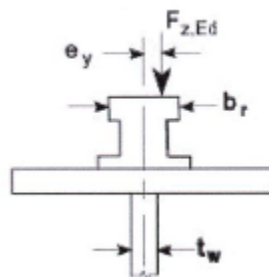
3.2 Φορτία από τις γερανογέφυρες

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 (σύνδεσμοί δυσκαμψίας μεταξύ των υποστυλωμάτων, πλευρικά ανοίγματα άνω πέλματος δοκών κυλίσεως κ.α.).

Τα κατακόρυφα φορτία επί των δοκών κυλίσεως οφείλονται στο ανυψούμενο φορτίο, το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και το βάρος του βαρουλκοφορείου. Επειδή το βαρουλκοφορείο και το αναρτώμενο φορτίο μπορεί να κινηθούν μεταξύ δύο ακραίων θέσεων (αριστερά και δεξιά), είναι φανερό ότι για τη διαστασιολόγηση της δοκού κυλίσεως αλλά και του κτιρίου πρέπει να ληφθεί υπόψη η θέση που προκαλεί επ' αυτών τις δυσμενέστερες δράσεις. Όταν σε περιπτώσεις ανάρτησης του ονομαστικού ωφέλιμου φορτίου προκαλούνται επί της μίας τροχιάς οι μέγιστες δράσεις, επί της απέναντι τροχιάς προκαλούνται οι ελάχιστες. Το συνολικό φορτίο κάθε φορείου θεωρείται ότι επιμερίζεται εξ' ίσου στους δύο τροχούς.

Η επιβολή των κατακόρυφων φορτίων επί των δοκών κυλίσεως γίνεται κατά δυναμικό τρόπο. Ο δυναμικός χαρακτήρας των φορτίων λαμβάνεται υπόψη στους διάφορους κανονισμούς μέσω της εφαρμογής επί των στατικώς προσδιοριζόμενων δράσεων δυναμικών προσαυξητικών συντελεστών. Οι τιμές των συντελεστών αυτών επηρεάζονται επίσης από τον τύπο της ανάρτησης, από το είδος του αναρτώμενου φορτίου και από την ταχύτητα ανύψωσης.

Επειδή η τροχιά σταθμίζεται και ευθυγραμμίζεται μετά την ανέγερση του κτιρίου και την τοποθέτηση των δοκών κυλίσεως, είναι δυνατόν το κατακόρυφο φορτίο να ασκείται έκκεντρα ως προς τη δοκό κυλίσεως. Η εκκεντρότητα αυτή e_y λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς και προσδιορίζεται στους κανονισμούς. Μια ενδεικτική τιμή είναι το $\frac{1}{4}$ του πλάτους της τροχιάς b_r (πρόβλεψη του Ευρωκώδικα 3).



Σχ. 3.5 Έκκεντρη δράση φορτίου τροχού ως προς τη δοκό κυλίσεως

Τα οριζόντια φορτία που ασκούνται επί της δοκού κυλίσεως από την γερανογέφυρα προκαλούνται αφ' ενός από την επιτάχυνση ή την επιβράδυνση κατά την κίνηση της και

αφ' ετέρου από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές. Είναι φανερό ότι τα οριζόντια φορτία ασκούνται συγχρόνως με τα κατακόρυφα. Και επί των οριζοντίων φορτίων εφαρμόζονται δυναμικοί προσαυξητικοί συντελεστές. Όταν η γερανογέφυρα επιταχύνεται (ή επιβραδύνεται), η κινητήρια δύναμη K ασκείται, όπως φαίνεται και στο ακόλουθο σχήμα στον άξονα της κίνησης ενώ κατά κανόνα το κέντρο βάρους S του κινούμενου συστήματος (γερανογέφυρα κι αναρτημένο φορτίο) απέχει του άξονα αυτού. Η προκύπτουσα ροπή εξισορροπείται από ζεύγη δυνάμεων H_T που αναπτύσσονται μεταξύ τροχών και τροχιών. Συγχρόνως ασκούνται και κατά μήκος δυνάμεις H_L . Η μέγιστη εκκεντρότητα μπορεί α προσδιοριστεί θεωρώντας την ακραία θέση ανάρτησης στην οποία αντιστοιχούν οι μέγιστες και ελάχιστες αντιδράσεις επί των δοκών και την αντίστοιχη θέση του κέντρου βάρους του συστήματος.

- Κινητήρια δύναμη

$$K = \mu \cdot m_w \cdot Q_{r,min}$$

μ = 0,20 συντελεστής τριβής

m_w πλήθος μεμονωμένων κινητήριων τροχών

$Q_{r,min}$ ελάχιστη αντίδραση τροχού στην αφόρτιστη γερανογέφυρα

- Στρεπτική ροπή

$$M = K \cdot \ell_s$$

$$\ell_s = (\xi_1 - 0,5) \cdot \ell$$

- Κατά μήκος οριζόντιες δυνάμεις (ανά δοκό κυλίσεως)

$$H_L = \varphi_5 \cdot K \cdot \frac{1}{n_r}$$

n_r αριθμός δοκών κυλίσεως

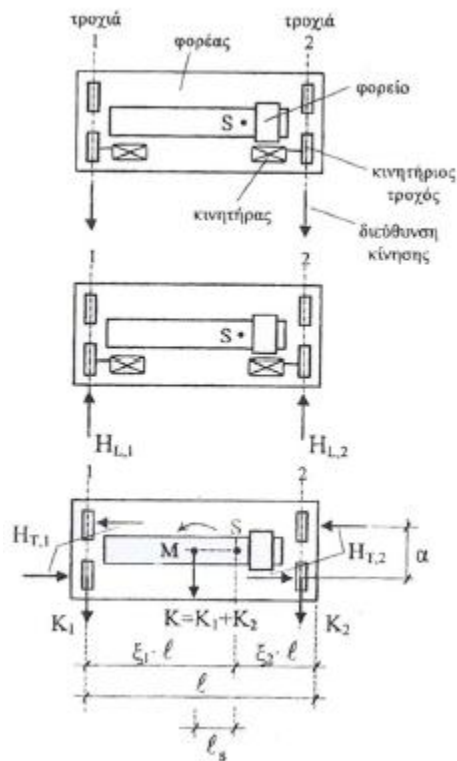
φ_5 δυναμικός συντελεστής, συνήθως $\varphi_5=1,50$

- Εγκάρσιες οριζόντιες δυνάμεις

$$H_{T,1} = \varphi_5 \cdot \xi_2 \cdot \frac{M}{\alpha}$$

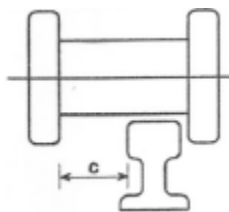
$$H_{T,2} = \varphi_5 \cdot \xi_1 \cdot \frac{M}{\alpha}$$

α η απόσταση μεταξύ των δύο τροχών επί μίας τροχιάς

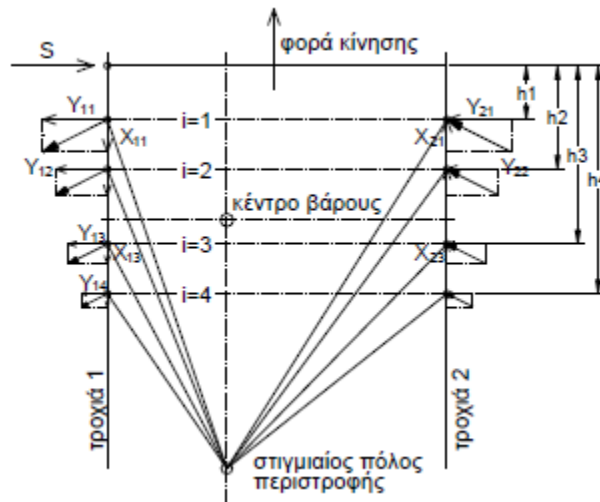


Σχ. 3.6 Πλευρικές και κατά μήκος δυνάμεις επί των δοκών κυλίσεως λόγω της επιτάχυνσης/επιβράδυνσης της γερανογέφυρας

Λόγω της ανοχής c μεταξύ τροχιάς και τροχού, αλλά και λόγω της μικρής απόκλισης που μπορεί, κατά θέσεις, να έχει ο στιγμιαίος άξονας κίνησης επί της τροχιάς ως προς τον άξονα της δοκού κυλίσεως αναπτύσσονται, λόγω της λοξής κινήσεως, σχετικά οριζόντιες δυνάμεις H_s (skewing forces) επί των δοκών κυλίσεως. Η γερανογέφυρα στρέφεται περί το στιγμιαίο πόλο στροφής και ασκείται κατά μήκος και πλευρικές οριζόντιες δυνάμεις.



Σχ. 3.7 Ανοχή μεταξύ τροχών και τροχιάς



Σχ. 3.8 Πλευρικές δυνάμεις H_s ασκούμενες στις δοκούς κυλίσεως λόγω της λοξής κίνησης της γερανογέφυρας

Οι τροχοί, γενικά, προς αποφυγή της ταχύτερης φθοράς τους είναι εφοδιασμένοι με στοιχεία, ονομαζόμενα μέσα καθοδήγησης (συνήθως ένσφαιρους τριβείς – ρουλεμάν – με κατακόρυφο άξονα ή ειδικά ελάσματα) τα οποία αποβλέπουν στο να ευθυγραμμίσουν τους τροχούς με τη τροχιά. Τα μέσα καθοδήγησης μπορεί να προηγούνται ή να έπονται του τροχού, σταθερά συνδεδεμένα επ' αυτού ή να βρίσκονται στη θέση του άξονα του. Μέσα καθοδήγησης μπορεί να διαθέτουν το ένα ή και τα δύο ζεύγη τροχών.

Από τους τροχούς, ένα ζεύγος συνήθως (προπορευόμενοι ή επιπορευόμενοι) είναι το κινητήριο. Καθένας από τους δύο κινητήριους τροχούς έχει κατά κανόνα αυτοτελή (ανεξάρτητο) κινητήρα, μπορεί όμως σπανιότερα οι δύο κινητήριοι τροχοί να έχουν κοινό άξονα κίνησης, να είναι δηλαδή συνεζευγμένοι (coupled) μέσω αυτού και σταθερά συνδεδεμένοι (fixed) με αυτόν ή να έχουν τη δυνατότητα μικρής κίνησης (mobile) κάθετα επί το μέσο επίπεδο του τροχού, προς απομείωση των δυναμικών πλευρικών ωθήσεων που προκαλούνται.

Η θέση του στιγμιαίου κέντρου στροφής εξαρτάται από τη σχετική θέση των μέσων καθοδήγησης και τον τρόπο κίνησης των τροχών. Στο σχήμα 3.31 φαίνονται, για διάφορες περιπτώσεις, η θέση του στιγμιαίου πόλου στροφής καθώς και οι φορές των πλευρικών δυνάμεων H_s σε κάθε τροχιά. Από τους δείκτες, ο πρώτος υποδηλώνει δύναμη λόγω της λοξής κίνησης (skewing forces), ο επόμενος την τροχιά, ο ακόλουθος το ζεύγος αντίστοιχων τροχών. Το σύμβολο IFF σε έναν άξονα υποδηλώνει ανεξάρτητη κίνηση σε κάθε τροχό και τροχούς σταθερά συνδεδεμένους με τον άξονα. Αν δύο τροχοί είναι

συνεξευγμένοι με ενιαίο άξονα χρησιμοποιείται το σύμβολο C. Είναι α η απόσταση των τροχών της ίδιας τροχιάς και e η απόσταση ζεύγους από τα μέσα καθοδήγησης. Με μικρούς κυκλίσκους σημειώνεται η θέση των μέσων καθοδήγησης.

Οι οριζόντιες δυνάμεις λόγω της λοξής κίνησης υπολογίζονται γενικά από τη σχέση που φαίνεται παρακάτω. Ο συντελεστής f εξαρτάται από τη γωνία λοξότητας α . Εάν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός (Ευρωκώδικα 1, Μέρος 3) μπορεί να λαμβάνεται $\alpha=0,015\text{rad}$ και $f=0,30$. Οι τιμές του συντελεστή λ προσδιορίζονται με τη βοήθεια των Πινάκων 3.6 και 3.7. Οι τιμές των ξ_1, ξ_2 λαμβάνονται για την ακραία θέση του αναρτημένου φορτίου (προκειμένου να υπολογιστούν οι μέγιστες τιμές των HS).

$$\alpha = 0,015\text{rad (γωνία λοξότητας)} \rightarrow f=0,30$$

$$H_{S,I,J_T}^L = f \cdot \lambda_{S,I,J_T}^L \Sigma Q_{r,max}$$

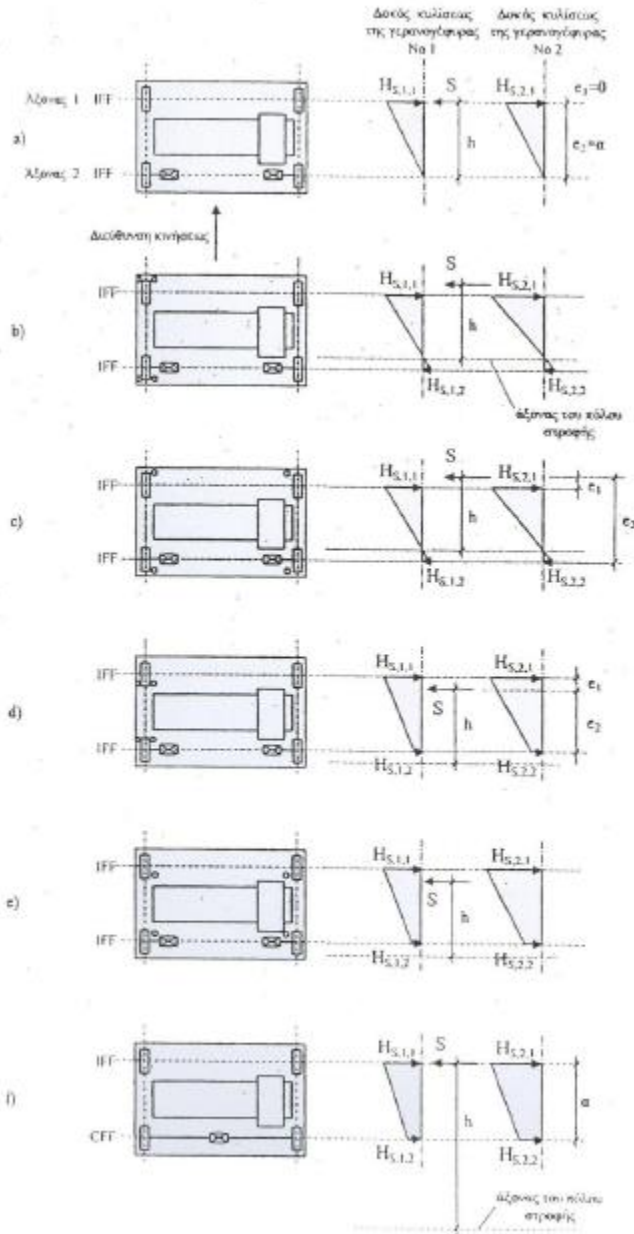
I τροχιά (π.χ. 1 ή 2)

J ζεύγος τροχών (π.χ. προπορευόμενο)

L κατά μήκος διεύθυνση

T εγκάρσια διεύθυνση

$\Sigma Q_{r,max}$ άθροισμα κατακόρυφων αντιδράσεων τροχών της περισσότερο καταπονούμενης τροχιάς για τη φορτισμένη γερανογέφυρα



Σχ. 3.9 Δυνάμεις καθοδήγησης S και οριζόντιες δυνάμεις H_s για διάφορες θέσεις των μέσων καθοδήγησης και διάφορα συστήματα τροχών

Πίνακας 3.1 Προσδιορισμός της απόστασης h

	Συνδυασμός ζευγών τροχών		h
	συνεζευγμένοι (c)	Ανεξάρτητοι (i)	
Σταθερά/Σταθερά FF	 CFF	 IFF	$\frac{m \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \ell^2 + \sum e_i^2}{\sum e_i}$
Σταθερά/Κινητά FM	 CFM	 IFM	$\frac{m \cdot \xi_1 \cdot \ell^2 + \sum e_i^2}{\sum e_i}$

h είναι η απόσταση μεταξύ του στιγμιαίου πόλου στροφής και των μέσων καθοδήγησης
 m είναι ο αριθμός των συνεζευγμένων ζευγών τροχών (m=0 για ανεξάρτητα ζεύγη τροχών)
 ξ_1 είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου στροφής από την τροχιά 1
 ξ_2 είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου στροφής από την τροχιά 2
 ℓ είναι το άνοιγμα της γερανογέφυρας
 e_i είναι η απόσταση του ζεύγους τροχών i από τα μέσα καθοδήγησης

Πίνακας 3.2 Προσδιορισμός των τιμών $\lambda_{s,j}$

Σύστημα	λ_s	$\lambda_{s, 1L}$	$\lambda_{s, 1T}$	$\lambda_{s, 2L}$	$\lambda_{s, 2T}$
cFF	$1 - \frac{\sum e_i}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \cdot \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \cdot \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$
iFF		0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$
cFM	$\xi_1 \left(1 - \frac{\sum e_i}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \cdot \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \cdot \frac{\ell}{h}$	0

iFM		0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$	0	0
<p>n είναι ο αριθμός των ζευγών τροχών</p> <p>ξ_1 είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου στροφής από την τροχιά 1</p> <p>ξ_2 είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου στροφής από την τροχιά 2</p> <p>ℓ είναι το άνοιγμα της γερανογέφυρας</p> <p>e_i είναι η απόσταση του ζεύγους τροχών από τα μέσα καθοδήγησης</p> <p>h είναι η απόσταση μεταξύ του στιγμιαίου πόλου στροφής και των μέσων καθοδήγησης</p>					

Οι γερανογέφυρες, ανάλογα με τη χρήση και τον τόπο λειτουργίας τους χωρίζονται σε τέσσερις κατηγορίες (hoistingclasses) για κάθε μια από τις οποίες, λαμβάνοντας υπόψη και την ταχύτητα ανύψωσης, προσδιορίζονται οι κύριοι δυναμικοί συντελεστές φ . Μια συνήθης ταχύτητα ανυψωτικής ικανότητας κυμαίνεται μεταξύ 6 και 8 m/min.

Πίνακας 3.3 Τιμές των συντελεστών β_2 και $\varphi_{2, \min}$

Κατηγορία ανύψωσης	β_2	$\varphi_{2, \min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

Οι επί μέρους συντελεστές ασφαλείας γ λαμβάνονται ίσοι προς 1,35 τόσο για τις μόνιμες δράσεις από τη γερανογέφυρα (ίδιο βάρος της) όσο και για τις μεταβλητές δράσεις (ανυψούμενο φορτίο). Ειδικά στους τυχηματικούς συνδυασμούς ο συντελεστής γ λαμβάνεται ίσος προς 1,00. Είναι φανερό ότι όταν η παρουσία της γερανογέφυρας είναι ευμενής για κάποια δομικά στοιχεία, η κατάσταση αυτή πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με $\gamma=0$. Για τους συντελεστές συνδυασμού των δράσεων προβλέπονται οι τιμές $\psi_0=1,0$ και $\psi_1=0,90$. Ο συντελεστής ψ_2 λαμβάνεται ως ο λόγος των μόνιμων προς τις συνολικές δράσεις από τη γερανογέφυρα. Αυτό σημαίνει π.χ. ότι στο σεισμικό συνδυασμό

εισάγεται μόνο το μόνιμο φορτίο της γερανογέφυρας χωρίς να υπολογίζεται συγχρόνως μέρος ή το σύνολο του ωφέλιμου. Το EN 1991-3 αφήνει την πρόταση της τελικής τιμής των εφαρμοστέων τιμών για τους συντελεστές γ και ψ στα Εθνικά Προσαρτήματα. Σχετικός με τους συνιστώμενους συντελεστές γ είναι ο Πίνακας 3.9

Σχ. 3.9 Συνιστώμενες στον EC1/3 τιμές για τους συντελεστές γ

Δράση	Σύμβολο	Κατάσταση	
		P/T	A
Μόνιμες δράσεις γερανογέφυρας		P/T	A
-δυσμενείς	γ_{Gsup}	1,35	1,00
-ευνοϊκές	γ_{Ginf}	1,00	1,00
Μεταβλητές δράσεις γερανογέφυρας			
-δυσμενείς	γ_{Gsup}		
-ευνοϊκές	γ_{Ginf}	1,35	1,00
Παρούσα γ/ϕ		1,00	1,00
Απούσα γ/ϕ		0,00	0,00
Άλλες μεταβλητές δράσεις	γ_Q		
-δυσμενείς			
-ευνοϊκές		1,50	1,00
Τυχηματικές δράσεις		0,00	0,00
	γ_A		1,00
P – Μόνιμη κατάσταση T- Παροδική κατάσταση A-Τυχηματική κατάσταση			

Το EN 1991-3 προβλέπει τη θεώρηση δέκα διαφορετικών συνδυασμών κατακόρυφων, οριζόντιων και λοιπών φορτίων για καθένα από τα οποία, κατά περίπτωση, προβλέπει ειδικούς δυναμικούς συντελεστές ϕ (Πίνακας 3.10). Όπως από τον Πίνακα φαίνεται, τα οριζόντια φορτία H_T , H_S δεν επαλληλίζονται. Τα φορτία κάθε στήλης του Πίνακα θεωρούνται ως μία ενιαία δράση (αδιαίρετο σύστημα δράσεων). Ο άνεμος δεν λαμβάνεται υπόψη για γερανογέφυρες που λειτουργούν στο εσωτερικό κτιρίων. Ο

Κανονισμός δίνει λεπτομέρειες για τον προσδιορισμό των δυναμικών συντελεστών φ κάθε επί μέρους περίπτωσης που παρουσιάζονται στους Πίνακες 3.11. και 3.12.

Πίνακας 3.4 Συνδυασμοί φορτίων, με τους αντίστοιχους δυναμικούς συντελεστές θεωρούμενοι ως μία ενιαία χαρακτηριστική δράση (EC1,Μέρος 3)

		Ομάδες φορτίων									
		Οριακή κατάσταση αστοχίας							Δοκιμαστική	Τυχηματική	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας	φ ₁	φ ₁	1	φ ₄	φ ₄	φ ₄	1	φ ₁	1	1
2	Ανυψούμενο φορτίο	φ ₂	φ ₃	-	φ ₄	φ ₄	φ ₄	η	-	1	1
3	Επιτάχυνση της γερανογέφυρας	φ ₅	φ ₅	φ ₅	φ ₅	-	-	-	φ ₅	-	-
4	Λοξή κίνηση της γερανογέφυρας	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Επιτάχυνση ή επιβράδυνση του ανυψωτικού συστήματος	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	Άνεμος	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Δοκιμαστικό φορτίο	-	-	-	-	-	-	-	φ ₆	-	-
8	Πρόσκρουση στο stop	-	-	-	-	-	-	-	-	φ ₇	-
9	Πρόσκρουση βαρούλκου σε εμπόδιο	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

Πίνακας 3.5 Δυναμικοί μεγεθυντικοί συντελεστές φ για τα κατακόρυφα φορτία

φ ₁	$\varphi_1 = 1 \pm a$ <p>όπου $0 < a < 0,1$</p> <p>οι τιμές $1+a$ και $1-a$ αντιπροσωπεύουν την ανώτερη και την κατώτερη τιμή των ταλαντώσεων</p>
φ ₂	$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 \cdot v_h$ <p>v_h σταθερή ταχύτητα ανύψωσης σε m/sec</p> <p>$\varphi_{2,min}$ και β_2 δες Πίνακα</p>
φ ₃	$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta_m}{m} \cdot (1 + \beta_3)$ <p>όπου</p> <p>Δ_m απελευθερούμενο (ωφέλιμο) μέρος του συνολικά ανυψούμενου φορτίου</p> <p>m το συνολικό ανυψούμενο φορτίο</p> <p>$\beta_3 = 0,5$ για γερανογέφυρες εξοπλισμένες με αρπάγες ή παρόμοια εξαρτήματα βραδείας αποθέσεως του φορτίου</p> <p>$\beta_3 = 1$ για γερανογέφυρες εξοπλισμένες με μαγνήτες ή παρόμοια εξαρτήματα ταχείας αποθέσεως του φορτίου</p>
φ ₄	$\varphi_4 = 1,0$ <p>εάν έχουν τηρηθεί οι αντοχές για τα φορτία που καθορίζονται στο ENV 1993/6</p>

Πίνακας 3.6 Δυναμικός μεγεθυντικός συντελεστής φ₅ για τα οριζόντια φορτία

- φ₅ = 1,0 για φυγόκεντρες δυνάμεις
- 1,0 ≤ φ₅ ≤ 1,5 αντιστοιχεί σε συστήματα στα οποία οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά
- 1,5 ≤ φ₅ ≤ 2,0 όταν συμβαίνουν απότομες αλλαγές
- φ₅ = 3,0 για περιπτώσεις καθοδήγησης με σημαντικές νεκρές διαδρομές

Σημαντική περίπτωση για την γερανογέφυρα (και τις δοκούς κυλίσεως) αποτελεί το δοκιμαστικό φορτίο το οποίο αναρτάται από τη γερανογέφυρα κατά την παραλαβή της.

Το φορτίο αυτό είναι, γενικά, μεγαλύτερο από την ονομαστική φέρουσα ικανότητα της γερανογέφυρας, μπορεί όμως να θεωρείται χωρίς την ταυτόχρονη άσκηση οριζόντιων δυνάμεων.

Το δοκιμαστικό φορτίο λαμβάνεται ως το δυσμενέστερο από τις εξής δύο περιπτώσεις:

- 1) το ονομαστικό φορτίο της γερανογέφυρας, προσαυξημένο κατά 10% και επιπλέον πολλαπλασιασμένο επί ειδικό για την περίπτωση δυναμικό συντελεστή. Το φορτίο αυτό θεωρείται εν κινήσει, αναπτύσσονται δηλαδή οι αντιστοιχούσες οριζόντιες δυνάμεις ($\varphi_6 = 0,5 \cdot (1 + \varphi_z)$) και
- 2) το ονομαστικό φορτίο, προσαυξημένο κατά 25% χωρίς ταυτόχρονη δράση οριζόντιων δυνάμεων και χωρίς δυναμικό συντελεστή ($\varphi_6 = 1,0$).

Στα άκρα κάθε τροχιάς τοποθετείται τερματικό στοιχείο (stop) για την ανακοπή, σε περίπτωση κακού χειρισμού, της πορείας της γερανογέφυρας. Η δύναμη πρόσκρουσης, χρήσιμη για τους τοπικούς ελέγχους δίνεται από την σχέση:

$$H_B = \varphi_7 \cdot u_1 \cdot \sqrt{m_c \cdot S_B}$$

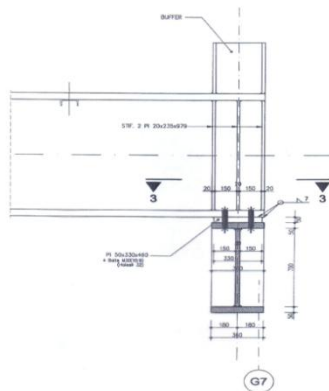
όπου

u_1 είναι το 70% της μέγιστης κατά μήκος ταχύτητας της γερανογέφυρας (m/sec)

m_c η ολική μάζα γερανογέφυρας και ανυψούμενου φορτίου (kg)

S_B η σταθερά ελατηρίου του τερματικού στοιχείου (N/m)

Ο δυναμικός συντελεστής φ_7 κυμαίνεται μεταξύ 1,25 και 1,60 (λεπτομέρειες EC1/3). Μία απλή περίπτωση τερματικού στοιχείου (buffer) φαίνεται στο Σχ. 3.7.

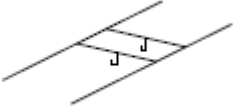
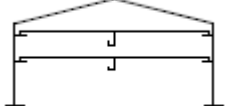
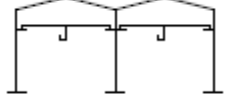


Σχ. 3.10 Τυπική διάταξη τερματικού τροχιάς

Όταν το αναρτώμενο φορτίο μπορεί να αιωρείται η οριζόντια δύναμη που προκύπτει από την πρόσκρουση του βαρούλκου στο άκρο της πορείας του μπορεί κατά προσέγγιση να λαμβάνεται ίση προς το 10% του αθροίσματος των βαρών βαρούλκου και ανυψούμενου φορτίου.

Όταν σε ένα κτίριο λειτουργούν περισσότερες της μίας γερανογέφυρες, περίπτωση πολύ συνηθισμένη, είτε κινούμενες στις ίδιες περιοχές, είτε σε μία διαφορετική υψομετρική στάθμη από την άλλη είτε, τέλος, όταν λειτουργούν σε παράλληλες αίθουσες επί διαφορετικών τροχιών, μπορεί να θεωρηθεί στους υπολογισμούς ότι δεν λειτουργούν όλες ταυτόχρονα. Ο μέγιστος αριθμός γερανογεφυρών ταυτόχρονης λειτουργίας μπορεί να λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.13.

Πίνακας 3.7 Μέγιστος αριθμός γερανογεφυρών που θεωρείται ότι λειτουργούν ταυτόχρονα

	Γερανογέφυρες στις ίδιες τροχιές	Γερανογέφυρες στο ίδιο φάτνωμα	Γερανογέφυρες σε κτίρια με παράλληλες αίθουσες	
				
Κατακόρυφα φορτία	3	4	4	2
Οριζόντια φορτία	2	2	2	2

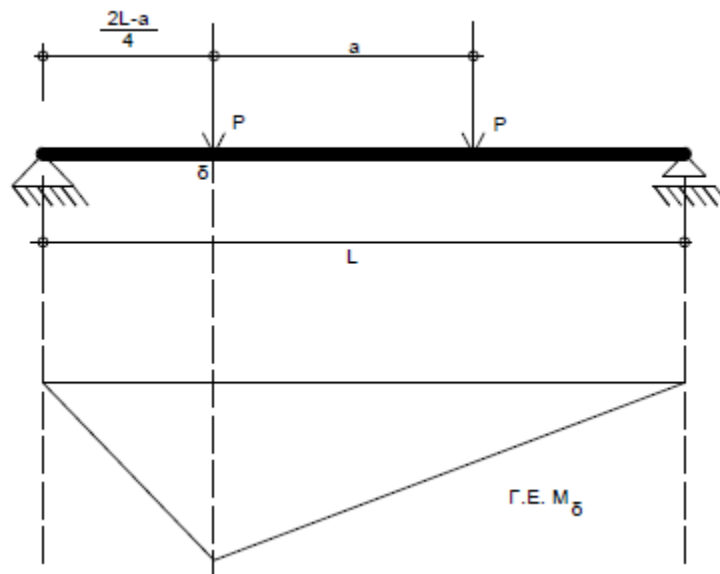
Οι δοκοί κυλίσεως ελέγχονται ως προς την επάρκεια τους έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας, λειτουργικότητας και κόπωσης. Πρέπει δηλαδή να διαπιστώνεται ότι η διατομή της δοκού είναι επαρκής και ότι η δοκός ως μέλος ανταποκρίνεται στη σύνθετη καταπόνηση στην οποία υποβάλλεται, χωρίς να παρουσιάζει 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.

Ως προς την αντοχή της δοκού κυλίσεως πρέπει να γίνονται οι παρακάτω έλεγχοι:

- 1) 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 κυλίσεως ανοίγματος I , επί της οποίας ασκούνται κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού P μέσω δύο τροχών που απέχουν απόσταση a μεταξύ τους, η μέγιστη καμπτική ροπή περί τον κύριο άξονα αδράνειας είναι:

$$\max M = \frac{P}{8\ell} (2\ell - a)^2$$

και πραγματοποιείται όταν το πρώτο φορτίο απέχει από το άκρο της δοκού απόσταση $x=(2\ell - a)/4$. Η παραπάνω μέγιστη ροπή ισχύει εφ' όσον $a < 0,58\ell$. 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.



Σχ. 3.11 Θέση ζεύγους φορτίων P που προκαλεί μέγιστη ροπή στην αμφιέρειστη δοκό κύλισης ($a < 0.586L$)

- 2) Έλεγχος του μέλους. Οι αξονικές δυνάμεις επί της δοκού κυλίσεως, οι οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή τροχοπέδηση της γερανογέφυρας, είναι σχετικά μικρές, επομένως κίνδυνος καμπτικούλυγισμού δεν υπάρχει. Αντιθέτως, πρέπει η δοκός να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικούλυγισμού. Συνήθως η πλευρική παραμόρφωση των δοκών κυλίσεως παρεμποδίζεται μέσω των στοιχείων που τοποθετούνται ειδικά για το σκοπό αυτό, οπότε δεν αναπτύσσονται σημαντικές καμπτικές ροπές περί το δευτερεύοντα άξονα αδράνειας της διατομής ούτε υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικούλυγισμού.
- 3) Τοπικός έλεγχος τάσεων στον κορμό της δοκού κυλίσεως κάτω από το φορτίο τροχού. Στο ανώτερο σημείο του κορμού υπάρχουν σημαντικές πρόσθετες εγκάρσιες ορθές και διατμητικές τάσεις λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου. Επομένως, το πάχος του κορμού δεν πρέπει να είναι πολύ μικρό. Η συνδυασμένη ισοδύναμη τάση πρέπει να ελέγχεται.
- 4) Τοπικός έλεγχος ορθών τάσεων εκ κάμψεως στον κορμό, λόγω της εκκεντρότητας των φορτίων τροχού.
- 5) Έλεγχος σε ρητίδωση και κύρτωση του κορμού.

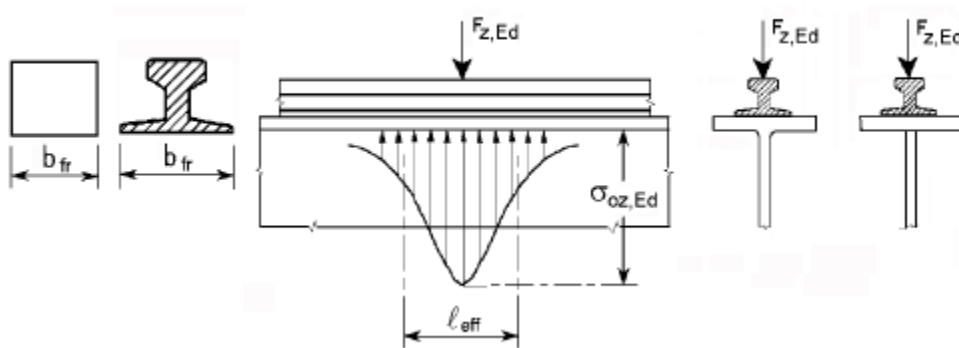
Ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 6 (EN 1993-6) για τη διευκόλυνση των παραπάνω ελέγχων δέχεται τις εξής απλοποιητικές παραδοχές:

- τα κατακόρυφα φορτία των τροχών παραλαμβάνονται από τη δοκό κυλίσεως,
- τα πλευρικά φορτία παραλαμβάνονται από το άνω πέλμα της δοκού,
- οι στρεπτικές ροπές παραλαμβάνονται από ζεύγη δυνάμεων που δρουν οριζόντια στο πάνω και το κάτω πέλμα της δοκού κυλίσεως.

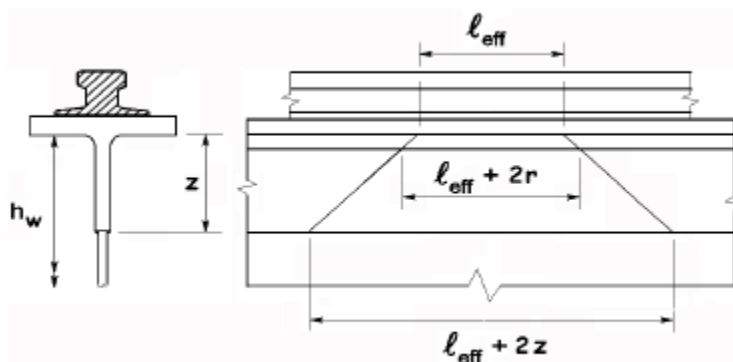
Οι τοπικές θλιπτικές τάσεις επί του κορμού της δοκού κυλίσεως κάτω από το φορτίο τροχού θεωρούνται ότι διανέμονται ομοιόμορφα (σχ. 3.35) σε κάποιο ενεργό μήκος l_{eff} του κορμού, για θλιπτική τάση υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff} \cdot t_w}$$

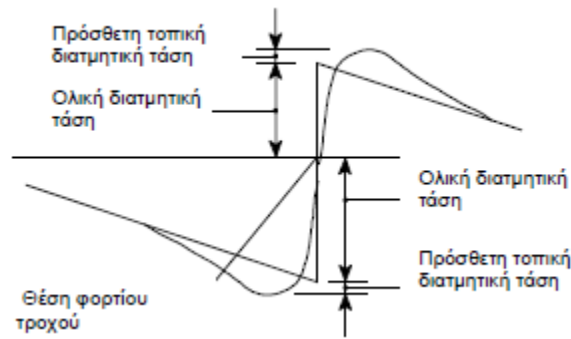
($F_{z,Ed}$ το φορτίο σχεδιασμού του τροχού και t_w το πάχος του κορμού). Το μέγεθος του l_{eff} εξαρτάται από τη γεωμετρία της τροχιάς, τον τρόπο σύνδεσης της επί της δοκού κυλίσεως και τις διαστάσεις του άνω πέλματός της.



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	$l_{eff} = 4,25 [I_r + I_{f,eff}/t_w]^{1/3}$



Οι πρόσθετες διατμητικές τάσεις $\tau_{xz,Ed}$ λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού λαμβάνονται κατά προσέγγιση ίσες προς το 20 % της $\sigma_{z,Ed}$.



Σχ. 3.12 Πρόσθετες τοπικές και ολικές διατμητικές τάσεις λόγω φορτίου τροχού

Οι τοπικές ορθές τάσεις στον κορμό λόγω της εκκεντρότητας των φορτίων τροχού προσδιορίζονται από τη θεωρητική σχέση:

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6T_{Ed}}{at_w^2} n \tanh(n)$$

με:

$$n = \left[\frac{0.75at_w^3}{I_t} \times \frac{\sinh^2(\pi h_w/a)}{\sinh(2\pi h_w/a) - 2\pi h_w/a} \right]^{0.5}$$

όπου:

α η απόσταση μεταξύ εγκάρσιων νευρώσεων του κορμού της δοκού κυλίσεως,

h_w το καθαρό ύψος του κορμού μεταξύ των πελμάτων,

I_t η σταθερά στρέψεως του άνω πέλματος (περιλαμβανομένης της τροχιάς εάν είναι σταθερά συνδεδεμένη επ' αυτού),

T_{Ed} η στρεπτική ροπή που οφείλεται στην εκκεντρότητα e_y του φορτίου τροχού $F_{z, Ed}$, δηλαδή $T_{Ed} = F_{z, Ed} \cdot e_y$ (λαμβάνεται $e_y > 0,50t_w$).

Για τον έλεγχο της λειτουργικότητας των γερανογεφυρών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη:

- 1) Το μέγεθος των κατακόρυφων παραμορφώσεων των δοκών κυλίσεως, ώστε να αποφεύγονται υπερβολικές ταλαντώσεις τους κατά την ανύψωση του φορτίου και την λειτουργία της γερανογέφυρας καθώς και υπερβολικές κλίσεις της τροχιάς.
- 2) Τυχόν διαφορικές κατακόρυφες παραμορφώσεις των απέναντι δοκών κυλίσεως ώστε να αποφεύγεται υπερβολική κλίση της γερανογέφυρας.

- 3) Το μέγεθος των οριζόντιων παραμορφώσεων των δοκών κυλίσεως ώστε να αμβλύνονται οι επιπτώσεις από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας.
- 4) Οι πλευρικές παραμορφώσεις των σημείων στήριξης των δοκών κυλίσεως, ώστε να αποφεύγεται υπερβολικό εύρος ταλαντώσεως των κύριων πλαισίων του κτιρίου.
- 5) Οι διαφορικές πλευρικές παραμορφώσεις των γειτονικών υποστυλωμάτων 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.
- 6) Οι πλευρικές παραμορφώσεις των κύριων φορέων που μπορεί να μεταβάλλουν την απόσταση ενός ζεύγους απέναντι τροχών και να προκαλέσουν εξ' αυτού φθορά στους όνυχες των τροχών, στα στηρίγματα των τροχών στην ίδια τη γερανογέφυρα ή και εκτροχιασμό της.
- 7) Η λυγηρότητα των επίπεδων ελασμάτων από τα οποία η δοκός κυλίσεως μπορεί να έχει κατασκευαστεί, ώστε να αποφεύγεται ορατός ελαστικός λυγισμός ή «τρεμούλιασμα» του κορμού.
- 8) Το μέγεθος των τάσεων ώστε να μην αναπτύσσονται πλαστικές παραμορφώσεις υπό τα φορτία λειτουργίας (να υπάρχει αναστρεψιμότητα των τάσεων).

Τα αποδεκτά όρια παραμορφώσεων (κατακόρυφων και οριζόντιων) μπορεί να καθορίζονται από Κανονισμούς. Ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 6 περιέχει σχετικούς Πίνακες οι οποίοι καλύπτουν τις απαιτήσεις λειτουργικότητας που αναφέρονται προηγουμένως, πλην της τελευταίας, για την οποία πρέπει να γίνεται ειδικός έλεγχος τάσεων. Ο Πίνακας 3.14 περιέχει τους περιορισμούς για τις κατακόρυφες παραμορφώσεις, ο δε Πίνακας 3.15 τους περιορισμούς για τις οριζόντιες. Ιδιαίτερα αυστηρός είναι ο περιορισμός της παραγράφου (ε) ($\Delta s \leq 10\text{mm}$ από Πίνακα 3.15) που μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική αύξηση της ποσότητας χάλυβα για το φέροντα οργανισμό προκειμένου να εξασφαλιστεί η σχετική δυσκαμψία. Επομένως συνιστάται να προηγείται της σύνταξης της μελέτης η προβλεπόμενη συνεννόηση μεταξύ των παραγόντων του έργου σε ότι αφορά την αριθμητική τιμή του περιορισμού η οποία θα εφαρμοστεί.

Το μέγιστο βέλος φαμφιέρειστης δοκού κυλίσεως ανοίγματος l υπό δύο συγκεντρωμένα φορτία P απέχοντα a μεταξύ τους, αντιστοιχεί σε συμμετρική διάταξη των φορτίων ως προς το μέσον της δοκού και δίδεται από τη σχέση:

$$f = \frac{P \cdot c}{24EI} (3\ell^2 - 4c^2)$$

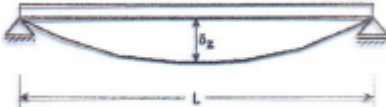

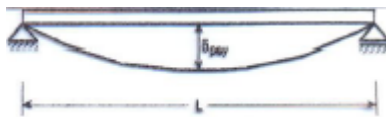
όπου

EI η δυσκαμψία της δοκού

c η απόσταση κάθε φορτίου από το άκρο ($2c+a = 1$).

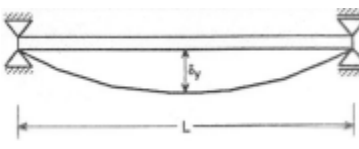
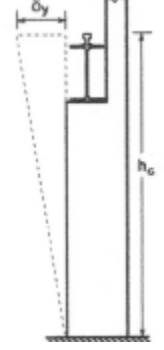
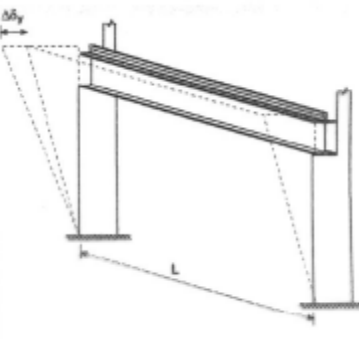
Εάν $\alpha > 0,651$ δυσμενέστερη τιμή του βέλους προκύπτει όταν το ένα φορτίο βρίσκεται στ μέσον του ανοίγματος.

Σχ. 3.13 Οριακή τιμή των κατακόρυφων παραμορφώσεων

Περιγραφή της αποκλίσεως (παραμόρφωση ή μετατόπιση)	Διάγραμμα
<p>α) Κατακόρυφη παραμόρφωση δ_z μιας δοκού κυλίσεως γερανογέφυρας:</p> $\delta_z \leq L/600 \text{ και } \delta_z \leq 25mm$ <p>Η κατακόρυφη παραμόρφωση δ_z μπορεί να λαμβάνεται ως η συνολική παραμόρφωση που οφείλεται στα κατακόρυφα φορτία, μειωμένη κατά το ενδεχόμενο αρνητικό βέλος, όπως για το δ_{max} στο σχήμα Α.1.1 του EN 1990</p>	
<p>β) Διαφορά Δh_c μεταξύ των κατακόρυφων παραμορφώσεων των δύο δοκών κυλίσεως που αντιστοιχούν σε δεδομένη γερανογέφυρα.</p> $\Delta h_c \leq s/600$	
<p>γ) Κατακόρυφη παραμόρφωση δ_{pay} της δοκού κυλίσεως ως προς τις στηρίξεις της, μιας μονοτρόχιας οφειλόμενη μόνο στο αναρτώμενο φορτίο, χωρίς εφαρμογή δυναμικού μεγεθυντικού συντελεστή.</p> $\delta_{pay} \leq L/500$	

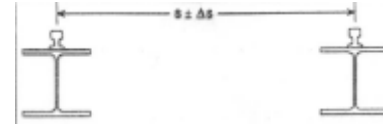
Σχ. 3.14 Οριακές τιμές των οριζόντιων παραμορφώσεων

Περιγραφή της αποκλίσεως (παραμόρφωση ή μετατόπιση)	Διάγραμμα
-----------------------------------------------------	-----------

<p>α) Οριζόντια παραμόρφωση δ_y της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς</p> $\delta_y \leq L/600$	
<p>β) Οριζόντια μετατόπιση δ_y πλαισίου (ή υποστυλώματος) στη στάθμη στηρίξεως της γερανογέφυρας</p> $\delta_y = h_c/400$ <p>όπου ύψος h_c το ύψος της στάθμης στην οποία η γερανογέφυρα στηρίζεται (τροχιά ή πέλμα)</p>	
<p>γ) Διαφορική οριζόντια μετατόπιση $\Delta\delta_y$ προσκειμένων πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης στο εσωτερικό χώρο</p> $\Delta\delta_y \leq L/600$ <p>δ) Διαφορική οριζόντια μετατόπιση $\Delta\delta_y$ προσκειμένων πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης σε εξωτερικό χώρο:</p> <ul style="list-style-type: none"> - οφειλόμενη σε συνδυασμό πλευρικών δυνάμεων της γερανογέφυρας και φορτίου ανέμου συνυπάρχοντος με τη λειτουργία της γερανογέφυρας: $\Delta\delta_y \leq L/600$ <ul style="list-style-type: none"> - οφειλόμενη σε φορτίο ανέμου μη συνδυαζόμενο με τη λειτουργία της γερανογέφυρας: $\Delta\delta_y \leq L/400$	

ε) Μεταβολή Δs της απόστασης μεταξύ των κέντρων των τροχιών της γερανογέφυρας, περιλαμβανόμενης της επιρροής της μεταβολής της θερμοκρασίας:


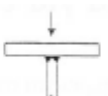
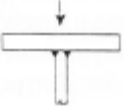


$$\Delta s \leq 10mm(\text{σημείωση})$$




ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι οριζόντιες παραμορφώσεις και αποκλίσεις των δοκών κύλισεως γερανογεφυρών θεωρούνται κατά το σχεδιασμό. Οι αποδεκτές παραμορφώσεις και ανοχές εξαρτώνται από τις λεπτομέρειες και τα περιθώρια των μέσων καθοδήγησης της γερανογέφυρας. Εφ' όσον το περιθώριο c μεταξύ των πελμάτων του τροχού γερανογέφυρας και της τροχιάς (ή εναλλακτικά μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και της δοκού κύλισεως) είναι επαρκές για να εξασφαλίσει τις απαραίτητες ανοχές, μεγαλύτερα όρια παραμορφώσεων μπορεί να καθορίζονται στην προδιαγραφή του έργου μόνο κατόπιν συμφωνίας του πελάτου, του μελετητού και του προμηθευτή του γερανού.

Εκτός από τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας η δοκός κύλισεως, λόγω της φύσεως των φορτίων που την καταπονούν με μεγάλο αριθμό επαναλήψεων, πρέπει να ελέγχονται επίσης και έναντι κοπώσεως. Ευαίσθητο σημείο της δοκού κύλισης είναι η σύνδεση κορμού-άνω πέλματος ιδιαίτερα όταν η σύνδεση αυτή είναι συγκολλητή (κατασκευασμένη δοκός κύλισης). Έχει διαπιστωθεί ότι η συγκόλληση του κορμού επί του πέλματος μέσω δύο αμφίπλευρων εσωραφών πλήρους διεισδύσεως διαθέτει συγκριτικά πολύ μεγαλύτερη αντοχή σε κόπωση από σύνδεση μέσω αμφίπλευρων εξωραφών. Για το λόγο αυτό συνιστάται να προτιμάται ο πρώτος τρόπος σύνδεσης. Το αίτιο της διαφοράς αυτής έγκειται στο ότι στην περίπτωση των εξωραφών τα δύο συνδεόμενα ελάσματα (κορμός-άνω πέλμα) λόγω ατελειών δεν εφάπτονται πλήρως μεταξύ τους. Το υφιστάμενο, σε ορισμένες θέσεις, κενό μειώνεται όταν από τη θέση αυτή διέρχεται τροχός και επανέρχεται στην αρχική του διάσταση μετά, μεταβολή η οποία επιδεινώνει τη συμπεριφορά σε κόπωση. Η ατελής επαφή δεν υπάρχει στην περίπτωση των εσωραφών. Σχετικός είναι ο Πίνακας 3.16 από τον Ευρωκώδικα 3-Μέρος 6 που κατατάσσει τις πιθανές λεπτομέρειες σύνδεσης κορμού-πέλματος σε κατηγορίες κόπωσης.

Πίνακας 3.8 Ένωση άνω πέλματος προς κορμό σε δοκούς κυλίσεως γερανογέφυρας

Κατηγορία λεπτομέρειας	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις της λεπτομέρειας
160		Ελατές I και H διατομές	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στον κορμό λόγω των φορτίων τροχού
71		Εσωραφές ταυ πλήρους διεϊσδύσεως	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στη συγκόλληση λόγω των φορτίων τροχού
36		Εσωραφές ταυ μερικής διεϊσδύσεως ή εσωραφή ταυ ενεργού πλήρους διεϊσδύσεως σύμφωνα με την παράγρ. 6.6.6.3(1) του ENV 1993/1	Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία του τροχού
36		Εξωραφές	Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού
71		Πέλμα μορφής ταυ με εσωραφή πλήρους διεϊσδύσεως	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στη συγκόλληση λόγω των φορτίων τροχού

36		Πέλμα μορφής των με εσωραφές των μερικής διεισδύσεως ή εσωραφές των ενεργού πλήρους διεισδύσεως σύμφωνα με την παράγρ. 6.6.6.3(1) του ENV 1993/1	Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία του τροχού
36		Πέλμα μορφής των με εξωραφές	Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία του τροχού
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Πρέπει να προστεθούν οι κατηγορίες λεπτομερειών και οι σχετικές απαιτήσεις που συνδέονται με το ENV 1090			

Στον Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 3 οι διάφορες γερανογέφυρες, ανάλογα με τους προβλεπόμενους κύκλους φόρτισης και τη στάθμη των κύκλων αυτών ως προς τη μέγιστη ανυψωτική ικανότητα τους, διακρίνονται, από πλευράς ευαισθησίας έναντι κόπωσης, σε δέκα κατηγορίες (S_0, S_1, \dots, S_{10}). Προς απλοποίηση, η κατάταξη μπορεί επίσης προσεγγιστικά να γίνεται μέσω πίνακα, ανάλογα με τη χρήση και τον τύπο της γερανογέφυρας (Πίνακας 3.17).

Ο έλεγχος μπορεί να γίνεται μέσω ιδεατών φορτίων, τα οποία επαναλαμβανόμενα σε 2×10^6 κύκλους θεωρείται ότι παράγουν, από πλευράς κόπωσης, ισοδύναμο αποτέλεσμα με την πραγματική ιστορία φορτίσεως της δοκού κυλίσεως, παρέχονται δε πληροφορίες και πίνακες για τον υπολογισμό των ιδεατών-ισοδύναμων αυτών φορτίων. Το ιδεατό φορτίο λαμβάνεται από τη σχέση:

$$Q_c = \varphi_{fat} \cdot \lambda \cdot Q_{max,i}$$

όπου

$Q_{max,i}$ η μέγιστη αντίδραση τροχού,

φ_{fat} ο δυναμικός συντελεστής για την κόπωση

λ ο συντελεστής συνδεόμενος με το βαθμό έκθεσης σε κόπωση της γερανογέφυρας.

Ο συντελεστής ϕ_{fat} μπορεί να λαμβάνεται ως ο δυσμενέστερος εκ των $(1+\phi_1)/2$ και $(1+\phi_2)/2$.

Πίνακας 3.9 Πίνακας κατηγοριών έναντι κοπώσεως ανάλογα με τον τύπο και τη χρήση της γερανογέφυρας

Item	Type of crane	Hoisting class	S-classes
1	Hand-operated cranes	HC1	S0, S1
2	Assembly cranes	HC1, HC2	S0, S1
3	Powerhouse cranes	HC1	S1, S2
4	Storage cranes – with intermitted operation	HC2	S4
5	Storage cranes, spreader bar cranes, scrap yard cranes- with continuous operation	HC3, HC4	S6, S7

6	Workshop cranes	HC2, HC3	S3, S4
7	Overhead travelling cranes, ram cranes- with grab or magnet operation	HC3, HC4	S6, S7
8	Casting cranes	HC2, HC3	S6, S7
9	Soaking pit cranes	HC3, HC4	S7, S8
10	Stripper cranes, charging cranes	HC4	S8, S9
11	Forging cranes	HC4	S6, S7

12	Transport bridges, semi-portal cranes with trolley or slewing cranes- with hook operation	HC2	S4, S5
13	Transport bridges, semi-portal cranes with trolley or slewing cranes- with grab or magnet operation	HC3, HC4	S6, S7
14	Travelling belt bridge 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	HC3, HC4	S4, S5
21	Tower 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

Για κάθε κατηγορία (ευμενέστερη η κατηγορία S_0) δίδονται τιμές για τον συντελεστή λ

Πίνακας 3.10 Τιμές συντελεστού λ για τον υπολογισμό των ισοδύναμων ιδεατών φορτίων κόπωσης

Κατηγορίες	S_0	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5	S_6	S_7	S_8	S_9
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

Ο έλεγχος επάρκειας έναντι κόπωσης γίνεται με βάση τις σχέσεις που ακολουθούν. Στις σχέσεις αυτές:

$\Delta_{\sigma E}$ είναι η διακύμανση της ορθής τάσης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού

$\Delta_{\tau E}$ η διακύμανση της διατμητικής τάσης, όπως οι διακυμάνσεις αυτές προκύπτουν από το φορτίο κόπωσης (δρώσα διακύμανση).

Γίνεται επίσης έλεγχος αλληλεπίδρασης των δύο τύπων κόπωσης. Ο συντελεστής γ_{FF} προσαύξησης της δράσης αυτής μπορεί να λαμβάνεται ίσος με μονάδα. Ο συντελεστής γ_{Mf} λαμβάνεται από τον Πίν. 3.19.

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta_{\sigma E,2}}{\Delta_{\sigma c} / \gamma_{Mf}} \leq 1,0$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0$$

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1,0$$

Πίνακας 3.11 Συντελεστής γ_{Mf}

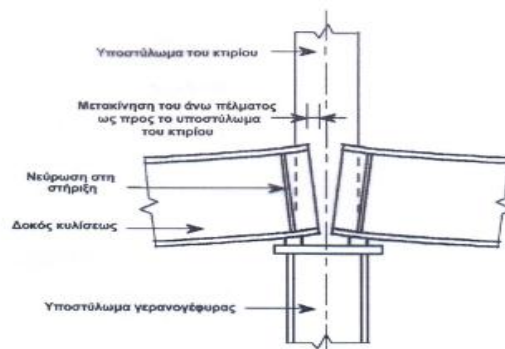
Assessment method	Consequence of failure	
	Low consequence	High consequence
Damage tolerant	1,00	1,15
Safe life	1,15	1,35

Οι δοκοί κυλίσεως κατασκευάζονται συνήθως ως αμφίεριστα στοιχεία, μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων, ή ως συνεχείς δοκοί επί δύο ίσων ανοιγμάτων. Στην πρώτη περίπτωση η δοκός διευκολύνει την ανέγερση και η τοποθέτηση της σταθεροποιεί κάθε νεοαναγειρόμενο πλαίσιο. Στη δεύτερη περίπτωση μειώνονται οι παραμορφώσεις, κρίσιμες συνήθως για τη διαστασιολόγηση, καίτοι τα δυσμενή μεγέθη παραμορφώσεως προκύπτουν όταν και τα δύο φορτία από τους τροχούς της γερανογέφυρας βρίσκονται στο ίδιο άνοιγμα ενώ το άλλο είναι αφόρτιστο.

Οι διατομές των δοκών κυλίσεως είναι ελατές ή συγκολλητές. Οι ελατές διατομές είναι πλατύπελμες HEA, HEB, HEM λόγω της μεγάλης αντοχής και δυσκαμψίας του περί τον ασθενή άξονα, που απαιτείται για την παραλαβή των πλευρικών φορτίων. Οι ελατές διατομές προτιμώνται για γερανογέφυρες μικρής ανυψωτικής ικανότητας, όταν εξασφαλίζεται η επάρκεια με πλατύπελμες διατομές μεσαίου μεγέθους (ενδεικτικά μέχρι HEB500). Σε αντίθεση περίπτωση προτιμώνται συγκολλητές διατομές, οι οποίες έχουν μικρότερο βάρος αλλά επί πλέον κόστος και επιμέλεια κατασκευής, ιδιαίτερα στην εκτέλεση των ραφών κορμού-άω πέλματος όπου προτιμώνται, όπως προηγουμένως αναφέρθηκε, οι εσωραφές. Οι διαστάσεις των στοιχείων των συγκολλητών διατομών μπορεί να προσαρμόζονται στις απαιτήσεις της υπάρχουσας έντασης. Έτσι, το άνω πέλμα διαμορφώνεται παχύτερο και πλατύτερο του κάτω πέλματος για την παραλαβή των τοπικών πλευρικών δυνάμεων. Η ενίσχυση της δυσκαμψίας ελατής διατομής περί

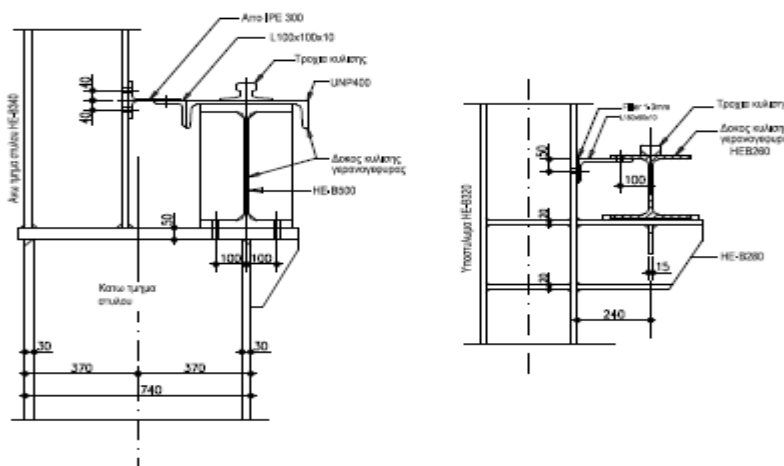
τον ασθενή της άξονα μπορεί να γίνεται, σε ορισμένες περιπτώσεις, με πρόσθετη διατομή (Σχ. 3.39).

Προκειμένου η δοκός κυλίσεως να μπορεί να πραγματοποιήσει τις κατακόρυφες παραμορφώσεις της και να μην ασκηθούν εφελκυστικές δυνάμεις μοχλού στους κοχλίες με τους οποίους το κάτω πέλμα της συνδέεται με το υποστύλωμα, διαμορφώνεται λεπτομέρεια με έδραση μέσω σχετικά στενού ενδιάμεσου ελάσματος (Σχ.3.38). Η πρόβλεψη αυτή είναι απαραίτητη προκειμένου για γερανογέφυρες σχετικά μεγάλων ανυψωτικών ικανοτήτων.



Σχ. 3.15 Στροφή άκρου των δοκών κυλίσεως

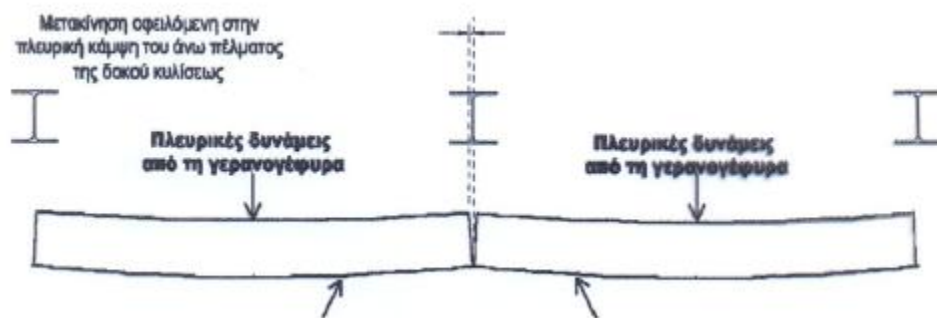
Η δοκός κυλίσεως, στις θέσεις στήριξής της, τουλάχιστον, πρέπει να εξασφαλίζεται έναντι πλευρικής μετάθεσης του άνω πέλματος της και έναντι στροφής της διατομής. Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται με τη σύνδεση του θλιβόμενου πέλματος προς το υποστύλωμα του πλαισίου (Σχ. 3.39), η οποία πρέπει να διαμορφώνεται με τρόπο που να επιτρέπει τις οριζόντιες παραμορφώσεις της δοκού



Σχ. 3.16 Ενίσχυση βασικής διατομής διπλού ταυ σε ελατή δοκό κυλίσεως και πλευρική στήριξη της στη θέση έδρασης

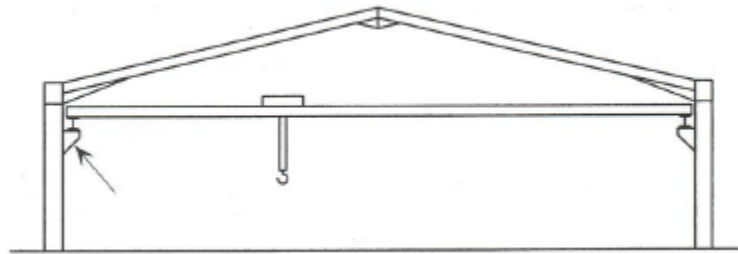
Ο χρόνος ζωής της τροχιάς πρέπει να προσδιορίζεται στην προδιαγραφή του έργου και μπορεί να είναι μικρότερος από το χρόνο ζωής του έργου, να προβλέπεται δηλαδή αντικατάστασή της σε ενδιάμεσες χρονικές στιγμές. Ως χρόνος ζωής μπορεί να ορίζονται τα 25 χρόνια. Σε περίπτωση ίδιου χρόνου ζωής με το έργο λαμβάνεται υπόψη η απομείωση της διατομής της λόγω φθοράς. Στο EN 1993-6 υποδεικνύεται στους ελέγχους αντοχής να λαμβάνεται υπόψη μειωμένη διατομή ίση προς $0,25t_r$. 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 1200 MPa. Το Παράρτημα A του EN 1993-6 περιέχει μία 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 υποστέγου (και των δοκών κυλίσεως) 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).



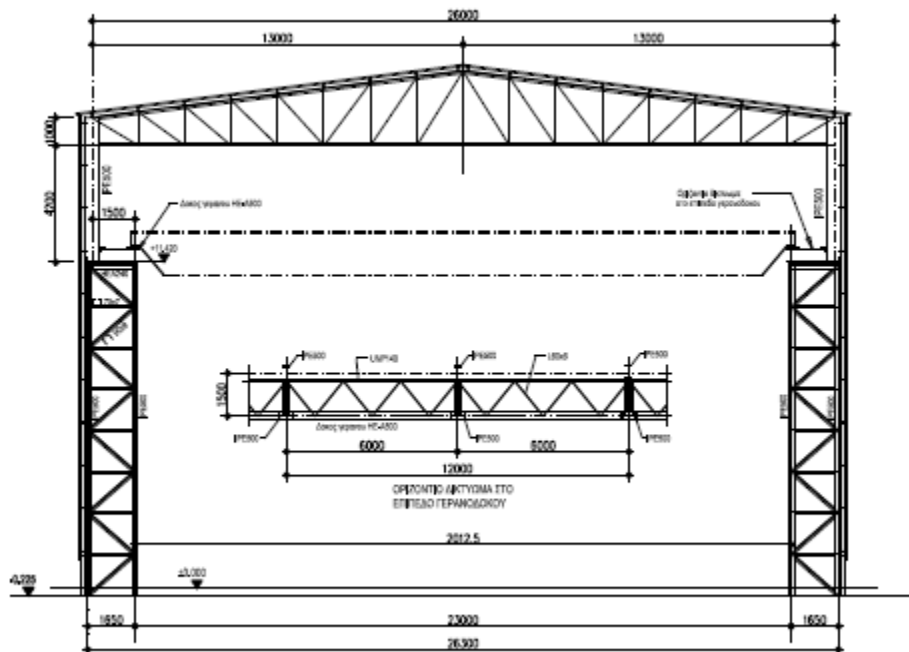
Σχ. 3.17 Πλευρική παραμόρφωση δοκού κυλίσεως

Σε περιπτώσεις γερανογεφυρών σχετικά μικρής ανυψωτικής ικανότητας (π.χ. έως 200t) οι δοκοί κυλίσεως μπορεί να εδράζονται σε βραχείς προβόλους από τα υποστυλώματα τυπικού ολόσωμου πλαισίου. Η παραμορφωσιμότητα του πλαισίου πρέπει να ελέγχεται με βάση τους περιορισμούς λειτουργικότητας. Και προς την κατεύθυνση αυτή συμβάλλει η πρόβλεψη ελκυστήρα που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων (όσον αφορά τα κατακόρυφα αλλά όχι και τα οριζόντια φορτία) και πακτώσεων στις βάσεις τους.



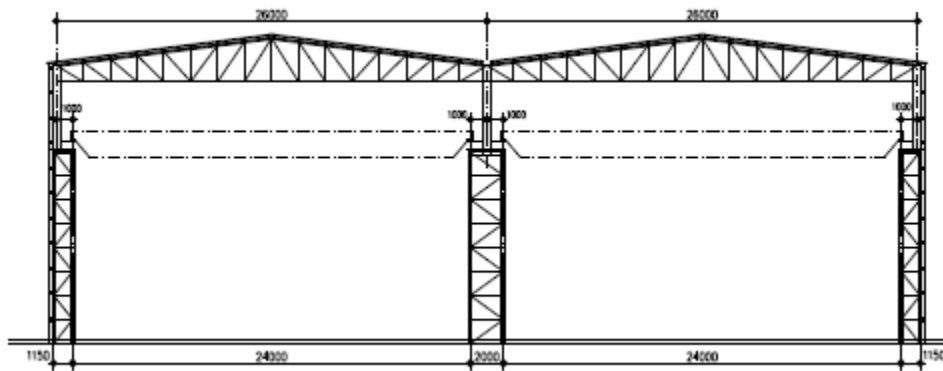
Σχ. 3.18 Τυπική μορφή ολόσωμου πλαισίου με γερανογέφυρα

Όταν στα κτίρια λειτουργούν βαριές γερανογέφυρες ή όταν το κτίριο έχει μεγάλο ύψος, όπως τυπικά συμβαίνει σε κτίρια ναυπήγησης πλοίων ή βαριές βιομηχανίες, τα υποστυλώματα κατασκευάζονται συνήθως ως σύνθετα μέχρι τη στάθμη έδρασης των δοκών κυλίσεως, εξασφαλίζοντας έτσι την απαραίτητη δυσκαμψία. Τυπική μορφή κυρίου πλαισίου σε παρόμοιο κτίριο φαίνεται στο Σχ. 3.42.



Σχ. 3.19 Τυπικό πλαίσιο κτιρίου στο οποίο λειτουργεί γερανογέφυρα

Όταν οι πλευρικές παραμορφώσεις της δοκού κυλίσεως είναι σημαντικές, όπως για παράδειγμα σε δοκούς μεγάλων σχετικά ανοιγμάτων, κατασκευάζεται στη στάθμη του άνω πέλματός της οριζόντιο πλευρικό δικτύωμα το οποίο, προσθέτως, προσφέρει προστασία έναντι πλευρικού λυγισμού (Σχ. 3.19). Μέλη του δικτύωματος αυτού (π.χ. ορθοστάτες) μπορεί να χρησιμοποιούνται για τη διαμόρφωση πλευρικού διαδρόμου στη στάθμη της γερανογέφυρας απαραίτητου για την προσβασιμότητα σε αυτήν, για τη συντήρηση της ή τη διόρθωση βλαβών. Στο Σχ. 3.20 φαίνεται τυπικό πλαίσιο κτιρίου με δύο παράπλευρες αίθουσες στις οποίες λειτουργούν γερανογέφυρες. Στο ενδιάμεσο υποστυλώμα το δικτύωμα πλευρικής στήριξης μπορεί να διαμορφωθεί μεταξύ των δύο δοκών κυλίσεως.



Σχ. 3.20 Τυπικό πλαίσιο κτιρίου με δύο παράπλευρες αίθουσες στις οποίες λειτουργούν γερανογέφυρες

Το εσωτερικό κύριο μέλος του σύνθετου υποστυλώματος του Σχ. 3.44 είναι στοιχείο που δέχεται στην κεφαλή του συγκεντρωμένο θλιπτικό φορτίο, από τα κατακόρυφα φορτία της γερανογέφυρας, η δε θλιπτική δύναμη βαίνει αυξανόμενη κατά βήματα, από τμήμα σε τμήμα του μέλους, λόγω των συνυπαρχόντων οριζόντιων φορτίων (πλευρικές ωθήσεις γερανογεφυρών, ανεμοπίεση). Πρόκειται, επομένως με βάση τη συνήθη μορφή, για αξονικά θλιβόμενο στοιχείο σταθερής διατομής υπό μεταβλητή αξονική δύναμη.

Η κεφαλή του εσωτερικού υποστυλώματος πρέπει να εξασφαλίζεται έναντι πλευρικής μετάθεσης εκτός του επιπέδου του πλαισίου. Αυτό μπορεί να επιτυγχάνεται μέσω δικτύωματος πλευρικής στήριξης των δοκών κυλίσεως, μέσω των δοκών αυτών, εφ' όσον καταλήγουν σε στοιχεία δυσκαμψίας ή μέσω οριζόντιων αντηρίδων προς δομικά στοιχεία της όψεως του υπόστεγου. Το μήκος λυγισμού για περίπτωση λυγισμού εντός του επιπέδου του πλαισίου (περί τον ασθενή άξονα αδρανείας της διατομής) είναι ίσο προς την απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών κόμβων. Το μήκος λυγισμού για περίπτωση λυγισμού εκτός του επιπέδου του πλαισίου (περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της διατομής) είναι όσο και το πραγματικό μήκος του (για αρθρωτή σύνδεση στη βάση του).

Για τον υπολογισμό της μέγιστης αξονικής θλιπτικής δύναμης στο εσωτερικό υποστύλωμα λαμβάνεται υπόψη η δυσμενέστερη θέση των τροχών, η οποία δεν συμπίπτει με τη θέση που δίνει μέγιστη καταπόνηση στη δοκό κυλίσεως. Για τον υπολογισμό του θλιπτικού φορτίου επί του υποστυλώματος λαμβάνονται υπόψη οι δυναμικοί συντελεστές φ. Οι συντελεστές αυτοί αμελούνται προκειμένου για τον έλεγχο της θεμελίωσης.

Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται κατά τη φάση κατασκευής τους, ο φέρων οργανισμός υποστέγων στα οποία λειτουργούν γερανογέφυρες.



Σχ. 3.21 Φέρων οργανισμός δίδυμου μεταλλικού υποστέγου στα οποία θα λειτουργήσουν γερανογέφυρες (Ναυπηγεία Σκαραμαγκά)



Σχ. 3.22 Φέρων οργανισμός μεταλλικού υποστέγου στα οποίο λειτουργήσει γερανογέφυρα (Ναύσταθμος)

3.3 Υπολογισμός φορτίων γερανογέφυρας στη δοκό κυλίσεως

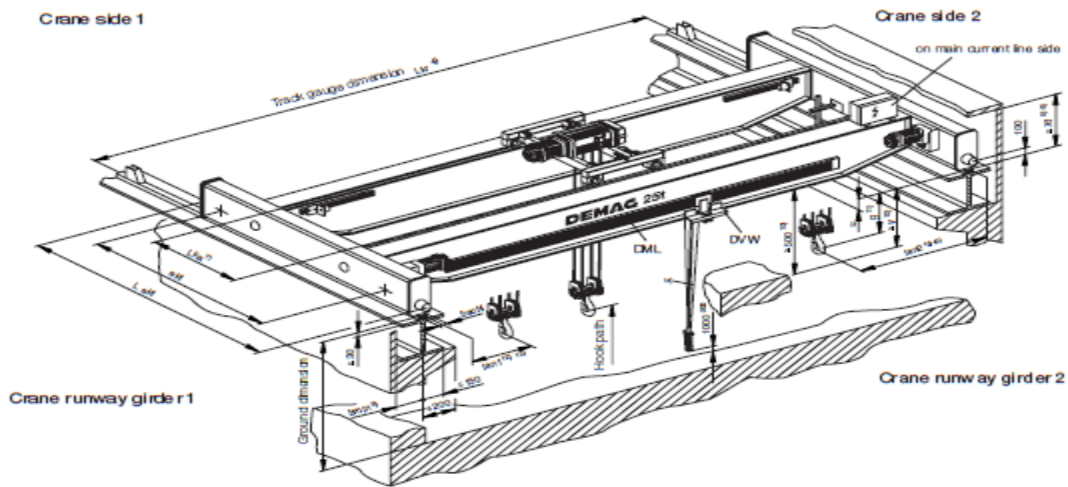
Το κτίριο που μελετάται είναι ένα υπόστεγο από χάλυβα, το οποίο βρίσκεται στα ναυπηγεία της Ελευσίνας.

Επιλέχθηκε να εφαρμοστεί στην κατασκευή γερανογέφυρα της εταιρίας DEMAG. Ο τύπος της γερανογέφυρας είναι ΖΚΚΕ με DFW-L-Z.

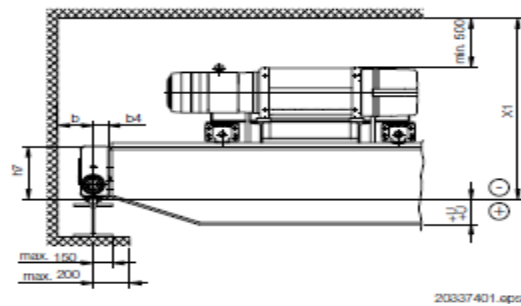
Η ανάρτηση του φορτίου γίνεται με άγκιστρο. Η γερανογέφυρα αποτελείται από δύο παράλληλους φορείς που καταλήγουν στο φορείο. Το κάθε φορείο έχει δύο τροχούς. Η ανυψωτική ικανότητα της γερανογέφυρας επιλέχτηκε να είναι 40t.

Οι τροχοί κυλίνουν επί τροχιάς που εδράζεται στις δοκούς κυλίσεως της γερανογέφυρας. Οι τροχίες της γερανογέφυρας είναι ορθογωνικής διατομής.

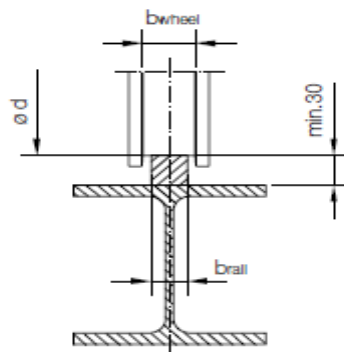
Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζεται η διάταξη της γερανογέφυρας, λεπτομέρειες του φορέα της γερανογέφυρας, οι τροχίες πάνω στις οποίες κυλιεται καθώς και πίνακες με τα τεχνικά χαρακτηριστικά της.



Σχ. 3.23 Σχηματική διάταξη της γερανογέφυρας ΖΚΚΕ, και γεωμετρικά χαρακτηριστικά



Σχ. 3.24 Λεπτομέρεια του φορέα της γερανογέφυρας



Σχ. 3.25 Διατομή της δοκού κυλίσεως και της τροχιάς

Πίνακας 3.11 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά τροχιάς

Travel wheel dia. mm	max bwheel mm	max brail mm
160	65	55
200	65	55
250	75	65
315	90	80
400	110	100

Πίνακας 3.12 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γερανογέφυρας

ΑΝΟΙΓΜΑ (m)	29,3	ΑΝΥΨ. ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ (KN)	400
ΒΑΡΟΣ (KN)	280,72	LAN 1 (m)	1,01
ΦΟΡΕΙΟ (KN)	38,85	LAN 2 (m)	1,406
ekt (m)	4,5	ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟΥ (m)	13,5
Lekt (m)	5,39	Νανύψωσης (m/min)	5

Πίνακας 3.13 Δράσεις επί της γερανογέφυρας συναρτήσει του ανοίγματος**EZLDH 2100 H27 4/1 (2080 H18 4/1)**

maxR11(KN)	272,7	minHt(KN)	6,74
maxR12(KN)	271,85	maxHt(KN)	26,94
maxR21(KN)	68,26	minHs(KN)	15,64
maxR22(KN)	67,91	maxHs(KN)	62,54
L(KN)	8,42	S(KN)	78,18

Στον παραπάνω πίνακα φαίνονται για την ανυψωτική ικανότητα των 40t, που είναι η επιθυμητή για την κατασκευή, η μέγιστες και οι ελάχιστες αντιδράσεις ανά τροχό (λόγω ίδιου βάρους γερανογέφυρας και ανυψούμενου φορτίου), χωρίς να έχουν ληφθεί υπ' όψη δυναμικοί συντελεστές, οι οριζόντιες δράσεις επί του φορέα λόγω της επιτάχυνσης ή της επιβράδυνσης και λόγω της λοξής κίνησης τη γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές.

Πριν εφαρμοστούν στην κατασκευή οι δράσεις θα πολλαπλασιαστούν με δυναμικούς συντελεστές, ανάλογα με το αν πρόκειται για κατακόρυφες οι οριζόντιες δράσεις.

Τα γεωμετρικά στοιχεία, τα βάρη της γερανογέφυρας και οι δράσεις που θα εφαρμοστούν στην δοκό κυλίσεως αυτής λαμβάνονται από το φυλλάδιο της Demag.

Η γερανογέφυρα έχει άνοιγμα 29,3 m δηλαδή περίπου 30 m. Το συνολικό βάρος της είναι 280,72 KN στο οποίο περιλαμβάνεται το βάρος του φορείου το οποίο είναι 38,85 KN. Η γερανογέφυρα κατατάσσεται στην κατηγορία ανύψωσης HC2 και κατηγορία κόπωσης S4. Έχει ανυψωτική ικανότητα 400 KN και ταχύτητα ανύψωσης αναρτημένου φορτίου 5,0 m/min, η δε απόσταση της ακραίας θέσης του αγκίστρου ανάρτησης από τον άξονα της δοκού κυλίσεως είναι $l_{an1} = 1010 \text{ mm} = 1,01 \text{ m}$ και $l_{an2} = 1406 \text{ mm} = 1,406 \text{ m}$. Η γερανογέφυρα κινείται σε κάθε άκρο επί δύο τροχών απεχόντων μεταξύ τους $e_{kt} = 4500 \text{ mm} = 4,5 \text{ m}$. Θεωρούμε ότι οι κινητήριιοι τροχοί έχουν ανεξάρτητη κίνηση μεταξύ τους και οι άξονες όλων των τροχών είναι σταθερά συνδεδεμένοι (σύστημα IFF).

Οι δοκοί κυλίσεως αποτελούνται από αμφιέριστα τμήματα μήκους 6m. Η διατομή είναι κατασκευασμένη από χάλυβα ποιότητας S235. Λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων των δοκών κυλίσεως προβλέπονται σημαντικές παραμορφώσεις, γι' αυτό θα πρέπει να γίνουν οι κατάλληλοι έλεγχοι έτσι ώστε να αποφανθούμε εάν χρειάζονται πλευρική προστασία.

Θα χρησιμοποιήσουμε ενιαίους δυναμικούς συντελεστές για τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Για τα κατακόρυφα φορτία θα χρησιμοποιήσουμε συντελεστή $\varphi = 1,10$

και για τα οριζόντια φορτία $\varphi = 1,50$. Επομένως για άνοιγμα 30 m έχουμε από το φυλλάδιο της Demag τα εξής μεγέθη:

$$\text{Max } R_{11} = 27270 \text{ Kg} = 1,10 \cdot 27270 = 300 \text{ KN}$$

$$\text{Max } R_{12} = 27185 \text{ Kg} = 1,10 \cdot 27185 = 299 \text{ KN}$$

$$\text{Min } R_{21} = 6826 \text{ Kg} = 1,10 \cdot 6826 = 75,1 \text{ KN}$$

$$\text{Min } R_{22} = 6791 \text{ Kg} = 1,10 \cdot 6791 = 74,7 \text{ KN}$$

$$L = 8,42 \text{ KN} = 1,50 \cdot 8,42 = 12,63 \text{ KN}$$

$$\text{Min } H_m = 6,74 \text{ KN} = 1,50 \cdot 6,74 = 10,11 \text{ KN}$$

$$\text{Max Hm} = 26,94 \text{ KN} = 1,50 \cdot 26,94 = 40,41 \text{ KN}$$

$$S = 78,18 \text{ KN} = 1,50 \cdot 78,18 = 117,27 \text{ KN}$$

$$\text{Max Hs} = 62,54 \text{ KN} = 1,50 \cdot 62,54 = 93,81 \text{ KN}$$

$$\text{Min Hs} = 15,64 \text{ KN} = 1,50 \cdot 15,64 = 23,46 \text{ KN}$$

$$\text{MaxPu} = 83,68 \text{ KN} = 1,50 \cdot 83,68 = 125,52 \text{ KN}$$

Επί των φορτίων αυτών εφαρμόζεται, προκειμένου να γίνουν φορτία σχεδιασμού, επί μέρους συντελεστής ασφαλείας $\gamma = 1,35$.

			$\gamma = 1,00$	$\gamma = 1,35$
Κατακόρυφα φορτία	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενο φορτίο	Τροχιά 2		
		Min R21	75,1 KN	101,4 KN
		Min R22	74,7KN	100,9 KN
		Τροχιά 1		
Οριζόντια φορτία	Επιτάχυνση και επιβράδυνση της γερανογέφυρας	Max R11	300 KN	405 KN
		Max R12	299 KN	403,7KN
		H L,1	12,63 KN	17,05 KN
		H L,2	12,63KN	17,05 KN
		Τροχιά 1		
		H T1	40,41 KN	54,55 KN
	Τροχιά 2			
	H T2	10,11 KN	13,65 KN	

	Παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας	H S,1T	93,81 KN	126,64KN
		H S,2T	54,72 KN	73,87 KN

Από τους πίνακες έχει προκύψει

$$S = 117,3 \text{ KN}$$

$$HS,1,1T = 93,8 \text{ KN}$$

$$HS,2,1,T = 23,5 \text{ KN}$$

$$HS1,2,T = HS,2,2,T = 0 \text{ KN}$$

Οπότε στην θέση του προπορευόμενου ζεύγους τροχών έχουμε επί της τροχιάς 1

$$HS,1T = HS1,1,T - S = 23,5 \text{ KN}$$

Και επί της τροχιάς 2

$$HS,2,T = 23,5 \text{ KN}$$

3.4 Διαστασιολόγηση δοκού κυλίσεως

Επιλογή διατομής με βάση το επιτρεπόμενο βέλος κάμψης

Για $L=6\text{m}=600\text{cm}$ και $a=4,5\text{m}$ υπολογίζουμε $0,65 \cdot L = 0,65 \cdot 6 = 3,9\text{m} < a = 4,5 \text{ m}$

Επομένως το μέγιστο βέλος αναπτύσσεται όταν το ένα από τα δύο φορτία ασκηθεί στο μέσο του ανοίγματος, δηλαδή $c=3 \text{ m}=300 \text{ cm}$

Παραμόρφωση λόγω συγκεντρωμένων κινητών φορτίων

$$\delta_{1z} = [(P \cdot c) \cdot (3l^2 - 4c^2) / (24 \cdot E \cdot I_y)] < L/600 \quad \text{για } L=6\text{m}=600\text{cm} \text{ έχουμε}$$

$$\delta_{1z} = [(300 \cdot 300) \cdot (3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 300^2) / (24 \cdot 21000 \cdot I_y)] < 1$$

$$[300^2 \cdot (3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 300^2) / (24 \cdot 21000)] < I_y \rightarrow I_y = 128571,43 \text{ cm}^4$$

Επιλέγω διατομή HEB 600 με $I_y=171000 \text{ cm}^4$

Με βάση την διατομή που επιλέξαμε θα υπολογίσουμε εκ νέου τα βέλη κάμψης που προκύπτουν

(α) Λόγω συγκεντρωμένων κινητών φορτίων

$$\delta_{1z} = [300^2 \cdot (3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 300^2)] / (24 \cdot 21000 \cdot 171000) = 0,75 \text{ cm}$$

(β) Λόγω ιδίου βάρους της δοκού

Για $G=2,55 \text{ KN/m} = 0,0255 \text{ KN/cm}$ έχουμε

$$\delta_{2z} = (5 \cdot 0,0255 \cdot 600^4) / (384 \cdot 21000 \cdot 171000) = 0,012 \text{ cm}$$

Συνολική παραμόρφωση – Αποδεκτά όρια

$$\delta_z = \delta_{1z} + \delta_{2z} = 0,762 \text{ cm}$$

τιμή η οποία είναι αποδεκτή επειδή αφ' ενός, είναι μικρότερη από 25mm και αφ' ετέρου είναι μικρότερη από $L/600 = 1 \text{ cm}$

Έλεγχος της δοκού στην οριακή κατάσταση αστοχίας

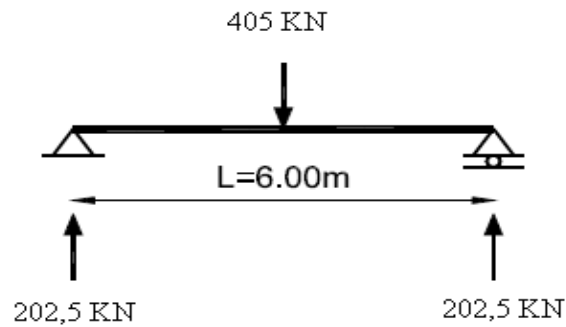
Χαρακτηριστικά της διατομής HEB 600

$A=270 \text{ cm}^2$	$t_f=30 \text{ mm}$	$W_{el,z}=902 \text{ cm}^3$
$h=600 \text{ mm}$	$W_{el,y}=5701 \text{ cm}^3$	$W_{pl,z}=1391 \text{ cm}^3$
$b=300 \text{ mm}$	$W_{pl,y}=6425 \text{ cm}^3$	$A_{vz}=110,8 \text{ cm}^2$
$t_w=15,5 \text{ mm}$	$I_y=171000 \text{ cm}^4$	$I_t=667,2 \text{ cm}^4$

Για S235 η διατομή για καθαρή κάμψη και καθαρή θλίψη ανήκει στην κατηγορία 1.

Για άνοιγμα $L=6,0 \text{ m}$ και $a=4,5 \text{ m}$ έχουμε $0,586 \cdot L=3,52 \text{ m} < a$

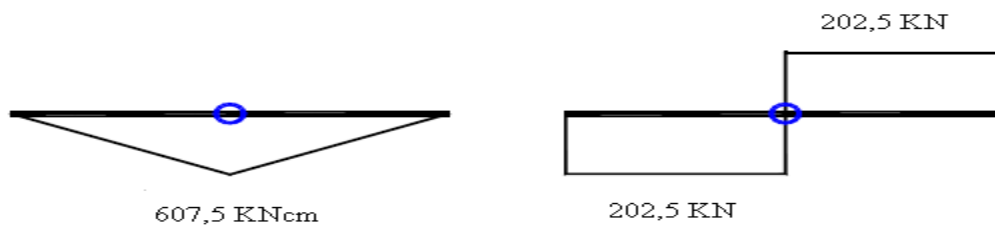
Επομένως η μέγιστη ροπή προκύπτει όταν το ένα από τα δύο φορτία βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος (οπότε το άλλο βρίσκεται εκτός της δοκού)



Έχουμε, λοιπόν $M_{EDy} = \frac{1}{4}(P \cdot L) = (405 \cdot 6)/4 = 607,5 \text{ KNcm}$

και $V_{EDz} = \frac{1}{2} \cdot P = 202,5 \text{ KN}$

Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται τα διαγράμματα M_{EDy} και V_{EDz} όπως προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού.



Με το ίδιο τρόπο υπολογίζουμε την ροπή ως προς τον ασθενή άξονα που οφείλεται στα οριζόντια φορτία σχεδιασμού.

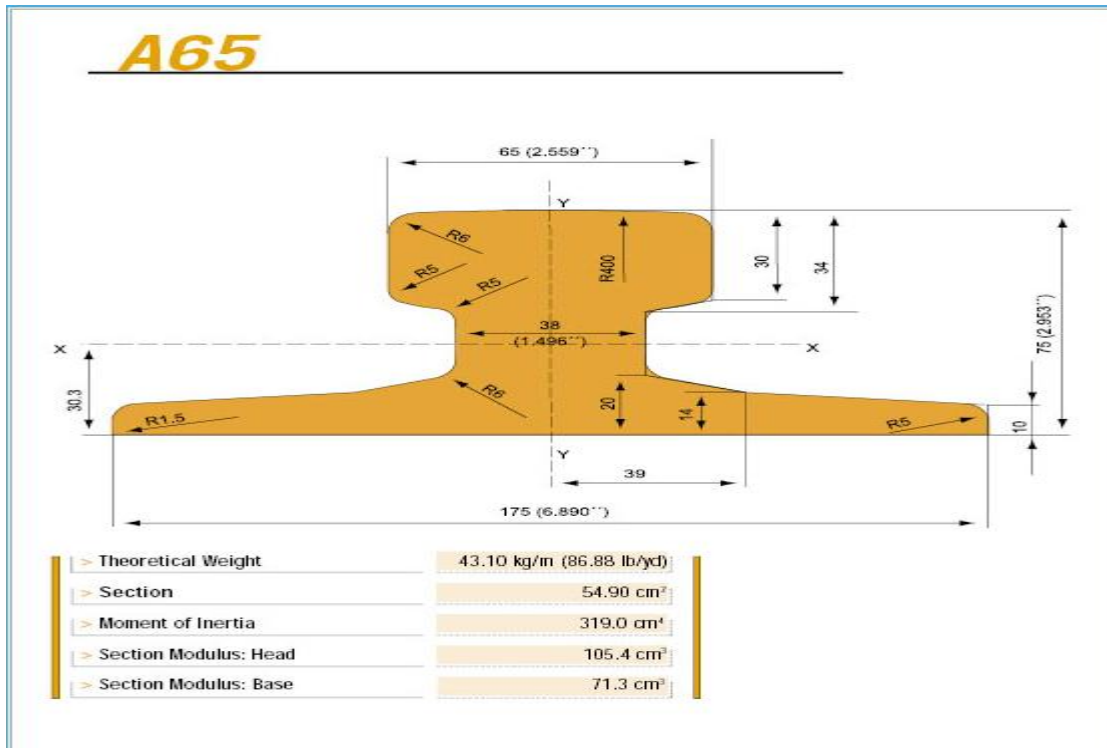
$M_{EDz} = \frac{1}{4}(H \cdot L) = (198,15 \cdot 6)/4 = 297,23 \text{ KNcm}$

$V_{EDy} = \frac{1}{2}H = 198,15/2 = 99,075 \text{ KN}$

Περιγραφή σιδηροτροχιάς

Η σιδηροτροχιά που θα τοποθετηθεί επί της δοκού κυλίσεως είναι τύπου A65.

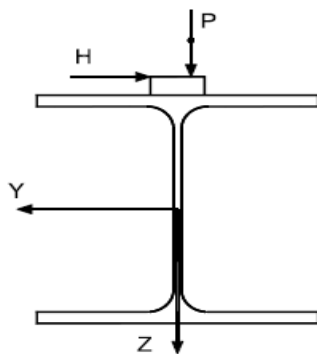
Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και η διατομή παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχ. 3.26 Διατομή σιδηροτροχιάς

Εκκενρότητα κατακορύφων φορτίων

Για πλάτος τροχιάς $b_T=6,5$ cm έχουμε εκκενρότητα $e = 6,5/4 = 1,63$ cm

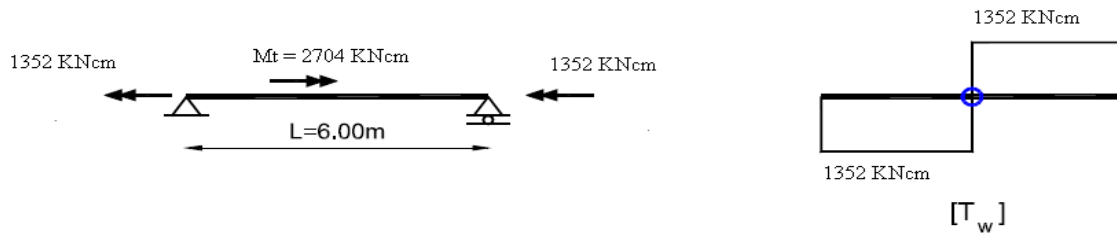


Λόγω της εκκεντρης δράσης των κατακορύφων και οριζοντίων φορτίων, μαζί με τα προηγούμενα εντατικά μεγέθη συνυπάρχει και στρεπτική ροπή. Η συγκεντρωμένη αυτή ροπή στο μέσο του ανοίγματος θα είναι: $M_{t,ED}=P \cdot e + H \cdot (\frac{1}{2}h+7,5) \rightarrow$

$$M_{t,ED} = 405 \cdot 1,63 + 54,5 \cdot (30 + 7,5) = 2704 \text{ KNcm} = 27,04 \text{ KNm}$$

Η μέγιστη στρεπτική ροπή που αναπτύσσεται στη δοκό θα είναι:

$$T_{w,ED} = 27,04 / 2 = 13,52 \text{ KNcm}$$



Συνδιασμένη διάτμηση από κάμψη και στρέψη

$$\tau_{v,Ed} = M_{t,sd} \cdot t / J = 1352 \cdot 1,55 / 667,2 \rightarrow \tau_{v,Ed} = 3,14 \text{ KN/cm}^2$$

Άρα, αντικαθιστώντας τα παραπάνω έχουμε

$$\beta_v = (V_{sd} / A_v) / ((f_y / \sqrt{3}) / \gamma_M) + [\tau_{v,Ed} / (1,25 \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0})]^2 =$$

$$= \{ (202,5 / 110,8) / [(23,5 / \sqrt{3}) \cdot 1,10] \} + [3,14 / (1,25 \cdot (23,5 / \sqrt{3}) / 1,0)]^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow \beta_v = 0,20 < 0,50$$

Άρα δεν απαιτείται να γίνει απομείωση των αντοχών σε κάμψη λόγω διατμητικών τάσεων.

Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού λόγω ιδίου βάρους της δοκού κυλίσεως

Ίδιο βάρος της δοκού κυλίσεως περιλαμβανομένης και της σιδηροτροχιάς: 2,55 KN/m

$$M_{g,sd} = (1,35 \cdot q \cdot l^2) / 8 = (2,55 \cdot 36 \cdot 1,35) = 15,5 \text{ KN/m}$$

$$V_{g,sd} = 1/2 q \cdot l = 1/2 (2,55 \cdot 6,5 \cdot 1,35) = 11,2 \text{ KN}$$

Έλεγχος κορμού σε διάτμηση

Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη προκύπτει στο άκρο της δοκού κυλίσεως όταν ένα από τα δύο συγκεντρωμένα κατακόρυφα φορτία βρίσκεται στο άκρο αυτό.

$$\max V_{y,sd} = 405 \cdot (1 + 4,5/6) + 11,2 = 708,8 + 10,3 \approx 720 \text{ KN}$$

Για $A_{vz} = 110,8 \text{ cm}^2$ έχουμε

$$V_{y,Rd}=(A_{vz} \cdot f_y)/\sqrt{3}=(110,8 \cdot 23,5)/\sqrt{3}=1366,7 \text{ KN} \text{ \u00e1ρα } V_{y,Rd} > V_{y,sd}$$

\u0395\u03bb\u03b5\u03b3\u03b3\u03bf\u03c3 \u03c3\u03b5 \u03ba\u03c5\u03c1\u03c4\u03c9\u03c3\u03b7

$$d/t_w=486/30=16,2 < 69 \cdot \varepsilon = 69 \rightarrow \text{ \u03b4\u03b5\u03bd \u03b1\u03c0\u03b1\u03b9\u03c4\u03b5\u03b9\u03c4\u03b1\u03b9 \u03b5\u03bb\u03b5\u03b3\u03b3\u03bf\u03c3 \u03c3\u03b5 \u03ba\u03c5\u03c1\u03c4\u03c9\u03c3\u03b7}$$

\u0395\u03bb\u03b5\u03b3\u03b3\u03bf\u03c3 \u03b1\u03bd\u03c9 \u03c0\u03b5\u03bb\u03bc\u03b1\u03c4\u03bf\u03c3 \u03c3\u03b5 \u03b4\u03b9\u03ac\u03c4\u03bc\u03b7\u03c3\u03b7

Η \u03bc\u03b5\u03b3\u03b9\u03c3\u03c4\u03b7 \u03c4\u03b5\u03bc\u03bd\u03bf\u03c5\u03c3\u03b1 V_z \u03c0\u03c1\u03bf\u03ba\u03bb\u03b5\u03b9\u03c4\u03b1\u03b9 \u03b1\u03c0\u03cc \u03c4\u03bf \u03c6\u03bf\u03c1\u03c4\u03b9\u03cc H_s \u03cc\u03c4\u03b1\u03bd \u03b2\u03c1\u03b9\u03c3\u03ba\u03b5\u03c4\u03b1\u03b9 \u03c3\u03c4\u03b7\u03bd \u03b1\u03ba\u03c1\u03b7 \u03c4\u03b7\u03c3 \u03b4\u03bf\u03ba\u03cc\u03ba\u03c5 \u03ba\u03c5\u03bb\u03b9\u03c3\u03b5\u03c9\u03c3.

$$V_{z,sd}=126,6 \text{ KN} \quad V_{z,Rd}=(30 \cdot 3 \cdot 23,5)/\sqrt{3}=1110 \text{ KN} > V_{z,sd} \text{ \u03b1\u03c1\u03b1 \u03c4\u03bf \u03b1\u03bd\u03c9 \u03c0\u03b5\u03bb\u03bc\u03b1 \u03b5\u03c0\u03b1\u03c1\u03ba\u03b5\u03b9}$$

\u0395\u03bb\u03b5\u03b3\u03b3\u03bf\u03c3 \u03c3\u03b5 \u03c3\u03c4\u03c1\u03b5\u03c0\u03c4\u03bf\u03ba\u03bc\u03c0\u03c4\u03b9\u03ba\u03cc \u03bb\u03c5\u03b3\u03b9\u03c3\u03bc\u03cc

Η \u03b4\u03bf\u03ba\u03cc\u03ba\u03c5 \u03ba\u03c5\u03bb\u03b9\u03c3\u03b5\u03c9\u03c3 \u03b8\u03b5\u03c9\u03c1\u03b5\u03b9\u03c4\u03b1\u03b9 \u03c0\u03bb\u03b5\u03c5\u03c1\u03b9\u03ba\u03ac \u03b5\u03be\u03c1\u03b1\u03c3\u03c4\u03b1\u03b9\u03c3\u03bc\u03b5\u03bd\u03b7 \u03c3\u03c4\u03b9\u03c3 \u03b8\u03b5\u03c3\u03b5\u03b9\u03c3 \u03c3\u03c4\u03b7\u03c1\u03b9\u03be\u03b9\u03c3, \u03b4\u03b7\u03bb\u03b1\u03b4\u03b7 \u03b1\u03bd\u03ac \u03b1\u03c0\u03cc\u03c3\u03c4\u03b1\u03c3\u03b7 $l=c=6m$. \u0391\u03c0\u03cc \u03c4\u03b7\u03bd \u03b4\u03b9\u03b1\u03c4\u03bf\u03bc\u03b7 \u03c4\u03b7\u03c3 \u03b4\u03bf\u03ba\u03cc\u03ba\u03c5 \u03ba\u03c5\u03bb\u03b9\u03c3\u03b5\u03c9\u03c3 \u03b8\u03b5\u03c9\u03c1\u03cc \u03c4\u03bc\u03b7\u03bc\u03b1 g , \u03c4\u03bf \u03cc\u03c0\u03b9\u03cc \u03b1\u03c0\u03cc\u03c4\u03b5\u03bb\u03b5\u03b9\u03c4\u03b1\u03b9 \u03b1\u03c0\u03cc \u03c4\u03bf \u03b8\u03bb\u03b9\u03b2\u03cc\u03bc\u03b5\u03bd\u03bf (\u03b1\u03bd\u03c9) \u03c0\u03b5\u03bb\u03bc\u03b1 \u03ba\u03b9 \u03c4\u03bf \u03b5\u03bd\u03b1 \u03c0\u03b5\u03bc\u03c0\u03c4\u03bf \u03c4\u03bf\u03ba\u03bf\u03c1\u03bc\u03cc.

$$A_{f,g}=30 \cdot 3 + 1/5 \cdot (1,55 \cdot 5,4)=91,67 \text{ cm}^2$$

$$i_{z,g}=(I_{z,g}/A_{f,g})^{1/2}=(6750/91,67)^{1/2}=8,6 \text{ cm}$$

$$\lambda_1=\pi \cdot (E/f_y)=93,9$$

$$M_{pl,y,Rd}=(6425 \cdot 23,5)/100=1510 \text{ KNm}$$

$$0,4 \cdot i_{z,g} \cdot \lambda_1 \cdot (M_{pl,y,Rd} / M_{sd})^{1/2}=0,4 \cdot 8,6 \cdot 93,9 \cdot (1510/620,1)^{1/2}=504 \text{ cm} < 600 \text{ cm}$$

$$\lambda=1/i_{z,g}=600/8,6=69,8 \quad (\lambda/\lambda_1)=69,8/93,9=0,74$$

$$\chi=0,84 \text{ (\u03b1\u03c0\u03cc \u03ba\u03b1\u03bc\u03c0\u03c5\u03bb\u03b7 \u03bb\u03c5\u03b3\u03b9\u03c3\u03bc\u03cc \u03b1)}$$

$$N_{f,sd}=620,1/0,57=1088 \text{ KN} < \chi \cdot A_{f,g} \cdot f_y=0,84 \cdot 91,67 \cdot 23,5=1809,6 \text{ KN}$$

\u0395\u03c0\u03cc\u03bc\u03b5\u03bd\u03c9\u03c3 \u03b7 \u03b4\u03bf\u03ba\u03cc\u03ba\u03c5 \u03b8\u03b5\u03c9\u03c1\u03b5\u03b9\u03c4\u03b1\u03b9 \u03b5\u03c0\u03b1\u03c1\u03ba\u03b9\u03c3 \u03b5\u03bd\u03b1\u03bd\u03c4\u03b9 \u03c3\u03c4\u03c1\u03b5\u03c0\u03c4\u03bf\u03ba\u03bc\u03c0\u03c4\u03b9\u03ba\u03cc \u03bb\u03c5\u03b3\u03b9\u03c3\u03bc\u03cc.

\u0395\u03bb\u03b5\u03b3\u03b3\u03bf\u03c3 \u03c3\u03b5 \u03bb\u03cc\u03be\u03b7 \u03ba\u03ac\u03bc\u03c0\u03b7 \u03ba\u03b9 \u03b1\u03be\u03bd\u03b9\u03ba\u03b7 \u03b4\u03cd\u03bd\u03b1\u03bc\u03b7

\u039b\u03cc\u03b3\u03c9 \u03c4\u03bf\u03c5 \u03bc\u03b9\u03ba\u03c1\u03cc\u03c5 \u03bc\u03b5\u03b3\u03b5\u03b8\u03bf\u03c5\u03c3 \u03c4\u03b7\u03c3 \u03b1\u03be\u03bd\u03b9\u03ba\u03b7\u03c3 \u03b4\u03cd\u03bd\u03b1\u03bc\u03b7\u03c3 \u03b4\u03b5\u03bd \u03b3\u03b9\u03bd\u03b5\u03c4\u03b1\u03b9 \u03b5\u03bb\u03b5\u03b3\u03b3\u03bf\u03c3 \u03b5\u03bd\u03b1\u03bd\u03c4\u03b9 \u03ba\u03b1\u03bc\u03c0\u03b9\u03ba\u03cc\u03c5 \u03bb\u03c5\u03b3\u03b9\u03c3\u03bc\u03cc. \u039c\u03b1 \u03cc\u03c1\u03b9\u03b6\u03cc\u03bd\u03c4\u03b9\u03b1 \u03ba\u03b1\u03c4\u03ac \u03bc\u03b9\u03ba\u03c1\u03cc\u03c3 \u03ba\u03b9 \u03b5\u03b3\u03ba\u03c1\u03c3\u03b9\u03b1 \u03c6\u03bf\u03c1\u03c4\u03b9\u03b1 \u03b8\u03b5\u03c9\u03c1\u03b5\u03b9\u03c4\u03b1\u03b9 \u03cc\u03c4\u03b9 \u03b1\u03bd\u03b1\u03bb\u03b1\u03bc\u03b2\u03b1\u03bd\u03bf\u03bd\u03c4\u03b1\u03b9 \u03bc\u03cc\u03bd\u03bf \u03b1\u03c0\u03cc \u03c4\u03b7\u03bd \u03bb\u03b5\u03c0\u03b9\u03b4\u03b1 \u03c4\u03bf\u03c5 \u03b1\u03bd\u03c9 \u03c0\u03b5\u03bb\u03bc\u03b1\u03c4\u03bf\u03c3. \u039c\u03bf \u03c3\u03c4\u03c1\u03b5\u03c0\u03c4\u03b9\u03ba\u03c5\u03c3 \u03c1\u03bf\u03c0\u03b5\u03c3 \u03b1\u03bd\u03b1\u03bb\u03cc\u03bd\u03bf\u03bd\u03b1\u03b9 \u03c3\u03b5 \u03b6\u03b5\u03c5\u03b3\u03b7 \u03b4\u03cd\u03bf.

δυνάμεων που ενεργούν οριζόντια στις στάθμες του άνω και κάτω πέλματος της δοκού. Η παραδοχή αυτή είναι δυσμενής μιας και υποτίθεται παραλαβή από την δοκό των στρεπτικών ροπών εξ'ολοκλήρου μέσω στρεβλώσεως των διατομών της. Επίσης στην σχέση με την οποία πραγματοποιούμε τον συγκεκριμένο έλεγχο θα λάβουμε σαν δεδομένο ότι $M_{\varphi,Z,sd} = 0$ θεωρώντας ότι η δοκός δεν χρειάζεται πλευρική προστασία.

Η σχέση με την οποία θα πραγματοποιήσουμε τον συγκεκριμένο έλεγχο είναι :

$$\left[\frac{N_{sd}}{A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[\frac{M_{\varphi,y,sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[\frac{M_{\varphi,z,sd}}{a_T \cdot W_{el,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[\frac{\sigma_{\varphi,w,Ed}}{a_T \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] \leq 1 \quad (1)$$

$$A = 30 \times 3 = 90 \text{ cm}^2$$

$$a_T = W_{pl,z} / W_{el,z} = 1391 / 902 = 1,54 \rightarrow a_T = 1,25$$

$$N_{sd} = H_L = 17,05 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = 607,5 + 12,6 = 620,1 \text{ KNm}$$

$$M_{\varphi,z,sd} = 0$$

$M_{t,Ed} = 405 \cdot 1,25 + 54,5 \cdot (30 + 7,5) = 2250 \text{ KNcm} = 25,5 \text{ KNm}$. Αναλύουμε την ροπή αυτή σε ζεύγος δυνάμεων στα πέλματα και έχουμε:

$$V_f = M_{t,Ed} / (h - t_f) = 25,5 / 0,57 = 44,74 \text{ KN}$$

Η δύναμη αυτή προκαλεί μια ροπή κάμψης στο μέσο κάθε πέλματος ίση με:

$$M_f = \frac{1}{4} (V_f \cdot l) = 64,11 \text{ KN}$$

$$\text{ροπή αδράνειας πέλματος: } I_f = (3 \cdot 30^3) / 12 = 6750 \text{ cm}^4$$

$$\text{ελαστική ροπή αντίστασης πέλματος: } W_{el,f} = 2 \cdot I_f / b = 2 \cdot 6750 / 30 = 450 \text{ cm}^3$$

$$\text{ορθή τάση από στρέβλωση: } \sigma_{\varphi,w,Ed} = M_f / W_{el,f} = 6411 / 450 = 14,25 \text{ KN/cm}^2$$

με αντικατάσταση όλων των δεδομένων στην σχέση (1) προκύπτει:

$$\left[\frac{(17,05 \cdot 1,1)}{(90 \cdot 23,5)} \right] + \left[\frac{(62010 \cdot 1,1)}{(6425 \cdot 23,5)} \right] + \left[\frac{(14,25 \cdot 1,1)}{(1,25 \cdot 23,5)} \right] = 0,91 < 1$$

Λοιποί περιορισμοί λειτουργικότητας

Διαφορική κατακόρυφη μετατόπιση των πλαισίων στη στάθμη εδράσεως επ' αυτήν των δοκών κυλίσεως. Θεωρούμε δυσμενέστερη περίπτωση αυτή κατά την οποία το φορτίο βρίσκεται προς την τροχιά 1. Οπότε σε αυτή την τροχιά ασκούνται τα μέγιστα φορτία, ενώ στη τροχιά 2 τα ελάχιστα. Για απόσταση μεταξύ των τροχιών $L=30\text{m}$ έχουμε:

Για την τροχιά 1: $\delta_z = 0,76 \text{ cm}$

Για την τροχιά 2: $\delta_{1z} = [(P \cdot c) \cdot (3l^2 - 4c^2)] / (24 \cdot E \cdot I_y) =$

$$= [(75,1 \cdot 30) \cdot (3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 300^2)] / (24 \cdot 21000 \cdot 171000) = 0,019 \text{ cm}$$

$$\delta_{2z} = 0,012 \text{ cm}$$

Επομένως $\delta'_z = 0,031 \text{ cm}$

$\Delta h_c = 0,76 - 0,031 = 0,729 \text{ cm} < 3000/600 = 5 \text{ cm} \rightarrow$ ο περιορισμός ικανοποιείται.

Δυνατότητα ταλάντωσης του κάτω πέλματος

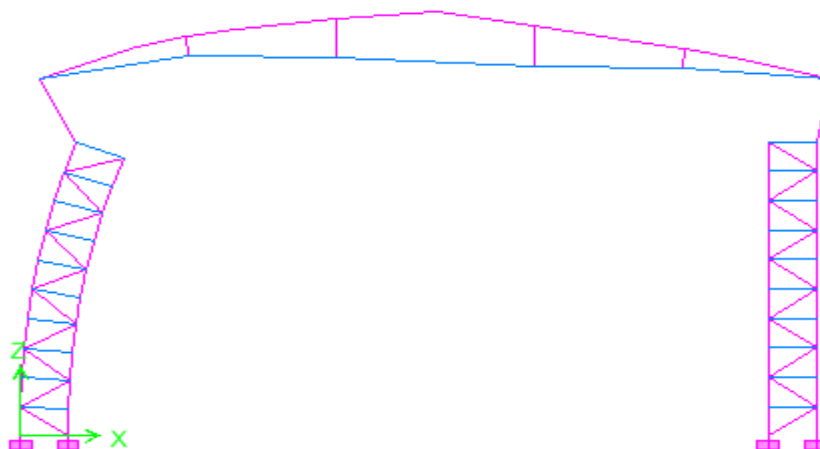
Ροπή αδράνειας του κάτω πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής

$$I_z = (3 \cdot 30^3) / 12 = 6750 \text{ cm}^4$$

ακτίνα αδράνειας: $i_z = (6750 / 3 \cdot 30)^{1/2} = 8,67 \text{ cm}$

λυγηρότητα κάτω πέλματος: $L / i_z = 600 / 8,67 = 69,2 < 250$

\rightarrow δεν υπάρχει κίνδυνος ταλάντωσης του κάτω πέλματος



Σχ. 3.52 Παραμόρφωση πλαισίου του φορέα στο οποίο ασκούνται τα φορτία

Κόπωση

Ο έλεγχος αυτός γίνεται κατά τους Ευρωκώδικες 1 και 3 με βάση τα ιδεατά φορτία, όπου επαναλαμβανόμενα σε $2 \cdot 10^6$ κύκλους, θεωρείται ότι φέρνουν ισοδύναμο από πλευράς κόπωσης αποτέλεσμα με την πραγματική ιστορία φόρτισης της δοκού κυλίσεως.

Οι γερανογέφυρες συναρτήσει της χρήσης τους και του τρόπου λειτουργίας τους κατατάσσονται σε δέκα κατηγορίες κόπωσης ($S_0, S_1, S_2, \dots, S_9$), οριζόμενη συνήθως από τον κατασκευαστή της, αλλιώς με βάση πίνακες των ευρωκωδίκων, καθώς και σε κατηγορίες ανύψωσης. Εμείς εδώ όπως έχουμε προαναφέρει έχουμε γερανογέφυρα κατηγορίας κόπωσης S_4 και ανύψωσης HC2. Επίσης, δεδομένης της παραδοχής που έχουμε λάβει υπ' όψη, ότι τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται αποκλειστικά από το άνω πέλμα της δοκού, οι τάσεις που τα φορτία αυτά δημιουργούν δεν επηρεάζουν την συγκόλληση κορμού και άνω πέλματος. Έτσι λαμβάνουμε υπ' όψη τις τάσεις που οφείλονται στην συνολική συμπεριφορά της δοκού κυλίσεως καθώς και σε τοπικά φαινόμενα όπως οι αναπτυσσόμενες τάσεις κάτω από τα συγκεντρωμένα φορτία των τροχών και οι αναπτυσσόμενες λόγω της στροφής του άνω πέλματος της δοκού κυλίσεως (ως συνέπεια της έκκεντρης επιβολής των κατακόρυφων φορτίων σε αυτήν).

Ιδεατά ισοδύναμα φορτία κοπώσεως

Τα ιδεατά ισοδύναμα φορτία κοπώσεως προσδιορίζονται μέσω της σχέσης :

$$Q_{e,i} = \lambda_i \times \varphi_{fat} \times Q_{max,i}$$

Έχουμε κατηγορία κόπωσης S_4 άρα (Ευρωκώδικας 3) :

Για ορθές τάσεις: $\lambda_i = 0,50$

Για διατμητικές τάσεις: $\lambda_i = 0,66$

Το φορτίο τροχού $Q_{max,i}$ λαμβάνεται χωρίς να θεωρηθούν δυναμικοί συντελεστές

$$Q_{max,i} = 300 \text{ KN}$$

Δυναμικός συντελεστής σχετικός με την κόπωση :

$$\varphi_{fat} = (1 + \varphi_2) / 2 = (1 + 1,145) / 2 = 1,0725$$

Άρα τα ισοδύναμα ιδεατά φορτία κοπώσεως είναι :

$$\text{Για ορθές τάσεις: } Q_{e,i} = 0,50 \cdot 1,0725 \cdot 300 = 161 \text{ KN}$$

Για διατμητικές τάσεις $\rightarrow Q_{e,i} = 0,66 \cdot 1,0725 \cdot 300 = 213 \text{ KN}$

Σχέση ελέγχου της επάρκειας έναντι κοπώσεως

Ο έλεγχος αυτός γίνεται με βάση την σχέση:

$$\gamma_{FF} \times \Delta\sigma_{E2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \quad \text{όπου:}$$

$\Delta\sigma_{E2}$: ισοδύναμη διακύμανση τάσεως, σταθερού εύρους, για $2 \cdot 10^6$ κύκλους φορτίσεων, υπολογιζόμενη με βάση τα ισοδύναμα ιδεατά φορτία.

$\gamma_{FF} = 1$: συντελεστής ασφάλειας εφαρμοζόμενος επί της ισοδυνάμου διακυμάνσεως

$\Delta\sigma_c$: αντοχή έναντι κοπώσεως για $2 \cdot 10^6$ κύκλους φορτίσεων, που αφορά συγκεκριμένη κατηγορία λεπτομέρειας .

$\gamma_{Mf} = 1,25$: επί μέρους συντελεστής ασφάλειας εφαρμοζόμενος στην $\Delta\sigma_c$.

Έλεγχος έναντι κοπώσεως της συγκόλλησης άνω πέλματος με κορμό

Ορθές τάσεις

A) Θα υπολογίσουμε (λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού) το ενεργό μήκος του κορμού I_{eff} θεωρώντας ως φθορά της τροχιάς το 12,5 % του ύψους της. Οπότε:

$$\text{Εναπομένον ύψος τροχιάς} = 0,875 \cdot t_r = 7,125 \text{ cm}$$

Ροπή αδράνειας της τροχιάς ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό της άξονα:

$$I_r = 315,78 \text{ cm}^4$$

Ροπή αδρανείας του ενεργού πλάτους του πέλματος ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό του άξονα:

$$(\text{Ενεργό πλάτος πέλματος} \rightarrow b_{eff} = b_{fr} + d_r = 17,5 + (7,125 + 3) = 27,62 \text{ cm} < 30 \text{ cm} = b)$$

$$I_{f,eff} = 27,62 \cdot 3^3 / 12 = 62,14 \text{ cm}^4$$

Η τροχιά δεν θεωρείται σταθερά συνδεδεμένη επί του πέλματος, άρα:

$$I_{ff} = I_r + I_{f,eff} = 315,78 + 62,14 = 377,9 \text{ cm}^4$$

Ενεργό μήκος ραφής:

$$l_{\text{eff}} = 3,25 \cdot [I_{\text{rf}} / t_w]^{1/3} = 3,25 \cdot [377,9 / 1,55]^{1/3} = 27,19 \text{ cm}$$

Άρα έχουμε ορθή τάση ίση με:

$$\sigma_1 = Q_{e,i} / (t_w \cdot l_{\text{eff}}) = 161 / (1,55 \cdot 27,19) = 3,82 \text{ KN/cm}^2$$

B) Λόγω της στροφής του άνω πέλματος της δοκού :

$$T_{\text{sd}} = F_{\text{sd}} \cdot e_y = 161 \cdot 1,63 = 262,4 \text{ KNcm}$$

Νευρώσεις μόνο στις θέσεις των στηρίξεων, άρα $\alpha = 600 \text{ cm}$

Οπότε :

$$\sigma_{w,Ed} = \frac{6 \cdot M_{t,sd}}{\alpha \cdot t_w^2} \cdot n \cdot \tanh(n) = \sigma_2 = 1,76 \text{ KN/cm}^2$$

Διακύμανση ορθής τάσης:

$$\Delta\sigma_{E2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 3,82 + 1,76 = 5,58 \text{ KN/cm}^2$$

Επαρκεί λοιπόν επειδή:

$$\gamma_{\text{FF}} \cdot \Delta\sigma_{E2} = 1,0 \cdot 5,58 = 5,58 \text{ KN/cm}^2 < \Delta\sigma_c / \gamma_{\text{Mf}} = 16,0 / 1,25 = 12,8 \text{ KN/cm}^2 .$$

Διατμητικές τάσεις

A) Ολισθήσεως

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη αντιστοιχούσα στο ιδεατό ισοδύναμο φορτίο κόπωσης:

$$V = Q_{e,i} \cdot \left[1 + \frac{l - 4,5}{l} \right] = 213 \cdot \left[1 + \frac{6 - 4,5}{6} \right] = 266,3 \text{ KN}$$

Διατμητικές τάσεις από κάμψη:

$$\tau_1 = (V \cdot S) / (b \cdot I_y) = 266,3 \cdot (30 \cdot 3 \cdot 43,25) / (1,55 \cdot 171000) = 2,57 \text{ KN/cm}^2$$

B) Πρόσθετες διατμητικές τάσεις λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου τροχού:

$$\tau_2 = 0,2 \cdot 3,82 = 0,76 \text{ KN}$$

Γ) Έλεγχος σε κόπωση λόγω διατμητικών τάσεων:

$$\text{Διακύμανση τάσεως} \rightarrow \Delta\tau_{E2} = \tau_1 + (2 \cdot \tau_2) = 2,57 + (2 \cdot 0,76) = 3,33 \text{ KN/cm}^2$$

Η διατομή επαρκεί διότι (διατομή κατηγορίας 160):

$$\gamma_{Ff} \times \Delta\tau_{E2} = 1,0 \cdot 3,33 = 3,33 \text{ KN/cm}^2 < \Delta\tau_c / \gamma_{Mf} = 16,0 / 1,25 = 12,8 \text{ KN/cm}^2$$

Αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων

Ο έλεγχος γίνεται με την εφαρμογή της σχέσης:

$$\left[\frac{\gamma_{Ff} \times \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right]^3 + \left[\frac{\gamma_{Ff} \times \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \right]^5 \leq 1 \rightarrow \left[\frac{1 \times 5,58}{16 / 1,25} \right]^3 + \left[\frac{1 \times 3,33}{16 / 1,25} \right]^5 = 0,085 < 1$$

Άρα η διατομή επαρκεί.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Φορτίσεις

4.1 Φορτία στην κατασκευή

Το στέγαστρο που σχεδιάζεται καταπονείται από διάφορα φορτία, τα οποία πρέπει να παραλάβει αρχικά και να τα μεταφέρει στην συνέχεια με ασφάλεια στο έδαφος.

Τα φορτία της κατασκευής είναι:

- ❖ Μόνιμα φορτία
 - Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων
 - Ίδιο βάρος επικάλυψης
 - Ίδιο βάρος Η/Μ εγκαταστάσεων οροφής
- ❖ Κινητά φορτία
 - Κινητό φορτίο στέγης
 - Φορτίο χιονιού
 - Φορτίο ανέμου
 - Μεταβολή θερμοκρασίας
- ❖ Φορτία γερανογέφυρας
- ❖ Τυχηματικά
 - Σεισμός (έμμεσο φορτίο με μορφή επιβεβλημένων μετατοπίσεων)

4.2 Μόνιμα φορτία

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται 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). Ακόμα τα μόνιμα φορτία διακρίνονται σε κύρια και δευτερεύοντα. Ως κύρια αναφέρονται τα φορτία που είναι κατά μέγεθος μεγαλύτερα και αποτελούν το μεγαλύτερο ποσοστό των μόνιμων φορτίων. Ως δευτερεύοντα αναφέρονται τα μόνιμα φορτία που είναι μικρής τάξης μεγέθους. Σε ορισμένες περιπτώσεις μπορούμε να τα λάβουμε και αυτά υπόψη μας, στη μελέτη της κατασκευής, εφόσον το πλήθος και το

μέγεθος των φερόντων στοιχείων της κατηγορία αυτής –συγκριτικά με τα κύρια φορτία-υπολογίσιμο.

Στην παρούσα μελέτη τα ίδια βάρη των φορέων υπολογίζονται αυτόματα από το ETABS, ενώ η επικάλυψη ($0,15 \text{ kN/m}^2$) και ο Η/Μ εξοπλισμός ($0,15 \text{ kN/m}^2$) ορίστηκε σαν ομοιόμορφο φορτίο στα πάνελ που τοποθετήθηκαν στην οροφή.

4.3 Κινητά φορτία

4.3.1 Κινητό φορτίο στέγης

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Οι μεταβλητές δράσεις, θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις) και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Σε καταστάσεις σχεδιασμού, όπου τα επιβαλλόμενα φορτία δρουν ταυτόχρονα με άλλες μεταβλητές δράσεις (π.χ. άνεμος, χιόνι κλπ), το σύνολο των επιβαλλόμενων φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στη συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης, θα θεωρείται ως μια ενιαία δράση. Σε στέγες, τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου.

Στην κατασκευή που σχεδιάζεται ορίστηκε κινητό ομοιόμορφο φορτίο στην οροφή ίσο με $0,75 \text{ kN/m}^2$.

4.3.2 Μεταβολή της θερμοκρασίας

Για να ληφθούν υπόψη και τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή εξαιτίας συστολο-διαστολών εισάχθηκε μέσω του ETABS μεταβολή θερμοκρασίας $\Delta T = \pm 20^\circ\text{C}$.

4.3.3 Φορτίο χιονιού

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 αυξανόμενη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψηλότερα φορτία 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 συγκεντρωμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς, 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.

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 μια στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ.) 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 την στέγη. Επιπλέον, πρέπει να ληφθούν υπόψη οποιεσδήποτε αλλαγές στην κατανομή του χιονιού στις στέγες λόγω διαφυγής θερμότητας από το κτίριο, μέσω κάποιου τμήματος της στέγης ή εργασίες απομάκρυνσης χιονιού, εάν οι μορφές αυτής της φόρτισης είναι κρίσιμες.

Το Μέρος 1-3 του EN 1991 (Ευρωκώδικας 1) παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία λαμβάνει χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500 m. Για περιοχές με ιδιαίτερες κλιματικές συνθήκες (υψηλές ταχύτητες ανέμου και λιώσιμο του χιονιού), μπορεί να εφαρμοσθεί το Παράρτημα Β του Μέρους 1-3, στο οποίο δίνονται ειδικές μορφές συγκέντρωσης χιονιού, καθώς και οι αντίστοιχοι συντελεστές μορφής.

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad}$$

όπου:

μ_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 προστατευμένες (από κτίρια ή δένδρα) $C_e = 1,2$.

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

$s_{Ad} = C_{esl} \cdot s_k$ είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους (συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού: $C_{esl} = 2, 0$).

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

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.

Ζώνη II ($s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Ζώνη III ($s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$): Υπόλοιπη χώρα.

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500 m 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 kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

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

όπου

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

A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m .

Είναι σκόπιμο, οι τιμές αυτές, οι οποίες είναι οι ελάχιστες που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό, να επαληθεύονται από το μελετητή με ερώτηση στις επιτόπου αρμόδιες αρχές (δημόσιες υπηρεσίες, μετεωρολογική υπηρεσία, αστυνομία κλπ.), προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές τοπικές ιδιαιτερότητες, και να γίνει η ανάλογη αύξησή τους, ώστε να αντιστοιχούν κατά το δυνατόν στις πραγματικές.

Για τον προσδιορισμό των αντίστοιχων συντελεστών μορφής λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου:

- Η πρώτη μορφή προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου.
- Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μια αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη προς την υπήνεμη πλευρά της στέγης).

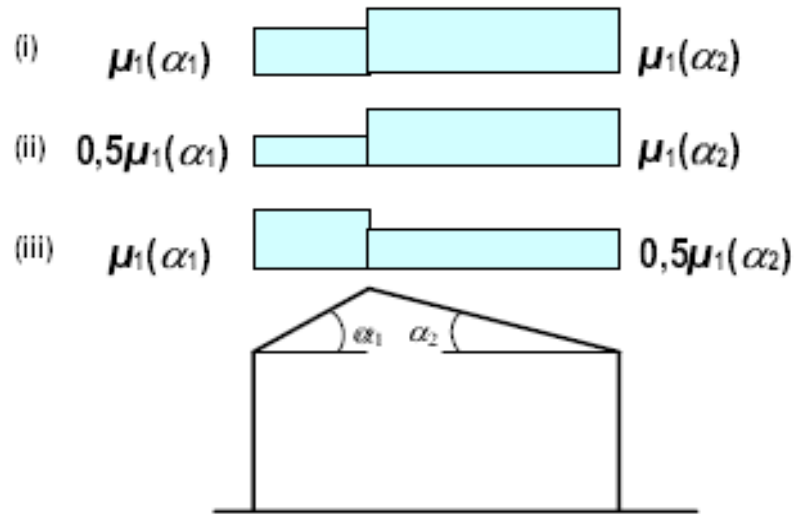
Στο σχ. 3.5 φαίνονται οι προβλεπόμενες διατάξεις για το συντελεστή μορφής φορτίου σε δικλινείς στέγες. Για το σχεδιασμό, θα λαμβάνεται υπόψη η εκάστοτε πλέον δυσμενής από αυτές.

Οι συντελεστές μορφής μ_1 δίνονται στον Πίνακα 3.1 για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Εάν προβλέπεται στο χαμηλότερο άκρο της στέγης κάποιο κιγκλίδωμα ή στηθαίο ή άλλο εμπόδιο, ο συντελεστής μορφής δεν θα μειώνεται κάτω του 0,8.

Πίνακας 4.1 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

Κλίση στέγης α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-



Σχ. 4.1 Συντελεστές μορφής σε δικλινείς στέγες

4.3.3.1 Υπολογισμός φορτίου χιονιού

Το κτίριο που μελετάται είναι ένα υπόστεγο από χάλυβα, το οποίο βρίσκεται στα ναυπηγεία της Ελευσίνας.

$A = 0\text{m}$ (υψόμετρο τοποθεσίας).

Η Ελευσίνα βρίσκεται στη Ζώνη III. Άρα $s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$

Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους:

$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) = 0,8 \cdot \left(1 + \left(\frac{0}{917} \right)^2 \right) = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού:

$$\mu_{1,\alpha} = 0,8 \quad (\alpha = 8,5^\circ)$$

Συντελεστής έκθεσης:

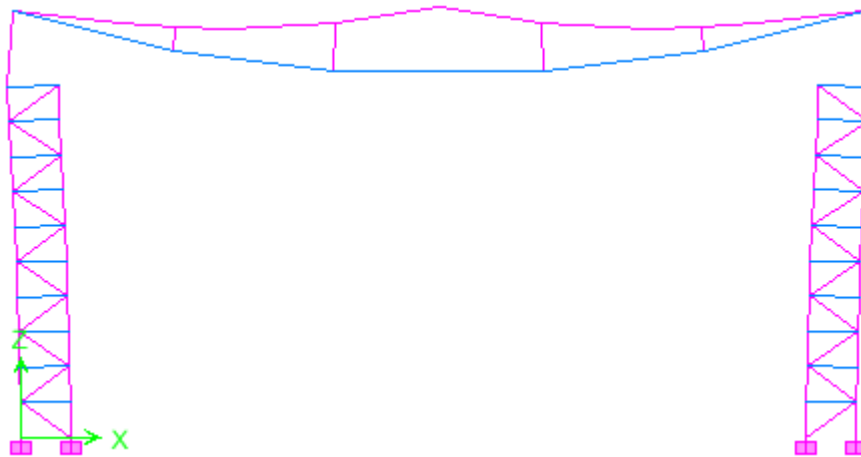
$$C_e = 1 \quad (\text{κανονικές συνθήκες})$$

Συντελεστής θερμότητας:

$C_t = 1$ (κανονικές συνθήκες)

Φορτία χιονιού στη στέγη:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,8 = 0,64 \text{ kN/m}^2$$



Σχ. 4.2 Παραμόρφωση πλαισίου από κατακόρυφα φορτία (χιόνι)

4.3.4 Φορτία ανέμου

Το prEN 1991-1-4 (Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-4) παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των δράσεων λόγω ανέμου σε κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού και στα επιμέρους στοιχεία και προσαρτήματα τους για ύψη μέχρι 200 m.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους (μονώροφα, πολυώροφα κλπ.). Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος 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 μπορεί να θεωρούνται ως στατικά. Σε

εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί αν 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 και η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) 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 απ' ότι σε άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα σημαντικά στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες του ανέμου δημοσιεύονται συνήθως με τη μορφή ισοϋψών καμπύλων, οι οποίες είναι γραμμές ίσης βασικής ταχύτητας του ανέμου τοποθετημένες σε ένα χάρτη. Η βασική ταχύτητα του ανέμου αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 1 ως η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου και αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα στα 10 m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας το μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς τα 50 χρόνια.
- **Η φυσική θέση.** Οι ριπές του ανέμου με υψηλές ταχύτητα απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες περιοχές όπως είναι τα κέντρα πόλεων, λόγω των μεταβολών στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Η μεταβολή αυτή λαμβάνεται υπόψη μέσω ενός 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 και τους γκρεμούς λαμβάνονται υπόψη με το συντελεστή τοπογραφίας.
- **Οι διαστάσεις των κτιρίων.** Το ύψος του κτηρίου 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 να ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέση ταχύτητάς του.
- **Το σχήμα της κατασκευής.** Τα φορτία του ανέμου δεν είναι απλώς μια μετωπική πίεση που ασκείται στην πρόσοψη μίας κατασκευής, αλλά το αποτέλεσμα μίας 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 λόγιοι, κοιλάδες, δασικές εκτάσεις, που μπορεί να επηρεάζουν 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.

- **Η κλίση της στέγης.** Η παράμετρος αυτή είναι σημαντική ως προς το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση (αρνητικές πιέσεις ή υποπίεσεις), ενώ στέγες με μεγαλύτερη κλίση (μεγαλύτερη από περίπου 20°) μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- **Η διεύθυνση του ανέμου.** Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου.

4.3.4.1 Εξωτερική πίεση w_e

Στο Ευρωπαϊκό πρότυπο EN1991-1-4, προκειμένου να απλοποιηθεί η διαδικασία εισαγωγής των δράσεων λόγω ανέμου στις κατασκευές, οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις ή πιέσεις (κάθετες ή εφαπτομενικές) επί των εξωτερικών ή και των εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της.

Έτσι, η πίεση του ανέμου η οποία δρα καθέτως προς τις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, προκύπτει από την σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

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

4.3.4.2 Εσωτερική πίεση w_i

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, προκύπτει από τη σχέση:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

όπου

$q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

c_{pi} είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης

4.3.4.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

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

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

όπου

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

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

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

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

q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

όπου:

v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

Στη σχέση αυτή είναι:

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσιος με 1,0)

c_{season} είναι ο συντελεστής εποχής (ίσιος με 1,0)

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του και την εποχή έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II).

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ για τη χώρα μας ορίζεται σε 33 m/s για τα νησιά και παραλία μέχρι 10 km από την ακτή και σε 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.

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

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

όπου

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1,0)

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_o)}$$

$$\text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

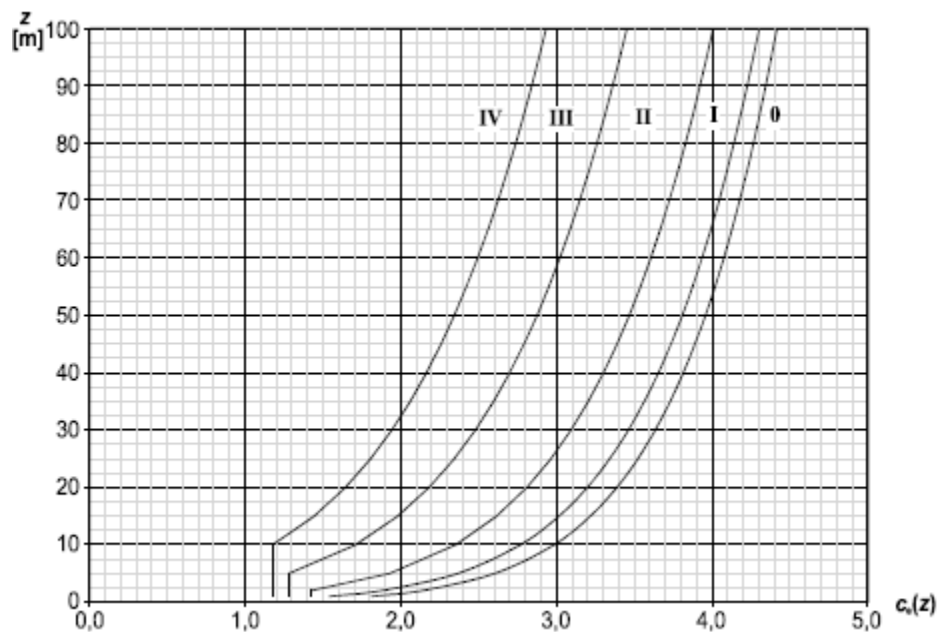
$$I_v(z) = I_v(z_{min})$$

$$\text{για } z \leq z_{min}$$

όπου

k_i είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

Για επίπεδο εδάφους $c_e(z)=1$, ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ δίνεται σε διάγραμμα ως συνάρτηση του ύψους z πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους.

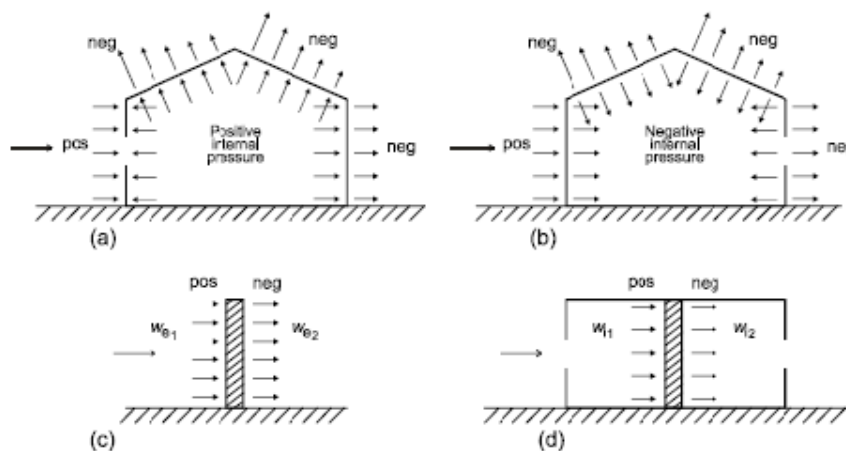


Σχ. 4.3 Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για $c_o=1,0$ και $k_i=1,0$

4.3.4.4 Τελική πίεση

Η τελική πίεση επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική.

Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται μερικά παραδείγματα σήμανσης της πίεσης.



Σχ. 4.4 Πίεση επί των επιφανειών

Η συνολική δύναμη του ανέμου F_w η οποία επενεργεί επί μιας κατασκευής ή επί ενός επιμέρους στοιχείου της, θα προσδιορίζεται είτε με υπολογισμό δυνάμεων χρησιμοποιώντας τους συντελεστές δύναμης, είτε με υπολογισμό δυνάμεων από τις πιέσεις επί των επιφανειών.

Έτσι, μπορεί να υπολογίζεται άμεσα με τη σχέση:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

ή με διανυσματική άθροιση δυνάμεων επί μεμονωμένων στοιχείων της κατασκευής, χρησιμοποιώντας τη σχέση:

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum_{elements} c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

όπου

c_{fr} είναι ο συντελεστής τριβής

A_{fr} είναι η εξωτερική επιφάνεια τριβής παράλληλα προς τον άνεμο

Οι επιδράσεις της τριβής του ανέμου μπορούν να αμελούνται όταν η συνολική επιφάνεια, η παράλληλη ή με μικρή γωνία προς τον άνεμο είναι ίση ή μικρότερη από το $\frac{1}{4}$ του συνολικού εμβαδού όλων των εξωτερικών επιφανειών, που είναι κάθετες στον άνεμο (προσήνεμες και υπήνεμες).

4.3.4.5 Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας, $c_r(z)$, λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου, υπολογίζεται δε συναρτήσει του ύψους z με τις ακόλουθες λογαριθμικές σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0}$$

για $z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) = k_r \cdot \ln \frac{z_{\min}}{z_0}$$

για $z \leq z_{\min}$

όπου

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$$

(συντελεστής εδάφους)

Στις σχέσεις αυτές:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας σε m

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

z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος

z_{\max} λαμβάνεται ίσο προς 200 m





Οι παραπάνω σχέσεις ισχύουν όταν το έδαφος στη διεύθυνση του ανέμου έχει ομοιόμορφη τραχύτητα σε αρκετά μεγάλο μήκος, ώστε να μπορεί να θεωρείται σταθερή η κατηγορία του εδάφους.

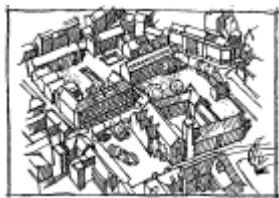
Προτεινόμενες τιμές για τα z_0 και z_{\min} δίνονται στον παρακάτω πίνακα για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

Μικρές επιφάνειες (μικρότερες του 10% της υπό εξέταση επιφάνειας) με διαφορετική τραχύτητα, που βρίσκονται μέσα στις προαναφερθείσες μεταβατικές ζώνες, αγνοούνται,

ενώ σε περίπτωση αμφιβολίας ως προς την κατάταξη εδάφους σε κάποια κατηγορία, το έδαφος κατατάσσεται στην αντίστοιχη δυσμενέστερη.

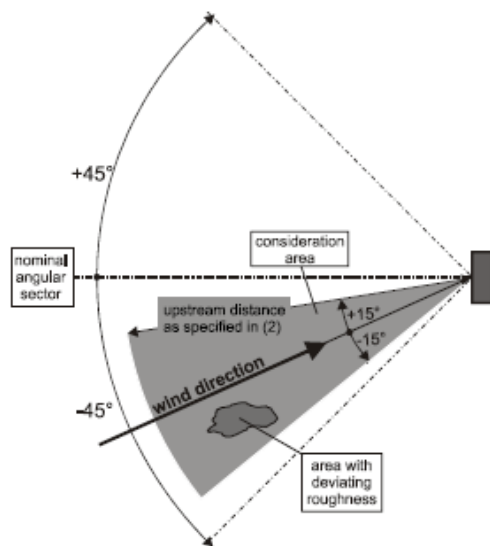
Απεικονίσεις της τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους

<p>Κατηγορία εδάφους 0</p> <p>Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους I</p> <p>Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους II</p> <p>Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους III</p> <p>Περιοχή με κανονική κάλυψη ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση μεταξύ τους κατά μέγιστο 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)</p>	

<p>Κατηγορία εδάφους IV</p> <p>Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m</p>	
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------

Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση μεταξύ τους κατά μέγιστο 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m	1,0	10



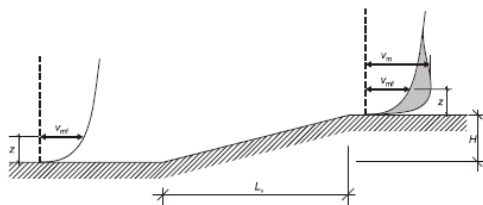
Σχ. 4.5 Εκτίμηση της τραχύτητας εδάφους

Η τραχύτητα του εδάφους που θα χρησιμοποιείται για μια δεδομένη διεύθυνση του ανέμου εξαρτάται από τις ανωμαλίες του εδάφους και την απόσταση με συνθήκες ομοιόμορφης τραχύτητας εδάφους σε ένα κυκλικό τομέα περί τη διεύθυνση του ανέμου. Μικρές περιοχές (λιγότερο από 10% της θεωρούμενης επιφάνειας) με αποκλίνουσα τραχύτητα, μπορούν να αμελούνται, Σχ. 3.9

4.3.4.6 Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση $\Phi=H/L_u$ κατά τη διεύθυνση του ανέμου, Σχ. 3.10

v_m : μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος
 v_{mf} : μέση ταχύτητα ανέμου πάνω από επίπεδο έδαφος
 $c_0 = v_m/v_{mf}$



Σχ.4.6 Απεικόνιση της αύξησης των ταχυτήτων του ανέμου λόγω τοπογραφικής διαμόρφωσης

Η μεγαλύτερη αύξηση των ταχυτήτων του ανέμου συμβαίνει κοντά στην κορυφή της πλαγιάς και εκφράζεται μέσω του συντελεστή αυτού, ο οποίος είναι ίσος με :

$$c_0(z) = v_m/v_{mf}$$

Προσδιορίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

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

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

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

όπου

s είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης, που προκύπτει από τα Σχ.3.11 και 3.12 συναρτήσει των x/L_e , x/L_u , x/L_d και z/L_e . Αναλυτικές εκφράσεις δίνονται στο Παράρτημα Α του prEN1991-1-4

$\Phi = H/L_u$, είναι η κλίση προς τη προσήνεμη πλαγιά

L_e είναι το ενεργό μήκος προς την προσήνεμη πλαγιά, προσδιοριζόμενο από τον Πίνακα 3.2

L_u είναι το πραγματικό μήκος της προσήνεμης πλαγιάς

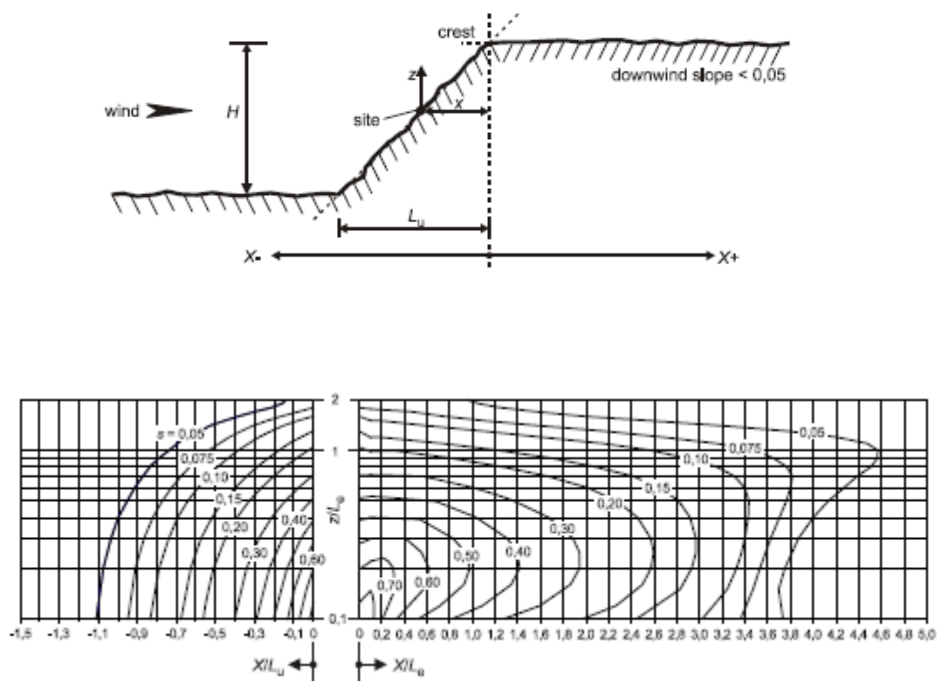
H Είναι το ενεργό ύψος της εδαφικής ανωμαλίας

X είναι η οριζόντια απόσταση της τοποθεσίας από την κορυφή του λόφου

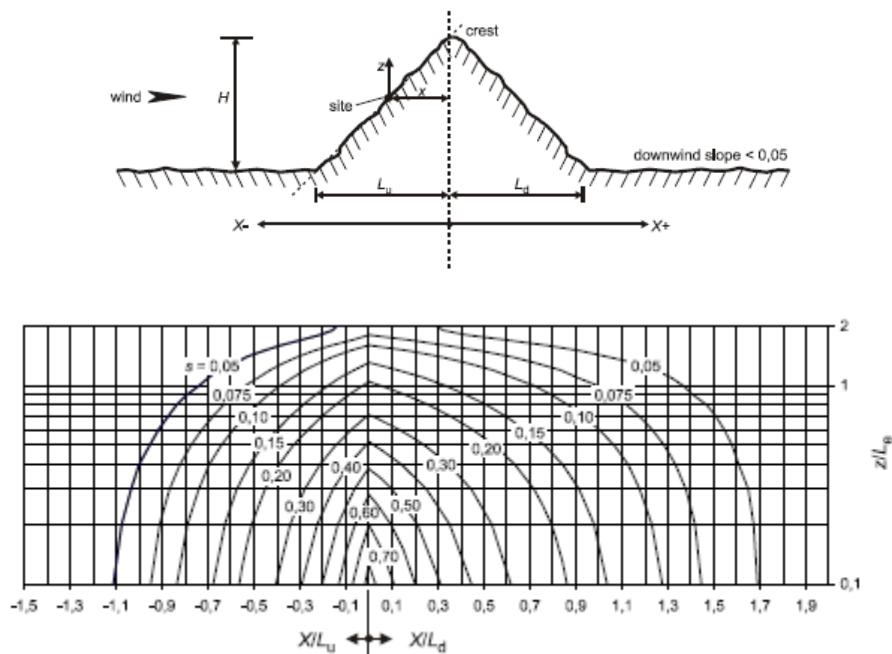
Z είναι η κατακόρυφη απόσταση της τοποθεσίας από την επιφάνεια του εδάφους

Πίνακας 4.2 Τιμές του ενεργού μήκους L_e

Κλίση ($\Phi=H/L_u$)	
Ελαφρά ($0,05 < \Phi < 0,3$) :	Απότομη ($\Phi > 0,3$)
$L_e = L_u$	$L_e = H/0.3$



Σχ. 4.7 Συντελεστής s για γκρεμούς και εξάρσεις



Σχ.4.8 Συντελεστής s για λόφους και κορυφές

Σε κοιλάδες εάν δεν αναμένεται επιτάχυνση της πνοής του ανέμου λόγω της διαμόρφωσης του περιβάλλοντος χώρου, μπορεί να λαμβάνεται $c_0 = 1$.

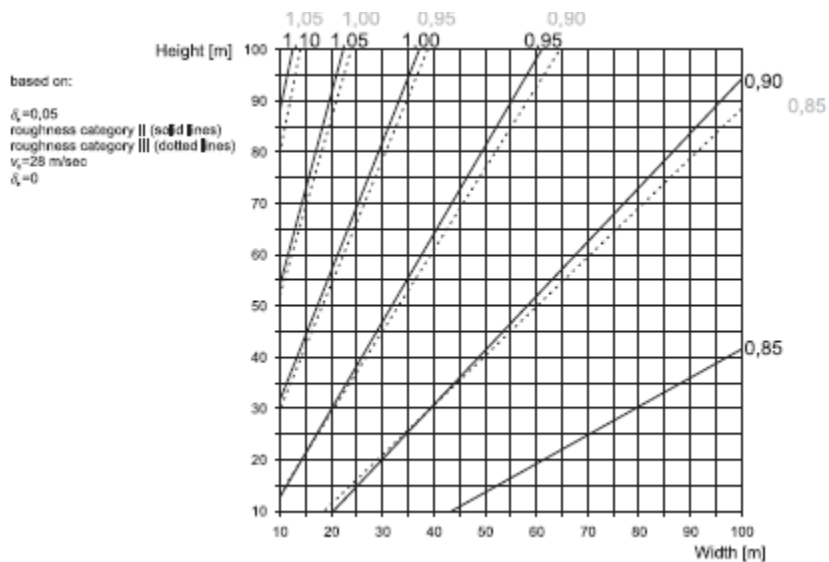
4.3.4.7 Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$.

Προκειμένου να γίνει ο προσδιορισμός των δυνάμεων, οι οποίες ενεργούν σε μια κατασκευή και προέρχονται από την ανεμοπίεση, πρέπει να προσδιορίζεται ο δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$. Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δύο επιμέρους παραμέτρους, την παράμετρο μεγέθους c_s , η οποία λαμβάνει υπόψη της τη μειωτική επίδραση στη δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας, και τη δυναμική παράμετρο c_d , η οποία λαμβάνει υπόψη της την αυξημένη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού.

Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής (κατασκευή από σκυρόδεμα ή χάλυβα) και από το ύψος και το πλάτος της, μπορεί δε να εκτιμηθεί είτε με την βοήθεια των διαγραμμάτων που παρατίθενται παρακάτω ή εφόσον είναι μεγαλύτερος από 1,10, σύμφωνα με τη λεπτομερή διαδικασία που περιγράφεται στον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-4.

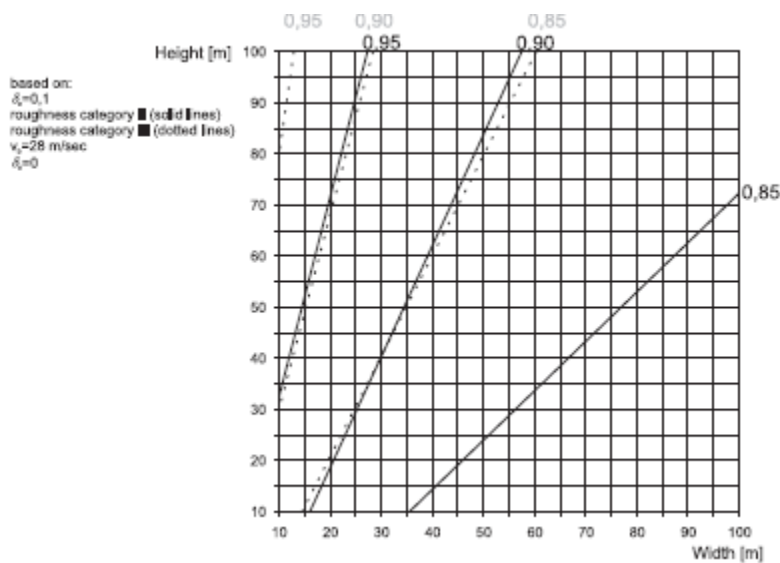
Γενικώς ισχύουν τα ακόλουθα:

- 1) Για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15 m η τιμή του $c_s c_d$ μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.
- 2) Για στοιχεία πλευρικής επένδυσης και στέγες που έχουν ιδιοσυχνότητα μεγαλύτερη των 5 Hz, η τιμή του $c_s c_d$ μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.
- 3) Για κτίρια με σκελετό και τοίχους, τα οποία έχουν ύψος μικρότερο των 100 m, και των οποίων το ύψος είναι μικρότερο από το 4πλάσιο της διάστασης κατά τη διεύθυνση του ανέμου, η τιμή του $c_s c_d$ μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.
- 4) Για καπνοδόχους με κυκλικές διατομές, των οποίων το ύψος είναι μικρότερο των 60 m καθώς και του 6,5πλάσιου της διαμέτρου, η τιμή του $c_s c_d$ μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.
- 5) Εναλλακτικά, για τις παραπάνω περιπτώσεις 1), 2), 3), και 4) οι τιμές του $c_s c_d$ μπορούν να εξάγονται από τη λεπτομερή διαδικασία.
- 6) Για έργα πολιτικού μηχανικού (εκτός από γέφυρες, καπνοδόχους και κτίρια έξω από τους περιορισμούς των παραπάνω 3) και 4), ο $c_s c_d$ θα πρέπει να εξάγεται ή μέσω της λεπτομερούς διαδικασίας ή λαμβάνεται από τα παρακάτω σχήματα.



$c_s c_d$ για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα με ορθογωνική κάτοψη και κατακόρυφους εξωτερικούς τοίχους, με κανονική κατανομή μάζας και δυσκαμψίας (συχρότητα σύμφωνα με την εξίσωση (F.2) του prEN 1991-1-4)

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για τιμές που υπερβαίνουν το 1,10 ο υπολογισμός γίνεται με λεπτομερή διαδικασία (ελάχιστη αποδεκτή τιμή $c_s c_d = 0,85$)



$c_s c_d$ για πολυώροφα κτίρια από σκυρόδεμα με ορθογωνική κάτοψη και κατακόρυφους εξωτερικούς τοίχους, με κανονική κατανομή μάζας και δυσκαμψίας (συχρότητα σύμφωνα με την εξίσωση (F.2) του prEN 1991-1-4)

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για τιμές που υπερβαίνουν το 1,10 ο υπολογισμός γίνεται με λεπτομερή διαδικασία (ελάχιστη αποδεκτή τιμή $c_s c_d = 0,85$)

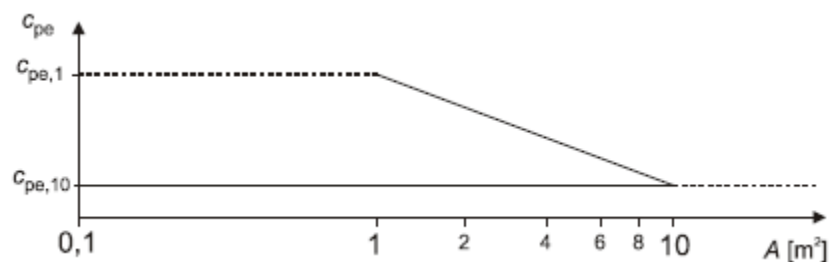
4.3.4.8 Συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A , δίνονται δε στους πίνακες που ακολουθούν, για δύο χαρακτηριστικές τιμές της, ήτοι για 1 m^2 και για 10 m^2 .

Ως φορτιζόμενη, θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Στο παρακάτω διάγραμμα φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της c_{pe} συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας. Όπως προκύπτει από το σχήμα αυτό:

για $A \leq 1 \text{ m}^2$	είναι	$c_{pe} = c_{pe,1}$
για $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$	είναι	$c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} A$
για $A \geq 10 \text{ m}^2$	είναι	$c_{pe} = c_{pe,10}$



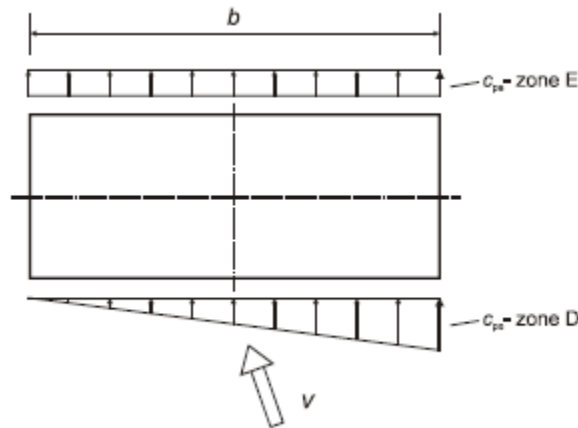
Σχ. 4.9 Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A

Στους Πίνακες που ακολουθούν και αναφέρονται μόνο σε κτίρια, οι τιμές των συντελεστών c_{pe} αντιστοιχούν σε διευθύνσεις του ανέμου κατά γωνίες 0° , 90° ή 180° , έχουν όμως προκύψει για το εύρος μεταβολής της γωνίας αυτής κατά $\pm 45^\circ$ ανά διεύθυνση. Αντιπροσωπεύουν επομένως τις δυσμενέστερες πιέσεις που μπορεί να εμφανιστούν στα διάφορα σημεία του κτιρίου, για κάθε δυνατή διεύθυνση της ανεμοπίεσης.

Εάν κάποιες στιγμιαίες διακυμάνσεις του ανέμου σε επιφάνειες μπορεί να οδηγήσουν σε σημαντική ασυμμετρία της φόρτισης και η μορφή της κατασκευής ενδέχεται να είναι ευαίσθητη σε τέτοια φόρτιση (π.χ. στρέψη σε τυπικά συμμετρικά κτίρια με πυρήνα), θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επίδρασή τους.

Για ορθογωνικές κατασκευές οι οποίες είναι ευαίσθητες σε στρεπτικές επιδράσεις, θα εφαρμόζεται η κατανομή πιέσεων που δίνεται στο παρακάτω σχήμα, προκειμένου να

ληφθούν υπόψη οι στρεπτικές επιδράσεις λόγω ανέμου υπό γωνία ή λόγω έλλειψης συσχέτισης μεταξύ δυνάμεων ανέμου που δρουν σε διαφορετικές θέσεις της κατασκευής.



Σχ. 4.10 Κατανομή πιέσεων για να ληφθούν υπόψη στρεπτικές επιδράσεις

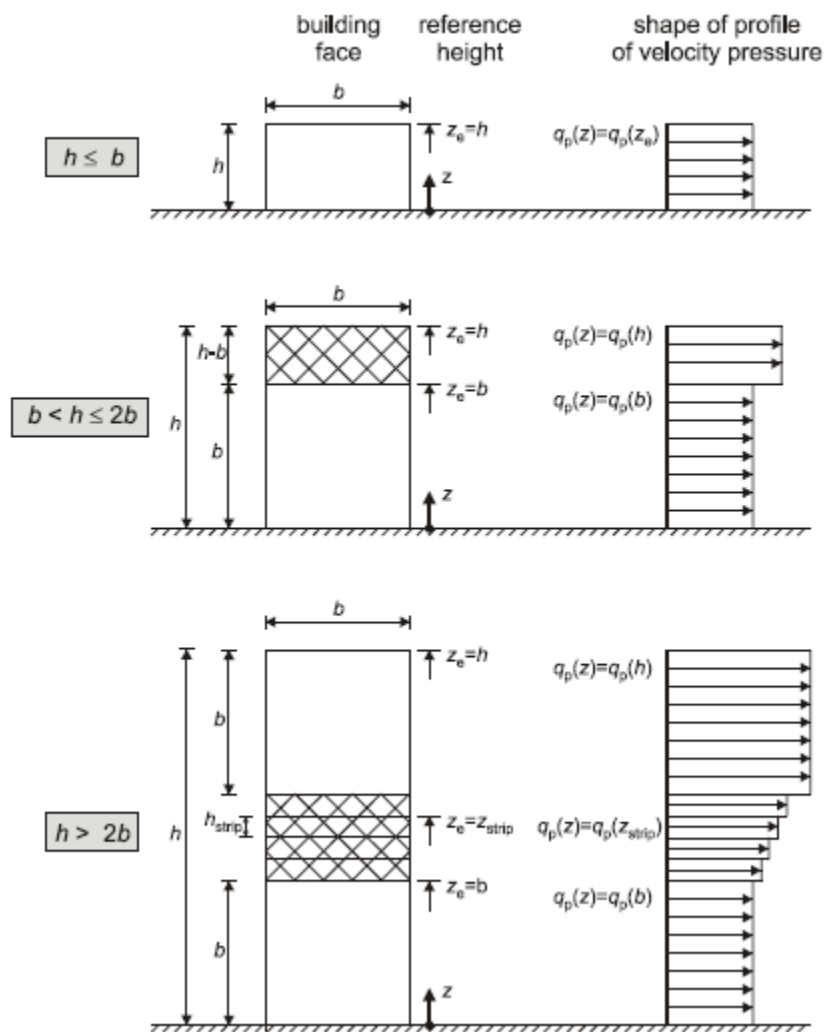
Για άλλες περιπτώσεις θα γίνεται πρόβλεψη για ασυμμετρία φόρτισης μέσω πλήρους αφαίρεσης της δράσης του ανέμου από εκείνα τα μέρη της κατασκευής, όπου η δράση του θα προκαλέσει ευνοϊκή επίδραση.

Εάν η ύπαρξη πάγου ή χιονιού μεταβάλλουν τη γεωμετρία της κατασκευής, έτσι ώστε να αλλάζει την επιφάνεια αναφοράς ή το σχήμα, αυτό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη.

Στο σχήμα που ακολουθεί φαίνεται ο τρόπος προσδιορισμού του ύψους αναφοράς z_e για τους προσήνεμους τοίχους, ανάλογα με τη σχέση μεταξύ του ύψους h και του πλάτους b του κτιρίου.

Όπως προκύπτει από το σχήμα:

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



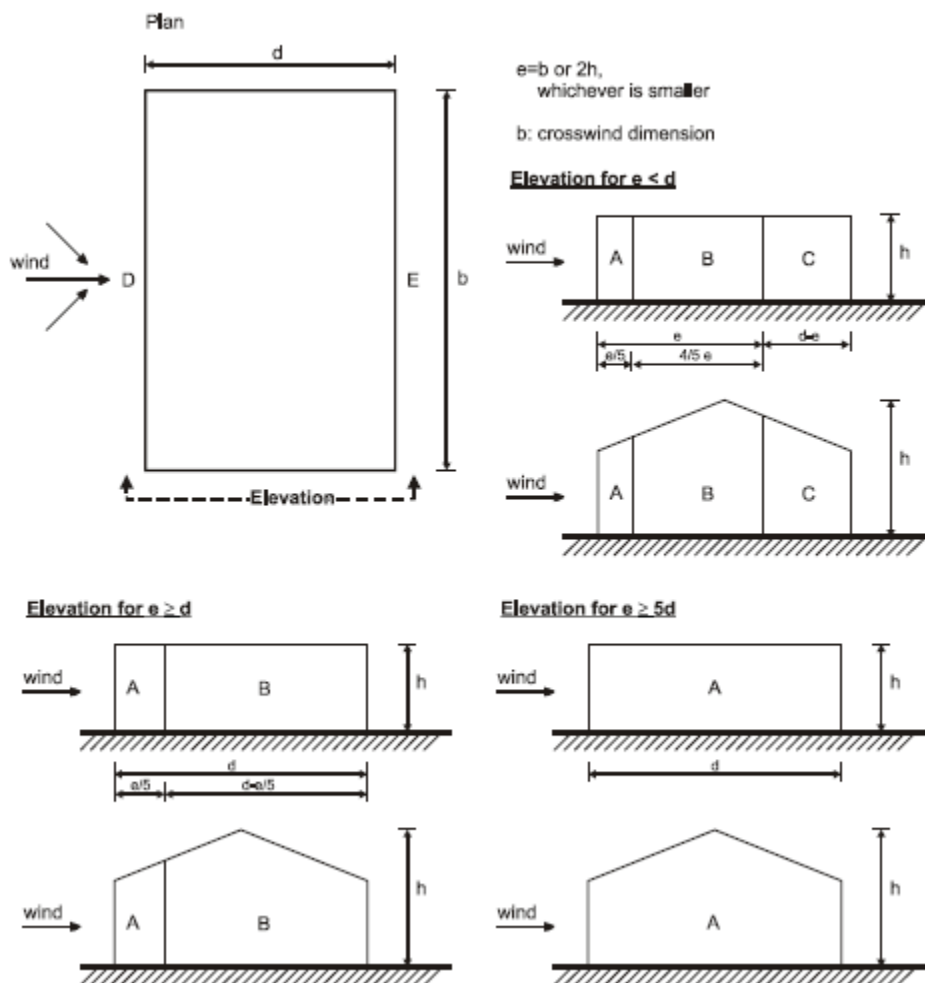
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Η αντιστοιχούσα στη ταχύτητα πίεση θα θεωρείται ομοιόμορφη σε κάθε οριζόντια λωρίδα

Σχ. 4.11 Ύψος αναφοράς z_e συνάρτησι των h και b , και κατανομή των πιέσεων

Για τον υπήνεμο τοίχο και τους παράπλευρους τοίχους, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο προς το ύψος του κτιρίου.

Στον Πίνακα 3.3 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$, οι οποίοι αντιστοιχούν στους κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων, σύμφωνα με το συμβολισμό του σχήματος 3.16

Για επιμήκη κτίρια θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις τριβής.



Σχ. 4.12 Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

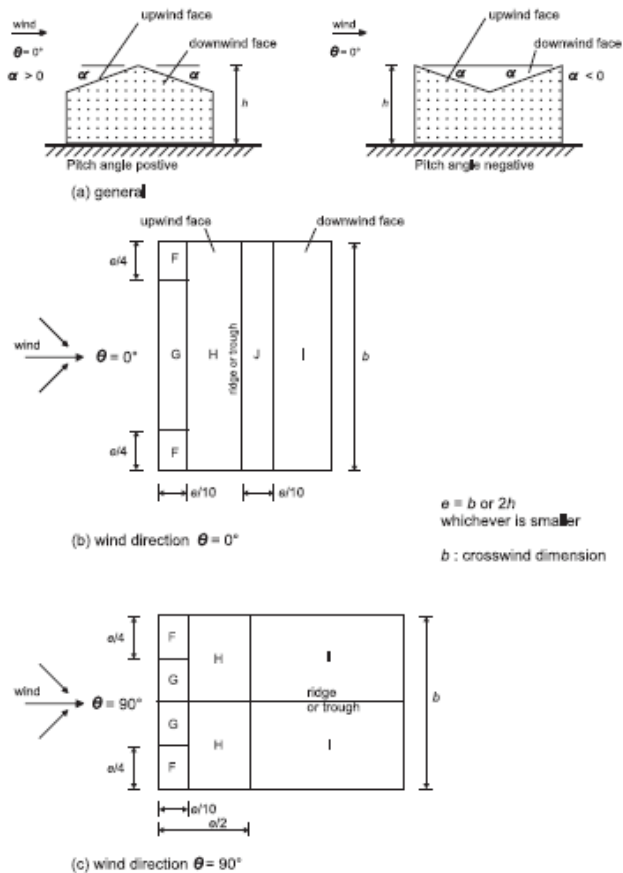
Πίνακας 4.3 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

Ζώνη	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	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	
Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιηθεί γραμμική παρεμβολή										

Σε περιπτώσεις όπου η δύναμη του ανέμου σε κτιριακές κατασκευές προσδιορίζεται με εφαρμογή των συντελεστών πίεσης c_{pe} στην προσήνεμη και υπήνεμη πλευρά (ζώνες D και E) του κτιρίου ταυτόχρονα, η έλλειψη συσχέτισης των πιέσεων του ανέμου μεταξύ της προσήνεμης και υπήνεμης πλευράς μπορεί να λαμβάνεται υπόψη. Για κτίρια με $h/d \geq 5$ η προκύπτουσα δύναμη πολλαπλασιάζεται με 1. Για κτίρια με $h/d < 1$, η προκύπτουσα δύναμη πολλαπλασιάζεται με 0,85. Για ενδιάμεσες τιμές του h/d , θα εφαρμόζεται γραμμική παρεμβολή.

συντελεστής εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες και για κάθε ζώνη δίνονται στους Πίνακες 3.4 και 3.5 σύμφωνα με το συμβολισμό του παρακάτω σχήματος.



Σχ. 4.13 Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

Πίνακας 4.4 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Για $\theta = 0^\circ$ η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα από θετικές σε αρνητικές τιμές στην προσήνεμη πλευρά γύρω από γωνία κλίσης $\alpha = -5^\circ$ έως $+45^\circ$, έτσι δίνονται τόσο οι θετικές όσο και οι αρνητικές τιμές. Για τις στέγες αυτές, θα πρέπει να θεωρούνται τέσσερις περιπτώσεις, όπου οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J. Δεν επιτρέπεται ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Για ενδιάμεσες γωνίες κλίσης του ίδιου πρόσημου μεταξύ τιμών του ίδιου πρόσημου μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή (όχι παρεμβολή μεταξύ $\alpha = +5^\circ$ και $\alpha = -5^\circ$, αλλά χρήση των δεδομένων για επίπεδες στέγες). Οι τιμές οι ίσες με μηδέν δίνονται για διευκόλυνση της παρεμβολής.

Πίνακας 4.5 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

		Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$							
Γωνία Κλίσης α	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		
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5		
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5		
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5		
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5		

4.3.4.9 Συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi}

Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική πίεση και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνεται υπόψη μαζί με αυτήν, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων.

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Όπου ένα εξωτερικό άνοιγμα, όπως μια πόρτα ή ένα παράθυρο, θα ήταν καθοριστικό εάν ήταν ανοιχτό, αλλά θεωρείται κλειστό στην οριακή κατάσταση αστοχίας, κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας, η κατάσταση με την πόρτα ή το παράθυρο ανοιχτό θα πρέπει να θεωρείται ως τυχηματική.

Η πλευρά ενός κτιρίου πρέπει να θεωρείται καθοριστική όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου.

Σε κτίριο με μια καθοριστική πλευρά, η εσωτερική πίεση θα λαμβάνεται ως ένα κλάσμα της εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς με τις τιμές που δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις.

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές:

$$C_{pi} = 0,75 c_{pe}$$

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές:

$$C_{pi} = 0,90 c_{pe}$$

όπου

c_{pe} είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς

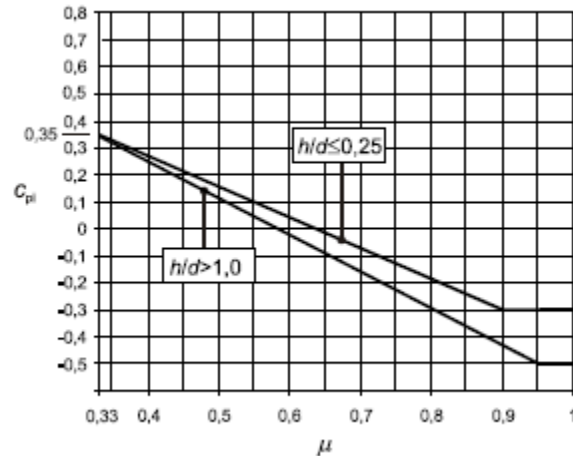
Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι μεταξύ του διπλάσιου και του τριπλάσιου της επιφάνειας των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

Για κτίρια χωρίς καθοριστική πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} θα προσδιορίζεται από το σχ. 3.18 και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου h/d και του λόγου ανοιγμάτων μ για κάθε διεύθυνση του ανέμου Θ , που θα προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνεια ανοιγμάτων που } c_{pe} \text{ είναι αρνητική μηδέν}}{\sum \text{επιφάνεια όλων των ανοιγμάτων}}$$

Αυτό εφαρμόζεται σε πλευρές και στην οροφή κτιρίων με ή χωρίς εσωτερικά διαχωριστικά.

Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται επαρκής η εκτίμηση του μ για μια συγκεκριμένη περίπτωση, τότε το c_{pi} πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3.



Σχ. 4.14 Συντελεστές εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα

Το ύψος αναφοράς z_i για τις εσωτερικές πιέσεις θα λαμβάνεται ίσο με το ύψος αναφοράς z_e για τις εξωτερικές πιέσεις, στις πλευρές που συνεισφέρουν με τα ανοίγματά τους στη δημιουργία της εσωτερικής. Εάν υπάρχουν πολλά ανοίγματα, για τον καθορισμό του z_i θα χρησιμοποιείται η μεγαλύτερη τιμή του z_e .

4.3.4.10 Υπολογισμοί φορτίων ανέμου

Το κτίριο που μελετάται είναι ένα υπόστεγο από χάλυβα, το οποίο βρίσκεται στα ναυπηγεία της Ελευσίνας.

Θεωρήθηκε κατηγορία εδάφους ΙΙΙ (περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση μεταξύ τους κατά το μέγιστο 20 φορές το ύψο των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση).

4.3.4.10.1 Ανοιχτές πόρτες

Ο δυναμικός συντελεστής c_{sd} για $h = 19,5$ m και $b = 96$ m από το διάγραμμα για πολυώροφα χαλύβδινα κτίρια προέκυψε $c_{sd} = 0,85$ (ελάχιστη αποδεκτή τιμή).

Το ύψος αναφοράς είναι $z_e = 19,5$ m αφού $h = 19,5$ m < $b = 96$ m ($z_e = h$).

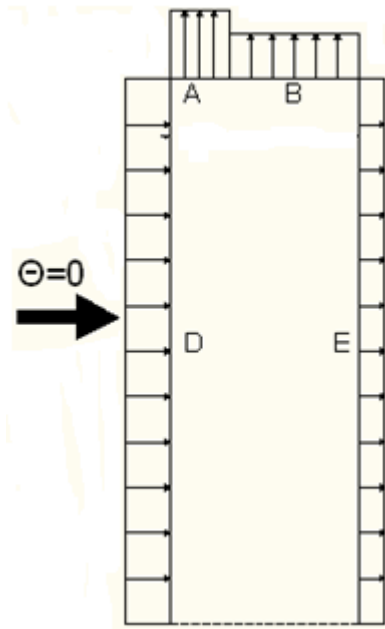
- Διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

$$e = \min \{b, 2h\} = \min \{96, 2 \cdot 19,5\} = \min \{96, 39\} = 39 \text{ m}$$

$$e = 39 \text{ m} > d = 33,3 \text{ m} \rightarrow h/d = 19,5/33,3 = 0,59$$

$$A = e/5 = 7,8 \text{ m} \rightarrow B = 33,3 - 7,8 = 25,5 \text{ m}$$



Από τον πίνακα συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων, προκύπτει, με γραμμική παρεμβολή, ότι οι συντελεστές ανά επιφάνεια είναι:

Για την επιφάνεια A $\rightarrow c_{pe, 10} = -1,20$ και $c_{pe, 1} = -1,40$

Για την επιφάνεια B $\rightarrow c_{pe, 10} = -0,80$ και $c_{pe, 1} = -1,10$

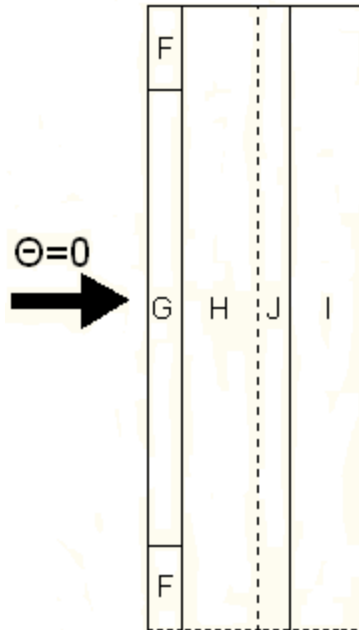
Για την επιφάνεια D $\rightarrow c_{pe, 10} = 0,74$ και $c_{pe, 1} = 1,00$

Για την επιφάνεια E $\rightarrow c_{pe, 10} = -0,38$ και $c_{pe, 1} = -0,38$

Από τον πίνακα συντελεστών εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες και διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$ προκύπτει, με γραμμική παρεμβολή για $\alpha = +8,5^\circ$, ότι οι συντελεστές ανά επιφάνεια είναι:

Για την πλευρά κάθετη στη διεύθυνση του ανέμου: $F=e/4=9,75$ m

Για τις πλευρές παράλληλες στη διεύθυνση του ανέμου: $F=e/10=3,9$ m



Για την επιφάνεια $F \rightarrow c_{pe, 10} = -1,42$ και $c_{pe, 1} = -2,32$ και $c_{pe, 10} = 0,07$ και $c_{pe, 1} = 0,07$

Για την επιφάνεια $G \rightarrow c_{pe, 10} = -1,06$ και $c_{pe, 1} = -1,82$ και $c_{pe, 10} = 0,07$ και $c_{pe, 1} = 0,07$

Για την επιφάνεια $H \rightarrow c_{pe, 10} = -0,49$ και $c_{pe, 1} = -0,88$ και $c_{pe, 10} = 0,07$ και $c_{pe, 1} = 0,07$

Για την επιφάνεια $J \rightarrow c_{pe, 10} = -0,22$ και $c_{pe, 1} = -0,40$ και $c_{pe, 10} = -0,39$ και $c_{pe, 1} = -0,39$

Για την επιφάνεια $I \rightarrow c_{pe, 10} = -0,53$ και $c_{pe, 1} = -0,53$ και $c_{pe, 10} = -0,39$ και $c_{pe, 1} = -0,39$

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης:

Η μπροστινή πλευρά είναι ανοιχτή. Θεωρήθηκε ότι η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας ανοιγμάτων στις υπόλοιπες επιφάνειες του κτιρίου. Η ανοιχτή πλευρά θεωρείται δεσπόζουσα. Επομένως ισχύει $c_{pi} = 0,75$ c_{pe} , όπου c_{pe} είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της δεσπόζουσας πλευράς. Η τιμή αυτή ισχύει για όλες τις εσωτερικές επιφάνειες του κτιρίου.

Για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:

$$c_{pe, 10} = 0,234 \cdot 1,2 + 0,766 \cdot 0,8 = 0,89$$

Για την δικλινή στέγη είναι:

$$c_{pe,10} = 0,117 \cdot (-1,42) + 0,382 \cdot (-0,49) + 0,117 \cdot (-0,22) + 0,382 \cdot (-0,49) = -0,57$$

$$c_{pe,10} = 0,117 \cdot (0,07) + 0,382 \cdot (0,07) + 0,117 \cdot (-0,39) + 0,382 \cdot (-0,39) = -0,16$$

- Διεύθυνση ανέμου $\theta = +90^\circ$

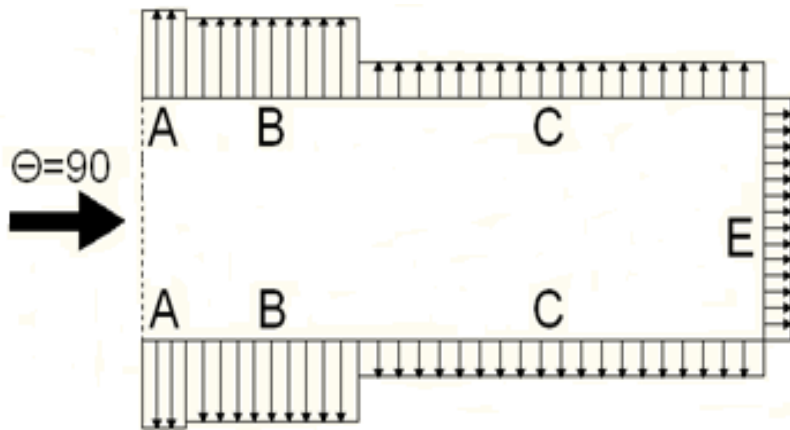
Συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

$$e = \min \{b, 2h\} = \min \{33,3, 2 \cdot 19,5\} = \min \{33,3, 37\} = 33,3 \text{ m}$$

$$e = 33,3 \text{ m} < d = 96 \text{ m} \rightarrow h/d = 19,5/96 = 0,20$$

$$A = e/5 = 6,66 \text{ m} \quad B = 4e/5 = 26,64 \text{ m}$$

Από τον πίνακα συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων, προκύπτει, με γραμμική παρεμβολή, ότι οι συντελεστές ανά επιφάνεια είναι:



Για την επιφάνεια A $\rightarrow c_{pe,10} = -1,20$ και $c_{pe,1} = -1,40$

Για την επιφάνεια B $\rightarrow c_{pe,10} = -0,80$ και $c_{pe,1} = -1,11$

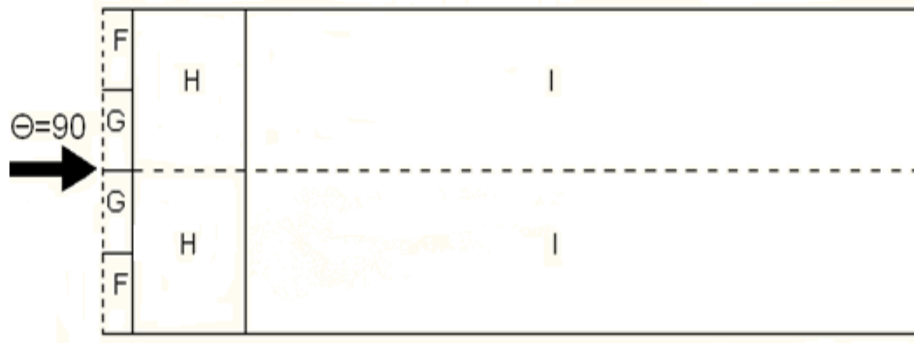
Για την επιφάνεια C $\rightarrow c_{pe,10} = -0,50$ και $c_{pe,1} = -0,50$

Για την επιφάνεια E $\rightarrow c_{pe,10} = -0,30$ και $c_{pe,1} = -0,30$

Από τον πίνακα συντελεστών εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες και διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$ προκύπτει, με γραμμική παρεμβολή για $\alpha = +8,5^\circ$, ότι οι συντελεστές ανά επιφάνεια είναι:

Για την πλευρά κάθετα στη διεύθυνση του ανέμου: $F = e/4 = 8,325 \text{ m}$

Για τις πλευρές παράλληλα στη διεύθυνση του ανέμου: $F = e/10 = 3,3 \text{ m}$



Για την επιφάνεια $F \rightarrow c_{pe, 10} = -1,49$ και $c_{pe, 1} = -2,13$

Για την επιφάνεια $G \rightarrow c_{pe, 10} = -1,30$ και $c_{pe, 1} = -2,00$

Για την επιφάνεια $H \rightarrow c_{pe, 10} = -0,66$ και $c_{pe, 1} = -1,20$

Για την επιφάνεια $I \rightarrow c_{pe, 10} = -0,56$ και $c_{pe, 1} = -0,56$

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης:

Για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:

$$c_{pe, 10} = 0,70$$

Για την δικλινή στέγη είναι:

$$c_{pe, 10} = 0,25 \cdot (-1,49) + 0,25 \cdot (-1,30) + 0,25 \cdot (-1,49) + 0,25 \cdot (-1,30) = -1,395$$

- Διεύθυνση ανέμου $\Theta = -90^\circ$

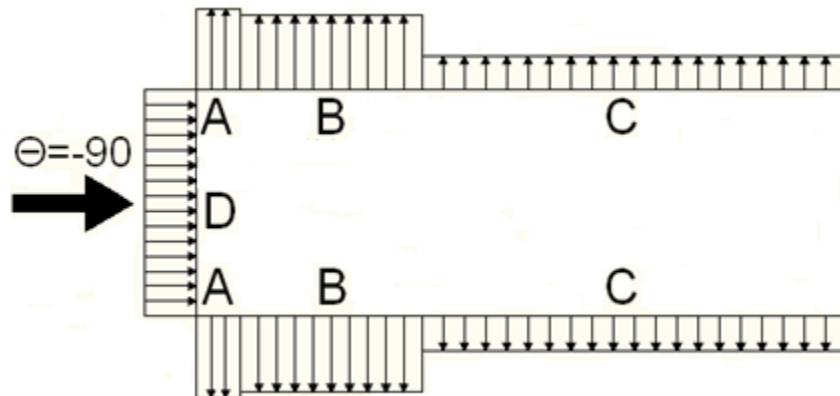
Συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

$$e = \min \{b, 2h\} = \min \{33,3, 2 \cdot 19,5\} = \min \{33,3, 39\} = 33,3 \text{ m}$$

$$e = 33,3 \text{ m} < d = 96 \text{ m} \rightarrow h/d = 19,5/96 = 0,20$$

$$A = e/5 = 6,66 \text{ m} \quad B = 4e/5 = 26,64 \text{ m}$$

Από τον πίνακα συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων, προκύπτει, με γραμμική παρεμβολή, ότι οι συντελεστές ανά επιφάνεια είναι:



Για την επιφάνεια A → $c_{pe, 10} = -1,20$ και $c_{pe, 1} = -1,40$

Για την επιφάνεια B → $c_{pe, 10} = -0,80$ και $c_{pe, 1} = -1,11$

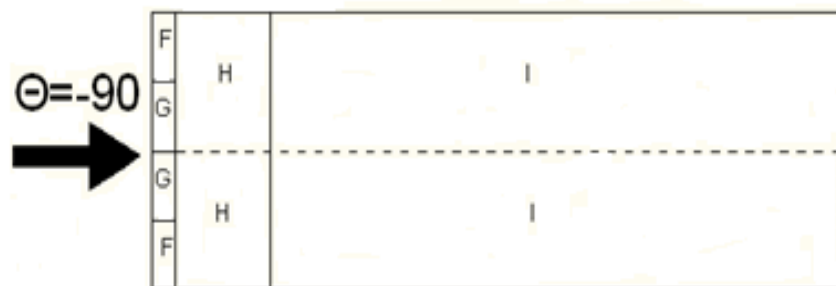
Για την επιφάνεια C → $c_{pe, 10} = -0,50$ και $c_{pe, 1} = -0,50$

Για την επιφάνεια D → $c_{pe, 10} = 0,70$ και $c_{pe, 1} = 1,00$

Από τον πίνακα συντελεστών εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες και διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$ προκύπτει, με γραμμική παρεμβολή για $\alpha = +8,5^\circ$, ότι οι συντελεστές ανά επιφάνεια είναι:

Για την πλευρά κάθετα στη διεύθυνση του ανέμου: $F=e/4=8,325$ m

Για την πλευρά παράλληλα στη διεύθυνση του ανέμου: $F=e/10=3,3$ m



Για την επιφάνεια F → $c_{pe, 10} = -1,49$ και $c_{pe, 1} = -2,13$

Για την επιφάνεια G → $c_{pe, 10} = -1,30$ και $c_{pe, 1} = -2,00$

Για την επιφάνεια H → $c_{pe, 10} = -0,66$ και $c_{pe, 1} = -1,20$

Για την επιφάνεια $I \rightarrow c_{pe, 10} = -0,56$ και $c_{pe, 1} = -0,56$

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης:

Για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:

$$c_{pe, 10} = -0,30$$

Για την δικλινή στέγη είναι:

$$c_{pe, 10} = -0,56$$

Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η βασική ταχύτητα ανέμου είναι:

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

Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b, 0}$ για τη χώρα μας ορίζεται σε 33 m/s για τα νησιά και παραλία μέχρι 10 km από την ακτή.

Η μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος είναι:

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

για κατηγορία εδάφους III $\rightarrow z_0 = 0,3 \text{ m}$ και $z_{min} = 5 \text{ m}$.

Επειδή $z_{min} = 5 \text{ m} < z_e = 19,5 \text{ m} < z_{max} = 200 \text{ m}$ ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z_e)$ δίνεται από την σχέση:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0}$$

όπου

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,22$$

Άρα

$$c_r(z_e) = 0,22 \cdot \ln \frac{19,5}{0,3} = 0,92$$

Επομένως

$$v_m(z_e) = 0,92 \cdot 1 \cdot 33 = 30,4 \text{ m/s}$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z_e είναι:

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

όπου

$$I_v(z_e) = \frac{k_i}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(19,5/0,3)} = 0,24$$

αφού $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$

Άρα

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot 0,24] \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,00125 \cdot 30,4^2 = 1,55 \text{ KN/m}^2$$

Τελικές πιέσεις

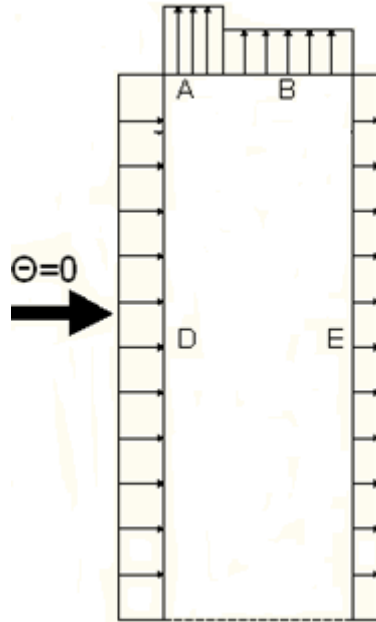
Η εξωτερική πίεση δίνεται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,55 \cdot c_{pe} \text{ KN/m}^2$$

Η εσωτερική πίεση που ασκείται στο εσωτερικό των κατακόρυφων τοίχων και στην οροφή είναι:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} = 1,55 \cdot 0,75 \cdot c_{pe} = 1,163 \cdot c_{pe} \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

- Διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

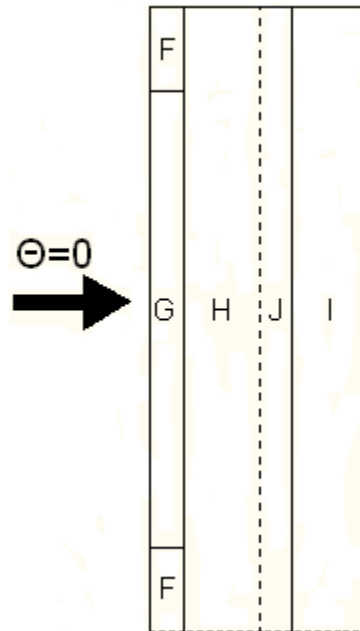


Για την επιφάνεια A $\rightarrow w = -0,82 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια B $\rightarrow w = -0,20 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια D $\rightarrow w = 2,18 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια E $\rightarrow w = -0,44 \text{ KN/m}^2$



Για την επιφάνεια F → $w = -2,87 \text{ KN/m}^2$ και $w = -0,08 \text{ KN/m}^2$

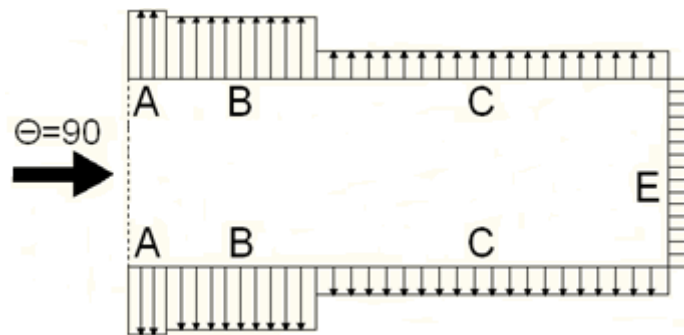
Για την επιφάνεια G → $w = -2,3 \text{ KN/m}^2$ και $w = -0,08 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια H → $w = -1,42 \text{ KN/m}^2$ και $w = -0,08 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια J → $w = -1,00 \text{ KN/m}^2$ και $w = -0,42 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια I → $w = -1,48 \text{ KN/m}^2$ και $w = -0,42 \text{ KN/m}^2$

- Διεύθυνση ανέμου $\Theta = +90^\circ$

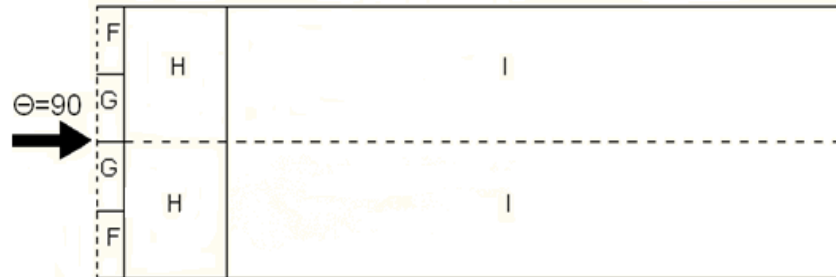


Για την επιφάνεια A → $w = -2,67 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια B → $w = -2,05 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια C → $w = -1,59 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια E → $w = -1,28 \text{ KN/m}^2$



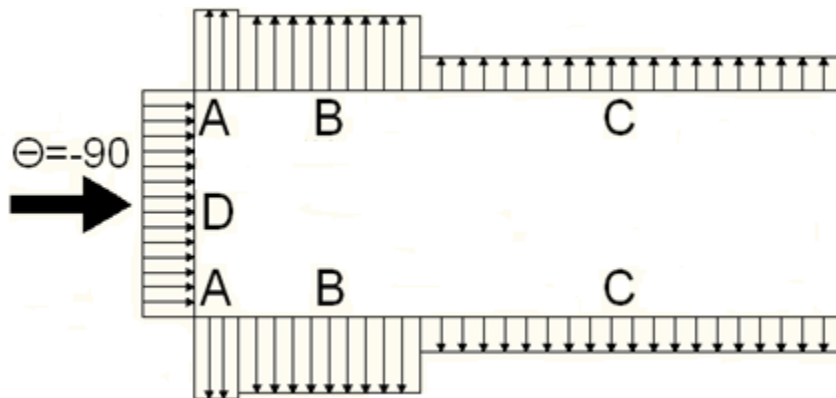
Για την επιφάνεια F → $w = -3,93 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια G → $w = -3,67 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια H → $w = -2,67 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια I → $w = -2,49 \text{ KN/m}^2$

- Διεύθυνση ανέμου $\theta = -90^\circ$

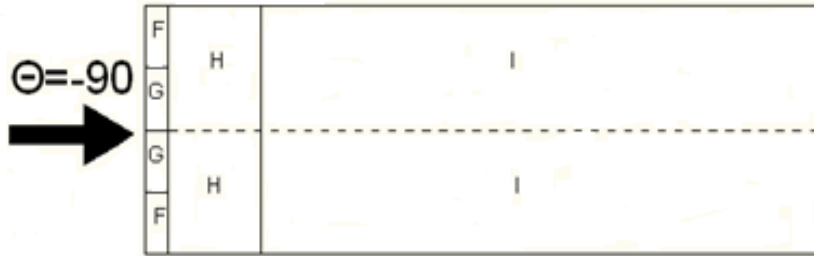


Για την επιφάνεια A → $w = -1,51 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια B → $w = -0,89 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια C → $w = -0,43 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια D → $w = 1,43 \text{ KN/m}^2$



Για την επιφάνεια F → $w = -2,96 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια G → $w = -2,67 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια H → $w = -1,67 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια I → $w = -1,52 \text{ KN/m}$

4.3.4.10.2 Κλειστές πόρτες

Ο δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ για $h = 19,5 \text{ m}$ και $b = 96 \text{ m}$ από το διάγραμμα για πολυώροφα χαλύβδινα κτίρια προέκυψε $c_s c_d = 0,85$ (ελάχιστη αποδεκτή τιμή).

Το ύψος αναφοράς είναι $z_e = 19,5 \text{ m}$ αφού $h = 26 \text{ m} < b = 96 \text{ m}$ ($z_e = h$).

- Διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

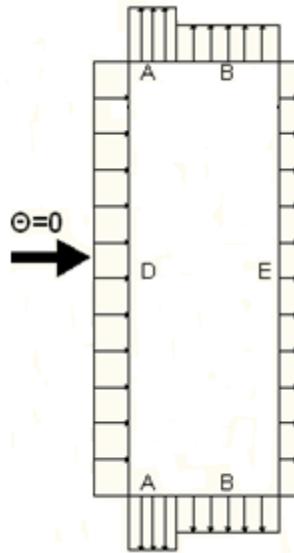
Συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

$$e = \min \{b, 2h\} = \min \{96, 2 \cdot 26\} = \min \{96, 39\} = 39 \text{ m}$$

$$e = 39 \text{ m} > d = 33,3 \text{ m} \rightarrow h/d = 19,5/33,3 = 0,59$$

$$A = e/5 = 39/5 = 7,8 \text{ m}$$

Από τον πίνακα συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων, προκύπτει, με γραμμική παρεμβολή, ότι οι συντελεστές ανά επιφάνεια είναι:



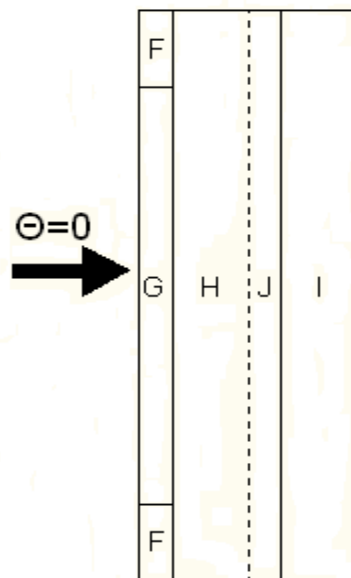
Για την επιφάνεια A → $c_{pe,10} = 1,20$ και $c_{pe,1} = -1,40$

Για την επιφάνεια B → $c_{pe,10} = 0,80$ και $c_{pe,1} = -1,10$

Για την επιφάνεια D → $c_{pe,10} = 0,74$ και $c_{pe,1} = 1,00$

Για την επιφάνεια E → $c_{pe,10} = -0,39$ και $c_{pe,1} = -0,39$

Από τον πίνακα συντελεστών εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες και διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$ προκύπτει, με γραμμική παρεμβολή για $\alpha = +8,5^\circ$, ότι οι συντελεστές ανά επιφάνεια είναι:



Για την επιφάνεια F $\rightarrow c_{pe, 10} = -1,42$ και $c_{pe, 1} = -2,32$ και $c_{pe, 10} = 0,07$ και $c_{pe, 1} = 0,07$

Για την επιφάνεια G $\rightarrow c_{pe, 10} = -1,06$ και $c_{pe, 1} = -1,82$ και $c_{pe, 10} = 0,07$ και $c_{pe, 1} = 0,07$

Για την επιφάνεια H $\rightarrow c_{pe, 10} = -0,49$ και $c_{pe, 1} = -0,88$ και $c_{pe, 10} = 0,07$ και $c_{pe, 1} = 0,07$

Για την επιφάνεια J $\rightarrow c_{pe, 10} = -0,22$ και $c_{pe, 1} = -0,40$ και $c_{pe, 10} = -0,39$ και $c_{pe, 1} = -0,39$

Για την επιφάνεια I $\rightarrow c_{pe, 10} = -0,53$ και $c_{pe, 1} = -0,53$ και $c_{pe, 10} = -0,39$ και $c_{pe, 1} = -0,39$

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης:

Δεν υπάρχει καθοριστική πλευρά. Επομένως θα υπολογιστεί ο συντελεστής μ .

$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνεια ανοιγμάτων όπου } c_{pe} \text{ αρνητική μηδέν}}{\sum \text{επιφάνεια όλων των ανοιγμάτων}}$$

$$\mu = \frac{33,3 + 33,3 + 96}{2 \cdot 96 + 2 \cdot 33,3} = 0,629 \cong 0,63$$

Από τον πίνακα για $h/d = 19,5/33,3 = 0,59$ και $\mu = 0,63 \rightarrow c_{pi} = -0,04$

- Διεύθυνση ανέμου $\theta = +90^\circ$

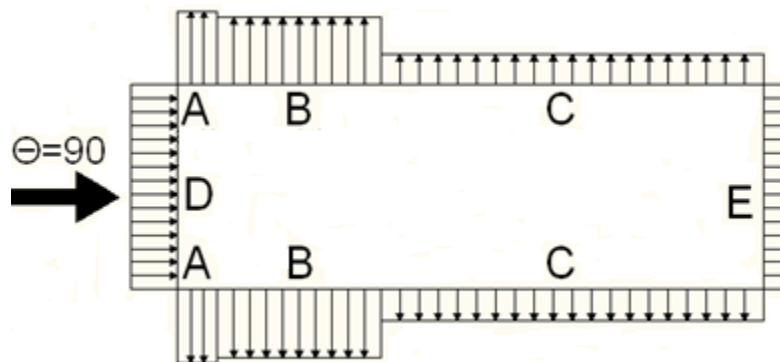
Συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

$$e = \min \{b, 2h\} = \min \{33,3, 2 \cdot 19,5\} = \min \{33,3, 39\} = 33,3 \text{ m}$$

$$e = 33,3 \text{ m} < d = 96 \text{ m} \rightarrow h/d = 19,5/96 = 0,20$$

$$A = e/5 = 33,3/5 = 6,66 \text{ m} \quad B = 4e/5 = 26,64 \text{ m}$$

Από τον πίνακα συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων, προκύπτει, με γραμμική παρεμβολή, ότι οι συντελεστές ανά επιφάνεια είναι:



Για την επιφάνεια A → $c_{pe, 10} = -1,20$ και $c_{pe, 1} = -1,40$

Για την επιφάνεια B → $c_{pe, 10} = -0,80$ και $c_{pe, 1} = -1,11$

Για την επιφάνεια C → $c_{pe, 10} = -0,50$ και $c_{pe, 1} = -0,50$

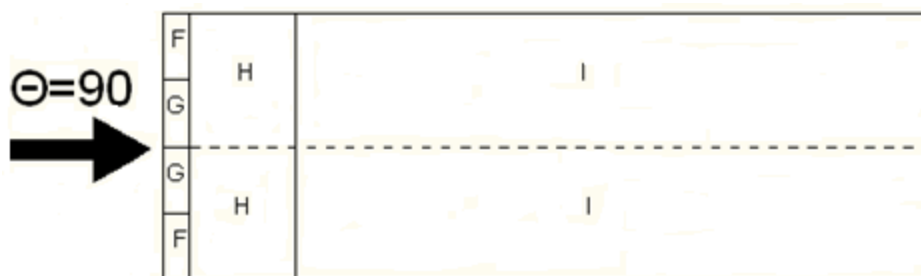
Για την επιφάνεια D → $c_{pe, 10} = 0,70$ και $c_{pe, 1} = 1,00$

Για την επιφάνεια E → $c_{pe, 10} = -0,30$ και $c_{pe, 1} = -0,30$

Από τον πίνακα συντελεστών εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες και διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$ προκύπτει, με γραμμική παρεμβολή για $\alpha = +8,5^\circ$, ότι οι συντελεστές ανά επιφάνεια είναι:

Για την πλευρά κάθετη στη διεύθυνση του ανέμου: $F = 8,325 \text{ m}$

Για την πλευρά παράλληλη στη διεύθυνση του ανέμου: $F = 3,3 \text{ m}$



Για την επιφάνεια F → $c_{pe, 10} = -1,49$ και $c_{pe, 1} = -2,13$

Για την επιφάνεια G → $c_{pe, 10} = -1,30$ και $c_{pe, 1} = -2,00$

Για την επιφάνεια H → $c_{pe, 10} = -0,66$ και $c_{pe, 1} = -1,20$

Για την επιφάνεια I → $c_{pe, 10} = -0,56$ και $c_{pe, 1} = -0,56$

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης:

$$\mu = \frac{96 + 96 + 33,3}{2 \cdot 96 + 2 \cdot 33,3} = 0,87$$

Από τον πίνακα για $h/d = 19,5/96 = 0,20$ και $\mu = 0,87 \rightarrow c_{pi} = -0,27$

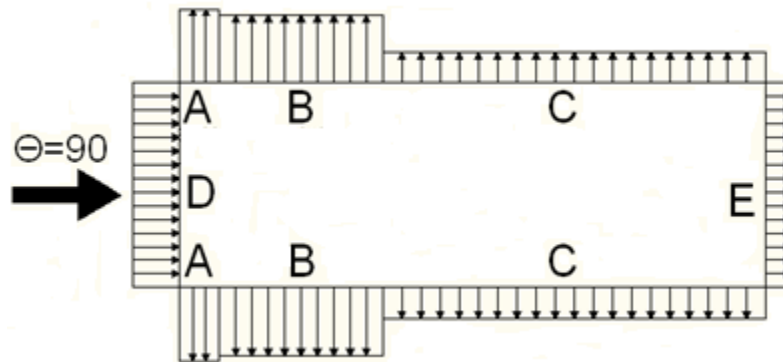
- Διεύθυνση ανέμου $\Theta = -90^\circ$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

$$e = \min \{b, 2h\} = \min \{33,3, 2 \cdot 19,5\} = \min \{33,3, 39\} = 33,3 \text{ m}$$

$$e = 33,3 \text{ m} < d = 96 \text{ m} \rightarrow h/d = 19,5/96 = 0,20$$

Από τον πίνακα συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων, προκύπτει, με γραμμική παρεμβολή, ότι οι συντελεστές ανά επιφάνεια είναι:



Για την επιφάνεια A $\rightarrow c_{pe, 10} = -1,20$ και $c_{pe, 1} = -1,40$

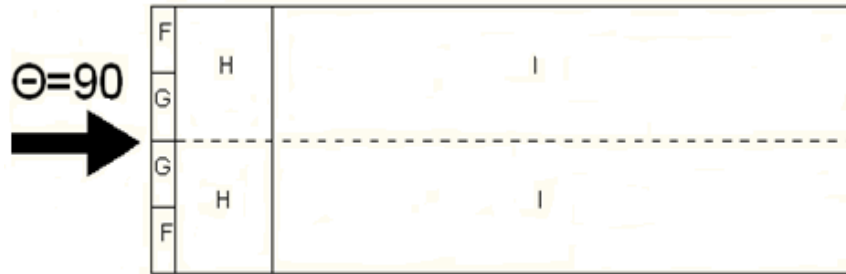
Για την επιφάνεια B $\rightarrow c_{pe, 10} = -0,80$ και $c_{pe, 1} = -1,11$

Για την επιφάνεια C $\rightarrow c_{pe, 10} = -0,50$ και $c_{pe, 1} = -0,50$

Για την επιφάνεια D $\rightarrow c_{pe, 10} = 0,75$ και $c_{pe, 1} = 1,00$

Για την επιφάνεια E $\rightarrow c_{pe, 10} = -0,41$ και $c_{pe, 1} = -0,41$

Από τον πίνακα συντελεστών εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες και διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$ προκύπτει, με γραμμική παρεμβολή για $\alpha = +8,5^\circ$, ότι οι συντελεστές ανά επιφάνεια είναι:



Για την επιφάνεια F $\rightarrow c_{pe, 10} = -1,49$ και $c_{pe, 1} = -2,13$

Για την επιφάνεια G $\rightarrow c_{pe, 10} = -1,30$ και $c_{pe, 1} = -2,00$

Για την επιφάνεια H $\rightarrow c_{pe, 10} = -0,66$ και $c_{pe, 1} = -1,20$

Για την επιφάνεια I $\rightarrow c_{pe, 10} = -0,56$ και $c_{pe, 1} = -0,56$

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης:

$$\mu = \frac{96 + 96 + 33,3}{2 \cdot 96 + 2 \cdot 33,3} = 0,87$$

Από τον πίνακα για $h/d = 26/96 = 0,65$ και $\mu = 0,87 \rightarrow c_{pi} = -0,27$

Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η βασική ταχύτητα ανέμου είναι:

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

Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ για τη χώρα μας ορίζεται σε 33 m/s για τα νησιά και παραλία μέχρι 10 km από την ακτή.

Η μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος είναι:

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

για κατηγορία εδάφους III $\rightarrow z_0 = 0,3$ m και $z_{\min} = 5$ m.

Επειδή $z_{\min} = 5$ m $< z_e = 26$ m $< z_{\max} = 200$ m ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z_e)$ δίνεται από την σχέση:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0}$$

όπου

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,22$$

Άρα

$$c_r(z_e) = 0,22 \cdot \ln \frac{19,5}{0,3} = 0,92$$

Επομένως

$$v_m(z_e) = 0,98 \cdot 1 \cdot 33 = 30,4 \text{ m/s}$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z_e είναι:

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

όπου

$$I_v(z_e) = \frac{k_i}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(19,5/0,3)} = 0,24$$

αφού $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$

Άρα

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot 0,22] \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,00125 \cdot 30,4^2 = 1,55 \text{ KN/m}^2$$

Τελικές πιέσεις

Η εξωτερική πίεση δίνεται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,55 \cdot c_{pe} \text{ KN/m}^2$$

Η εσωτερική πίεση που ασκείται στο εσωτερικό των κατακόρυφων τοίχων και στην οροφή είναι:

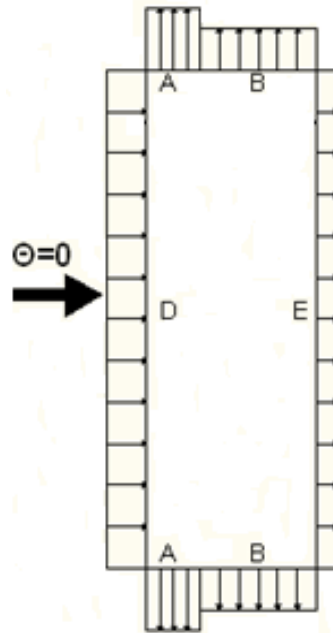
$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} = 1,55 \cdot c_{pi}$$

για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$ $w_i = -0,062$

για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$ $w_i = -0,42$

για διεύθυνση ανέμου $\theta = -90^\circ$ $w_i = -0,42$

- Διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

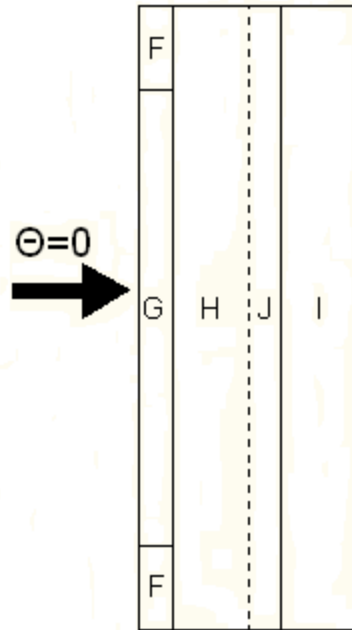


Για την επιφάνεια A $\rightarrow w = -1,80 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια B $\rightarrow w = -1,18 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια D $\rightarrow w = 1,21 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια E $\rightarrow w = -0,53 \text{ KN/m}^2$



Για την επιφάνεια F $\rightarrow w = -2,14 \text{ KN/m}^2$ και $w = 0,17 \text{ KN/m}^2$

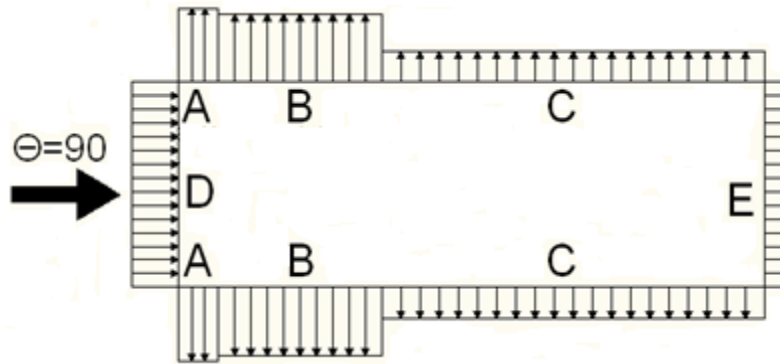
Για την επιφάνεια G $\rightarrow w = -1,58 \text{ KN/m}^2$ και $w = 0,18 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια H $\rightarrow w = -0,70 \text{ KN/m}^2$ και $w = 0,17 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια J $\rightarrow w = -0,28 \text{ KN/m}^2$ και $w = -0,54 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια I $\rightarrow w = -0,76 \text{ KN/m}^2$ και $w = -0,54 \text{ KN/m}^2$

- Διεύθυνση ανέμου $\Theta = +90^\circ$



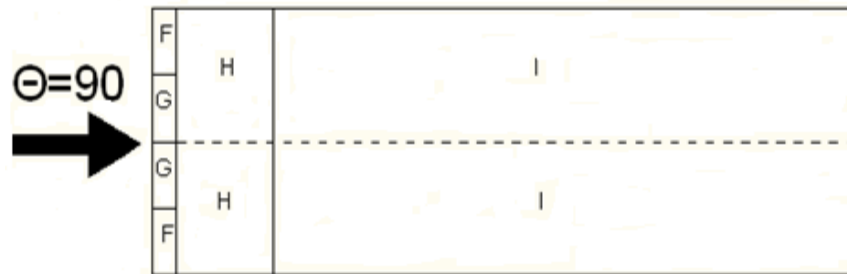
Για την επιφάνεια A → $w = -1,44 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια B → $w = -0,82 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια C → $w = -0,33 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια D → $w = 1,51 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια E → $w = -0,05 \text{ KN/m}^2$



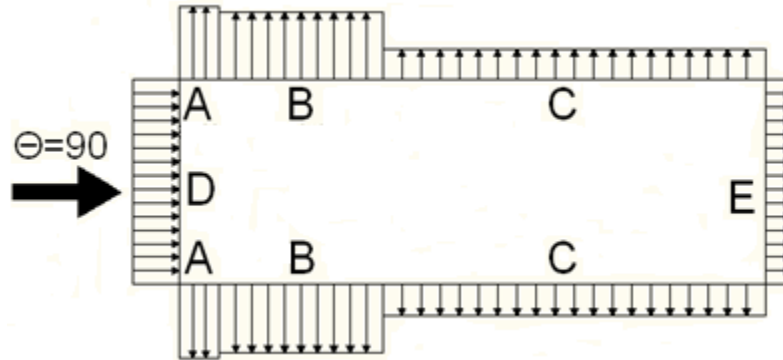
Για την επιφάνεια F → $w = -1,88 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια G → $w = -1,60 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια H → $w = -0,60 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια I → $w = -0,47 \text{ KN/m}^2$

- Διεύθυνση ανέμου $\theta = -90^\circ$



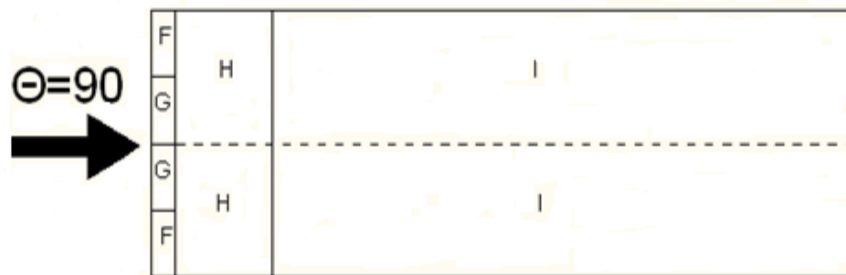
Για την επιφάνεια A $\rightarrow w = -1,44 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια B $\rightarrow w = -0,82 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια C $\rightarrow w = -0,33 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια D $\rightarrow w = 1,51 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια E $\rightarrow w = -0,05 \text{ KN/m}^2$



Για την επιφάνεια F $\rightarrow w = -1,88 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια G $\rightarrow w = -1,60 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια H $\rightarrow w = -0,60 \text{ KN/m}^2$

Για την επιφάνεια I $\rightarrow w = -0,47 \text{ KN/m}^2$

Για την διεύθυνση $\theta=0^\circ$ και για ανοιχτές και για κλειστές πόρτες, επειδή η στέγη έχει κλίση $8,5^\circ$ θα έπρεπε να θεωρηθούν τέσσερις περιπτώσεις φορτίσεις όπου οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές όλων των επιφανειών F, G και H θα συνδυάζονταν με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J. Όμως για λόγους οικονομίας των συνδυασμών φόρτισης σε αυτή την διεύθυνση θεωρήθηκε μόνο μια περίπτωση, η δυσμενέστερη.

4.3.5 Σεισμική δράση

Ως σεισμός, ορίζεται μια ακολουθία δονήσεων, οι οποίες περιέχονται από ένα σημείο (περισσότερο ή λιγότερο βαθύ) του στερεού φλοιού της γης, οι οποίες οφείλονται σε φαινόμενα τεκτονικού χαρακτήρα και επιβάλλουν μετακινήσεις μεταβαλλόμενης φοράς σε μια περιοχή (περισσότερο ή λιγότερο εκτεταμένη) της επιφάνειας της γης.

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

Η χώρα μας βρίσκεται σε εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ο ΕΑΚ 2000 (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός) ως νόμος του κράτους, καλύπτει τα λεγόμενα έργα «κανονικού κινδύνου» (δηλ. έργα των οποίων η ενδεχόμενη βλάβη περιορίζεται στο ίδιο το έργο, στο περιεχόμενο του και στην άμεση γειτονία του) και περιέχει τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, το μέγεθος των σεισμικών δράσεων και τους κανόνες συνδυασμού με άλλες δράσεις, καθώς και κανόνες εφαρμογής για κτιριακά κυρίως έργα.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντευτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Τις κινήσεις αυτές στα επόμενα θα ονομάζουμε σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους.

Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού A, ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η εδαφική επιτάχυνση A κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη (τιμές $\gamma_I A$), ανάλογα με την κατηγορία

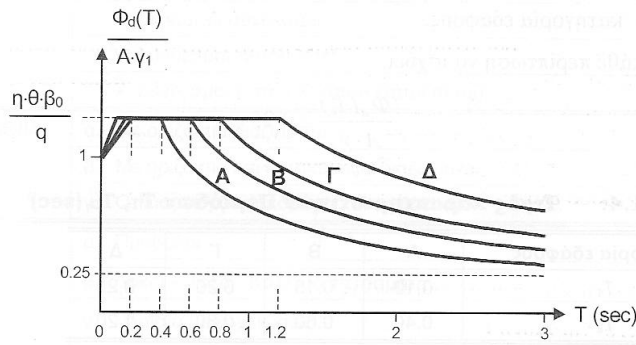
σπουδαιότητας των έργων «κανονικού κινδύνου». Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους.

Η σεισμική κίνηση τυχόντος σημείου του εδάφους στο χώρο καθορίζεται με τη βοήθεια των δύο οριζόντιων και κάθετων μεταξύ τους συνιστωσών της (με τυχόντα προσανατολισμό) και της κατακόρυφης συνιστώσας. Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατικά ανεξάρτητες. Στην έκταση της κάτοψης συνήθων κτιρίων όλα τα σημεία του εδάφους θεωρείται ότι εκτελούν την ίδια μεταφορική κίνηση. Η κίνηση αυτή θεωρείται αμετάβλητη από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι την στάθμη ή τις στάθμες θεμελίωσης. Ειδικότερα, στην περίπτωση κτιρίου με διάφορες στάθμες θεμελίωσης, η σεισμική διέγερση σχεδιασμού υποτίθεται ενιαία σε όλες τις στάθμες. Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (σε όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Οι τεταγμένες του φάσματος απόκρισης δίνουν την μέγιστη επιτάχυνση του μονοβάθμιου ταλαντωτή, κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης, συναρτήσει της ιδιοπεριόδου T και του ποσοστού κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης ζ . Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης του εδάφους χαρακτηρίζονται με το ίδιο «ελαστικό φάσμα» επιτάχυνσης Φ_e . Το «ελαστικό φάσμα» επιτάχυνσης δεν αντιστοιχεί σε καμία πραγματική σεισμική δόνηση, αλλά είναι αποτέλεσμα στατιστικής επεξεργασίας φασμάτων πολλών σεισμικών δονήσεων (ταξινόμηση κατά κατηγορίες εδαφών, κανονικοποίηση, κλπ.) και ομαλοποίηση της τελικής φασματικής γραμμής. Το φάσμα αυτό χρησιμοποιείται μόνο στην περίπτωση ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής και εφόσον η απόκριση υπολογίζεται με τη δυναμική φασματική μέθοδο. Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας προκύπτει από το φάσμα των οριζόντιων συνιστωσών, πολλαπλασιάζοντας τις τεταγμένες του με το 0,70. Για λόγους απλοποίησης διατηρείται το ίδιο συχνοτικόπεριεχόμενο (ίδια μορφή φάσματος), παρά το γεγονός ότι η κατακόρυφη συνιστώσα είναι πλουσιότερη σε υψηλές συχνότητες. Για την «ισοδύναμη» γραμμική ανάλυση των κατασκευών στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς τους, χρησιμοποιούνται τα «φάσματα σχεδιασμού» Φ_d , τα οποία προκύπτουν με τροποποίηση των ελαστικών φασμάτων.

Τα φάσματα σχεδιασμού περιλαμβάνουν τα παρακάτω δύο μέρη, τα οποία συνδέονται αναπόσπαστα και από κοινού αποτελούν την απαίτηση του κανονισμού:

1. Το σχήμα του φάσματος
2. Την ένταση των σεισμικών διεγέρσεων, η οποία εκτός από την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, επηρεάζεται και από τις ελαστοπλαστικές και αποσβεστικές ιδιότητες της ίδιας της κατασκευής.

Το σχήμα του φάσματος καθορίζεται από την τιμή της μέγιστης ενίσχυσης β_0 και τις περιόδους T_1 και T_2 . Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις:



Φάσμα σχεδιασμού: $\frac{\Phi_d(T)}{A \cdot \gamma_I}$ [σχεδίαση για $\frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} = 2.5/2.0$]

$$0 \leq T < T_1 \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q}$$

$$T_2 \leq T \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

όπου

$A = a \cdot g$ μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

g επιτάχυνση της βαρύτητας

γ_I συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου

q συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής

η διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης $\neq 5\%$

θ συντελεστής απορροής της θεμελίωσης

T_1, T_2 χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος

$\beta_0 = 2.5$ συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$n = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

όπου οι τιμές της κρίσιμης απόσβεσης $\zeta(\%)$ δίνονται στον Πίνακα 3.23 για κάθε είδος κατασκευής. Ο διορθωτικός συντελεστής « η » εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής

της ιξώδους απόσβεση στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης ζ είναι διάφορο του 5%. Η αύξηση της απόσβεσης στην ανελαστική περιοχή της συμπεριφοράς (υστερητική απόσβεση) συμπεριλαμβάνεται στην τιμή του δείκτη συμπεριφοράς q .

Πίνακας 4.6 Τιμές ποσοστού απόσβεσης

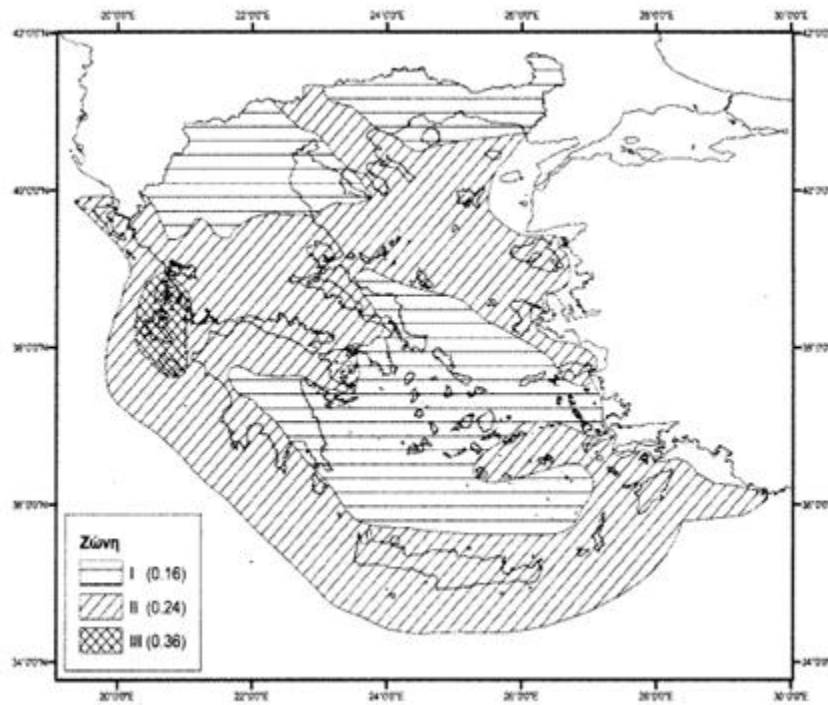
Είδος κατασκευής	$\zeta\%$
Μεταλλική: με συγκολλήσεις	2
με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα: άοπλο	3
οπλισμένο	5
προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία: οπλισμένη	6
διαζωματική	5
Ξύλινη: κολλητή	4
κοχλιωτή	4
ηλωτή	5

Σε κάθε περίπτωση απαιτείται:

$$\frac{\Phi_d(T)}{A \cdot \gamma_I} \geq 0.25$$

4.3.5.1 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Για την εφαρμογή του παρόντος Κανονισμού η χώρα υποδιαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I, II και III, τα όρια των οποίων καθορίζονται στον Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος (Σχ. 3.55). Σε κάθε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A, σύμφωνα με τον Πίνακα 3.24. Οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους του Πίνακα 3.24 εκτιμάται, σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, ότι έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.



Σχ. 4.15 Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος

Πίνακας 4.7 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $A = a \cdot g$ (g: επιτάχυνση βαρύτητας)

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
α	0,16	0,24	0,36

4.3.5.2 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γι σύμφωνα με τον Πίνακα 4.8.

Πίνακας 4.8 Συντελεστές Σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ _i
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0,85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1,00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημοσίων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύμεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1,15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.)	1,30

4.3.5.3 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής αυτός εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του q δίνονται στον Πίνακα 3.26 ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι για τον σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (πλαστική συμπεριφορά). Σε περίπτωση επιθυμητής ελαστικής συμπεριφοράς λαμβάνεται $q=1$.

Πίνακας 3.26 Μέγιστες τιμές Συντελεστή Συμπεριφοράς q

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΝΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοί με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1,00
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1,00
	β. Δοκοί – Τόξα- Κολλητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

4.3.5.4 Κατάταξη εδαφών

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ και Χ, που περιγράφονται στον Πίνακα 3.27. Δόμηση μόνιμων έργων σε εδάφη κατηγορίας Χ μπορεί να γίνει μόνο ύστερα από λεπτομερείς έρευνες και μελέτες, εφόσον ληφθούν κατάλληλα μέτρα βελτίωσης των ιδιοτήτων του εδάφους, και αντιμετωπισθούν

με ειδικό τρόπο τα συγκεκριμένα προβλήματα που υπάρχουν. Σχηματισμός πάχους μικρότερου των 5μ μπορεί να θεωρείται ότι ανήκει στην αμέσως προηγούμενη κατηγορία εδάφους με εξαίρεση την κατηγορία X. I_p

Πίνακας 4.9 Κατηγορίες εδάφους

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	<p>Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.</p>
B	<p>Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p>
Γ	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Ιλοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.</p>
Δ	<p>Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.</p>
X	<p>Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων)</p> <p>Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα.</p> <p>Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.</p>

	<p>Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής.</p> <p>Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη.</p> <p>Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.</p>
--	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Πίνακας 4.10 Τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T_1 , T_2 (sec)

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
T_1	0,10	0,15	0,20	0,20
T_2	0,40	0,60	0,80	1,20

4.3.5.5 Συντελεστής θεμελίωσης

Ο συντελεστής θεμελίωσης θ εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης. Σε εδάφη κατηγορίας A ή B ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1,0. Σε εδάφη κατηγορίας Γ ή Δ ο συντελεστής θεμελίωσης θ επιτρέπεται να λαμβάνει τις τιμές που δίνονται στον Πίνακα 5.29, όταν συντρέχει τουλάχιστον μία από τις προϋποθέσεις που αναφέρονται σε αυτόν και εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος κατηγορίας B.

Πίνακας 4.11 Συντελεστής θεμελίωσης

Προϋποθέσεις	
1α.	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο
1β.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση
1γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή
2α.	Το κτίριο διαθέτει δύο τουλάχιστον υπόγεια
2β.	Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση
2γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους)
Παρατήρηση: Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχώματα έτσι, ώστε οι συνδεόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.	

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας καθορίζεται από τις εξισώσεις επιτάχυνσης με τις εξής μεταβολές:

- Αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης A χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα $A_v = 0,70 \cdot A$
- Αντί του συντελεστή συμπεριφοράς q χρησιμοποιείται ο συντελεστής $q_v = 0.50q \geq 1.00$ και
- Η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης θ λαμβάνεται ίση με 1,0

4.3.5.6 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ προβλέπονται δύο μέθοδοι γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

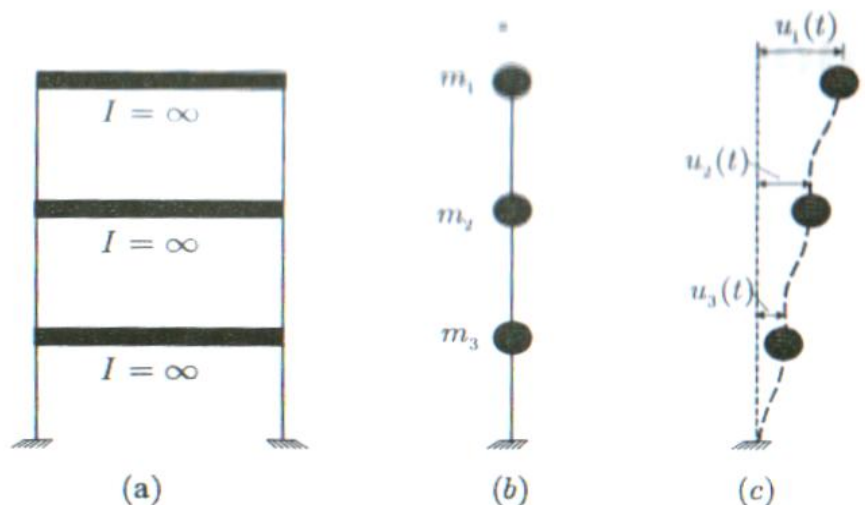
- Η Δυναμική Φασματική Μέθοδος
- Η Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος

Η Δυναμική Φασματική Μέθοδος είναι γενικής εφαρμογής και μεγαλύτερης ακρίβειας από την Ισοδύναμη Στατική. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, η απόκριση της κατασκευής προκύπτει από κατάλληλη επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων που αντιστοιχούν σε

κάθε ιδιομορφή. Το πλήθος των ιδιομορφών ταλάντωσης της κατασκευής που λαμβάνεται υπόψη διαφέρει κάθε φορά ανάλογα με την επιθυμητή ακρίβεια.

Στην Ισοδύναμη Στατική Μέθοδο η απόκριση της κατασκευής προκύπτει από την εφαρμογή ισοδύναμων σεισμικών φορτίων, τα οποία εφαρμόζονται στις θέσεις των συγκεντρωμένων μαζών της κατασκευής σαν στατικά φορτία, δηλαδή κατά τέτοιο τρόπο ώστε οι αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις να είναι αμελητέες. Με αυτή τη μέθοδο λαμβάνεται υπόψη μόνο η πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης της κατασκευής.

Και οι δύο μέθοδοι υιοθετούν την παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων. Αναλυτικότερα η μάζα, ενώ είναι κατανομημένη σε όλα τα μέλη τους, συχνά εμφανίζει συγκεντρώσεις σε ορισμένα σημεία ή περιοχές, στα κτίρια π.χ. η μάζα συγκεντρώνεται στις στάθμες των ορόφων, υιοθετείται δηλαδή η παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων τους. Αυτό επιτρέπει να περιγράψουμε την κίνηση του απειροβάθμιου συστήματος με πολυβάθμιο λαμβάνοντας ως συντεταγμένες της παραμόρφωσης τις συνιστώσες μετατοπίσεως των σημείων της κατασκευής που παρουσιάζουν συγκέντρωση των αδρανειακών χαρακτηριστικών τους (μαζών, ροπών αδρανείας).



Σχ. 4.16 Τριώροφο κτίριο με παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών

4.3.5.6.1 Δυναμική φασματική μέθοδος

Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο ΕΑΚ2000. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή αρκεί η θεώρηση ενός

μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ), ενώ για, $q>1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$. Στη συνήθη περίπτωση κατασκευών από το ίδιο υλικό, επιτρέπεται η χρήση σταθερού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ζ για όλες τις ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T=0,03\text{sec}$, τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα $M/\Sigma M_i$. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0,20 \text{ sec}$ λαμβάνονται πάντοτε υπόψη.

Η απλοποιητική φασματική μέθοδος προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μόνο-ιδιομορφική μέθοδος). Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου οι δύο συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$. Η μέθοδος εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

1. Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους.
2. Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των δύο ορόφων σε ζώνες οποιασδήποτε σεισμικής επικινδυνότητας και τα κτίρια σπουδαιότητας Σ3 άνω των δύο ορόφων στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας II και III.

Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό, όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

1. Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδο τους. Η λειτουργία αυτή, αν δεν γίνεται ακριβέστερος έλεγχος θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου.

2. Η αύξηση ή μείωση $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i$ της σχετικής δυσκαμψίας K_i ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές $0,35K_i$ και $0,50K_i$, αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών $E \cdot I/h$ των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.
3. Η αύξηση ή μείωση $\Delta m_i = m_{i+1} - m_i$ της μάζας m_i ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές $0,35m_i$ και $0,50m_i$, αντίστοιχα. Από τον έλεγχο του κριτηρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου.

4.3.5.7. Σεισμική φόρτιση υποστέγου

Κατά τη διάρκεια του σεισμού, η κατασκευή υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις, οφειλόμενες στη μετακίνηση του εδάφους. Η κατασκευή αποκρίνεται σε αυτές τις μετακινήσεις, επιστρατεύοντας την ακαμψία και την αντοχή της.

Η σεισμική δύναμη (ουσιαστικά δεν επιβάλλεται δύναμη από το σεισμό αλλά λόγω των επιβαλλόμενων από το σεισμό παραμορφώσεων αναπτύσσονται εσωτερικά μεγέθη) παραλαμβάνεται από τα παράλληλα πλαίσια και ανακατανέμεται μέσω των συνδέσμων ακαμψίας σε όλη την κατασκευή.

Κατασκευάστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού για τις οριζόντιες και τις κατακόρυφες συνιστώσες του σεισμού. Για την κατασκευή των φασμάτων έγιναν οι παρακάτω παραδοχές:

- Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας **II (A=0,24g)**
- Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_1=1.00$
- Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς κατά την διεύθυνση $Yq=1,50$
- Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς κατά την διεύθυνση $Xq=1,50$
- Συντελεστής επιρροής θεμελίωσης $\theta=1.00$
- Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης $\beta_0=2.5$
- Κατηγορία εδάφους **B (T₁=0.15 sec, T₂=0.60 sec)**
- Συντελεστής απόσβεσης $\zeta=3\%$

Με βάση τις παραπάνω παραδοχές έχουμε για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού:

$$0 \leq T < T_1$$

$$\Phi_d(T) = 1 \cdot 0,24 \cdot 9,81 \cdot \left[1 + \frac{T}{0,15} \left(\frac{1,1832 \cdot 1 \cdot 2,5}{1,5} - 1 \right) \right] = 2,354 \cdot [1 + 6,48T]$$

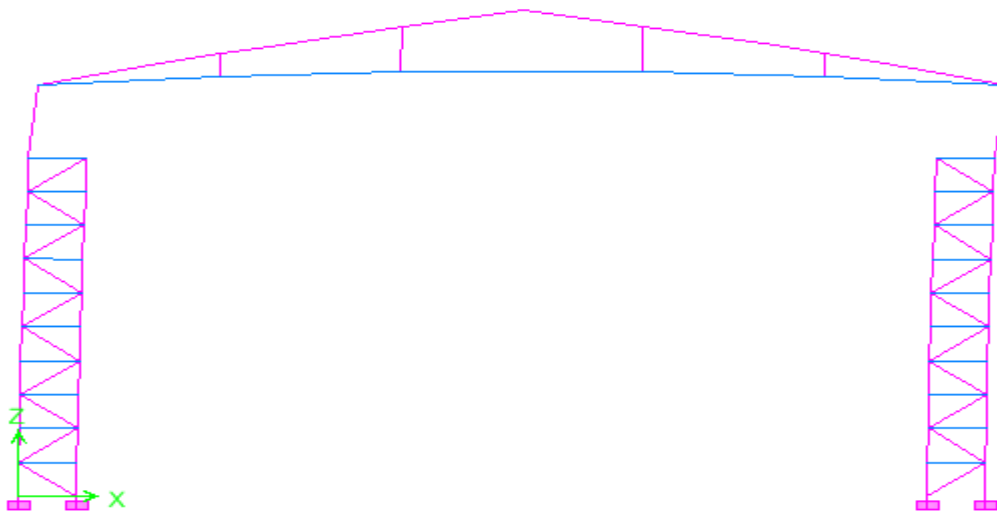
$$T_1 \leq T \leq T_2$$

$$\Phi_d(T) = 1 \cdot 0,24 \cdot 9,81 \cdot \frac{1,1832 \cdot 1 \cdot 2,5}{1,5} = 4,64$$

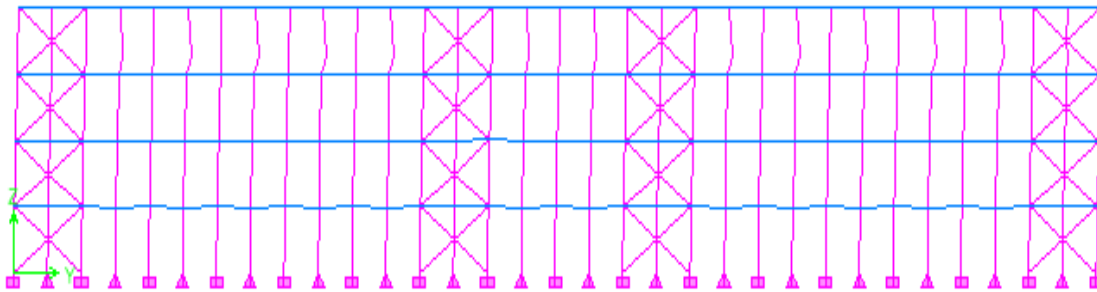
$$T_2 \leq T$$

$$\Phi_d(T) = 1 \cdot 0,24 \cdot 9,81 \cdot \frac{1,1832 \cdot 1 \cdot 2,5}{1,5} \cdot \left(\frac{0,60}{T} \right)^{2/3} = 4,64 \cdot \left(\frac{0,60}{T} \right)^{2/3}$$

Από την ανάλυση του φορέα στο ETABS προέκυψαν οι παρακάτω παραμορφώσεις κατά X και κατά Y.



Σχ. 4.17 Παραμόρφωση λόγω σεισμικής δύναμης κατά X



Σχ. 4.18 Παραμόρφωση λόγω σεισμικής δύναμης κατά Y

4.3.5.8. Ιδιομορφές

Για την ανάλυση επιλέχθηκε η Δυναμική Φασματική Μέθοδος. Στο πρόγραμμα ορίστηκαν οι συνιστώσες EX, EY και EZ και εφαρμόστηκε ο κανόνας της απλής τετραγωνικής επαλληλίας, γνωστός ως SRSS- κανόνας (SquareRootoftheSumoftheSquares). Κατά την επίλυση και διαστασιολόγηση του φορέα ορίστηκαν 130 ιδιομορφές έτσι ώστε να επιτευχθεί ποσοστό 90% της δρώσας μάζας.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,907087	0	0,1449	0	0,1449
2	0,906987	0	0	0	0,1449
3	0,906974	0	0	0	0,1449
4	0,906972	0	0	0	0,1449
5	0,906971	0	0	0	0,145
6	0,90697	0	0	0	0,145
7	0,90697	0	0	0	0,145
8	0,90697	0	0	0	0,145
9	0,90697	0	0	0	0,145
10	0,906969	0	0,0001	0	0,1451
11	0,906969	0	0	0	0,1451
12	0,906968	0	0	0	0,1451

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

13	0,906967	0	0	0	0,1451
14	0,906966	0	0	0	0,1451
15	0,906966	0	0	0	0,1451
16	0,906966	0	0	0	0,1451
17	0,906966	0	0	0	0,1451
18	0,817197	0	13,1616	0	13,3067
19	0,791068	0	12,4065	0	25,7132
20	0,470236	0,0031	46,6192	0,0031	72,3324
21	0,41473	19,3068	0,0063	19,3099	72,3386
22	0,401207	9,9272	0	29,2371	72,3386
23	0,39619	9,7222	0	38,9593	72,3386
24	0,396186	14,7494	0	53,7087	72,3386
25	0,392181	14,0694	0	67,7781	72,3386
26	0,392155	8,0228	0	75,8009	72,3386
27	0,387666	0,2205	0,0002	76,0214	72,3388
28	0,386591	0,0109	0	76,0324	72,3388
29	0,385934	0,0396	0	76,072	72,3388
30	0,374443	0,1036	0	76,1756	72,3389
31	0,374225	0,1552	0	76,3308	72,3389
32	0,361216	0,0026	0	76,3334	72,3389
33	0,361117	0,0025	0	76,3359	72,3389
34	0,261169	0,0192	0,0103	76,3551	72,3492
35	0,248639	0	0	76,3551	72,3492
36	0,248623	0	0	76,3551	72,3492
37	0,248621	0	0	76,3551	72,3492
38	0,248619	0	0	76,3551	72,3492
39	0,248619	0	0	76,3551	72,3492
40	0,248618	0	0	76,3551	72,3492
41	0,248618	0	0	76,3551	72,3492
42	0,248618	0	0	76,3551	72,3492
43	0,248618	0	0	76,3551	72,3492
44	0,248618	0	0	76,3551	72,3492
45	0,248618	0	0	76,3551	72,3492
46	0,248618	0	0	76,3551	72,3492
47	0,248618	0	0	76,3551	72,3492
48	0,248618	0	0	76,3551	72,3492
49	0,248618	0	0	76,3551	72,3492
50	0,248618	0	0	76,3551	72,3492
51	0,247946	0,0032	0,0015	76,3584	72,3507
52	0,237589	0,3145	0,0762	76,6728	72,4268
53	0,215401	0,0009	18,8279	76,6737	91,2547

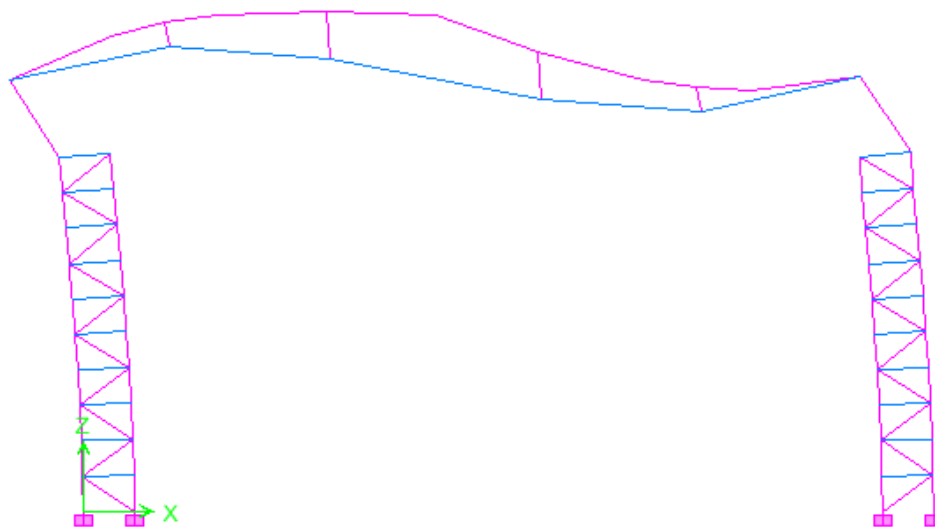
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

54	0,210267	2,1841	0,0295	78,8578	91,2842
55	0,19517	0	0	78,8578	91,2842
56	0,195138	0	0	78,8578	91,2842
57	0,194556	0	0,0001	78,8578	91,2842
58	0,194554	0	0,0011	78,8578	91,2854
59	0,194481	0	0	78,8578	91,2854
60	0,194477	0	0,0001	78,8578	91,2855
61	0,194463	0	0,0006	78,8578	91,2861
62	0,194465	0	0,001	78,8578	91,2871
63	0,194405	0	0	78,8578	91,2871
64	0,194405	0	0	78,8578	91,2871
65	0,194403	0	0	78,8578	91,2872
66	0,194402	0	0,0004	78,8578	91,2875
67	0,194383	0	0	78,8578	91,2875
68	0,194382	0	0	78,8579	91,2875
69	0,194379	0	0	78,8579	91,2875
70	0,194378	0	0	78,8579	91,2875
71	0,194378	0	0	78,8579	91,2875
72	0,194377	0	0	78,8579	91,2875
73	0,194371	0	0	78,8579	91,2876
74	0,194371	0	0	78,8579	91,2876
75	0,194371	0	0	78,8579	91,2876
76	0,194371	0	0	78,8579	91,2876
77	0,193065	0,0056	0,0001	78,8635	91,2876
78	0,190854	0,0001	2,2264	78,8636	93,5141
79	0,186109	0,0222	0,0818	78,8858	93,5959
80	0,173687	0,0392	0,0003	78,925	93,5961
81	0,172053	0,0001	0	78,9251	93,5962
82	0,171849	0	0	78,9251	93,5962
83	0,171849	0	0,0001	78,9251	93,5962
84	0,170866	0,1584	0	79,0835	93,5962
85	0,170757	0,2198	0	79,3033	93,5962
86	0,170756	0,0193	0	79,3226	93,5962
87	0,167788	0,0003	0,019	79,3229	93,6152
88	0,16361	0,0262	0,0109	79,3491	93,6261
89	0,163016	0,0022	0,0025	79,3513	93,6286
90	0,146607	0,0077	0	79,359	93,6286
91	0,146593	0,1502	0	79,5092	93,6286
92	0,143982	0,0001	0,0251	79,5093	93,6538
93	0,143836	0	0,0224	79,5093	93,6761
94	0,140033	1,1964	0,0012	80,7057	93,6773

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

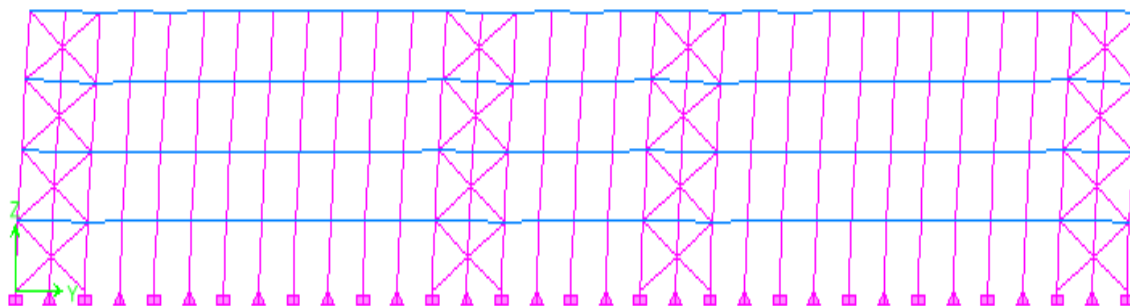
95	0,13994	2,639	0	83,3447	93,6773
96	0,139868	1,5793	0,0008	84,924	93,6781
97	0,139009	0,0284	0,0003	84,9523	93,6783
98	0,138539	0,013	0	84,9654	93,6783
99	0,138374	0,0007	0,0018	84,9661	93,6802
100	0,136352	0,0614	0,0004	85,0274	93,6806
101	0,135757	0,6285	0	85,656	93,6806
102	0,13557	0,1874	0	85,8434	93,6806
103	0,133617	0,0006	0,0367	85,844	93,7173
104	0,133371	0,1503	0,0017	85,9942	93,719
105	0,132761	0,0107	0,0116	86,0049	93,7306
106	0,132298	0,0001	0,0002	86,005	93,7308
107	0,132082	0,0616	0	86,0667	93,7308
108	0,13088	0	0,0032	86,0667	93,734
109	0,130797	0	0	86,0667	93,734
110	0,130699	0,0012	0	86,0679	93,734
111	0,130667	0,0116	0	86,0795	93,734
112	0,130229	0,0007	0,0001	86,0802	93,7341
113	0,130122	0,0012	0,0002	86,0814	93,7343
114	0,127	0	0,0013	86,0814	93,7356
115	0,126974	0	0,0012	86,0814	93,7368
116	0,126829	0	0,0003	86,0814	93,7371
117	0,12462	0	0	86,0814	93,7371
118	0,124612	0,0018	0,0027	86,0833	93,7398
119	0,124368	0,0059	0,0004	86,0891	93,7402
120	0,124276	0,0005	0	86,0896	93,7402
121	0,124102	0,0232	0	86,1129	93,7402
122	0,123734	0,0215	0,0009	86,1343	93,7412
123	0,123631	1,151	0	87,2854	93,7412
124	0,123255	0,0341	0,0007	87,3195	93,7419
125	0,122419	0,028	0,0002	87,3474	93,7421
126	0,121999	1,4663	0,0002	88,8138	93,7423
127	0,12145	0,0074	0,0035	88,8212	93,7458
128	0,12118	0,808	0,0001	89,6292	93,7459
129	0,121149	0,208	0,0001	89,8372	93,746
130	0,121105	3,4001	0	93,2373	93,746

Η πρώτη ιδιομορφή που συγκεντρώνει το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας κατά τη διεύθυνση X είναι η 21^η κατά σειρά με περίοδο $T=0,41$ sec



Σχ. 4.19 Ιδιομορφή 21 για σεισμική καταπόνηση κατά την διεύθυνση X

Η πρώτη ιδιομορφή που συγκεντρώνει το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας κατά τη διεύθυνση Y είναι η 20^η κατά σειρά με περίοδο $T=0,47$ sec



Σχ. 4.20 Ιδιομορφή 20 για σεισμική καταπόνηση κατά την διεύθυνση Y

4.4 Συνδιασμοί φορτίσεων

4.4.1 Οριακές καταστάσεις

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για 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:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Οι διάφορες δράσεις διακρίνονται σε:

- Μόνιμες δράσεις (ίδια βάρη φέρουσας κατασκευής, λοιπά μόνιμα φορτία)
- Μεταβλητές δράσεις (ωφέλιμα φορτία, χιόνι, άνεμος κλπ.)
- Τυχηματικές δράσεις
- Σεισμικές δράσεις

Οι προβλεπόμενες από τους Ευρωκώδικες τιμές των συντελεστών ασφαλείας των δράσεων συνοψίζονται στον Πίνακα 4.12.

Πίνακας 4.12 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

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

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

Οι συντελεστές ψ για τα κτίρια, όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα δίνονται στον Πίνακα 4.2.

Πίνακας 4.13 Συντελεστές ψ για τα κτίρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6

Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων	0,7	0,7	0,6
$30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN1991-1-3)			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε ύψος $H > 1000\text{m}$	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαγιάς) σε κτίρια	0,6	0,5	0

Για τα φορτία της γερανογέφυρας ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας γ λαμβάνεται ίσος προς 1,35 τόσο για τις μόνιμες δράσεις από την γερανογέφυρα (ίδιο βάρος της) όσο και για τις μεταβλητές δράσεις (ανυψούμενο φορτίο). Ειδικά στους τυχηματικούς συνδυασμούς ο συντελεστής γ λαμβάνεται ίσος προς 1,00. Όταν η παρουσία της γερανογέφυρας είναι ευμενής για κάποια δομικά στοιχεία, η κατάσταση αυτή πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με $\gamma=0$. Για τους συντελεστές συνδυασμού των δράσεων προβλέπονται οι τιμές $\psi_0=1,00$ και $\psi_1=0,90$. Ο συντελεστής ψ_2 λαμβάνεται ως ο λόγος των μόνιμων προς τις συνολικές δράσεις της γερανογέφυρας.

4.4.2 Συνδυασμοί φορτίσεων υποστέγου

Στην προς μελέτη κατασκευή εφαρμόζονται τα παρακάτω φορτία

- ❖ Μόνιμα φορτία

- Ίδιο βάρος κατασκευής (G): συντελεστές ασφαλείας $\gamma_G = 1,35$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_G = 1,00$ (ευμενής φόρτιση).
 - Επικάλυψη (E): $0,15\text{kN/m}^2$ λόγω επικάλυψης και $0,15\text{kN/m}^2$ λόγω μηχανολογικού εξοπλισμού με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_G = 1,35$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_G = 1,00$ (ευμενής φόρτιση).
- ❖ Κινητά φορτία
- Χιόνι (S): $0,64\text{kN/m}^2$ με συντελεστές ασφαλείας είναι $\gamma_Q = 1,50$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_Q = 0,00$ (ευμενής φόρτιση) και οι συντελεστές συνδυασμού $\psi_0 = 0,5$, $\psi_1 = 0,2$ για υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$ και $\psi_2 = 0,3$ (μη βαθιά στέγη).
 - Άνεμος (W): συντελεστές ασφαλείας $\gamma_Q = 1,50$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_Q = 0,00$ (ευμενής φόρτιση) και συντελεστές συνδυασμού $\psi_0 = 0,6$, $\psi_1 = 0,2$ και $\psi_2 = 0,0$. Για λόγους ευκολίας και οικονομίας των συνδυασμών θεωρώ την περιβάλλουσα από τους 6 συνδυασμούς φορτίσεων ανέμου, δηλαδή για ανοιχτές και κλειστές πόρτες και διεύθυνση ανέμου $0^\circ, 90^\circ, 180^\circ$.
 - Θερμοκρασία (T): $\pm 20^\circ\text{C}$ με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_Q = 1,50$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_Q = 0,00$ (ευμενής φόρτιση) και συντελεστές συνδυασμού $\psi_0 = 0,6$, $\psi_1 = 0,5$ και $\psi_2 = 0,0$.
 - Ωφέλιμο φορτίο (Q): $0,75\text{kN/m}^2$ με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_Q = 1,50$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_Q = 0,00$ (ευμενής φόρτιση) και συντελεστές $\psi_0 = 1,00$, $\psi_1 = 0,9$ και $\psi_2 = 0,8$ (κατηγορία κτηρίου E, αποθηκευτικοί χώροι)
- ❖ Γερανογέφυρα: συντελεστές ασφαλείας $\gamma_Q = 1,35$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_Q = 1,00$ (ευμενής φόρτιση) και συντελεστές συνδυασμού $\psi_0 = 1,00$, $\psi_1 = 0,9$ και $\psi_2 = \text{μόνιμη δράση/ολική δράση} = 28072/68072 = 0,4$.

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας ULS οι συνδυασμοί είναι:

❖ **Δυσμενής συνδυασμός**

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο:

$$1,35G + 1,5Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T + 1,35 \cdot 1,00 \cdot C$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι:

$$1,35G + 1,5 \cdot 1,00 \cdot Q + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T + 1,35 \cdot 1,00 \cdot C$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο:

$$1,35G+1,5\cdot 1,00\cdot Q+1,5\cdot 0,5\cdot S+1,5\cdot W+1,5\cdot 0,6\cdot T+1,35\cdot 1,00\cdot C$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο την θερμοκρασία:

$$1,35G+1,5\cdot 1,00\cdot Q+1,5\cdot 0,5\cdot S+1,5\cdot 0,6\cdot W+1,5\cdot T+1,35\cdot 1,00\cdot C$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο την γερανογέφυρα:

$$1,35G+1,5\cdot 1,00\cdot Q+1,5\cdot 0,5\cdot S+1,5\cdot 0,6\cdot W+1,5\cdot 0,6\cdot T+1,35\cdot C$$

❖ Ευμενής συνδυασμός

$$1,00\cdot G+1,00\cdot C$$

❖ Σεισμικός συνδυασμός

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 δράσεις καταναγκασμού προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας δεν χρειάζεται να συμπεριλαμβανόμαστε στον συνδυασμό με σεισμό.

$$G+0,3\cdot Q+1,0\cdot E$$

όπου

E = εντατικό μέγεθος από το σεισμό σχεδιασμού $\rightarrow E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2}$ σύμφωνα με την μέθοδο SRSS

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας SLS:

❖ Χαρακτηριστικός συνδυασμός

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο:

$$G+Q+0,6\cdot W+0,6\cdot T+1,00\cdot C$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι:

$$G+S+0,6\cdot W+0,6\cdot T+1,00\cdot C$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο:

$$G+0,5\cdot S+W+0,6\cdot T+1,00\cdot C$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο την γερανογέφυρα:

$$G+0, 5 \cdot S+0, 6 \cdot W+0, 6 \cdot T+C$$

Οι παραπάνω συνδυασμοί θα επαναληφθούν για αρνητική και θετική θερμοκρασία, για ανοικτές και κλειστές πόρτες και όλες τις διευθύνσεις ανέμου για τις θέσεις της γερανογέφυρας και για τις διάφορες περιπτώσεις εφαρμογής των φορτίων αυτής. Στην διεύθυνση του ανέμου 0° , λόγω μικρής κλίσης της στέγης, πρέπει να θεωρηθούν περιπτώσεις όπου οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές όλων των επιφανειών F, G και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J. Όμως για λόγους οικονομίας των συνδυασμών πήραμε μόνο την δυσμενέστερη περίπτωση συνδυασμών.

Επίσης η γερανογέφυρα τοποθετήθηκε σε μία θέση στο 8° πλαίσιο, όπου η ρόδα της γερανογέφυρας βρίσκεται ακριβώς πάνω στο υποστύλωμα από το οποίο αναρτάται η δοκός κυλίσεως. Το φορείο βρίσκεται προς την μία πλευρά. Για την θέση αυτή υπολογίστηκαν τα φορτία και ενσωματώθηκαν το μεν ίδιο βάρος της στα MONIMA και τα κινητά στα LIVE1 και LIVE2 του φορέα.

Σε καμία από τις παραπάνω περιπτώσεις το ωφέλιμο φορτίο της στέγης δεν επαλληλίζεται με το χιόνι.

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω θεωρήθηκαν οι παρακάτω συνδυασμοί φορτίσεων:

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ	DEAD	LIVE1	LIVE2	SNOW	WIND	T	E
ULS1	1,35	1,5				0,9	
ULS2	1,35		1,5	0,75	0,9	0,9	
ULS3	1,35		1,5	0,75		0,9	
ULS4	1,35	1,5			0,9	0,9	
ULS5	1,35		1,05	1,5	0,9	0,9	
ULS6	1,35			1,5	0,9	0,9	
ULS7	1,35		1,05	1,5		0,9	
ULS8	1,35		1,05	0,75	1,5	0,9	
ULS9	1,35				1,5	0,9	
ULS10	1		0,3				1
ULS11	1,35			0,75	0,9	1,5	
ULS12	1,35				0,9	1,5	
ULS13	1,35			0,75		1,5	

και

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ	DEAD	LIVE1	LIVE2	SNOW	WIND
SLS1	1		1	0,5	
SLS2	1		1	0,5	0,6
SLS3	1	1			0,6
SLS4	1		0,7	1	
SLS5	1		0,7	1	0,6
SLS6	1			1	0,6
SLS7	1				1
SLS8	1		0,7	0,5	1

Ονομασία συμβολισμών:

DEAD: ίδιο βάρος κατασκευής και επικάλυψης

LIVE1: ωφέλιμο φορτίο στέγης και γερανογέφυρας

LIVE2: ωφέλιμο φορτίο γερανογέφυρας

SNOW: φορτίο χιονιού

E: $\sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2}$ φορτίο σεισμού με την μέθοδο SRSS

T: θερμοκρασιακή μεταβολή

WIND: περιβάλλουσα φορτίων ανέμου από

WIND1: φορτίο για ανοιχτή πόρτα και διεύθυνση ανέμου 0^0

WIND2: φορτίο για ανοιχτή πόρτα και διεύθυνση ανέμου 90^0

WIND3: φορτίο για ανοιχτή πόρτα και διεύθυνση ανέμου 180^0

WIND4: φορτίο για κλειστή πόρτα και διεύθυνση ανέμου 0^0

WIND5: φορτίο για κλειστή πόρτα και διεύθυνση ανέμου 90^0

WIND6: φορτίο για κλειστή πόρτα και διεύθυνση ανέμου 180^0

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Διαστασιολόγηση μελών

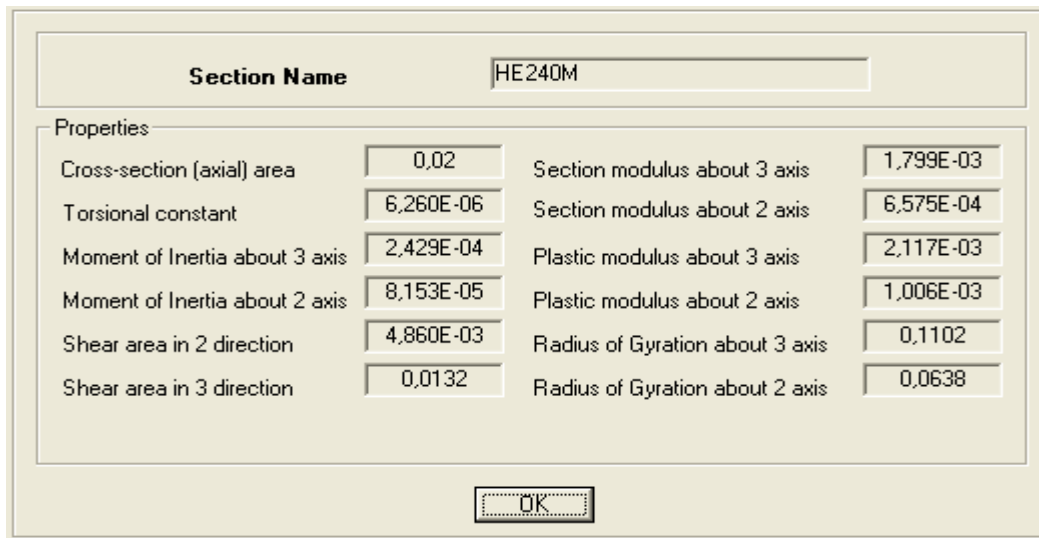
5.1 Διαστασιολόγηση μελών μέσω προγράμματος

5.1.1 Σύνθετο υποστύλωμα πλαισίου

Επιλέξαμε διατομή HEM 240

The screenshot shows a software dialog box for defining the properties of an HE240M section. The dialog is organized into several sections:

- Section Name:** HE240M
- Extract Data from Section Property File:** Includes an 'Open File...' button, a text field containing 'c:\program files\computers and structures\etabs', and an 'Import...' button.
- Properties:** A button labeled 'Section Properties...'. The 'Property Modifiers' section contains a 'Set Modifiers...' button.
- Material:** A dropdown menu showing 'S235'.
- Dimensions:** A list of dimension parameters with corresponding input fields:
 - Outside height (t3): 0,27
 - Top flange width (t2): 0,248
 - Top flange thickness (tf): 0,032
 - Web thickness (tw): 0,018
 - Bottom flange width (t2b): 0,248
 - Bottom flange thickness (tfb): 0,032
- Visual Representation:** A grid-based diagram of the HE240M section with blue dimension lines and arrows. A vertical dimension line is labeled '2' and a horizontal dimension line is labeled '3'. Below the diagram is a 'Display Color' label with a yellow color swatch.
- OK:** A button at the bottom center of the dialog.



Σχ. 5.1 Χαρακτηριστικά διατομής

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY1 Element: C47 Station Loc: 0,000 Section ID: HE240M
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$

L=14,000
 $\alpha=0,020$ $I_{22}=8,153E-05$ $I_{33}=2,429E-04$ $W_{p122}=0,001$ $W_{p133}=0,002$
 $W_{e122}=6,575E-04$ $W_{e133}=0,002$ $i_{22}=0,064$ $i_{33}=0,110$
 $E=210000000,00$ $f_y=235000,000$
 $RLLF=1,000$

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,910 = 0,809 + 0,005 + 0,097

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
Combo ULS8	-1295,102	-5,640	-23,551	-1,084	18,106

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	1295,102	1601,583	4700,000	1601,583	4619,907

	M.Sd	Mc.Rd	Mu.Rd	Mb.Rd
Major Bending	5,640	497,495	497,495	497,495
Minor Bending	23,551	236,410	236,410	

	K	L	k	k1t	C1
Major Bending	1,162	0,957	0,417	1,000	1,373
Minor Bending	1,000	0,100	0,969		

SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	1,084	659,392	0,002
Minor Shear	18,106	1794,559	0,010

Σχ. 5.2 Ανάλυση μέλους C47

5.1.2 Μονό υποστύλωμα πλαισίου

Επιλέξαμε διατομή HEM 280

Section Name HE280M

Extract Data from Section Property File

Open File... c:\program files\computers and structures\etabs Import...

Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: S235

Dimensions:

Outside height (t3)	0,31
Top flange width (t2)	0,288
Top flange thickness (tf)	0,033
Web thickness (tw)	0,0185
Bottom flange width (t2b)	0,288
Bottom flange thickness (tfb)	0,033

Display Color

OK

Section Name HE280M

Properties:

Cross-section (axial) area	0,024	Section modulus about 3 axis	2,552E-03
Torsional constant	8,070E-06	Section modulus about 2 axis	9,139E-04
Moment of Inertia about 3 axis	3,955E-04	Plastic modulus about 3 axis	2,966E-03
Moment of Inertia about 2 axis	1,316E-04	Plastic modulus about 2 axis	1,397E-03
Shear area in 2 direction	5,735E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,1284
Shear area in 3 direction	0,0158	Radius of Gyration about 2 axis	0,074

OK

Σχ.5.3 Χαρακτηριστικά διατομής

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5:ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY2 Element: C37 Station Loc: 2,600 Section ID: HE280M
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

Material Partial Factors of Safety $\Gamma_{M0}=1,00$ $\Gamma_{M1}=1,00$

$L=3,000$
 $A=0,024$ $I_{22}=1,316E-04$ $I_{33}=3,955E-04$ $W_{p122}=0,001$ $W_{p133}=0,003$
 $W_{e122}=9,139E-04$ $W_{e133}=0,003$ $i_{22}=0,074$ $i_{33}=0,128$
 $E=210000000,00$ $f_y=235000,000$
 $RLLF=1,000$

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is $0,582 = 0,069 + 0,513 + 0,000$

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS9	P	M33	M22	U2	U3
		388,735	-357,436	0,143	168,676	-0,055

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.4.8.1)

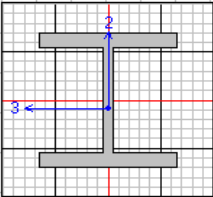
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
	388,735	5138,336	5640,000	5608,678	5138,336

	M.Sd	Mc.Rd	Mu.Rd	Mb.Rd
Major Bending	357,436	697,010	697,010	693,780
Minor Bending	0,143	328,295	328,295	

	K	L	k	k1t	C1
Major Bending	1,000	0,867	1,004	1,000	1,880
Minor Bending	1,000	0,867	1,029		

SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	168,676	778,109	0,217
Minor Shear	0,055	2149,129	2,566E-05



Σχ. 5.4 Ανάλυση μέλους C37

5.1.3 Δοκοί στέγης

Επιλέξαμε διατομή HEA 550

Section Name: HE550A

Extract Data from Section Property File

Open File... c:\program files\computers and structures\etabs Import...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

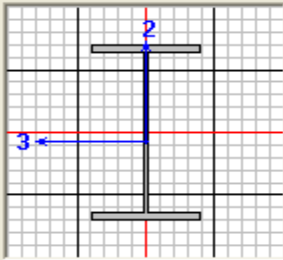
Material: S235

Dimensions:

Outside height (t3)	0,54
Top flange width (t2)	0,3
Top flange thickness (tf)	0,024
Web thickness (tw)	0,0125
Bottom flange width (t2b)	0,3
Bottom flange thickness (tfb)	0,024

Display Color: ■

OK



Section Name		HE550A	
Properties			
Cross-section (axial) area	0,0212	Section modulus about 3 axis	4,144E-03
Torsional constant	3,600E-06	Section modulus about 2 axis	7,213E-04
Moment of Inertia about 3 axis	1,119E-03	Plastic modulus about 3 axis	4,622E-03
Moment of Inertia about 2 axis	1,082E-04	Plastic modulus about 2 axis	1,107E-03
Shear area in 2 direction	6,750E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,2297
Shear area in 3 direction	0,012	Radius of Gyration about 2 axis	0,0714
OK			

Σχ. 5.6 Χαρακτηριστικά διάτομης

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY3 Element: D669 Station Loc: 16,837 Section ID: HE550A
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$

L=16,837
 A=0,021 I22=1,082E-04 I33=0,001 Wp122=0,001 Wp133=0,005
 We122=7,213E-04 We133=0,004 i22=0,071 i33=0,230
 E=210000000,00 fy=235000,000
 RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,659 = 0,270 + 0,389 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS9	P	M33	M22	U2	U3
	1343,399		422,067	0,249	-204,664	-0,082

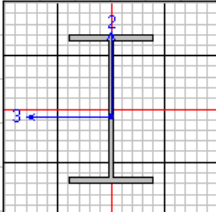
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.4.8.1)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	1343,399	4100,622	4982,000	4878,243	4100,622
	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd	
Major Bending	422,067	1086,170	1086,170	1043,133	
Minor Bending	0,249	260,145	260,145		

	K	L	k	kIt	C1
Major Bending	1,000	0,375	1,000	1,000	2,089
Minor Bending	1,000	0,250	1,000		

SHEAR DESIGN

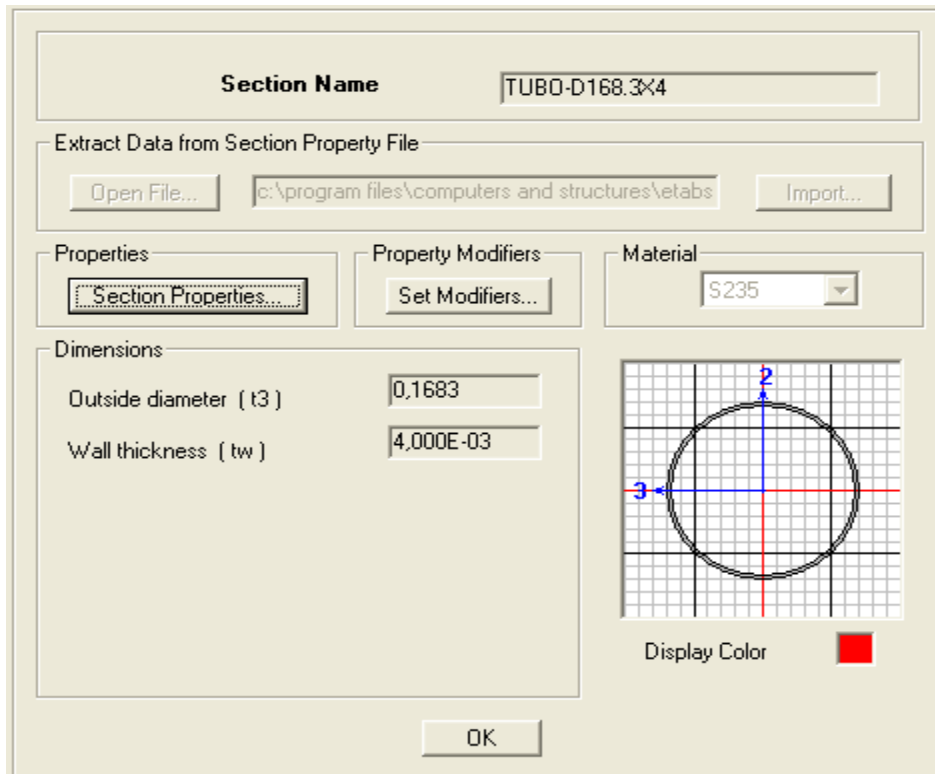
	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	204,664	915,822	0,223
Minor Shear	0,082	1628,128	5,049E-05



Σχ. 5.7 Ανάλυση μέλους D 669

5.1.4 Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι

Επιλέξαμε διατομή TUBO D 168,3x4



Σχ. 5.8 Χαρακτηριστικά διατομής

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units | KN-m

Level: STORV1 Element: D502 Station Loc: 3,676 Section ID: TUBO-D168.3X4
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

Material Partial Factors of Safety $\Gamma_{M0}=1,00$ $\Gamma_{M1}=1,00$

$L=7,353$
 $A=0,002$ $I_{22}=6,971E-06$ $I_{33}=6,971E-06$ $W_{p122}=1,080E-04$ $W_{p133}=1,080E-04$
 $W_{e122}=8,284E-05$ $W_{e133}=8,284E-05$ $i_{22}=0,058$ $i_{33}=0,058$
 $E=210000000,00$ $F_y=235000,000$
 $RLLF=1,000$

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is $0,841 = 0,825 + 0,012 + 0,010$

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS10	P	M33	M22	U2	U3
		-177,946	-0,316	-0,257	-0,329	-0,070

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

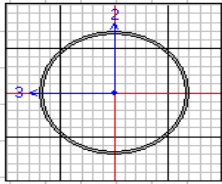
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
	177,946	215,713	485,275	417,200	215,713

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	0,316	25,380	25,380	25,380
Minor Bending	0,257	25,380	25,380	

	K	L	k	k1t	C1
Major Bending	1,000	0,500	1,000	0,940	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000		

SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	0,329	137,034	0,002
Minor Shear	0,070	137,034	0,001



Σχ. 5.9 Ανάλυση μέλους D502

5.1.5 Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι

Επιλέξαμε διατομή TUBO D 114,3x3,6

Section Name: TUBO-D114.3X3.6

Extract Data from Section Property File

Open File... c:\program files\computers and structures\etabs Import...

Properties: Section Properties...

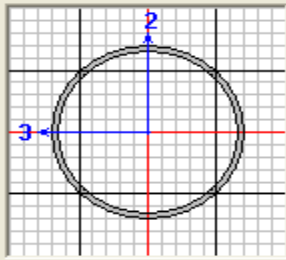
Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: S235

Dimensions:

Outside diameter (t3) 0,1143

Wall thickness (tw) 3,600E-03



Display Color: █

OK

Section Name		TUBO-D114.3X3.6	
Properties			
Cross-section (axial) area	1,252E-03	Section modulus about 3 axis	3,360E-05
Torsional constant	3,836E-06	Section modulus about 2 axis	3,360E-05
Moment of Inertia about 3 axis	1,920E-06	Plastic modulus about 3 axis	4,413E-05
Moment of Inertia about 2 axis	1,920E-06	Plastic modulus about 2 axis	4,413E-05
Shear area in 2 direction	6,172E-04	Radius of Gyration about 3 axis	0,0392
Shear area in 3 direction	6,172E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0,0392

OK

Σχ. 5.10 Χαρακτηριστικά διατομής

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY3 Element: D1 Station Loc: 3,665 Section ID: TUBO-D114.3X3.6
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$

$L=7,329$
 $A=0,001$ $I_{22}=1,920E-06$ $I_{33}=1,920E-06$ $W_{p122}=4,413E-05$ $W_{p133}=4,413E-05$
 $W_{e122}=3,360E-05$ $W_{e133}=3,360E-05$ $i_{22}=0,039$ $i_{33}=0,039$
 $E=210000000,00$ $f_y=235000,000$
 $RLLF=1,000$

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is $1,056 = 0,979 + 0,077 + 0,010$

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS10	P	M33	M22	U2	U3
		-64,607	0,798	-0,099	0,042	0,027

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

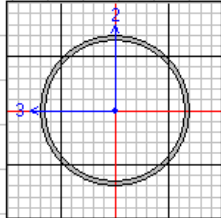
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
	64,607	66,013	294,220	66,013	196,565

	M.Sd	Mc.Rd	Mu.Rd	Mb.Rd
Major Bending	0,798	10,371	10,371	10,371
Minor Bending	0,099	10,371	10,371	

	K	L	k	kIt	C1
Major Bending	1,000	1,000	1,000	0,995	1,000
Minor Bending	1,000	0,500	1,000		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0,042	83,740	0,001
Minor Shear	0,027	83,740	0,000



Σχ. 5.11 Ανάλυση μέλους D1

5.1.6 Βάση μονού υποστηλώματος

Επιλέξαμε διατομή HEB 300

Section Name HE300B

Extract Data from Section Property File
 c:\program files (x86)\computers and

Properties: Property Modifiers: Material: S235

Dimensions:

Outside height (t3)	0,3
Top flange width (t2)	0,3
Top flange thickness (tf)	0,019
Web thickness (tw)	0,011
Bottom flange width (t2b)	0,3
Bottom flange thickness (tfb)	0,019

Display Color

Section Name HE300B

Properties:

Cross-section (axial) area	0,0149	Section modulus about 3 axis	1,678E-03
Torsional constant	1,890E-06	Section modulus about 2 axis	5,709E-04
Moment of Inertia about 3 axis	2,517E-04	Plastic modulus about 3 axis	1,869E-03
Moment of Inertia about 2 axis	8,563E-05	Plastic modulus about 2 axis	8,700E-04
Shear area in 2 direction	3,300E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,13
Shear area in 3 direction	9,500E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,0758

Σχ. 5.12 Χαρακτηριστικά διατομής

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5:ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY1 Element: B177 Station Loc: 1,000 Section ID: HE300B
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

Material Partial Factors of Safety $\Gamma_{M0}=1,00$ $\Gamma_{M1}=1,00$

$L=2,000$
 $\alpha=0,015$ $I_{22}=8,563E-05$ $I_{33}=2,517E-04$ $W_{p122}=8,700E-04$ $W_{p133}=0,002$
 $W_{e122}=5,709E-04$ $W_{e133}=0,002$ $i_{22}=0,076$ $i_{33}=0,130$
 $E=210000000,00$ $f_y=235000,000$
 $RLLF=1,000$

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is $0,029 = 0,028 + 0,001 + 0,000$

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS10	P	M33	M22	U2	U3
		99,456	0,449	0,000	0,000	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.4.8.1)

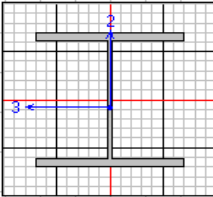
axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
	99,456	3419,427	3501,500	3501,500	3419,427

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	0,449	439,215	439,215	436,767
Minor Bending	0,000	204,450	204,450	

	K	L	k	kIt	C1
Major Bending	1,000	0,876	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	0,876	1,002		

SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	0,000	447,735	0,000
Minor Shear	0,000	1288,934	0,000



Σχ. 5.13 Ανάλυση μέλους B177

5.1.7 Οριζόντια στοιχεία δικτυώματος σύνθετου υποστηλώματος

Επιλέξαμε διατομή HEA 180

Section Name: HE180A

Extract Data from Section Property File

Open File... | c:\program files (x86)\computers and | Import...

Properties: Section Properties

Property Modifiers: Set Modifiers...

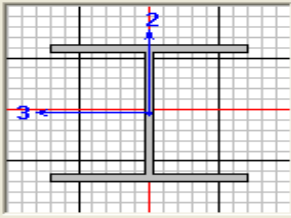
Material: S235

Dimensions:

Outside height (t3)	0,171
Top flange width (t2)	0,18
Top flange thickness (tf)	9,500E-03
Web thickness (tw)	6,000E-03
Bottom flange width (t2b)	0,18
Bottom flange thickness (tfb)	9,500E-03

Display Color:

OK



Section Name HE180A

Properties

Cross-section (axial) area	4,530E-03	Section modulus about 3 axis	2,936E-04
Torsional constant	1,490E-07	Section modulus about 2 axis	1,028E-04
Moment of Inertia about 3 axis	2,510E-05	Plastic modulus about 3 axis	3,250E-04
Moment of Inertia about 2 axis	9,250E-06	Plastic modulus about 2 axis	1,560E-04
Shear area in 2 direction	1,026E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,0744
Shear area in 3 direction	2,850E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,0452

OK

Σχ. 5.14 Χαρακτηριστικά διατομής

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY1 Element: B158 Station Loc: 1,000 Section ID: HE180A
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$

L=2,000
 $A=0,005$ $I_{22}=9,250E-06$ $I_{33}=2,510E-05$ $W_{p122}=1,560E-04$ $W_{p133}=3,250E-04$
 $W_{e122}=1,028E-04$ $W_{e133}=2,936E-04$ $i_{22}=0,045$ $i_{33}=0,074$
 $E=210000000,00$ $f_y=235000,000$
 $RLLF=1,000$

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is $0,041 = 0,037 + 0,003 + 0,000$

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS9	P	M33	M22	U2	U3
		-34,207	0,240	0,000	0,000	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

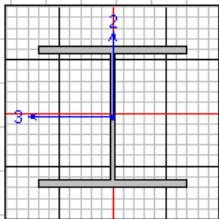
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
	34,207	914,353	1064,550	1031,745	914,353

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	0,240	76,375	76,375	72,577
Minor Bending	0,000	36,660	36,660	

	K	L	k	k1t	C1
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000		

SHEAR DESIGN

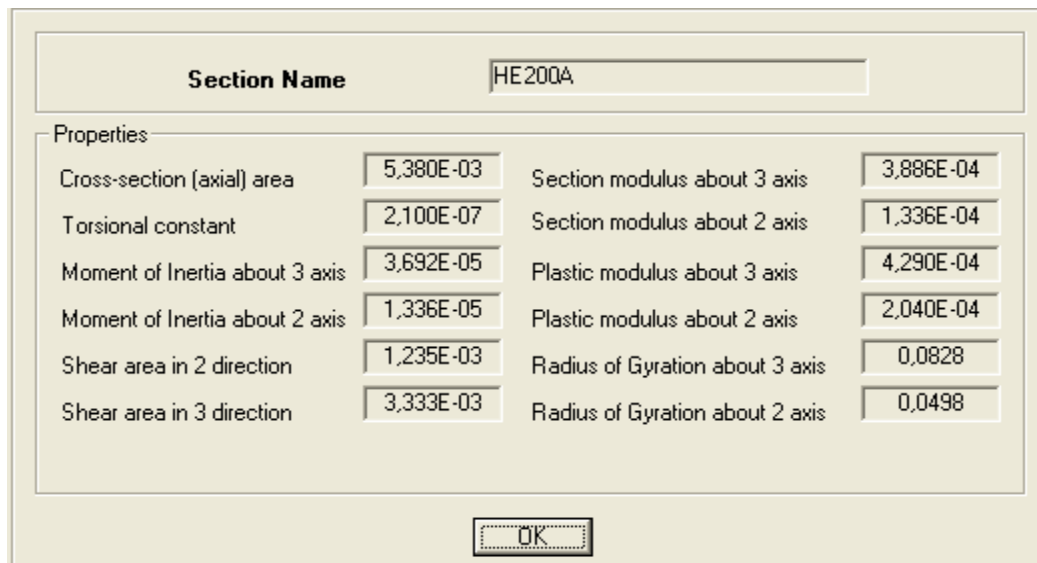
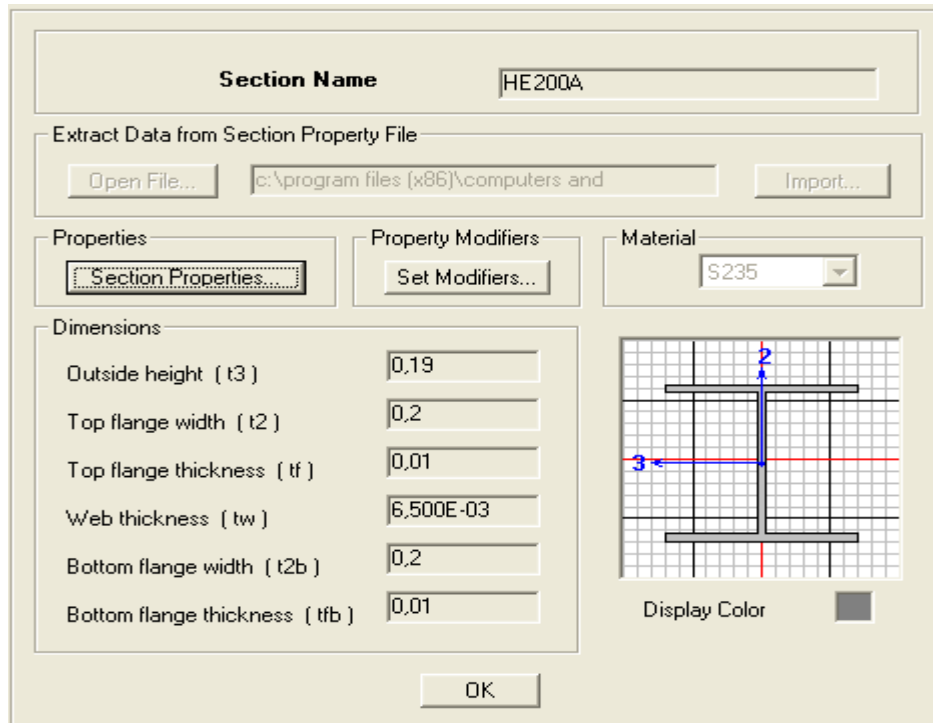
	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0,000	139,205	0,000
Minor Shear	0,000	386,680	0,000



Σχ. 5.15 Ανάλυση μέλους B158

5.1.8 Διαγώνια στοιχεία σύνθετου υποστυλώματος

Επιλέξαμε διατομή HEA 200



Σχ. 5.16 Χαρακτηριστικά διατομής

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5:ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY1 Element: D203 Station Loc: 1,221 Section ID: HE200A
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$

$L=2,441$
 $A=0,005$ $I_{22}=1,336E-05$ $I_{33}=3,692E-05$ $W_{p122}=2,040E-04$ $W_{p133}=4,290E-04$
 $W_{e122}=1,336E-04$ $W_{e133}=3,886E-04$ $i_{22}=0,050$ $i_{33}=0,083$
 $E=210000000,00$ $f_y=235000,000$
 $RLLF=1,000$

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is $0,299 = 0,295 + 0,004 + 0,000$

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS9	P	M33	M22	U2	U3
		-310,084	0,348	0,000	0,000	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
	310,084	1050,384	1264,300	1212,492	1050,384

	M.Sd	Mc.Rd	Mu.Rd	Mb.Rd
Major Bending	0,348	100,815	100,815	94,751
Minor Bending	0,000	47,940	47,940	

	K	L	k	kIt	C1
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0,000	167,561	0,000
Minor Shear	0,000	452,258	0,000

Σχ. 5.17 Ανάλυση μέλους D203

5.1.9 Ελκυστήρας

Επιλέξαμε διατομή TUBO 140x70x12,5

Section Name: TUBO140X70X12.5

Extract Data from Section Property File

Open File... c:\program files (x86)\computers and Import...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: S235

Dimensions:

Outside depth (t3)	0,14
Outside width (t2)	0,07
Flange thickness (tf)	0,0125
Web thickness (tw)	0,0125

Display Color:

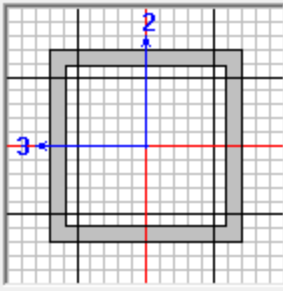
OK

Section Name			
TUBO140x70x12.5			
Properties			
Cross-section (axial) area	4,625E-03	Section modulus about 3 axis	1,471E-04
Torsional constant	7,263E-06	Section modulus about 2 axis	8,937E-05
Moment of Inertia about 3 axis	1,030E-05	Plastic modulus about 3 axis	1,942E-04
Moment of Inertia about 2 axis	3,128E-06	Plastic modulus about 2 axis	1,133E-04
Shear area in 2 direction	3,500E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,0472
Shear area in 3 direction	1,750E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,026
OK			

Σχ. 5.18 Χαρακτηριστικά διατομής

5.1.10 Αναρτήσεις

Επιλέξαμε διατομή TUBO 60x60x5

Section Name		
TUBO60x60x5		
Extract Data from Section Property File		
Open File...	c:\program files\computers and structures\vetabs	Import...
Properties	Property Modifiers	Material
Section Properties...	Set Modifiers...	S235
Dimensions		
Outside depth (t3)	0,06	
Outside width (t2)	0,06	
Flange thickness (tf)	5,000E-03	
Web thickness (tw)	5,000E-03	Display Color
OK		

Section Name TUB060X60X5

Properties

Cross-section (axial) area	1,100E-03	Section modulus about 3 axis	1,864E-05
Torsional constant	8,319E-07	Section modulus about 2 axis	1,864E-05
Moment of Inertia about 3 axis	5,592E-07	Plastic modulus about 3 axis	2,275E-05
Moment of Inertia about 2 axis	5,592E-07	Plastic modulus about 2 axis	2,275E-05
Shear area in 2 direction	6,000E-04	Radius of Gyration about 3 axis	0,0225
Shear area in 3 direction	6,000E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0,0225

OK

Σχ. 5.19 Χαρακτηριστικά διατομής

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY3 Element: C129-1 Station Loc: 0,940 Section ID: TUB060X60X5
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$

L=0,940
 A=0,001 I22=0,000 I33=0,000 Wp122=2,275E-05 Wp133=2,275E-05
 We122=1,864E-05 We133=1,864E-05 i22=0,023 i33=0,023
 E=210000000,00 fy=235000,000
 RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,485 = 0,485 + 0,000 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS9	P	M33	M22	U2	U3
	125,371		0,000	0,000	0,000	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	125,371	243,206	258,500	243,206	243,206

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	0,000	5,346	5,346	5,346
Minor Bending	0,000	5,346	5,346	

	K	L	k	k1t	C1
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000		

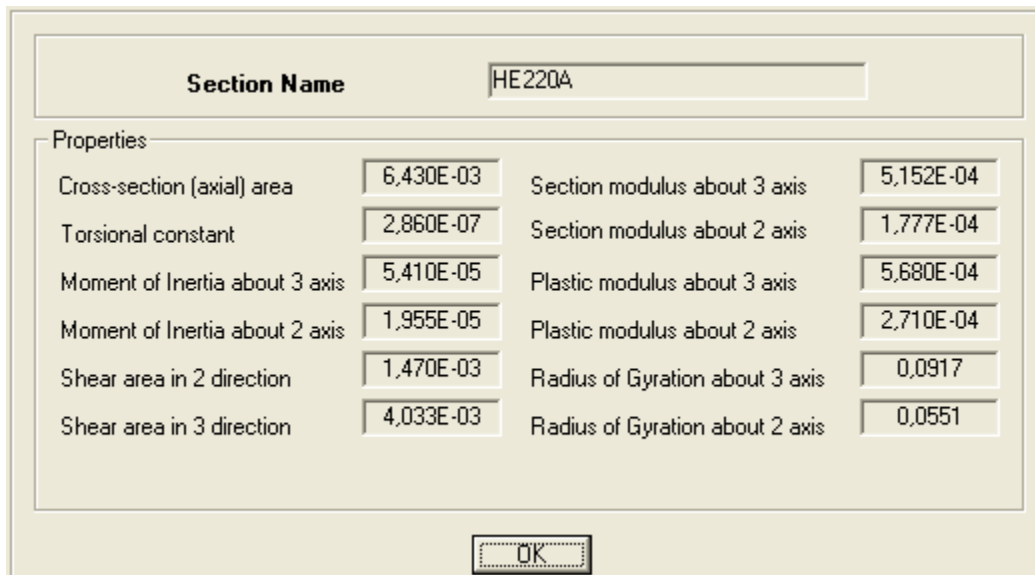
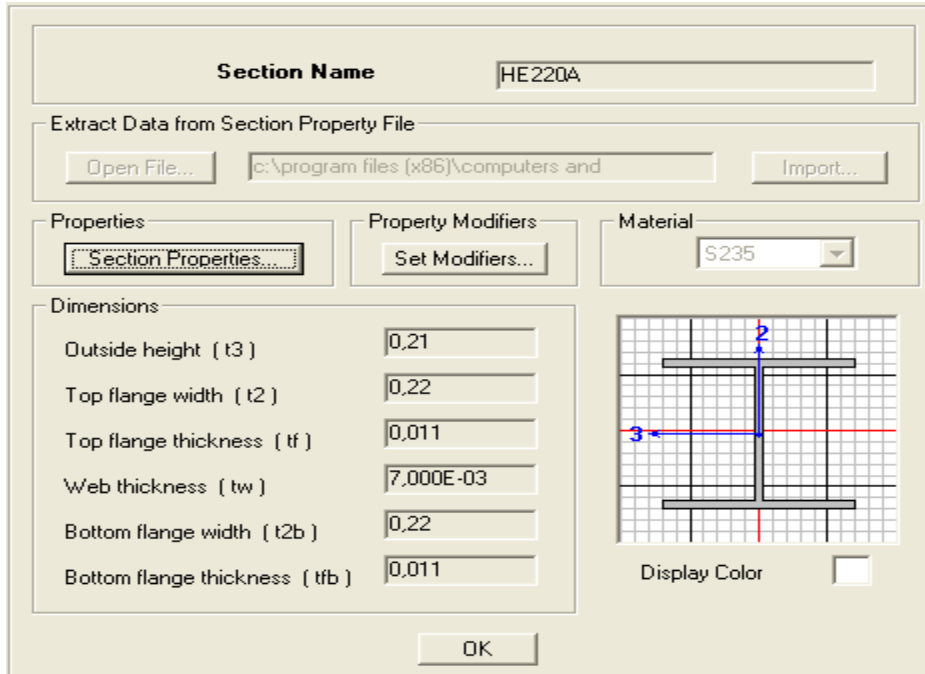
SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0,000	81,406	0,000
Minor Shear	0,000	81,406	0,000

Σχ. 5.20 Ανάλυση μέλους C129-1

5.1.11 Οριζόντιες δοκοί

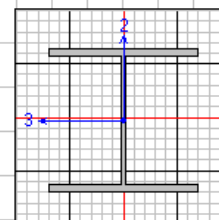
Επιλέξαμε HEA 220



Σχ.5.21 Χαρακτηριστικά διατομής

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5:ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)		Units	
Level: STORY1							Element: B941		Station Loc: 3,000	
Element Type: Moment Resisting Frame							Classification: Class 1			
Material Partial Factors of Safety							GammaM0=1,00		GammaM1=1,00	
L=6,000							A=0,006		I22=1,955E-05	
							I33=5,410E-05		Wp122=2,710E-04	
							Wp133=5,680E-04		We122=1,777E-04	
							We133=5,152E-04		i22=0,055	
							i33=0,092		E=210000000,00	
							Fy=235000,000		RLLF=1,000	
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is							0,878 =		0,164 + 0,693 + 0,021	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS										
			P	M33	M22	U2	U3			
Combo	ULS8		-198,020	85,722	1,326	28,574	1,464			
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)										
		Nc.Sd or Nt.Sd		Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd			
Axial		198,020		1187,191	1511,050	1187,191	1205,162			
		M.Sd		Mc.Rd	Mu.Rd	Mb.Rd				
Major Bending		85,722		133,480	133,480	123,711				
Minor Bending		1,326		63,685	63,685					
		K		L	k	k1t	C1			
Major Bending		1,000		1,000	1,000	1,000	1,000			
Minor Bending		1,000		0,500	1,000					
SHEAR DESIGN										
		U.Sd		U.Rd	Ratio					
Major Shear		28,574		199,446	0,143					
Minor Shear		1,464		547,232	0,003					



Σχ.5.22 Ανάλυση μέλους B 941

5.1.12 Τεγίδες

Όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή, στο μοντέλο του ETABS ο αριθμός των τεγίδων που τοποθετήθηκαν είναι μικρότερος από τον αριθμό που θα υπάρχει στο κτίριο. Στην πραγματική κατασκευή η απόσταση των τεγίδων θα είναι περίπου 2m.

Λαμβάνοντας, λοιπόν ζώνη επιρροής= 2m και δυσμενέστερη φόρτιση ανέμου προς τα κάτω (ανεμοπίεση) της περίπτωσης με κλειστές πόρτες και διεύθυνση $\theta=0^0$ και προς τα πάνω (υποπίεση) της περίπτωσης με ανοιχτές πόρτες και διεύθυνση $\theta=90^0$ έχουμε:

ΦΟΡΤΙΑ

Μόνιμα:

- ίδιο βάρος : $0,25 \text{ KN/m}^2$ άρα $0,25 \cdot 2 = 0,50 \text{ KN/m}$
- επικάλυψη : $0,15 \text{ KN/m}^2$ άρα $0,15 \cdot 2 = 0,30 \text{ KN/m}$
- Η/Μ εγκαταστάσεων: $0,15 \text{ KN/m}^2$ άρα $0,15 \cdot 2 = 0,30 \text{ KN/m}$

Κινητά:

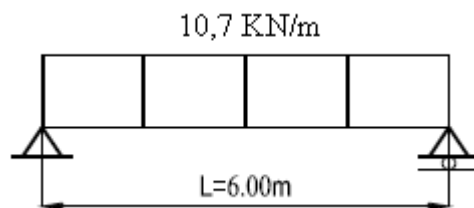
- χιόνι : $0,65 \text{ KN/m}^2$ άρα $0,65 \cdot 3 = 1,3 \text{ KN/m}$
- άνεμος (ανεμοπίεση) : $0,18 \text{ KN/m}^2$ άρα $0,18 \cdot 2 = 0,36 \text{ KN/m}$
- άνεμος (υποπίεση) : $-3,93 \text{ KN/m}^2$ άρα $-3,93 \cdot 2 = -7,86 \text{ KN/m}$
- ωφέλιμο : $0,75 \text{ KN/m}^2$ άρα $0,75 \cdot 2 = 1,5 \text{ KN/m}$

Έκτος από τον άνεμο, όλα τα υπόλοιπα φορτία θα πρέπει να αναλυθούν και να ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης είναι:

$$1,00 \cdot 1,1 \cdot \cos 8,5^0 + 1,5 \cdot (-7,86) = -10,70 \text{ KN/m}$$

Θεωρούμε στατικό μοντέλο, αμφιέρειστη δοκό μήκους 6m



Από στατική επίλυση έχουμε:

$$M_{ED} = ql^2/8 = 48,15 \text{ KN/m} = 4815 \text{ KNcm}$$

$$V_{ED} = ql/2 = 32,1 \text{ KN}$$

Επιλογή με κριτήριο το βέλος κάμψης

Για τα όρια των βελών κάμψης ισχύουν οι παρακάτω τιμές:

	w_{max}	w_3
Μη βατές στέγες	$L/200$	$L/250$
Πατώματα και βατές στέγες	$L/250$	$L/300$

όπου

w_{max} το μέγιστο βέλος λόγω μονίμων και κινητών φορτίων και

w_3 το μέγιστο βέλος λόγω κινητών φορτίων

Συνδυασμός για μόνιμα και κινητά:

Για $q = 6,86 \text{ KN/m} = 0,0686 \text{ KN/m}$ έχουμε:

$$(5qL^4)/(384EI_y) < L/200 \rightarrow I_y > (200 \cdot 5 \cdot 0,0686 \cdot 600^4)/(384 \cdot 21000 \cdot 600) = 1837,5 \text{ cm}^4$$

Επιλέγω διατομή **IPE 200** με $I_y = 1943 \text{ cm}^4$

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Διατομή κατηγορίας 1 άρα πλαστικός έλεγχος

Πλαστικός έλεγχος σε διάτμηση

Θα πρέπει $V_{ED} \leq V_{c,Rd}$ όπου $V_{ED} = 32,1 \text{ KN}$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = (A_{vz} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 14 \cdot 23,5 / \sqrt{3} = 189,9 \text{ KN} > V_{ED}$$

Πλαστικός έλεγχος σε κάμψη

Θα πρέπει $M_{ED} \leq M_{pl,Rd}$ όπου $M_{ED} = 4815 \text{ KNcm}$

$$M_{pl,Rd} = (W_{pl,y} \cdot f_y) / \gamma_{M0} = 220,6 \cdot 23,5 = 5184,1 \text{ KNcm} > M_{ED}$$

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η δοκός εξασφαλίζεται πλευρικά από την παρουσία της επικάλυψης, δεδομένου ότι τα φύλλα διαθέτουν επαρκή δυσκαμψία, είναι σταθερά και πυκνά συνδεδεμένα σ' αυτή.

Για τον ίδιο λόγο εξασφαλίζεται και η κάμψη ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής.

5.1.13 Κατακόρυφα αμφιαρθρωτά υποστυλώματα

Αμφιαρθρωτά υποστυλώματα θα χρησιμοποιηθούν πλευρικά στο κτίριο αντί τεγίδων. Η κυριότερη καταπόνηση είναι η υποπίεση στην περίπτωση για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^0$ και ανοιχτή πόρτα. Στο ETABS, για ευκολία τοποθετήθηκαν λιγότερα υποστυλώματα αυτού του τύπου, δηλαδή ένα στη μέση κάθε φατνώματος μήκους 6m (ανά 3 m). Στην πράξη θα τοποθετηθούν δύο σε κάθε φάτνωμα (ανά 2 m).

Έχουμε λοιπόν $w = -2,67 \text{ KN/m}^2$ και ζώνη επιρροής 2m

$$\text{άρα } q_{ED} = 1,5 \cdot 2,67 \cdot 2 = -8,01 \text{ KN/m}$$

Θεωρώντας τη δοκό αμφιέρειστη με μήκος $L = 5,67\text{m}$ ($=17/3$) προκύπτουν τα εξής εντατικά μεγέθη:

$$M_{ED} = (qL^2)/8 = 32,15 \text{ KNm} = 3215 \text{ KNcm} \text{ και}$$

$$V_{ED} = qL/2 = 22,7 \text{ KN}$$

Επιλογή με βάση την αντοχή σε κάμψη

$$\text{Θα πρέπει } M_{ED} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y = 3215 \rightarrow W_{pl,y} = 3215/23,5 = 136,8 \text{ cm}^3$$

$$\text{Επιλέγω διατομή IPE 180 με } W_{pl,y} = 166,4 \text{ cm}^3$$

Η διατομή για καθαρή κάμψη ανήκει στην κατηγορία 1 άρα ορθά επιλέξαμε πλαστική ανάλυση.

Πλαστικός έλεγχος σε διάτμηση

$$\text{Θα πρέπει } V_{ED} \leq V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = (A_{vz} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = (11,25 \cdot 23,5) / \sqrt{3} = 152,63 \text{ KN} > V_{ED}$$

ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η δοκός εξασφαλίζεται πλευρικά από την παρουσία των φύλλων πλευρικής επένδυσης.

5.1.14 Μετωπικοί στύλοι

Η δυσμενέστερη περίπτωση είναι αυτή για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^0$ και κλειστές πόρτες. Η διάταξη των μετωπικών στύλων παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 1 σχ. 1.13

Έχουμε λοιπόν $w = -1,80 \text{ KN/m}^2$ και ζώνη επιρροής 6,24 m

$$\text{άρα } q_{ED} = 1,5 \cdot (1,80) \cdot 6,24 = -16,85 \text{ KN/m}$$

Θεωρώντας τη δοκό αμφιέριστη με μήκος $L = 18,88 \text{ m}$ προκύπτουν τα εξής εντατικά μεγέθη:

$$M_{ED} = (qL^2)/8 = 750,8 \text{ KNm} = 75080 \text{ KNcm}$$

$$V_{ED} = qL/2 = 159 \text{ KN}$$

Επιλογή με βάση την αντοχή σε κάμψη

$$\text{Θα πρέπει } M_{ED} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y = 75080 \rightarrow W_{pl,y} = 75080/23,5 = 3194,9 \text{ cm}^3$$

$$\text{Επιλέγω διατομή HEA 450 με } W_{pl,y} = 3216 \text{ cm}^3$$

Η διατομή για καθαρή κάμψη ανήκει στη κατηγορία 1 άρα ορθά επιλέξαμε πλαστική ανάλυση.

Πλαστικός έλεγχος σε διάτμηση

$$\text{Θα πρέπει } V_{ED} \leq V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = (A_{vz} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 65,78 \cdot 23,5 / \sqrt{3} = 892,5 \text{ KN} > V_{ED}$$

ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η δοκός εξασφαλίζεται πλευρικά από την παρουσία των φύλλων πλευρικής επένδυσης.

5.1.14 Δοκός κυλίσεως γερανογέφυρας

Η διαδικασία διαστασιολόγησης της δοκού παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 3.

5.2 Έλεγχος επάρκειας μελών

5.2.1 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Στην παρούσα ενότητα θα γίνει έλεγχος επάρκειας των κυριότερων μελών της κατασκευής με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση του φορέα στο ETABS. Σύμφωνα με τον EC3 έχουμε τα εξής:

5.2.1.1 Χαρακτηριστικά χάλυβα

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y [N/mm ²]	f _t [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _t [N/mm ²]
EN 10025-2 S 235	235	360	215	360

Πίνακας 5.1 Ονομαστικές τιμές αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_t για εν θερμώ ελατούς χάλυβες

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

- Μέτρο ελαστικότητας $E=210000 \text{ N/mm}^2$
- Μέτρο διάτμησης $G \approx 81000 \text{ N/mm}^2$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu=0,3$
- Συντελεστής ε (N/mm²) $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

5.2.1.2 Επιμέρους συντελεστές γ_M

Για κτίρια συστήνονται οι παρακάτω αριθμητικές τιμές

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

5.2.1.3 Κατάταξη διατομών

Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών είναι να αναγνωρίσει την έκταση στη οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό.

Οι τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι οι εξής:

- ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 1: Σε αυτήν ανήκουν οι διατομές που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους
- ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 2: Σε αυτήν ανήκουν οι διατομές που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού
- ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 3: Σε αυτήν ανήκουν οι διατομές στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φτάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 4: Σε αυτήν ανήκουν οι διατομές στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής. Διατομές αυτής της κατηγορίας δεν υπάρχουν στον φορέα μας επομένως δεν θα ασχοληθούμε στην παρούσα μελέτη με αυτές.

Πίνακας 5.2 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα πέλματα

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)			

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ

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

*) $\psi \leq -1$ εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση $\sigma < f_y$ είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_y > f_y/E$

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

5.2.2 Αντοχή διατομών

5.2.2.1 Αντοχή σε εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{ED} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί την σχέση:

$$(N_{ED}/N_{t,Rd}) \leq 1,0$$

όπου $N_{t,Rd}$ ισούται με την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής δύναμης

$$N_{pl,Rd} = Af_y/\gamma_{M0}$$

5.2.2.2 Αντοχή σε θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{ED} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί την σχέση:

$$(N_{ED}/N_{c,Rd}) \leq 1,0$$

όπου $N_{c,Rd}$ η αντοχή του θλιβόμενου μέλους

$$N_{c,Rd} = Af_y/\gamma_{M0}$$

5.2.2.3 Αντοχή σε τέμνουσα

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{ED} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$V_{ED}/V_{pl,Rd} \leq 1,0$$

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από τη σχέση:

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

5.2.2.4 Αντοχή σε μονοαξονική κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{ED} σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$(M_{ED}/M_{c,Rd}) \leq 1,0$$

όπου

$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} \cdot f_y) / \gamma_{M0}$ για διατομές κατηγορίας 1 και 2

$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = (W_{el} \cdot f_y) / \gamma_{M0}$ για διατομές κατηγορίας 3

5.2.2.5 Αντοχή σε κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, η επίδραση της αξονικής λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού γράφεται:

$$M_{ED} \leq M_{N,Rd}$$

όπου

$M_{N,Rd}$ η πλαστική αντοχή μειωμένη λόγω της αξονικής N_{ED}

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα y-y λόγω επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν ικανοποιούνται συγχρόνως, τα δύο παρακάτω κριτήρια:

- $N_{ED} \leq 0,25N_{pl,Rd}$
- $N_{ED} \leq (0,5h_w t_w f_y) / \gamma_{M0}$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα z-z λόγω της επίδρασης της αξονικής όταν:

- $N_{ED} \leq (h_w t_w f_y) / \gamma_{M0}$

5.2.2.6 Αντοχή σε λυγισμό

5.2.2.6.1 Μέλη σταθερής διατομής υπό θλίψη

- Υπολογισμός αντοχής έναντι λυγισμού

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$(N_{ED} / N_{b,Rd}) \leq 1 \quad \text{όπου}$$

N_{ED} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό θα πρέπει να είναι:

$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y$ για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3

- **Καμπύλες λυγισμού**

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με την σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{\text{eff}} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

α : συντελεστής απωλειών

N_{cr} : το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής

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

Πίνακας 5.3 Συντελεστής ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $(N_{ED} / N_{cr}) \leq 0,04$ οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών

- **Λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό**

Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ δίνεται από:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

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

i : ακτίνα αδράνειας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ σε N/mm}^2)$$

Στην παρούσα εργασία ο χάλυβας είναι ποιότητας S235, άρα $\varepsilon = 1$

• **Λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό**

Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

• **Καμπύλες για στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό – Γενική περίπτωση**

Η τιμή χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα λ_{LT} , θα πρέπει να καθορίζεται:

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

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

α_{LT} : συντελεστής ατελειών

$$\bar{\lambda}_{LT} : \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad \text{ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού}$$

M_{cr} : κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

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

Πίνακας 5.4 Συντελεστές ατελειών για καμπύλες πλευρικού λυγισμού

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




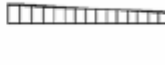



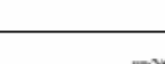
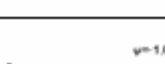

Πίνακας 5.5 Καμπύλες πλευρικού λυγισμού για χρήση της εξίσωσης χ_{LT}

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

Πίνακας 5.6 Συντελεστές C_1 C_2 C_3 για εγκάρσια φόρτιση

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμές του συντελεστή k	Συντελεστές		
			C_1	C_2	C_3
		1.0	1.132	0.459	0.525
		0.5	0.972	0.304	0.980
		1.0	1.285	1.562	0.753
		0.5	0.712	0.652	1.070
		1.0	1.365	0.553	1.730
		0.5	1.070	0.432	3.050
		1.0	1.565	1.267	2.640
		0.5	0.938	0.715	4.800
		1.0	1.046	0.430	1.120
		0.5	1.010	0.410	1.890

Πίνακας 5.7 Συντελεστές C_1 C_2 C_3 για φόρτιση με ακραίες ροπές

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα <u>καμπτικών</u> ροπών	Τιμές του συντελεστή k	Συντελεστές		
			C_1	C_2	C_3
	 ψ=1	1.0	1.000	-	1.000
		0.7	1.000	-	1.113
		0.5	1.000	-	1.114
	 ψ=3/4	1.0	1.141	-	0.998
		0.7	1.270	-	1.565
		0.5	1.305	-	2.283
	 ψ=1/2	1.0	1.323	-	0.992
		0.7	1.473	-	1.556
		0.5	1.514	-	2.271
	 ψ=1/4	1.0	1.563	-	0.977
		0.7	1.739	-	1.531
		0.5	1.788	-	2.235
	 ψ=0	1.0	1.879	-	0.939
		0.7	2.092	-	1.473
		0.5	2.150	-	2.150
	 ψ=1/4	1.0	2.281	-	0.855
		0.7	2.538	-	1.340
		0.5	2.609	-	1.975
	 ψ=1/2	1.0	2.704	-	0.676
		0.7	3.009	-	1.059
		0.5	3.093	-	1.546
	 ψ=3/4	1.0	2.927	-	0.366
		0.7	3.258	-	0.575
		0.5	3.348	-	0.837
 ψ=1.0	1.0	2.752	-	0.000	
	0.7	3.063	-	0.000	
	0.5	3.149	-	0.000	

Πίνακας 5.8 Συντελεστές αλληλεπίδρασης K_{ij} για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχές σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	διατομές I διατομές RHS	k_{yz}	0,6 k_{yz}
k_{xy}	διατομές I διατομές RHS	0,8 k_{yy}	0,6 k_{yy}
k_{zx}	διατομές I	$C_{mx} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_x \frac{N_{Ed}}{\chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mx} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mx} \left(1 + (2\bar{\lambda}_x - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mx} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mx} \left(1 + (\bar{\lambda}_x - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mx} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{xy} μπορεί να είναι $k_{xy} = 0$.

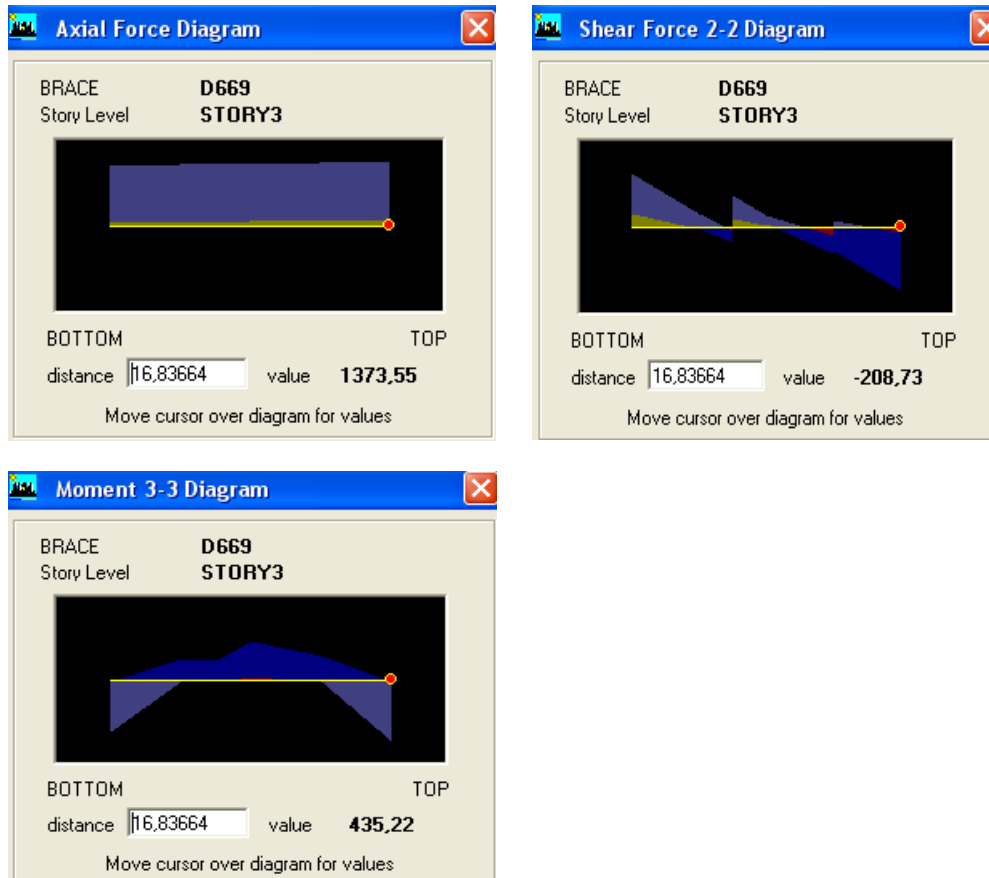
Πίνακας 5.9 Συντελεστές αλληλεπίδρασης K_{ij} για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1
k_{yz}	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1
k_{xy}	$\left[1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_x}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_x}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ για $\bar{\lambda}_x < 0,4$: $k_{xy} = 0,6 + \bar{\lambda}_x \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_x}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_x N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zx}	k_{zx} από τον Πίνακα Β.1	k_{zx} από τον Πίνακα Β.1

5.3 Έλεγχος επάρκειας μελών υπόστεγου

5.3.1 Δοκός στέγης

Τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση στο μέλος D 669 είναι τα εξής:



Κατηγορία διατομής 1, επομένως θα γίνει πλαστικός έλεγχος

- ΠΛΑΣΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει: $V_{ED} \leq V_{c,Rd}$

$$V_{ED} = 208,73 \text{ KN}$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = (A_{vz} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = (83,72 \cdot 23,5) / \sqrt{3} = 1135,9 \text{ KN} > V_{ED}$$

Ο έλεγχος της διατομής σε διάτμηση ικανοποιείται.

Παρατηρούμε ότι $V_{ED} < 0,5V_{pl,Rd}$ άρα δεν χρειάζεται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης και αξονική λόγω παρουσίας διάτμησης

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ

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

(α) $N_{ED} \leq 0,25N_{pl,Rd}$ όπου

$$N_{pl,Rd} = Af_y = 211,8 \cdot 23,5 = 4977,3 \text{ KN}$$

$$4977,3 \cdot 0,25 = 1244,3 \text{ KN} < N_{ED}$$

(β) $N_{ED} \leq (0,5h_w t_w f_y) \gamma_{M0} = 0,5 \cdot 49,2 \cdot 1,25 \cdot 23,5 = 722,7 \text{ KN}$

Κανένα κριτήριο δεν ικανοποιείται επομένως χρειάζεται απομείωση της πλαστικής ροπής λόγω αξονικής δύναμης.

Θα πρέπει $M_{ED} \leq M_{N,y,Rd}$ όπου

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,Rd}(1-n)/(1-0,5a)$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0} = 4622 \cdot 23,5 = 108617 \text{ KNcm}$$

$$n = N_{ED} / N_{pl,Rd} = 1373,55 / 4977,3 = 0,276$$

$$a = (A - 2bt_f) / A = (211,8 - 2 \cdot 30 \cdot 2,4) / 211,8 = 0,32$$

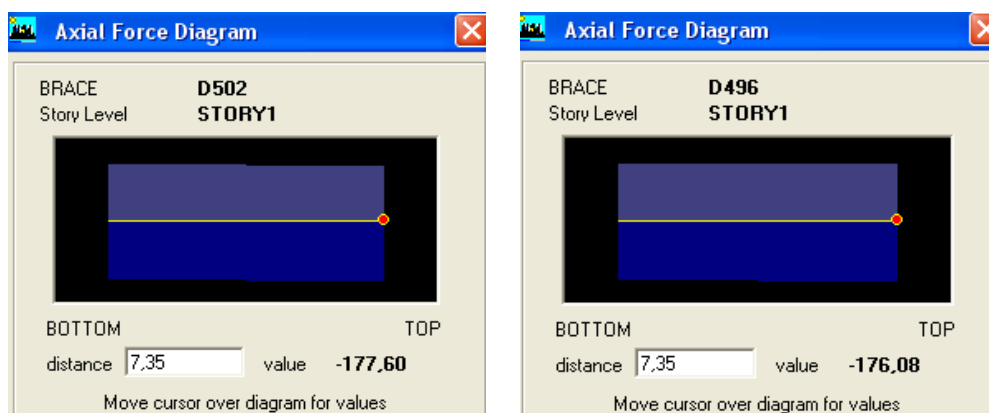
τελικά έχουμε: $M_{N,y,Rd} = 108617 \cdot (1 - 0,276) / (1 - 0,5 \cdot 0,32) = 93617,5 > 43522 = M_{ED}$

Η διατομή επαρκεί στον πλαστικό έλεγχο.

5.3.2 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

5.3.2.1 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι

Τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση στα μέλη D 502 και D 496



Από τα συμμετρικά διαγράμματα της ανάλυσης στις χιαστί ράβδους, η ράβδος που καταπονείται περισσότερο σε εφελκυσμό δέχεται αξονική δύναμη:

$$P_1 = 177,6 \text{ KN}$$

Για τον ίδιο συνδυασμό φόρτισης βρέθηκε η αξονική (θλιπτική) που δέχεται η άλλη ράβδος είναι:

$$P_2 = 176,8 \text{ KN}$$

Επειδή πραγματοποιείται έλεγχος μόνο σε εφελκυσμό και αμελείται το θλιβόμενο μέλος, η διαστασιολόγηση θα πρέπει να γίνει λαμβάνοντας υπόψη ότι το εφελκυσμένο μέλος θα πρέπει να παραλάβει και τις δύο δυνάμεις (P_1, P_2) σε εφελκυσμό.

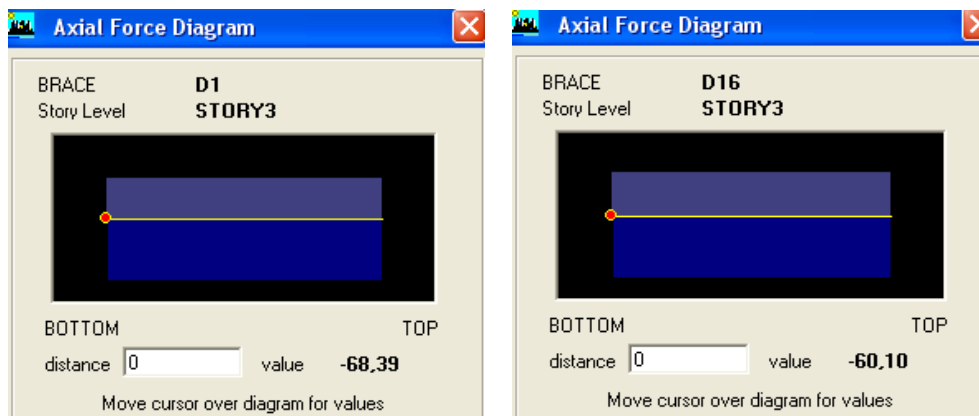
$$\text{Θα πρέπει } N_{ED}/N_{RD} \leq 1$$

$$N_{RD} = Af_y/\gamma_{M0} = 20,65 \cdot 23,5 = 481,75 \text{ KN}$$

$$353,7/481,75 = 0,73 < 1 \quad \text{επομένως η διατομή επαρκεί}$$

5.3.2.2 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαψίας

Τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση στα μέλη D1 και D16



Με βάση τα (συμμετρικά) διαγράμματα θα εργαστούμε όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, δηλαδή η εφελκυσμένη ράβδος θα πρέπει να παραλάβει σε μορφή εφελκυσμού και την αξονική (θλιπτική) της άλλης.

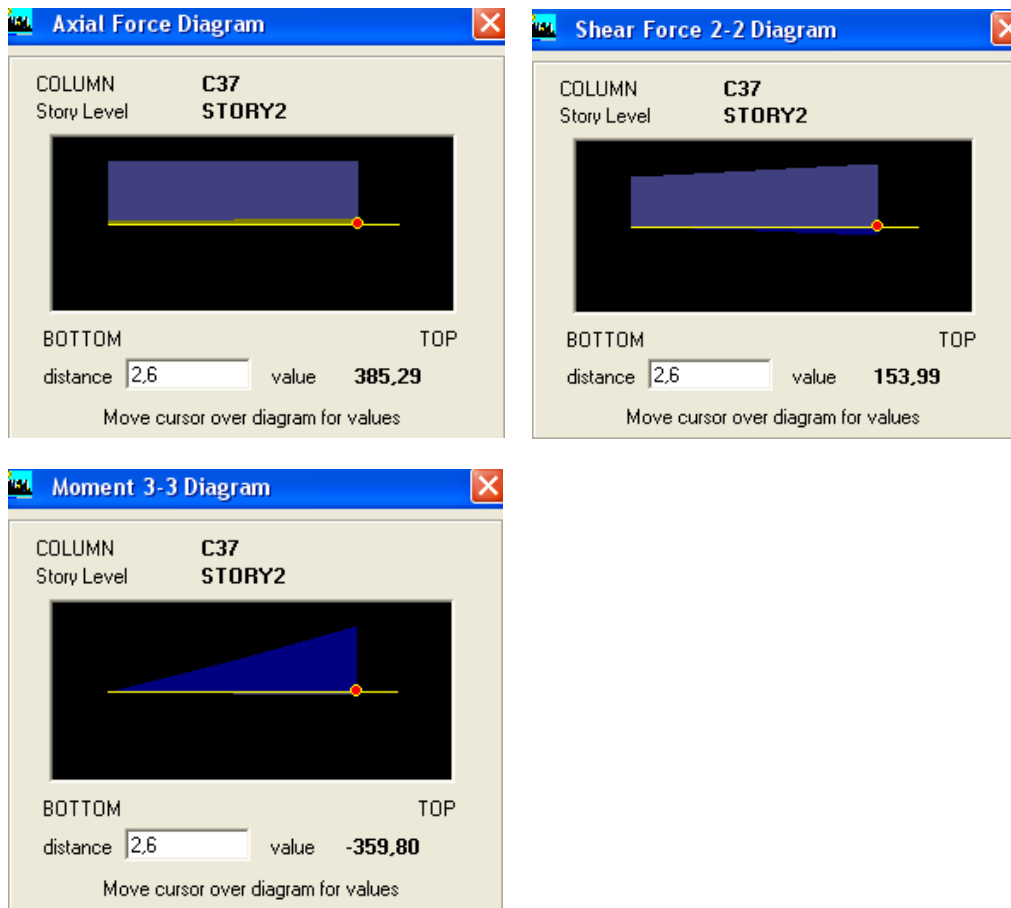
$$P_1 + P_2 = 128,5 \text{ KN}$$

$$N_{RD} = Af_y/\gamma_{M0} = 12,5 \cdot 23,5 = 293,8 \text{ KN}$$

$$128,5/293,8 = 0,44 < 1 \quad \text{επομένως η διατομή επαρκεί}$$

5.3.3 Μονό υποστύλωμα

Τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση στο μέλος C37



Κατηγορία διατομής 1, επομένως θα γίνει πλαστικός έλεγχος

- ΠΛΑΣΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει: $V_{ED} \leq V_{c,Rd}$

$$V_{ED} = 154 \text{ KN}$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = (A_{vz} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = (72,03 \cdot 23,5) / \sqrt{3} = 977,3 \text{ KN} > V_{ED}$$

Ο έλεγχος της διατομής σε διάτμηση ικανοποιείται.

Παρατηρούμε ότι $V_{ED} < 0,5V_{pl,Rd}$ άρα δεν χρειάζεται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης και αξονική λόγω παρουσίας διάτμησης

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ

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

$$(\alpha) N_{ED} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad \text{όπου}$$

$$N_{pl,Rd} = Af_y = 240,2 \cdot 23,5 = 5644,7 \text{ KN}$$

$$0,25 \cdot 5644,7 = 1411,2 > N_{ED}$$

$$(\beta) N_{ED} \leq (0,5h_w t_w f_y) \gamma_{M0} = 0,5 \cdot 24,4 \cdot 1,85 \cdot 23,5 = 530,4 \text{ KN}$$

Παρατηρούμε ότι και τα δύο κριτήρια ικανοποιούνται, άρα δεν χρειάζεται απομείωση της ροπής αντοχής λόγω αξονικής.

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0} = 2966 \cdot 23,5 = 69701 \text{ KNcm} > 35980 = M_{ED}$$

Η διατομή επαρκεί στον πλαστικό έλεγχο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

Διαστασιολόγηση θύρας μετώπου μέσω ETABS

6.1 Παρουσίαση συρόμενης θύρας

Πρόκειται για τη σημαντικότερη και τη μεγαλύτερη σε διαστάσεις εκ των θυρών, οι οποίες σχεδιάζονται για τις διάφορες θέσεις ώστε να ικανοποιούν τις λειτουργίες του υπόστεγου. Μέσω της θύρας αυτής πραγματοποιείται η είσοδος και η έξοδος των σκαφών στο υπόστεγο.

Η συγκεκριμένη θύρα αποτελείται από τέσσερα φύλλα με μήκος κάθε φύλλου 7,32 m και ύψος 14 m, τα οποία κυλίνουν σε δύο τροχιές, μια στο κάτω μέρος της θύρας και μια στο επάνω. Τα κατακόρυφα φορτία μεταφέρονται στη βάση των θυρών επί ειδικά διαμορφωμένου θεμελίου, ενώ υπάρχουν οδηγοί οι οποίοι παραλαμβάνουν μέρος των οριζοντίων φορτίων ώστε να διατηρούνται τα φύλλα κατακόρυφα. Ο σκελετός του κάθε φύλλου αποτελείται από τέσσερις κατακόρυφους στύλους και από επτά οριζόντιες δοκούς. Η απόσταση μεταξύ των στύλων είναι 2,44 m ενώ η απόσταση μεταξύ των οριζοντίων δοκών είναι 2 m. Επίσης για την διατήρηση του ορθογωνικού σχήματος, τα φύλλα φέρουν και διαγώνιες ράβδους, οι οποίες συνδέονται αρθρωτά με τους στύλους.

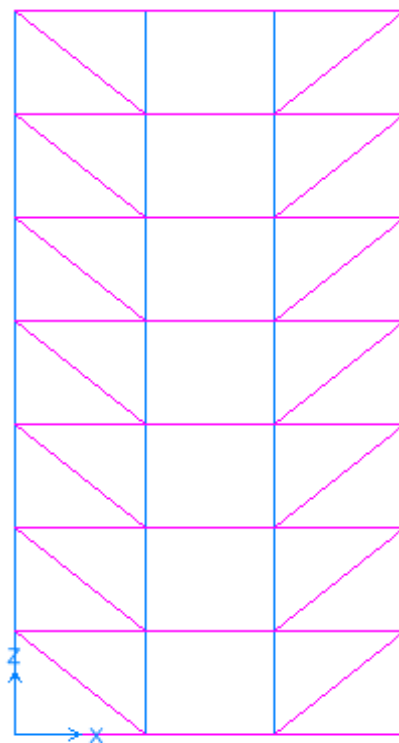


Σχ. 6.1 Διάταξη τετράφυλλης θύρας

Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του σκελετού της θύρας, εξετάσαμε στο πρόγραμμα το ένα από τα τέσσερα όμοια φύλλα. Τα φορτία που εφαρμόστηκαν στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι:

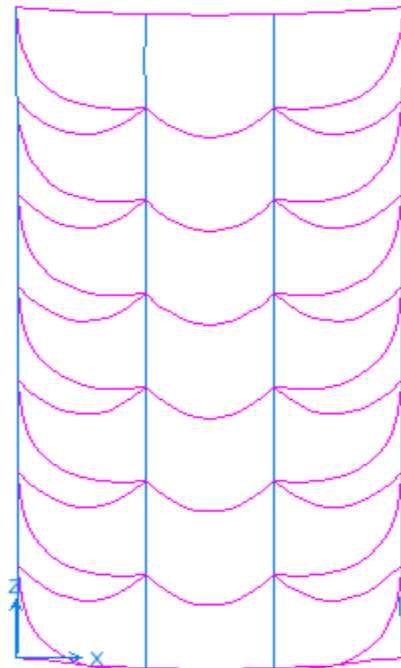
- το ίδιο βάρος των μελών
- ο δυσμενέστερος συντελεστής ανέμου ($1,81 \text{ KN/m}^2$), κάθετου στη επιφάνεια της θύρας πολλαπλασιασμένος με την αντίστοιχη ζώνη επιρροής

Ο σκελετός του ενός από τα τέσσερα φύλλα, όπως σχεδιάστηκε στο ETABS είναι:

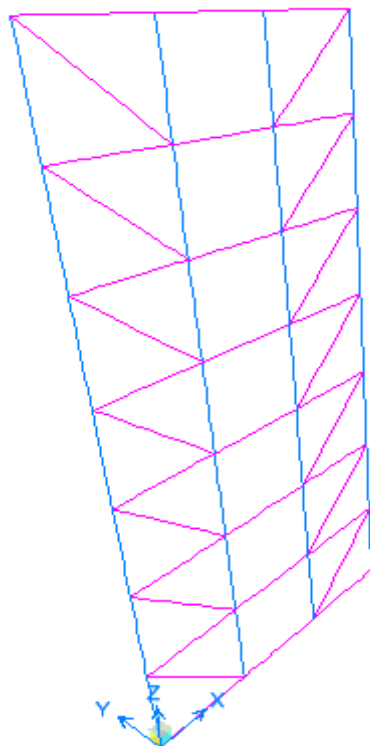


Σχ. 6.2 Διάταξη του ενός φύλλου

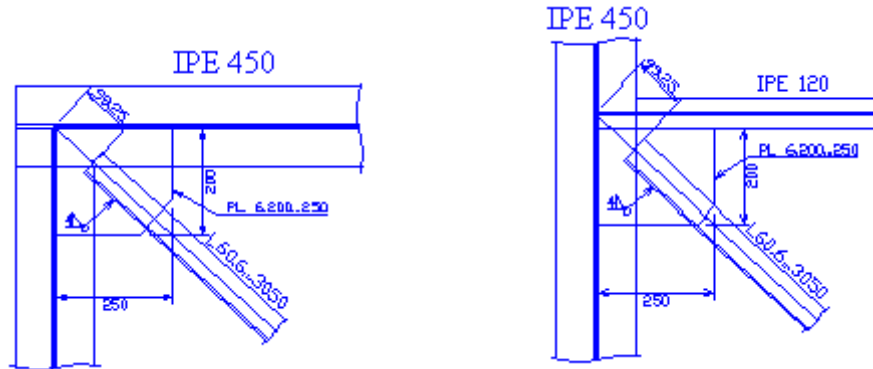
Παρακάτω παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις της θύρας λόγω του ιδίου βάρους της και λόγω του ανέμου καθώς και τα αποτελέσματα της ανάλυσης της:



Σχ. 6.3 Παραμόρφωση λόγω ιδίου βάρους



Σχ. 6.4 Παραμόρφωση λόγω ανέμου



Σχ.6.5 Λεπτομέρειες σύνδεσης

6.1.1 Ανάλυση των κατακόρυφων μελών του φύλλου της θύρας

Για τα τέσσερα κάθετα και τα δύο ακραία οριζόντια μέλη επιλέξαμε διατομή IPE 450

Section Name

Extract Data from Section Property File

Properties

Property Modifiers

Material

Dimensions

Outside height (t3)	<input type="text" value="0,45"/>
Top flange width (t2)	<input type="text" value="0,19"/>
Top flange thickness (tf)	<input type="text" value="0,0146"/>
Web thickness (tw)	<input type="text" value="9,400E-03"/>
Bottom flange width (t2b)	<input type="text" value="0,19"/>
Bottom flange thickness (tfb)	<input type="text" value="0,0146"/>

Display Color

Section Name		IPE450	
Properties			
Cross-section (axial) area	9,880E-03	Section modulus about 3 axis	1,500E-03
Torsional constant	6,670E-07	Section modulus about 2 axis	1,764E-04
Moment of Inertia about 3 axis	3,374E-04	Plastic modulus about 3 axis	1,702E-03
Moment of Inertia about 2 axis	1,676E-05	Plastic modulus about 2 axis	2,760E-04
Shear area in 2 direction	4,230E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,1848
Shear area in 3 direction	4,623E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,0412

OK

Σχ. 6.6 Χαρακτηριστικά διατομής

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY4 Element: C10 Station Loc: 0,000 Section ID: IPE450

Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact

L=2,000
 A=0,010 i22=1,676E-05 i33=3,374E-04 z22=2,760E-04 z33=0,002
 s22=1,764E-04 s33=0,001 r22=0,041 r33=0,185
 E=210000000,00 fy=235000,000
 RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,869 = 0,002 + 0,867 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	COMB1	P	M33	M22	U2	U3
		-7,660	-312,000	-0,006	0,000	-0,004

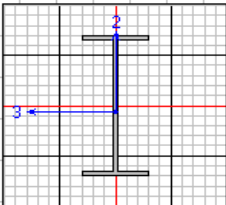
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	7,660	1770,875	2089,620

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	312,000	359,973	0,850	1,000	1,000	1,000	0,984	1,011
Minor Bending	0,006	55,970	0,439	1,000	1,000	1,000	0,984	

SHEAR DESIGN

	Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio
Major Shear	0,000	536,787	0,000
Minor Shear	0,004	586,701	7,471E-06



Σχ. 6.7 Ανάλυση κατακόρυφου μέλους C10

6.1.2 Ανάλυση των οριζοντίων μελών του φύλλου της θύρας

Επιλέξαμε διατομή IPE 120

Section Name IPE120

Extract Data from Section Property File

Open File... c:\program files\computers and structures\etabs Import...

Properties: Property Modifiers: Material: S235

Dimensions:

Outside height (t3)	0,12
Top flange width (t2)	0,064
Top flange thickness (tf)	6,300E-03
Web thickness (tw)	4,400E-03
Bottom flange width (t2b)	0,064
Bottom flange thickness (tfb)	6,300E-03

Display Color

Section Name IPE120

Properties:

Cross-section (axial) area	1,320E-03	Section modulus about 3 axis	5,300E-05
Torsional constant	1,690E-08	Section modulus about 2 axis	8,656E-06
Moment of Inertia about 3 axis	3,180E-06	Plastic modulus about 3 axis	6,070E-05
Moment of Inertia about 2 axis	2,770E-07	Plastic modulus about 2 axis	1,360E-05
Shear area in 2 direction	5,280E-04	Radius of Gyration about 3 axis	0,0491
Shear area in 3 direction	6,720E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0,0145

Σχ. 6.8 Χαρακτηριστικά διατομής

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΥΡΑΣ ΜΕΤΩΠΟΥ

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY1 Element: B22 Station Loc: 0,995 Section ID: IPE120
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact

L=2,440
A=0,001 i22=0,000 i33=3,180E-06 z22=1,360E-05 z33=6,070E-05
s22=8,656E-06 s33=5,300E-05 r22=0,014 r33=0,049
E=210000000,00 Fy=235000,000
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,137 = 0,064 + 0,000 + 0,072

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
Combo COMB1	-10,889	0,000	-0,198	0,000	0,066

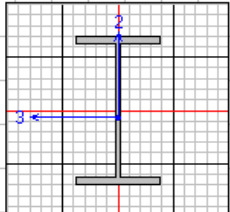
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	10,889	84,538	279,180

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	0,000	10,014	1,000	1,000	1,000	1,000	0,922	1,000
Minor Bending	0,198	2,746	1,000	1,106	1,000	1,000	0,922	1,000

SHEAR DESIGN

	Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio
Major Shear	0,000	67,003	0,000
Minor Shear	0,066	85,277	0,001



Σχ. 6.9 Ανάλυση οριζόντιου μέλους B22

6.1.3 Ανάλυση των διαγωνίων μελών του φύλλου της θύρας

Επιλέξαμε διατομή L60x6

Section Name: L60X6

Extract Data from Section Property File

Open File... c:\program files\computers and structures\etabs Import...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: S235

Dimensions:

Outside vertical leg (t3) 0,06

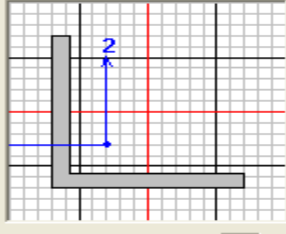
Outside horizontal leg (t2) 0,06

Horizontal leg thickness (tf) 6,000E-03

Vertical leg thickness (tw) 6,000E-03

Display Color

OK



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΥΡΑΣ ΜΕΤΩΠΟΥ

Section Name L60X6

Properties

Cross-section (axial) area	6,909E-04	Section modulus about 3 axis	5,284E-06
Torsional constant	8,208E-09	Section modulus about 2 axis	5,284E-06
Moment of Inertia about 3 axis	2,279E-07	Plastic modulus about 3 axis	9,823E-06
Moment of Inertia about 2 axis	2,279E-07	Plastic modulus about 2 axis	9,823E-06
Shear area in 2 direction	3,600E-04	Radius of Gyration about 3 axis	0,0182
Shear area in 3 direction	3,600E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0,0182

OK

Σχ. 6.10 Χαρακτηριστικά διατομής

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY1 Element: D52 Station Loc: 1,577 Section ID: L60X6
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Non-Compact

L=3,155
 A=6,909E-04 i22=0,000 i33=0,000 z22=9,823E-06 z33=9,823E-06
 s22=5,284E-06 s33=5,284E-06 r22=0,018 r33=0,018 alpha=45,000
 E=210000000,00 Fy=235000,000
 RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,209 = 0,044 + 0,058 + 0,107

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
Combo COMB1	12,934	0,105	0,105	0,000	0,000

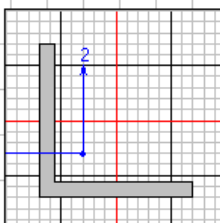
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (SAM 6-1b)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	12,934	14,758	146,125

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cn Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	0,105	1,800	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,105	0,985	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

SHEAR DESIGN

	Uu Force	Phi*Un Strength	Stress Ratio
Major Shear	0,000	45,684	0,000
Minor Shear	0,000	45,684	0,000



Σχ. 6.11 Ανάλυση διαγώνιου μέλους D52

Βιβλιογραφία

1. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1 «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Εκδόσεις Τ.Ε.Ε. Αθήνα 1997
2. Ι. Χ. Ερμόπουλος, «Ευρωκώδικας 1:Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής»
3. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3 «Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών »
4. 'ΕΑΚ2000 «Ελληνικός Αντισεισμικός σχεδιασμός»
5. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων»
6. Ι. Βάγιας, «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ: Ανάλυση και διαστασιολόγηση»
7. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ: Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος 1
8. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ: Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος 2
9. Π. Γ. Καρύδης, «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας»
10. Δ. Παπασταματίου, Ι. Ψυχάρης, «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας»
11. Εγχειρίδια Προγράμματος Etabs

