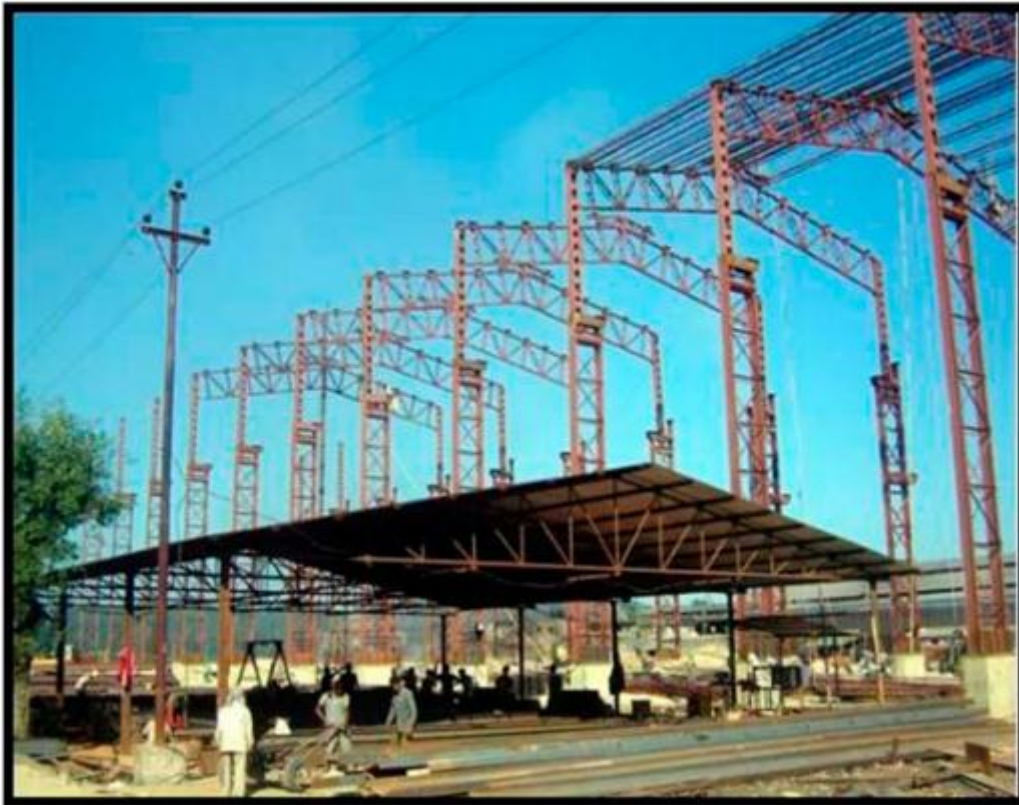




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Υποστέγου Ναυπήγησης Σκαφών



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΣΠΟΥΔΑΣΤΩΝ: ΒΟΥΛΩΜΕΝΟΣ ΙΩΑΝΝΗΣ  
ΓΙΔΑΣ ΣΩΤΗΡΙΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

Αθήνα, Ιούλιος 2012

ΕΜΚ ΔΕ 2012/11

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Με την ολοκλήρωση της διπλωματικής μας εργασίας θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον κύριο Γεώργιο Ιωαννίδη, καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ.Π. για τη βοήθεια και καθοδήγησή του σε όλα τα στάδια εκπόνησής της.

Επίσης θέλουμε να εκφράσουμε τις ευχαριστίες μας στις υποψήφιες διδάκτορες του εργαστηρίου μεταλλικών κατασκευών του Ε.Μ.Π. για τη βοήθειά τους σε θέματα που αφορούσαν την προσομοίωση της κατασκευής.

## Περιεχόμενα

### ΕΙΣΑΓΩΓΗ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ.....	1
1.1 Περιγραφή της κατασκευής.....	1
1.2 Κύριοι φορείς-Πλαίσια.....	1
1.3 Υποστυλώματα.....	1
1.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	2
1.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	2
1.6 Δοκός κύλισης – οριζόντιο δικτύωμα δοκού κύλισης.....	2
1.7 Τεγίδες.....	2
1.8 Μηκίδες.....	2
1.9 Διάδρομοι.....	2
1.10 Θύρα.....	2
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ.....	4
2.1 Γενικά.....	4
2.2 Προσδιορισμός φορτίων γερανογέφυρας επί των δοκών κύλισης.....	7
2.2.1 Κατακόρυφα φορτία.....	9
2.2.2 Οριζόντια φορτία.....	12
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ.....	19
3.1 Γενικά.....	19
3.2 Διαστασιολόγηση δοκού κυλίσεως.....	33
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ.....	41
4.1 Φορτία στην κατασκευή.....	41

4.2 Μόνιμα φορτία.....	41
4.3 Κινητά φορτία.....	42
4.3.1 Ωφέλιμο Φορτίο Στέγης.....	42
4.3.2 Κινητό Φορτίο Διαδρόμων.....	42
4.3.3 Μεταβολή Θερμοκρασίας.....	42
4.3.4 Φορτίο Χιονιού.....	42
4.3.5 Φορτία Ανέμου.....	46
4.3.6 Σεισμική δράση.....	70
4.4 Συνδυασμοί φορτίσεων.....	81
4.4.1 Οριακές Καταστάσεις.....	81
4.4.2 Συνδυασμοί φορτίσεων υποστέγου.....	83
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ.....	86
5.1 Διαστασιολόγηση μελών μέσω προγράμματος.....	86
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΥΡΑΣ ΜΕΤΩΠΟΥ.....	104
6.1 Παρουσίαση θύρας.....	104
6.1.1 Έλεγχος κατακόρυφων στοιχείων.....	106
6.1.2 Έλεγχος οριζόντιων στοιχείων.....	107
6.1.3 Έλεγχος διαγώνιων στοιχείων.....	107
6.2 Δοκός μετώπου.....	108
6.2.1 Έλεγχος της δοκού.....	110
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	111

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

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 (SAP2000), καθώς επίσης ο σχολιασμός των διαφόρων παραμέτρων σχεδιασμού.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση έγινε με βάση τους ευρωκώδικες 1,3 και 8. Ως υλικό κατασκευής θα χρησιμοποιηθεί χάλυβας S355 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.

Ο φορέας της παρούσης διπλωματικής αποτελείται από δέκα επαναλαμβανόμενα πλαίσια με σύνθετα υποστυλώματα. Στη διαμήκη διεύθυνση για την παραλαβή των φορτίων υπάρχουν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και στα αντίστοιχα φατνώματα επί της στέγης υπάρχουν οριζόντιοι. Επίσης κατά τον διαμήκη άξονα υπάρχουν σε κάθε πλευρά της κατασκευής τέσσερις διάδρομοι. Η γερανογέφυρα, ανυψωτικής ικανότητας 20 τόνων, κινείται επί της δοκού κυλίσεως που εδράζεται στο εσωτερικό μέλος του σύνθετου υποστυλώματος ενώ το εξωτερικό μέλος συνεχίζει ώστε να εδράσει τη δίκλινη στέγη.

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.

## ABSTRACT

The subject of the current dissertation is the process design and the sizing of a relatively large load-bearing construction of steel using a commercial program analysis and design (SAP2000), as well as commenting on the various design parameters.

The analysis and sizing was based on the Eurocodes 1, 3 and 8. As a material we used steel S355 and all sections were I-beams. The use of this building is the transportation, repair and maintenance of vessels.

Building sheds are designed and manufactured in order to have enough width and height for the entry of vessels. There should be no columns inside them because they would prevent the entry and exit of vessels. Crane-bridge is installed for the transfer of vessels under construction.

The body of this thesis consists of ten frames with composite recurring columns. For receiving the loads in the longitudinal direction, there are vertical rigidity connections and in the corresponding roof panels there are horizontal rigidity connections. Also in the longitudinal axis there are four lanes on each side of the building. The crane-bridge, lifting capacity 20 tons, moves over the chute that abuts on the inner part of composite column, whereas the outer part follows an upward direction in order to support the duo-pitch roof.

Finally, wind loads are critical because of the excessive dimensions in plan and height combined with the absence of internal columns.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

### 1.1 Περιγραφή κατασκευής

Η επιλογή των διαστάσεων του κτιρίου έγινε με βάση τις απαιτήσεις σχεδιασμού ώστε να πραγματοποιείται ανεμπόδιστα η είσοδος των σκαφών-υποβρυχίων για την συντήρησή τους. Λαμβάνοντας αυτό υπόψη επιλέγεται καθαρό άνοιγμα μεταξύ των εσωτερικών υποστυλωμάτων ίσο με 16 μέτρα και ελεύθερο ύψος διέλευσης κάτω από τους φορείς των οδηγών των συρόμενων θυρών του μπροστινού μετώπου είναι 15,3 m. Για την ανύψωση των διάφορων τμημάτων των σκαφών υπάρχει μία γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 20 τόνων που βρίσκεται στην στάθμη των 14,3m του κτιρίου. Στον εσωτερικό χώρο δεν υπάρχουν ενδιάμεσα υποστυλώματα που να εμποδίζουν την είσοδο και την έξοδο των σκαφών. Το μήκος του κτιρίου λαμβάνεται ίσο με 81 μέτρα ώστε να ικανοποιείται η διέλευση του μεγαλύτερου σκάφους. Έτσι το υπόστεγο αυτό έχει ορθογωνική κάτοψη και διαστάσεις 19,4m x 81m. Έχει ύψος 19m μετρούμενο από την κορυφή της στέγης. Στα ακραία φατνώματα, καθώς και σε δύο ενδιάμεσα φατνώματα θα υπάρχουν οριζόντιοι χιαστί και κατακόρυφοι σύνδεσμοι τύπου  $\Lambda$  (λάμδα). Το κτίριο θα είναι πλαισιωτή κατασκευή και θα αποτελείται από 10 πλαίσια τοποθετημένα παράλληλα μεταξύ τους ανά 9m. Η γερανογέφυρα κινείται παράλληλα προς τη διάσταση των 81m. Λεπτομέρειες για τα επιμέρους μέρη του υπόστεγου δίνονται ακολούθως.

### 1.2 Κύριοι φορείς-Πλαίσια

Οι κύριοι φορείς είναι πλαίσια και διατάσσονται ανά αποστάσεις των 9m και αναλαμβάνουν κατακόρυφα κ οριζόντια φορτία. Αποτελούνται από τα σύνθετα υποστυλώματα διατομής HEB450 και το δίρριχτο ζύγωμα κλίσης  $8,5^\circ$  και διατομής 2L110x14/8. Τα πλαίσια αυτά μορφώθηκαν ως αμφίπακτα. Λόγω της αξιμένης καταπόνησης του πλαισίου σε κάμψη διατάσσεται ελκυστήρας διατομής 2L90x10/8 προκειμένου να μειωθούν οι καμπτικές ροπές και οι πλευρικές ωθήσεις. Τέλος μεταξύ ζυγώματος κ ελκυστήρα τοποθετείται δικτύωμα τα μέλη του οποίου είναι διατομής 2L70x8/6.

### 1.3 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα των πλαισίων είναι σύνθετα (διμελή) μέχρι τη στάθμη έδρασης της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας, πράγμα που εξασφαλίζει την απαιτούμενη δυσκαμψία. Από τα δύο μέλη το εξωτερικό συνεχίζει καθ' ύψος για να εδράσει τη στέγη ενώ το εσωτερικό αναλαμβάνει τα φορτία της γερανογέφυρας. Οι διατομές των υποστυλωμάτων είναι HEB450 και προσφέρουν την ανάπτυξη πλαισιακής λειτουργίας στη διεύθυνση του ισχυρού άξονα και εξισορροπημένη αντοχή έναντι λυγισμού και στις δύο κύριες διευθύνσεις. Τα δύο υψηλότερα οριζόντια στοιχεία που συνδέουν το σύνθετο υποστυλώμα είναι διπλής διατομής U220, τα τρία επόμενα είναι 2U280 και το χαμηλότερο είναι διατομής 2U300.

Υπάρχουν στις ενδιάμεσες θέσεις των κύριων υποστυλωμάτων και δευτερεύοντα. Τα ενδιάμεσα δευτερεύοντα υποστυλώματα είναι και αυτά διμελή διατομής HEA160. Το εσωτερικό μέλος σταματάει και αυτό στη στάθμη της γερανοδοκού ενώ το εξωτερικό

συνεχίζει καθ' ύψος χωρίς όμως να δέχεται το σκελετό της επιστέγασης. Τα οριζόντια στοιχεία που συνδέουν το διπλό υποστύλωμα είναι διατομής IPE 140.

### **1.4 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας**

Σκοπός του δικτύωματος των οριζόντιων συνδέσμων είναι η μεταφορά των δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο της στέγης κάθετα στο επίπεδο των κύριων φορέων και στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Το δίκτυωμα αυτό δημιουργείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων διατομής 2L110x14/8 τις τεγίδες και τις πρόσθετες διαγώνιες ράβδους διατομής L70x6.

### **1.5 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας**

Σκοπός των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι να μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία που παραλαμβάνουν από τους κεφαλοδοκούς και τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Είναι διατομής 2L70x6/8 και τοποθετούνται στα φανώματα που έχουν τοποθετηθεί οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

### **1.6 Δοκός κύλισης – οριζόντιο δίκτυωμα δοκού κύλισης**

Η δοκός κύλισης της γερανογέφυρας είναι διατομής HEB 340 και αποτελείται από αμφιέριστα τμήματα ανοίγματος 4,5m. Επειδή οι πλευρικές παραμορφώσεις της δοκού κύλισης είναι σημαντικές κατασκευάζεται στο ύψος περίπου του μέσου του κορμού της δοκού κύλισης οριζόντιο δίκτυωμα που προσφέρει προστασία έναντι πλευρικού λυγισμού. Αναλυτική περιγραφή της δοκού κύλισης και του οριζόντιου δικτύωματος γίνεται στο αντίστοιχο κεφάλαιο.

### **1.7 Τεγίδες**

Πρόκειται για στοιχεία που έχουν σκοπό τη μεταφορά στους κύριους φορείς των κατακόρυφων φορτίων που ασκούνται στη στέγη (άνεμο, χιόνι, βάρος φύλλων επικάλυψης, φορτίο συντήρησης στέγης, φορτίο μηχανολογικού εξοπλισμού). Στην περίπτωση του στεγάστρου που σχεδιάζεται, θα χρησιμοποιηθούν τεγίδες IPE270, ανά 1,62 m απόσταση. Το στατικό τους σύστημα ορίστηκε έτσι ώστε να λειτουργούν ως αμφιέριστες.

### **1.8 Μηκίδες**

Πρόκειται για στοιχεία που δέχονται κυρίως φορτία ανεμοπίεσης καθώς και το βάρος των φύλλων επικάλυψης. Επιλέχθηκαν μηκίδες διατομής IPE220.

### **1.9 Διάδρομοι**

Σε κάθε πλευρά του υποστέγου υπάρχουν σε τέσσερις στάθμες από ένας διάδρομος που εξυπηρετεί τις διάφορες εργασίες και τις ανάγκες κίνησης εντός του ναυπηγείου. Οι διάδρομοι εδράζονται σε δύο δοκάρια διατομής IPE180 και η διαφραγματική λειτουργία που προσφέρει η επικάλυψη εξασφαλίστηκε στο προσομοίωμα με τη χρήση χιαστί συνδέσμων.

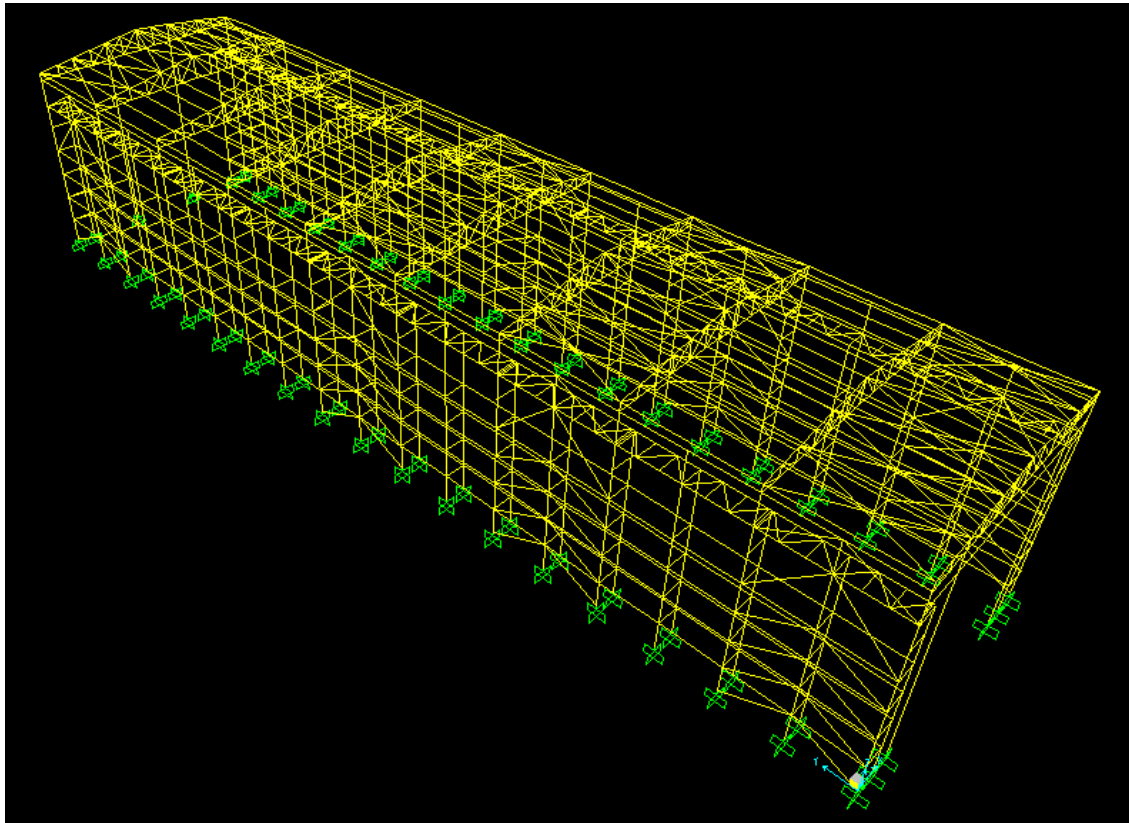
### **1.10 Θύρα**

Στο εμπρόσθιο τμήμα του υποστέγου για την είσοδο και την έξοδο των σκαφών έχει διαμορφωθεί κατάλληλα θύρα μεγάλων διαστάσεων. Το άνοιγμά της είναι 12,93m



και το ελεύθερο ύψος διέλευσης κάτω από τους φορείς των οδηγών των συρόμενων θυρών του μπροστινού μετώπου είναι 14 m. Τα φορτία της θύρας (ανεμοπιέσεις, ίδια βάρη) τα αναλαμβάνουν οι δύο μετωπικοί στύλοι εκατέρωθεν της θύρας διατομής HEB550.

Στο οπίσθιο τμήμα δεν υπάρχει κάποιο άνοιγμα και όλη η όψη είναι καλυμμένη με τα φύλλα επικάλυψης. Τα φορτία της ανεμοπίεσης στην πίσω πλευρά άλλα και τα ίδια βάρη της επικάλυψης αναλαμβάνονται από δύο μετωπικούς στύλους διατομής HEB550.



Σχ. 1.1 Προσομοίωμα του φορέα στο πρόγραμμα SAP2000

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ

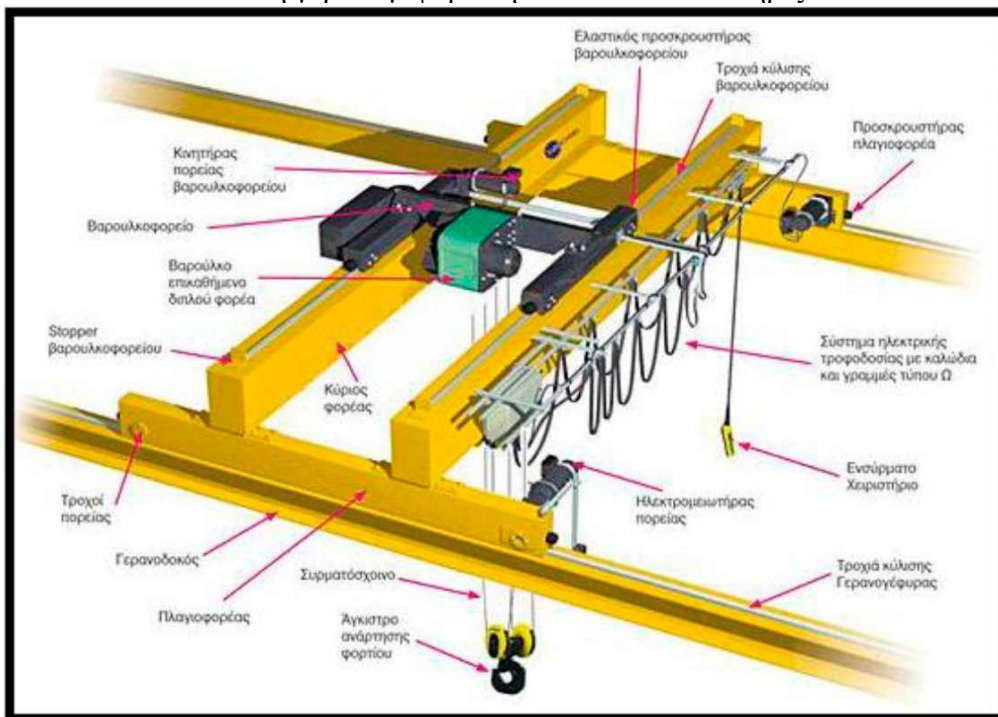
### 2.1 Γενικά

Η ύπαρξη γερανογέφυρας στα βιομηχανικά κτίρια και στους αποθηκευτικούς χώρους κρίνεται πολύ χρήσιμη μιας και διευκολύνει σε σημαντικό βαθμό τη μετακίνηση έτοιμων προϊόντων στο εσωτερικό τους. Η συνθέςτερη ανάρτηση του φορτίου γίνεται μέσω αγκίστρου. Αναλόγως όμως και του είδους των μετακινούμενων στοιχείων, το φορτίο μπορεί να συγκρατείται με αρπαγές, με κάδους ή με μαγνήτες, όπως για παράδειγμα στην περίπτωση μετακίνησης επίπεδων ελασμάτων (λαμαρινών) σε ναυπηγικούς χώρους ή χαλυβουργεία.

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, κυβοσειδούς 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 2.1 φαίνεται μία 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. 2.1 Σχηματική διάταξη γερανογέφυρας

Για τις ανάγκες ναυπήγησης και επισκευής των σκαφών στο εσωτερικό του υποστέγου μας θα λειτουργήσει γερανογέφυρα με ανυψωτική ικανότητα 20 τόνους και ανοίγματος 16 μέτρων. Η γερανογέφυρα κινείται σε κάθε άκρο επί δύο τροχών η απόσταση των οποίων είναι 4 μέτρα. Οι κινητήριιοι τροχοί κινούνται ανεξάρτητα και οι άξονες όλων των τροχών είναι σταθερά συνδεδεμένοι επί αυτών σύμφωνα με το σύστημα IFF.

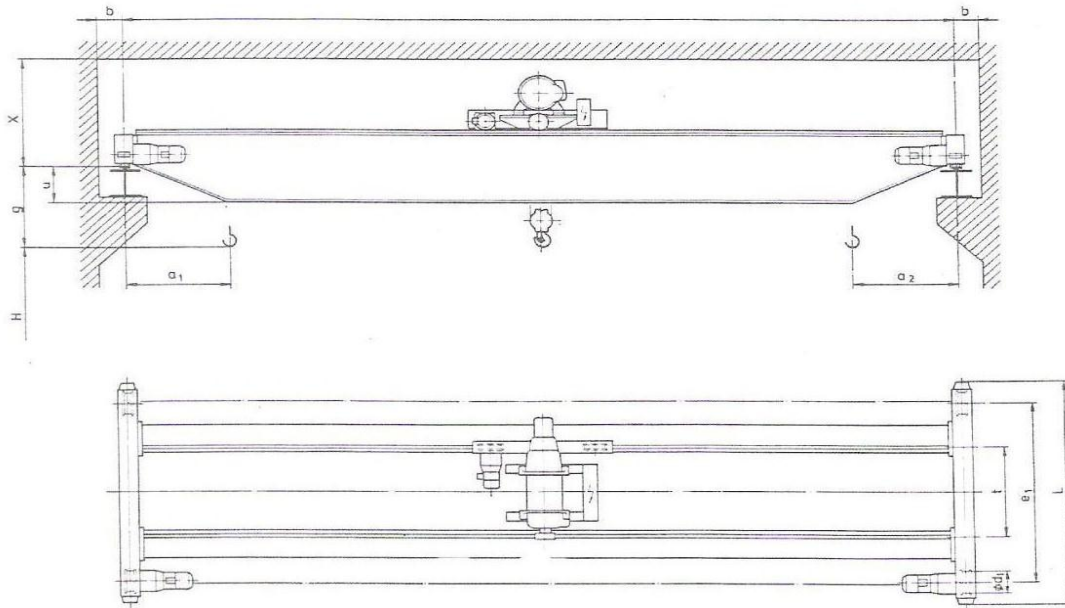
Για τον υπολογισμό των μέγιστων και ελάχιστων αντιδράσεων επί των δοκών κυλίσεως για την ακραία δυνατή θέση του αναρτημένου φορτίου χρησιμοποιήθηκε ο πίνακας του κατασκευαστή της γερανογέφυρας. Οι αντιδράσεις αυτές είναι χαρακτηριστικές τιμές και δεν περιέχουν δυναμικούς συντελεστές.

Με βάση τον παρακάτω πίνακα έχουμε ότι  $V_{max}=123,5kn$  και  $V_{min}=23kn$ . Άρα το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας είναι:  $[ 2(12350+2300) - 20000 ]= 9300 kg$

		6 m	8 m	10 m	12 m	14 m	16 m	18 m
2,0 t	max	1 450	1 550	1 600	1 750	1 900	2 000	2 150
	min	450	500	500	600	750	800	950
3,2 t	max	2 050	2 200	2 300	2 400	2 550	2 650	2 850
	min	550	550	550	650	750	850	1 000
4,0 t	max	2 450	2 550	2 700	2 800	3 000	3 150	3 350
	min	600	600	650	650	800	900	1 100
5,0 t	max	2 900	3 100	3 250	3 400	3 550	3 750	3 950
	min	650	650	700	750	850	1 000	1 200
6,3 t	max	3 350	3 750	3 900	4 100	4 250	4 450	4 700
	min	750	700	750	850	950	1 100	1 300
8,0 t	max	4 600	4 850	5 050	5 250	5 450	5 700	6 050
	min	950	900	950	1 000	1 150	1 300	1 650
10,0 t	max	5 550	5 850	6 100	6 300	6 600	6 850	7 150
	min	1 100	1 050	1 050	1 150	1 350	1 500	1 750
12,5 t	max	6 500	6 900	7 200	7 500	7 800	8 100	8 400
	min	1 500	1 400	1 350	1 450	1 600	1 750	1 950
16,0 t	max	8 350	8 800	9 200	9 700	9 900	10 350	10 800
	min	1 850	1 600	1 600	1 800	1 900	2 050	2 250
20,0 t	max	10 300	10 850	11 300	11 700	12 000	12 350	12 750
	min	2 350	2 100	2 350	2 050	2 150	2 300	2 550
25,0 t	max	11 900	12 900	13 600	14 150	14 600	15 150	15 550
	min	3 950	3 350	3 050	2 950	2 950	3 100	3 250

**Πίνακας 2.1** Ανυψωτική ικανότητα-αντιδράσεις γερανογέφυρας

Βασικό λειτουργικό δεδομένο είναι η ανώτερη στάθμη του αγκίστρου η τιμή της οποίας 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 2.2 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 (πίνακας 2.2).



Σχ. 2.2 Τυπική μορφή και κάτοψη γερανογέφυρας και γεωμετρικά χαρακτηριστικά

	H	S	g	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	e <sub>1</sub>	L	d <sub>1</sub>	t	x	b
	m	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
8,0 t	3,5	16	+ 100	750	750	2500	3150	400	1400	1165	200
		20	+ 100	900	750	3150	3800	400	1400	1185	200
		25	+ 100	1100	750	4000	4650	400	2240	1165	200
		30	+ 100	1100	750	4560	5210	400	2800	1165	200
	12	16	+ 450	750	750	2500	3150	400	1400	1355	200
		20	+ 450	900	750	3150	3800	400	1400	1355	200
		25	+ 450	1100	750	4000	4650	400	2240	1355	200
		30	+ 450	1100	750	4560	5210	400	2800	1355	200
10,0 t	4	16	+ 200	750	750	2500	3150	400	1400	1225	200
		20	+ 200	900	750	3150	3800	400	1400	1225	200
		25	+ 200	1100	750	4000	4650	400	2240	1225	200
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1225	200
	12	16	+ 450	750	750	2500	3150	400	1400	1355	200
		20	+ 450	900	750	3150	3800	400	1400	1355	200
		25	+ 450	1100	750	4000	4650	400	2240	1355	200
		30	+ 450	1100	750	4560	5210	400	2800	1355	200
12,5 t	4	14	- 150	900	900	2500	3150	400	1400	1385	200
		20	- 150	900	900	3150	3800	400	1400	1385	200
		25	- 150	1000	900	4000	4650	400	2240	1385	200
		30	- 250	1100	900	4560	5350	500	2800	1485	250
	8	14	+ 50	900	900	2500	3150	400	1400	1500	200
		20	+ 50	900	900	3150	3800	400	1400	1500	200
		25	+ 50	1000	900	4000	4650	400	2240	1500	200
		30	- 50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250
16,0 t	6	11	- 50	900	900	2500	3150	400	1400	1470	200
		25	- 50	1000	900	4000	4790	500	2240	1600	250
		30	- 50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250
20,0 t	6	25	- 50	1000	900	4000	4790	500	2240	1600	250
		30	- 50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250
25,0 t	6	20	100	1350	1350	4000	4790	500	2240	1850	250
		25	100	1500	1350	4000	4790	500	2240	1850	250

Πίνακας 2.2 γεωμετρικά χαρακτηριστικά της γερανογέφυρας.

## 2.2 Προσδιορισμός Φορτίων Γερανογέφυρας

Τα φορτία επί των δοκών κύλισης προέρχονται κατά κύριο λόγο από την ύπαρξη και λειτουργία της γερανογέφυρας. Για το λόγο αυτό διακρίνονται σε κατακόρυφα και οριζόντια. Η επιβολή των φορτίων στη δοκό κύλισης γίνεται με δυναμικό τρόπο. Ο δυναμικός χαρακτήρας των φορτίων λαμβάνεται υπόψη στους διάφορους κανονισμούς μέσω της εφαρμογής επί των στατικώς προσδιοριζόμενων δράσεων δυναμικών προσαυξητικών συντελεστών.

### Δυναμικοί Συντελεστές

Οι δυναμικοί συντελεστές προκύπτουν μέσα από πίνακες του Ευρωκώδικα 1 (Eurocode 1 - part 3), πίνακας 2.3 , 2.4

#### A. Δυναμικός συντελεστής $\phi_1$

Ο συντελεστής  $\phi_1$  εφαρμόζεται μόνο στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και λαμβάνει υπ' όψη τη δυναμική διέγερση της κατά την ανύψωση του φορτίου από το έδαφος.

$$\Phi_1 = 1,0 + 0,10 = 1,10$$

#### B. Δυναμικός συντελεστής $\phi_2$

Ο συντελεστής  $\phi_2$  εφαρμόζεται στο ανυψούμενο φορτίο και λαμβάνει υπ' όψη του τη δυναμική επιρροή όταν το φορτίο αυτό μεταφέρεται από το έδαφος στη γερανογέφυρα  $\phi_2 = \phi_{2,\min} + \beta_2 v_h$

Για γερανογέφυρα κατηγορίας ανύψωσης 2 (HC2) ισχύει ότι

$$\beta_2 = 0,34 \text{ και } \phi_{2,\min} = 1,10 \rightarrow \phi_2 = 1,10 + 0,34 \times 8 / 60 = 1,145$$

#### Γ. Δυναμικός συντελεστής $\phi_3$

Δεν υπάρχει δυνατότητα ξαφνικής απελευθέρωσης του συνόλου ή μέρους του αναρτημένου φορτίου άρα  $\phi_3 = 1$ . Η δυνατότητα αυτή λαμβάνεται υπ' όψη όταν για την ανάρτηση του φορτίου χρησιμοποιούνται αρπάγες ή μαγνήτες.

#### Δ. Δυναμικός συντελεστής $\phi_4$

Ο συντελεστής  $\phi_4$  εφαρμόζεται τόσο στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας όσο και στο ανυψούμενο φορτίο, οπότε θεωρώντας ότι οι κατασκευαστικές ανοχές που ορίζονται στον Ευρωκώδικα 3 - Μέρος 6 ικανοποιούνται  $\phi_4 = 1,0$ .

#### Ε. Δυναμικός συντελεστής $\phi_5$

Ο συντελεστής  $\phi_5$  λαμβάνει υπ' όψη τη δυναμική επιρροή της δύναμης προώθησης και εφαρμόζεται επί των οριζοντίων δυνάμεων που αναπτύσσονται στις τροχιές κατά την επιτάχυνση ή την επιβράδυνση της γερανογέφυρας. Υποθέτοντας ότι οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά λαμβάνεται  $\phi_5 = 1,5$ .

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

**Πίνακας 2.3** Δυναμικός μεγεθυντικός συντελεστής  $\varphi_5$  για τα οριζόντια φορτία

$\varphi_5 = 1,0$  για φυγόκεντρες δυνάμεις

$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$  αντιστοιχεί σε συστήματα στα οποία οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά

$1,5 \leq \varphi_5 \leq 2,0$  όταν συμβαίνουν απότομες αλλαγές

$\varphi_5 = 3,0$  για περιπτώσεις καθοδήγησης με σημαντικές νεκρές διαδρομές

Τιμές συντελεστών $\beta_2$ και $\Phi_{2,min}$		
Κατηγορία ανύψωσης	$\beta_2$	$\Phi_{2,min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

**Πίνακας 2.4** Τιμές συντελεστών  $\beta_2$  και  $\Phi_{2,min}$

**2.2.1 Κατακόρυφα φορτία**

Τα κατακόρυφα φορτία επί των τροχών της γερανογέφυρας οφείλονται στα κατακόρυφα βάρη που φέρει η γερανογέφυρα καθώς και στη θέση αυτών ως προς τις τροχιές κύλισης. Στα κατακόρυφα φορτία συμπεριλαμβάνεται το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας, το βάρος του βαρούλκου και το φορτίο ανύψωσης. Επειδή το βαρουλκοφορείο και το φορτίο ανύψωσης μπορούν να κινηθούν μεταξύ δύο ακραίων θέσεων συνεπάγεται ότι στη διαστασιολόγηση της δοκού κύλισης λαμβάνεται υπόψη η δυσμενέστερη κατάσταση.

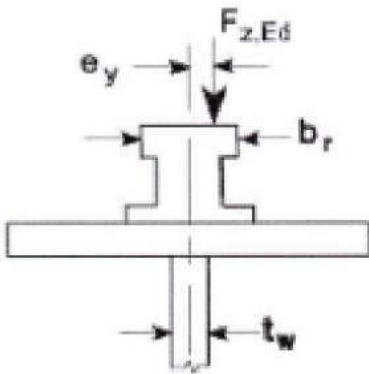
Θα γίνει η εύρεση των φορτίων που ασκεί η γερανογέφυρα στη δοκό κύλισης για τις περιπτώσεις αφόρτιστη και φορτισμένη γερανογέφυρα καθώς και για τους συνδυασμούς φορτίων 1,2,3,4,5 όπως φαίνεται στον πίνακα 2.5(Eurocode 1 - part 3).

		Ομάδες φορτίων									
		Οριακή κατάσταση αστοχίας							Δοκιμαστική	Τυχηματική	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας	$\varphi_1$	$\varphi_1$	1	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\varphi_4$	1	$\varphi_1$	1	1
2	Ανυψούμενο φορτίο	$\varphi_2$	$\varphi_3$	-	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\eta$	-	1	1
3	Επιτάχυνση της γερανογέφυρας	$\varphi_5$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	-	-	-	$\varphi_5$	-	-
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	-	-	-	-	-	-	-	$\varphi_6$	-	-
8	Πρόσκρουση στο stop	-	-	-	-	-	-	-	-	$\varphi_7$	-
9	Πρόσκρουση βαρούλκου σε εμπόδιο	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

**Πίνακας 2.5** Συνδυασμοί φορτίων

**Εκκεντρότητα κατακόρυφων φορτίων στη τροχιά**

Επειδή η τροχιά σταθμίζεται και ευθυγραμμίζεται μετά την ανέγερση του κτιρίου και την τοποθέτηση των δοκών κύλισης, είναι δυνατόν το κατακόρυφο φορτίο να ασκείται έκκεντρα ως προς τη δοκό κύλισης. Η εκκεντρότητα αυτή λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς και προσδιορίζεται στους κανονισμούς με μια ενδεικτική τιμή του 1/4 του πλάτους της τροχιάς  $b_r$ .



Πλάτος τροχιάς:

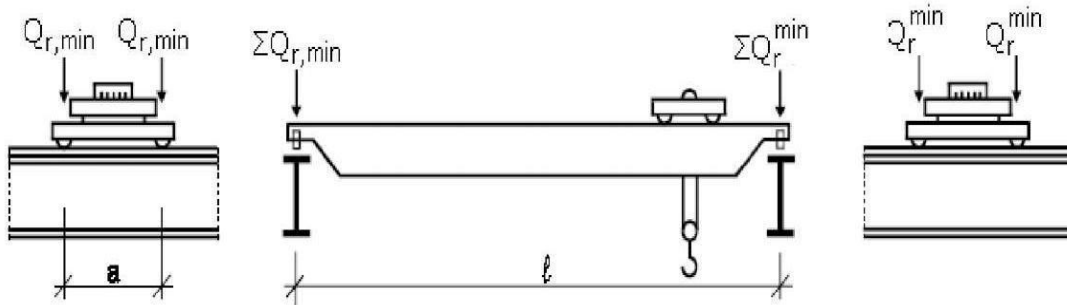
$$b_r = 50 \text{ mm}$$

Εκκεντρότητα:

$$e = (1:4) \times b_r = 12,5 \text{ mm} = 1,25 \text{ cm}$$

**Ελάχιστες τιμές (γερανογέφυρα αφόρτιστη)**

(φορτίο στην ακραία δυνατή θέση, π.χ. στην τροχιά (2))



A. Συνδυασμοί 1,2

Φορτίο γερανογέφυρας ανηγμένο σε ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο

$$q_c = 93/16 = 5,81 \text{ kn/m}$$

δυναμική προσαύξηση

$$\varphi_1 q_c = 1,10 \times 5,81 = 6,39 \text{ kn/m}$$

Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερο φορτιζόμενη δοκό κύλισης (τροχιά 2)

$$\Sigma Q_r^{\text{min}} = 0,5 \times 6,39 \times 16 = 51,12 \text{ kn}$$

$$\text{και ανά τροχό } Q_r^{\text{min}} = 25,56 \text{ kn}$$

Φορτίο που αντιστοιχεί στην λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κύλισης (τροχιά 1)

$$\Sigma Q_{r,\text{min}} = 0,5 \times 6,39 \times 16 = 51,12 \text{ kn}$$

$$\text{και ανά τροχό } Q_{r,\text{min}} = 25,26 \text{ kn}$$



**B. Συνδυασμοί φορτίων 3,4,5**

Εφαρμόζουμε δυναμικό συντελεστή 1,0 αντί για 1,10 οπότε

$$\varphi_1 q_c = 1,0 * 5,81 = 5,81 \text{ kn/m}$$

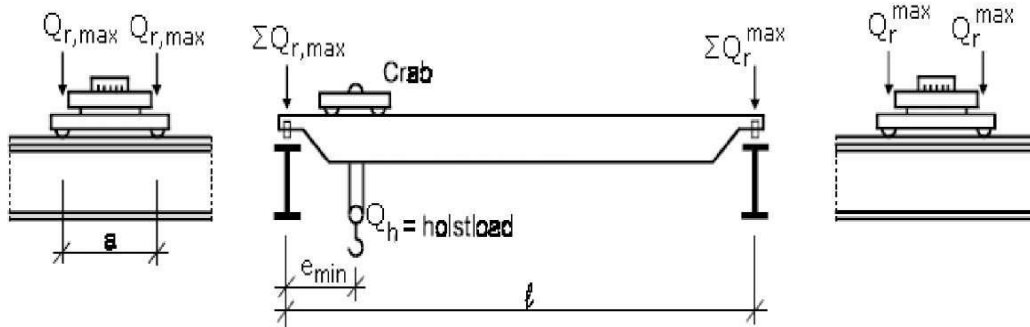
$$\Sigma Q_r^{\min} = \Sigma Q_{r,\min} = 0,5 * 5,81 * 16 = 46,48 \text{ kn}$$

και ανά τροχό  $Q_r^{\min} = Q_{r,\min} = 23,21 \text{ kn}$  δηλαδή είναι ίδιο και για τις δύο τροχιές

**Μέγιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων**

(Γερανογέφυρα πλήρως φορτισμένη)

Θεωρούμε το φορείο στην ακραία δυνατή θέση



**A. Συνδυασμός φορτίων 1**

$$Q_h = \varphi_1 * Q_{r,nom} = 1,145 * 200 = 229 \text{ kn}$$

Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\Sigma Q_{r,\max} = 0,5 * 6,39 * 16 + 229 * (16 - a_1) / 16 = 265,81 \text{ kn}$$

όπου  $a_1 = 1000 \text{ mm}$  η απόσταση της ακραίας θέσης του άγκιστρου ανάρτησης από τον άξονα της δοκού κυλίσεως

και ανά τροχό  $Q_{r,\max} = 132,91 \text{ kn}$

Φορτίο που αντιστοιχεί στην λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\Sigma Q_r^{\max} = 0,5 * 6,39 * 16 + 229 * 1 / 16 = 65,43 \text{ kn}$$

και ανά τροχό  $Q_r^{\max} = 32,72 \text{ kn}$

**B. Συνδυασμός φορτίων 2**

$$Q_h = \varphi_3 * Q_{r,nom} = 1,0 * 200 = 200 \text{ kn}$$

$$\Sigma Q_{r,\max} = 0,5 * 6,39 * 16 + 200 * 15 / 16 = 238,62 \text{ kn}$$

$$Q_{r,\max} = 119,31 \text{ kn}$$

$$\Sigma Q_r^{\max} = 0,5 * 6,39 * 16 + 200 * 1 / 16 = 63,62 \text{ kn}$$

$$Q_r^{\max} = 31,81 \text{ kn}$$

**Γ. Συνδυασμός φορτίων 4,5 ( $\varphi_4 = 1,0$ )**

$$\Sigma Q_{r,\max} = 0,5 * 5,81 * 16 + 200 * 15 / 16 = 233,98 \text{ kn}$$

$$Q_{r,\max} = 116,99 \text{ kn}$$

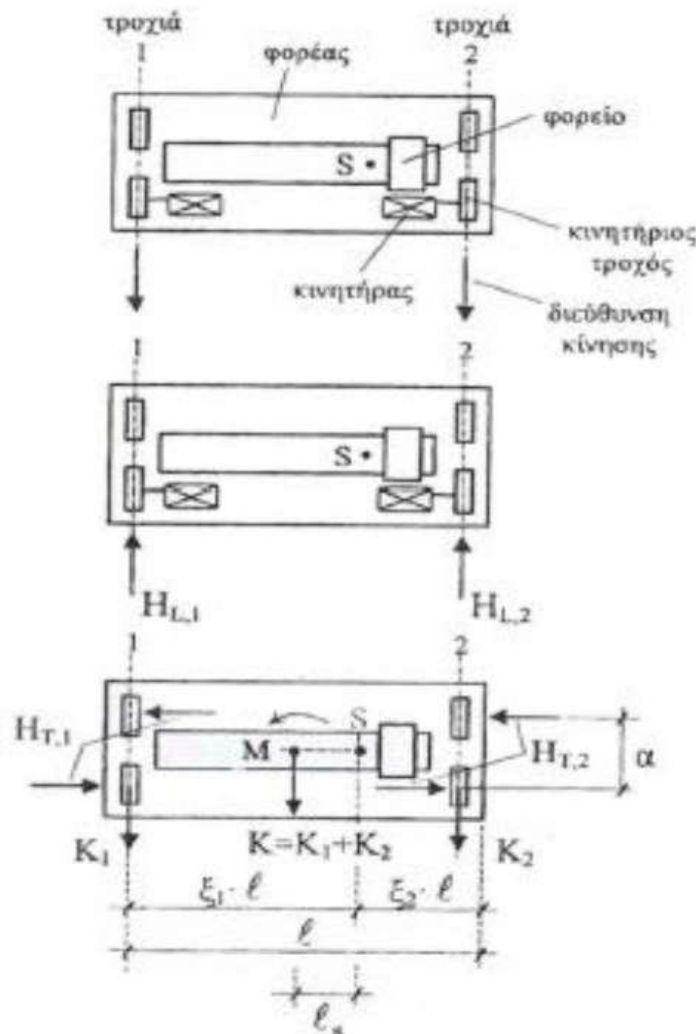
$$\Sigma Q_r^{\max} = 0,5 * 5,81 * 16 + 200 * 1 / 16 = 58,98 \text{ kn}$$

$$Q_r^{\max} = 29,49 \text{ kn}$$

2.2.2 Οριζόντια φορτία

Α.Οφειλόμενα στην επιτάχυνση και επιβράδυνση της γερανογέφυρας κατά την εκκίνηση και την τροχοπέδησή της αντίστοιχα

Αυτά τα φορτία προκαλούνται από την επιτάχυνση και την επιβράδυνση της γερανογέφυρας ως αποτέλεσμα της κινητήριας δύναμης στην διεπιφάνεια μεταξύ τροχών και τροχιά κύλισης. Όταν η γερανογέφυρα επιταχύνεται ή επιβραδύνεται, η κινητήρια δύναμη  $K$  ασκείται στον άξονα κίνησης, ενώ κατά κανόνα το κέντρο βάρους  $S$  του κινούμενου συστήματος (γερανογέφυρα και αναρτημένο φορτίο) απέχει του άξονα αυτού απόσταση ίση με  $l_s$ . Η προκύπτουσα ροπή εξισορροπείται από ζεύγη εγκάρσιων δυνάμεων  $H_T$  που αναπτύσσονται μεταξύ τροχών και τροχιών. Συγχρόνως ασκούνται και κατά μήκος δυνάμεις  $H_L$ , σχήμα 2.3. Οι εγκάρσιες δυνάμεις  $H_{T,i}$  εξαρτώνται από τη θέση του αναρτώμενου φορτίου, για παράδειγμα αν το αναρτώμενο φορτίο είναι πιο κοντά προς μια τροχιά τότε οι εγκάρσιες δυνάμεις σε εκείνη την τροχιά είναι μεγαλύτερες, ενώ οι κατά μήκος δυνάμεις  $H_{L,i}$  είναι ίσες μεταξύ τους.



Σχ. 2.3 Πλευρικές και κατά μήκος δυνάμεις επί των δοκών κυλίσεως λόγω της επιτάχυνσης/επιβράδυνσης της γερανογέφυρας

(i).Κατά μήκος δυνάμεις  $H_{L,i}$

$$H_{L,i} = \varphi_5 * K * 1/n_r$$

Όπου  $\varphi_5$  : δυναμικός συντελεστής, συνήθως  $\varphi_5=1,50$

$K$  : κινητήρια δύναμη

$n_r$  : αριθμός δοκών κύλισης

1) Υπολογισμός κινητήριας δύναμης από τον τύπο :

$$K = \mu \times \Sigma Q_{r,\min} = \mu \times m_w \times Q_{r,\min} = 0,20 \times 2 \times 23,24 = 9,30 \text{ KN}$$

Όπου  $\mu$  συντελεστής τριβής τροχού - τροχιάς

- $\mu = 0,20$  χάλυβας - χάλυβας

- $\mu = 0,50$  χάλυβας - καουτσούκ

$m_w = 2$  ένας κινητήριος τροχός με ανεξάρτητη κίνηση σε κάθε τροχιά

2) Τιμή του δυναμικού συντελεστή  $\varphi_5$

$$\varphi_5 = 1,50$$

3) Υπολογισμός οριζόντιων κατά μήκος δυνάμεων:

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi_5 * K * 1/n_r = 1,5 * 9,30 * 1/2 = 6,97 \text{ kn}$$

(ii).Εγκάρσιες δυνάμεις  $H_{T,i}$

$$H_{T,1} = \varphi_5 * \xi_2 * (M/\alpha)$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 * \xi_1 * (M/\alpha)$$

( $\alpha$  η απόσταση μεταξύ δύο τροχών μιάς τροχιάς)

1) Υπολογισμός των συντελεστών των αποστάσεων  $\xi_1$ ,  $\xi_2$  του κέντρου βάρους S του συστήματος από την τροχιά 1 και 2:

$$\xi_1 = \Sigma Q_{r,\max} / (\Sigma Q_{r,\max} + \Sigma Q_r^{\max}) = 233,98 / (233,98 + 58,98) = 0,799$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 0,201$$

2) Τιμή του δυναμικού συντελεστή  $\varphi_5$

$$\varphi_5 = 1,50$$

3) Υπολογισμός ροπής στροφής από την κινητήρια δύναμη από τον τύπο:

$$M = K \times l_s$$

$$\text{Όπου } l_s = (\xi_1 - 0,5) * l = (0,799 - 0,5) * 16 = 4,78 \text{ m}$$

$$M = K \times l_s = 9,30 * 4,78 = 44,45 \text{ knm}$$

4) Υπολογισμός εγκάρσιων δυνάμεων  $H_{T,i}$  :

Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στη λιγότερο φορτιζόμενη τροχιά 1

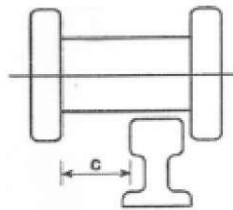
$$H_{T,1} = \varphi_5 * \xi_2 * (M/\alpha) = 1,50 * 0,201 * 44,45 / 4 = 3,35 \text{ kn}$$

Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στην περισσότερο φορτιζόμενη τροχιά 2

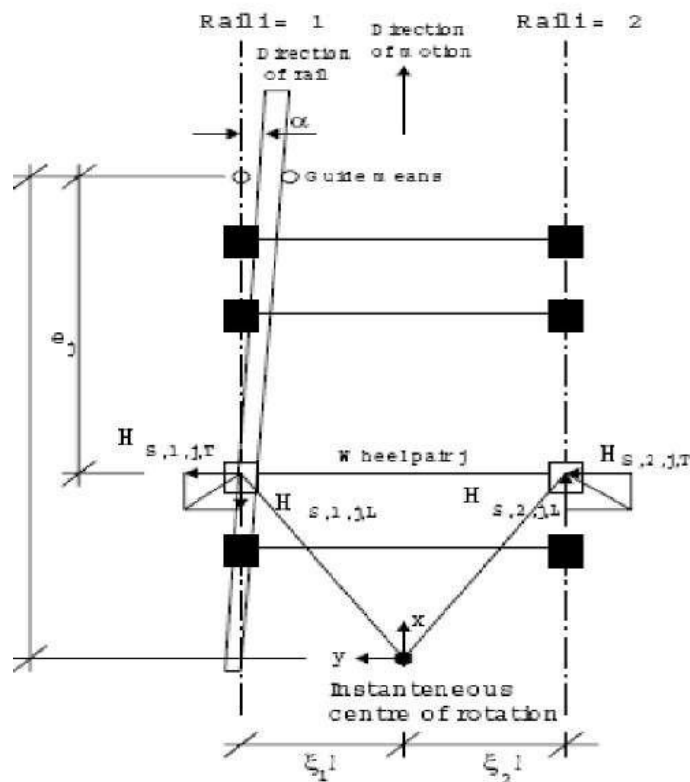
$$H_{T,2} = \varphi_5 * \xi_1 * (M/\alpha) = 1,5 * 0,799 * 44,45 / 4 = 13,32 \text{ kn}$$

B.Οριζόντια φορτία οφειλόμενα στην παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας (skewing forces).

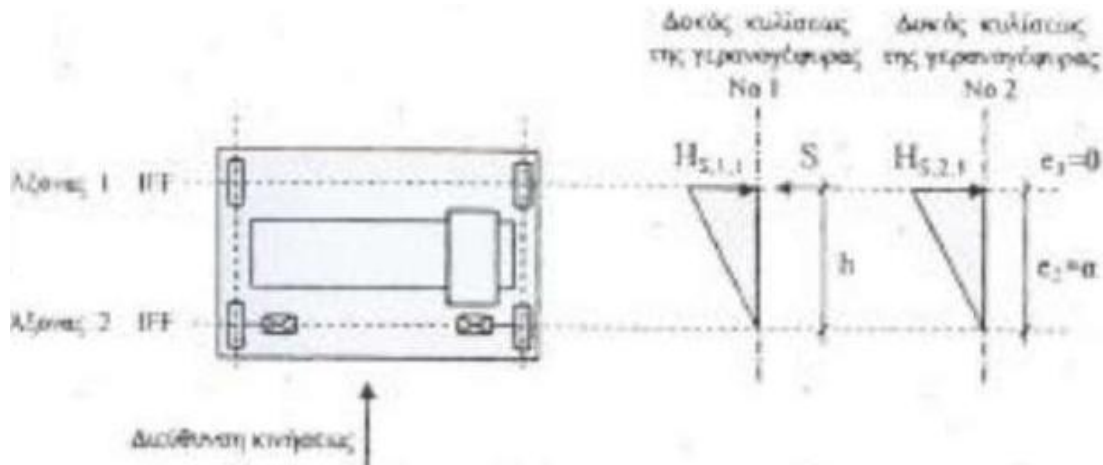
Λόγω της ανοχής  $c$  (σχήμα 2.4) μεταξύ τροχιάς και τροχού, αλλά και λόγω της μικρής απόκλισης που μπορεί, κατά θέσεις, να έχει ο στιγμιαίος άξονας κίνησης επί της τροχιάς ως προς τον άξονα της δοκού κλίσεως αναπτύσσονται, λόγω της λοξής κινήσεως, σχετικά οριζόντιες δυνάμεις  $H_s$  (skewing forces) επί των δοκών κλίσεως (σχήμα 2.5). Η γερανογέφυρα στρέφεται περί το στιγμιαίο πόλο στροφής και ασκείται κατά μήκος και πλευρικές οριζόντιες δυνάμεις.



Σχ.2.4 Ανοχή μεταξύ τροχών και τροχιάς



Σχ. 2.5 Πλευρικές δυνάμεις  $H_s$  ασκούμενες στις δοκούς κλίσεως λόγω της λοξής κίνησης της γερανογέφυρας



Σχ. 2.6 Δυνάμεις καθοδήγησης  $S$  και οριζόντιες δυνάμεις  $H_S$

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.

Στο σχήμα 2.6 φαίνονται οι πλευρικές δυνάμεις  $H_S$  και οι φορές τους 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 συνεζευγμένοι με ενιαίο άξονα χρησιμοποιείται το σύμβολο C. Η απόσταση των τροχών της ίδιας τροχιάς είναι  $a$  και  $e$  είναι η απόσταση ζεύγους από τα μέσα καθοδήγησης

Οι οριζόντιες δυνάμεις λόγω της λοξής κίνησης υπολογίζονται γενικά από τη σχέση που φαίνεται παρακάτω. Ο συντελεστής  $f$  εξαρτάται από τη γωνία λοξότητας  $\chi$ . Εάν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός (Ευρωκώδικα 1, Μέρος 3) μπορεί να λαμβάνεται  $\alpha=0,015$  rad και  $f=0,30$ . Οι τιμές του συντελεστή  $\lambda$  προσδιορίζονται με τη βοήθεια πινάκων που ακολουθούν. Οι τιμές των  $\xi_1, \xi_2$  λαμβάνονται για την ακραία θέση του αναρτημένου φορτίου (προκειμένου να υπολογιστούν οι μέγιστες τιμές των  $H_S$ ).

Η οδηγούσα δύναμη  $S$  και οι εγκάρσιες δυνάμεις  $H_{S,i,j,k}$  που οφείλονται στη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας λαμβάνεται από τους κάτωθι τύπους :

$$S = f \cdot \lambda_s \cdot \Sigma Q_{r,max}$$

$$H_{s,1,1,T} = f \cdot \lambda_{s,1,1,T} \cdot \Sigma Q_{r,max}$$

$$H_{s,2,1,T} = f \cdot \lambda_{s,2,1,T} \cdot \Sigma Q_{r,max}$$

$$H_{s,1,2,T} = f \cdot \lambda_{s,1,2,T} \cdot \Sigma Q_{r,max}$$

$$H_{s,2,2,T} = f \cdot \lambda_{s,2,2,T} \cdot \Sigma Q_{r,max}$$

όπου,  $f$  : μη-θετικός παράγων

$\lambda_{s,i,j,k}$ : συντελεστής δύναμης

$i$  : είναι ο αριθμός της τροχιάς κύλισης (1,2)

$j$  : η διεύθυνση (L→ κατά μήκος, T→εγκάρσια)

1) Τιμή του μη θετικού παράγοντα  $f$  από το τύπο :

$$f = 0,3 [1 - \exp(-250a)] = 0,3 [1 - \exp(-250 \times 0,015)] = 0,293 < 0,3$$

όπου,  $a$  : γωνία λοξότητας (skewing angle), η οποία εξαρτάται από το διάκενο μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και της τροχιάς, το είδος των μέσων καθοδήγησης και άλλους παράγοντες. Εάν δεν υπάρχουν επαρκή στοιχεία, η γωνία λοξότητας λαμβάνεται επί το δυσμενέστερο ίση με 0,015 rad.

2) Υπολογισμός της αποστάσεως  $h$  για σύστημα IFF από Ευρωκώδικας 1

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

$h$  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)  
 $\xi_1$  είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου στροφής από την τροχιά 1  
 $\xi_2$  είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου στροφής από την τροχιά 2  
 $\ell$  είναι το άνοιγμα της γερανογέφυρας  
 $e_i$  είναι η απόσταση του ζεύγους τροχών  $i$  από τα μέσα καθοδήγησης

Στην γερανογέφυρα μας χρησιμοποιούνται τροχοί εφοδιασμένοι με επίπεδα ελάσματα καθοδήγησης. Επομένως η απόσταση  $e_1$  του προηγούμενου ζεύγους τροχών από τα

μέσα καθοδήγησης είναι μηδενική ( $e_1=0$ ). Για το δεύτερο ζεύγος τροχών είναι  $e_2=a=4,00m$ . Επειδή εξ' άλλου δεν υπάρχουν ζεύγη συζευγμένων τροχών είναι  $m=0$ , έτσι

$$h=(m*\xi_1*\xi_2*I^2+\Sigma e_i^2) / \Sigma e_i^2 = \Sigma e_i^2 / \Sigma e_i^2 = 4,0^2 / 4,0 = 4,0$$

3) Προσδιορισμός των συντελεστών  $\lambda_{s,i,j,k}$  για σύστημα IFF από Ευρωκώδικα 1

System	$\delta_{Sj}$	$\delta_{S,1j,L}$	$\delta_{S,1j,T}$	$\delta_{S,2j,L}$	$\delta_{S,2j,T}$
CFF	$1 - \frac{\Sigma e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
CFM	$\xi_2 \left(1 - \frac{\Sigma e_j}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	0
IFM		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	0

$$\lambda_s = 1 - [\Sigma e_i / (nh)] = 1 - [4,0 / (2 * 4,0)] = 0,5$$

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

Για το πρώτο ζεύγος (προηγούμενο) τροχών :

$$\lambda_{s,1,1T} = (\xi_2/n) * [1 - (e_1/h)] = (0,201/2) * (1-0) = 0,101 \text{ (άξονας 1)}$$

$$\lambda_{s,2,1T} = (\xi_1/n) * [1 - (e_1/h)] = (0,799/2) * (1-0) = 0,3995 \text{ (άξονας 2)}$$

Για το δεύτερο ζεύγος τροχών :

$$\lambda_{s,1,2T} = (\xi_2/n) * [1 - (e_2/h)] = 0,0$$

$$\lambda_{s,2,2T} = (\xi_1/n) * [1 - (e_2/h)] = 0,0$$

4) Υπολογισμός οδηγούσας δύναμης S :

$$S = f * \lambda_s * \Sigma Q_{r,max} = 0,293 * 0,5 * 233,98 = 34,28 \text{ kn}$$

5) Υπολογισμός εγκάρσιων δυνάμεων  $H_{s,i,j,k}$  :

$$H_{s,1,1,T} = f * \lambda_{s,1,1,T} * \Sigma Q_{r,max} = 0,293 * 0,101 * 233,98 = 6,91 \text{ kn}$$

$$H_{s,2,1,T} = f * \lambda_{s,2,1,T} * \Sigma Q_{r,max} = 0,293 * 0,3995 * 233,98 = 27,38 \text{ kn}$$

$$H_{s,1,2,T} = H_{s,2,2,T} = 0,0 \text{ kn}$$

Οπότε στη θέση του προπορευόμενου ζεύγους τροχών έχουμε:

$$\text{επί τροχιάς 1 : } H_{s,1T} = H_{s,1,1T} - S = 6,91 - 34,28 = - 27,38 \text{ KN}$$

$$\text{και επί τροχιάς 2 : } H_{s,2T} = H_{s,2,1T} = 27,38 \text{ KN}$$

Οι παραπάνω δυνάμεις  $H_s$  θα ενταχθούν μόνο στο συνδυασμό φορτίων 5.

## 6) ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Στον πίνακα 2.6 συνοψίζονται τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία, έχοντας ως

πρότυπο τον Πίνακα 2.2 του Ευρωκώδικα 1 (table 2.2 - Eurocode 1 part 5), για όλους τους συνδυασμούς φορτίων. Τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία υπολογίστηκαν ως φορτία λειτουργίας με  $\gamma=1$ , συνεπώς για τη μετατροπή τους σε φορτία σχεδιασμού πολλαπλασιάζονται με  $\gamma=1,35$ . Ο πρώτος αριθμός αντιστοιχεί σε φορτίο λειτουργίας ( $\gamma=1$ ), ενώ ο δεύτερος σε φορτίο σχεδιασμού ( $\gamma=1,35$ ).

			1	2	3	4	5
Κατακόρυφα Φορτία	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας	$Q_r^{\min}$	25,56 34,51	25,56 34,51	23,21 31,33	23,21 31,33	23,21 31,33
		$Q_{r,\min}$	25,56 34,51	25,56 34,51	23,21 31,33	23,21 31,33	23,21 31,33
	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενο φορτίο	$Q_{r,\max}$	132,91 179,42	119,31 161,1	-	116,99 158	116,99 158
		$Q_r^{\max}$	32,72 44,17	31,81 42,9	-	29,49 39,81	29,49 39,81
Οριζόντια Φορτία	Επιτάχυνση, Επιβράδυνση της γερανογέφυρας	$H_{L1}$	6,97 9,41	6,97 9,41	6,97 9,41	6,97 9,41	-
		$H_{L2}$	6,97 9,41	6,97 9,41	6,97 9,41	6,97 9,41	-
		$H_{T1}$	3,35 4,52	3,35 4,52	3,35 4,52	3,35 4,52	-
		$H_{T2}$	13,32 17,98	13,32 17,98	13,32 17,98	13,32 17,98	-
	Παράγωγη κίνηση της γερανο γέφυρας	$H_{S,1,T}$	-	-	-	-	27,38 36,96
		$H_{S,2,T}$	-	-	-	-	27,38 36,96

**Πίνακας 2.6** Κατακόρυφα και οριζόντια φορτία



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΕΩΣ

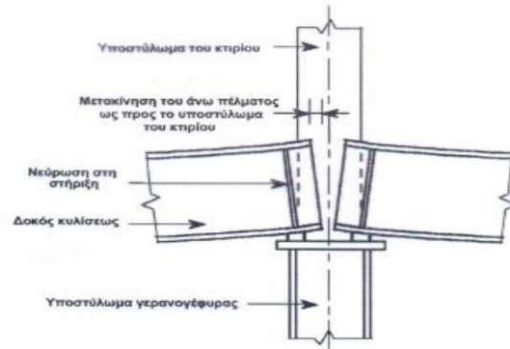
### 3.1 Γενικά

Οι δοκοί κυλίσεως της γερανογέφυρας είναι φέρουσες κατασκευές ιδιάζουσας 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 δικτύωμα το οποίο, προσθέτως, προσφέρει προστασία έναντι πλευρικού λυγισμού. Μέλη του δικτύωματος αυτού μπορεί να χρησιμοποιούνται για τη διαμόρφωση πλευρικού διαδρόμου στη στάθμη της γερανογέφυρας απαραίτητου για την προσβασιμότητα σε αυτήν, για τη συντήρησή της ή τη διόρθωση βλαβών.

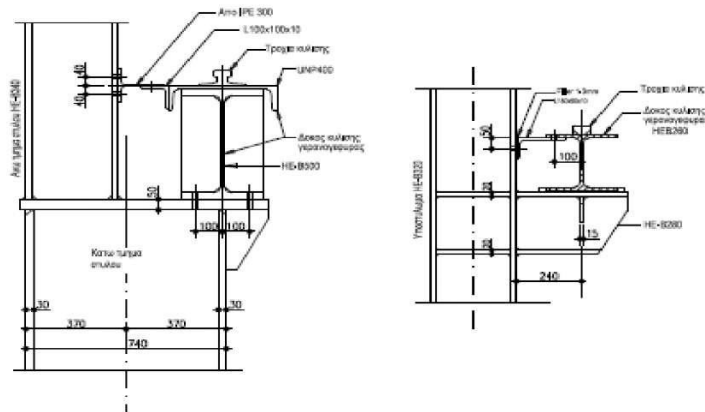
Οι δοκοί κυλίσεως κατασκευάζονται συνήθως ως αμφιέριστα στοιχεία, μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων, ή ως συνεχείς δοκοί επί δύο ίσων ανοιγμάτων. Στην πρώτη περίπτωση η δοκός κύλισης διευκολύνει την ανέγερση και η τοποθέτηση της σταθεροποιεί κάθε νεοαναγειρόμενο πλαίσιο. Στη δεύτερη περίπτωση μειώνονται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

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. Η πρόβλεψη αυτή είναι απαραίτητη προκειμένου για γερανογέφυρες σχετικά μεγάλων ανυψωτικών ικανοτήτων.



Σχ. 3.1 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 (σχήμα 3.1, 3.3). Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται με τη σύνδεση του θλιβόμενου πέλματος προς το υποστύλωμα του πλαισίου( σχήμα 3.2) η οποία πρέπει να διαμορφώνεται με τρόπο που να επιτρέπει τις οριζόντιες παραμορφώσεις της δοκού.

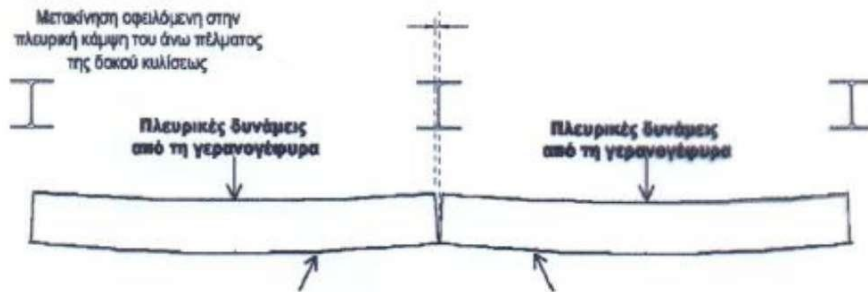


Σχ. 3.2 Ενίσχυση βασικής διατομής διπλού ταυ σε ελατή δοκό κυλίσεως και πλευρική στήριξη της στη θέση έδρασης

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.

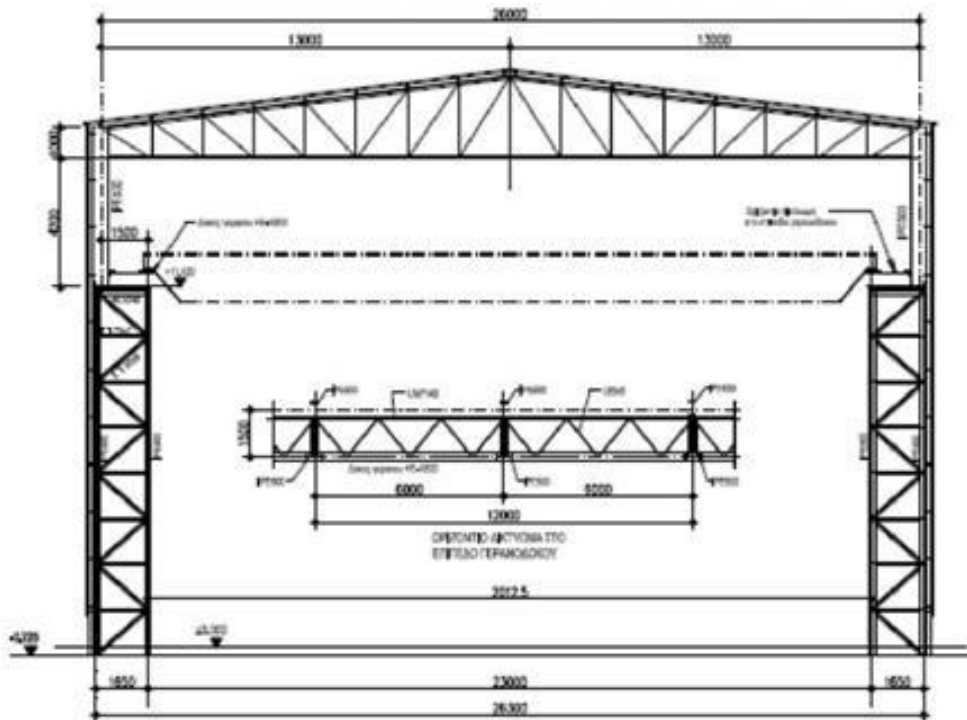
Για τις τροχιές χρησιμοποιούνται ειδικοί χάλυβες με αυξημένη σκληρότητα και εφελκυστική αντοχή μεταξύ 500 και 1200 MPa. Το Παράρτημα A του EN 1993-6 περιέχει μία μέθοδο για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής τους. Οι τροχιές μπορεί να κατασκευάζονται με αρμούς ή συνεχείς (χωρίς αρμούς). Στην πρώτη περίπτωση 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. 3.3 Πλευρική παραμόρφωση δοκού κυλίσεως

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 (σχήμα 3.4).



Σχ. 3.4 Τυπικό πλαίσιο κτιρίου στο οποίο λειτουργεί γερανογέφυρα

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

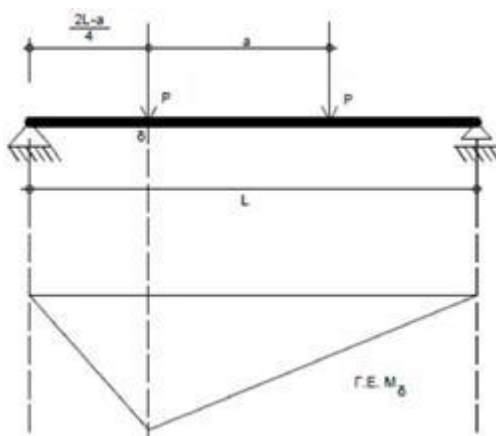
ανταποκρίνεται στη σύνθετη καταπόνηση στην οποία υποβάλλεται, χωρίς να παρουσιάζει παραμορφώσεις που δυσχεραίνουν την κίνηση και τη λειτουργία της γερανογέφυρας. Λόγω, εξ' άλλου, του μεγάλου αριθμού κύκλων φόρτισης πρέπει να διαπιστώνεται ότι δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω κόπωσης.

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 αμφιέριστη δοκό κυλίσεως ανοίγματος 1, 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 (σχήμα 3.5):

$$\max M = P(2l-a)^2 / 8l$$

Η μέγιστη καμπτική αυτή ροπή πραγματοποιείται όταν το πρώτο φορτίο απέχει από το άκρο της δοκού απόσταση  $x=(2l-a)/4$ . Η παραπάνω μέγιστη ροπή ισχύει εφ' όσον  $a < 0,586L$ . 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. 3.5** Μέγιστη ροπή στην αμφιέριστη δοκό κύλισης που προκαλείται για θέση ζεύγους φορτίων P ( $a < 0.586L$ )

- 2) Έλεγχος του μέλους. Οι αξονικές δυνάμεις επί της δοκού κυλίσεως, οι οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή τροχοπέδηση της γερανογέφυρας, είναι σχετικά μικρές, επομένως κίνδυνος καμπτικού λυγισμού δεν υπάρχει. Αντιθέτως, πρέπει η δοκός να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. 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 στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

- 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.

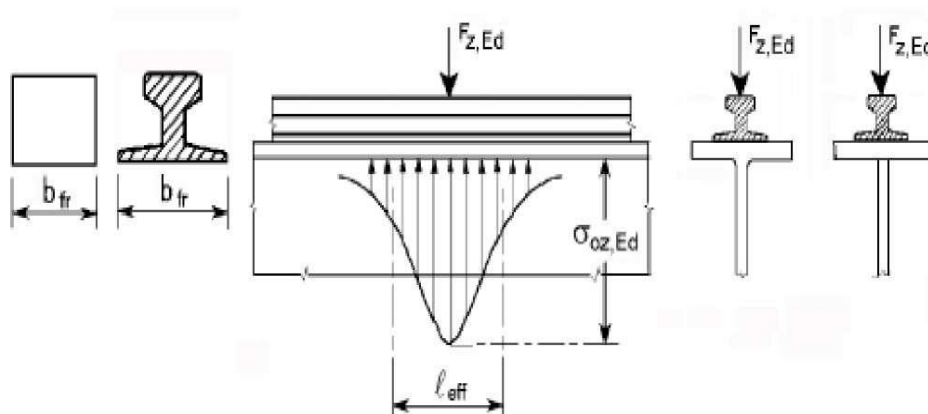
Ο Ευρωκώδικας 3 - Μέρος 6 (EN 1993-6) για τη διευκόλυνση των παραπάνω ελέγχων δέχεται τις εξής απλοποιητικές παραδοχές:

- 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 όπως φαίνεται στο σχήμα 3.6 σε κάποιο ενεργό μήκος  $l_{eff}$  του κορμού. Η θλιπτική τάση υπολογίζεται από τη σχέση:

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

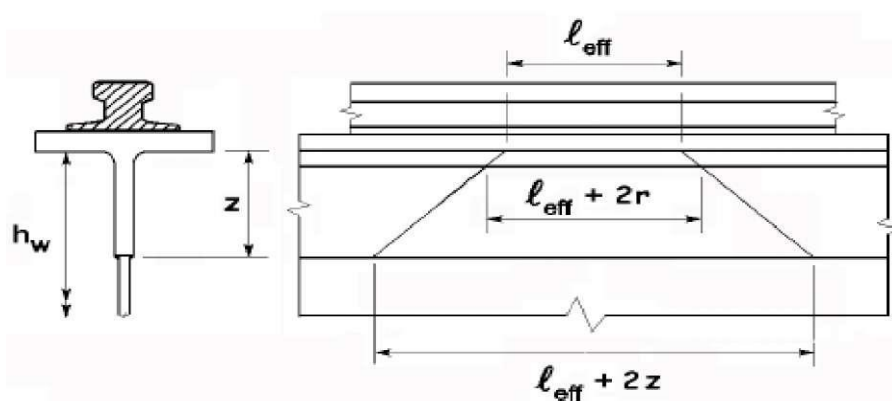
( $F_{z,ed}$  το φορτίο σχεδιασμού του τροχού και  $t_w$  το πάχος του κορμού). Το μέγεθος του  $l_{eff}$  εξαρτάται από τη γεωμετρία της τροχιάς, τον τρόπο σύνδεσης της επί της δοκού κυλίσεως και τις διαστάσεις του άνω πέλματός της (πίνακας 3.1).



Σχ. 3.6. Ομοιόμορφη διανομή τοπικών θλιπτικών τάσεων επί του κορμού της δοκού κυλίσεως

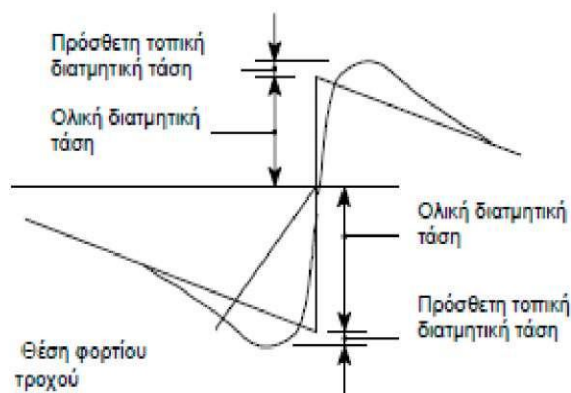
Περίπτωση	Περιγραφή	Ενεργό φορτιζόμενο μήκος $l_{eff}$
(α)	Τροχιά δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$l_{eff} = 3,25 [I_{rf}/t_w]^{1/3}$
(β)	Τροχιά μη δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$l_{eff} = 3,25 [I_r + I_{f,eff}/t_w]^{1/3}$
(γ)	Τροχιά τοποθετημένη επάνω σε ελαστομερές υπόστρωμα πάχους τουλάχιστον 6mm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

**Πίνακας 3.1** Ενεργό μήκος  $l_{eff}$  του κορμού



Διανομή κατά 45° από το ενεργό φορτιζόμενο μήκος  $l_{eff}$

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



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:

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

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

Όπου:

- a 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
- $T_{Ed}$  η στρεπτική ροπή που οφείλεται στην εκκεντρότητα  $e_y$  του φορτίου τροχού  $F_{z,Ed}$

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 κατά την ανύψωση του φορτίου και κατά τη λειτουργία της γερανογέφυρας καθώς και υπερβολικές κλίσεις της τροχιάς
- 2) Διαφορικές κατακόρυφες παραμορφώσεις των απέναντι δοκών κυλίσεως για την αποφυγή υπερβολικής κλίσης 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 υποστλωμάτων 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 3.3 περιέχει τους περιορισμούς για τις κατακόρυφες παραμορφώσεις, ο δε Πίνακας 3.2 τους περιορισμούς για τις οριζόντιες. Ιδιαίτερα αυστηρός είναι ο περιορισμός της παραγράφου (ε) ( $\Delta s < 10\text{mm}$  από Πίνακα 3.2) 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 αμφιέριστης 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

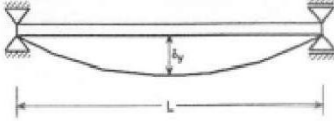
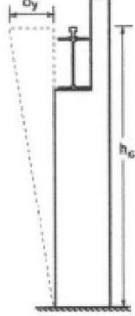
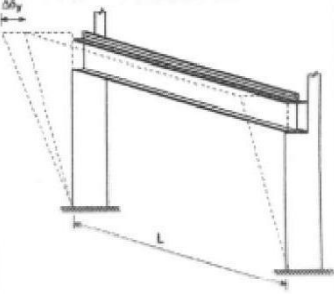
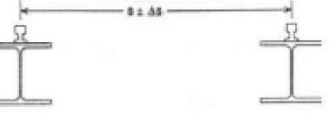
$EI$  η δυσκαμψία της δοκού

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

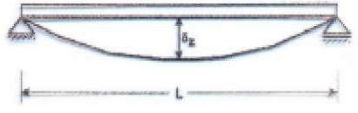

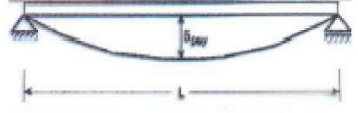
Εάν  $a > 0,65L$  δυσμενέστερη τιμή του βέλους προκύπτει όταν το ένα φορτίο βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος.



**Πίνακας 3.2** Οριακές τιμές των οριζόντιων παραμορφώσεων







<p>α) Οριζόντια παραμόρφωση <math>\delta_y</math> της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς</p> $\delta_y \leq L/600$	
<p>β) Οριζόντια μετατόπιση <math>\delta_y</math> πλαισίου (ή υποστυλώματος) στη στάθμη στηρίξεως της γερανογέφυρας</p> $\delta_y = h_c/400$ <p>όπου ύψος <math>h_c</math> το ύψος της στάθμης στην οποία η γερανογέφυρα στηρίζεται (τροχιά ή πέλμα)</p>	
<p>γ) Διαφορική οριζόντια μετατόπιση <math>\Delta\delta_y</math> 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 <math>\Delta\delta_y</math> προσκειμένων πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης σε εξωτερικό χώρο:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- οφειλόμενη σε συνδυασμό πλευρικών δυνάμεων της γερανογέφυρας και φορτίου ανέμου συνυπάρχοντος με τη λειτουργία της γερανογέφυρας:</li> </ul> $\Delta\delta_y \leq L/600$ <ul style="list-style-type: none"> <li>- οφειλόμενη σε φορτίο ανέμου μη συνδυαζόμενο με τη λειτουργία της γερανογέφυρας:</li> </ul> $\Delta\delta_y \leq L/400$	
<p>ε) Μεταβολή <math>\Delta s</math> της απόστασης μεταξύ των κέντρων των τροχιών της γερανογέφυρας, περιλαμβανόμενης της επιρροής της μεταβολής της θερμοκρασίας:</p> $\Delta s \leq 10mm(\text{σημείωση})$	
<p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι οριζόντιες παραμορφώσεις και αποκλίσεις των δοκών κυλίσεως 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 <math>e</math> μεταξύ των πελμάτων του τροχού γερανογέφυρας και της τροχιάς (ή εναλλακτικά μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και της δοκού κυλίσεως) 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.</p>	

**Πίνακας 3.3** Οριακή τιμή των κατακόρυφων παραμορφώσεων

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

Εκτός από τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας η δοκός κύλισης, λόγω της φύσεως των φορτίων που την καταπονούν με μεγάλο αριθμό επαναλήψεων, πρέπει να ελέγχονται επίσης και έναντι κόπωσης. 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 3.4 από τον Ευρωκώδικα 3-Μέρος 6 που κατατάσσει τις πιθανές λεπτομέρειες σύνδεσης κορμού-πέλματος σε κατηγορίες κόπωσης.

**Πίνακας 3.4** Ένωση άνω πέλματος με κορμό δοκού κύλισης γερανογέφυρας

Κατηγορία λεπτομέρειας	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις της λεπτομέρειας
160		Ελατές Ι και Η διατομές	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στον κορμό λόγω των φορτίων τροχού
71		Εσωραφές ταυ πλήρους διεισδύσεως	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στη συγκόλληση λόγω των φορτίων τροχού
36		Εσωραφές ταυ μερικής διεισδύσεως ή εσωραφή ταυ 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		Εξωραφές	Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού
71		Πέλμα μορφής ταυ με εσωραφή πλήρους διεισδύσεως	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στη συγκόλληση λόγω των φορτίων τροχού
36		Πέλμα μορφής ταυ με εσωραφές ταυ μερικής διεισδύσεως ή εσωραφές ταυ 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 ταυ με εξωραφές	Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία του τροχού

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 (S0, S1, ..., S10). Προς απλοποίηση, η κατάταξη μπορεί επίσης προσεγγιστικά να γίνεται μέσω πίνακα, ανάλογα με τη χρήση και τον τύπο της γερανογέφυρας (Πίνακας 3.5).

Ο έλεγχος μπορεί να γίνεται μέσω ιδεατών φορτίων, τα οποία επαναλαμβανόμενα σε  $2 \cdot 10^6$  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  
 $\varphi_{fat}$  ο δυναμικός συντελεστής κόπωσης  
 $\lambda$  ο συντελεστής με βάση το βαθμό έκθεσης σε κόπωση (πίνακας 3.6)

Ο συντελεστής  $\varphi_{fat}$  μπορεί να λαμβάνεται ως ο δυσμενέστερος εκ των  $(1+\varphi_1)/2$  και  $(1+\varphi_2)/2$

**Πίνακας 3.5** Διάκριση γερανογέφυρας από πλευράς ευαισθησίας έναντι κόπωσης

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

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΕΩΣ

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<sub>0</sub>) δίδονται τιμές για τον συντελεστή λ

**Πίνακας 3.6** Τιμές συντελεστού λ για τον υπολογισμό των ισοδύναμων ιδεατών φορτίων κοπώσεως

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

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

Δ<sub>σE</sub> είναι η διακύμανση της ορθής τάσης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού

Δ<sub>τE</sub> 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<sub>Ff</sub> προσαύξησης της δράσης αυτής μπορεί να λαμβάνεται ίσος με μονάδα. Ο συντελεστής γ<sub>Mf</sub> λαμβάνεται από τον Πίν. 3.7.

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

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

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

**Πίνακας 3.7** Συντελεστής  $\gamma_{Mf}$

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

### 3.2 Διαστασιολόγηση δοκού κύλισης

Επιλογή διατομής με βάση το επιτρεπόμενο βέλος κάμψης

Για  $L=4,5m$  και  $a=4m$  υπολογίζουμε  $0,65 \cdot L = 0,65 \cdot 4,5 = 2,93m < a = 4,5 m$

Επομένως το μέγιστο βέλος αναπτύσσεται όταν το ένα από τα δύο φορτία ασκηθεί στο μέσο του ανοίγματος, δηλαδή  $c=2,25m=225 cm$

Παραμόρφωση λόγω συγκεντρωμένων κινητών φορτίων

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

$$\delta_{1z} = [(132,91 \cdot 225) \cdot (3 \cdot 450^2 - 4 \cdot 225^2) / (24 \cdot 21000 \cdot I_y)] < 1$$

$$[(132,91 \cdot 225) \cdot (3 \cdot 450^2 - 4 \cdot 225^2) / (24 \cdot 21000)] < I_y$$

$$I_y > 32041 cm^4$$

Επιλέγω διατομή HEB 340 με  $I_y=36660 cm^4$

#### **Χαρακτηριστικά της διατομής HEB 340**

$$A=170,9 cm^2 \quad t_f=21,5 mm \quad W_{el,z}=646 cm^3$$

$$h=340 mm \quad W_{el,y}=2156 cm^3 \quad W_{pl,z}=985,7 cm^3$$

$$b=300 mm \quad W_{pl,y}=2408 cm^3 \quad A_{vz}=56,09 cm^2$$

$$t_w=12 mm \quad I_y=3660 cm^4 \quad I_t=257,2 cm^4$$

#### **Κατηγορία διατομής**

$$\epsilon = (235 / f_y)^{0,5} = (235 / 355)^{0,5} = 0,81$$

$$d / t_w = 24,3 / 1,2 = 20,25 < 72 \epsilon = 58,3$$

$$c / t_w = 10,7 / 2,15 = 5 < 9 \epsilon = 7,2$$

άρα διατομή κατηγορίας 1

**Έλεγχος βέλους ΗΕΒ 340**

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

(α) Λόγω συγκεντρωμένων κινητών φορτίων

$$\delta_{1z} = [(132,91 \cdot 225)(3 \cdot 450^2 - 4 \cdot 225^2)] / (24 \cdot 21000 \cdot 36660) = 0,65 \text{ cm}$$

(β) Λόγω ιδίου βάρους της δοκού

Για  $G = 1,34 + 0,3 = 1,64 \text{ KN/m} = 0,0164 \text{ KN/cm}$  έχουμε

$$\delta_{2z} = (5 \cdot 0,0164 \cdot 450^4) / (384 \cdot 21000 \cdot 36660) = 0,01 \text{ cm}$$

Συνολική παραμόρφωση - Αποδεκτά όρια

$$\delta_z = \delta_{1z} + \delta_{2z} = 0,66 \text{ cm}$$

τιμή η οποία είναι αποδεκτή επειδή αφ'ενός, είναι μικρότερη από 25mm και αφ'ετέρου είναι μικρότερη από  $L/600 = 0,75 \text{ cm}$

**Έλεγχος δοκού στην οριακή κατάσταση αστοχίας**

$$L = 4,5 \text{ m} \text{ και } a = 4 \text{ m} \text{ έχουμε } 0,586L = 2,64 < a$$

οπότε έχουμε μέγιστη ροπή όταν το ένα από τα δύο φορτία βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος

$$M_{EDy} = PL/4 = 179,5 \times 4,5/4 = 201,9 \text{ KN/m}$$

$$V_{EDy} = P/2 = 89,75 \text{ KN}$$

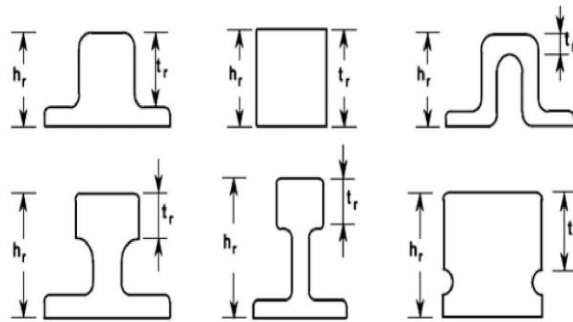
$$M_{EDz} = HL/4 = 17,98 \times 4,5/4 = 20,23 \text{ KN/m}$$

$$V_{EDz} = H/2 = 8,99 \text{ KN}$$

**Εκκεντρότητα κατακορύφων φορτίων**

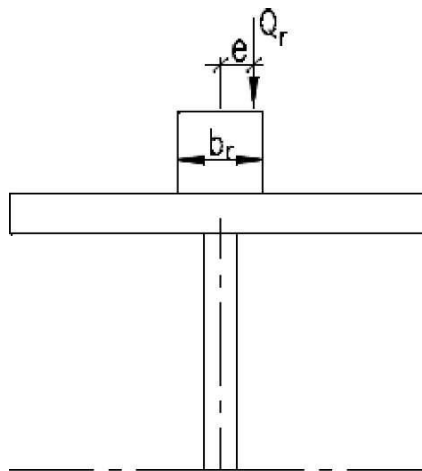
Επειδή η τροχιά σταθμίζεται και ευθυγραμμίζεται μετά την ανέγερση του κτιρίου και την τοποθέτηση των δοκών κύλισης, είναι δυνατόν το κατακόρυφο φορτίο να ασκείται έκκεντρα ως προς τη δοκό κύλισης. Η εκκεντρότητα αυτή λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς και προσδιορίζεται στους κανονισμούς με μια ενδεικτική τιμή του  $H$  του πλάτους της τροχιάς  $b_1$ .





Ελάχιστο πάχος  $t_r$  κάτω από την επιφάνεια φορέας της τροχιάς

Λόγω της μικρής ανυψωτικής ικανότητας ( $20t$ ) επιλέγουμε ως διατομή τροχιάς συμπαγή ορθογωνική ( $50\text{mm} \times 30\text{mm}$ )



Πλάτος τροχιάς  $b_r=50\text{mm}$  και εκκεντρότητα  $e=b_r/4=12,5\text{mm}$

Λόγω της έκκεντρης δράσης των κατακόρυφων και οριζοντίων φορτίων, μαζί με τα προ-ηγούμενα εντατικά μεγέθη συνυπάρχει και στρεπτική ροπή. Η συγκεντρωμένη αυτή ροπή στο μέσο του ανοίγματος θα είναι:

$$M_{t,ED} = P \times e + H(1/2h + h_r)$$

$$M_{t,ED} = 179,5 \times 1,25 + 17,98(17+3) = 584 \text{ KNcm} = 5,84 \text{ KNm}$$

Η μέγιστη στρεπτική ροπή που αναπτύσσεται στη δοκό θα είναι:

$$T_{w,ED} = 5,84/2 = 2,92 \text{ KNm}$$

#### Συνδιασμένη διάτμηση από κάμψη και στρέψη

$$\tau_{v,Ed} = M_{t,sd} \times t / I_t = 2,92 \times 1,2 / 257,2 = 1,36 \text{ KN/cm}^2$$

Επομένως:

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

$$\beta_v = (89,75 / 56,09) / ((35,5 / \sqrt{3}) / 1,1) + [1,36 / (1,25(35,5 / \sqrt{3}) / 1,0)]^2 \rightarrow$$

$$\beta_v = 0,07 < 0,50$$

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: 1,64 KN/m

$$M_{g,sd}=(1,35 \times q \times l^2)/8=(1,35 \times 1,64 \times 4,5^2)/8=5,47 \text{KN/m}$$

$$V_{g,sd}=1/2 q \times l=1/2(1,35 \times 1,64 \times 4,5)=4,86 \text{KN}$$

**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.

$$\max V_{y,sd}=179,5(1+4/4,5)+4,86=344 \text{KN}$$

$$V_{y,Rd}=(A_{vz} \times f_y)/\sqrt{3}=(56,09 \times 35,5)/\sqrt{3}=1150 \text{KN} \text{ άρα } V_{y,Rd} > V_{y,sd}$$

Άρα επαρκεί

**Έλεγχος σε κύρτωση**

$$d/t_w=243/12=20,25 < 69 \cdot \epsilon=55,9$$

Άρα δεν απαιτείται έλεγχος σε κύρτωση

**Έλεγχος άνω πέλματος σε διάτμηση**

Η μέγιστη τέμνουσα  $V_z$  προκαλείται από το φορτίο  $H_s$  όταν βρίσκεται στην άκρη της δοκού κυλίσεως.

$$V_{z,sd}=36,96 \text{KN}$$

$$V_{z,Rd}=(b \times t_f \times f_y)/\sqrt{3}=1498 \text{KN} > V_{z,sd}$$

Άρα το άνω πέλμα επαρκεί

**Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό**

Η δοκός κυλίσεως θεωρείται πλευρικά εξασφαλισμένη στις θέσεις στήριξης, δηλαδή ανά απόσταση  $l=c=4,5\text{m}$ . Από την διατομή της δοκού κυλίσεως θεωρώ τμήμα  $g$ , το οποίο αποτελείται από το θλιβόμενο (άνω) πέλμα και το ένα πέμπτο του κορμού.

$$A_{f,g}=30 \times 2,15 + 1/5(1,2 \times 29,7)=71,63 \text{cm}^2$$

$$i_{z,g}=(I_{z,g}/A_{f,g})^{0,5}=8,22 \text{cm}$$

$$\lambda_1=\pi(E/f_y)=76,4$$

$$M_{pl,y,Rd}=2408 \times 35,5/100=854,84 \text{KNm}$$

$$0,4 \cdot i_{z,g} \cdot \lambda_1 \cdot (M_{pl,y,Rd}/M_{sd})^{0,5}=510 \text{cm} > 450 \text{cm}$$

Άρα θεωρείται πλήρως πλευρικά προστατευμένη

$$\lambda=l/i_{z,g}=450/8,22=54,7$$

$$\lambda/\lambda_1=54,7/76,4=0,72$$

$$\chi=0,76$$

$$N_{f,sd}=206,41/0,319=648 \text{KN} < 0,76 \times 71,63 \times 35,5=1932 \text{KN} \text{ Επομένως επαρκεί}$$

**Έλεγχος σε λοξή κάμψη και αξονική δύναμη**

Λόγω του μικρού μεγέθους της αξονικής δύναμης δεν γίνεται έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού. Τα οριζόντια κατά μήκος και εγκάρσια φορτία θεωρείται ότι αναλαμβάνονται μόνο από την λεπίδα του άνω πέλματος. Οι στρεπτικές ροπές αναλύονται σε ζεύγη δύο 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  $M_{z,sd} = 0$  θεωρώντας ότι η δοκός δεν χρειάζεται πλευρική προστασία. Η σχέση με την οποία θα πραγματοποιήσουμε τον συγκεκριμένο έλεγχο είναι :

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

$$A = 30 \times 2,15 = 64,5 \text{ cm}^2$$

$$a_T = W_{pl,z} / W_{el,z} = 985,7 / 646 = 1,53 \rightarrow a_T = 1,25$$

$$N_{sd} = H_L = 9,41 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = 201,9 + 5,47 = 207,37 \text{ KNm}$$

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

$$M_{t,Ed} = 5,84 \text{ KNm}$$

$$V_f = M_{t,Ed} / (h - t_f) = 5,84 / 0,3185 = 18,34 \text{ KN}$$

$$M_f = V_f \cdot l / 4 = 19,9 \text{ KNm}$$

$$I_f = 2,15 \cdot 30^3 = 4837,5 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,f} = 2I_f / b = 322,5 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{\varphi,w,Ed} = M_f / W_{el,f} = 1990 / 322,5 = 6,2 \text{ KN/cm}^2$$

$$\left[ \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[ \frac{M_{\varphi,y,sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[ \frac{M_{\varphi,z,sd}}{a_T W_{el,z} f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[ \frac{\sigma_{\varphi,w,Ed}}{a_T \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] < 1. \rightarrow 0,42 < 1$$

**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  $L=c=225\text{cm}$  έχουμε:

Για την τροχιά 1:  $\delta_z = 0,66 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{Για την τροχιά 2: } \delta_{1z} &= [(P \cdot c) \cdot (3l^2 - 4c^2)] / (24 \cdot E \cdot I_y) = \\ &= [(32,72 \cdot 225) \cdot (3 \cdot 450^2 - 4 \cdot 225^2)] / (24 \cdot 21000 \cdot 36660) = \\ &= 0,16 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\delta_{2z} = 0,01 \text{ cm}$$

Επομένως  $\delta'_z = 0,17 \text{ cm}$

$$\Delta h_c = 0,66 - 0,17 = 0,49 \text{ cm} < 1600/600 = 2,57 \text{ cm}$$

Άρα η παραμόρφωση είναι αποδεκτή

**Δυνατότητα ταλάντωσης του κάτω πέλματος**

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

ακτίνα αδρανείας  $i_z = 8,22 \text{ cm}$

$$\text{λυγηρότητα κάτω πέλματος } L / i_z = 450 / 8,22 = 54,74 < 250$$

Άρα δεν υπάρχει κίνδυνος ταλάντωσης του κάτω πέλματος

**Έλεγχος σε κόπωση**

- Ιδεατά ισοδύναμα φορτία κοπώσεως

Τα ισοδύναμα ιδεατά φορτία κοπώσεως θα προσδιοριστούν από τη σχέση:

$Q_{e,i} = \lambda_i \times \varphi_{fat} \times Q_{max,i}$ , όπου ο συντελεστής  $\lambda_i$  για την κατηγορία κοπώσεως της γερανογέφυρας S3 παίρνει τις τιμές :

>  $\lambda_i = 0,397$ , για ορθές τάσεις

>  $\lambda_i = 0,575$ , για διατμητικές τάσεις

Το φορτίο του τροχού λαμβάνεται  $Q_{r,max,i} = 116,99 \text{ kN}$ .

Ο σχετικός με την κόπωση δυναμικός συντελεστής έχει τιμή:  $\varphi_{fat} = (1 + \varphi_2) / 2 = 1,0725$

Τα ισοδύναμα ιδεατά φορτία κοπώσεως είναι:

1. για ορθές τάσεις  $Q_{e,i} = 0,397 \times 1,0725 \times 116,99 = 49,8 \text{ kN}$

2. για διατμητικές τάσεις  $Q_{e,i} = 0,575 \times 1,0725 \times 116,99 = 72,2 \text{ kN}$

- Έλεγχος επάρκειας διατομής έναντι κοπώσεως

Ο έλεγχος επάρκειας έναντι κοπώσεως από ορθές τάσεις θα γίνει σύμφωνα με τη σχέση:

$$\gamma_{FF} \times \Delta\sigma_{E2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

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

$\gamma_{FF}$  συντελεστής ασφαλείας που εφαρμόζεται επί της ισοδυνάμου διακυμάνσεως και είναι ίσος με 1,0.

$\Delta\sigma_c$  διακύμανση τάσεως, δηλαδή η αντοχή έναντι κοπώσεως, για  $2 \times 10^6$  κύκλους φορτίσεων που αφορά συγκεκριμένη κατηγορία λεπτομέρειας.

$\gamma_{Mf}$  συντελεστής ασφαλείας που εφαρμόζεται επί της αντοχής κοπώσεως και είναι ίσος με 1,25.

### •Ορθές τάσεις

Από το συγκεντρωμένο φορτίο του τροχού θα υπολογιστεί το ενεργό μήκος του κορμού  $I_{eff}$  θεωρώντας ως φθορά της τροχιάς το μισό αυτής που είχε θεωρηθεί στον έλεγχο αντοχής συγκόλλησης, δηλαδή:

$$\Delta t_f = (0,25/2) \times 3 = 0,375 \text{ cm}$$

Απόσταση ανώτερου σημείου της τροχιάς από το ανώτερο σημείο του κορμού:

$$d_r = 3 - 0,375 + 2,15 = 4,78 \text{ cm}$$

Από Eurocode 3-part 6 :

Ενεργό πλάτος πέλματος :  $b_{eff} = b + d_r = 5 + 4,78 = 9,78 \text{ cm} < b = 30 \text{ cm}$

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

$$I_{f,eff} = b_{f,eff} \times t_f^3 / 12 = 9,78 \times 2,15^3 / 12 = 8,91 \text{ cm}^4$$

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

$$I_f = b_{fr} \times t_f^3 / 12 = 5 \times 2,63^3 / 12 = 7,58 \text{ cm}^4$$

Η τροχιά δεν θεωρείται σταθερά συνδεδεμένη επί του πέλματος άρα:

$$I_{ff} = I_f + I_{f,eff} = 8,91 + 7,58 = 16,49 \text{ cm}^4$$

Ενεργό μήκος της ραφής :  $I_{eff} = 3,25(I_{ff} / t_w)^{1/3} = 7,72 \text{ cm}$

Ορθή τάση λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού:

$$\sigma_1 = Q_{e,I} / (t_w \times I_{eff}) = 49,8 / (1,2 \times 7,72) = 4,4 \text{ KN/cm}^2$$

Λόγω στροφής του άνω πέλματος (οφειλόμενης στην έκκεντρη δράση του κατακόρυφου φορτίου)

$$T_{sd} = F_{zd} \times e_y = 49,8 \times 1,25 = 62,25 \text{ KNcm}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{w,Ed} \times (T_{sd} / M_{t,sd}) = 9,4 \times (62,25 / 554) = 1,05 \text{ KN/cm}^2$$

Έλεγχος σε κόπωση λόγω ορθών τάσεων

Η σύνδεση με εσωραφές πλήρους διεισδύσεως κατατάσσεται στην κατηγορία 71.

Άρα  $\Delta\sigma_c = 7,1 \text{ KN/cm}^2$

Διακύμανση ορθής τάσεως:

$$\Delta\sigma_{E2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 4,4 + 1,05 = 5,45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\gamma_{F,f} \times \Delta\sigma_{E2} = 1,0 \times 5,45 = 5,45 < \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 7,1 / 1,25 = 5,68 \text{ KN/cm}^2$$

• Διατμητικές τάσεις

-Ολισθήσεως

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη αντιστοιχούσα στο ιδεατό ισοδύναμο φορτίο κοπώσεως:

$$V = Q_{e,l} \times (1 + a/l) = 72,2(1 + (4,5 - 4)/4,5) = 80,2 \text{ KN}$$

Διατμητικές τάσεις από κάμψη:

$$\tau_1 = V \times S / (b \times I_y) = 80,2 \times 30 \times 2,15 \times (17 - 1,1) / (1,2 \times 36660) = 1,87 \text{ KN/cm}^2$$

-Πρόσθετες διατμητικές τάσεις λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου τροχού:

$$\tau_2 = 0,2 \sigma_1 = 0,2 \times 4,4 = 0,88 \text{ KN/cm}^2$$

-Έλεγχος σε κόπωση λόγω διατμητικών τάσεων

$$\Delta\tau_{E2} = \tau_1 + \tau_2 = 1,87 + 0,88 = 2,75 \text{ KN/cm}^2$$

Κατηγορία λεπτομέρειας 100 (συγκόλληση με το χέρι)

$$\gamma_{F,f} \times \Delta\tau_{E2} = 1,0 \times 2,75 = 2,75 < \Delta\tau_c / \gamma_{Mf} = 10 / 1,25 = 8 \text{ KN/cm}^2 \text{ Άρα επαρκεί}$$

Αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων:

$$[\gamma_{F,f} \times \Delta\sigma_{E2} / (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf})]^3 + [\gamma_{F,f} \times \Delta\tau_{E2} / (\gamma_{F,f} \times \Delta\tau_{E2})]^5 = 0,94 < 1$$

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

### 4.1 Φορτία στην κατασκευή

Ο φορέας πρέπει να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις (φορτία) και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανό να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του.

Οι δράσεις κατατάσσονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

- Άμεσες (direct) : συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία
- Έμμεσες (indirect) : επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής, υποχώρησης στηρίξεων ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού.

Επιπλέον ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο κατατάσσονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

- Μόνιμες Δράσεις (G): ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός (πχ. Ίδιο βάρος γερανογέφυρας), επιστρώσεις κλπ.
- Μεταβλητές Δράσεις(Q): επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα φορτία), πίεςεις ανέμου (W), φορτία χιονιού (S), φορτία από γερανογέφυρες (C) κλπ.
- Τυχηματικές Δράσεις (A): εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά κλπ.

Ακόμα ανάλογα προς τη θέση τους ταξινομούνται σε:

- Καθορισμένες (fixed): πχ. ίδιο βάρος
- Ελεύθερες (free): πχ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών

### 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 πρόγραμμα SAP2000. Η κατανομή των φορτίων επικάλυψης είναι ομοιόμορφη γραμμική και υπολογίζεται βάσει του ιδίου βάρους των φύλλων που λήφθηκε ίσο με  $0,15 \text{ kN/m}^2$  και του πλάτους της ζώνης επιρροής των τεγίδων που είναι  $0,80\text{m}$  για τις

ακραίες και 1,6m για τις μεσαίες και των μηκίδων που είναι 0,9m για τις ακραίες και 1,8m για τις μεσαίες. Ο Η/Μ εξοπλισμός 0,15 kN/m<sup>2</sup> ορίστηκε σαν ομοιόμορφο φορτίο στα πάνελ που τοποθετήθηκαν στην οροφή.

### 4.3 Κινητά φορτία

Τα κινητά ή μεταβλητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε λειτουργία και μεταβάλλονται ως προς τη θέση κι το μέγεθός τους. Αυτά μπορεί να έχουν μόνιμο ή και παροδικό χαρακτήρα. Στα κτήρια τα φορτία αυτά λαμβάνονται ως ομοιόμορφα καταναμεμένα.

#### 4.3.1 Ωφέλιμο Φορτίο Στέγης

Για τις ανάγκες συντήρησης της στέγης προβλέπεται η καταπόνηση των τεγίδων από ένα ομοιόμορφο φορτίο, το μέγεθος του οποίου καθορίζεται με βάση τον Ευρωκώδικα 1. Η στέγη του συγκεκριμένου κτηρίου είναι προσιτή μόνο για κανονική συντήρηση, επισκευή και βαφή. Με βάση τα παραπάνω το ωφέλιμο φορτίο στέγης ορίστηκε 0,75 kN/m<sup>2</sup>. Το φορτίο αυτό:

- Δεν επαλληλίζεται με το φορτίο χιονιού
- Δεν εισάγεται στη σεισμική καταπόνηση

#### 4.3.2 Κινητό Φορτίο Διαδρόμων

Στους διαδρόμους του κτηρίου λόγω της κίνησης του προσωπικού και του εξοπλισμού που θα μεταφέρουν θεωρήθηκε κινητό φορτίο 2 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.3.3 Μεταβολή Θερμοκρασίας

Για να ληφθούν υπόψη και τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή εξαιτίας συστολο-διαστολών εισάχθηκε μέσω του SAP2000 μεταβολή θερμοκρασίας  $\Delta T = \pm 20^{\circ}\text{C}$ .

#### 4.3.4 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 (σχήμα 4.1).

Το φορτίο χιονιού σε μία στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές  
 $S = \mu_i \times C_e \times C_t \times S_k$
- Για τυχηματικές καταστάσεις  
 $S = \mu_i \times C_e \times C_t \times S_{Ad}$

όπου

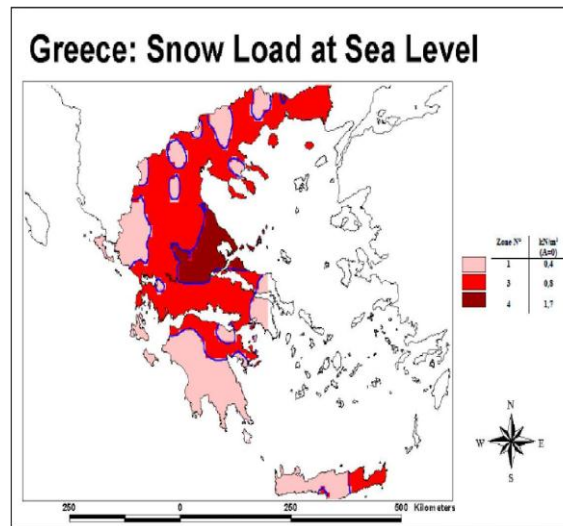
- $\mu_i$  είναι ο συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού
- $C_e$  είναι ο συντελεστής έκθεσης της στέγης στα καιρικά φαινόμενα  
 $C_e = 1,0$  για έκθεση σε κανονικές συνθήκες  
 $C_e = 0,8$  για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους  
 $C_e = 1,2$  για προστατευμένες κατασκευές από κτίρια ή δένδρα
- $C_t$  είναι ο θερμικός συντελεστής ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.
- $S_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους
- $S_{Ad} = C_{esl} \times s_k$  είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους. Για εξαιρετικά φορτία χιονιού  $C_{esl} = 2,0$

Επειδή το χαρακτηριστικό φορτίο του χιονιού στο έδαφος εξαρτάται με παραβολικό τρόπο από το υψόμετρο της περιοχής δίνεται η σχέση μεταβολής συναρτήσεως του υψομέτρου. Η σχέση που προέκυψε για την Ελλάδα είναι:

$$S_k = 0,420 \times Z - 0,030 [ 1+(A/917)^2 ]$$

Η μεταβλητή Z σχετίζεται με τη ζώνη στην οποία ανήκει η υπό εξέταση περιοχή και A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας (πίνακας 4.1). Η σχέση αυτή απλοποιείται ως εξής:

$S_k = S_{k,0} \times [ 1+(A/917)^2 ]$ , όπου  $S_{k,0}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή φορτίου του χιονιού στη στάθμη της θάλασσας, δηλαδή για  $A = 0$



Ζώνες	Νομοί	$S_{k,0}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Ζώνη I	Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην Σποράδων και Εύβοιας	0,4
Ζώνη II	Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια	1,7
Ζώνη III	Υπόλοιπη Χώρα	0,8

**Πίνακας 4.1** Ζώνες κατάταξης περιοχών

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

- Ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου

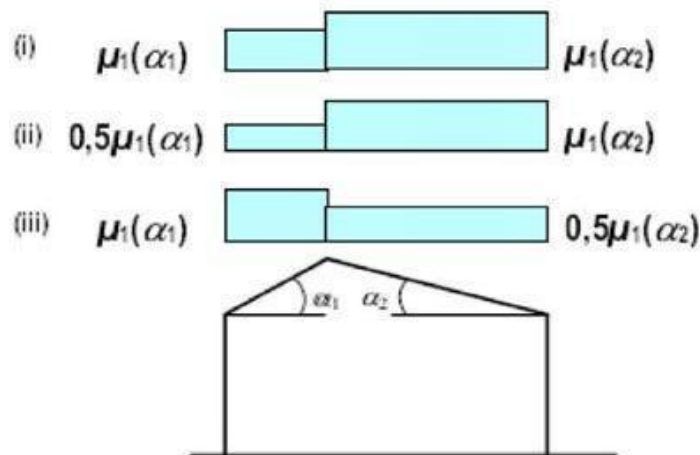
- Ασύμμετρη κατανομή που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης λόγω τοπικής συγκέντρωσης εμποδίων είτε λόγω ανακατανομής του χιονιού

Οι συντελεστές μορφής  $\mu_i$  δίνονται στον παρακάτω πίνακα 4.2 για διάφορες τιμές της γωνίας  $\alpha$  της στέγης όταν η ολίσθηση δεν παρεμποδίζεται.

Εάν προβλέπεται στο χαμηλότερο άκρο της στέγης κάποιο κιγκλίδωμα ή στηθαίο ή άλλο εμπόδιο ο συντελεστής μορφής δεν παίρνει μικρότερη τιμή από 0,8.

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

**Πίνακας 4.2** Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού



**Σχ. 4.1** Συντελεστής μορφής και περιπτώσεις φόρτισης σε δικλινείς στέγες

#### 4.3.4.1 Υπολογισμός Φορτίου Χιονιού

Δικλινής στέγη με κλίσεις  $\alpha_1 = \alpha_2 = 8,53^\circ$

Η κατασκευή ανήκει στη ζώνη I, άρα η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού για έδαφος στη στάθμη της θάλασσας είναι  $S_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$ .

Επειδή η κατασκευή είναι παραθαλάσσια θεωρούμε ότι

$$S_k = S_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2.$$

συντελεστής έκθεσης  $C_e = 1,0$  θεωρώντας ότι έχω έκθεση σε κανονικές συνθήκες

Συντελεστής θερμότητας  $C_t = 1$  θεωρώντας ότι έχω κανονικές συνθήκες μόνωσης της στέγης.

Αρα φορτία χιονιού στη στέγη:

$$S_{1,\alpha 1} = \mu_{1,\alpha 1} \times C_e \times C_t \times S_k = 0,8 \times 1 \times 1 \times 0,4 = 0,32 \text{ kN/m}^2.$$

$$S_{1,\alpha 2} = \mu_{1,\alpha 2} \times C_e \times C_t \times S_k = 0,8 \times 1 \times 1 \times 0,4 = 0,32 \text{ kN/m}^2.$$

Οι περιπτώσεις φόρτισης είναι:

- $S_1 = 0,32 \text{ kN/m}^2$  και στα δύο τμήματα της στέγης
- $S_{1,\alpha 1} = 0,32 \text{ kN/m}^2$  στο ένα τμήμα της στέγης και  $S_{1,\alpha 2} = 0,16 \text{ kN/m}^2$  στο άλλο τμήμα
- $S_{1,\alpha 1} = 0,16 \text{ kN/m}^2$  στο ένα τμήμα της στέγης και  $S_{1,\alpha 2} = 0,32 \text{ kN/m}^2$  στο άλλο τμήμα

Για τον σχεδιασμό θα λαμβάνεται υπόψη η εκάστοτε δυσμενής από αυτές. Στη παρούσα διπλωματική εξετάστηκε η πρώτη περίπτωση, όπου  $S_{1,\alpha 1} = S_{1,\alpha 2} = 0,32 \text{ kN/m}^2$ .

#### 4.3.5 Φορτία Ανέμου

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

Οι δυνάμεις του ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις, για πολλές όμως κατασκευές (πχ. δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται στατικά. Συνεπώς, οι δράσεις του ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις, ενώ θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και των άλλων δράσεων της κατασκευής, που είναι δυνατό να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης και αλλαγές κατά τη φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά. Οι κατασκευές που είναι ευαίσθητες σε δυναμικές καταπονήσεις πρέπει να σχεδιάζονται για φορτία κόπωσης.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων του ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι 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' ό τι 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.

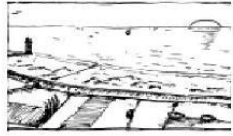


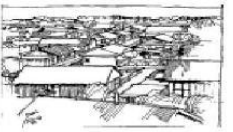
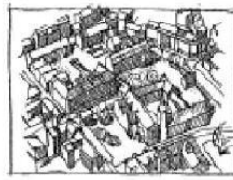
**-Η μέση ταχύτητα του ανέμου.** Προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα, που προσαυξάνεται για να ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητάς του.

**-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 λόφοι, 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.

Για τον υπολογισμό των ανεμοπιέσεων χρησιμοποιήθηκαν διάφοροι πίνακες του Ευρωκώδικα μέρος 1-4 οι οποίοι επισυνάπτονται συγκεντρωτικά παρακάτω:

<p><b>Κατηγορία εδάφους 0</b> Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας</p>	
<p><b>Κατηγορία εδάφους I</b> Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια</p>	
<p><b>Κατηγορία εδάφους II</b> Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων</p>	
<p><b>Κατηγορία εδάφους III</b> 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><b>Κατηγορία εδάφους IV</b> Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m</p>	

Κατηγορία εδάφους		z <sub>0</sub> (m)	z <sub>min</sub> (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

#### 4.3.5.1 Δυναμικός Συντελεστής $C_{s,c_d}$

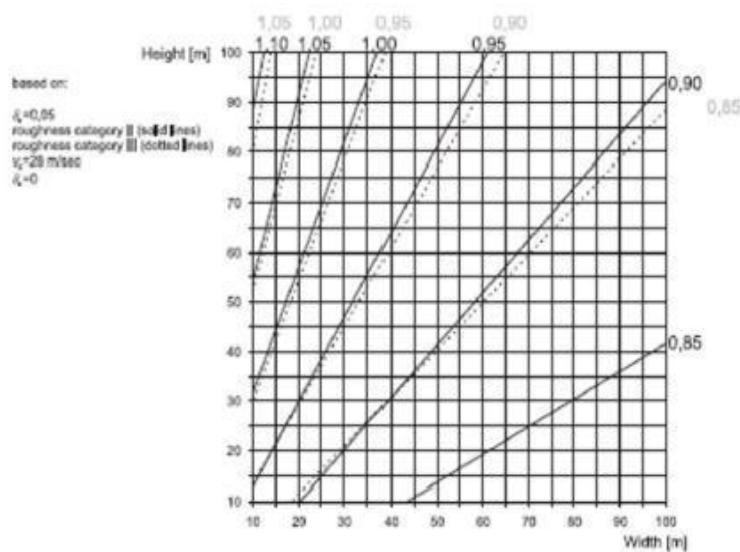
Προκειμένου να γίνει ο προσδιορισμός των δυνάμεων, οι οποίες ενεργούν σε μια κατασκευή και προέρχονται από την ανεμοπίεση, πρέπει να προσδιορίζεται ο δυναμικός συντελεστής  $c_{s,c_d}$ . Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δύο επιμέρους παραμέτρους, την παράμετρο μεγέθους  $c_s$ , η οποία λαμβάνει υπόψη 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 σχήματα 4.2 , 4.3.

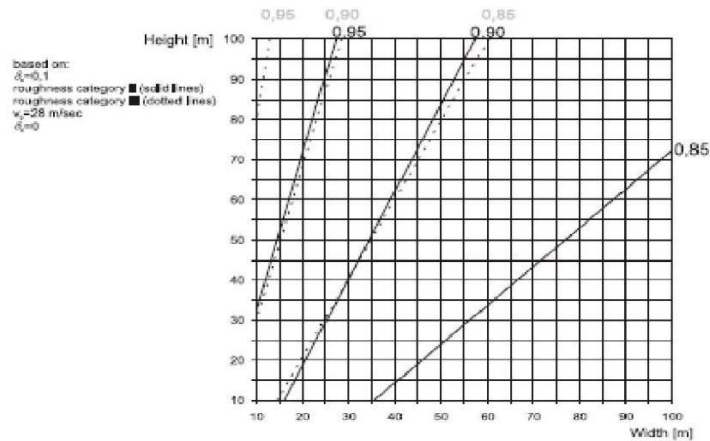


$c_s c_d$  για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα με ορθογωνική κάτοψη και κατακόρυφους εξωτερικούς τοίχους, με κανονική κατανομή μάζας και δυσκαμψίας (συνρότητα σύμφωνα με την εξίσωση (F.2) του prEN 1991-1-4)

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

Σχ. 4.2 Δυναμικός συντελεστής  $c_s c_d$  για κτίρια από χάλυβα





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

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

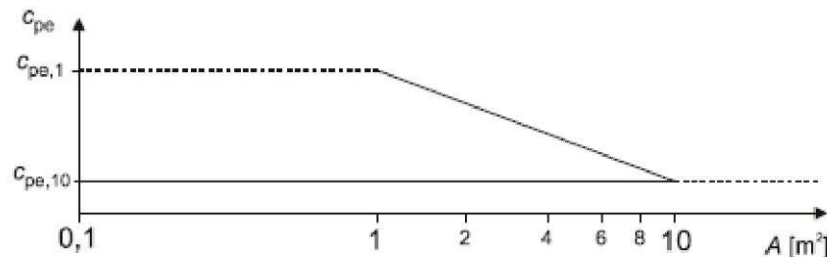
Σχ. 4.3 Δυναμικός συντελεστής  $c_s, c_d$  για κτίρια από σκυρόδεμα

#### 4.3.5.2 Συντελεστής Εξωτερικής Πίεσης $C_{pe}$

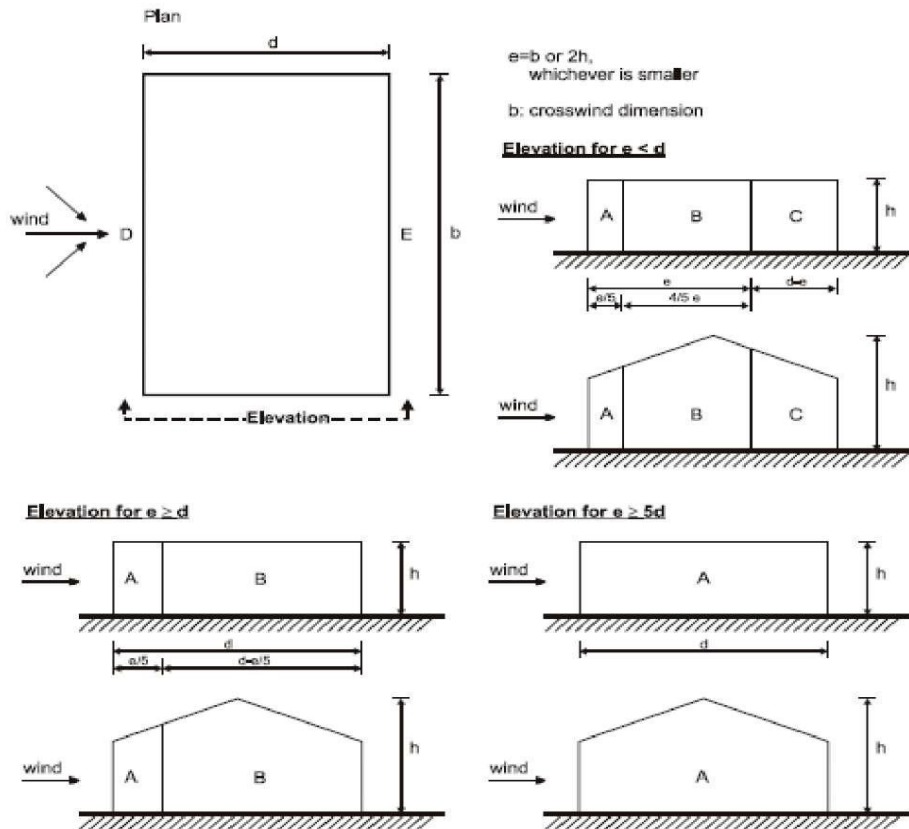
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$  και δίνονται στο σχήμα 4.4 για δύο χαρακτηριστικές τιμές της, ήτοι για  $1 \text{ m}^2$  και για  $10 \text{ m}^2$ . Ως φορτιζόμενη, θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Στο σχήμα 4.4 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της  $c_{pe}$  συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας.

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. 4.4 Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$



Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Ζώνη	A		B		C	D		E
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	
$h/d$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$ $C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$ $C_{pe,1}$
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
< 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

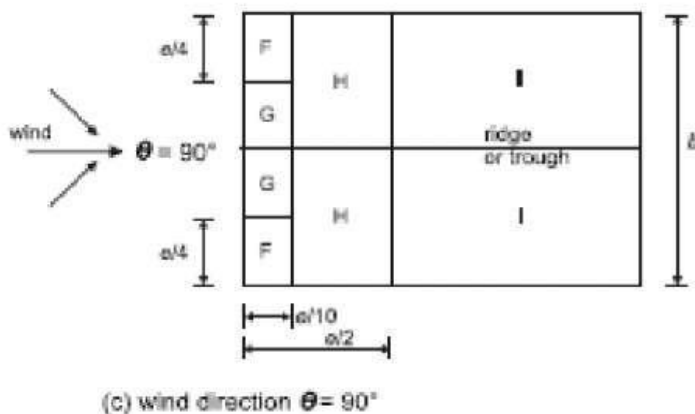
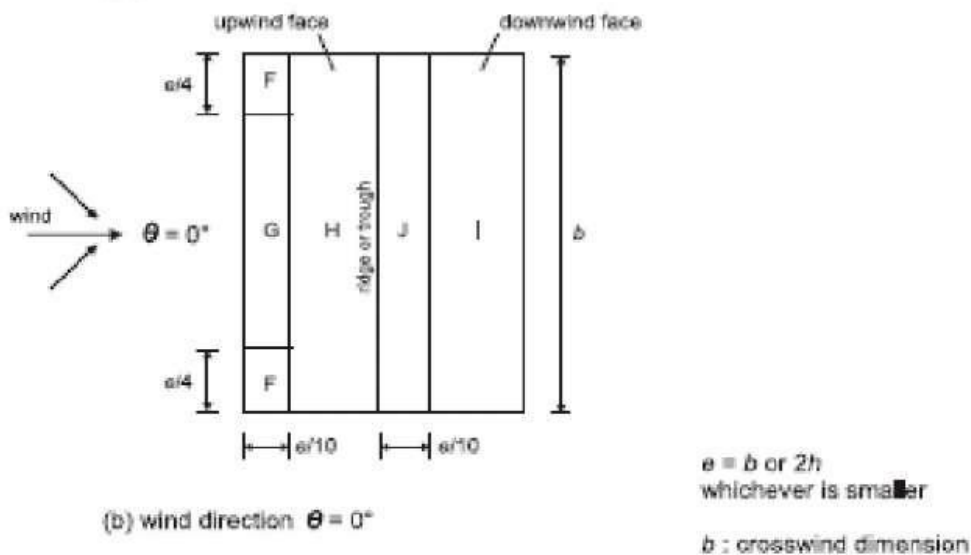
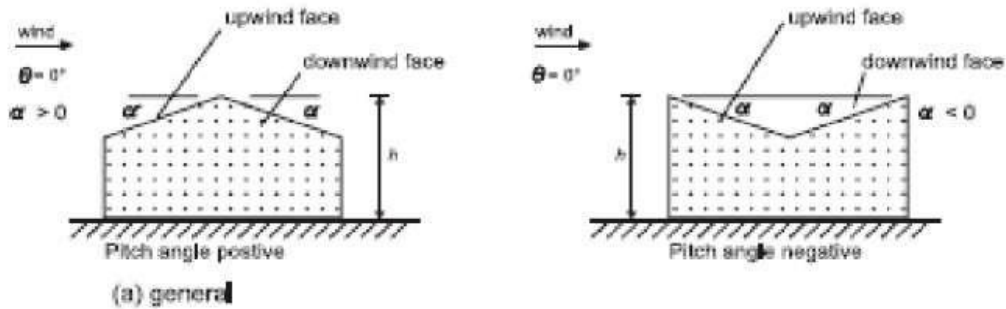
**Πίνακας 4.3** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

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  $h/d > 5$  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 από τους πίνακες 4.4 ,4.5 σύμφωνα με το συμβολισμό του παρακάτω σχήματος.



Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

Πίνακας 4.4 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

Γωνία Κλίσης $\alpha$	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,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 $\alpha$	F		G		H		I		
	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	
-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		

#### 4.3.5.3 Συντελεστής Εσωτερικής Πίεσης C<sub>pi</sub>

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<sub>pi</sub> εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Όταν 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:

$$C_{pi} = 0,90 \text{ cpe}$$

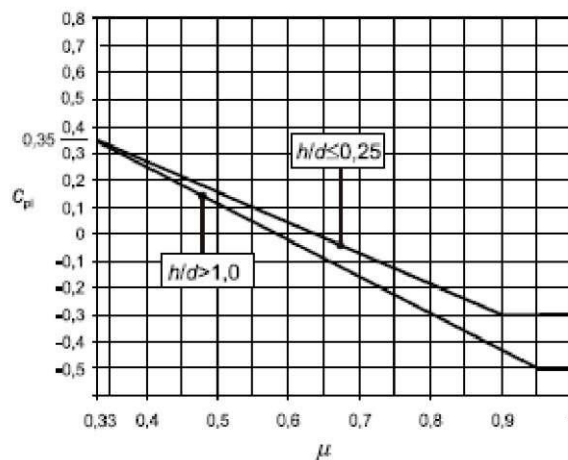
Όπου cpe είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς.

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  $C_{pi}$  είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου  $h/d$  και του λόγου ανοιγμάτων  $\mu$  για κάθε διεύθυνση του ανέμου  $\Theta$ , που θα προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\mu = (\text{Σεπιφ. ανοιγμ. για cpe} < \eta = 0) / (\text{Σεπιφ. όλων των ανοιγμ.})$$

Αυτό εφαρμόζεται σε πλευρές και στην οροφή κτιρίων με ή χωρίς εσωτερικά διαχωριστικά. Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται επαρκής η εκτίμηση του  $\mu$  για μια συγκεκριμένη περίπτωση, τότε το  $c_{pi}$  πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3.



Σχ.4.5 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  $z_e$ .

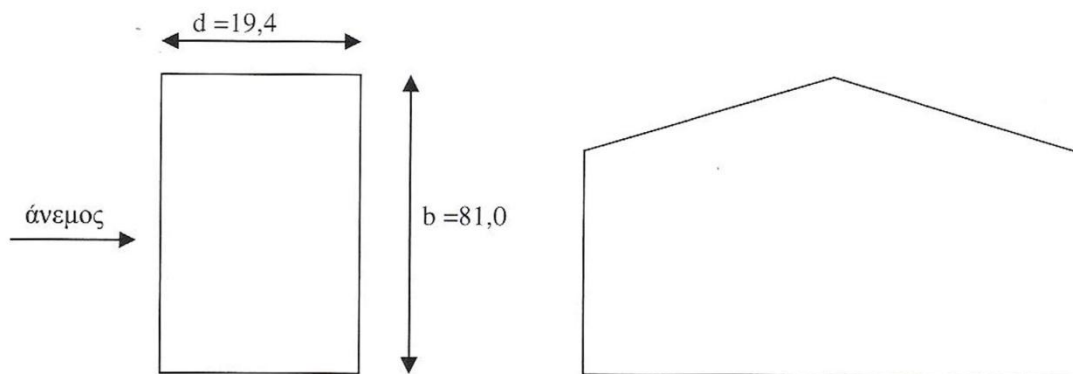
**4.3.5.4 Υπολογισμός Φορτίων Ανέμου**

**4.3.5.4.1 Δράσεις ανέμου για κλειστή θύρα**

Ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής

- Το έδαφος είναι κατηγορίας «0» αφού η κατασκευή βρίσκεται σε παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας όπως βλέπουμε από τον πίνακα όπου απεικονίζεται η τραχύτητα για κάθε κατηγορία εδάφους.
- Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου είναι  $V_{b,0}=33\text{m/s}$

**Για  $\theta=0^\circ$**



Από τον πίνακα προσδιορισμού του δυναμικού συντελεστή για ύψος κτηρίου  $h = 18,96\text{m}$  και  $b = 81,0$  έχω  $C_s * C_d = 0,83 <$  από ελάχιστη αποδεκτή.

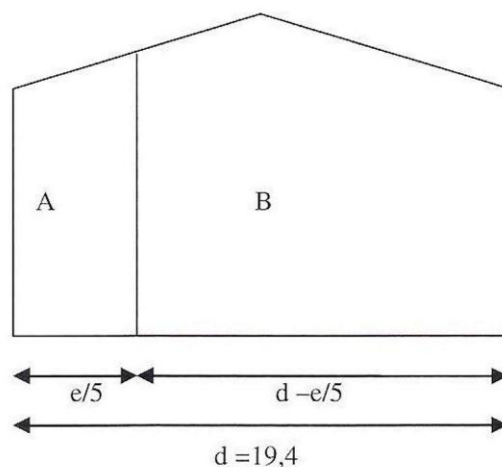
Έτσι χρησιμοποιούμε την ελάχιστη αποδεκτή τιμή,  $C_s * C_d = 0,85$

$h = 18,955 < b = 81,0$  ύψος αναφοράς  $2e = h = 18,955$

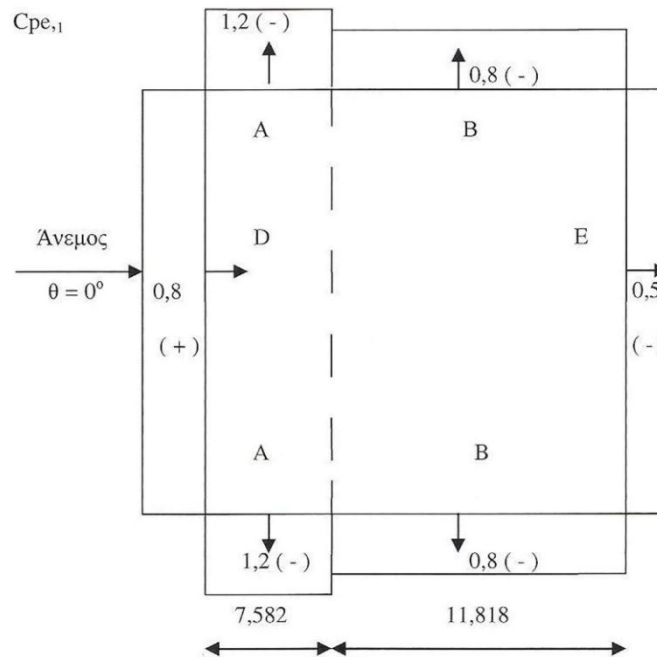
$e = \min(b, 2h) = \min(81,0, 37,91) = 37,91\text{m} > d = 19,4\text{m}$

άρα όψη για  $e > d$ .

$h/d = 18,955 / 19,4 = 0,98$ . θεωρώ ότι  $h/d=1,0$  οπότε:

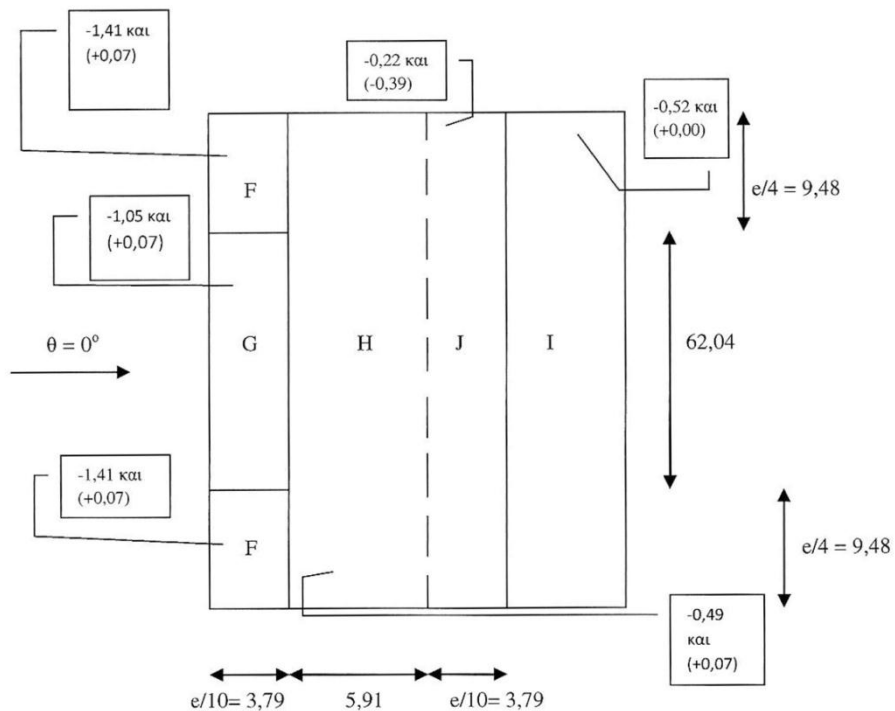


Οι συντελεστής εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:



Η ανεμοπίεση στο μοντέλο αναλαμβάνεται από τα υποστυλώματα οπότε η φορτιζόμενη επιφάνεια θεωρώ ότι είναι  $A > 10\text{m}^2$  άρα λαμβάνω τον συντελεστή  $C_{pe,10}$ .

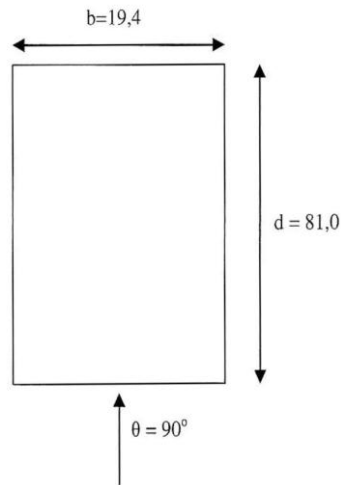
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τη δίκλινη στέγη  $\alpha = 8,53^\circ$  με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα έχω:





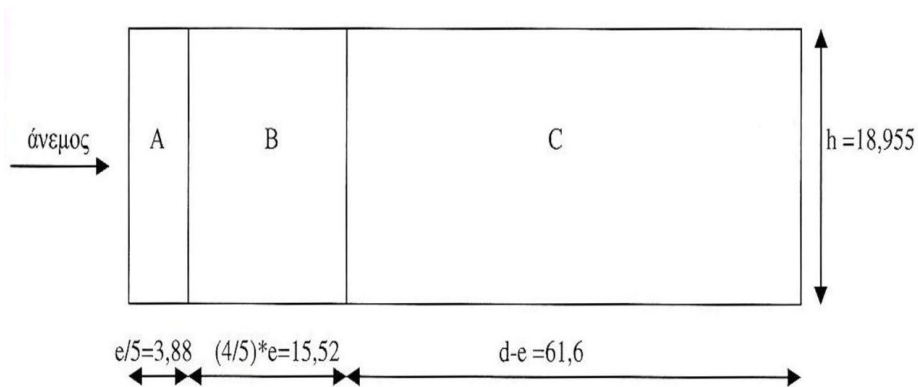
**Για  $\theta=+90^\circ$**

Έχουμε:  $b=19,4\text{m}$  ,  $h=18,955\text{m}$  και  $d = 81,0\text{m}$

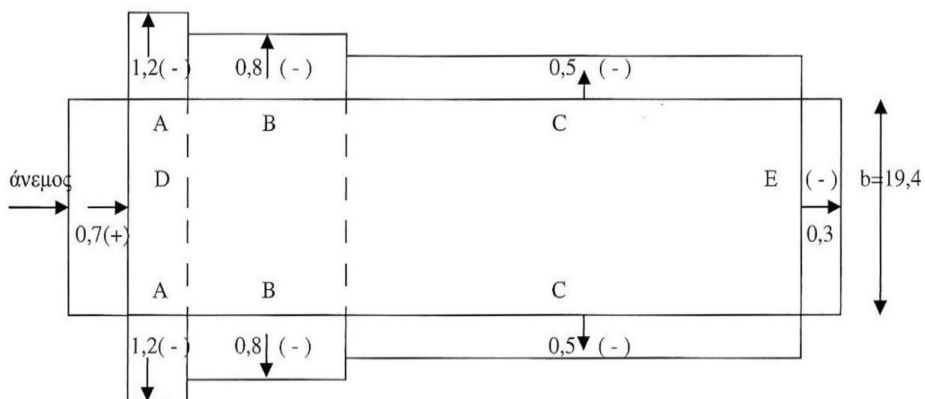


- $C_s * C_d=0,85$  βάσει της παραδοχής που έχουμε κάνει.
- $h = 18,955 < b = 19,4$  άρα ύψος αναφοράς  $Z_e = h = 18,955\text{m}$

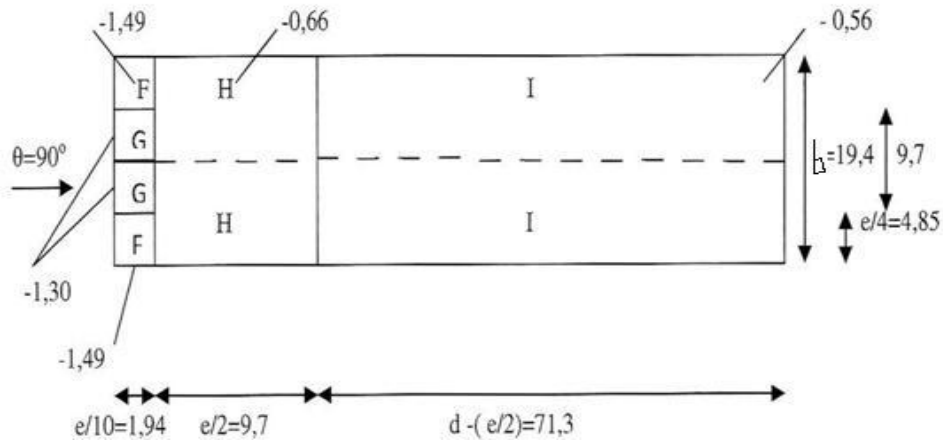
$e = \min(b, 2h) = \min(19,4, 37,91) = 19,4 < d = 81,0\text{m}$   
 άρα όψη για  $e < d$ :



Για  $h/d= 18,955/81,0=0,246 < 0,25$  οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:



Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τη στέγη  $\alpha = 8,53$  και άνεμο  $\Theta = +90^\circ$  με γραμμική παρεμβολή είναι:



- Για  $\theta = -90^\circ$  οι συντελεστές είναι ίδιοι με αυτούς για  $\Theta = +90^\circ$  στην περίπτωση κλειστής θύρας.
- Η θύρα είναι κλειστή και δεν υπάρχουν άλλα ανοίγματα στο κτήριο, οπότε ο λόγος ανοιγμάτων είναι  $\mu = 0,0$  και έτσι δεν αναπτύσσονται εσωτερικές πιέσεις.
- Πίεση ταχύτητας αιχμής.

Η βασική ταχύτητα ανέμου είναι:

$$V_b = C_d \times C_s \times V_{b,0} = 0,85 \times 33,0 = 28,05 \text{ m/sec}$$

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

$$V_m(Z) = C_r(Z) \times C_o(Z) \times V_b$$

Από τον πίνακα κατηγοριών εδάφους-αντίστοιχες παράμετροι, για κατηγορία εδάφους «0» προκύπτει:

$$Z_0 = 0,003 \text{ m και } Z_{\min} = 1,0 \text{ m}$$

Επειδή  $Z_{\min} = 1,0 \text{ m} < Z_e = 18,955 < Z_{\max} = 200 \text{ m}$

Ο συντελεστής τραχύτητας  $C_r(Z_e)$  δίνεται από το σχέση:

$$C_r(Z_e) = K_r \times \ln(Z_e/Z_0)$$

$$\text{Όπου } K_r = 0,19 \times (Z_0/Z_{II})^{0,07} = 0,19 (0,003/0,05)^{0,07} = 0,156$$

$$\text{Άρα } C_r(Z_e) = K_r \times \ln(Z_e/Z_0) = 0,156 \times \ln(18,955/0,003) = 1,365$$

Επίσης για τον συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης παίρνω την προτεινόμενη τιμή  $C_o(Z_e) = 1,0$  λόγω ομοιόμορφου ανάγλυφου.

Επομένως:

$$V_m(Z_e) = C_r(Z_e) \times C_o(Z_e) \times V_b = 1,365 \times 1,0 \times 28,05 = 38,28 \text{ m/s}$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $Z_e$  είναι:

$$q_p(Z_e) = [1 + 7 \times I_v(Z_e)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times V_m^2(Z_e)$$

Όπου επειδή  $Z_{\min} < Z_e < Z_{\max}$

$$I_v(Z_e) = k_i/C_o(Z_e) \times \ln(Z_R/Z_0) = 1/1 \times \ln(18,955/0,003) = 0,114$$

Άρα

$$q_p(Z_e) = [1 + 7 \times I_v(Z_e)] \times 1/2 \times \rho \times V_m^2(Z_e) =$$

$$= (1 + 7 \times 0,114) \times 0,5 \times 0,00125 \times 38,28^2 = 1,64 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \text{ η πυκνότητα αέρα} = 0,00125 \text{ kn/m}^2$$

$$k_i = 1,0 \text{ συντελεστής στροβίλισμα}$$

**Τελικές πιέσεις για κλειστή θύρα**

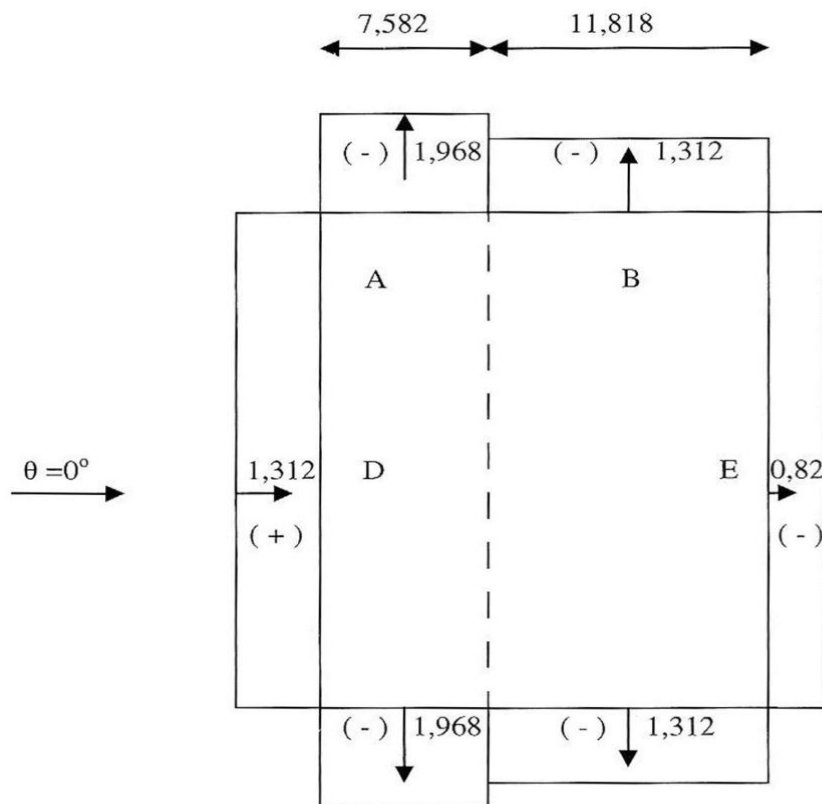
Λόγω της κλειστής θύρας και της μη ύπαρξης ανοιγμάτων δεν έχω εσωτερικές πιέσεις.

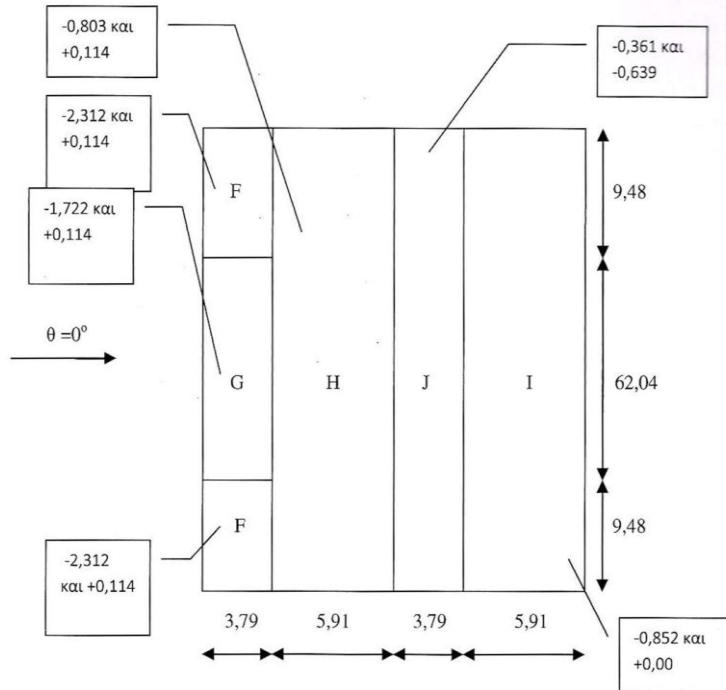
Οπότε οι τελικές πιέσεις είναι οι εξωτερικές που δίνονται από τη σχέση.

$$W_e = q_p(Z_e) \times C_{pe} = 1,64 \times C_{pe} \text{ kn/m}^2$$

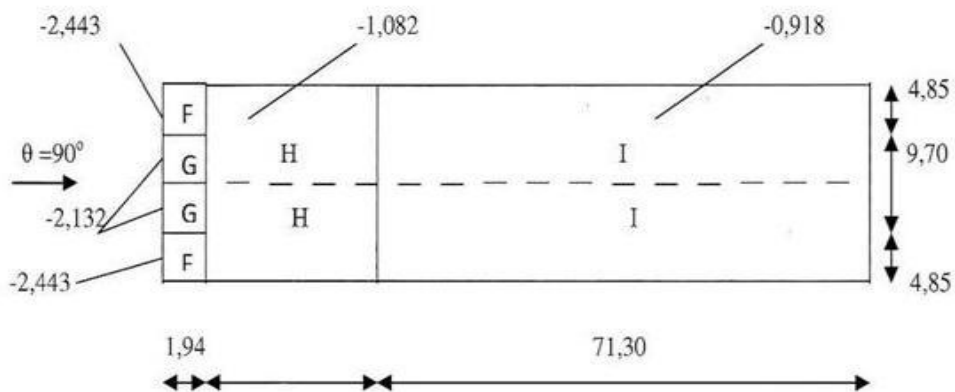
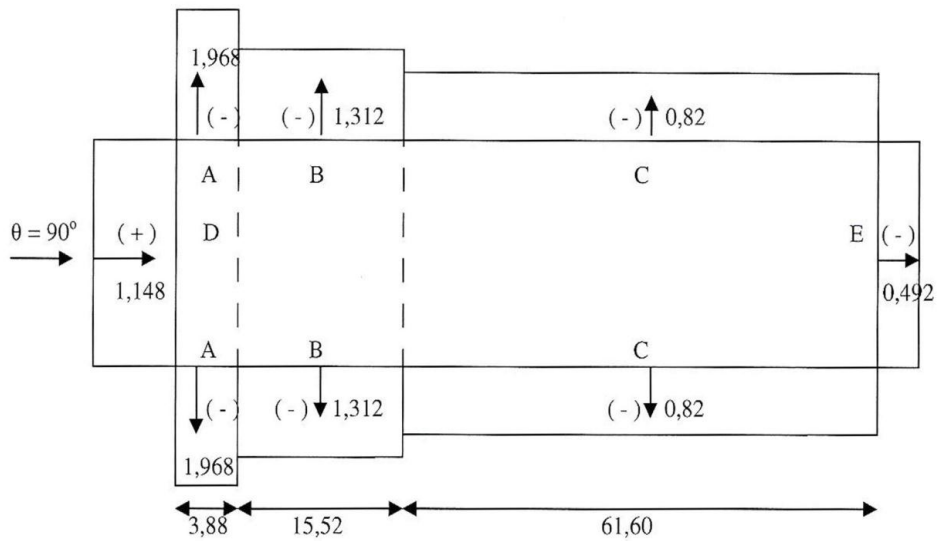
Στα παρακάτω σχήματα δίνονται οι κατανομές των τελικών πιέσεων στις επιφάνειες του κτηρίου για  $\Theta = 0^\circ$  και  $\Theta = 90^\circ = (\Theta = -90^\circ)$  (για το συντελεστή εξωτερικής πίεσης  $C_{pe,10}$ )

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





**Για διεύθυνση ανέμου  $\theta = +90^\circ$  (και  $\theta = -90^\circ$ )**



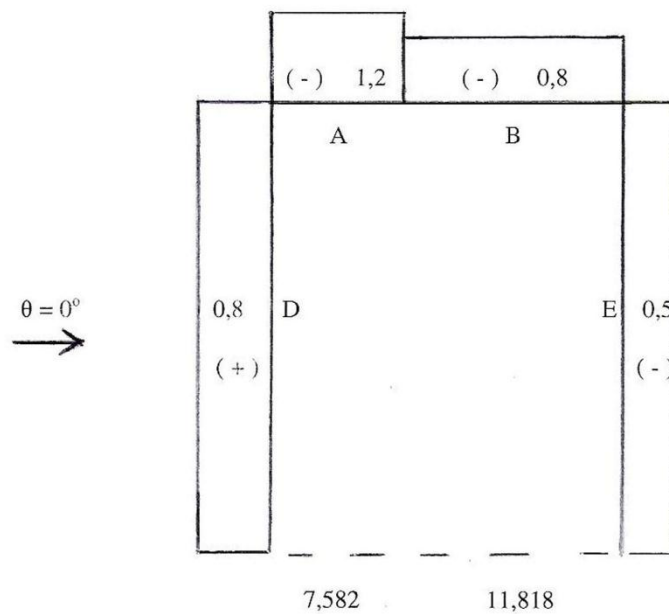
Για τις τειγίδες που η ζώνη επιρροής τους βρίσκεται σε δύο περιοχές π.χ. στην F και G λαμβάνουμε μια σταθμισμένη τιμή ανεμοπίεσης ανάλογα με το ποσοστό συμμετοχής κάθε περιοχής στην ζώνη επιρροής της τειγίδας.

#### 4.3.5.4.2 Δράσεις ανέμου για ανοιχτή θύρα

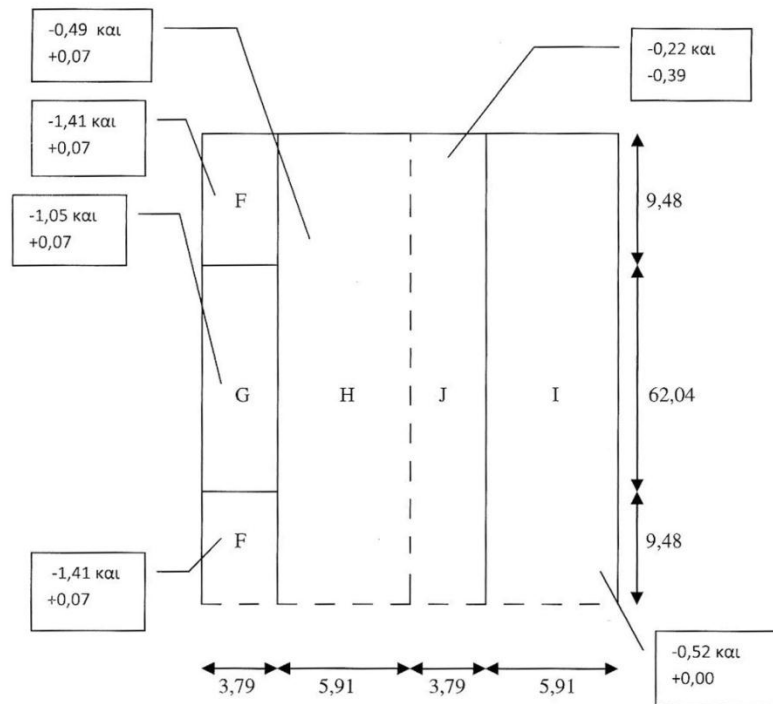
Θεωρώ λόγω του μεγέθους της θύρας ότι όταν είναι ανοιχτή τότε όλη η πλευρά του κτηρίου που βρίσκεται η θύρα θεωρείται ως ανοιχτή. Λόγω της μη ύπαρξης άλλων ανοιγμάτων θεωρώ αυτή την πλευρά δεσπόζουσα και για την περίπτωση της τριπλάσιας σε σχέση με τα υπόλοιπα ανοίγματα. Τότε ισχύει  $C_{pi} = 0,90 \times C_{pe}$ , όπου  $C_{pe}$  είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα την δεσπόζουσας πλευράς. Η τιμή αυτή ισχύει για όλες τα εσωτερικές επιφάνειες του κτηρίου.

#### Για $\theta = 0^\circ$

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:



Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τη δίκλινη στέγη είναι:



Οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:

$$- C_{pe,10} = 7,582/19,4 \times 1,2 + 11,818/19,4 \times 0,8 = 0,485 + 0,487 = 0,972$$

Για τη δίκλινη στέγη είναι:

$$- C_{pe,10} = 3,79/19,4 (-1,41) + 5,91/19,4 \times (-0,49) + 3,79/19,4 (-0,22) + 5,91/19,4 (-0,52) = -0,2754 - 0,1492 - 0,042 - 0,1584 = -0,6258 =$$

$$\mathbf{C_{pe,10} = -0,6258}$$

$$- C_{pe,10} = 0,195 \times (-1,41) + 0,305 \times (-0,49) + 0,195 \times (-0,39) + 0,305 \times 0,0 =$$

$$C_{pe,10} = -0,5003$$

$$- C_{pe,10} = 0,195 \times (0,07) + 0,305 \times (0,07) + 0,195 \times (-0,39) + 0,305 \times 0,00 =$$

$$C_{pe,10} = -0,041$$

$$- C_{pe,10} = 0,195 \times (0,07) + 0,305 \times (0,07) + 0,195 \times (-0,22) + 0,305 \times (-0,52) =$$

$$\mathbf{C_{pe,10} = -0,166}$$

### Τελικές πιέσεις για $\theta = 0^\circ$

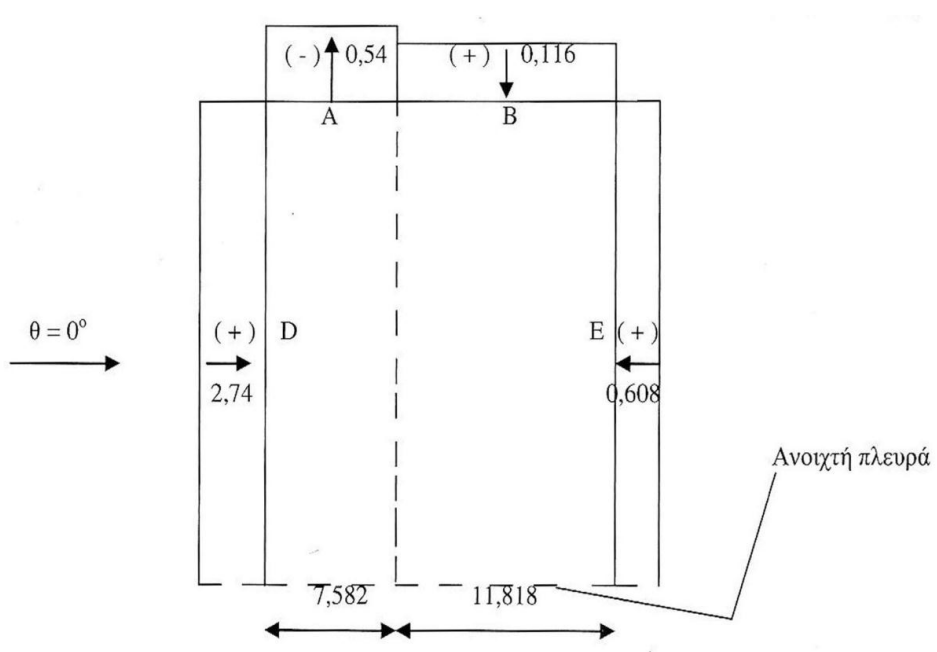
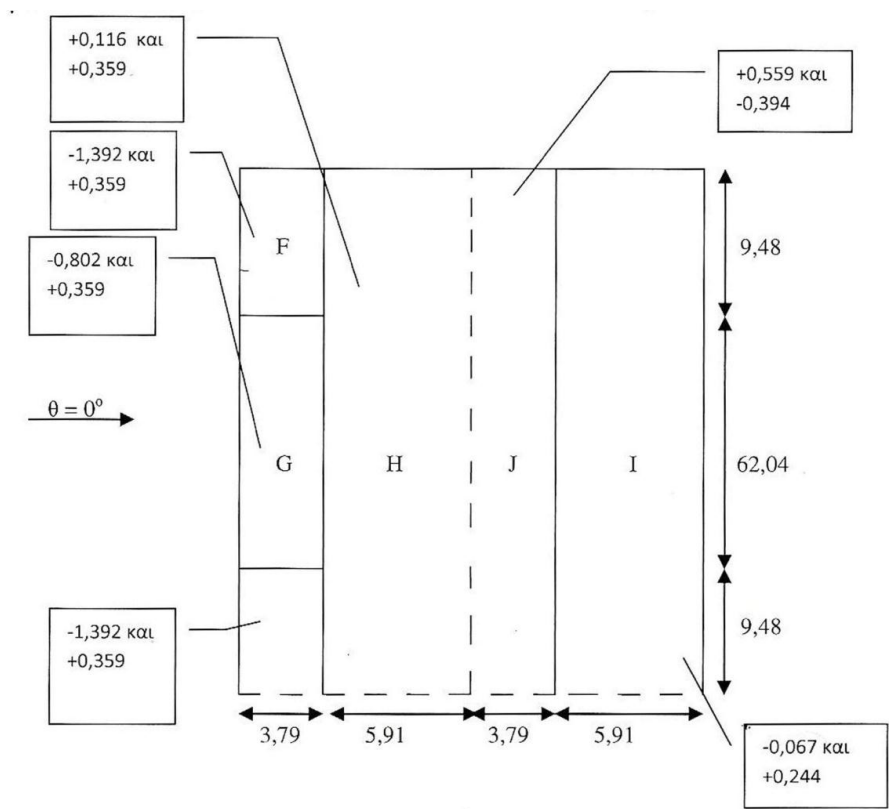
Η εξωτερική πίεση δίνεται από τη σχέση που υπολογίσαμε πριν

$$(για κλειστή θύρα) W_e = q_p (Z_e) \times C_{pe} = 1,64 \times C_{pe} \text{ Kn/m}^2$$

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

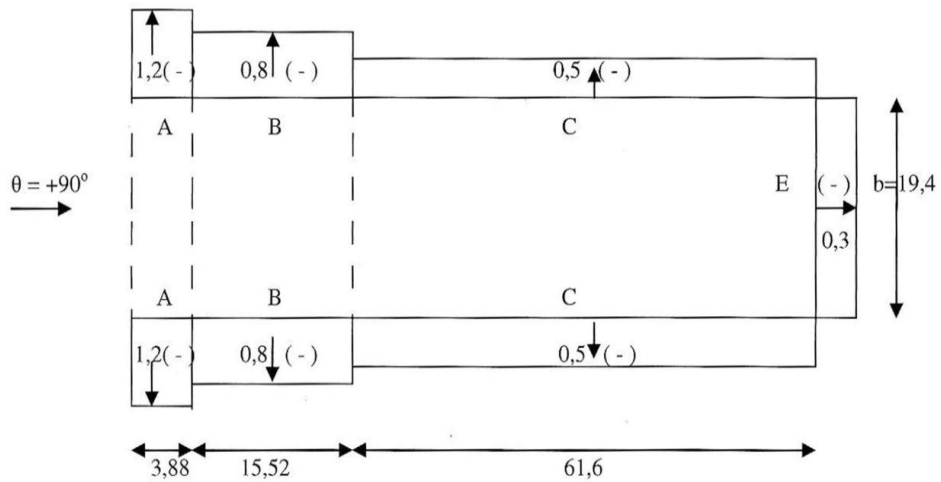
$W_i = q_p (Z_i) \times C_{pe} = 1,64 \times 0,90 \times C_{pe} = 1,47 C_{pe}$ , όπου  $C_{pe}$  είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της δεσπόζουσας πλευράς.

Στα παρακάτω σχήματα δίνονται οι κατανομές των τελικών πιέσεων, ως αλγεβρικό άθροισμα των  $W_e$  και  $W_i$  στις επιφάνειες του κτηρίου για  $\theta = 0^\circ$

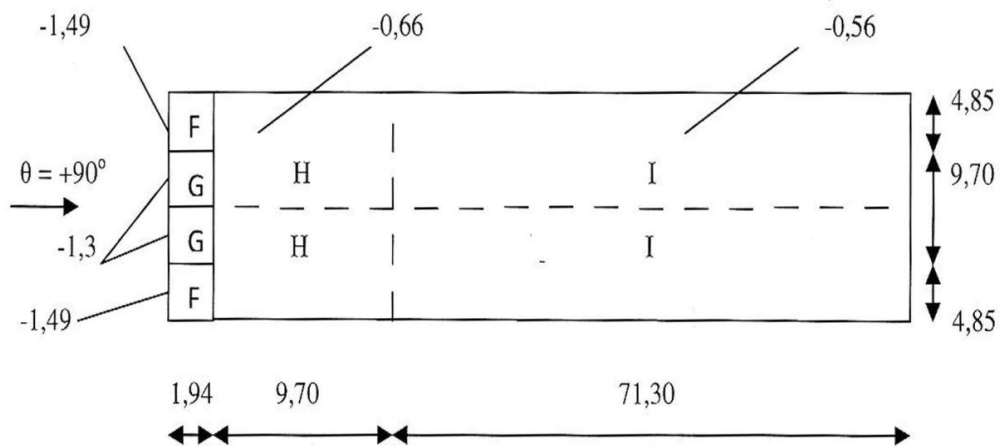


**Για  $\theta = +90^\circ$**

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:



Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τη στέγη είναι:



Συντελεστές εσωτερικής πίεσης:

Για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:

$$C_{pe,1} = -1,0 \times 19,4/19,4 = -1,0$$

Και για τη στέγη:

$$C_{pe} = 2 \times (-1,49) \times 4,85/19,4 + (-1,3) \times 9,70/19,4 = -0,745 - 0,65 = -1,395$$

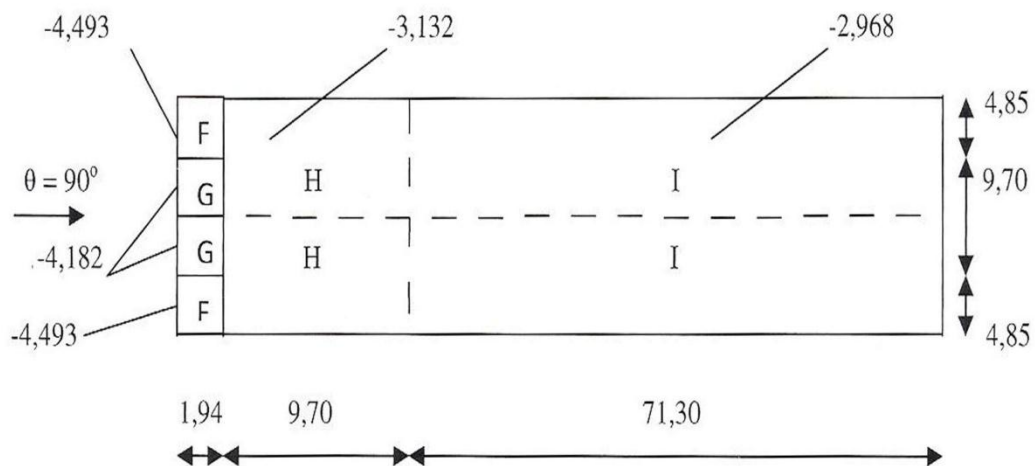
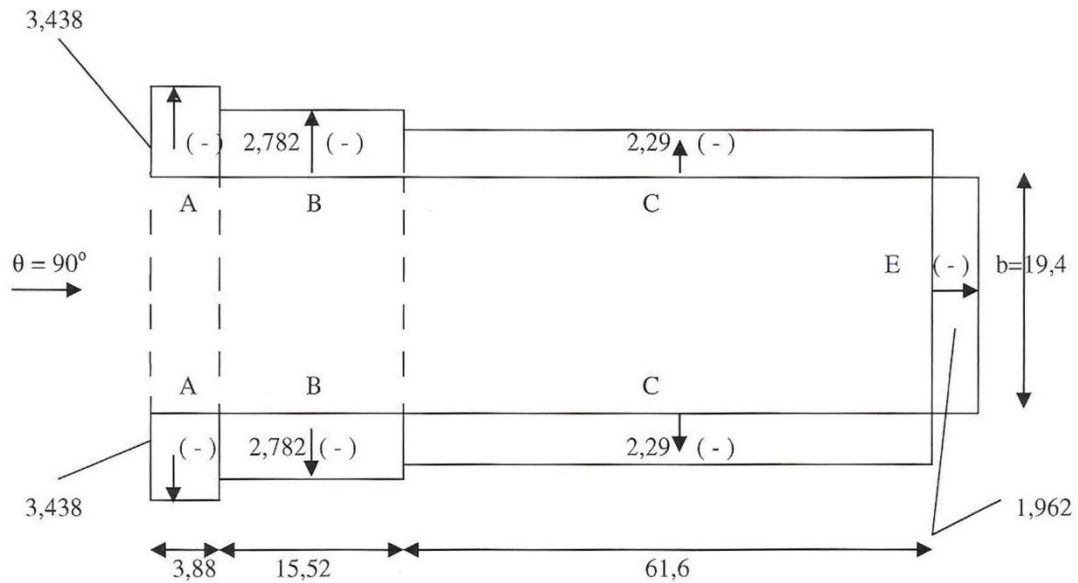


**Τελικές πιέσεις για  $\Theta = +90^0$**

$We = q_p(Z_e) \times C_{pe} = 1,64 \times C_{pe} \text{ kn/m}^2$

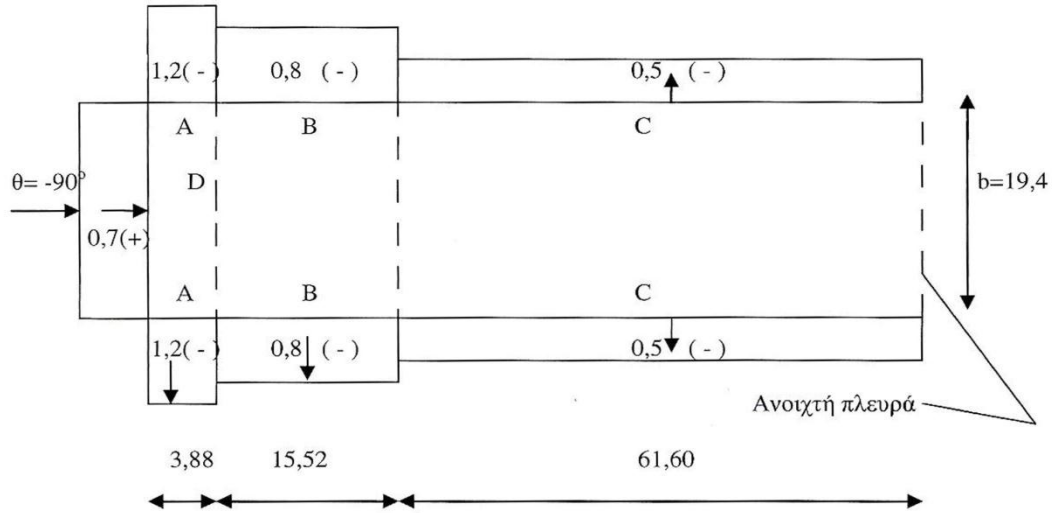
$Wi = q_p(Z_i) \times C_{pi} = 1,47 \times C_{pi} \text{ kn/m}^2$

Στα παρακάτω σχήματα δίνονται οι κατανομές των τελικών πιέσεων, ως αλγεβρικό άθροισμα των  $We$  και  $Wi$  στις επιφάνειες του κτηρίου για  $\Theta = +90^0$

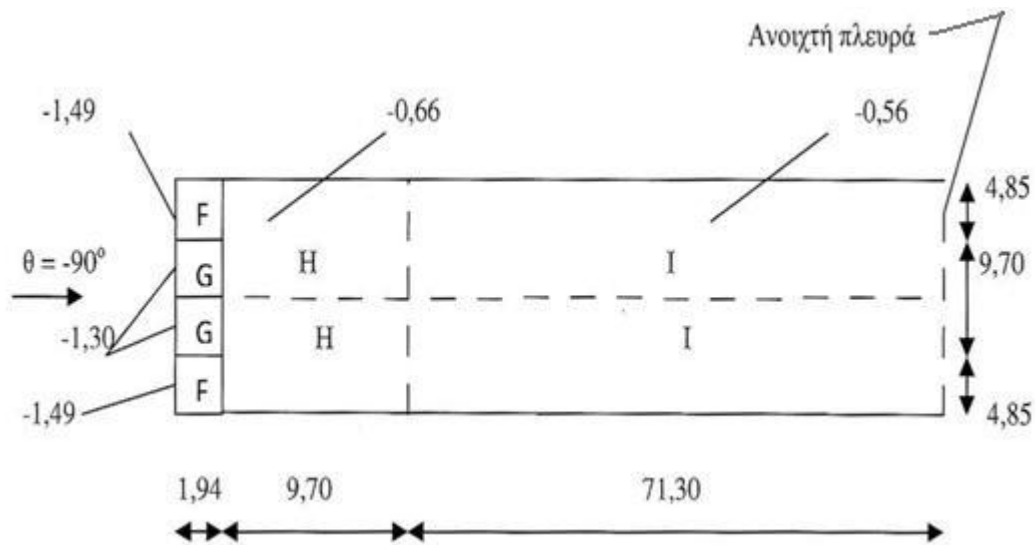


**Για  $\theta = -90^\circ$**

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:



Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τη στέγη είναι:



Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:

$$C_{pe,I} = 0,3 \times 19,4/19,4 = 0,3$$

Για τη στέγη είναι:

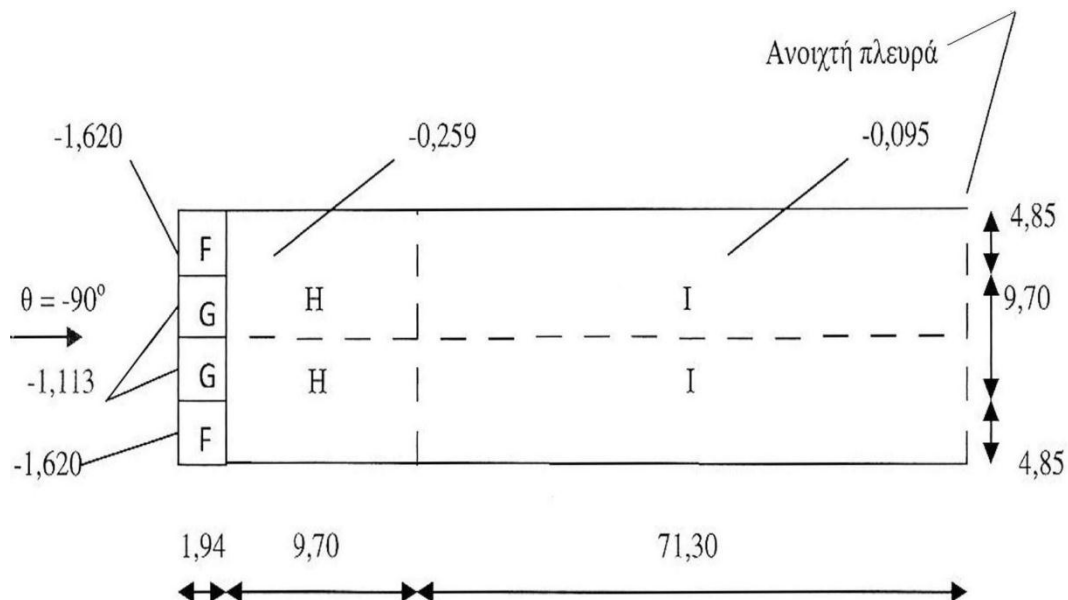
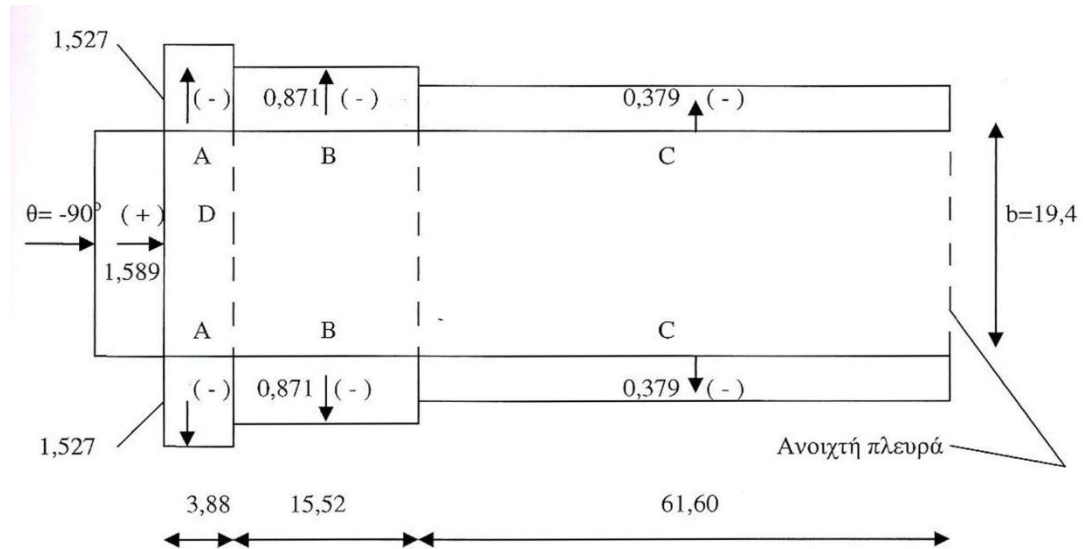
$$C_{pe,I} = -0,56 \text{ (αφού το άνοιγμα είναι στον τομέα I)}$$

**Τελικές πιέσεις για  $\Theta = -90^\circ$**

$W_e = q_p(z_e) = 1,64 \times C_{pe} \text{ kn/m}^2$

$W_i = q_p(Z_i) \times C_{pi} = 1,47 \times C_{pi} \text{ kn/m}^2$

Στα παρακάτω σχήματα δίνονται οι κατανομές των τελικών πιέσεων ως αλγεβρικό άθροισμα των  $W_e$  και  $W_i$  στις επιφάνειες του κτιρίου για  $\Theta = -90^\circ$



#### 4.3.6 Σεισμική δράση

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.

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

Στην παρούσα εργασία οι σεισμικές δράσεις υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1 ( EN 1998-1 ).

Παραδοχές μελέτης-Παράμετροι

- . Η περιοχή του έργου ανήκει στη σεισμική ζώνη Z2
- . Το έδαφος ανήκει στην Κατηγορία B

Θεμελιώδεις Απαιτήσεις

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι εξής απαιτήσεις:

- Ανάλυση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με:

α) την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης,  $P_{NCR}$ , σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς,  $T_{NCR}$ , και

β) τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_i$ . Κατά τα Ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε  $P_{NCR} = 10\%$  και η περίοδος επαναφοράς  $T_{NCR} = 475$  έτη.

- Ανάλυση της σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών, δηλαδή σεισμικής δράσης με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με την δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την "απαίτηση περιορισμού βλαβών" έχει πιθανότητα υπέρβασης,  $P_{DLR}$  σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς,  $T_{DLR}$ . Κατά τα ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε  $P_{NCR} = 10\%$  και η περίοδος επαναφοράς  $T_{NCR} = 95$  έτη.

#### 4.3.6.1 Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας

Σύμφωνα με τον πίνακα 4.6 Από τον Ευρωκώδικα 8 η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία III.

Κατηγορία Σπουδαιότητας		$\gamma_I$
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0,80
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.	1,20
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.)	1,40

**Πίνακας 4.6** Κατηγορία Σπουδαιότητας

Για κατηγορία σπουδαιότητας III ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνεται από τον πίνακα 4.7 του εθνικού προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8 ίσος με:  $\gamma_I=1,2$ .

#### Τιμές του Συντελεστή Σπουδαιότητας $\gamma_I$

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

**Πίνακας 4.7** Συντελεστή Σπουδαιότητας  $\gamma_I$

#### 4.3.6.2 Κατηγορία εδάφους

Προκειμένου να αποτιμηθεί η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση ο Ευρωκώδικας 8 κατηγοριοποιεί το έδαφος σε 5 τυποποιημένες

κατηγορίες ( A, B, C, D, E ) και σε δύο ειδικές ( S1, S2 ). Η κατάταξη γίνεται σύμφωνα με τον πίνακα 2.11.

Η θέση του έργου κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους σε συνάρτηση προς την μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων,  $v_{s,30}$  όπου υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη έκφραση:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{v_i}}$$

όπου  $h_i$  και  $v_i$ , υποδηλώνουν το πάχος (σε μέτρα) και την ταχύτητα διατμητικών κυμάτων ( σε τιμή ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης ίση με  $10^{-5}$  ή μικρότερη ) του σχηματισμού ή στρώματος, από N συνολικά, που συναντώνται στα πρώτα 30m από την επιφάνεια. Διαφορετικά χρησιμοποιείται η τιμή του αριθμού κρούσεων στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης  $N_{SPT}/30cm$ . Στην παρούσα εργασία εδόθη στις παραδοχές της μελέτης Κατηγορία Εδάφους B.

#### 4.3.6.3 Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 οι εθνικές περιοχές υποδιαιρούνται σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα η οποία θεωρείται ότι μέσα σε κάθε ζώνη είναι σταθερή. Η επικινδυνότητα περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, δηλ. την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{gR}$  σε έδαφος κατηγορίας A.

Η διαίρεση σε σεισμικές ζώνες των Ελληνικών περιοχών γίνεται μέσω του χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας του εθνικού προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8 Η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{gR}$  δίνεται ανάλογα με την σεισμική ζώνη στον πίνακα 4.8. Σύμφωνα με τις παραδοχές της παρούσας μελέτης η κατασκευή βρίσκεται στη ζώνη 2 (Z2) οπότε  $a_{gR}=0,24g$

Ζώνη	$a_{gR}/g$
Z1	0,16
<b>Z2</b>	<b>0,24</b>
Z3	0,36

**Πίνακας 4.8** Τιμές αναφοράς  $a_{gR}$  της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ο συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_I=1,0$  ( δηλαδή η κατηγορία σπουδαιότητας II, σύμφωνα με τα Ελληνικά δεδομένα ) αντιστοιχεί σε σεισμικό γεγονός που έχει την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς.

Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς, δηλαδή για κατηγορία σπουδαιότητας διαφορετική της II, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου A,  $\alpha_g$ , είναι ίση με  $\alpha_{gR}$  επί τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$  ( $\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$ ) Για την υπόψη κατασκευή, σύμφωνα η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ισούται με  $\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR} = 1,2 \cdot 0,24g = 0,288g$

#### 4.3.6.4 Προσομοίωση σεισμικής δράσης

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνονται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο "ελαστικό φάσμα απόκρισης". Όμως, για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Στην παρούσα μελέτη ακολουθήθηκε η παραπάνω διαδικασία, εισάγοντας στους υπολογισμούς συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με  $q=1,5$  κατά την εγκάρσια και την διαμήκη διεύθυνση.

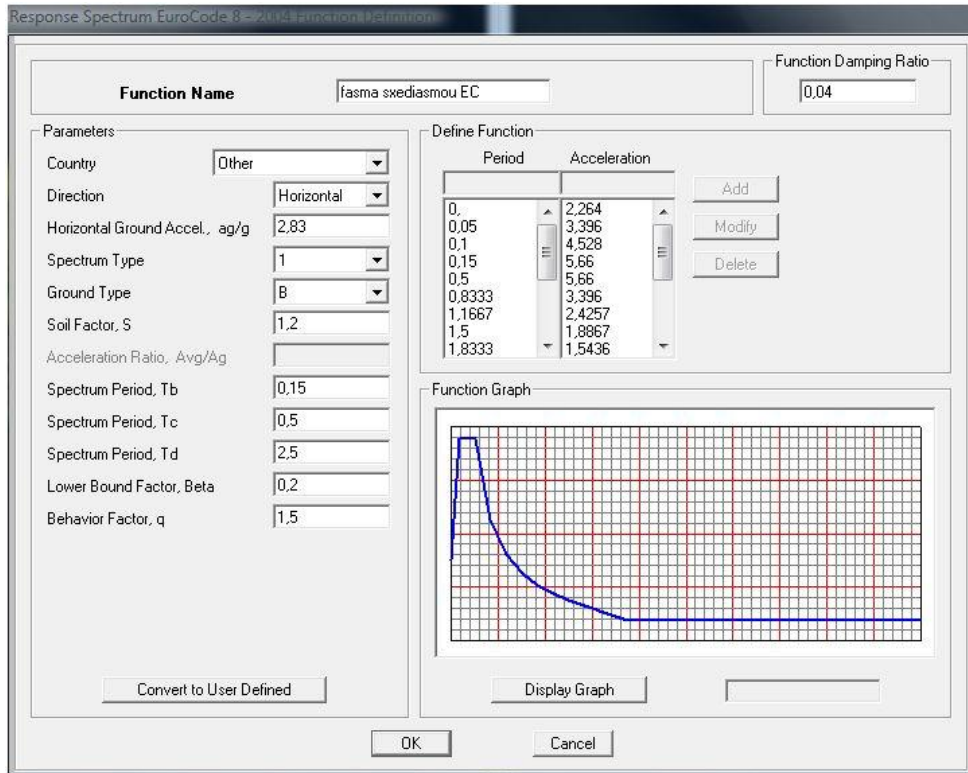
Με βάση τον Ευρωκώδικα 8 το φάσμα σχεδιασμού δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις και φαίνεται στο σχήμα 4.6.

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

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = \alpha_g S \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = \alpha_g S \frac{2,5}{q} \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = \alpha_g S \frac{2,5}{q} \frac{T_C T_D}{T^2}$$



Σχ. 4.6 φάσμα σχεδιασμού

#### 4.3.6.5 Μέθοδος Ανάλυσης

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

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

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

- iii. Μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover)
- iv. Μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική).

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η 2<sup>η</sup> μέθοδος.

#### Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων. Στη μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Τούτο θεωρείται ότι ικανοποιείται αν ισχύει ένα από τα παρακάτω:



- το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.
- λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η δρώσα ιδιομορφική μάζα  $m_k$ , που αντιστοιχεί σε ιδιομορφή  $k$ , καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα δύναμη βάσης  $F_{bk}$  που δρα στην διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δράσης, να μπορεί να εκφραστεί ως  $F_{bk} = S_{d(T)} m_k$ . Αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών (για όλες τις ιδιομορφές και μια δεδομένη διεύθυνση) είναι ίση με τη μάζα του φορέα.

Όσον αφορά τον συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, βάση του Ευρωκώδικα 8, οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης  $i$  και  $j$  (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περιόδοί τους  $T_i$  και  $T_j$  ικανοποιούν (με  $T_j < T_i$ ) την συνθήκη:  $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$ .

Ακολουθεί σύντομη περιγραφή της μεθόδου, όπως αυτή εφαρμόστηκε στην παρούσα μελέτη.

- \* Κατά την εφαρμογή της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος αποκρίσεως στην υπό μελέτη κατασκευή, έγινε η θεώρηση ενός προσανατολισμού των δύο οριζοντίων, και καθέτων μεταξύ τους, συνιστωσών της σεισμικής δράσης ταυτίζοντάς της με τους άξονες  $\chi$  και  $\gamma$ , όπως αυτοί έχουν οριστεί στο προσομοίωμα που έχει εισαχθεί στο πρόγραμμα. Κατά την ιδιομορφική ανάλυση υπολογίστηκαν οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
- \* Κατά την ιδιομορφική απόκριση, χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, όπως αυτό περιγράφηκε παραπάνω, υπολογίζοντας για κάθε συνιστώσα του σεισμού την ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση), με καθορισμένο πρόσημο, που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.
- \* Για την ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή του τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο), χρησιμοποιήθηκε η Πλήρης Τετραγωνική Επαλληλία (CQC).
- \* Για την χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο), χρησιμοποιήθηκε η Απλή Τετραγωνική Επαλληλία (SRSS).
- \* Η συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε από το πρόγραμμα, σύμφωνα με τα φορτία που έχουν εισαχθεί, υπό το συνδυασμό  $MONIMA(G)+0,8KINH(TA(Q))$

Στην παρούσα εργασία, αποδεικνύεται, ότι το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που ελήφθησαν υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα. Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φαίνονται στον πίνακα 4.9.

Πίνακας 4.9 Αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,633576	0,72479	6,27E-08	3,332E-08	0,72479	6,27E-08
MODAL	Mode	2	0,636792	0,0157	8,257E-06	8,393E-11	0,74049	8,319E-06
MODAL	Mode	3	0,381294	0,00229	4,632E-06	1,152E-08	0,74278	0,00001295
MODAL	Mode	4	0,306523	0,00017	0,00002918	1,062E-06	0,74295	0,00004213
MODAL	Mode	5	0,300466	1,659E-06	8,338E-07	5,873E-07	0,74295	0,00004298
MODAL	Mode	6	0,300175	1,189E-06	2,336E-06	2,751E-06	0,74295	0,00004532
MODAL	Mode	7	0,499722	1,197E-06	3,069E-07	8,078E-06	0,74295	0,00004562
MODAL	Mode	8	0,499616	2,613E-09	0,00025	7,815E-08	0,74295	0,00029
MODAL	Mode	9	0,499402	8,32E-07	1,403E-06	0,00003008	0,74295	0,00029
MODAL	Mode	10	0,497788	0,0000154	9,207E-06	4,371E-07	0,74297	0,0003
MODAL	Mode	11	0,497639	0,00014	3,283E-07	3,232E-07	0,74311	0,0003
MODAL	Mode	12	0,494925	0,00088	5,759E-06	2,645E-06	0,74399	0,00031
MODAL	Mode	13	0,481247	0,00002344	0,00001092	1,706E-07	0,74402	0,00032
MODAL	Mode	14	0,480519	7,839E-07	0,00007504	4,725E-06	0,74402	0,0004
MODAL	Mode	15	0,480505	7,704E-07	0,00001085	3,521E-06	0,74402	0,00041
MODAL	Mode	16	0,474209	1,132E-06	0,00006738	0,00003646	0,74402	0,00047
MODAL	Mode	17	0,473895	8,455E-07	0,00001817	8,144E-09	0,74402	0,00049
MODAL	Mode	18	0,471408	0,00447	0,00001882	1,125E-09	0,74849	0,00051
MODAL	Mode	19	0,468129	0,00542	0,00026	6,38E-08	0,75392	0,00077
MODAL	Mode	20	0,464966	0,00146	0,0000983	1,122E-06	0,75538	0,00087
MODAL	Mode	21	0,459556	7,181E-08	0,76357	1,497E-07	0,75538	0,76444
MODAL	Mode	22	0,448596	0,00238	0,00011	6,958E-06	0,75777	0,76456
MODAL	Mode	23	0,429909	0,0008	0,00014	3,592E-07	0,75857	0,7647
MODAL	Mode	24	0,378827	5,05E-07	0,00000185	9,685E-10	0,75857	0,7647
MODAL	Mode	25	0,367139	2,118E-06	1,674E-07	2,233E-10	0,75857	0,7647
MODAL	Mode	26	0,311661	5,505E-11	0,04658	7,841E-09	0,75857	0,81128
MODAL	Mode	27	0,311505	1,541E-11	0,00565	6,411E-06	0,75857	0,81693
MODAL	Mode	28	0,311072	2,197E-10	0,00866	3,741E-06	0,75857	0,82559
MODAL	Mode	29	0,310523	2,231E-10	0,00157	0,00004666	0,75857	0,82716
MODAL	Mode	30	0,309658	2,21E-10	0,00055	2,524E-06	0,75857	0,82771
MODAL	Mode	31	0,308825	1,646E-10	2,684E-06	0,00003458	0,75857	0,82771
MODAL	Mode	32	0,307605	5,301E-11	0,00044	7,009E-07	0,75857	0,82815
MODAL	Mode	33	0,307284	2,493E-11	0,00023	0,00001763	0,75857	0,82838
MODAL	Mode	34	0,303185	8,804E-11	0,0015	0,00033	0,75857	0,82988
MODAL	Mode	35	0,27395	5,097E-08	7,442E-07	1,174E-06	0,75857	0,82988
MODAL	Mode	36	0,271806	1,299E-09	0,0066	0,00027	0,75857	0,83648
MODAL	Mode	37	0,266269	6,129E-07	6,83E-09	0,08255	0,75857	0,83648
MODAL	Mode	38	0,261703	4,532E-09	5,753E-07	0,00418	0,75857	0,83648
MODAL	Mode	39	0,238004	1,062E-07	0,00008242	0,02822	0,75857	0,83656
MODAL	Mode	40	0,232322	8,024E-08	0,00000149	4,126E-06	0,75857	0,83657
MODAL	Mode	41	0,248898	7,57E-07	0,00026	0,00103	0,75857	0,83682
MODAL	Mode	42	0,242235	5,88E-09	0,00002327	0,00161	0,75857	0,83685
MODAL	Mode	43	0,241305	0,00016	5,104E-08	0,00003213	0,75873	0,83685
MODAL	Mode	44	0,241252	0,00134	1,833E-08	0,00000422	0,76007	0,83685
MODAL	Mode	45	0,241049	0,00001816	3,705E-08	0,00001421	0,76009	0,83685
MODAL	Mode	46	0,240835	0,00116	9,065E-09	1,738E-06	0,76125	0,83685
MODAL	Mode	47	0,238171	0,0002	7,138E-09	4,93E-07	0,76145	0,83685

MODAL	Mode	48	0,237838	0,00042	7,12E-09	0,00001844	0,76187	0,83683
MODAL	Mode	49	0,237328	0,00001003	1,432E-07	4,141E-08	0,76188	0,83683
MODAL	Mode	50	0,236654	0,00001798	7,729E-11	2,249E-06	0,7619	0,83683
MODAL	Mode	51	0,231416	0,00004348	6,906E-10	0,00023	0,76193	0,83683
MODAL	Mode	52	0,231138	0,00139	8,438E-10	2,833E-06	0,76334	0,83683
MODAL	Mode	53	0,230748	0,00046	2,331E-07	0,00079	0,76379	0,83683
MODAL	Mode	54	0,230322	0,00378	8,717E-08	9,161E-06	0,76757	0,83683
MODAL	Mode	55	0,230117	0,00034	9,701E-07	1,013E-07	0,76792	0,83683
MODAL	Mode	56	0,229919	0,00001028	9,927E-08	2,427E-06	0,76793	0,83683
MODAL	Mode	57	0,229829	0,00018	7,433E-06	0,00001742	0,76811	0,83686
MODAL	Mode	58	0,229701	0,00012	0,00001638	0,00003666	0,76823	0,83687
MODAL	Mode	59	0,229193	0,00001991	1,412E-07	0,00066	0,76823	0,83687
MODAL	Mode	60	0,229078	0,00497	4,378E-08	0,00001198	0,77322	0,83687
MODAL	Mode	61	0,222734	0,00002863	0,00002743	0,00011	0,77323	0,8369
MODAL	Mode	62	0,22176	0,00002433	0,00003463	0,00000308	0,77328	0,83693
MODAL	Mode	63	0,221202	0,00066	3,346E-08	1,324E-06	0,77393	0,83693
MODAL	Mode	64	0,21949	0,00017	0,00013	0,00063	0,7741	0,8371
MODAL	Mode	65	0,218366	0,00037	0,00001112	0,00001467	0,77447	0,83712
MODAL	Mode	66	0,217013	0,00003043	0,00014	0,00013	0,77432	0,83726
MODAL	Mode	67	0,21673	2,994E-06	0,00031	0,00006124	0,77432	0,83737
MODAL	Mode	68	0,214768	0,00002834	2,992E-06	0,00001379	0,77433	0,83737
MODAL	Mode	69	0,212969	1,391E-07	7,186E-10	1,223E-09	0,77433	0,83737
MODAL	Mode	70	0,212372	7,371E-09	4,921E-13	9,682E-11	0,77433	0,83737
MODAL	Mode	71	0,211634	1,807E-07	3,3E-09	7,22E-10	0,77433	0,83737
MODAL	Mode	72	0,210907	1,236E-08	2,06E-08	8,608E-09	0,77433	0,83737
MODAL	Mode	73	0,210346	8,921E-09	1,961E-07	4,284E-08	0,77433	0,83737
MODAL	Mode	74	0,210313	3,329E-07	3,139E-07	1,283E-09	0,77433	0,83737
MODAL	Mode	75	0,209973	4,47E-07	0,00126	0,00002644	0,77433	0,83883
MODAL	Mode	76	0,209937	8,804E-08	1,437E-06	2,849E-08	0,77433	0,83883
MODAL	Mode	77	0,209881	7,343E-09	6,426E-07	4,312E-10	0,77433	0,83883
MODAL	Mode	78	0,208996	1,832E-07	0,00002181	1,233E-06	0,77433	0,83883
MODAL	Mode	79	0,203004	0,00018	1,01E-08	0,00111	0,77473	0,83883
MODAL	Mode	80	0,191662	0,00003766	3,079E-07	0,00013	0,77477	0,83883
MODAL	Mode	81	0,190884	3,607E-06	6,171E-08	0,00106	0,77477	0,83883
MODAL	Mode	82	0,186892	7,284E-06	0,00003038	0,00948	0,77478	0,83889
MODAL	Mode	83	0,184819	0,00006192	9,898E-06	0,00207	0,77484	0,83891
MODAL	Mode	84	0,184306	0,0004	0,00002333	9,689E-11	0,77323	0,83894
MODAL	Mode	85	0,18391	0,00003044	0,00026	0,00343	0,77328	0,8392
MODAL	Mode	86	0,179922	0,0000372	0,0023	0,00016	0,77331	0,8417
MODAL	Mode	87	0,178134	3,878E-06	0,00997	0,00001302	0,77332	0,83166
MODAL	Mode	88	0,173721	0,00431	7,037E-06	4,199E-06	0,77963	0,83167
MODAL	Mode	89	0,173169	0,0006	4,377E-07	4,398E-07	0,78023	0,83167
MODAL	Mode	90	0,171234	0,00013	0,00024	0,00002392	0,78038	0,83191
MODAL	Mode	91	0,171103	0,00008933	0,00009183	0,00002663	0,78047	0,832
MODAL	Mode	92	0,170884	0,00002924	0,00497	2,72E-08	0,7805	0,83698

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

MODAL	Mode	93	0,170234	0,00042	0,00037	0,00000837	0,78092	0,85735
MODAL	Mode	94	0,168405	0,00211	8,395E-07	2,824E-06	0,78303	0,85735
MODAL	Mode	95	0,167513	0,00022	0,00008973	3,793E-06	0,78325	0,85744
MODAL	Mode	96	0,166588	0,00452	0,00019	2,923E-06	0,78776	0,85763
MODAL	Mode	97	0,164902	0,00024	0,00094	0,00003673	0,788	0,85857
MODAL	Mode	98	0,164401	0,02979	0,00002117	7,851E-06	0,8178	0,85859
MODAL	Mode	99	0,162394	0,01379	0,00001463	6,522E-07	0,83159	0,8586
MODAL	Mode	100	0,160169	0,00567	0,00036	0,0000929	0,83726	0,85897
MODAL	Mode	101	0,158799	1,217E-06	0,00011	2,208E-07	0,83726	0,85908
MODAL	Mode	102	0,158183	0,00777	3,591E-06	0,00001164	0,84503	0,85909
MODAL	Mode	103	0,157738	0,00107	0,00006339	3,131E-06	0,8461	0,85913
MODAL	Mode	104	0,157331	2,837E-08	6,174E-07	1,972E-06	0,8461	0,85913
MODAL	Mode	105	0,15684	8,617E-06	1,972E-06	3,927E-09	0,84611	0,85913
MODAL	Mode	106	0,156338	0,01322	0,00004067	5,378E-06	0,86133	0,85919
MODAL	Mode	107	0,156263	0,00093	3,902E-06	6,558E-06	0,86226	0,8592
MODAL	Mode	108	0,155928	0,00011	1,267E-06	7,327E-07	0,86236	0,8592
MODAL	Mode	109	0,155713	7,059E-06	1,606E-06	3,256E-07	0,86237	0,8592
MODAL	Mode	110	0,155647	0,00000233	1,096E-07	6,159E-07	0,86237	0,8592
MODAL	Mode	111	0,155248	0,00002741	2,302E-09	3,155E-07	0,8624	0,8592
MODAL	Mode	112	0,155169	0,00003755	2,137E-06	6,121E-07	0,86244	0,8592
MODAL	Mode	113	0,155102	0,00291	0,00003446	2,297E-06	0,86534	0,85924
MODAL	Mode	114	0,155057	0,00011	1,982E-06	5,897E-08	0,86545	0,85924
MODAL	Mode	115	0,154375	0,00709	0,0000191	2,71E-07	0,87254	0,85926
MODAL	Mode	116	0,154243	0,00716	0,00025	0,00001343	0,8797	0,8595
MODAL	Mode	117	0,152378	0,0072	0,00004574	3,182E-06	0,88691	0,85955
MODAL	Mode	118	0,150976	0,00005493	1,964E-07	0,00001962	0,88696	0,85955
MODAL	Mode	119	0,150264	0,00014	0,00038	4,089E-06	0,88711	0,85993
MODAL	Mode	120	0,148139	0,00001294	0,00016	3,054E-07	0,88712	0,8601
MODAL	Mode	121	0,139969	0,00002646	2,228E-07	3,331E-11	0,88714	0,8601
MODAL	Mode	122	0,139967	0,00101	3,361E-09	7,944E-08	0,88815	0,8601
MODAL	Mode	123	0,139954	0,0000106	2,056E-06	2,888E-08	0,88816	0,8601
MODAL	Mode	124	0,139954	0,00025	1,099E-07	2,594E-07	0,88841	0,8601
MODAL	Mode	125	0,138091	0,00001056	1,017E-07	2,259E-07	0,88842	0,8601
MODAL	Mode	126	0,138089	7,552E-08	1,043E-08	1,14E-10	0,88842	0,8601
MODAL	Mode	127	0,138085	0,00135	2,426E-08	3,837E-11	0,88978	0,8601
MODAL	Mode	128	0,138081	1,849E-07	4,861E-10	1,029E-12	0,88978	0,8601
MODAL	Mode	129	0,137779	1,858E-06	5,359E-06	1,429E-10	0,88978	0,86011
MODAL	Mode	130	0,132113	0,00042	3,007E-08	9,057E-10	0,8902	0,86011
MODAL	Mode	131	0,13199	0,00006962	2,332E-07	2,695E-10	0,89027	0,86011
MODAL	Mode	132	0,131969	0,00035	2,65E-07	2,511E-12	0,89062	0,86011
MODAL	Mode	133	0,131952	0,0000142	4,271E-08	6,433E-09	0,89063	0,86011
MODAL	Mode	134	0,13188	0,00045	3,619E-10	3,158E-08	0,89108	0,86011
MODAL	Mode	135	0,131878	0,00001756	2,046E-07	6,947E-09	0,8911	0,86011
MODAL	Mode	136	0,131876	0,00022	1,439E-08	1,502E-09	0,89132	0,86011
MODAL	Mode	137	0,131807	0,00146	2,863E-08	1,563E-11	0,89279	0,86011

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

MODAL	Mode	138	0,13178	0,00001833	4,315E-09	7,308E-08	0,89281	0,86011
MODAL	Mode	139	0,131693	0,00029	1,317E-07	1,944E-08	0,89309	0,86011
MODAL	Mode	140	0,13164	0,00006537	1,101E-06	2,201E-08	0,89316	0,86011
MODAL	Mode	141	0,130198	4,307E-07	3,977E-06	3,17E-09	0,89316	0,86011
MODAL	Mode	142	0,129946	2,161E-07	0,01467	3,027E-06	0,89316	0,87478
MODAL	Mode	143	0,12946	4,971E-10	0,03347	1,621E-07	0,89316	0,90823
MODAL	Mode	144	0,129433	6,819E-06	0,0012	9,39E-09	0,89317	0,90943
MODAL	Mode	145	0,128943	0,00022	9,786E-06	2,102E-09	0,89338	0,90946
MODAL	Mode	146	0,127393	0,00003089	9,484E-06	1,168E-09	0,89341	0,90947
MODAL	Mode	147	0,124776	0,00001947	4,183E-06	1,111E-08	0,89343	0,90947
MODAL	Mode	148	0,12363	3,276E-09	0,00081	3,613E-06	0,89343	0,91029
MODAL	Mode	149	0,12119	0,00211	1,989E-09	2,198E-08	0,89334	0,91029
MODAL	Mode	150	0,120803	4,033E-07	1,472E-09	3,963E-11	0,89334	0,91029
MODAL	Mode	151	0,119773	1,108E-06	2,127E-06	2,982E-10	0,89334	0,91029
MODAL	Mode	152	0,119607	0,00003436	2,304E-06	7,746E-12	0,89338	0,91029
MODAL	Mode	153	0,118373	0,00034	1,994E-07	8,889E-09	0,89392	0,91029
MODAL	Mode	154	0,118179	0,00062	1,701E-08	1,031E-08	0,89634	0,91029
MODAL	Mode	155	0,118044	2,873E-08	3,164E-07	9,73E-11	0,89634	0,91029
MODAL	Mode	156	0,117913	0,00006632	2,848E-12	2,439E-10	0,8966	0,91029
MODAL	Mode	157	0,117337	0,00014	2,613E-08	1,309E-09	0,89674	0,91029
MODAL	Mode	158	0,11741	0,00013	3,479E-09	3,024E-09	0,8969	0,91029
MODAL	Mode	159	0,117138	0,00017	9,174E-08	4,12E-09	0,89707	0,91029
MODAL	Mode	160	0,116992	3,744E-06	2,11E-08	3,786E-10	0,89707	0,91029
MODAL	Mode	161	0,116379	0,00000207	7,46E-07	1,327E-09	0,89708	0,91029
MODAL	Mode	162	0,116167	0,0000306	4,396E-06	4,762E-09	0,89713	0,9103
MODAL	Mode	163	0,115873	1,768E-07	0,00804	6,879E-08	0,89713	0,91834
MODAL	Mode	164	0,114379	0,0000103	3,813E-07	2,883E-10	0,89714	0,91834
MODAL	Mode	165	0,113176	2,232E-07	3,806E-07	4,89E-10	0,89714	0,91834
MODAL	Mode	166	0,11128	8,426E-06	8,07E-09	2,001E-08	0,89713	0,91834
MODAL	Mode	167	0,109307	6,377E-08	0,003	0,00006377	0,89713	0,92134
MODAL	Mode	168	0,106488	0,00001341	8,626E-07	2,423E-07	0,89716	0,92134
MODAL	Mode	169	0,104136	1,372E-08	0,00148	0,0012	0,89716	0,92282
MODAL	Mode	170	0,103882	0,00001244	0,00003249	0,000046	0,89717	0,92283
MODAL	Mode	171	0,103878	0,00004017	1,073E-07	3,111E-07	0,89721	0,92283
MODAL	Mode	172	0,103871	0,00094	3,104E-07	2,694E-07	0,89816	0,92283
MODAL	Mode	173	0,103871	8,823E-06	0,00000069	4,716E-07	0,89816	0,92286
MODAL	Mode	174	0,103498	7,439E-09	0,00048	0,00374	0,89816	0,92334
MODAL	Mode	175	0,10248	6,919E-07	3,213E-07	9,166E-08	0,89817	0,92334
MODAL	Mode	176	0,102479	0,00003404	3,993E-06	1,011E-06	0,8982	0,92334
MODAL	Mode	177	0,102471	0,00003631	2,023E-09	3,464E-09	0,89824	0,92334
MODAL	Mode	178	0,102471	0,00091	8,098E-09	2,699E-08	0,89914	0,92334
MODAL	Mode	179	0,101399	2,392E-06	0,00143	0,00002493	0,89913	0,92479
MODAL	Mode	180	0,100917	0,00001293	2,173E-06	0,00018	0,89916	0,92479
MODAL	Mode	181	0,100693	3,884E-06	0,00021	0,00027	0,89917	0,92301
MODAL	Mode	182	0,100316	1,722E-07	3,363E-06	4,483E-06	0,89917	0,92301

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

MODAL	Mode	183	0,097295	0,00000217	0,00001513	9,026E-08	0,89917	0,92503
MODAL	Mode	184	0,097289	0,00000453	3,194E-08	1,344E-11	0,89917	0,92503
MODAL	Mode	185	0,097288	3,774E-06	9,8E-08	4,634E-07	0,89918	0,92503
MODAL	Mode	186	0,097285	2,294E-07	5,489E-09	9,697E-07	0,89918	0,92503
MODAL	Mode	187	0,097283	0,00003806	7,422E-11	7,419E-09	0,89921	0,92503
MODAL	Mode	188	0,097281	0,0003	3,737E-08	2,167E-07	0,89931	0,92503
MODAL	Mode	189	0,097275	0,00001081	3,987E-09	5,609E-09	0,89932	0,92503
MODAL	Mode	190	0,097272	0,00038	2,243E-09	8,384E-09	0,8999	0,92503
MODAL	Mode	191	0,097266	0,00133	1,711E-09	2,163E-10	0,90123	0,92503
MODAL	Mode	192	0,096539	1,315E-09	0,00107	1,243E-06	0,90123	0,9261
MODAL	Mode	193	0,095958	3,594E-08	0,00018	6,452E-07	0,90123	0,92627
MODAL	Mode	194	0,094934	0,0001	0,00001189	0,00001283	0,90134	0,92629
MODAL	Mode	195	0,091608	9,044E-06	0,01042	4,44E-07	0,90135	0,9367
MODAL	Mode	196	0,090711	0,00001531	0,00258	2,149E-06	0,90136	0,93929
MODAL	Mode	197	0,089535	0,0000371	0,00009233	0,00043	0,9014	0,93938
MODAL	Mode	198	0,089179	6,848E-06	2,622E-07	0,00003897	0,90141	0,93938
MODAL	Mode	199	0,088918	0,00001692	0,00081	0,00014	0,90142	0,94018
MODAL	Mode	200	0,088837	7,984E-06	0,0003	0,00006196	0,90143	0,94049
MODAL	Mode	201	0,088756	3,509E-08	5,281E-06	3,195E-07	0,90143	0,94049

## 4.4 Συνδυασμοί φορτίσεων

### 4.4.1 Οριακές Καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται δε σε δύο κατηγορίες, τις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και τις Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας που περιγράφονται παρακάτω όπως. Η περιγραφή επικεντρώνεται στα σημεία, πάνω στα οποία βασίστηκαν οι συνδυασμοί δράσεων της παρούσας εργασίας.

#### Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (USL)

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του και σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού του φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας σε σχέση με τις οριακές καταστάσεις αστοχίας είναι:

- i. Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης
- ii. Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή της επισκευής του.

Οι δύο παραπάνω υπεισέρχονται γενικώς αλλά και στα δεδομένα της παρούσας μελέτης, μέσω ενός συνδυασμού δράσεων (τον θεμελιώδη) που δίνεται παρακάτω.

- iii. Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες επιβάλλονται στο φορέα, όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά γεγονότα.

Η παραπάνω υπεισέρχεται στα δεδομένα της μελέτης μέσω του σεισμικού συνδυασμού.

- iv Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση

Ο έλεγχος έναντι της τελευταίας κατηγορίας καταστάσεων σχεδιασμού (Τυχηματικές) δεν αποτέλεσε αντικείμενο της παρούσας μελέτης.

#### Οριακές καταστάσεις Λειτουργικότητας (SLS)

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού. Αφορούν δε τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή δομικό μέλος υπό συνθήκες συνήθους χρήσης, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση

των δομικών στοιχείων ( π.χ. έντονη καμπτική παραμόρφωση ή εκτεταμένη ρηγματώση ).

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

**Πίνακας 4.10** Συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$

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  $\psi$  πίνακας 4.11. Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Δράσεις	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
<b>Ωφέλιμα Φορτία Κτιρίων</b>			
Κατηγορία Α : κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β : γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C : σχολεία, θέατρα κλπ	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D : καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία Ε : χώροι αποθήκευσης	1	0,9	0,8
<b>Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια</b>			
Κατηγορία F : βάρος οχήματος < 30 KN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G : 30KN<βάρος οχημ<160KN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Η : οροφές	0	0	0
<b>Φορτία χιονιού σε κτίρια</b>			
Για υψόμετρο 1000m < H < 1500m	0,7	0,5	0,2
Για υψόμετρο H < 1000m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς)	0,6	0,5	0

**Πίνακας 4.11** Συντελεστές συνδυασμού  $\psi$



Για τα φορτία της γερανογέφυρας ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma$  πίνακας 4.10 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  $\gamma$  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  $\psi_2$  λαμβάνεται ως ο λόγος των μόνιμων προς τις συνολικές δράσεις της γερανογέφυρας.

#### 4.4.2 Συνδυασμοί φορτίσεων υποστέγου

##### Μόνιμα φορτία

- Ίδιο βάρος κατασκευής(G) συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_G=1,35$ (δυσμενής φόρτιση) και  $\gamma_G=1,00$ (ευμενής)
- Φορτίο φύλλων επικάλυψης(E)  $0,15\text{KN/m}^2$  λόγω επικάλυψης με  $\gamma_G=1,35$ (δυσμενής) και  $\gamma_G=1,00$ (ευμενής)
- Φορτίο μηχανολογικού εξοπλισμού(M)  $0,15\text{KN/m}^2$  λόγω επικάλυψης με  $\gamma_G=1,35$ (δυσμενής) και  $\gamma_G=1,00$ (ευμενής)

##### Κινητά φορτία

- Χιόνι (S):  $0,32\text{KN/m}^2$  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  $H<1000\text{m}$  και  $\psi_2= 0,3$ (μη βατή 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 συνδιασμών θεωρώ την περιβάλλουσα από τους 6 συνδιασμούς φορτίσεων ανέμου, δηλαδή για ανοιχτές και κλειστές πόρτες και διεύθυνση ανέμου  $0^0, 90^0, 180^0$ .
- 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)
- Κινητό φορτίο διαδρόμων (D)  $2,00\text{KN/m}^2$  με συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_Q=1,50$ (δυσμενής φόρτιση) και  $\gamma_Q=0,00$  (ευμενής φόρτιση) και συντελεστές  $\psi_0=1,00$  ,  $\psi_1=0,9$

- Γερανογέφυρα(C) 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  $\psi_2=(9300/29300)=0,32$

**Για την οριακή κατάσταση αστοχίας ULS οι συνδυασμοί είναι:**

- > Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο:  
 $1,35G+1,5Q+1,5x1,00D+1,5x0,6W+1,5x0,6T+1,35x1,00C$
- > Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι:  
 $1,35G+1,5x1,00D+1,5xS+1,5x0,6W+1,5x0,6xT+1,35x1,00C$
- > Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο:  
 $1,35G+1,5x1,00D+1,5x0,5S+1,5W+1,5x0,6T+1,35x1,00C$   
 $1,35G+1,5x1,00D+1,5x1,00Q+1,5W+1,5x0,6T+1,35x1,00C$
- > Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο την θερμοκρασία:  
 $1,35G+1,5X1,00D+1,5x0,5S+1,5x0,6W+1,5T+1,35x1,00C$   
 $1,35G+1,5x1,00D+1,5x0,5Q+1,5x0,6W+1,5T+1,35x1,00C$
- > Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο την γερανογέφυρα  
 $1,35G+1,5X1,00D+1,5x0,5S+1,5x0,6W+1,5T+1,35C$   
 $1,35G+1,5X1,00D+1,5x1,00Q+1,5x0,6W+1,5T+1,35C$
- > Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το φορτίο διαδρόμων:  
 $1,35G+1,5D+1,5x0,5S+1,5x0,6W+1,5x0,6T+1,35x1,00C$   
 $1,35G+1,5D+1,5x1,00Q+1,5x0,6W+1,5x0,6T+1,35x1,00C$

**Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας SLS**

- > Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο:  
 $G+Q+1,00D+0,6W+0,6T+1,00C$
- > Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι:  
 $G+S+1,00D+0,6W+0,6T+1,00C$
- > Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο:  
 $G+1,00D+0,5S+W+0,6T+1,00C$   
 $G+1,00D+1,00Q+W+0,6T+1,00C$
- > Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο την γερανογέφυρα:  
 $G+1,00D+0,5S+0,6W+0,6T+C$   
 $G+1,00D+1,00Q+0,6W+0,6T+C$
- > Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το φορτίο διαδρόμων:  
 $G+D+1,00Q+0,6W+0,6T+1,00C$   
 $G+D+0,5S+0,6W+0,6T+1,00C$

**Σεισμικοί Συνδυασμοί**

- >  $G+0,8D+0,32C+E_X+0,3E_Y$
- >  $G+0,8D+0,32C+E_X-0,3E_Y$
- >  $G+0,8D+0,32C-E_X+0,3E_Y$
- >  $G+0,8D+0,32C-E_X-0,3E_Y$
- >  $G+0,8D+0,32C+E_Y+0,3E_X$
- >  $G+0,8D+0,32C+E_Y-0,3E_X$
- >  $G+0,8D+0,32C-E_Y+0,3E_X$
- >  $G+0,8D+0,32C-E_Y-0,3E_X$

Οι 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  $0^\circ$ , 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. Τονίζεται ότι το ωφέλιμο φορτίο της στέγης δεν επαλληλίζεται με το χιόνι.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ

5.1 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ ΜΕΣΩ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

5.1.1 Μετωπικός στύλος μπροστά

Επιλέχθηκε διατομή HEB550 λόγω της αυξημένης καταπόνησης σε ανεμοπίεση όταν η θύρα είναι κλειστή αφού οι δύο μετωπικοί στύλοι μπροστά αναλαμβάνουν σχεδόν το σύνολο της φόρτισης. Παρατηρούμε ότι έχουμε οριακά δεν εξαντλείται η αντοχή του υποστυλώματος στη προσήνεμη πλευρά.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units
Combo : ULStanemosX,C α							KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame	: 581	Design Sect:	HE550B				
X Mid	: 3,238	Design Type:	CoLumn				
Y Mid	: 0,000	Frame Type :	Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 0,993	Sect Class :	Class 1				
Length	: 17,985	Major Axis :	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 17,985	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,025	SMajor	: 0,005	rMajor	: 0,232	AVMajor	: 0,008
IMajor	: 0,001	SMInor	: 8,720E-04	rMInor	: 0,072	AVMInor	: 0,015
IMInor	: 1,308E-04	ZMajor	: 0,006	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMInor	: 0,001	Fy	: 355000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
17,985	-143,009	881,740	-20,021	-241,559	2,221	-0,009	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMInor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(5.5.4)	0,997	= 0,167	+ 0,767	+ 0,063	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-143,009	856,889	9017,000	2055,208	856,889		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	881,740	1984,805	1984,805	1081,681			
Minor Moment	-20,021	476,055	476,055				
	K Factor	L Factor	k Factor	kIt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,947	1,000	1,162	0,940	1,965		
Minor Moment	1,000	0,937	1,500				
SHEAR DESIGN							
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	241,559	1690,915	0,143	OK	0,000		
Minor Shear	2,221	2971,911	0,001	OK	0,000		

5.1.2 Μετωπικός στύλος πίσω

Επιλέχθηκε διατομή HEB550. Παρατηρούμε ότι το ποσοστό εξάντλησης της αντοχής της διατομής είναι μικρότερο στην πίσω πλευρά λόγω της μικρότερης ζώνης επιρροής.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units
Combo : ULS1anemosX,C α							KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame : 579	Design Sect: HEB500						
X Mid : 6,469	Design Type: Column						
Y Mid : 81,000	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 9,235	Sect Class : Class 1						
Length : 18,470	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 18,470	RLLF : 1,000						
Area : 0,025	SMajor : 0,005	rMajor : 0,232	AVMajor: 0,000				
IMajor : 0,001	SMinor : 8,720E-04	rMinor : 0,072	AVMinor: 0,015				
IMinor : 1,300E-04	ZMajor : 0,006	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMinor : 0,001	Fy : 355000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
18,470	-136,331	-746,404	-20,170	197,341	2,293	-0,048	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,859	= 0,159	+ 0,636	+ 0,064	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-136,331	856,889	9017,000	1969,655	856,889		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	-746,404	1984,805	1984,805	1106,466			
Minor Moment	-20,170	476,855	476,855				
	K Factor	L Factor	k	kl	C1 Factor		
Major Moment	1,941	1,000	1,165	0,943	2,031		
Minor Moment	1,000	0,912	1,500				
SHEAR DESIGN							
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	197,341	1690,915	0,117	OK	0,000		
Minor Shear	2,293	2971,911	0,001	OK	0,000		

### 5.1.3 Εξωτερικό υποστύλωμα πλαισίου

Επιλέχθηκε διατομή HEB450.Κύρια ένταση παρατηρείται ότι είναι η ανεμοπίεση. Μέγιστη εξάντληση αντοχής εμφανίζεται στην προσήνεμη πλευρά όταν η πόρτα είναι κλειστή.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units
Combo : ULS1anemosX,C a							KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame : 298	Design Sect: HE450B						
X Mid : 19,400	Design Type: Column						
Y Mid : 63,000	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 0,750	Sect Class : Class 1						
Length : 17,500	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 17,500	RLLF : 1,000						
Area : 0,022	SMajor : 0,004	rMajor : 0,191	AMMajor : 0,006				
IMajor : 7,989E-04	SMInor : 7,813E-04	rMinor : 0,073	AMMinor : 0,013				
IMInor : 1,172E-04	ZMajor : 0,004	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMinor : 0,001	Fy : 355000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
17,500	-1103,062	289,511	-22,605	-127,157	12,509	-0,038	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MInor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(5.5.4)	0,560	= 0,238	+ 0,252	+ 0,069	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-1103,062	4627,774	7739,000	7739,000	4627,774		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	289,511	1413,610	1413,610	1143,958			
Minor Moment	-22,605	425,290	425,290				
	K	L	k	kIt	C1		
Major Moment	Factor 1,000	Factor 0,146	Factor 1,027	Factor 0,996	Factor 1,000		
Minor Moment	1,243	0,257	1,301				
SHEAR DESIGN							
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	127,157	1291,244	0,098	OK	0,000		
Minor Shear	12,509	2664,471	0,005	OK	0,000		

5.1.4 Εσωτερικό υποστύλωμα πλαισίου

Επιλέχθηκε διατομή ΗΕΒ450.Κύρια ένταση και πάλι η ανεμοπίεση όταν είναι ανοιχτή η θύρα.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units
Combo : ULS1anemosX,0 a							KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame : 365	Design Sect: HE450B						
X Mid : 1,700	Design Type: Column						
Y Mid : 72,000	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 7,150	Sect Class : Class 1						
Length : 14,300	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 0,000	RLLF : 1,000						
Area : 0,022	SMajor : 0,004	rMajor : 0,191	AUMajor: 0,006				
IMajor : 7,989E-04	SMinor : 7,813E-04	rMinor : 0,073	AUMinor: 0,013				
IMinor : 1,172E-04	ZMajor : 0,004	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMinor : 0,001	Fy : 355000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
0,000	-1044,797	484,592	46,455	214,996	26,236	0,069	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,760	= 0,211	+ 0,413	+ 0,136	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-1044,797	4943,955	7739,000	7657,461	4943,955		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	484,592	1413,610	1413,610	1172,032			
Minor Moment	46,455	425,290	425,290				
	K Factor	L Factor	k	kIt	C1		
Major Moment	1,420	0,178	1,044	0,999	1,000		
Minor Moment	1,164	0,315	1,243				
SHEAR DESIGN							
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	214,996	1291,244	0,167	OK	0,000		
Minor Shear	26,236	2664,471	0,010	OK	0,000		

5.1.5 Εξωτερικό ενδιάμεσο υποστύλωμα

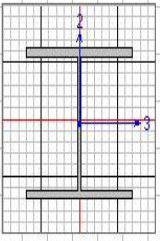
Επιλέχθηκε διατομή HEA 160. Οι κύριες φορτίσεις του είναι ο σεισμός και τα φορτία της γερανογέφυρας. Μεγαλύτερη καταπόνηση της διατομής παρατηρείται από το σεισμό.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units   KN, m, C
Combo : SEISMOS d							
Units : KN, m, C							
Frame : 462      Design Sect: HE160A X Mid : 19,400      Design Type: Column Y Mid : 31,500      Frame Type : Moment Resisting Frame Z Mid : 0,425      Sect Class : Class 2 Length : 16,850      Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3 Loc : 0,000      RLLF : 1,000							
Area : 0,004	SMajor : 2,201E-04	rMajor : 0,066	AVMajor: 9,120E-04				
IMajor : 1,673E-05	SMinor : 7,700E-05	rMinor : 0,040	AVMinor: 0,002				
IMinor : 6,160E-06	ZMajor : 2,450E-04	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMinor : 1,180E-04	Fy : 355000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
0,000	-123,240	18,889	1,957	10,374	1,618	-1,303E-04	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(5.5.4)	0,659	= 0,278	+ 0,311	+ 0,070	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-123,240	443,179	1377,400	913,473	443,179		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mu.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	18,889	86,975	86,975	59,091			
Minor Moment	1,957	41,890	41,890				
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	0,267	1,203	0,974	1,000		
Minor Moment	1,000	0,267	1,500				
SHEAR DESIGN							
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	10,374	186,923	0,055	OK	0,000		
Minor Shear	1,618	491,902	0,003	OK	0,000		



5.1.6 Εσωτερικό ενδιάμεσο υποστύλωμα

Επιλέχθηκε διατομή HEA160. Παρατηρείται μεγαλύτερη καταπόνηση του εσωτερικού υποστυλώματος έναντι του εξωτερικού. Αυτό γίνεται λόγω της έδρασης της γερανογέφυρας στη θέση που συμπίπτει με τον άξονα του εσωτερικού υποστυλώματος.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units   KN, m, C												
Combo : SEISMOS d																			
Units : KN, m, C																			
<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;">Frame : 461</td> <td style="width: 50%;">Design Sect: HE160A</td> </tr> <tr> <td>X Mid : 17,700</td> <td>Design Type: Column</td> </tr> <tr> <td>Y Mid : 31,500</td> <td>Frame Type: Moment Resisting Frame</td> </tr> <tr> <td>Z Mid : 7,150</td> <td>Sect Class : Class 2</td> </tr> <tr> <td>Length : 14,300</td> <td>Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3</td> </tr> <tr> <td>Loc : 0,000</td> <td>RLLF : 1,000</td> </tr> </table>							Frame : 461	Design Sect: HE160A	X Mid : 17,700	Design Type: Column	Y Mid : 31,500	Frame Type: Moment Resisting Frame	Z Mid : 7,150	Sect Class : Class 2	Length : 14,300	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3	Loc : 0,000	RLLF : 1,000	
Frame : 461	Design Sect: HE160A																		
X Mid : 17,700	Design Type: Column																		
Y Mid : 31,500	Frame Type: Moment Resisting Frame																		
Z Mid : 7,150	Sect Class : Class 2																		
Length : 14,300	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3																		
Loc : 0,000	RLLF : 1,000																		
Area : 0,004	SMajor : 2,201E-04	rMajor : 0,066	AUMajor: 9,120E-04																
IMajor : 1,673E-05	SMInor : 7,700E-05	rMInor : 0,040	AUMInor: 0,002																
IMInor : 6,160E-06	ZMajor : 2,450E-04	E : 210000000,00																	
Ixy : 0,000	ZMInor : 1,180E-04	Fy : 355000,000																	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS																			
Location	P	M33	M22	U2	U3	T													
0,000	-132,668	18,229	1,616	9,444	1,279	-1,442E-04													
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO																			
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check													
(5.5.4)	0,759	= 0,377	+ 0,323	+ 0,058	1,000	OK													
AXIAL FORCE DESIGN																			
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor														
Axial	-132,668	351,620	1377,400	913,473	351,620														
MOMENT DESIGN																			
	M.Sd Moment	Nc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity															
Major Moment	18,229	86,975	86,975	53,546															
Minor Moment	1,616	41,890	41,890																
	K Factor	L Factor	k Factor	kLt Factor	C1 Factor														
Major Moment	1,000	0,315	1,218	0,950	1,000														
Minor Moment	1,157	0,315	1,500																
SHEAR DESIGN																			
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion														
Major Shear	9,986	186,923	0,053	OK	0,000														
Minor Shear	1,279	491,902	0,003	OK	0,000														

5.1.7 Ζύγωμα πλαισίου

Επιλέχθηκε διατομή 2L110x14/8. Μεγαλύτερη καταπόνηση παρατηρήθηκε σε σεισμό.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN, m, C
Combo	: SEISMOS h						
Units	: KN, m, C						
Frame	: 1340	Design Sect:	2L110x14/8/				
X Mid	: 7,275	Design Type:	Brace				
Y Mid	: 9,000	Frame Type	: Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 18,591	Sect Class	: Class 3				
Length	: 1,635	Major Axis	: 0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 0,001	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,006	SMajor	: 8,207E-05	rMajor	: 0,033	AVMajor	: 0,003
IMajor	: 6,376E-06	SMinor	: 1,230E-04	rMinor	: 0,049	AVMinor	: 0,003
IMinor	: 1,402E-05	ZMajor	: 1,504E-04	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 2,106E-04	Fy	: 355000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
0,001	-262,460	-0,039	28,002	-2,934	-16,957	-0,057	
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(5.5.4)	0,884	= 0,168	+ 0,002	+ 0,714	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-262,460	1561,337	2058,645	1561,337	1808,889		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	-0,039	29,135	29,135	29,135			
Minor Moment	28,002	43,659	43,659				
	K Factor	L Factor	k Factor	kl Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	0,999	1,195	1,000	1,000		
Minor Moment	1,000	0,999	1,114				
SHEAR DESIGN							
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	2,945	631,275	0,005	OK	0,000		
Minor Shear	17,136	523,876	0,033	OK	0,000		

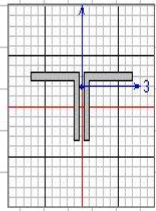
5.1.8 Ελκυστήρας ζυγώματος

Επιλέχθηκε διατομή 2L90x10/8.Μεγαλύτερη καταπόνηση παρατηρείται σε άνεμο διεύθυνσης  $\chi$  ( $\theta=0$ ) με ανοιχτή τη θύρα.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units
Combo : ULS1anemosX,0 a							KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame	: 1479	Design Sect:	2L90X10/8/				
X Mid	: 18,592	Design Type:	Beam				
Y Mid	: 0,000	Frame Type	: Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 16,850	Sect Class	: Class 3				
Length	: 1,617	Major Axis	: 0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 0,808	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,003	SMajor	: 3,953E-05	rMajor	: 0,027	AVMajor	: 0,002
IMajor	: 2,538E-06	SMinor	: 5,936E-05	rMinor	: 0,040	AVMinor	: 0,001
IMinor	: 5,580E-06	ZMajor	: 7,294E-05	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 1,021E-04	Fy	: 355000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
0,808		-630,354	0,000	-0,238	0,000	0,000	0,002
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(5.5.4)	0,783	= 0,766	+ 0,000	+ 0,017	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-630,354	822,627	1216,230	822,627	1008,649		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	0,000	14,034	14,034	14,034			
Minor Moment	-0,238	21,073	21,073				
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	1,500	1,000	1,000		
Minor Moment	1,000	1,000	1,500				
SHEAR DESIGN							
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	0,000	368,927	0,000	OK	0,000		
Minor Shear	0,000	306,209	0,000	OK	0,000		

5.1.9 Δικτύωμα ζυγώματος

Επιλέχθηκε διατομή 2L70x8/6.Μεγαλύτερη καταπόνηση εμφανίζεται για σεισμό.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units
Combo : SEISMOS5 h							KN, m, C
Units : KN, m, C							
							
Frame : 26	Design Sect: 2L70x8/6/						
X Mid : 8,892	Design Type: Brace						
Y Mid : 0,000	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 17,903	Sect Class : Class 3						
Length : 2,654	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 2,654	RLLF : 1,000						
Area : 0,002	SMajor : 1,904E-05	rMajor : 0,021	AVMajor: 0,001				
IMajor : 0,000	SMinor : 2,860E-05	rMinor : 0,031	AVMinor: 9,296E-04				
IMinor : 2,000E-06	ZMajor : 3,520E-05	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMinor : 4,924E-05	Fy : 355000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
2,654	-22,036	0,000	-7,190	0,271	-2,746	-0,036	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,837	= 0,107	+ 0,000	+ 0,730	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-22,036	205,584	755,795	205,584	362,381		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	0,000	6,760	6,760	6,760			
Minor Moment	-7,190	10,154	10,154				
	K Factor	L Factor	k Factor	k1t Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	1,317	0,998	1,000		
Minor Moment	1,000	1,000	1,031				
SHEAR DESIGN							
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	0,271	229,554	0,001	OK	0,000		
Minor Shear	2,779	190,530	0,015	OK	0,000		

5.1.10 Κεφαλοδοκός

Επιλέχθηκε διατομή TUBO 150x150x6.5. Μεγαλύτερη καταπόνηση εμφανίζεται σε σεισμό.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units
Combo : SEISMOS5 h							KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame : 782	Design Sect: 150X150X6,5 ΚΕΦΑΛΟΔΟΚ						
X Mid : 0,000	Design Type: Beam						
Y Mid : 76,500	Frame Type: Moment Resisting Frame						
Z Mid : 16,050	Sect Class : Class 1						
Length : 9,000	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 0,000	RLLF : 1,000						
Area : 0,004	SMajor : 1,711E-04	rMajor : 0,059	AVMajor: 0,002				
IMajor : 1,283E-05	SMinor : 1,711E-04	rMinor : 0,059	AVMinor: 0,002				
IMinor : 1,283E-05	ZMajor : 2,009E-04	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMinor : 2,009E-04	Fy : 355000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
0,000	-147,016	-5,488	-1,285	-2,755	-0,465	-0,659	
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,627	= 0,502	+ 0,098	+ 0,027	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-147,016	292,917	1324,505	877,650	292,917		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	-5,488	71,324	71,324	69,589			
Minor Moment	-1,285	71,324	71,324				
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	0,500	1,274	0,879	1,055		
Minor Moment	1,000	1,000	1,500				
SHEAR DESIGN							
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	2,755	399,671	0,007	OK	0,000		
Minor Shear	0,465	399,671	0,001	OK	0,000		

5.1.11 Δοκός διαδρόμων

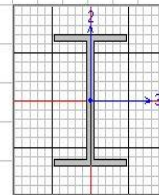
Επιλέχθηκε διατομή ΙΡΕ180. Η μεγαλύτερη καταπόνηση εμφανίζεται για μεταβολή θερμοκρασίας 20° C.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units	KN, m, C
Combo : USL5therm c								
Units : KN, m, C								
Frame : 1650	Design Sect: IPE180							
X Mid : 0,000	Design Type: Beam							
Y Mid : 11,250	Frame Type : Moment Resisting Frame							
Z Mid : 4,800	Sect Class : Class 1							
Length : 4,500	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3							
Loc : 4,500	RLLF : 1,000							
Area : 0,002	SMajor : 1,463E-04	rMajor : 0,074	AMMajor: 9,540E-04					
IMajor : 1,317E-05	SMinor : 2,220E-05	rMinor : 0,021	AMMinor: 0,001					
IMinor : 1,010E-06	ZMajor : 1,660E-04	E : 210000000,00						
Ixy : 0,000	ZMinor : 3,460E-05	Fy : 355000,000						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	P	M33	M22	U2	U3	T		
4,500	-76,926	-3,364	0,639	2,122	-0,252	-5,851E-04		
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
(5.5.4)	0,935	= 0,836	+ 0,086	+ 0,013	1,000	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor			
Axial	-76,926	91,986	848,450	286,863	91,986			
MOMENT DESIGN								
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity				
Major Moment	-3,364	58,930	58,930	36,273				
Minor Moment	0,639	12,283	12,283					
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor			
Major Moment	1,000	2,000	1,500	0,476	2,357			
Minor Moment	1,000	1,000	0,247					
SHEAR DESIGN								
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion			
Major Shear	2,122	195,531	0,011	OK	0,000			
Minor Shear	0,252	248,684	0,001	OK	0,000			

5.1.12 Συνδετήρια στοιχεία UPN υποστυλωμάτων πλαισίου

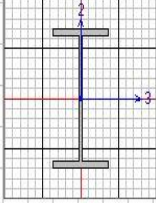
Εξετάζεται το συνδετήριο στοιχείο UPN280. Παρουσιάστηκε μεγαλύτερη καταπόνηση από τα αντίστοιχα UPN220 και UPN300 και ήταν της τάξεως του 73% της αντοχής της διατομής. Η μέγιστη καταπόνηση εμφανίζεται για ανεμοπίεση διεύθυνσης  $\theta=0^\circ$  για ανοιχτή θύρα.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK						
Combo : ULStanemosX,0 a						Units : KN, m, C
Units : KN, m, C						
Frame : 121	Design Sect: 2UPN280/0/					
X Mid : 0,850	Design Type: Beam					
Y Mid : 18,000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 4,800	Sect Class : Class 1					
Length : 1,700	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 1,700	RLLF : 1,000					
Area : 0,011	SMajor : 8,957E-04	rMajor : 0,108	AVMajor: 0,006			
IMajor : 1,254E-04	SMInor : 1,554E-04	rMinor : 0,037	AVMinor: 0,005			
IMInor : 1,476E-05	ZMajor : 0,001	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 2,692E-04	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
1,700	-43,349	-263,754	-0,514	319,623	0,885	0,005
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,732	= 0,015	+ 0,712	+ 0,005	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor	
Axial	-43,349	2981,133	3791,400	3781,102	2981,133	
MOMENT DESIGN						
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity		
Major Moment	-263,754	379,140	379,140	369,844		
Minor Moment	-0,514	95,566	95,566			
	K Factor	L Factor	k Factor	kIt Factor	C1 Factor	
Major Moment	1,000	1,000	0,996	0,999	2,700	
Minor Moment	1,000	1,000	0,987			
SHEAR DESIGN						
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion	
Major Shear	319,623	1147,772	0,278	OK	0,000	
Minor Shear	0,885	973,557	0,001	OK	0,000	



5.1.13 Συνδετήρια στοιχεία ενδιάμεσων υποστυλωμάτων

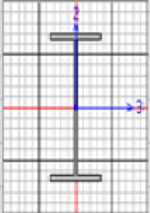
Επιλέχθηκε διατομή IPE140. Η μεγαλύτερη φόρτισή της είναι σε σεισμό.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units   KN, m, C
Combo : SEISMOS5 d							
Units : KN, m, C							
Frame : 590	Design Sect: IPE140						
X Mid : 0,850	Design Type: Beam						
Y Mid : 22,500	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 4,000	Sect Class : Class 1						
Length : 1,700	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 0,000	RLLF : 1,000						
Area : 0,002	SMajor : 7,729E-05	rMajor : 0,057	AUMajor: 6,580E-04				
IMajor : 5,410E-06	SMinor : 1,230E-05	rMinor : 0,017	AUMinor: 8,395E-04				
IMinor : 0,000	ZMajor : 8,830E-05	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMinor : 1,920E-05	Fy : 355000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
0,000	-0,173	-18,086	-0,207	-25,651	-0,241	-4,279E-05	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(5.5.4)	0,867	= 0,000	+ 0,836	+ 0,030	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-0,173	236,361	582,200	556,629	236,361		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	-18,086	31,347	31,347	21,644			
Minor Moment	-0,207	6,816	6,816				
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	1,000	1,000	1,024		
Minor Moment	1,000	1,000	1,001				
SHEAR DESIGN							
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	25,651	134,863	0,190	OK	0,000		
Minor Shear	0,241	172,063	0,001	OK	0,000		



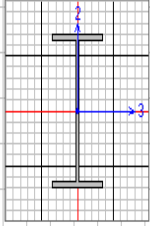
5.1.14 Τεγίδες

Επιλέχθηκε διατομή ΙΡΕ270. Η μεγαλύτερη καταπόνηση εμφανίζεται σε ανεμοπίεση με ανοιχτή τη θύρα για διεύθυνση y ( $\theta=90^\circ$ )

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units   KN, m, C																																										
Combo : ULS1anemos( V),0 a																																																	
Units : KN, m, C																																																	
<table border="0" style="width:100%"> <tr> <td>Frame : 665</td> <td>Design Sect: IPE270</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>X Mid : 9,700</td> <td>Design Type: Beam</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Y Mid : 49,500</td> <td>Frame Type : Moment Resisting Frame</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Z Mid : 18,955</td> <td>Sect Class : Class 1</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Length : 9,000</td> <td>Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Loc : 4,500</td> <td>RIIF : 1,000</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>							Frame : 665	Design Sect: IPE270						X Mid : 9,700	Design Type: Beam						Y Mid : 49,500	Frame Type : Moment Resisting Frame						Z Mid : 18,955	Sect Class : Class 1						Length : 9,000	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						Loc : 4,500	RIIF : 1,000						
Frame : 665	Design Sect: IPE270																																																
X Mid : 9,700	Design Type: Beam																																																
Y Mid : 49,500	Frame Type : Moment Resisting Frame																																																
Z Mid : 18,955	Sect Class : Class 1																																																
Length : 9,000	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3																																																
Loc : 4,500	RIIF : 1,000																																																
<table border="0" style="width:100%"> <tr> <td>Area : 8,005</td> <td>SMajor : 4,289E-04</td> <td>rMajor : 0,112</td> <td>AVMajor : 0,002</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>IMajor : 5,790E-05</td> <td>SMInor : 6,222E-05</td> <td>rMinor : 0,030</td> <td>AVMinor : 0,002</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>IMInor : 4,200E-06</td> <td>ZMajor : 4,840E-04</td> <td>E : 210000000,00</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Ixy : 0,000</td> <td>ZMinor : 9,700E-05</td> <td>Fy : 355000,000</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>							Area : 8,005	SMajor : 4,289E-04	rMajor : 0,112	AVMajor : 0,002				IMajor : 5,790E-05	SMInor : 6,222E-05	rMinor : 0,030	AVMinor : 0,002				IMInor : 4,200E-06	ZMajor : 4,840E-04	E : 210000000,00					Ixy : 0,000	ZMinor : 9,700E-05	Fy : 355000,000																			
Area : 8,005	SMajor : 4,289E-04	rMajor : 0,112	AVMajor : 0,002																																														
IMajor : 5,790E-05	SMInor : 6,222E-05	rMinor : 0,030	AVMinor : 0,002																																														
IMInor : 4,200E-06	ZMajor : 4,840E-04	E : 210000000,00																																															
Ixy : 0,000	ZMinor : 9,700E-05	Fy : 355000,000																																															
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS																																																	
Location	P	M33	M22	M2	M3	T																																											
4,500	-59,905	9,900	0,000	0,000	0,000	1,279E-06																																											
P/M DEMAND/CAPACITY RATIO																																																	
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check																																											
(5.5.4)	0,802	= 0,607	+ 0,195	+ 0,000	1,000	OK																																											
AXIAL FORCE DESIGN																																																	
	Fc or Ft Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor																																												
Axial	-59,905	98,761	1029,450	1029,007	98,761																																												
MOMENT DESIGN																																																	
	Mx,Rd Moment	My,Rd Capacity	Mz,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity																																													
Major Moment	9,900	171,820	171,820	35,592																																													
Minor Moment	0,000	34,435	34,435																																														
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor																																												
Major Moment	1,000	1,000	1,102	0,701	1,000																																												
Minor Moment	1,000	1,000	1,500																																														

5.1.15 Μηκίδες

Επιλέχθηκε διατομή IPE220. Η μέγιστη καταπόνησή της εμφανίζεται για ανεμοπίεση με ανοιχτή τη πόρτα και διεύθυνση y ( $\theta=90^\circ$ ).

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units
Combo : USLanemosV,0							KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame : 2	Design Sect: IPE220						
X Mid : 0,000	Design Type: Beam						
Y Mid : 2,250	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 0,000	Sect Class : Class 1						
Length : 4,500	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 2,307	RLLF : 1,000						
Area : 0,003	SMajor : 2,520E-04	rMajor : 0,091	AVMajor: 0,001				
IMajor : 2,772E-05	SMinor : 3,727E-05	rMinor : 0,025	AVMinor: 0,002				
IMinor : 2,050E-06	ZMajor : 2,850E-04	E : 199947978,80					
Ixy : 0,000	ZMinor : 5,810E-05	Fy : 355000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
2,307	0,000	30,595	-0,922	0,692	-0,021	0,000	
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,892	= 0,000	+ 0,847	+ 0,045	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	0,000	173,705	1185,700	1025,217	173,705		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	30,595	101,175	101,175	36,115			
Minor Moment	-0,922	20,626	20,626				
	K Factor	L Factor	k	k1t	C1		
Major Moment	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000		
Minor Moment	1,000	1,000	1,000				

5.1.16 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Επιλέχθηκε διατομή 2L70x6/8. Λόγω της γεωμετρίας της διατομής και του χάλυβα ποιότητας S355 η διατομή ανήκει στην κατηγορία 4, κατηγορία την οποία δεν μπορεί να ελεγχθεί από το πρόγραμμα.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK		Units   KN, m, C	
Combo	: SEISMOS5 h		
Units	: KN, m, C		
Frame	: 563	Design Sect:	2L70x6/8/
X Mid	: 0,000	Design Type:	Brace
Y Mid	: 74,250	Frame Type:	Moment Resisting Frame
Z Mid	: 12,050	Sect Class:	Class 4
Length	: 6,364	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc	: 6,364	RLLF	: 1,000
Area	: 0,002	SMajor	: 1,454E-05
IMajor	: 0,000	SMInor	: 2,188E-05
IMInor	: 1,619E-06	ZMajor	: 2,709E-05
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 3,784E-05
		rMajor	: 0,021
		rMinor	: 0,032
		E	: 210000000,00
		Fy	: 355000,000
		AMMajor	: 8,400E-04
		AMInor	: 6,972E-04
<b>DESIGN MESSAGES</b>			
Error: Section is Class 4			
Design can not be completed for this section!			
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>			
Location		M33	M22
0,000	-234,306	0,000	-0,233
		U2	U3
		0,577	-0,106
			T
			-4,094E-04
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>			
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity
Axial	-234,306	0,000	0,000
		Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
		0,000	0,000
<b>MOMENT DESIGN</b>			
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity
Major Moment	0,000	0,000	0,000
Minor Moment	-0,233	0,000	0,000
	K Factor	L Factor	k Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,000
Minor Moment	1,000	1,000	0,000
			ki Factor
			0,000
			C1 Factor
			1,000
<b>SHEAR DESIGN</b>			
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio
Major Shear	0,577	0,000	0,000
Minor Shear	0,103	0,000	0,000
			Status Check
			OK
			OK
			Tu Torsion
			0,000
			0,000

Από την ανάλυση βρίσκουμε τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη με την οποία εντείνεται ο κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας. Παρατίθεται ο παρακάτω πίνακας όπου φαίνεται το μέγεθος των δυνάμεων που τον καταπονούν.

Frame Text	Station m	Output Case Text	Case Type Text	Step Type Text	Step Num Unitless	P KN	V2 KN	V3 KN
491	3.18198	SEISMOS5 b	Combination	Max		68.442	2.22E-16	0.074
491	6.36396	SEISMOS5 b	Combination	Max		69.019	0.577	0.074
491	0	SEISMOS5 b	Combination	Min		-88.713	-0.577	-0.089
491	3.18198	SEISMOS5 b	Combination	Min		-88.136	2.22E-16	-0.089
491	6.36396	SEISMOS5 b	Combination	Min		-87.559	0.577	-0.089
491	0	SEISMOS5 c	Combination	Max		67.865	-0.577	0.074
491	3.18198	SEISMOS5 c	Combination	Max		68.442	2.22E-16	0.074
491	6.36396	SEISMOS5 c	Combination	Max		69.019	0.577	0.074
491	0	SEISMOS5 c	Combination	Min		-88.713	-0.577	-0.089
491	3.18198	SEISMOS5 c	Combination	Min		-88.136	2.22E-16	-0.089
491	6.36396	SEISMOS5 c	Combination	Min		-87.559	0.577	-0.089
491	0	SEISMOS5 d	Combination	Max		67.865	-0.577	0.074
491	3.18198	SEISMOS5 d	Combination	Max		68.442	2.22E-16	0.074
491	6.36396	SEISMOS5 d	Combination	Max		69.019	0.577	0.074
491	0	SEISMOS5 d	Combination	Min		-88.713	-0.577	-0.089
491	3.18198	SEISMOS5 d	Combination	Min		-88.136	2.22E-16	-0.089
491	6.36396	SEISMOS5 d	Combination	Min		-87.559	0.577	-0.089
491	0	SEISMOS5 e	Combination	Max		223.23	-0.577	0.121
491	3.18198	SEISMOS5 e	Combination	Max		223.807	2.22E-16	0.121
491	6.36396	SEISMOS5 e	Combination	Max		224.384	0.577	0.121

Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που το καταπονεί είναι της τάξης των 224,38KN.

Η αντοχή του μέλους σε εφελκυσμό είναι:  $N_{pl,Rd} = Af_y / \gamma_{Mo}$ .

Άρα  $N_{pl,Rd} = (2 \cdot 8,04 \cdot 35,5) / 1,0 = 570,84 \text{ Kn}$

Επειδή θεωρούμε ότι λειτουργεί μόνο το ένα μέλος (αυτό που εφελκύεται) διπλασιάζουμε την εφελκυστική δύναμη που δέχεται ο σύνδεσμος.

$N_{sd} = 2 \cdot 224,38 = 448,76 \text{ Kn} < N_{pl,Rd} = 570,84 \text{ Kn}$

Οπότε η διατομή επαρκεί.

### 5.1.17 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Επιλέχθηκε διατομή L70x6. Λόγω της γεωμετρίας της διατομής και του χάλυβα ποιότητας S355 η διατομή ανήκει στην κατηγορία 4, κατηγορία την οποία δεν μπορεί να ελεγχθεί από το πρόγραμμα.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN, m, C
Combo : SEISMOS5 h							
Units : KN, m, C							
Frame : 1235	Design Sect: L70x6						
X Mid : 1,618	Design Type: Brace						
Y Mid : 4,500	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 17,743	Sect Class : Class 4						
Length : 9,576	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 9,576	RLLF : 1,000						
Area : 8,127E-04	SMajor : 7,271E-06	rMajor : 0,021	AVMajor: 4,200E-04				
IMajor : 0,000	SMinor : 7,271E-06	rMinor : 0,021	AVMinor: 4,200E-04				
IMinor : 0,000	ZMajor : 1,354E-05	rMax : 0,027	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 1,354E-05	rMin : 0,013	Fy : 355000,000				
Theta : 45,000							
<b>DESIGN MESSAGES</b>							
Error: Section is Class 4							
Design can not be completed for this section!							
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
0,000	-102,214	0,000	0,000	0,613	0,000	-8,212E-05	
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-102,214	0,000	0,000	0,000	0,000		
<b>MOMENT DESIGN</b>							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	0,000	0,000	0,000	0,000			
Minor Moment	0,000	0,000	0,000	0,000			
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	0,000	0,000	1,000		
Minor Moment	1,000	1,000	0,000	0,000	1,000		
<b>SHEAR DESIGN</b>							
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	0,613	0,000	0,000	OK	0,000		
Minor Shear	0,000	0,000	0,000	OK	0,000		

Από την ανάλυση βρίσκουμε τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη με την οποία εντείνεται ο κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας. Παρατίθεται ο παρακάτω πίνακας όπου φαίνεται το μέγεθος των δυνάμεων που τον καταπονούν.

Frame Text	Station m	Output Case Text	Case Type Text	Step Type Text	Step Num Unitless	P KN	V2 KN	V3 KN
1235	4,7882	SEISMOS b	Combination	Max		27,58	2,22E-16	0
1235	9,57639	SEISMOS b	Combination	Max		27,611	0,613	0
1235	0	SEISMOS b	Combination	Min		-37,68	-0,613	0
1235	4,7882	SEISMOS b	Combination	Min		-37,648	2,22E-16	0
1235	9,57639	SEISMOS b	Combination	Min		-37,617	0,613	0
1235	0	SEISMOS c	Combination	Max		27,549	-0,613	0
1235	4,7882	SEISMOS c	Combination	Max		27,58	2,22E-16	0
1235	9,57639	SEISMOS c	Combination	Max		27,611	0,613	0
1235	0	SEISMOS c	Combination	Min		-37,68	-0,613	0
1235	4,7882	SEISMOS c	Combination	Min		-37,648	2,22E-16	0
1235	9,57639	SEISMOS c	Combination	Min		-37,617	0,613	0
1235	0	SEISMOS d	Combination	Max		27,549	-0,613	0
1235	4,7882	SEISMOS d	Combination	Max		27,58	2,22E-16	0
1235	9,57639	SEISMOS d	Combination	Max		27,611	0,613	0
1235	0	SEISMOS d	Combination	Min		-37,68	-0,613	0
1235	4,7882	SEISMOS d	Combination	Min		-37,648	2,22E-16	0
1235	9,57639	SEISMOS d	Combination	Min		-37,617	0,613	0
1235	0	SEISMOS e	Combination	Max		92,462	-0,613	0
1235	4,7882	SEISMOS e	Combination	Max		92,493	2,22E-16	0
1235	9,57639	SEISMOS e	Combination	Max		92,524	0,613	0

Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που το καταπονεί είναι της τάξης των 92,52KN.

Η αντοχή του μέλους σε εφελκυσμό είναι:  $N_{pl,Rd} = Af_y / \gamma_{Mo}$ .

Άρα  $N_{pl,Rd} = (8,04 \cdot 35,5) / 1,0 = 285,42 \text{ Kn}$

Επειδή θεωρούμε ότι λειτουργεί μόνο το ένα μέλος (αυτό που εφελκύεται) διπλασιάζουμε την εφελκυστική δύναμη που δέχεται ο σύνδεσμος.

$N_{sd} = 2 \cdot 95,52 = 185,04 \text{ Kn} < N_{pl,Rd} = 285,42 \text{ Kn}$

Οπότε η διατομή επαρκεί.

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΥΡΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ**

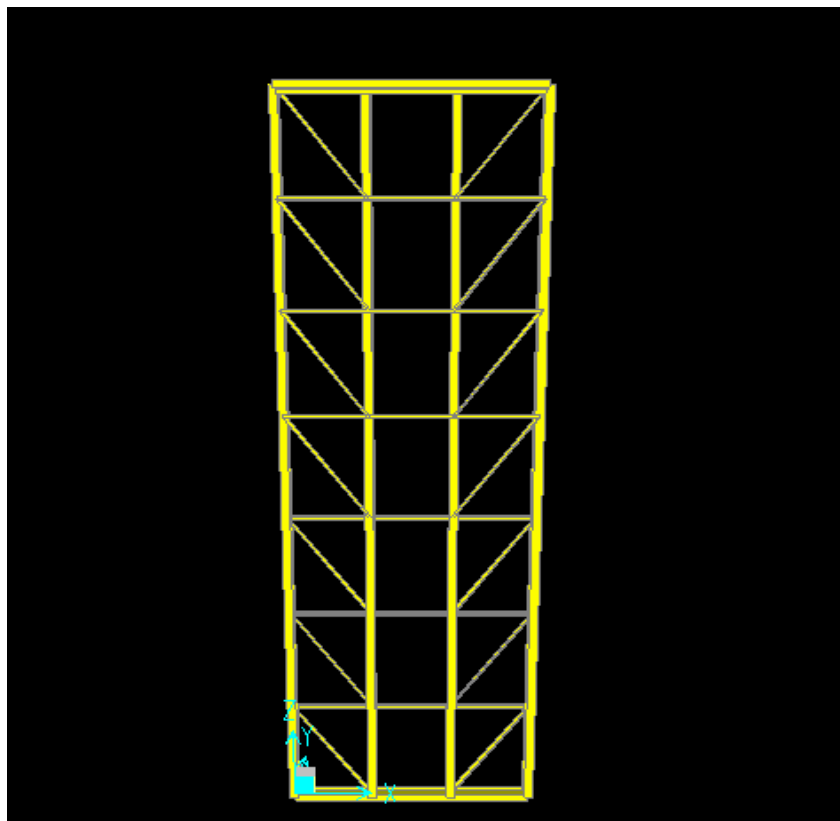
**6.1 Παρουσίαση θύρας**

Η θύρα αποτελείται από τέσσερα φύλλα μήκους 4,85 μέτρα και ύψους 15,3μέτρα το καθένα.Οι θύρες κυλίνουν σε δύο τροχιές, μία στο κάτω μέρος και μία στο επάνω. Ο σκελετός του κάθε φύλλου αποτελείται από τέσσερα κατακόρυφα στοιχεία διατομής IPE 330 και από οκτώ οριζόντια στοιχεία όπου τα 2 ακραία είναι διατομής IPE 330 και τα έξι ενδιάμεσα είναι IPE 120.Η απόσταση μεταξύ των κατακόρυφων στοιχείων είναι 1,62 μέτρα και η απόσταση των οριζόντιων είναι 2,18 μέτρα. Για τη διατήρηση του ορθογωνικού σχήματος και τον περιορισμό των παραμορφώσεων τα φύλλα φέρουν διαγώνιες ράβδους διατομής L55x8. Η διάταξη των στοιχείων κάθε φύλλου φαίνεται στο σχήμα 6.2.

**Σχ.6.1** Κάτοψη τετράφυλλης θύρας

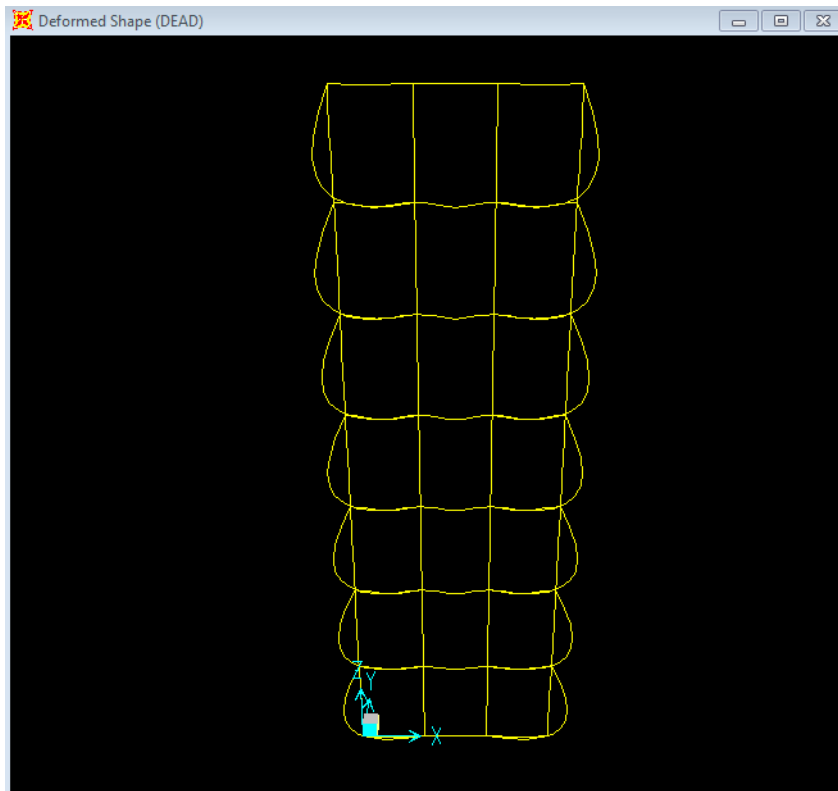


**Σχ.6.2** Διάταξη στοιχείων φύλλου θύρας

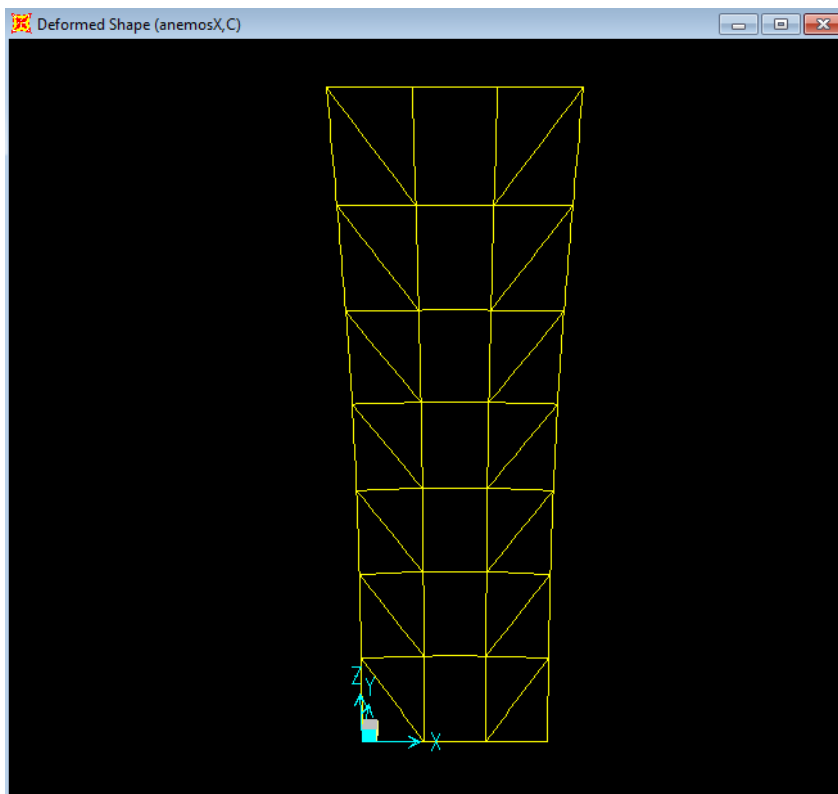


Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση της θύρας εξετάστηκε το ένα από τα τέσσερα φύλλα. Τα φορτία που εφαρμόστηκαν είναι το ίδιο βάρος των μελών, η θερμοκρασία και ο δυσμενέστερος συντελεστής ανέμου που στη περίπτωση μας είναι  $1,96 \text{ KN/m}^2$ .

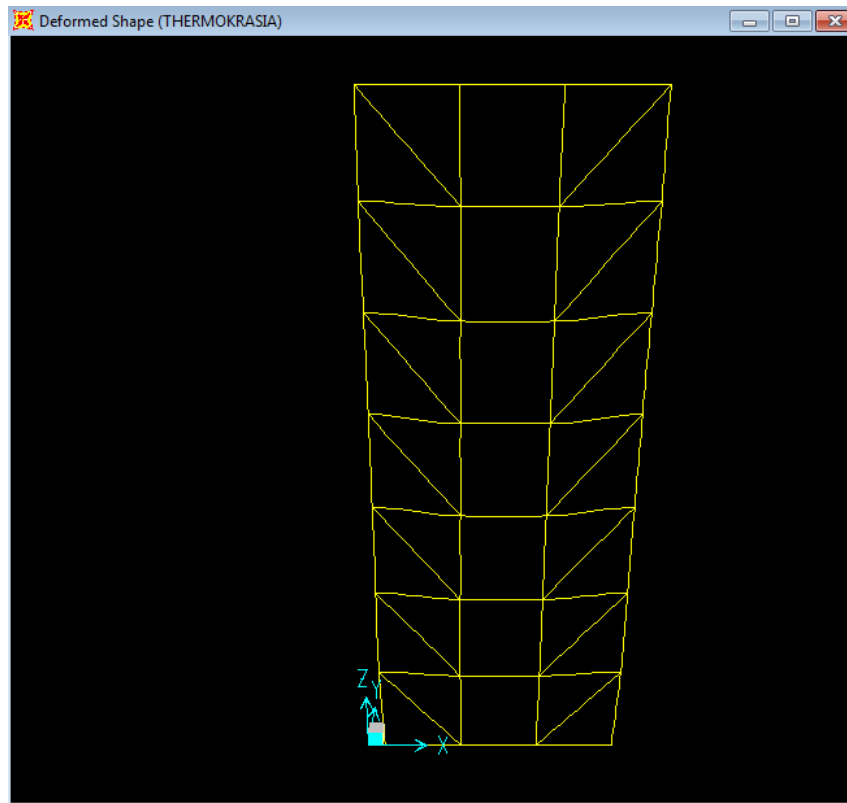
Σχ.6.3 Παραμόρφωση λόγω ιδίου βάρους



Σχ.6.4 Παραμόρφωση λόγω ανέμου



Σχ.6.5 Παραμόρφωση λόγω θερμοκρασίας



### 6.1.1 Έλεγχος κατακόρυφων στοιχείων

Παρατηρείται καταπόνηση της τάξεως του 90% της αντοχής της διατομής

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units   KN, m, C
Combo : USL1anemosX,C							
Units : KN, m, C							
Frame : 3	Design Sect: IPE330						
X Mid : 4,860	Design Type: Column						
Y Mid : 0,000	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 7,650	Sect Class : Class 1						
Length : 15,300	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 6,500	RLLF : 1,000						
Area : 0,006	SMajor : 7,133E-04	rMajor : 0,137	AMajor : 0,002				
IMajor : 1,177E-04	SMInor : 9,850E-05	rMinor : 0,035	AMInor : 0,003				
IMInor : 7,880E-06	ZMajor : 8,040E-04	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMinor : 1,540E-04	Fy : 355000,000					
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
6,500	-286,639	93,494	-0,030	-5,176	0,025	0,018	
<b>PMN DEMAND/CAPACITY RATIO</b>							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,905	= 0,364	+ 0,540	+ 0,000	0,950	OK	
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-286,639	787,275	2020,273	787,275	1339,929		
<b>MOMENT DESIGN</b>							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	93,494	259,473	259,473	213,437			
Minor Moment	-0,030	49,700	49,700				
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	1,500	1,000	1,000		
Minor Moment	1,105	0,144	1,204				

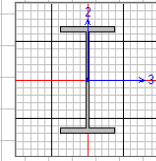


## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΥΡΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ

### 6.1.2 Έλεγχος οριζόντιων στοιχείων

Παρατηρείται καταπόνηση της τάξεως του 31% της αντοχής της διατομής

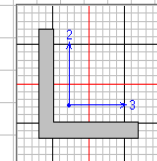
EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units   KN, m, C
Combo : USL1anemosX,C							
Units : KN, m, C							
Frame : 9	Design Sect: IPE120						
X Mid : 2,430	Design Type: Beam						
Y Mid : 0,000	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 8,800	Sect Class : Class 1						
Length : 4,860	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 1,620	RLLF : 1,000						
Area : 0,001	SMajor : 5,300E-05	rMajor : 0,049	AMMajor: 5,280E-04				
IMajor : 3,180E-06	SMInor : 8,656E-06	rMInor : 0,014	AMInor: 6,720E-04				
IMInor : 0,000	ZMajor : 6,070E-05	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMInor : 1,360E-05	Fy : 355000,000					
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
1,620	-0,372	3,962	0,030	0,000	0,111	0,000	
<b>PMI DEMAND/CAPACITY RATIO</b>							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MInor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,315	= 0,002	+ 0,300	+ 0,007	0,950	OK	
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-0,372	151,647	426,000	201,351	151,647		
<b>MOMENT DESIGN</b>							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	3,962	19,590	19,590	12,956			
Minor Moment	0,030	4,389	4,389				
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	1,003	1,000	1,000		
Minor Moment	1,000	0,333	1,005				



### 6.1.3 Έλεγχος διαγώνιων στοιχείων

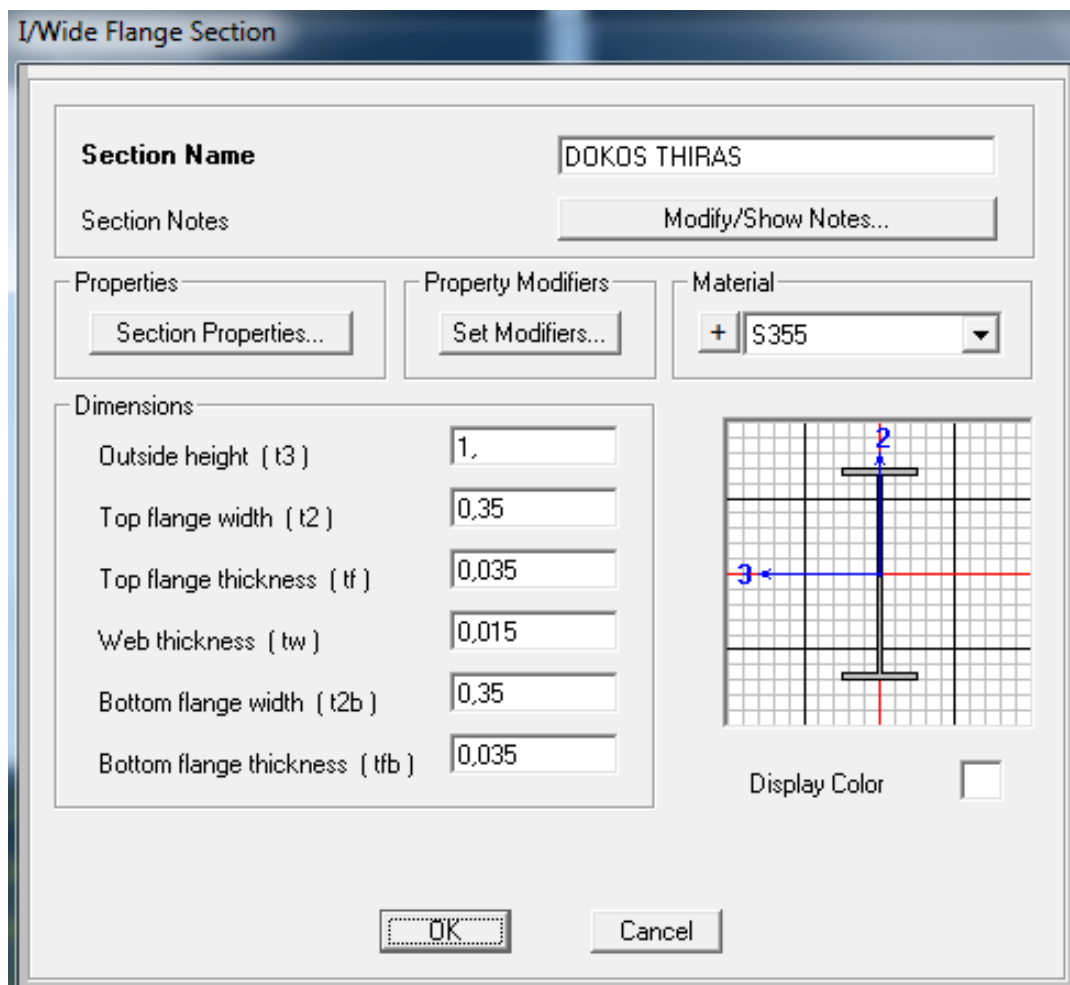
Παρατηρείται καταπόνηση της τάξεως του 92% της αντοχής της διατομής

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units   KN, m, C
Combo : USL1anemosX,C							
Units : KN, m, C							
Frame : 20	Design Sect: L55X8						
X Mid : 4,050	Design Type: Brace						
Y Mid : 0,000	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 14,250	Sect Class : Class 3						
Length : 2,652	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 1,326	RLLF : 1,000						
Area : 8,229E-04	SMajor : 5,716E-06	rMajor : 0,016	AMMajor: 4,400E-04				
IMajor : 0,000	SMInor : 5,716E-06	rMInor : 0,016	AMInor: 4,400E-04				
IMInor : 0,000	ZMajor : 1,058E-05	rMMax : 0,021	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMInor : 1,058E-05	rMIn : 0,010	Fy : 355000,000				
Theta : 45,000							
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
1,326	-18,359	0,046	0,000	0,000	0,000	7,213E-04	
<b>PMI DEMAND/CAPACITY RATIO</b>							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MInor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,919	= 0,882	+ 0,037	+ 0,000	0,950	OK	
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-18,359	20,820	265,572	47,066	20,820		
<b>MOMENT DESIGN</b>							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	0,046	1,845	1,845	1,845			
Minor Moment	0,000	1,845	1,845				
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	1,500	0,680	1,000		
Minor Moment	1,000	1,000	1,500				



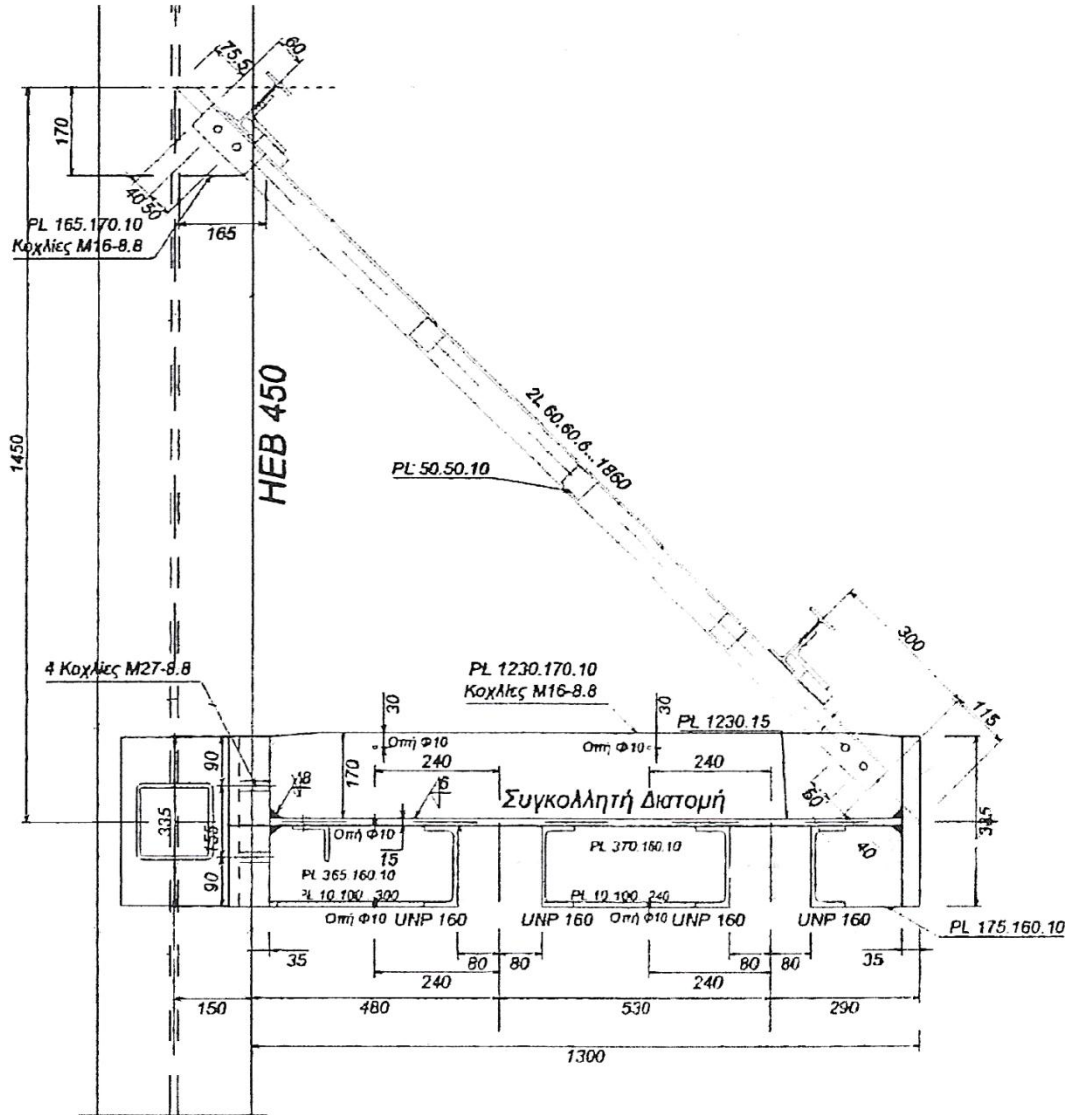
## 6.2 Δοκός μετώπου

Για την παραλαβή των φορτίων του ανέμου όταν η θύρα είναι κλειστή έχει κατασκευαστεί συγκολλητή διατομή διπλού ταυ (σχήμα 6.6) η οποία εδράζεται στη στάθμη των 15,3 μέτρων. Το μισό φορτίο ανέμου από την επιφάνεια της θύρας μεταβιβάζονται στη δοκό και το υπόλοιπο μισό στην έδραση της θύρας, δηλαδή στο έδαφος. Τα κατακόρυφα φορτία μεταφέρονται στη βάση των θυρών. Πάνω στο κορμό του διπλού υπάρχουν οδηγοί διατομής UPN 160 (σχήμα 6.7) για να διατηρούνται τα φύλλα κατακόρυφα. Η δοκός αναρτάται σε πέντε ενδιάμεσες θέσεις από το ζύγωμα έτσι ώστε να παραλαμβάνεται το ίδιο βάρος της και να αποφεύγεται ο πλευρικός λυγισμός που θα προκαλούσε πρόβλημα λειτουργικότητας στη κίνηση των θυρών. Χαρακτηριστική λεπτομέρεια σύνδεσης δοκού με το υποστύλωμα φαίνεται στο σχήμα 6.7. Ιδιου τύπου είναι και η σύνδεση της δοκού με τους αναρτήρες.



Σχ. 6.6 Συγκολλητή διατομή διπλού ταυ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΥΡΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ



Σχ. 6.7 Χαρακτηριστική λεπτομέρεια σύνδεσης δοκού με αναρτήρα

6.2.1 Έλεγχος της δοκού

Η δοκός ελέγχθηκε για όλους τους συνδυασμούς δράσεων και όπως αναμενόταν η δυσμενέστερη περίπτωση ήταν ο συνδυασμός όπου κύρια φόρτιση ήταν η ανεμοπίεση διεύθυνσης  $y$  ( $\theta=90^\circ$ ) και η καταπόνησή της είναι περίπου 70% της αντοχής της διατομής.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units
Combo : us1dokouthiras							KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame : 738	Design Sect: DOKOS THIRAS						
X Mid : 9,700	Design Type: Beam						
Y Mid : 0,000	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 15,300	Sect Class : Class 2						
Length : 19,400	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 10,092	RLLF : 1,000						
Area : 0,038	SMajor : 0,013	rMajor : 0,418	AMMajor: 0,015				
IMajor : 0,007	SMInor : 0,001	rMinor : 0,081	AMMinor: 0,020				
IMInor : 2,504E-04	ZMajor : 0,015	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMinor : 0,002	Fy : 355000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
10,092	101,074	841,997	-48,720	6,921	3,124	-0,162	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MInor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,717	= 0,007	+ 0,663	+ 0,047	1,000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	101,074	1659,340	13649,750	11372,661	1659,340		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	841,997	5347,942	5347,942	1227,319			
Minor Moment	-48,720	779,602	779,602				
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	0,994	1,000	1,000		
Minor Moment	1,000	0,833	0,745				

## Βιβλιογραφία

1. Ι. Βάγιας , Ι. Ερμόπουλος , Γ. Ιωαννίδης «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ»
2. Ι. Βάγιας , Ι. Ερμόπουλος , Γ. Ιωαννίδης «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ : Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3» Τόμος 1
3. Ι. Βάγιας , Ι. Ερμόπουλος , Γ. Ιωαννίδης «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ : Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3» Τόμος 2
4. Ι. Βάγιας « ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ: Ανάλυση και διαστασιολόγηση»
5. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1 «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές» Εκδόσεις Τ.Ε.Ε. Αθήνα 1997
6. Ι. Χ. Ερμόπουλος «Ευρωκώδικας 1 Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής»
7. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3 «Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών»
8. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8 «Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών»
9. Π.Γ. Καρύδης «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας»
10. Δ.Παπασταματίου, Ι. Ψυχάρης «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας »
11. Εγχειρίδια Προγράμματος SAP2000 version14.