



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΛΕΙΣΤΟΥ ΓΥΜΝΑΣΤΗΡΙΟΥ ΜΕ ΦΕΡΟΥΣΑ
ΕΠΙΣΤΕΓΑΣΗ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ**



ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ:

Γ. ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ

ΕΚΠΟΝΗΣΗ:

ΠΑΥΛΑΚΗ ΧΑΡΙΚΛΕΙΑ

ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2010

Περιεχόμενα

Πρόλογος	1
Περίληψη	7
1. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	9
1.1 Γενικά Στοιχεία	9
1.2 Κατασκευαστικά Στοιχεία	13
1.3 Ανέγερση	16
1.4 Μεταολυμπιακή αξιοποίηση έργου	17
1.5 Πρόγραμμα ανάλυσης του κτιρίου	18
2. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	21
2.1 Γενικά	21
2.2 Οριακές καταστάσεις – Δράσεις	21
2.3 Μόνιμα Φορτία	22
2.3.1 Ίδιο Βάρος στοιχείων του φορέα	23
2.3.2 Επικάλυψη μεταλλικού σκελετού στέγης	23
2.3.3 Φορτία μηχανολογικών εγκαταστάσεων στέγης	24
2.3.4 Επικάλυψη διαδρόμων επίσκεψης	24
2.3.5 Μηχανολογικό φορτίο διαδρόμων επίσκεψης	26
2.4 Κινητά Φορτία	27
2.4.1 Κινητό φορτίο διαδρόμων επίσκεψης	27
2.4.2 Μεταβολή της θερμοκρασίας	28
2.4.3 Φορτία Χιονιού	28
2.4.4 Δράσεις Ανέμου	34
3. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	69
3.1 Οριακές καταστάσεις	69
3.2 Καταστάσεις σχεδιασμού	70
3.3 Συνδυασμοί Δράσεων	70
3.4 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων	79
4. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	81
4.1 Εισαγωγή	81
4.2 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης	82
4.3 Προσδιορισμός Δεδομένων Φασματικής Ανάλυσης	82

4.4	Σεισμικά Φορτία - Ιδιομορφές Φορέα.....	92
4.5	Αντσεισμικός Έλεγχος Κτιρίου.....	100
5.	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΩΝ	103
5.1	Κατάταξη Διατομών.....	103
5.2	Αντοχή Διατομών.....	106
5.2.1	Έλεγχος διατομής σε μονοαξονικό εφελκυσμό.....	106
5.2.2	Έλεγχος διατομής σε θλίψη.....	107
5.2.3	Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα.....	107
5.2.4	Έλεγχος διατομής σε κάμψη	107
5.2.5	Έλεγχος διατομής σε κάμψη και τέμνουσα.....	108
5.2.6	Έλεγχος διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη.....	108
5.3	Έλεγχος μελών	109
5.3.1	Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης.....	110
5.3.2	Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός.....	113
5.3.3	Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη	114
5.4	Ανάλυση και έλεγχος μελών	115
5.4.1	Διαστασιολόγηση ράβδων άνω πέλματος δικτυωμάτων.....	116
5.4.2	Διαστασιολόγηση ράβδων κάτω πέλματος δικτυωμάτων	120
5.4.3	Διαστασιολόγηση τεγίδων.....	125
5.4.4	Διαστασιολόγηση διαγώνιων ράβδων σύνδεσης δικτύματος	129
5.4.5	Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων.....	139
5.4.6	Οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι	142
5.4.7	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	145
5.4.8	Μέγιστοι βαθμοί απόδοσης διατομών.....	146
6.	ΕΠΙΛΟΓΗ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ.....	149
6.1	Κοίλες διατομές – Γενικά στοιχεία	149
6.2	Εφαρμογές των κοίλων διατομών	150
6.3	Πλεονεκτήματα – μειονεκτήματα κοίλων διατομών.....	151
6.4	Διαστασιολόγηση κοίλων διατομών.....	157
6.4.1	Κριτήρια επιλογής διατομών.....	157
6.4.2	Διαστασιολόγηση ράβδων άνω πέλματος	158
6.4.3	Διαστασιολόγηση ράβδων κάτω πέλματος	162
6.4.4	Διαστασιολόγηση ράβδων σύνδεσης δικτύματος.....	166
6.4.5	Οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι	172
6.4.6	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	174

6.4.7	Μέγιστοι βαθμοί απόδοσης διατομών.....	175
7.	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	176
7.1	Σύνοψη εργασίας.....	176
7.2	Σύγκριση αποτελεσμάτων – συμπεράσματα.....	176
	Βιβλιογραφικές πηγές.....	181

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διαδικασία σχεδιασμού και διαστασιολόγησης ενός μεγάλου έργου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, με χρήση ενός εμπορικά διατιθέμενου προγράμματος. Το κτίριο που επιλέχθηκε προς μελέτη είναι το κλειστό γυμναστήριο Γαλασίου που κατασκευάστηκε εν όψει των Ολυμπιακών Αγώνων του 2004 και φιλοξένησε τα αθλήματα της ρυθμικής γυμναστικής και της επιτραπέζιας αντισφαίρισης.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με βάση τους Ευρωκώδικες και τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό.

Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι κανονισμοί:

- Ευρωκώδικας 1: φορτία ανέμου (Μέρος 2-4), φορτία χιονιού (Μέρος 2-3) φορτία θερμοκρασιακής μεταβολής (Μέρος 2-5).
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών (Μέρος 1-1)

Η επίλυση του κτιρίου έγινε με το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης Sofistik.

Στο *πρώτο κεφάλαιο* παρουσιάζεται το κλειστό γυμναστήριο Γαλασίου. Αναλύεται η αρχιτεκτονική και η κατασκευή του έργου και παρατίθενται στοιχεία σχετικά με την ανέγερσή του. Στο τέλος του κεφαλαίου περιγράφεται το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης Sofistik.

Στο *δεύτερο κεφάλαιο* γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των φορτίων που καταπονούν την κατασκευή, ενώ παρατίθενται και αντίστοιχα αποσπάσματα των κανονισμών βάσει των οποίων προέκυψαν τα επιβαλλόμενα φορτία.

Στο *τρίτο κεφάλαιο* περιγράφονται οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας όπως απαιτείται από τον Ευρωκώδικα 1.

Στο *τέταρτο κεφάλαιο* παρουσιάζονται οι σεισμικές δράσεις όπως περιγράφονται από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό, καθώς και οι απαιτούμενες ιδιομορφές για την ανάλυση του κτιρίου.

Στο *πέμπτο κεφάλαιο* διατυπώνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης όπως προέκυψαν από τους υπολογισμούς με τη βοήθεια του προγράμματος ελέγχου μελών του Sofistik, και επιβεβαιώνεται η επάρκεια των διατομών έναντι των εντατικών καταστάσεων στις οποίες υποβάλλονται.

Στο *έκτο κεφάλαιο* γίνεται μια εναλλακτική διαστασιολόγηση του στεγάστρου. Οι υπάρχουσες διατομές τύπου διπλού ταυ, αντικαθίστανται με κοίλες κυκλικές διατομές. Αρχικά περιγράφονται οι κοίλες διατομές και τα κριτήρια αντικατάστασής τους με τις αρχικές διατομές και στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ελέγχου των κοίλων διατομών.

Τέλος, στο *έβδομο κεφάλαιο* γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης της αρχικής κατασκευής και της εναλλακτικής διαστασιολόγησης με τις κοίλες κυκλικές διατομές ως προς τους μέγιστους βαθμούς απόδοσης των διατομών και του συνολικού βάρους της κατασκευής.

1. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

1.1 Γενικά Στοιχεία

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι το Ολυμπιακό Κέντρο Γαλατσίου, και συγκεκριμένα η μελέτη του μεταλλικού στεγάστρου του κεντρικού κτιρίου του συγκροτήματος. Το Κλειστό Ολυμπιακό Γυμναστήριο, κατασκευάστηκε εν όψει των Ολυμπιακών Αγώνων του 2004 και φιλοξένησε τα αθλήματα της ρυθμικής γυμναστικής και της επιτραπέζιας αντισφαίρισης. Βρίσκεται δίπλα στο Άλσος Βεΐκου στο Γαλάτσι, επί της λεωφόρου Βεΐκου.

Το Ολυμπιακό Κέντρο Γαλατσίου αποτελείται από:

- Τον κύριο αγωνιστικό χώρο
- Δύο χώρους προθέρμανσης
- Βοηθητικούς και αποθηκευτικούς χώρους καθώς και τους απαιτούμενους χώρους για τις διάφορες τεχνικές εγκαταστάσεις



Εικόνα 1.1: Εξωτερική άποψη του γυμναστηρίου

Επιφάνεια οικοπέδου	92.800 τ.μ.
Πραγματοποιηθείσα δόμηση	36.068,78 τ.μ.
Πραγματοποιηθείσα κάλυψη	25.984,04 τ.μ.

Οι διαστάσεις του βασικού γηπέδου είναι 30m x 60 m , με βάση τις απαιτήσεις των Ολυμπιακών Αγώνων και των δραστηριοτήτων που θα ακολουθήσουν μετά τη λήξη τους. Η κύρια αίθουσα σχεδιάστηκε για να φιλοξενήσει 5860 θεατές, με 4810 σταθερά και 1050 αφαιρούμενα καθίσματα τα οποία είναι διατεταγμένα στις τέσσερις πλευρές της αίθουσας.



Εικόνα 1.2: Εσωτερική άποψη του γυμναστηρίου

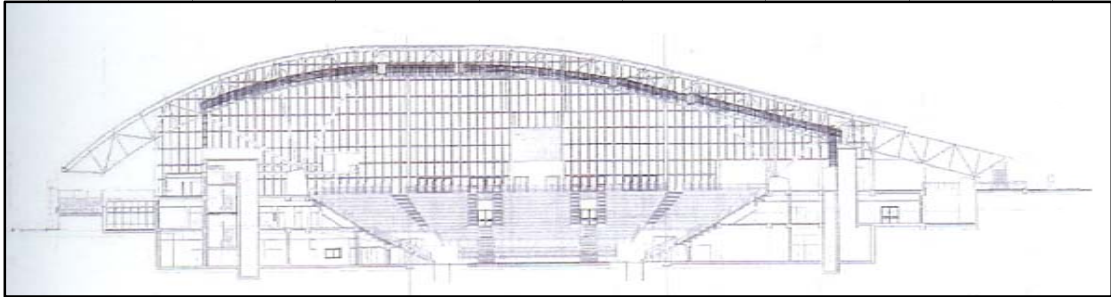
Το κτίριο αναπτύσσεται σε τρία βασικά επίπεδα (βλ εικόνα 1.3):

Στο επίπεδο 0 , το επίπεδο του αγωνιστικού χώρου, βρίσκονται τα αποδυτήρια, χώροι ιατρικής περίθαλψης για τους αθλητές, καθώς και χώροι αποθήκευσης του εξοπλισμού και των μηχανικών εγκαταστάσεων του κτιρίου. Από αυτό το επίπεδο μπορεί να οδηγηθεί κάποιος στους χώρους προπόνησης, αλλά και στους χώρους στάθμευσης για τους αθλητές.

Στο επίπεδο 1, βρίσκονται οι χώροι διοίκησης του Συγκροτήματος, χώροι για τους δημοσιογράφους και τους επισήμους, καθώς και ένα κεντρικό κυλικείο για τους

θεατές μαζί με βοηθητικούς χώρους. Εξωτερικά του επιπέδου 1 βρίσκονται οι χώροι στάθμευσης για τους δημοσιογράφους και τους επισήμους.

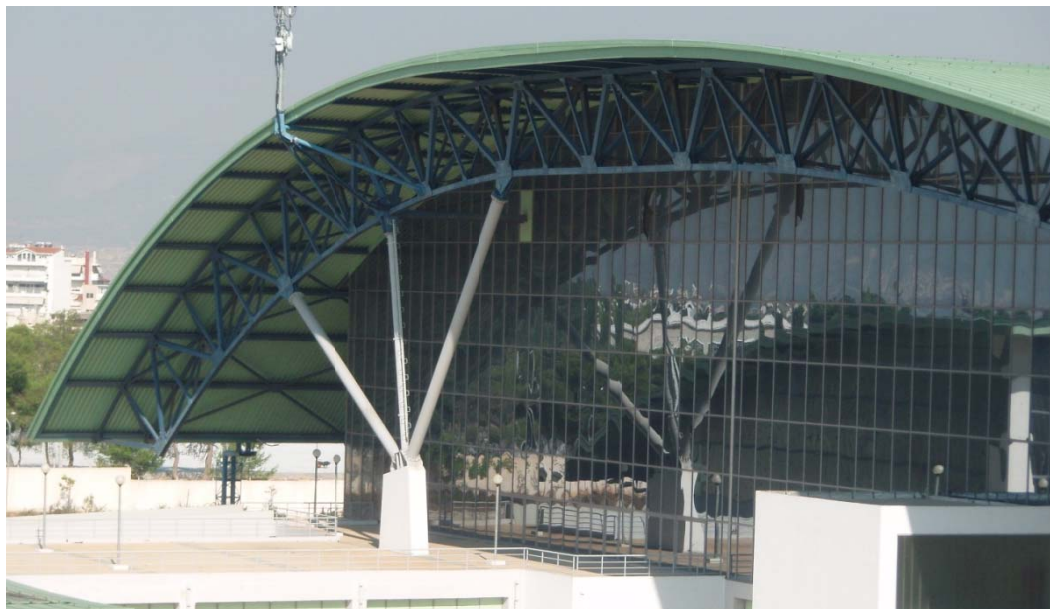
Τέλος το επίπεδο 2 χρησιμοποιείται αποκλειστικά από τους θεατές. Υπάρχουν τέσσερα σημεία πρόσβασης προς το κτίριο, τέσσερις έξοδοι και εξωτερικά ένας μεγάλος χώρος στάθμευσης για τους θεατές.



Εικόνα 1.3: Εγκάρσια τομή κεντρικού κτιρίου

Οι εξωτερικές διαστάσεις του γηπέδου είναι 132,6 m x 131,4 m, ενώ οι καθαρές εσωτερικές διαστάσεις της κύριας αίθουσας είναι 105 m x 93m. Το μέγιστο εσωτερικό ύψος της αίθουσας είναι 23,3m.

Οι πλευρικές όψεις του κτιρίου διαμορφώθηκαν από υαλοστάσια επί πλαισίων αλουμινίου ή από διπλές υάλινες λωρίδες, τα οποία εντάσσονται σε χαλύβδινο φέροντα σκελετό διαστάσεων 1,2m x 2,4 m.

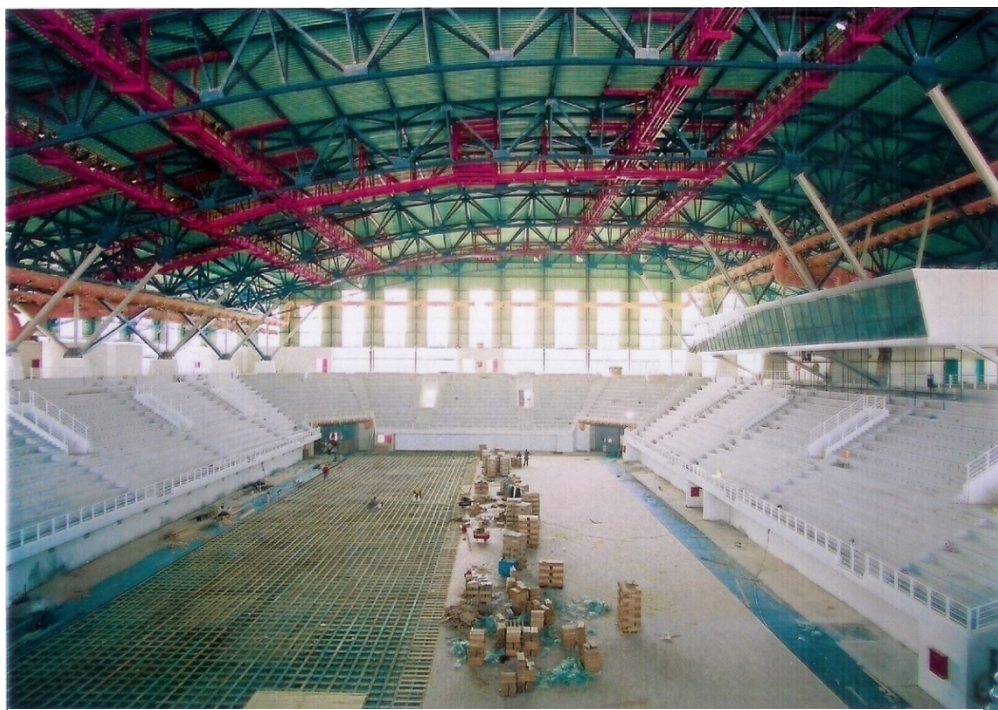


Εικόνα 1.4: Εξωτερική άποψη

Η επικάλυψη της στέγης αποτελείται από τραπεζοειδή γαλβανισμένη λαμαρίνα, ενδιάμεση στρώση επένδυσης από μονωτικό βάμβακα για θερμική μόνωση και ειδικά

μεταλλικά φύλλα εκ των οποίων το χαμηλότερο είναι διάτρητο για λόγους ακουστικής.

Μεταξύ του επιπέδου 2 και του μεταλλικού στεγάστρου βρίσκεται μια αίθουσα τηλεοπτικής μετάδοσης διαστάσεων 4,80m x 36 m και κάτω από την οροφή ένα πλέγμα διαδρόμων επίσκεψης (catwalks) που επιτρέπει την πρόσβαση για τη συντήρηση τόσο της μεταλλικής κατασκευής, όσο και των μηχανολογικών και ηλεκτρολογικών εγκαταστάσεων (βλ Εικ.1.5).



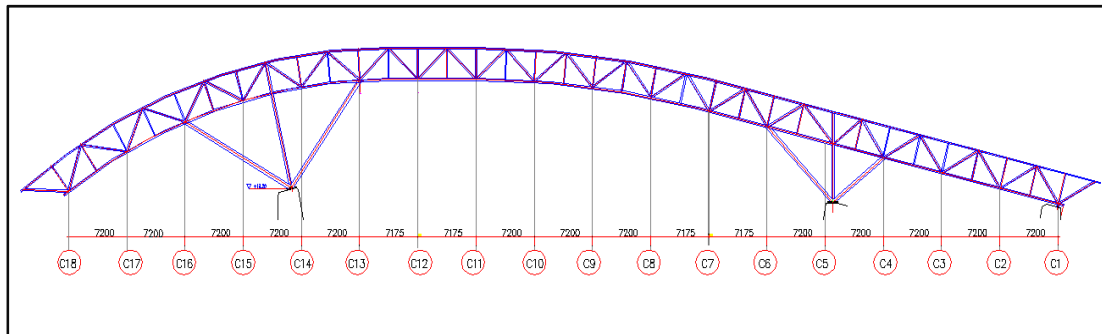
Εικόνα 1.5: Εσωτερική άποψη – διάδρομοι επίσκεψης – θεωρεία δημοσιογράφων

Το κτίριο προπόνησης και προετοιμασίας είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα και αποτελείται από δύο επίπεδα και δύο αίθουσες διαστάσεων 64,0m x 28,5 m και 63,0m x 28,0m με καθαρό εσωτερικό ύψος 12,5m. Και οι δύο αίθουσες μπορούν να διαιρεθούν , με μετακινούμενους τοίχους, σε τέσσερις ανεξάρτητες αίθουσες , με ανεξάρτητη πρόσβαση στο κύριο κτίριο. Το κτίριο προπόνησης αποτελείται από υποστυλώματα από σκυρόδεμα και μεταλλικά πλαίσια.

1.2 Κατασκευαστικά Στοιχεία

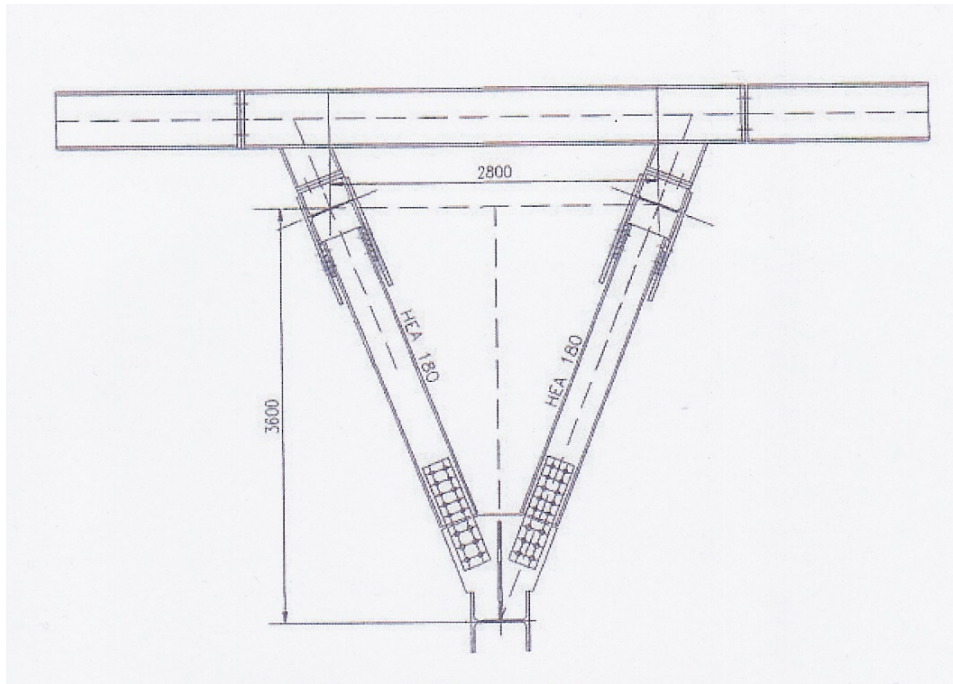
Όλα τα δομικά στοιχεία μέχρι το επίπεδο 2 που βρίσκονται τα καθίσματα των θεατών είναι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα διαιρείται σε δέκα στατικά ανεξάρτητα μέρη. Οι κερκίδες είναι από προκατασκευασμένο σκυρόδεμα, υποστηριζόμενες από δοκάρια που σκυροδετήθηκαν επιτόπου. Η θεμελίωση αποτελείται από ένα δίκτυο θεμελιοδοκών.

Τα μεταλλικά υποστυλώματα που στηρίζουν το στέγαστρο είναι τοποθετημένα πίσω από τα καθίσματα των θεατών πάνω σε στύλους σκυροδέματος της βασικής κατασκευής που περιγράφεται ανωτέρω. Για τον λόγο αυτό, το κύριο άνοιγμα του μεταλλικού πλαισίου (ανάμεσα στους άξονες C5 και C14) σχεδιάστηκε να είναι 68,40m. Η επικάλυψη και τα αντίστοιχα πλαίσια χάλυβα επεκτείνονται δεξιά του άξονα C5 και υποστηρίζονται στον άξονα C1 στο επίπεδο του περιβάλλοντα χώρου. Η μεταλλική δομή επεκτείνεται επίσης, ως προεξέχουσα κυρτή δοκός, αριστερά του άξονα C14 (βλ σχ.1.1).



Σχήμα 1.1: Τυπικό πλαίσιο κύριου αγωνιστικού χώρου

Το κύριο χαρακτηριστικό πλαίσιο παρουσιάζεται στο σχήμα 1.1. Λόγω του μεγάλου μεγέθους του βασικού ανοίγματος έχει σχεδιαστεί ο τυπικός φορέας, ο οποίος εδράζεται στο φέροντα οργανισμό από σκυρόδεμα των κερκίδων και των υποκείμενων βοηθητικών χώρων και ο οποίος έχει δικτυωτό ζύγωμα με τριγωνική διατομή (βάση 2,80m επί ύψος 3,60m) (βλ σχήμα 1.2).



Σχήμα 1.2: Τυπική εγκάρσια τομή του κύριου δικτύωματος

Για τον περιορισμό των κάθετων και οριζόντιων παραμορφώσεων και της κατάλληλης μεταφοράς των οριζόντιων δυνάμεων υπάρχει ένα τρίδυμο υποστύλωμα στις δύο κύριες στηρίξεις, κατασκευασμένο από κοίλες κυκλικές διατομές(βλ. Εικ 1.6).



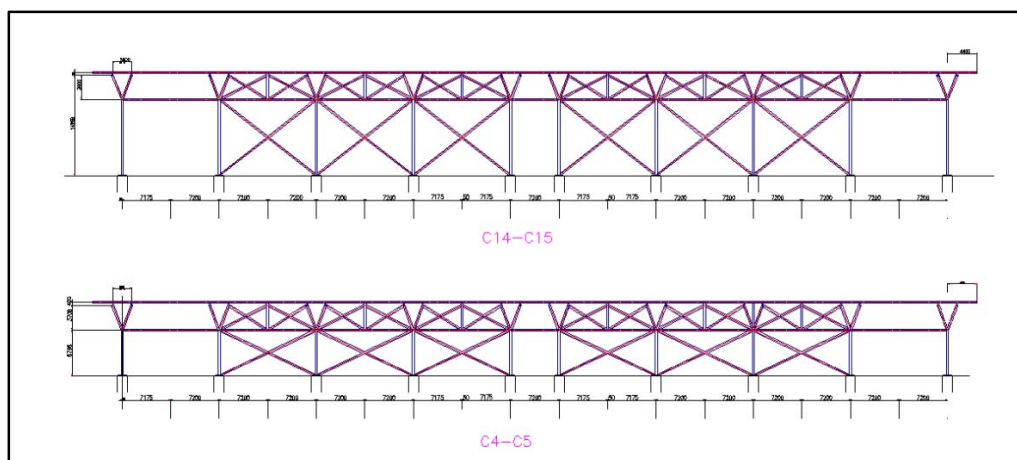
Εικόνα 1.6: Υποστύλωμα πλαισίου

Η τρίτη στήριξη έχει κατασκευαστεί ως κύλιση, προκειμένου να αποφευχθεί ο πολύ δύσκαμπτος αρμός και να περιοριστούν τα αποτελέσματα της θερμοκρασιακής μεταβολής(βλ. Εικ. 1.7).



Εικόνα 1.7: Στήριξη στεγάστρου

Η κατασκευή αποτελείται από δέκα πλαίσια (όπως αυτό του σχήματος 1.1) τα οποία είναι διατεταγμένα σε απόσταση 14,40m εκτός από τα δύο μεσαία πλαίσια που απέχουν 7,20m. Σε αυτό το άνοιγμα (μεταξύ των αξόνων X15-X16) έχει κατασκευαστεί αρμός διαστολής ανάμεσα στις τεγίδες. Κάθε πλαίσιο έχει τη δυνατότητα να αναλαμβάνει όλες τις επιβαλλόμενες οριζόντιες δυνάμεις. Κατά την εγκάρσια διεύθυνση οι οριζόντιες δυνάμεις (άνεμος, σεισμικό φορτίο κλπ) αναλαμβάνονται από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (μορφής X) που βρίσκονται κατά μήκος των δυο κύριων αξόνων στήριξης(βλ Σχ 1.3).



Σχήμα 1.3: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μεταξύ στύλων

Για τα μέλη των κύριων δικτυωμάτων χρησιμοποιήθηκαν διατομές μορφής I. Τα μέλη συνδέθηκαν σε όλους τους αρμούς με κοχλιωτές συνδέσεις και συναρμολογήθηκαν επιτόπου σε μεγαλύτερα τμήματα πριν την ανέγερση. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι εξής:

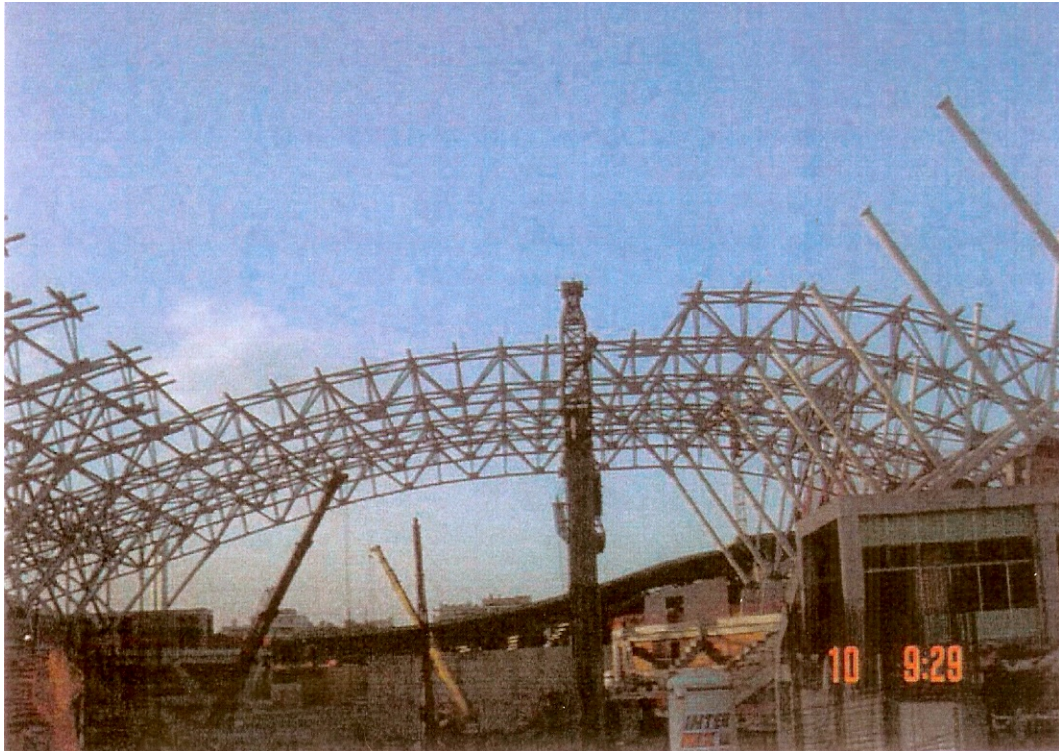
- Ράβδοι άνω πέλματος δικτυωμάτων: HEA 180, HEA 200 και HEB 200
- Ράβδοι κάτω πέλματος δικτυωμάτων: HEA 240, HEB 240 και HEB 260
- Διαγώνιοι: HEA140, HEA180, HEA200, HEA 220, HEB 220 και HEB240
- Τεγίδες: HEA 240 και HEA 260
- Άνω διαγώνιοι ζυγώματος: HEA 160 και HEA 180
- Αντιανέμοι στέγης: HEA 120
- Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας: HEA 360
- Υποστυλώματα στον άξονα C14: Ø508X11 και Ø 323,9X6,3
- Υποστυλώματα στον άξονα C5: Ø 457X8 και Ø 323,9X6,3

Κατά την ανάλυση του κτιρίου τοποθετήθηκαν ολόσωμες τεγίδες αντί δικτυωτών, λόγω της αστάθειας και της μειωμένης αντοχής που παρουσιάζουν τα ελεύθερα κάτω πέλματα των δικτυωτών. Επιπλέον οι ολόσωμες τεγίδες ανταποκρίνονται καλύτερα ως θλιβόμενα στοιχεία των συνδέσμων δυσκαμψίας μεταξύ τριγωνικών φορέων.

Για όλη την μεταλλική κατασκευή (εκτός από τις δημοσιογραφικές αίθουσες) χρησιμοποιήθηκαν δομικός χάλυβας ποιότητας S355 και κοχλίες υψηλής αντοχής, ποιότητας 8.8 και 10.9.

1.3 Ανέγερση

Για την ανέγερση της κατασκευής, το κάθε κύριο δικτύωμα προσυναρμολογήθηκε σε τρία τμήματα, δύο ακραία και ένα ενδιάμεσο τμήμα. Τα ακραία τμήματα (άξονες C12-C18 και C1-C7) ανεγέρθηκαν αρχικά και στη συνέχεια ρυθμίστηκε το μεσαίο τμήμα. Το ακραίο τμήμα C12-C18 υποστηρίχθηκε προσωρινά στο ελεύθερο άκρο του από σκαλωσιά, ενώ το τμήμα C1-C7 ασφαλίστηκε από μια προσωρινή σταθεροποίηση του ολισθαίνοντος στηρίγματος. Πριν την ανέγερση των δικτυωμάτων κατασκευάστηκαν τα τρίδυμα υποστυλώματα και υποστηρίχθηκαν προσωρινά. Στην εικόνα 1.8 εμφανίζεται μια ενδιάμεση φάση της κατασκευής.



Εικόνα 1.8: Ανέγερση του ενδιάμεσου τμήματος των κύριων δικτυωμάτων

Η εγκάρσια σταθερότητα του συστήματος κατά την ανέγερση διασφαλίστηκε μέσω των κατακόρυφων συνδέσμων ακαμψίας μορφής Χ ανάμεσα στα υποστυλώματα. Η τριγωνική εγκάρσια τομή των κύριων δικτυωμάτων βοήθησε την αποφυγή αστάθειας των αναγεργμένων τμημάτων.

1.4 Μεταολυμπιακή αξιοποίηση έργου

Κατά τη διάρκεια των Ολυμπιακών Αγώνων το κλειστό γυμναστήριο Γαλατσίου φιλοξένησε με επιτυχία τα αθλήματα της επιτραπέζιας αντισφαίρισης και της ρυθμικής γυμναστικής.

Από τον Οκτώβριο του 2004 χρησιμοποιήθηκε ως έδρα της ΚΑΕ ΑΕΚ, τόσο για τους αγώνες του ελληνικού πρωταθλήματος καλαθοσφαίρισης, όσο και για τους διεθνείς της αγώνες.

Παράλληλα το κεντρικό γήπεδο φιλοξένησε πολλές άλλες εκδηλώσεις, κυρίως πολιτιστικού χαρακτήρα, όπως τα βραβεία «Ερμής» (Ermis Awards) και τη συναυλία της Ελληνικής Συνομοσπονδίας ΑΜΕΑ. Από τα δύο βοηθητικά γήπεδα, το ένα χρησιμοποιήθηκε ως προπονητήριο της ΚΑΕ ΑΕΚ, ενώ το άλλο χρησίμευσε για την

διεξαγωγή εταιρικών εκδηλώσεων και συνεδρίων, για τηλεοπτικά γυρίσματα διαφημιστικών μηνυμάτων, κλπ

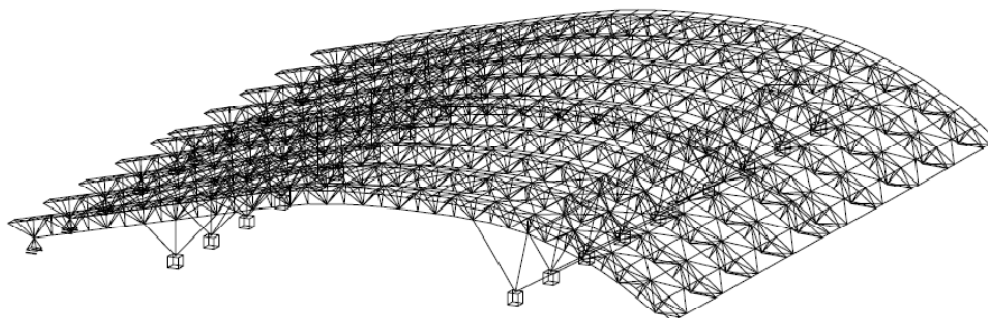
Το Μάιο του 2006 και έπειτα από διαγωνισμό παραχώρησης το Ολυμπιακό Κέντρο Γαλασίου παραχωρήθηκε για τα επόμενα 40 χρόνια από την Ολυμπιακά Ακίνητα Α.Ε. στην ένωση εταιρειών Ακροπόλ Χαραγκιώνης Α.Ε. και Sonae Sierra SGPS S.A. με σκοπό να μετατραπεί σε ένα καινοτόμο εμπορικό και ψυχαγωγικό κέντρο πολλαπλών χρήσεων.

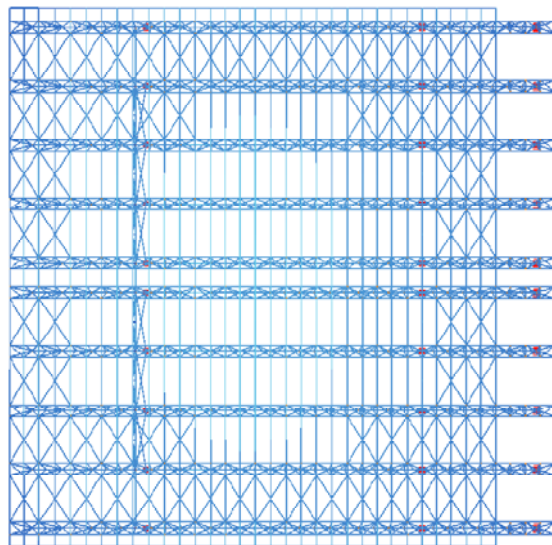
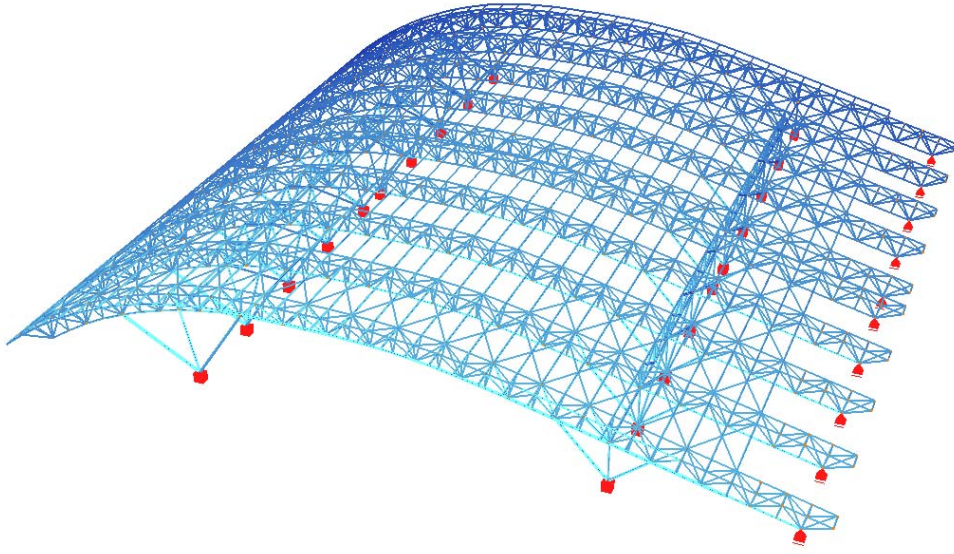
1.5 Πρόγραμμα ανάλυσης του κτιρίου

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση του κτιρίου είναι το Sofistik. Το Sofistik αποτελεί ένα λογισμικό πρόγραμμα που δίνει ιδιαίτερη έμφαση στην ανάλυση κτιριακών κατασκευών. Είναι ένα ευέλικτο πρόγραμμα επίλυσης που παρέχει σε κάθε χρήστη τη δυνατότητα εύρεσης μιας γρήγορης και αποτελεσματικής λύσης για δεδομένη κατασκευή.

Το Sofistik αποτελείται από υποπρογράμματα τα οποία χρησιμοποιήθηκαν σε συσχέτιση μεταξύ τους. Αρχικά έγινε η εισαγωγή των δεδομένων που αφορούν στα υλικά και τα είδη των διατομών της κατασκευής (υπορουτίνα AQUA). Ορίστηκε η γεωμετρία του φορέα, εισάγοντας τις συντεταγμένες των κόμβων του φορέα (υπορουτίνα GENF) και στη συνέχεια εισήχθησαν οι φορτίσεις και οι συνδυασμοί των φορτίσεων που καταπονούν το φορέα (υπορουτίνα ASE, DYNA). Με την υπορουτίνα MAXIMA προσδιορίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη, καθώς και η περιβάλλουσα για το συνδυασμό στατικών και σεισμικών φορτίσεων. Ο έλεγχος της επάρκειας των μελών της κατασκευής έγινε με το πρόγραμμα Steel Members.

Στις επόμενες εικόνες φαίνεται το μοντέλο του φορέα στο περιβάλλον του Sofistik.





2. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Γενικά

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων οι οποίες επενεργούν επ' αυτής.

Στον Ελλαδικό χώρο ως προς τις δράσεις επί των κατασκευών εφαρμόζεται ευρέως ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα μέσω των Παραρτημάτων είτε μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων πληροφορίες ως προς τις αναπτυσσόμενες δράσεις (πχ. χιόνι, άνεμος κλπ).

Προκειμένου να ελεγχθεί η κατασκευή έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας γίνεται χρήση των λεγόμενων «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτικών καταστάσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή τόσο κατά τη φάση της ανέγερσης όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού, ταξινομούνται ως εξής :

- Καταστάσεις διαρκείας, που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, πχ κατά τη φάση ανέγερσης ή κατασκευών
- Τυχηματικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, πχ σε πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τοπική αστοχία
- Καταστάσεις σεισμού, που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

2.2 Οριακές καταστάσεις – Δράσεις

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

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας, που αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής και σχετίζονται με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους ενοίκους.

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού, διακρίνονται σε:

- Άμεσες, π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία
- Έμμεσες π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού.

Οι δράσεις αυτές ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

- Μόνιμες, π.χ. ίδια βάρη της κατασκευής
- Μεταβλητές, π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου

Ως προς τη θέση τους οι δράσεις ταξινομούνται σε:

- Καθορισμένες, π.χ. ίδιο βάρος
- Ελεύτερες π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών

Ως προς τη φύση τους ταξινομούνται σε

- Στατικές
- Δυναμικές

2.3 Μόνιμα Φορτία

Τα μόνιμα ή νεκρά φορτία είναι φορτία που λαμβάνονται πάντοτε υπόψη στις κατασκευές και επιβάλλουν στατική φόρτιση δηλαδή πρόκειται για φορτία σταθερής θέσης και διεύθυνσης. Σε αυτά περιλαμβάνονται το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και τα μόνιμα προσαρτημένα στοιχεία (όπως υλικό στέγασης, επικαλύψεις και επενδύσεις, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, υδραυλικές εγκαταστάσεις κλπ). Τα μόνιμα φορτία διακρίνονται σε κύρια και σε δευτερεύοντα. Ως κύρια ορίζονται εκείνα που κατά μέγεθος είναι μεγαλύτερα και αποτελούν το κύριο ποσοστό των μονίμων. Ως δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται τα μικρότερης τάξης μεγέθους μόνιμα φορτία.

Στα μόνιμα φορτία της κατασκευής περιλαμβάνονται: το ίδιο βάρος του φορέα, η επικάλυψη του μεταλλικού σκελετού της στέγης, τα φορτία των μηχανολογικών εγκαταστάσεων της στέγης, η επικάλυψη των διαδρόμων επίσκεψης και το μηχανολογικό φορτίο των διαδρόμων επίσκεψης.

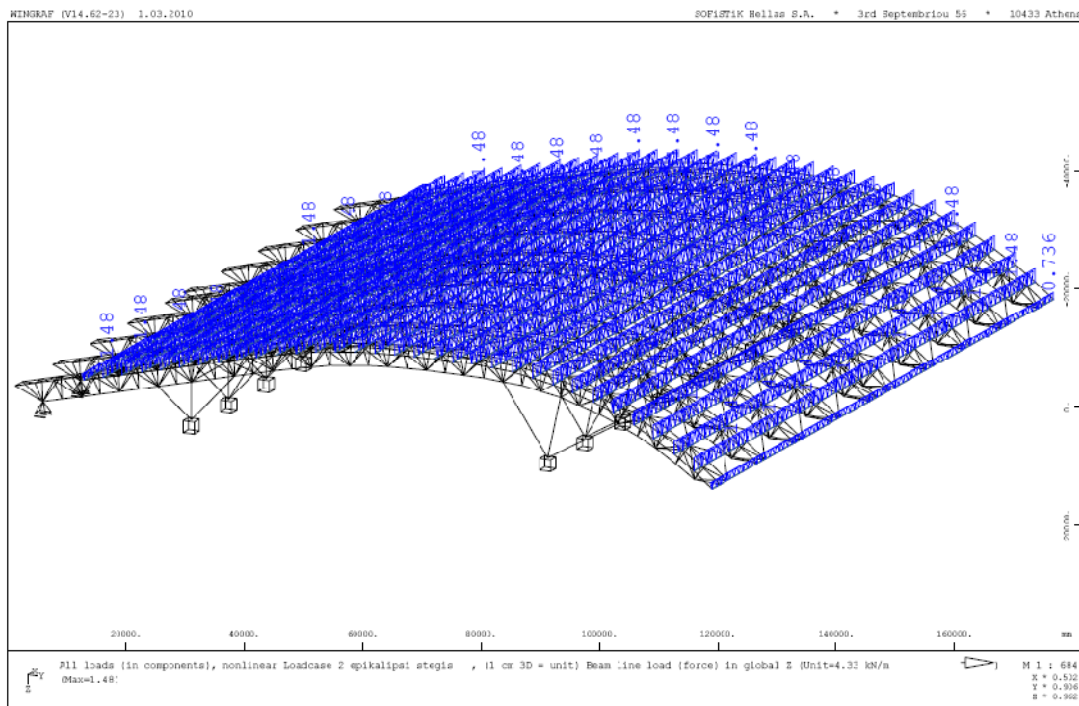
2.3.1 Ίδιο Βάρος στοιχείων του φορέα

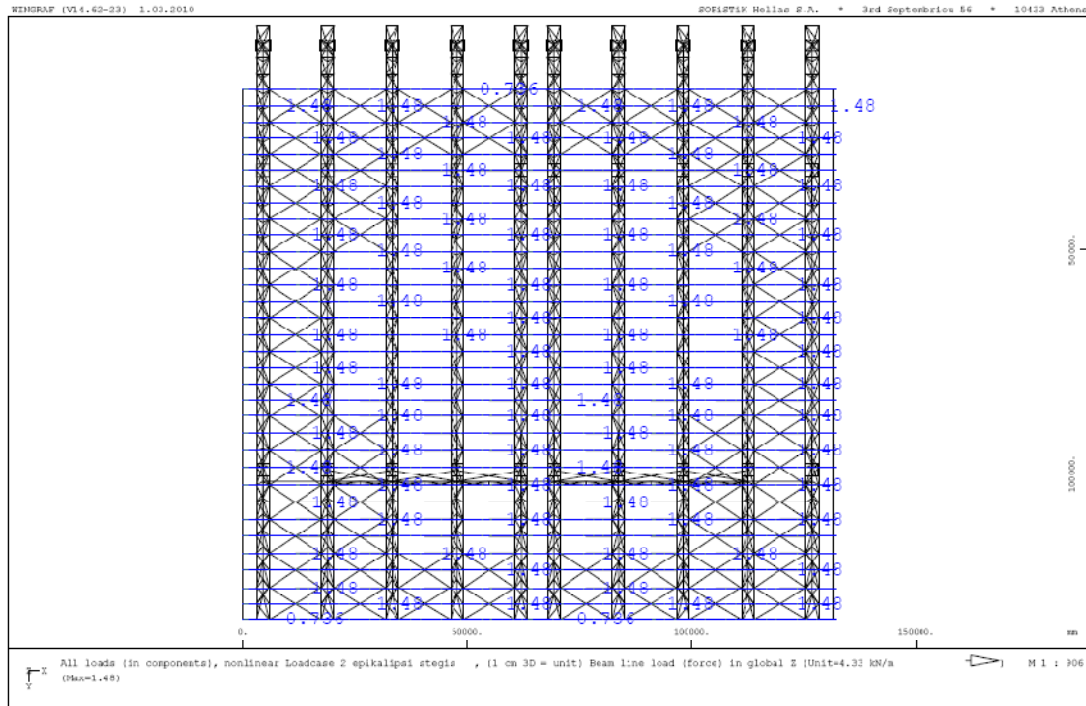
Στην ανάλυση εκτιμήθηκε ίδιο βάρος δομικού χάλυβα $78,5 \text{ kN/m}^3$

2.3.2 Επικάλυψη μεταλλικού σκελετού στέγης

Το φορτίο επικάλυψης στέγης λήφθηκε ίσο με $0,40 \text{ kN/m}^2$ και υπολογίστηκε ως γραμμικό φορτίο στις τεγίδες των πλαισίων.

- Ενδιάμεσες τεγίδες: ζώνη επιρροής $3,69 \text{ m} \times 0,40 \text{ kN/m}^2 = 1.476 \text{ kN/m}$
- Ακραίες τεγίδες: ζώνη επιρροής $1,84 \text{ m} \times 0,40 \text{ kN/m}^2 = 0.736 \text{ kN/m}$





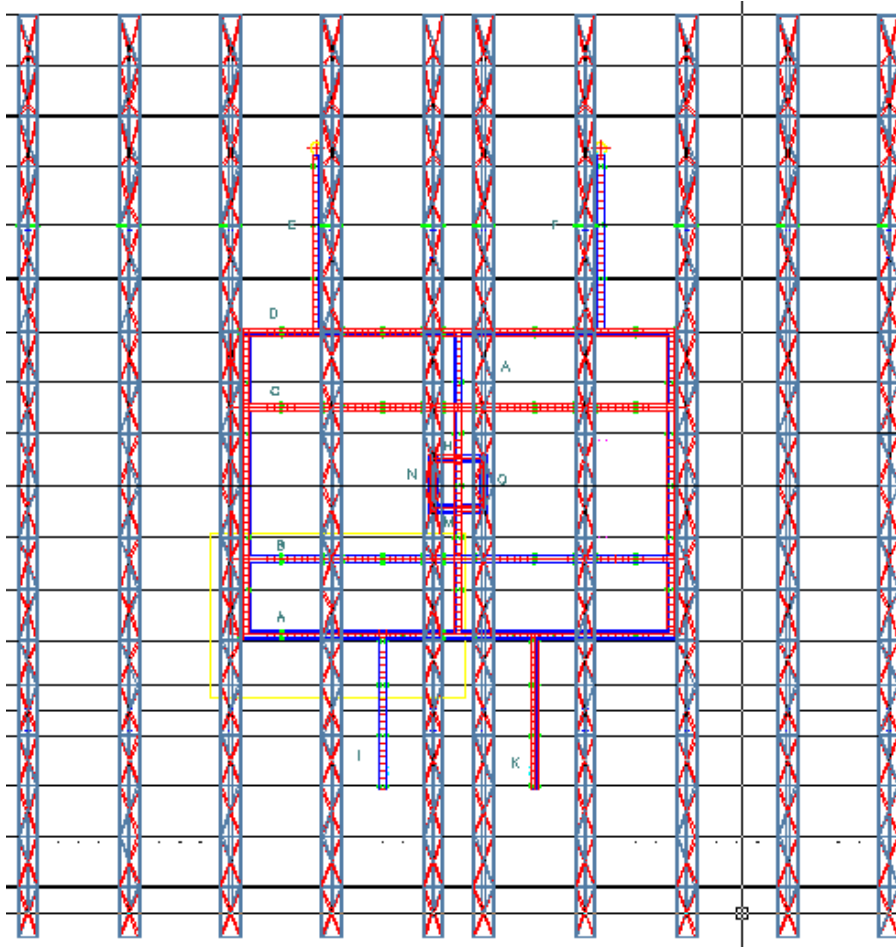
2.3.3 Φορτία μηχανολογικών εγκαταστάσεων στέγης

Το μηχανολογικό φορτίο στέγης θεωρήθηκε ίσο με $0,40 \text{ kN/m}^2$ και υπολογίστηκε ως γραμμικό φορτίο στις τεγίδες των πλαισίων.

- Ενδιάμεσες τεγίδες: ζώνη επιρροής $3,69 \text{ m} \times 0,40 \text{ kN/m}^2 = 1.476 \text{ kN/m}$
- Ακραίες τεγίδες: ζώνη επιρροής $1,84 \text{ m} \times 0,40 \text{ kN/m}^2 = 0.736 \text{ kN/m}$

2.3.4 Επικάλυψη διαδρόμων επίσκεψης

Το φορτίο επικάλυψης των διαδρόμων επίσκεψης λήφθηκε ίσο με $0,50 \text{ kN/m}^2$ και υπολογίστηκε ως γραμμικό φορτίο στις τεγίδες των πλαισίων που υπάρχουν διάδρομοι. Παρακάτω παρατίθεται το σχέδιο των διαδρόμων επίσκεψης του φορέα.



Σχήμα 2.1: Κάτοψη στεγάστρου και διαδρόμων επίσκεψης

A) Διάδρομοι εγκάρσιοι στα πλαίσια (διάδρομοι A, B, C, D, L, M)

Το πλάτος των διαδρόμων είναι 1,0m, επομένως θεωρήθηκε γραμμικό φορτίο $1,00\text{m} \times 0,50 \text{ kN/m}^2 = 0,50\text{kN/m}$ στις τεγίδες που βρίσκονται πάνω από τους διαδρόμους επίσκεψης.

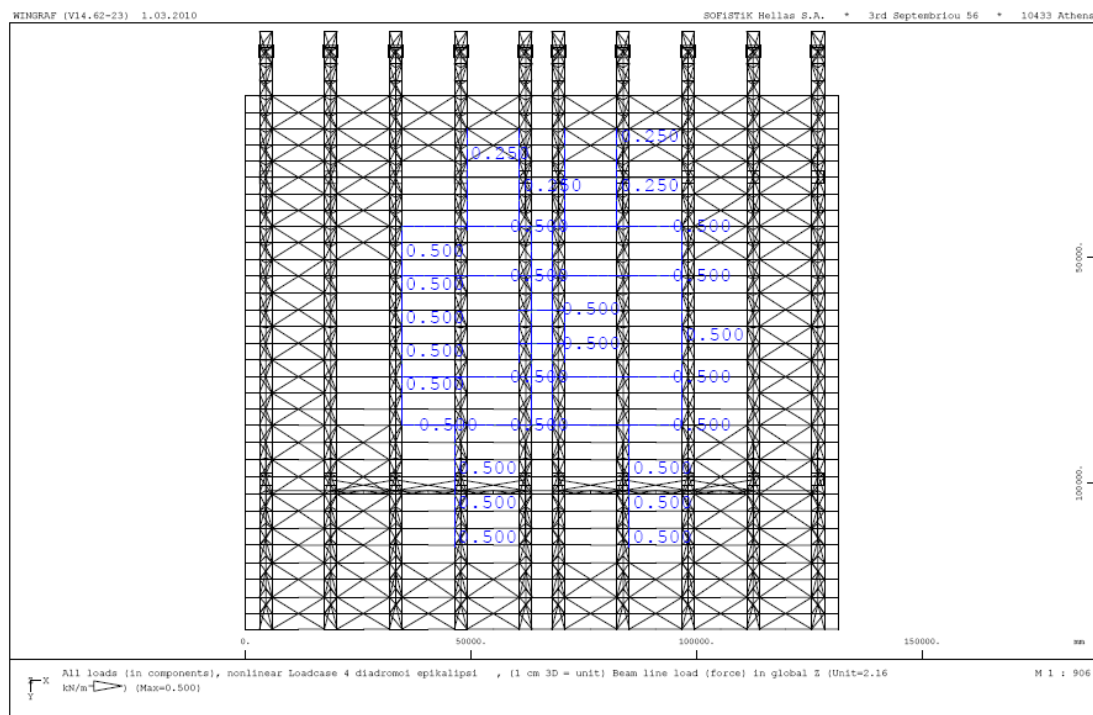
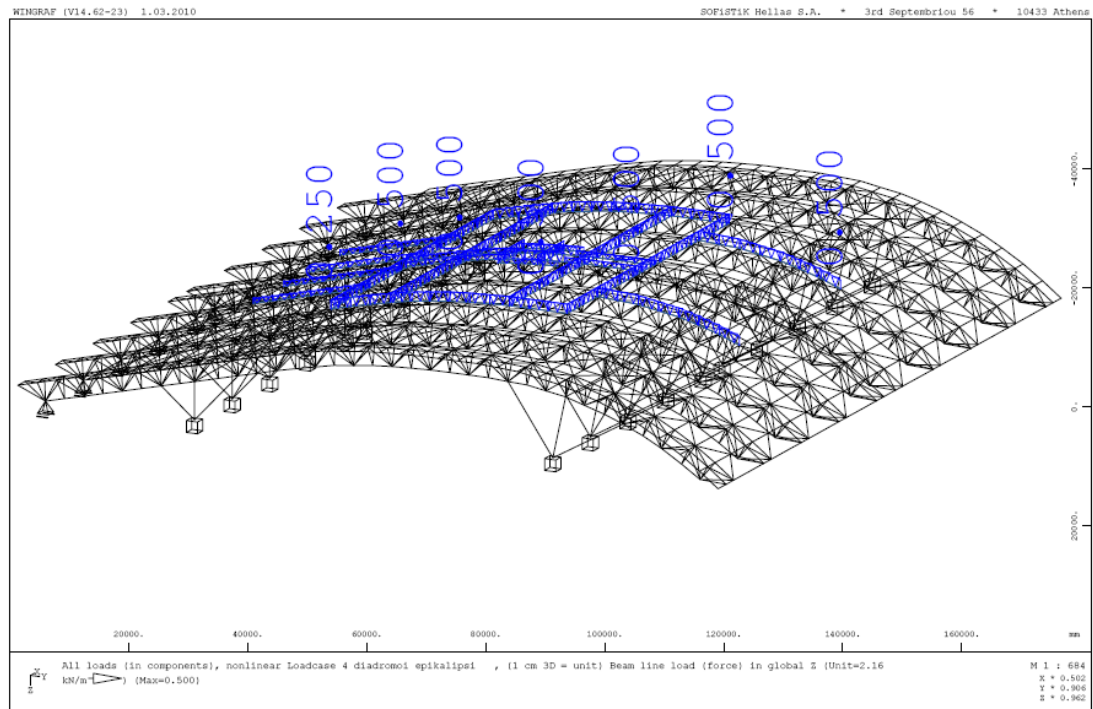
B) Διάδρομοι παράλληλοι στα πλαίσια

- Διάδρομοι E , F , G , I

Θεωρήθηκε γραμμικό φορτίο $1,00\text{m} \times 0,50 \text{ kN/m}^2 = 0,50\text{kN/m}$ στις άνω χορδές των δικτυωμάτων που βρίσκονται πάνω από τους διαδρόμους επίσκεψης.

- Διάδρομοι H, J , K , N , O

Οι συγκεκριμένοι διάδρομοι βρίσκονται ανάμεσα σε δύο πλαίσια οπότε θεωρήθηκε ότι το φορτίο μεταφέρεται στις άνω χορδές και των δύο πλαισίων το οποίο είναι ίσο με $1,00\text{m} \times 0,50 \text{ kN/m}^2 / 2 = 0,25\text{kN/m}$



2.3.5 Μηχανολογικό φορτίο διαδρόμων επίσκεψης

Το μηχανολογικό φορτίο των διαδρόμων επίσκεψης λήφθηκε ίσο με $0,80 \text{ kN/m}^2$ και υπολογίστηκε ως γραμμικό φορτίο στις τεγίδες των πλαισίων που υπάρχουν διάδρομοι.

A) Διάδρομοι εγκάρσιοι στα πλαίσια (διάδρομοι A, B, C, D, L, M)

Το πλάτος των διαδρόμων είναι 1,0m, επομένως θεωρήθηκε γραμμικό φορτίο $1,00m \times 0,80 \text{ kN/m}^2 = 0,80\text{kN/m}$ στις τεγίδες που βρίσκονται πάνω από τους διαδρόμους επίσκεψης.

B) Διάδρομοι παράλληλοι στα πλαίσια

- Διάδρομοι Ε , F , G , I

Θεωρήθηκε γραμμικό φορτίο $1,00m \times 0,80 \text{ kN/m}^2 = 0,80\text{kN/m}$ στις άνω χορδές των δικτυωμάτων που βρίσκονται πάνω από τους διαδρόμους επίσκεψης.

- Διάδρομοι Η, J , Κ , Ν , Ο

Οι συγκεκριμένοι διάδρομοι βρίσκονται ανάμεσα σε δύο πλαίσια οπότε θεωρήθηκε ότι το φορτίο μεταφέρεται στις άνω χορδές και των δύο πλαισίων το οποίο είναι ίσο με $1,00m \times 0,80 \text{ kN/m}^2 / 2 = 0,40\text{kN/m}$

2.4 Κινητά Φορτία

Τα κινητά ή μεταβλητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν όταν η κατασκευή βρίσκεται σε λειτουργία. Τα μεταβλητά αυτά φορτία θα πρέπει να τοποθετούνται κατά δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Στα κινητά φορτία της κατασκευής περιλαμβάνονται : το κινητό φορτίο των διαδρόμων επίσκεψης, η μεταβολή της θερμοκρασίας, το φορτίο χιονιού, ο άνεμος, και οι σεισμικές δυνάμεις.

2.4.1 Κινητό φορτίο διαδρόμων επίσκεψης

Το κινητό φορτίο των διαδρόμων επίσκεψης θεωρήθηκε ίσο με $1,50 \text{ kN/m}^2$ και υπολογίστηκε ως γραμμικό στις τεγίδες των πλαισίων που υπάρχουν διάδρομοι.

A) Διάδρομοι εγκάρσιοι στα πλαίσια (διάδρομοι Α, Β, C, D, L, Μ)

Το πλάτος των διαδρόμων είναι 1,0m, επομένως θεωρήθηκε γραμμικό φορτίο $1,00m \times 1,50 \text{ kN/m}^2 = 1,50 \text{ kN/m}$ στις τεγίδες που βρίσκονται πάνω από τους διαδρόμους επίσκεψης.

B) Διάδρομοι παράλληλοι στα πλαίσια

- Διάδρομοι Ε , F , G , I

Θεωρήθηκε γραμμικό φορτίο $1,00\text{m} \times 1,50 \text{ kN/m}^2 = 1,50 \text{ kN/m}$ στις άνω χορδές των δικτυωμάτων που βρίσκονται πάνω από τους διαδρόμους επίσκεψης.

- Διάδρομοι Η, J, Κ, Ν, Ο

Οι συγκεκριμένοι διάδρομοι βρίσκονται ανάμεσα σε δύο πλαίσια οπότε θεωρήθηκε ότι το φορτίο μεταφέρεται στις άνω χορδές και των δύο πλαισίων το οποίο είναι ίσο με $1,00\text{m} \times 1,50 \text{ kN/m}^2 / 2 = 0,75\text{kN/m}$

2.4.2 Μεταβολή της θερμοκρασίας

Μία κατασκευή υποβάλλεται στη διάρκεια της ζωής της σε θερμοκρασιακές μεταβολές. Οι μεταβολές αυτές είναι μεγαλύτερες για κατασκευές στην ύπαιθρο (πχ γέφυρες) από άλλες των οποίων τα φέροντα στοιχεία προστατεύονται έναντι θερμοκρασιακών επιρροών από μη φέροντα στοιχεία (πχ κτίρια).

Επειδή οι θερμοκρασιακές μεταβολές έχουν μικρή διάρκεια, τα εντατικά μεγέθη λόγω των επιρροών τους δεν υπόκεινται σε ερπυσμό και συνεπώς τα αδρανειακά στοιχεία της διατομής υπολογίζονται για βραχυχρόνια φόρτιση.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1.5, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες και κατατάσσονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 1. Για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας, που οφείλεται στην ολική μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (πχ χειμώνας – καλοκαίρι) υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της αρνητικής και της θετικής ενεργού θερμοκρασίας.

Στη συγκεκριμένη κατασκευή θεωρήθηκε μεταβολή θερμοκρασίας $\Delta T = -20^\circ\text{C}/+30^\circ\text{C}$

2.4.3 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία του χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία έλαβε 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 1500m. Έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης και δε λαμβάνουν υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση.

Το φορτίο του χιονιού θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης, ενώ κατατάσσεται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, μπορεί να εντάσσεται στις τυχηματικές δράσεις.

Ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι συσσωρεύεται επί της στέγης κατά διάφορους τρόπους.

Προσδιορισμός φορτίου χιονιού (s) σε στέγες

Το φορτίο χιονιού σε μία στέγη προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (\text{kN/m}^2) \quad (2.1)$$

Όπου:

- μ_i ο συντελεστής μορφής χιονιού
- $C_e=1$ ο συντελεστής έκθεσης, για κανονικές συνθήκες.
- $C_t=1$ ο θερμικός συντελεστής, για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης.
- s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

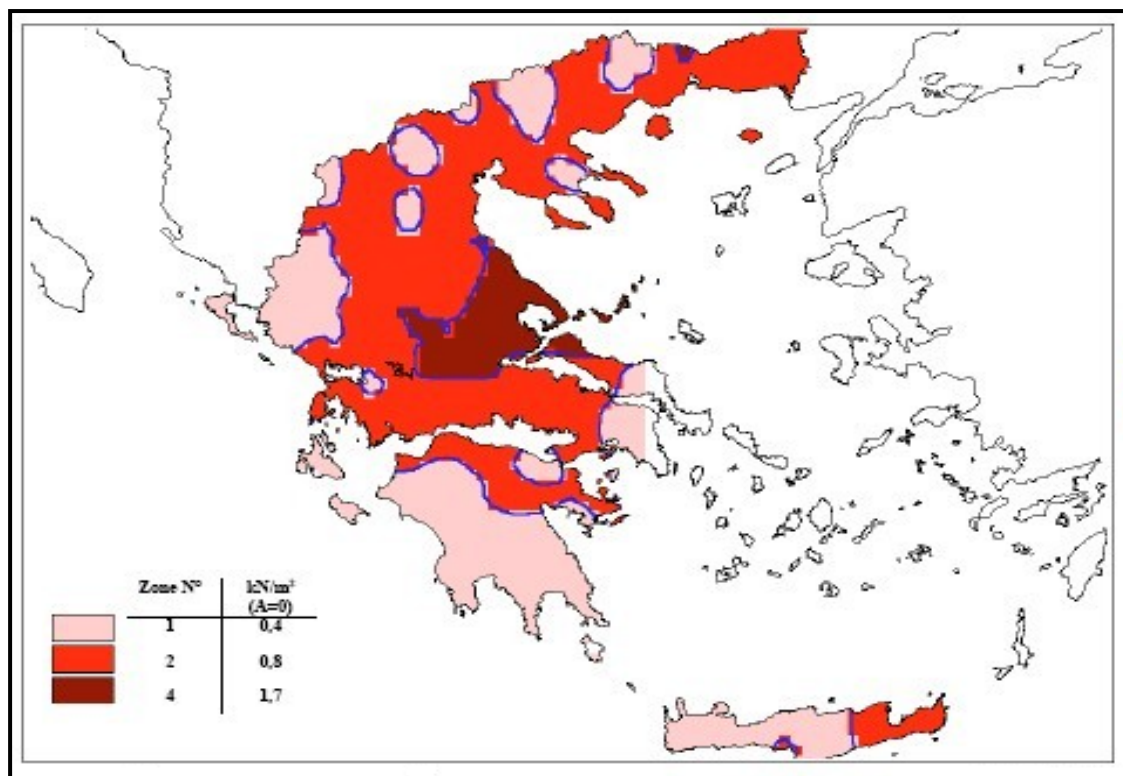
Προσδιορισμός χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού (s_k) επί του εδάφους

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k δίνονται στο παράρτημα C του EN 1991- Μέρος 1.3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

Ζώνη I ($s_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας

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

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



Εικόνα 2.1: Χάρτης απεικόνισης ζωνών χιονιού

Το Ολυμπιακό Κέντρο Γαλατσίου βρίσκεται στο νομό Αττικής επομένως ανήκει στη Ζώνη I με $s_{κ,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$

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

$$s_{κ} = s_{κ,0} [1 + (A/917)^2]$$

Όπου:

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

Επομένως για την περιοχή του Γαλατσίου που βρίσκεται στην Ανατολική Στερεά και για υψόμετρο περίπου 175m προκύπτει $s_{κ} = 0,4 * (1 + (175/917)^2) = 0,41 \text{ kN/m}^2$

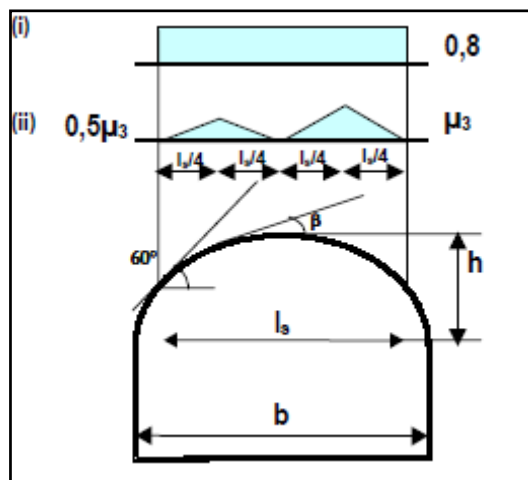
Προσδιορισμός του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού (μ_i)

Ο συντελεστής μορφής φορτίου εξαρτάται από τη μορφή και τη γεωμετρία της στέγης. Το στέγαστρο του γυμναστηρίου είναι κυλινδρικό. Για τον προσδιορισμό του συντελεστή μορφής λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου:

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

Το φορτίο του χιονιού εφαρμόζεται στην επικάλυψη και μεταφέρεται στη συνέχεια στις άνω ράβδους των πλαισίων. Αυτό σημαίνει ότι στα προεξέχοντα τμήματα των πλαισίων δεν θα ασκείται φορτίο χιονιού.

Για κυλινδρικές στέγες οποιασδήποτε μορφής, απλής καμπυλότητας, στις οποίες δεν εμποδίζεται η ολίσθηση του χιονιού, εξετάζονται δύο περιπτώσεις φόρτισης, σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα.



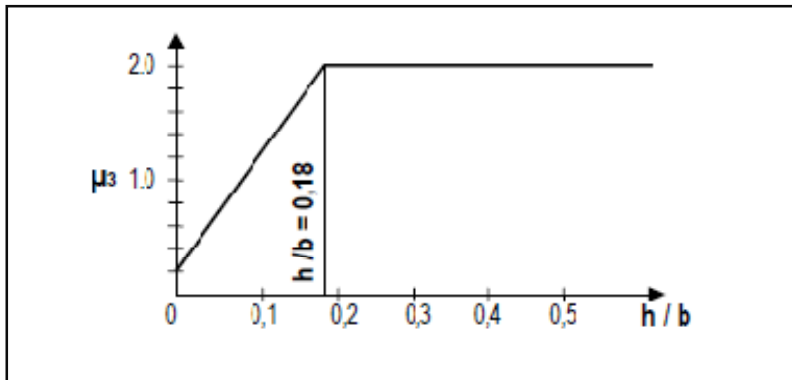
Σχήμα 2.2: Συντελεστές μορφής σε κυλινδρικές στέγες

Οι συντελεστές μορφής υπολογίζονται ως εξής:

$$\text{Για } \beta \leq 60^\circ \quad \mu_3 = 0,2 + 10 h/b, \text{ αλλά } \mu_3 \leq 2,0$$

$$\text{Για } \beta > 60^\circ \quad \mu_3 = 0$$

Στο ακόλουθο σχήμα δίνεται ο συντελεστής μ_3 συναρτήσει του λόγου h/b (ύψος προς άνοιγμα κυλινδρικής στέγης)



Σχήμα 2.3: Συντελεστές μορφής κυλινδρικών στεγών συναρτήσει του λόγου h/b

Στο συγκεκριμένο στέγαστρο, και για $\beta_{\max} = 34^\circ < 60^\circ$ προκύπτουν:

- $\mu_1 = 0,80$
- $\mu_2 = 0,2 + 10 \cdot h/b = 0,2 + 10 \cdot 16,6/118 = 1,60 < 2,0$
- $\mu_3 = 0,5 \cdot \mu_2 = 0,5 \cdot 1,60 = 0,80$

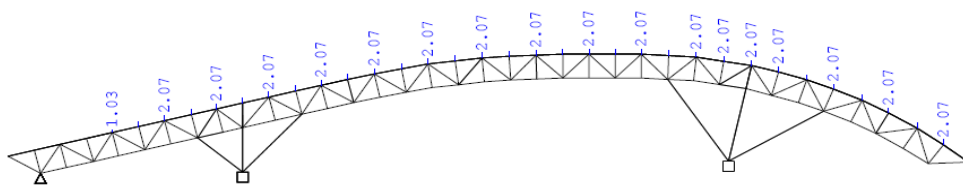
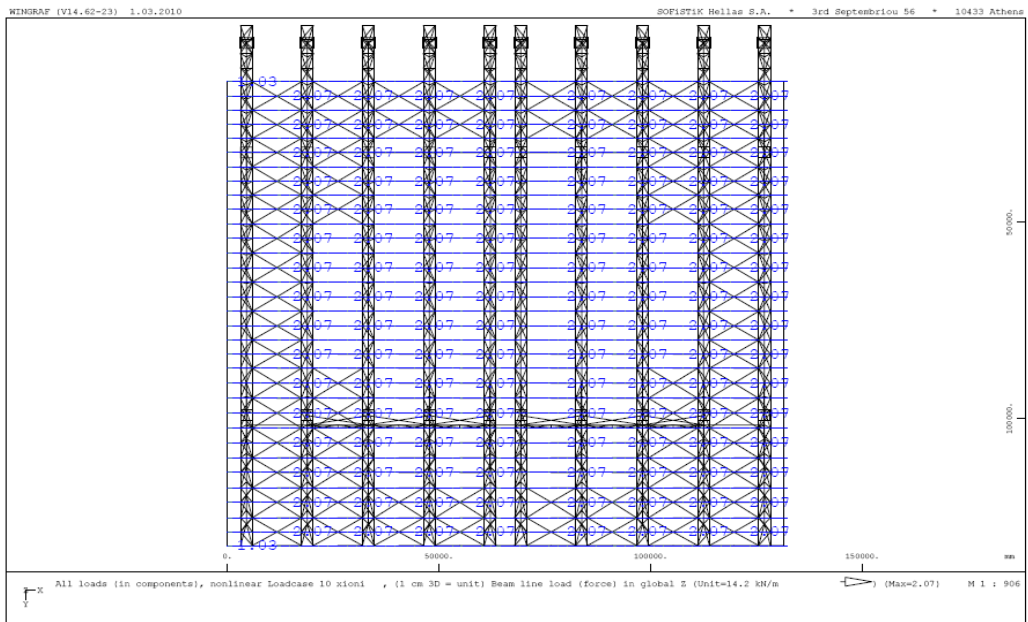
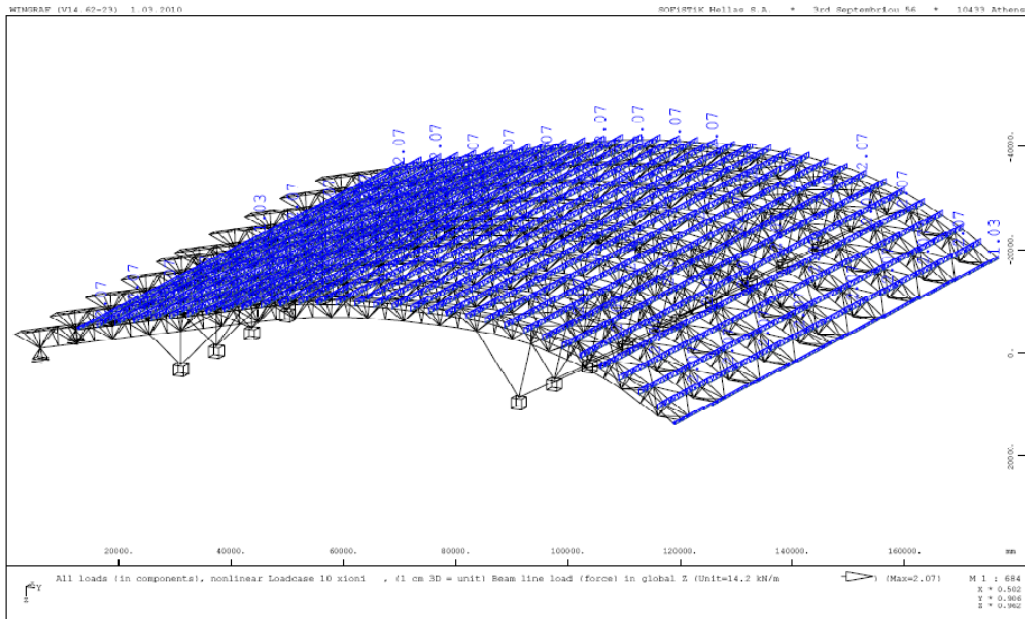
οπότε από τη σχέση (2.1):

- $s = 0.80 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.41 = 0.33 \text{ kN/m}^2$
- $s = 1.60 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.41 = 0.66 \text{ kN/m}^2$
- $s = 0.80 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.41 = 0.33 \text{ kN/m}^2$

τελικά λαμβάνεται υπέρ της ασφάλειας ομοιόμορφο φορτίο χιονιού $s = 0.66 \text{ kN/m}^2$

Το φορτίο χιονιού υπολογίστηκε ως γραμμικό φορτίο στις τεγίδες των πλαισίων.

- Ενδιάμεσες τεγίδες: ζώνη επιρροής $3,69 \text{ m} \times 0,66 \text{ kN/m}^2 = 2,44 \text{ kN/m}$
- Ακραίες τεγίδες: ζώνη επιρροής $1,84 \text{ m} \times 0,66 \text{ kN/m}^2 = 1,22 \text{ kN/m}$



2.4.4 Δράσεις Ανέμου

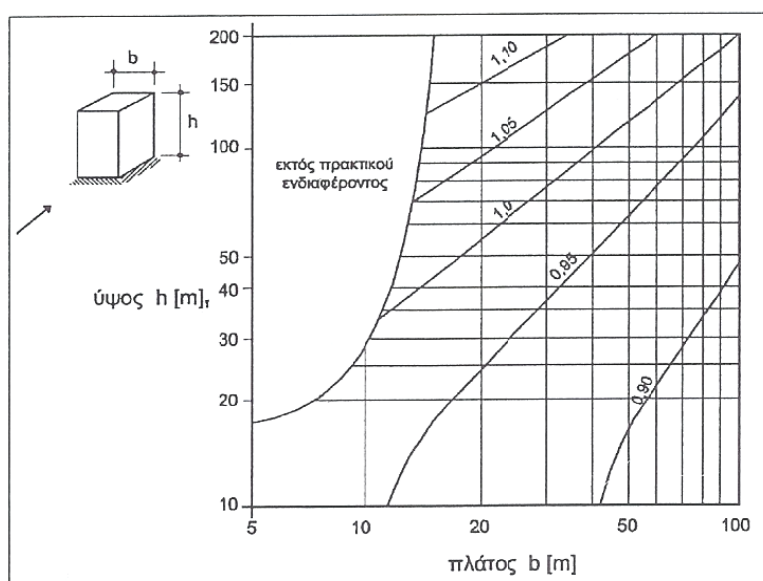
Ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου επί της κατασκευής έγινε με βάση το Μέρος 1-4 του Ευρωκώδικα 1, το οποίο παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των φορτίων ανέμου επί των κτιριακών κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων και προσαρτημάτων τους για ύψη μέχρι 200m που είναι και η εν λόγω κατασκευή.

Η απόκριση μιας κατασκευής και των επιμέρους στοιχείων της στη δράση του ανέμου μπορεί να προσομοιαστεί ως επαλληλία μιας βασικής και μιας συντονιστικής συνιστώσας. Η βασική συνιστώσα είναι στατική ενώ η συντονιστική αποτελεί δυναμική απόκριση. Για το μεγαλύτερο μέρος των κατασκευών η συντονιστική συνιστώσα είναι μικρή και μπορεί να αγνοηθεί. Αντίθετα, στις εύκαμπτες κατασκευές, λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό και παραμορφώσεις από δυναμικές φορτίσεις λόγω εγκάρσιων ταλαντώσεων.

Ο Ευρωκώδικας 1 δίνει δύο μεθόδους υπολογισμού των φορτίων του ανέμου, την απλή και τη λεπτομερή.

Η απλή μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές οι οποίες δεν είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση. Μπορεί να βρει εφαρμογή σε κτίρια με ύψος μικρότερο από 200m, καθώς και σε οδικές και σιδηροδρομικές γέφυρες με άνοιγμα μικρότερο από 200m, με την προϋπόθεση ότι ο δυναμικός συντελεστής c_d είναι μικρότερος του 1,2.

Η λεπτομερής μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές οι οποίες είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση και ο δυναμικός συντελεστής είναι μεγαλύτερος του 1,2.



Σχήμα 2.4: Τιμές του c_d για κτίρια από χάλυβα

Η μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο μέρος 1-4 του Ευρωκώδικα 1 αφορά σε επιφάνειες οι οποίες είναι επαρκώς δύσκαμπτες ώστε να αμελούνται οι δυναμικές ταλαντώσεις που προκαλούνται από τον άνεμο.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

- **Γεωγραφική θέση:** Οι ταχύτητες ανέμου είναι στατιστικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές από κάποιες άλλες
- **Φυσική θέση:** Ριπές ανέμου με υψηλές τιμές απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές παρά σε πιο προστατευμένες όπως αποτελούν τα κέντρα πόλεων. Αυτό αποδίδεται στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Αυτή η μείωση λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος αναφέρεται στη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου.
- **Τοπογραφία:** Τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της περιοχής λαμβάνονται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή ανάγλυφου) που εκτιμά την αύξηση της μέσης ταχύτητας ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση $\Phi=H/L_u$ κατά τη διεύθυνση του ανέμου.
- **Διαστάσεις κτιρίου:** Το ύψος του μελετώμενου κτιρίου επηρεάζει σημαντικά την ταχύτητα του ανέμου.
- **Μέση ταχύτητα ανέμου:** Προσδιορίζεται από τη βασική του ταχύτητα προσαυξημένη ώστε να λάβει υπόψη το ύψος του μελετώμενου κτιρίου, την τραχύτητα του εδάφους και τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά.
- **Σχήμα κατασκευής:** Τα φορτία είναι το αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων στις όψεις της κατασκευής, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από αυτή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής. Ωστόσο η κατανομή είναι περίπλοκη εξαιτίας της ύπαρξης και γειτονικών κατασκευών καθώς και φυσικών

εμποδίων. Γενικά θεωρούμε πως πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες όψεις και υποπίεσεις στις υπήνεμες.

- **Κλίση στέγης:** Παράμετρος η οποία επηρεάζει το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής.
- **Διεύθυνση ανέμου:** Η διεύθυνση του ανέμου επηρεάζει την κατανομή των πιέσεων.

Μέσω διατιθέμενων πινάκων λαμβάνονται υπόψη οι ως άνω παράμετροι .

2.4.4.1 Πίεση ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής

Οι δράσεις του ανέμου μεταβάλλονται με το χρόνο και δρουν άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής (πίεση) και έμμεσα στις εσωτερικές επιφάνειες αυτής (υποπίεση), μέσω του πορώδους των εξωτερικών επιφανειών. Στην παρούσα διπλωματική εργασία, η υποπίεση θα αμεληθεί, λόγω των περιορισμένων ανοιγμάτων του κτιρίου.

Εξωτερική πίεση w_e

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, δίνεται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe} \quad (2.2)$$

όπου:

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

Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z_e)$

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

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho(z) \cdot v_m^2 = c_e(z) \cdot q_b \quad (2.3)$$

όπου:

- ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, ίση με $1,25 \text{ kg/m}^3$
- I_v είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z
- $c_e(z_e)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (2.4)$$

- q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (2.5)$$

όπου:

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

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

στη σχέση αυτή είναι:

- c_{dir} ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1,0)
- c_{season} ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1,0)
- $v_{b,0}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου

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

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (2.7)$$

όπου:

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

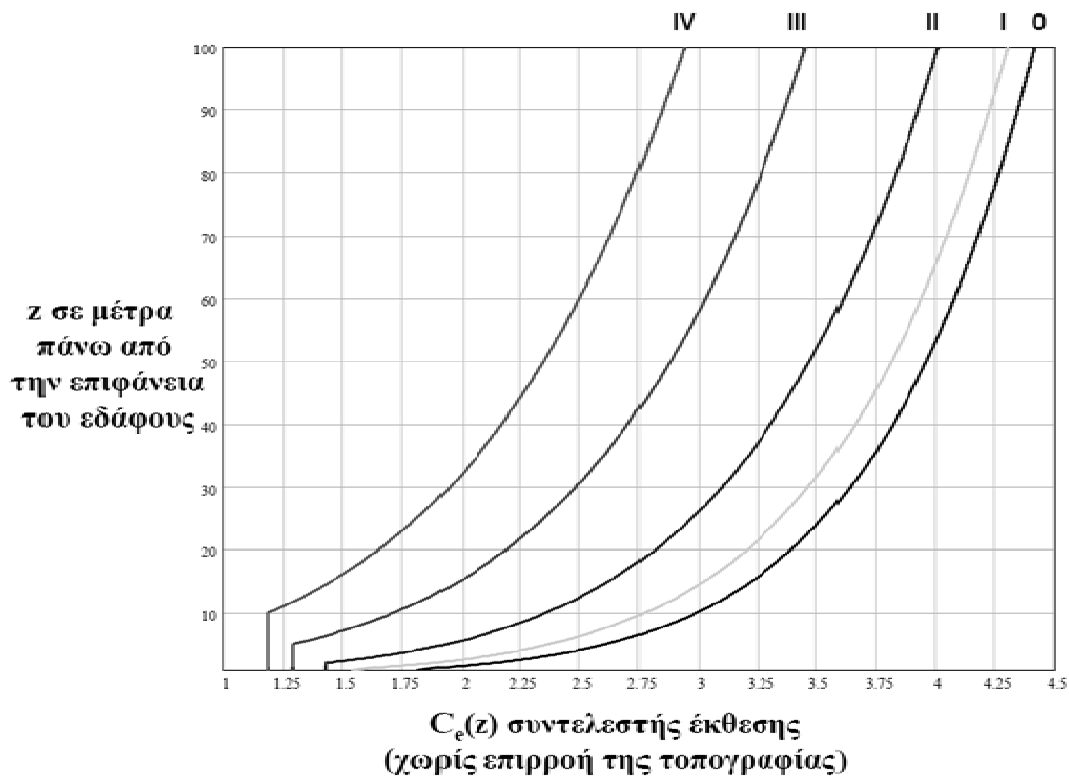
Η ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.8)$$

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

όπου:

- k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)
- για επίπεδο έδαφος όπου $c_o(z) = 1$, ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z_e)$ δίνεται σε διάγραμμα στο ακόλουθο σχήμα ως συνάρτηση του ύψους z πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους.



Σχήμα 2.5: Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για $c_0=1.0$ και $k_I=1.0$

Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$

Υπολογίζεται συναρτήσει του ύψους από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\text{Για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (2.9)$$

$$\text{Για } z < z_{\min} \quad c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)$$

όπου:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (\text{συντελεστής εδάφους}) \quad (2.10)$$

Στις σχέσεις αυτές:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας σε m, βλ πίνακα 2-1

$z_{0,II} = 0,05\text{m}$ (κατηγορία εδάφους II, πίνακας 2-1)

z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον πίνακα 2-1

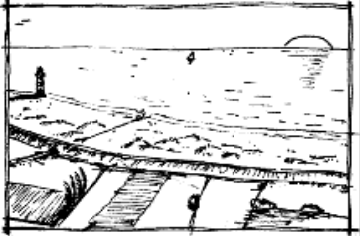

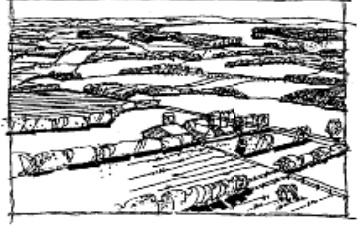


z_{\max} λαμβάνεται ίσο προς 200m

Η κατηγορία εδάφους και οι παράμετροι z_0 και z_{\min} δίνονται από τα παρακάτω σχήματα:

Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους	z_0 m	z_{\min} m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	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) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Πίνακας 2-1 : κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Απεικονίσεις της ανώτερης τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους	
<p>Κατηγορία εδάφους 0 Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους I Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους III Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους IV Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m</p>	

Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_t(z)$

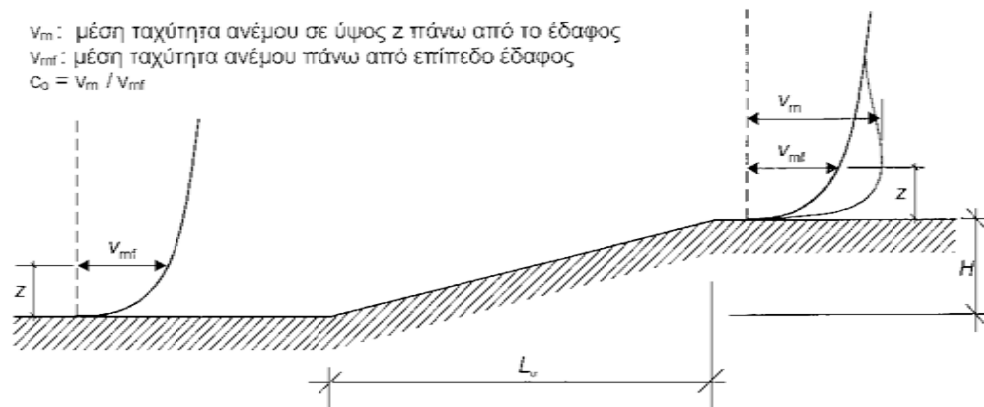
Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς, ανάλογα με την προσήνεμη κλίση $\Phi=H/L_u$ κατά τη διεύθυνση του ανέμου, Σχ. 2.6.

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

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

Προσδιορίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\begin{aligned} c_t &= 1 && \text{για } \Phi < 0,05 \\ c_t &= 1 + 2 s \Phi && \text{για } 0,05 < \Phi < 0,3 \\ c_t &= 1 + 0,6 s && \text{για } \Phi > 0,3 \end{aligned} \quad (2.11)$$



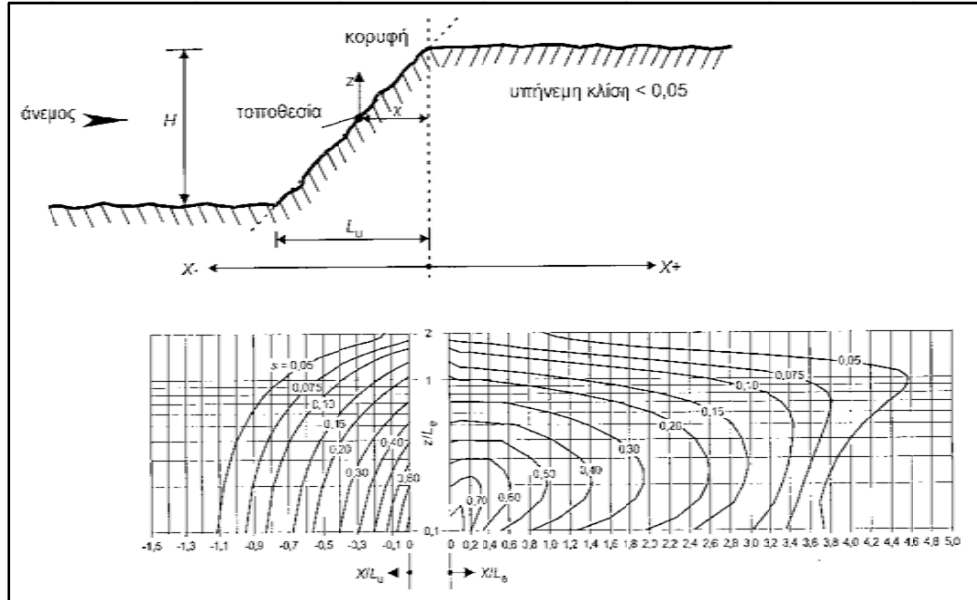
Σχήμα 2.6: Απεικόνιση της αύξησης των ταχυτήτων του ανέμου λόγω τοπογραφικής διαμόρφωσης

όπου:

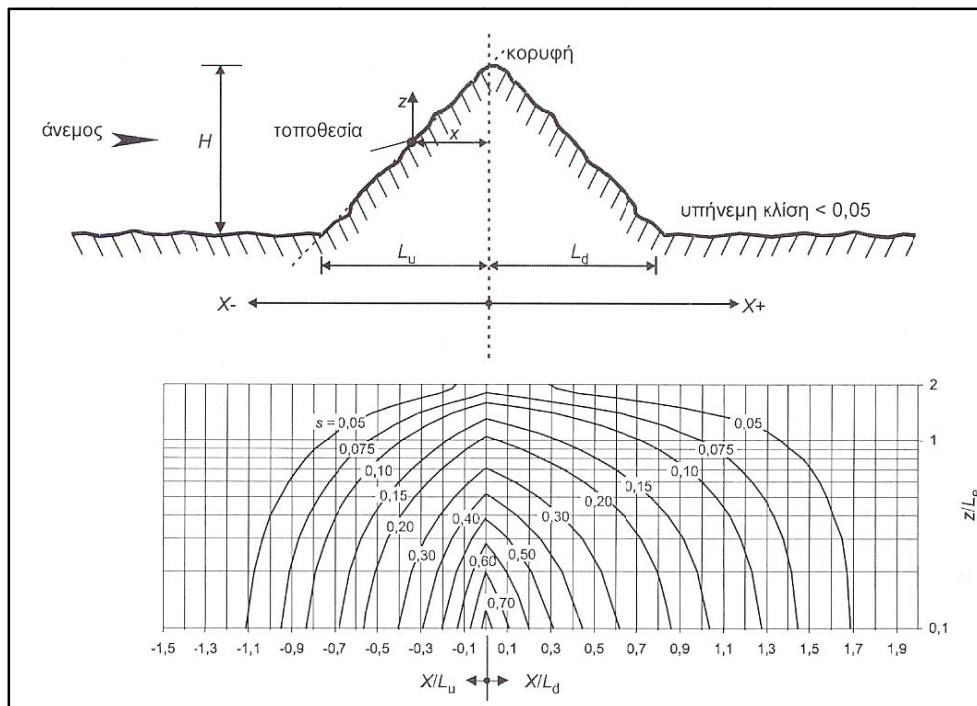
- s είναι συντελεστής τοπογραφικής θέσης, που προκύπτει από τα Σχ. 2.7 και 2.8 συναρτήσει των x/L_e , x/L_u , x/L_d και z/L_e . αναλυτικές εκφράσεις δίνονται στο παράρτημα Α του prEN 1991-1-4.
- $\Phi = H/L_u$: είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά
- L_e είναι το ενεργό μήκος προς την προσήνεμη πλαγιά, προσδιοριζόμενο από τον Πίνακα 2-2
- L_u είναι το πραγματικό ύψος της προσήνεμης πλαγιάς
- H είναι το ενεργό ύψος της εδαφικής ανωμαλίας
- x είναι η οριζόντια απόσταση της τοποθεσίας από την κορυφή του λόφου
- z είναι η κατακόρυφη απόσταση της τοποθεσίας από την επιφάνεια του εδάφους.

Πίνακας 2-2 : Τιμές του ενεργού μήκους L_e

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



Σχήμα 2.7 : Συντελεστής s για γκρεμούς και εξάρσεις



Σχήμα 2.8: Συντελεστής s για λόφους και κορυφές

Αεροδυναμικοί συντελεστές πίεσης

Οι αεροδυναμικοί συντελεστές είναι οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} και οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης c_{pi} .

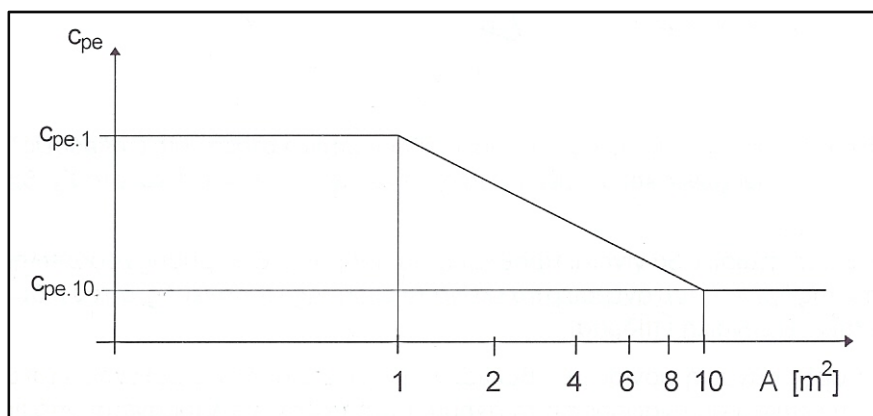
.Στα επόμενα θα δοθεί ο τρόπος προσδιορισμού του συντελεστή εξωτερικής πίεσης για την περίπτωση κατακόρυφων τοίχων και για την περίπτωση στέγης.

Συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} που εφαρμόζονται στα κτίρια εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A . Στο σχήμα 8 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας.

Όπως προκύπτει από το σχήμα αυτό:

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

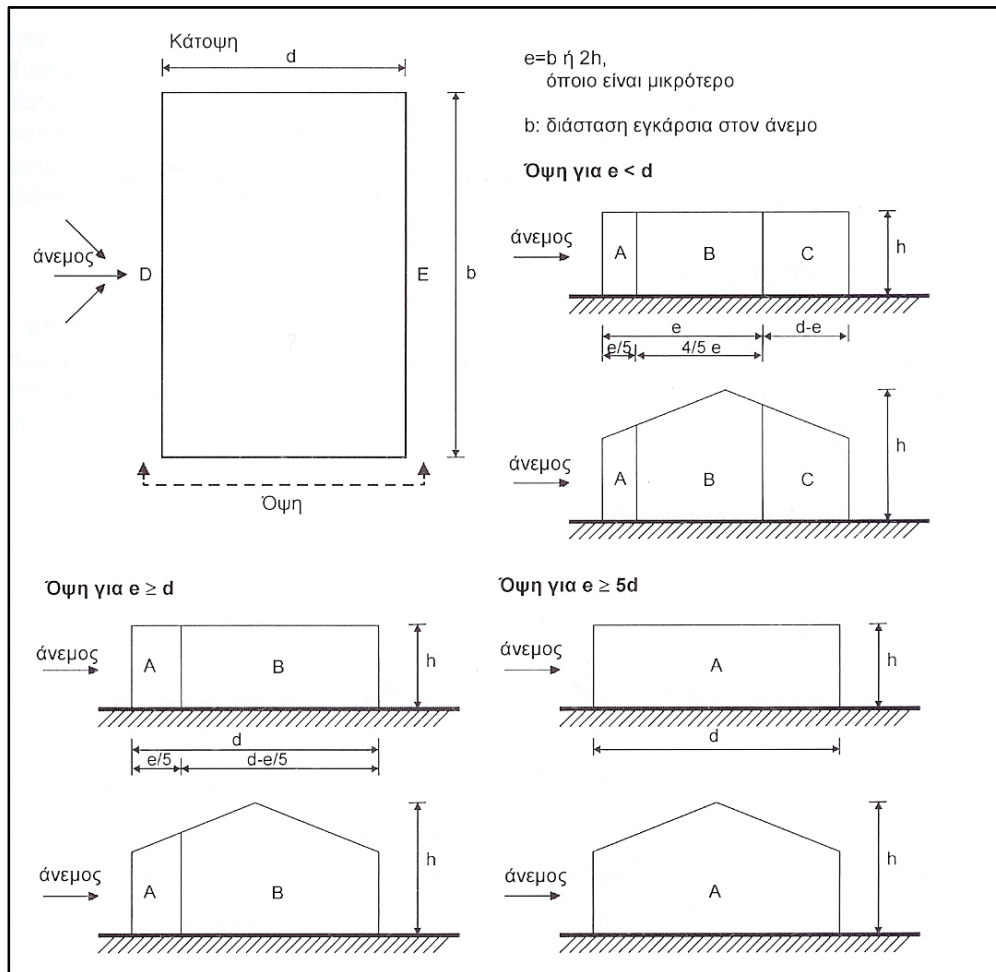


Σχήμα 2.9: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A

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

Οι τιμές των συντελεστών $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ δίνονται από σχετικούς πίνακες για διάφορες κατευθύνσεις του ανέμου.

A) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη



Σχήμα 2.10: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τις ζώνες A, B, C, D, και E του σχήματος 2.10, δίνονται στον παρακάτω πίνακα ως συνάρτηση του λόγου h/d

όπου:

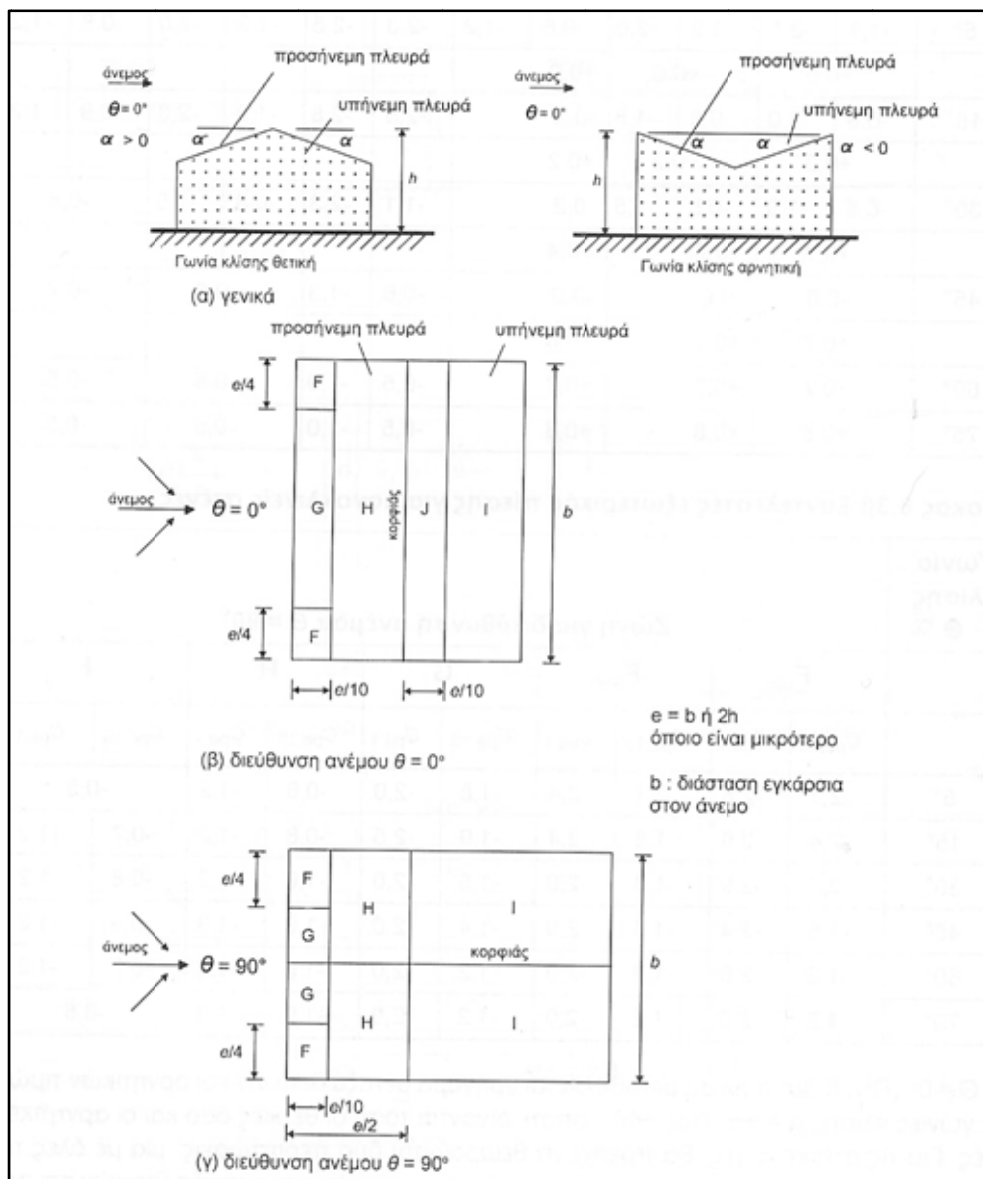
- h είναι το ύψος του κτιρίου και
- d είναι το μήκος της πλευράς του κτιρίου, η διεύθυνση της οποίας είναι παράλληλη με τη διεύθυνση πνοής του ανέμου.

Ενδιάμεσες τιμές μπορούν να προκύψουν με γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 2-3: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
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	-0,5	+0,8	+1,0	-0,7	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,5	-0,5
≤0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,7	+1,0	-0,3	-0,3

B) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες



Σχήμα 2.11: Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

- Επειδή για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$, οι συντελεστές πίεσης εναλλάσσονται μεταξύ θετικών και αρνητικών τιμών για κλίσεις στέγης από $\alpha=+15^\circ$ έως και $\alpha=+30^\circ$ στην προσήνεμη πλευρά, δίνονται θετικές και αρνητικές τιμές στους ακόλουθους πίνακες.
- Γραμμική παρεμβολή μπορεί να γίνει μόνο μεταξύ των συντελεστών με το ίδιο πρόσημο. Για γωνίες μεταξύ $\alpha=-5^\circ$ και $\alpha=+5^\circ$ δεν γίνεται γραμμική παρεμβολή αλλά χρήση συντελεστών για επίπεδες στέγες.

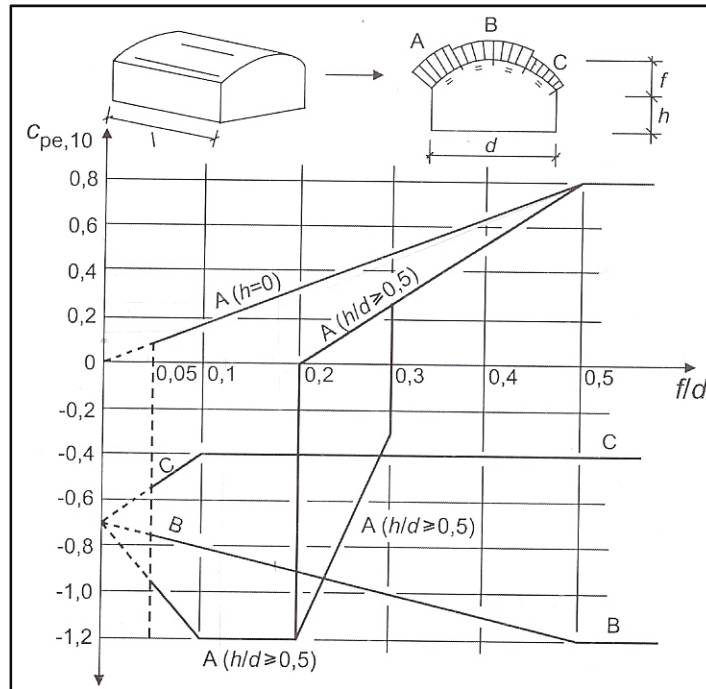
Πίνακας 2-4: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δισκλινείς στέγες

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

Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
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	+1,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	+2,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	+3,5	

Γ) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κυλινδρικές στέγες

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε κυλινδρικές στέγες με ορθογωνική βάση δίνονται στο σχήμα 2.12. Το ύψος αναφοράς θα λαμβάνεται ίσο με: $z_e=h+f$.



Σχήμα 2.12: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κυλινδρικές στέγες με ορθογωνική βάση

Σημ.1: Για $0 < h/d < 0,5$ το $c_{pe,10}$ προκύπτει με γραμμική παρεμβολή.

Σημ.2: Για $0,2 \leq f/d \leq 0,3$ και $h/d \geq 0,5$ θα πρέπει να ληφθούν υπόψη δύο τιμές του $c_{pe,10}$

Σημείωση:

Για προεξέχουσες γωνίες στέγης η πίεση στην κάτω πλευρά της προεξέχουσας στέγης είναι ίση με την πίεση της ζώνης του κατακόρυφου τοίχου, ο οποίος είναι άμεσα συνδεδεμένος με την προεξέχουσα στέγη. Η πίεση στην άνω πλευρά της προεξέχουσας στέγης είναι ίση με την πίεση της αντίστοιχης ζώνης της στέγης.

2.4.4.2 Υπολογισμός των φορτίων ανέμου στο έργο της παρούσας εργασίας

Γενικά στοιχεία που θα χρησιμοποιηθούν στους παρακάτω υπολογισμούς:

Για το εν λόγω κτίριο και για την περιοχή που βρίσκεται (Γαλάτσι) ισχύουν τα εξής:

- Βασική τιμή ταχύτητας αναφοράς του ανέμου, $v_{ref,0}=36m/sec$
- Κατηγορία εδάφους: **III**
- Για ελαφρά κλίση ($\Phi>0,05$) από τις σχέσεις (2.11) προκύπτει $c_t=1$
- $\rho=1,25 kg/m^3$
- Συντελεστής αιχμής $g=3.5$
- Για κατηγορία εδάφους III, από τον πίνακα 2-1 και τη σχέση (2.10) προκύπτουν: συντελεστής εδάφους $k_T=0.22$, μήκος τραχύτητας $z_0=0.3m$ και ελάχιστο ύψος $z_{min}=5m$.
- Από το σχήμα 2.4, για ύψος κατασκευής $h=29.6m$ και πλάτος $b_{min}=100m$ προκύπτει ο δυναμικός συντελεστής $c_d\approx 0.9$. Επειδή $c_d < 1,2$ τα φορτία ανέμου θα υπολογιστούν με την απλή μέθοδο.

Ο υπολογισμός των τελικών πιέσεων που ασκούνται στην οροφή και στους τοίχους του έργου θα γίνει θεωρώντας διεύθυνση πνοής ανέμου $\theta=0^\circ$ και $\theta=90^\circ$.

2.4.4.2.1 Υπολογισμός εξωτερικής πίεσης (w_e) οροφής

Προσδιορισμός ταχύτητας αναφοράς v_b και πίεσης αναφοράς q_b

Σύμφωνα με τη σχέση (2.6) η ταχύτητα αναφοράς θα είναι:

$$v_b = 1 \cdot 1 \cdot 36m/sec = 36m/sec$$

και σύμφωνα με τη σχέση (2.5), η πίεση αναφοράς είναι:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \frac{1.25kg}{m^3} \cdot (36m/sec)^2 = 0.81kN/m^2$$

Προσδιορισμός του συντελεστή έκθεσης $c_e(z_e)$

Με βάση τις σχέσεις (2.8), (2.9) και (2.2) υπολογίζεται ο συντελεστής τραχύτητας (c_T), η ένταση των στροβιλισμών (I_v), ο συντελεστής έκθεσης (c_e) καθώς και η πίεση

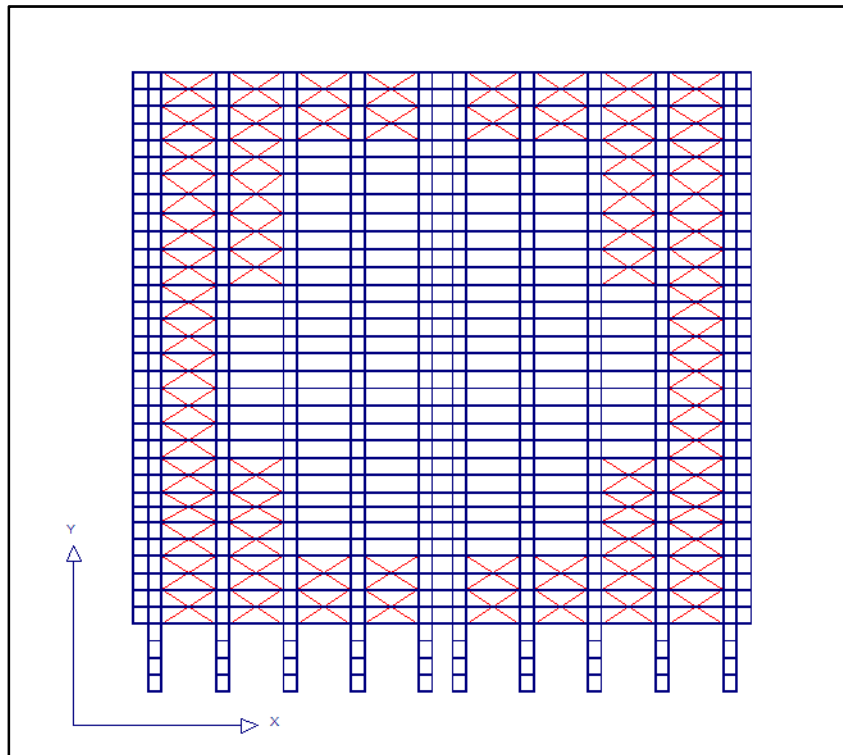
ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ για τιμές του ύψους(z) μεταξύ 0m και 30m. Οι τιμές που προέκυψαν από τους υπολογισμούς συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2-5: Τιμές $q_p(z)$ συναρτήσει του ύψους z_e

z (m)	c_r	I_v	$c_e(z_e)$	$q_p(z)$ (kN/m ²)
0	0,619	0,355	1,336	1,082
5	0,619	0,355	1,336	1,082
10	0,771	0,285	1,783	1,444
15	0,861	0,256	2,066	1,674
20	0,924	0,238	2,277	1,844
25	0,973	0,226	2,445	1,981
30	1,013	0,217	2,587	2,095

Προσδιορισμός του συντελεστή εξωτερικής πίεσης c_{pe} και της εξωτερικής πίεσης w_e

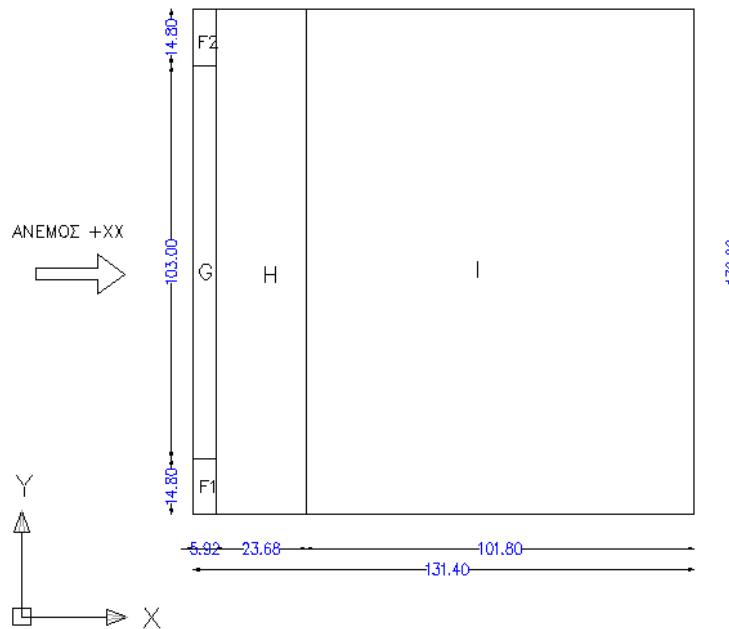
Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης και κατ' επέκταση η πίεση του ανέμου θα υπολογιστούν ξεχωριστά για τις τέσσερις κατευθύνσεις πνοής του ανέμου (κατά +xx, -xx, +yy, -yy).



Εικόνα 2.2: Κάτοψη στεγάστρου

1^η περίπτωση: Άνεμος κατά +xx

Για τον άνεμο κατά τη διεύθυνση x θεωρήθηκε στέγη δικλινής και χρησιμοποιήθηκε το σχήμα 2.11 για $\theta=90^\circ$ $\alpha=15^\circ$ και $e=\min\{b,2h\}=\min\{132.6, 59.2\}=59.2\text{m}$.



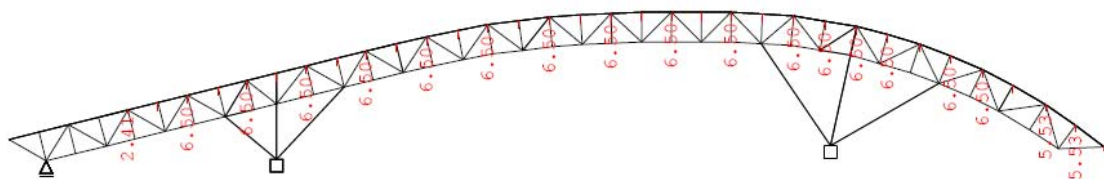
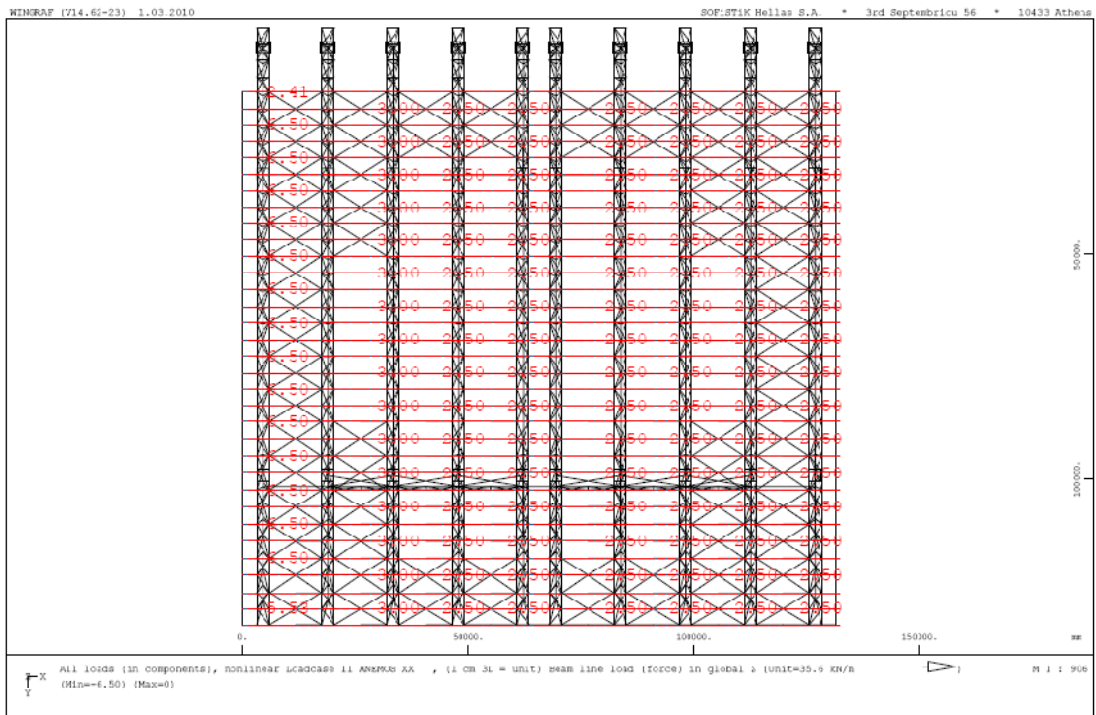
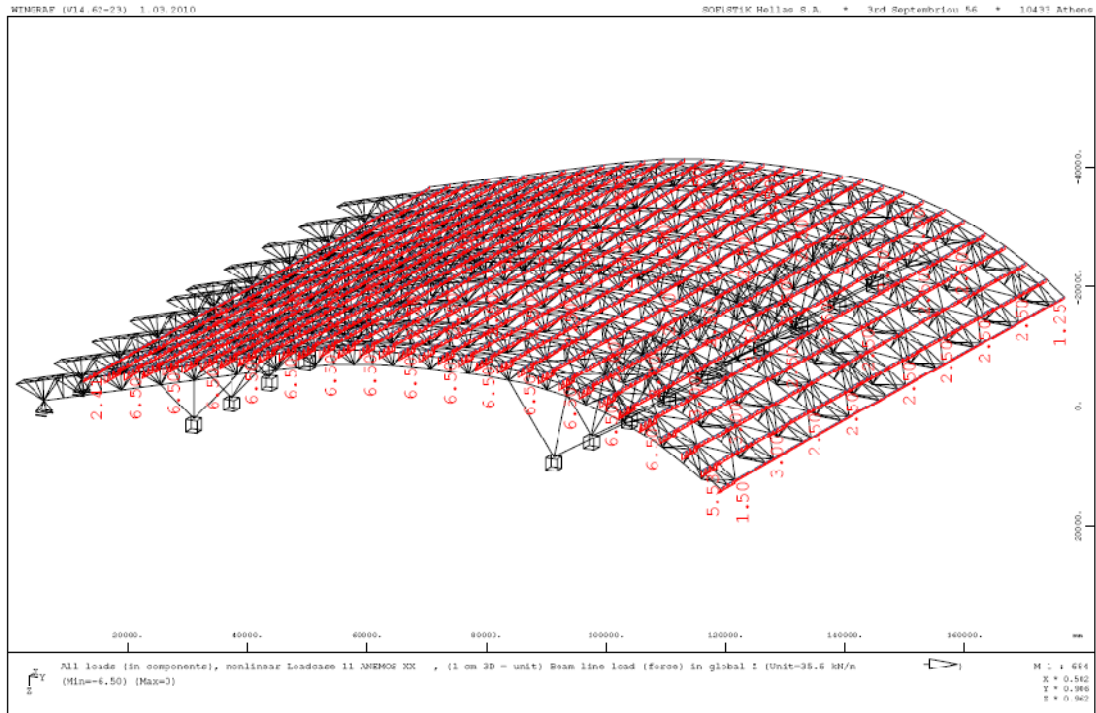
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προέκυψαν από τον πίνακα 2-4 και είναι:

- Ζώνη F: $c_{pe,10} = -1,3$
- Ζώνη G: $c_{pe,10} = -1,3$
- Ζώνη H: $c_{pe,10} = -0,6$
- Ζώνη I: $c_{pe,10} = -0,5$

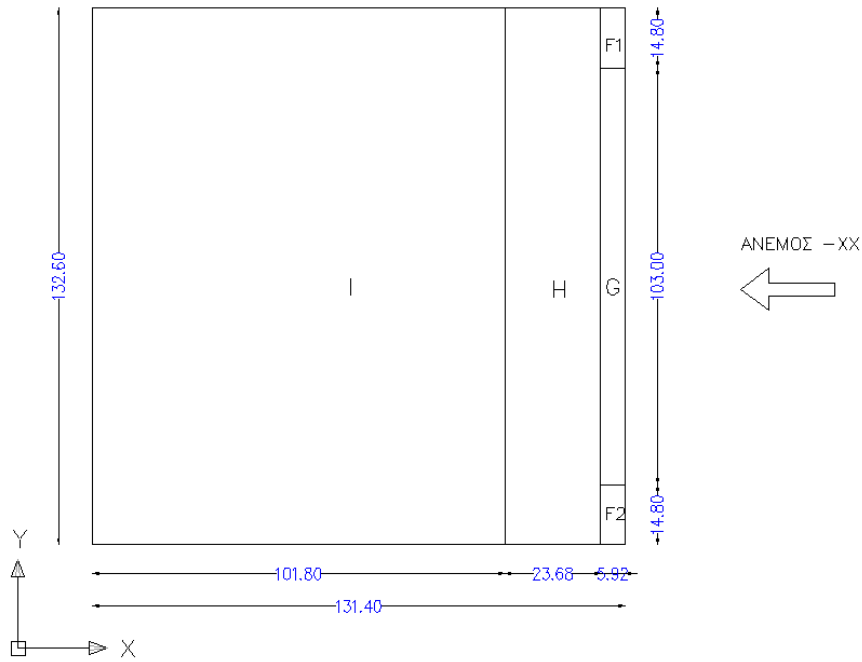
Η πίεση του ανέμου υπολογίστηκε για το μέγιστο ύψος κάθε ζώνης ενώ η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ για κάθε ύψος z , βρέθηκε με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 2-5. Οι τιμές που προέκυψαν συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2-6: Εξωτερική πίεση ανέμου οροφής κατά +xx

Ζώνη	F ₂	G	F ₁	H	I
z(m)	16,2	23,6	11,6	23,6	23,6
q _p (z)	1,71	1,94	1,52	1,94	1,94
c _{pe}	-1,3	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
w _e (kN/m ²)	-2,22	-2,52	-1,98	-1,16	-0,97



2^η περίπτωση : Άνεμος κατά -xx



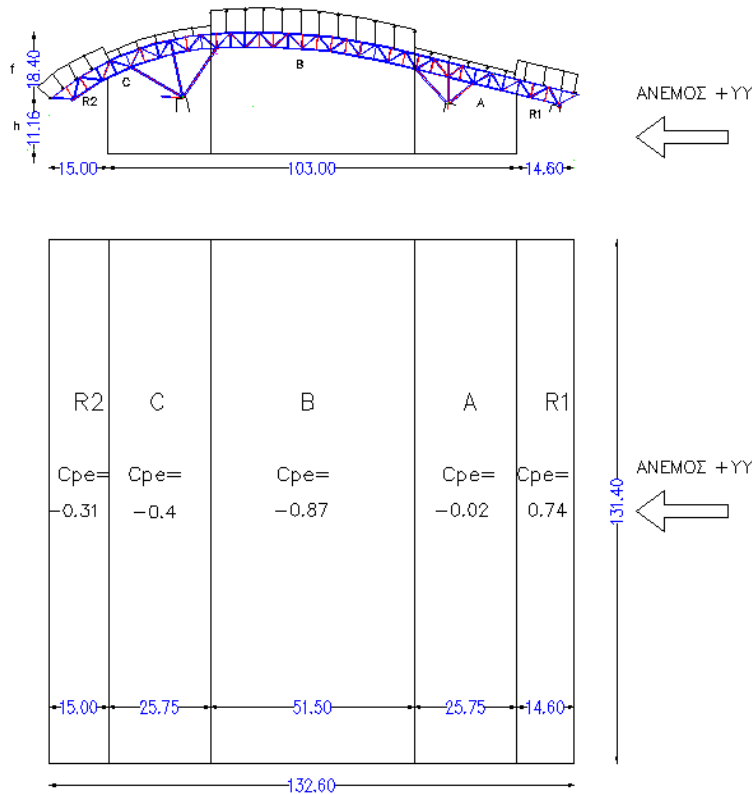
Λόγω συμμετρίας, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης καθώς και οι πιέσεις του ανέμου είναι ίδιες με την 1^η περίπτωση.

Πίνακας 2-7: Εξωτερική πίεση ανέμου οροφής κατά -xx

Ζώνη	F ₁	G	F ₂	H	I
z(m)	16,2	23,6	11,6	23,6	23,6
q _p (z)	1,71	1,94	1,52	1,94	1,94
c _{pe}	-1,3	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
w _e (kN/m ²)	-2,22	-2,52	-1,98	-1,16	-0,97

3^η περίπτωση: Άνεμος κατά +yy

Για τον άνεμο κατά τη διεύθυνση +yy θεωρήθηκε στέγη κυλινδρική. Για τον υπολογισμό των πιέσεων το στέγαστρο χωρίστηκε σε πέντε ζώνες. Οι ζώνες A, B και C έχουν πλάτος 25,75m, 51,5m και 25,75m αντίστοιχα, όπως φαίνεται στο σχήμα.



Για τον υπολογισμό του c_{pe} χρησιμοποιήθηκε το διάγραμμα του σχήματος 2.12 για κυλινδρικές οροφές ως εξής:

Υπολογίστηκαν οι λόγοι:

$$\frac{h}{d} = \frac{11.2}{103} = 0.109 < 0.5 \text{ και}$$

$$\frac{f}{d} = \frac{18.4}{103} = 0.179$$

για τη ζώνη A ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης προέκυψε με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για $f/d=0.179$ $\{h/d=0, c_{pe} = 0.31\}$ και $\{h/d \geq 0.5, c_{pe} = -1.2\}$

για τη ζώνη B από το διάγραμμα για $f/d=0.179$ προέκυψε $c_{pe} = -0.87$

και για τη ζώνη C ομοίως για $f/d=0.179$, $c_{pe} = -0.4$.

Όσον αφορά στα τμήματα της στέγης που προεξέχουν πέραν των κατακόρυφων τοίχων (ζώνες R₁ και R₂), υπολογίστηκαν με βάση τον κανόνα που αναφέρθηκε στη

σημείωση στο τέλος της παραγράφου 2.4.4.1, και χρησιμοποιώντας το σχήμα 2.10 και τον πίνακα 2-3. Δηλαδή:

- Στον προσήνεμο κατακόρυφο τοίχο ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης είναι (πλευρά D , σχ.2.10, πιν.2-3):
 $h/d=29.6/103=0.29$ και με γραμμική παρεμβολή προκύπτει $c_{pe}=0,74$
- Στον υπήνεμο κατακόρυφο τοίχο ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης είναι (πλευρά E, σχ.2.10, πιν.2-3):
 $h/d=29.6/103=0.29$ και με γραμμική παρεμβολή προκύπτει $c_{pe}=-0,31$.

Συγκεντρωτικά έχουμε:

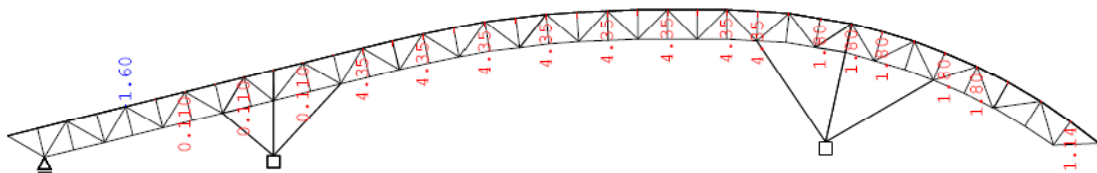
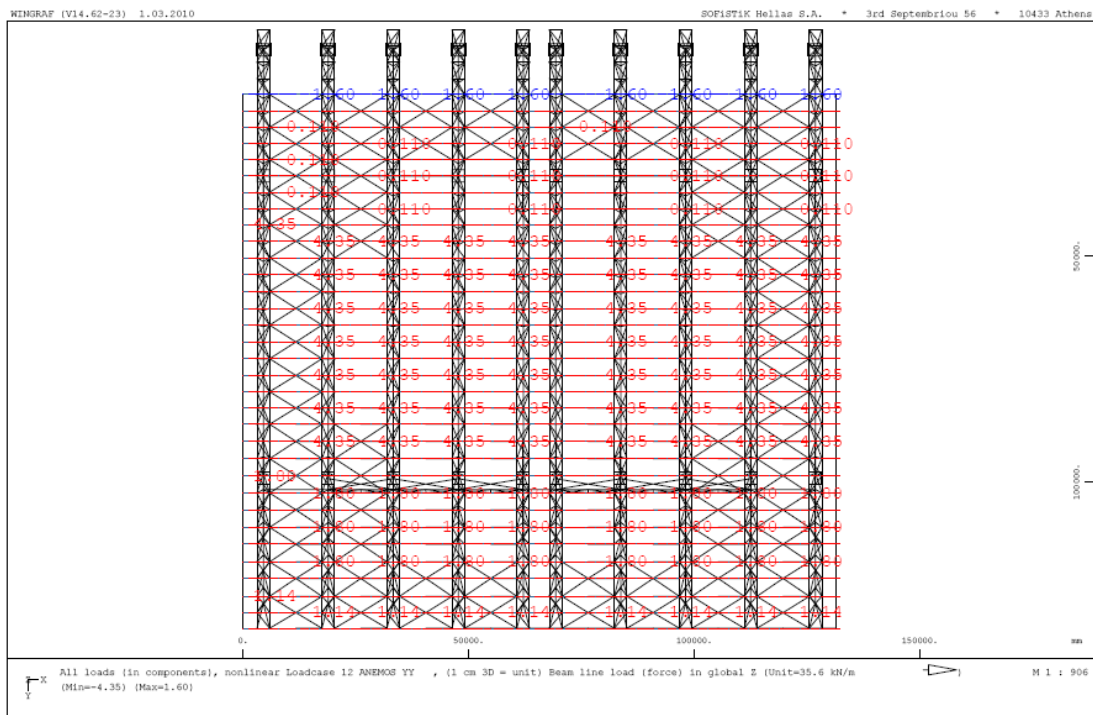
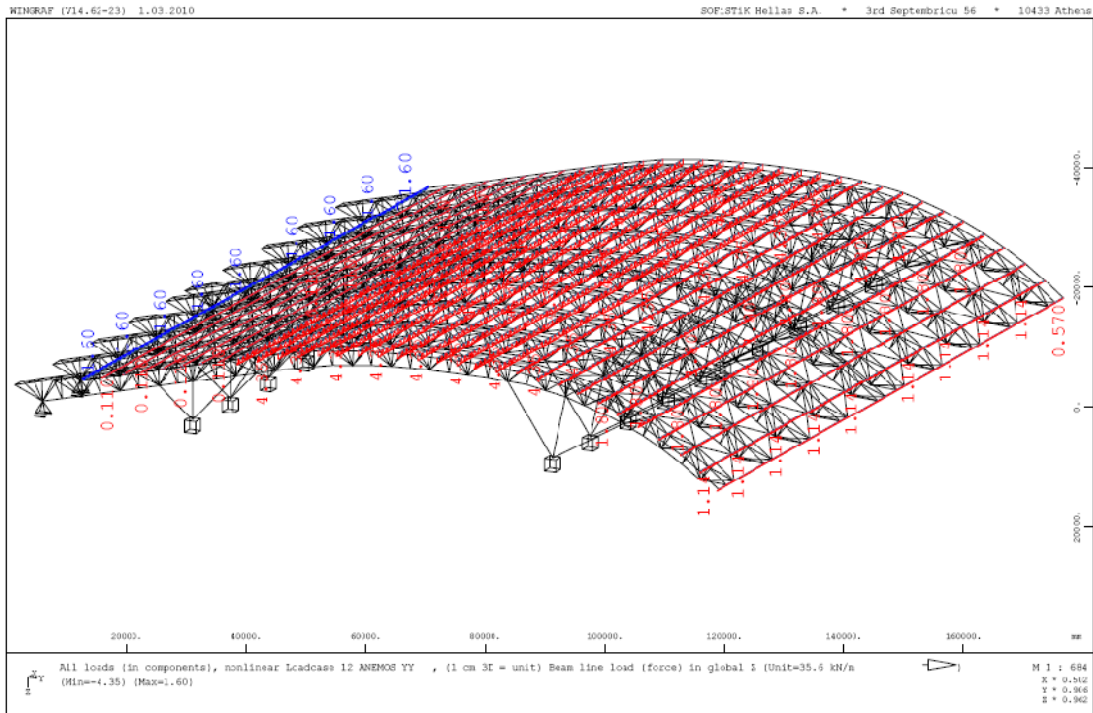
- Ζώνη A: $c_{pe}^A = -0.02$
- Ζώνη B: $c_{pe}^B = -0.87$
- Ζώνη C: $c_{pe}^C = -0.4$
- Ζώνη R1: $c_{pe}^{R1} = 0.74$
- Ζώνη R2: $c_{pe}^{R2} = -0.31$

Η πίεση του ανέμου w_e υπολογίστηκε στο υψηλότερο σημείο κάθε ζώνης θεωρώντας ότι σε αυτό αντιστοιχεί η δυσμενέστερη τιμή. Οι τιμές που προέκυψαν δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 2-8: Εξωτερική πίεση οροφής κατά +yy

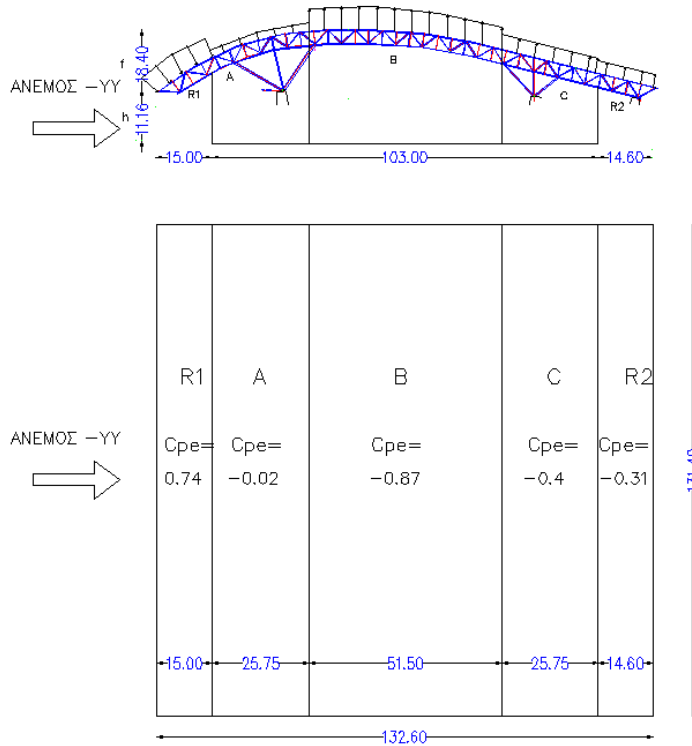
Ζώνη	R ₁	A	B ₁	B ₂	C	R ₂
z(m)	17	23,4	23,6	23,2	18,2	11,9
q _p (z)	1,74	1,94	1,94	1,93	1,78	1,53
c _{pe}	0,74	-0,02	-0,87	-0,87	-0,4	-0,31
w _e (kN/m ²)	1,29	-0,04	-1,69	-1,68	-0,71	-0,47

Οι τιμές q_p(z) για το ύψος z υπολογίστηκαν με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 2-5.



4^η περίπτωση: Άνεμος κατά -yy

Όμοια με προηγούμενως, για τον άνεμο κατά τη διεύθυνση -yy θεωρήθηκε στέγη κυλινδρική. Για τον υπολογισμό των πιέσεων το στέγαστρο χωρίστηκε σε πέντε ζώνες. Οι ζώνες A, B και C έχουν πλάτος 25,75m, 51,5m και 25,75m αντίστοιχα, όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.



Για τον υπολογισμό του c_{pe} χρησιμοποιήθηκε το διάγραμμα του σχήματος 2.12 για κυλινδρικές οροφές ως εξής:

Υπολογίστηκαν οι λόγοι:

$$\frac{h}{d} = \frac{11.2}{103} = 0.109 < 0.5 \text{ και}$$

$$\frac{f}{d} = \frac{18.4}{103} = 0.179$$

Για τη ζώνη A ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης προέκυψε με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για $f/d=0.179$ $\{h/d=0, c_{pe} =0.31\}$ και $\{h/d \geq 0.5, c_{pe} =-1.2\}$

Για τη ζώνη B από το διάγραμμα για $f/d=0.179$ προέκυψε $c_{pe} =-0,87$

Και για τη ζώνη C ομοίως για $f/d=0.179$, $c_{pe} =-0.4$.

Όσον αφορά στα τμήματα της στέγης που προεξέχουν πέραν των κατακόρυφων τοίχων (ζώνες R1 και R2), υπολογίστηκαν με βάση τον κανόνα που αναφέρθηκε στη

σημείωση στο τέλος της παραγράφου 2.4.4.1, και χρησιμοποιώντας το σχήμα 2.10 και τον πίνακα 2-3. Δηλαδή:

- Στον προσήνεμο κατακόρυφο τοίχο ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης είναι (πλευρά D , σχ.2.10, πιν.2-3):
 $h/d=29.6/103=0.29$ και με γραμμική παρεμβολή προκύπτει $c_{pe}=0,74$
- Στον υπήνεμο κατακόρυφο τοίχο ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης είναι (πλευρά E, σχ.2.10, πιν.2-3):
 $h/d=29.6/103=0.29$ και με γραμμική παρεμβολή προκύπτει $c_{pe}=-0,31$.

Συγκεντρωτικά έχουμε:

- Ζώνη A: $c_{pe}^A = -0.02$
- Ζώνη B: $c_{pe}^B = -0.87$
- Ζώνη C: $c_{pe}^C = -0.4$
- Ζώνη R1: $c_{pe}^{R1} = 0.74$
- Ζώνη R2: $c_{pe}^{R2} = -0.31$

Η πίεση του ανέμου w_e υπολογίστηκε στο υψηλότερο σημείο κάθε ζώνης θεωρώντας ότι σε αυτό αντιστοιχεί η δυσμενέστερη τιμή. Οι τιμές που προέκυψαν δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 2-9: Εξωτερική πίεση ανέμου οροφής κατά -yy

Ζώνη	R ₂	C	B ₂	B ₁	A	R ₁
z(m)	17	23,4	23,6	23,2	18,2	11,9
q _p (z)	1,74	1,94	1,94	1,93	1,78	1,53
c _{pe}	-0,31	-0,4	-0,87	-0,87	-0,02	0,74
w _e (kN/m ²)	-0,54	-0,77	-1,69	-1,68	-0,04	1,13

Οι τιμές της πίεσης ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ για το ύψος z υπολογίστηκαν με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 2-5.

2.4.4.2.2 Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων (w_e) κατακόρυφων τοίχων

Η ταχύτητα αναφοράς, η πίεση αναφοράς, ο συντελεστής έκθεσης και η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z_e)$ λαμβάνονται από τις παραγράφους 2.4.4.2 και 2.4.4.2.1.

Προσδιορισμός του συντελεστή εξωτερικής πίεσης c_{pe} και της εξωτερικής πίεσης w_e

1^η περίπτωση: Άνεμος κατά +xx

Με βάση το σχήμα 2.10 είναι:

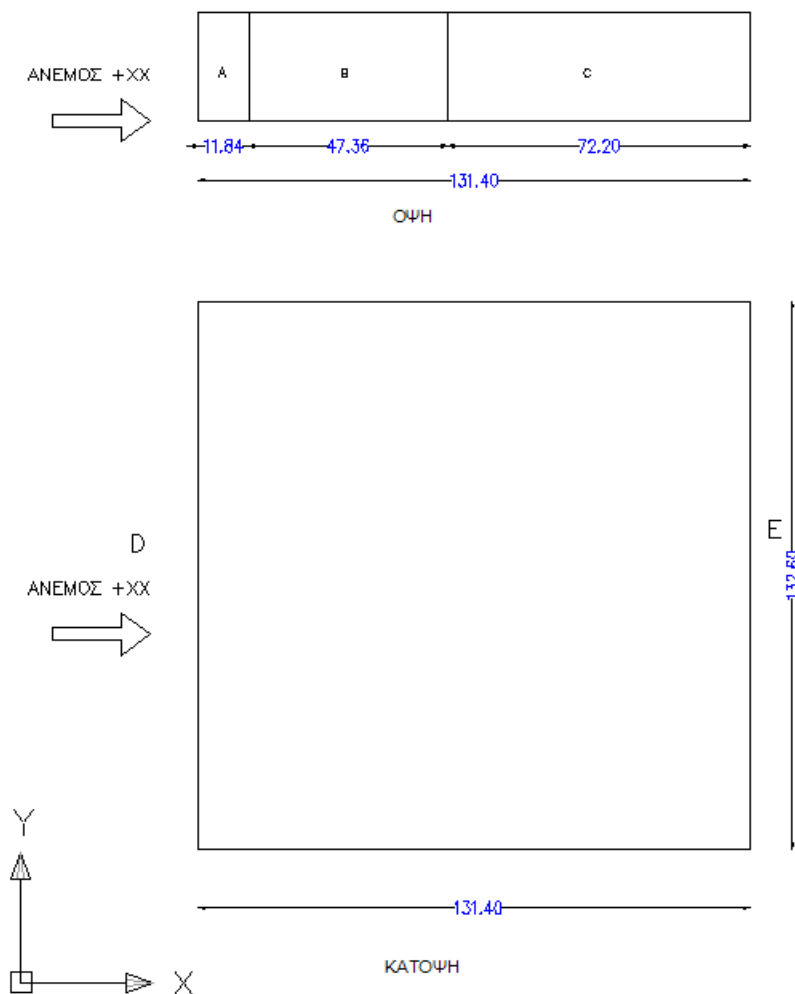
$b = 103 \text{ m}$

$e = \min\{b, 2h\} = \min(103, 59.2) = 59.2 \text{ m}$

$e/5 = 11.84 \text{ m}$

$d = 131.4 \text{ m} > e$

Επομένως $d > e$



- Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προσδιορίστηκαν από τον πίν. 2-3 για $h/d=23,6/131,4=0,18<0,25$:
- Ζώνη A: $c_{pe}^A = -1,2$
- Ζώνη B: $c_{pe}^B = -0,8$
- Ζώνη C: $c_{pe}^C = -0,5$
- Ζώνη D: $c_{pe}^D = +0,7$
- Ζώνη E: $c_{pe}^E = -0,3$

Η εξωτερική πίεση του ανέμου για τις ζώνες D και E, που έχουν μεταβαλλόμενο υψόμετρο, υπολογίστηκε ξεχωριστά σε όλους τους κόμβους όπου υπάρχει επαφή των τοίχων με τα πλαίσια της κατασκευής, και κατά τον υπολογισμό θεωρήθηκε ότι δρα σαν σημειακό φορτίο στους κόμβους του πλαισίου

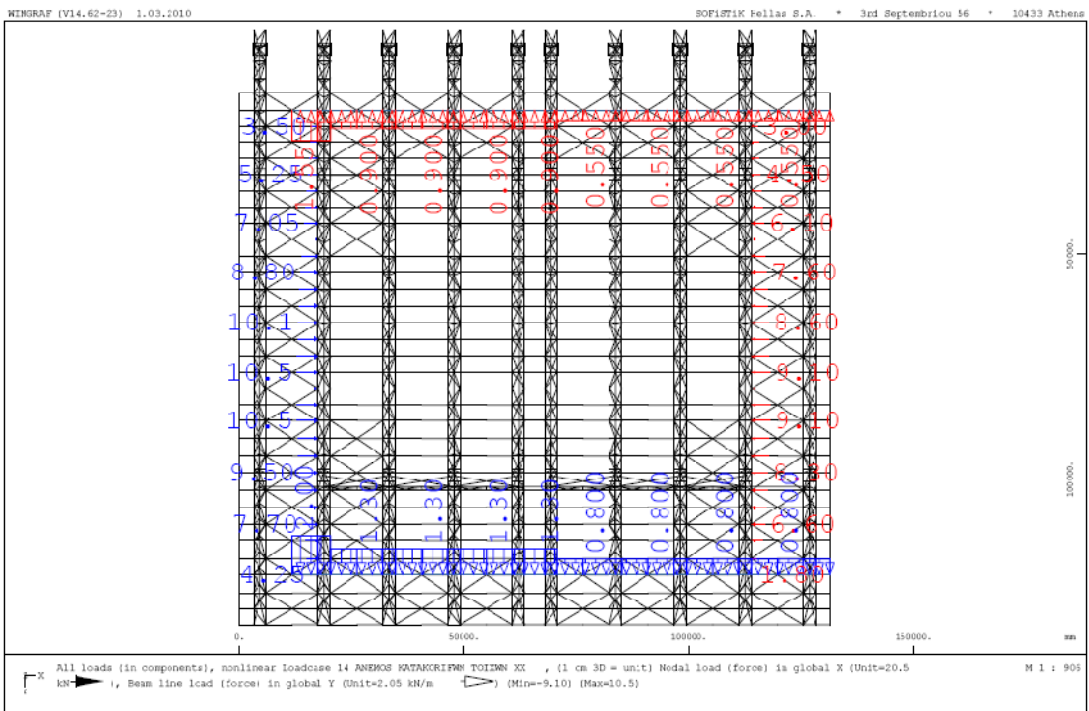
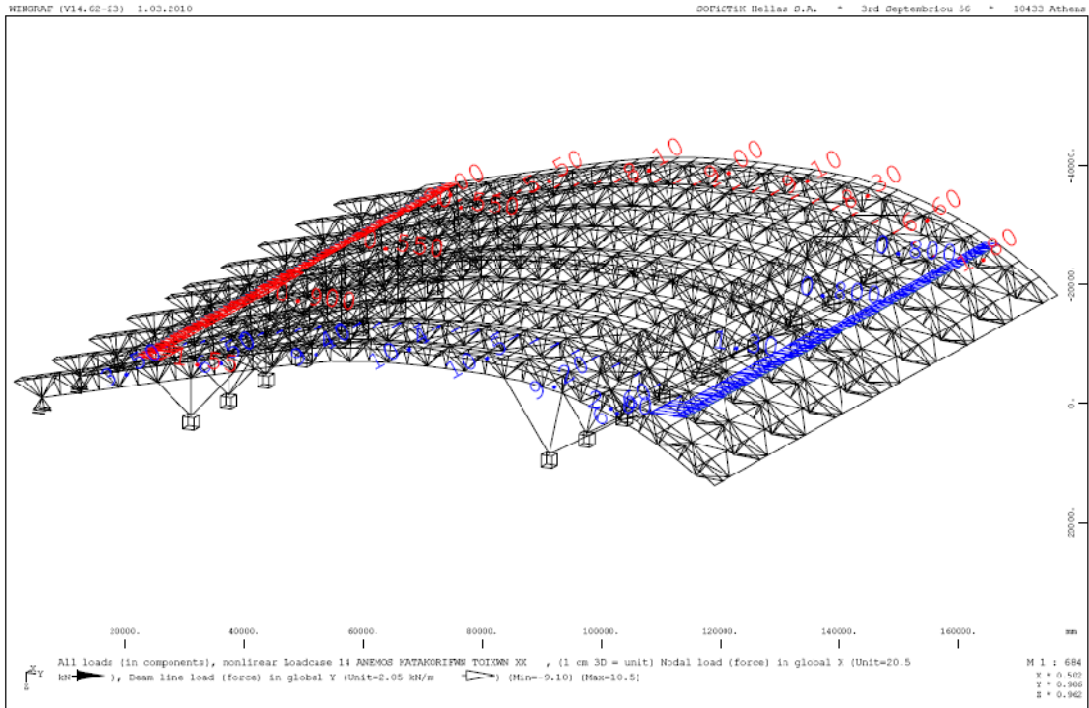
Οι τιμές της εξωτερικής πίεσης του ανέμου σε κάθε περιοχή δίνονται στους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 2-10: Εξωτερική πίεση τοίχων κατά +xx στις ζώνες A, B και C

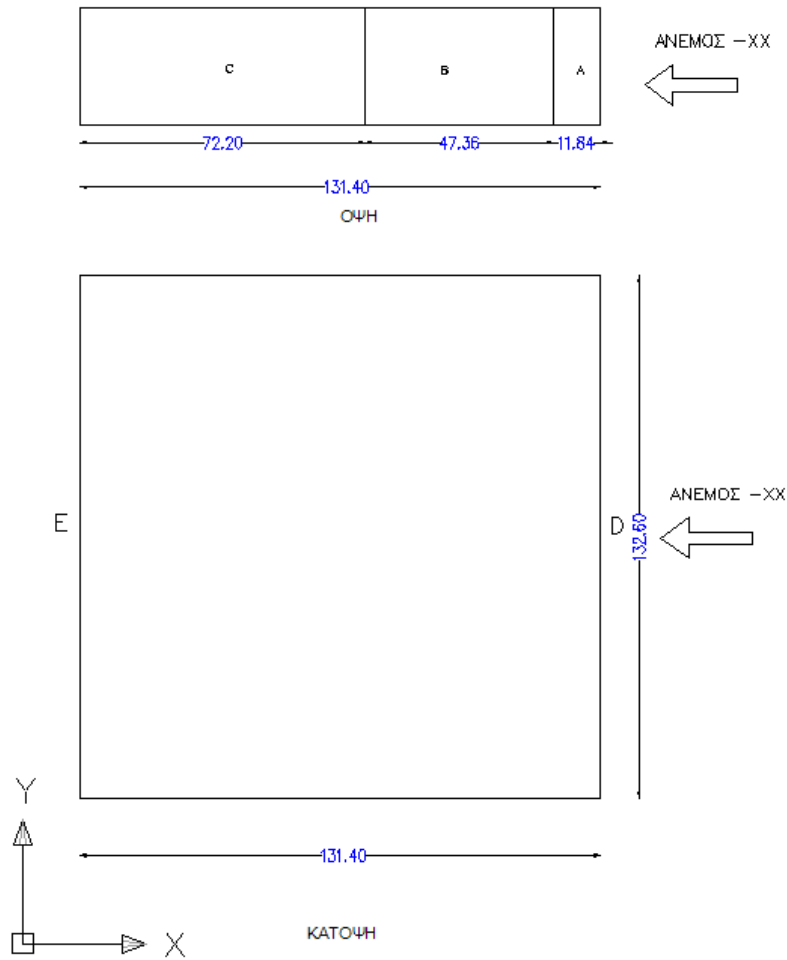
Ζώνη	z(m)	$q_p(z_e)$	c_{pe}	$w_e(kN/m^2)$
A	9,45	1,42	-1,2	-1,70
	7,40	1,08	-1,2	-1,30
B	9,45	1,42	-0,8	-1,14
	7,40	1,08	-0,8	-0,87
C	9,45	1,42	-0,5	-0,71
	7,40	1,08	-0,5	-0,54

Πίνακας 2-11 : Εξωτερική πίεση τοίχων κατά +xx στις ζώνες D και E

z(m)	$q_p(z_e)$	c_{pe}^D	w_e^D (kN/m ²)	c_{pe}^E	w_e^E (kN/m ²)
9,45	1,40	0,7	0,98	-0,3	-0,42
11,36	1,51		1,05		-0,45
13,06	1,58		1,11		-0,48
14,46	1,65		1,15		-0,49
15,63	1,70		1,19		-0,51
16,60	1,73		1,21		-0,52
17,23	1,75		1,22		-0,52
17,87	1,77		1,24		-0,53
18,10	1,78		1,25		-0,53
18,32	1,79		1,25		-0,54
18,32	1,79		1,25		-0,54
18,32	1,79		1,25		-0,54
18,32	1,79		1,25		-0,54
18,17	1,78		1,25		-0,53
18,00	1,78		1,24		-0,53
17,74	1,77		1,24		-0,53
17,30	1,75		1,23		-0,53
16,84	1,74		1,22		-0,52
16,11	1,71		1,20		-0,51
15,34	1,69		1,18		-0,51
14,50	1,65		1,16		-0,50
13,62	1,61		1,13		-0,48
12,76	1,57		1,10		-0,47
11,84	1,53		1,07		-0,46
10,95	1,49		1,04		-0,45
10,06	1,45		1,01		-0,43
9,20	1,39		0,97		-0,42
8,28	1,32		0,92		-0,40
7,40	1,26	0,88	-0,38		



2^η περίπτωση: Άνεμος κατά -xx



Για τη περίπτωση πνοής ανέμου κατά -xx λόγω συμμετρίας προκύπτουν ακριβώς οι ίδιες τιμές εξωτερικής πίεσης των κατακόρυφων τοίχων με την 1^η περίπτωση όπως παρουσιάζονται στους πίνακες 2-10 και 2-11.

3^η περίπτωση: Άνεμος κατά +yy

Με βάση το σχήμα 2.13 είναι:

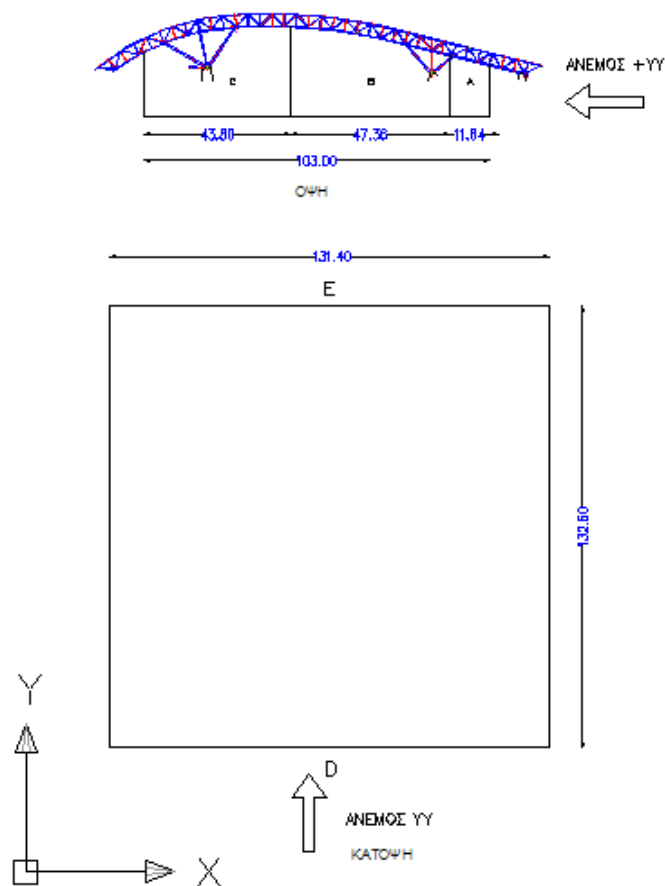
$$b = 131.4 \text{ m}$$

$$e = \min\{b, 2h\} = \min(131.4, 47.2) = 47.2 \text{ m}$$

$$e/5 = 9.44 \text{ m}$$

$$d = 103 \text{ m} > e$$

Επομένως $d > e$



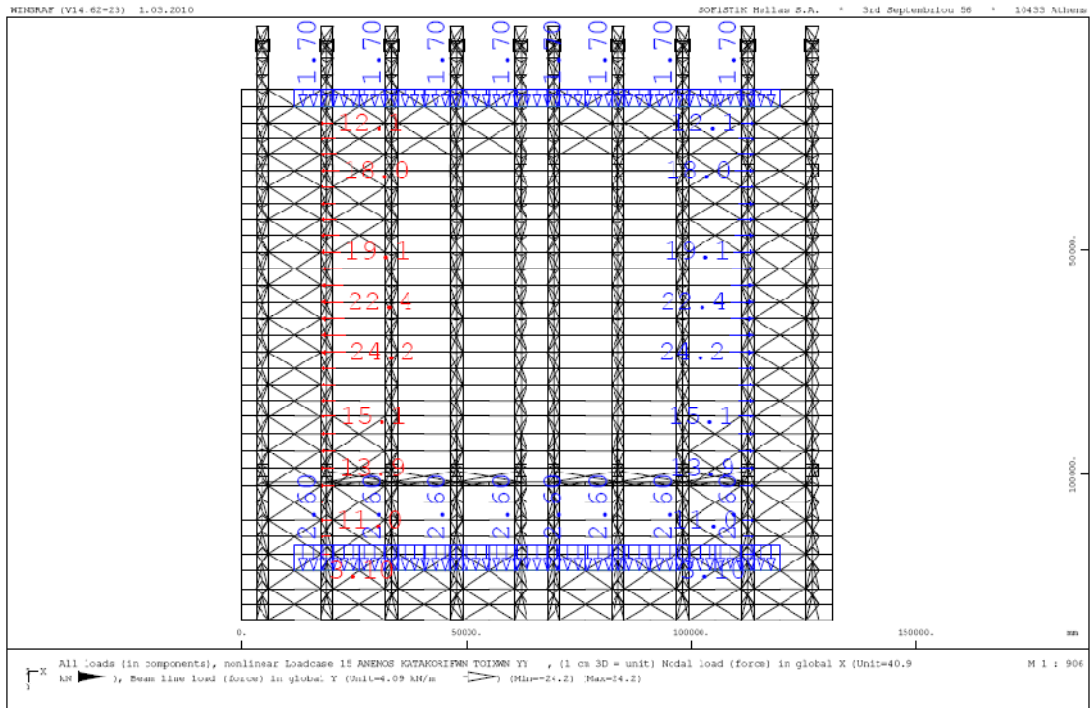
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προσδιορίστηκαν από τον πίνακα 2-3 για $h/d = 23.6/103 = 0.23$:

- Ζώνη Α: $c_{pe}^A = -1.2$
- Ζώνη Β: $c_{pe}^B = -0.8$
- Ζώνη Γ: $c_{pe}^C = -0.5$
- Ζώνη Δ: $c_{pe}^D = +0.7$
- Ζώνη Ε: $c_{pe}^E = -0.3$

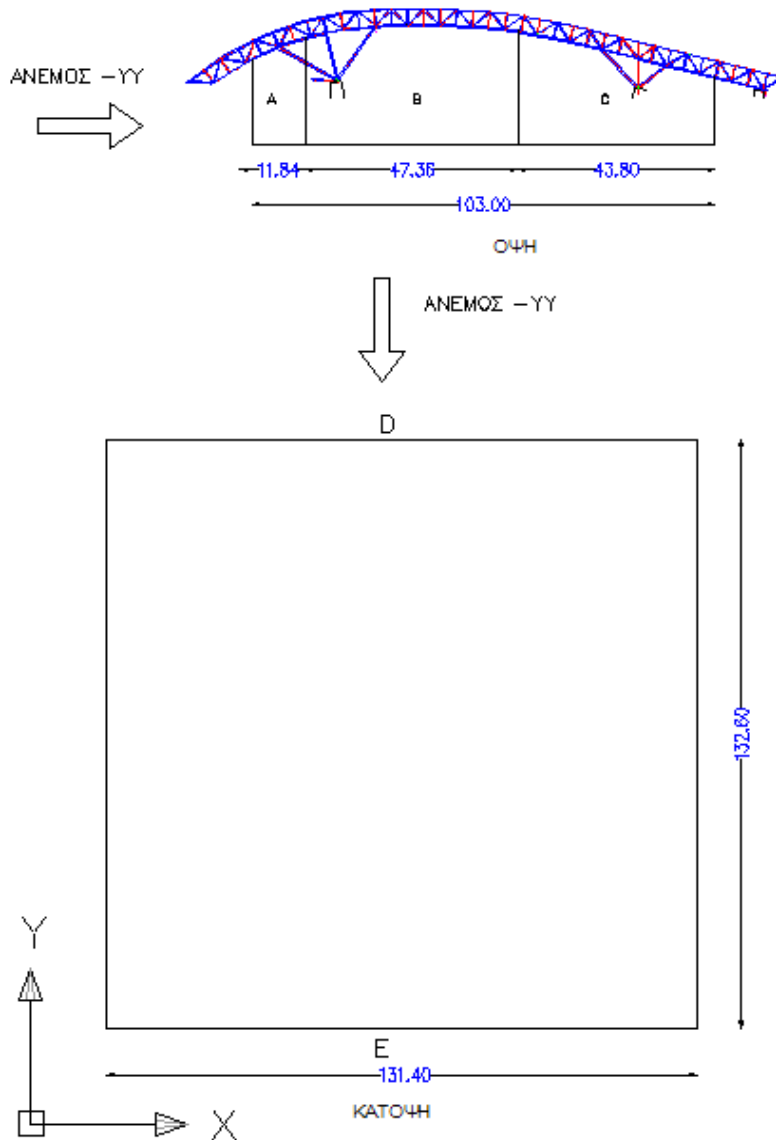
Στη συνέχεια υπολογίστηκαν οι τιμές της εξωτερικής πίεσης του ανέμου για κάθε ζώνη, ξεχωριστά για το υψόμετρο του κάθε κόμβου που εφάπτεται με τους κατακόρυφους τοίχους.

Πίνακας 2-12: Εξωτερική πίεση τοίχων κατά +yy

Ζώνη	z(m)	$q_p(z_e)$	c_{pe}	$w_e(\text{kN/m}^2)$
C	9,45	1,40	-0,5	-0,70
	11,36	1,51		-0,75
	13,06	1,58		-0,79
	14,46	1,65		-0,82
	15,63	1,70		-0,85
	16,60	1,73		-0,86
	17,23	1,75		-0,87
	17,87	1,77		-0,89
	18,10	1,78		-0,89
	18,32	1,79		-0,89
	18,32	1,79		-0,89
B	18,32	1,79	-0,8	-1,43
	18,17	1,78		-1,43
	18,00	1,78		-1,42
	17,74	1,77		-1,41
	17,30	1,75		-1,40
	16,84	1,74		-1,39
	16,11	1,71		-1,37
	15,34	1,69		-1,35
	14,50	1,65		-1,32
	13,62	1,61		-1,29
	12,76	1,57		-1,26
11,84	1,53	-1,22		
A	10,95	1,49	-1,2	-1,79
	10,06	1,45		-1,74
	9,20	1,39		-1,66
	8,28	1,32		-1,58
	7,40	1,26		-1,51
D	7,40	1,26	0,7	0,88
E	9,45	1,40	-0,31	-0,44



4^η περίπτωση: Άνεμος κατά -yy



Όμοια με την 3^η περίπτωση υπολογίστηκαν με βάση τον πίνακα 2-3, για $h/d=23,6/103=0.23$ οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κάθε ζώνη:

- Ζώνη A: $c_{pe}^A = -1.2$
- Ζώνη B: $c_{pe}^B = -0.8$
- Ζώνη C: $c_{pe}^C = -0.5$
- Ζώνη D: $c_{pe}^D = +0.7$
- Ζώνη E: $c_{pe}^E = -0.31$

Οι τιμές της εξωτερικής πίεσης του ανέμου σε κάθε ζώνη δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2-13: Εξωτερική πίεση τοίχων κατά -yy

Ζώνη	z(m)	$q_p(z_e)$	c_{pe}	$w_e(\text{kN/m}^2)$
A	9,45	1,40	-1,2	-1,69
	11,36	1,51		-1,81
	13,06	1,58		-1,90
	14,46	1,65		-1,98
	15,63	1,70		-2,03
B	16,60	1,73	-0,8	-1,38
	17,23	1,75		-1,40
	17,87	1,77		-1,42
	18,10	1,78		-1,42
	18,32	1,79		-1,43
	18,32	1,79		-1,43
	18,32	1,79		-1,43
	18,32	1,79		-1,43
	18,17	1,78		-1,43
	18,00	1,78		-1,42
	17,74	1,77		-1,41
	17,30	1,75		-1,40
C	16,84	1,74	-0,5	-0,87
	16,11	1,71		-0,86
	15,34	1,69		-0,84
	14,50	1,65		-0,83
	13,62	1,61		-0,81
	12,76	1,57		-0,79
	11,84	1,53		-0,76
	10,95	1,49		-0,74
	10,06	1,45		-0,72
	9,20	1,39		-0,69
	8,28	1,32		-0,66
7,40	1,26	-0,63		
D	9,45	1,40	0,7	0,98
E	7,40	1,26	-0,31	-0,39

3. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Στο μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1 περιγράφονται οι αρχές και οι απαιτήσεις για την ασφάλεια, τη λειτουργικότητα και την ανθεκτικότητα της κατασκευής με βάση τις οριακές καταστάσεις και τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας.

3.1 Οριακές καταστάσεις

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

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας: αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες – απώλεια ισορροπίας, μετατροπή σε μηχανισμό, απώλεια ευστάθειας ολόκληρης της κατασκευής ή μέρους της, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας: αντιστοιχούν στην κατάσταση εκείνη πέραν της οποίας δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής λόγω φαινομένων σχετιζόμενα με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις κλπ.

Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση.

Οι κατασκευές που σχεδιάζονται και εκτελούνται με βάση τον Ευρωκώδικα 1 πρέπει να ικανοποιούν τις εξής θεμελιώδεις απαιτήσεις:

- Να παραμένουν κατάλληλες για τη χρήση για την οποία προορίζονται
- Να παραλαμβάνουν όλες τις δράσεις και τις διάφορες επιδράσεις που πιθανόν να συμβούν κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης τους
- Να μην κινδυνεύουν να υποστούν δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις, σεισμούς ή συνέπειες ανθρώπινου λάθους. Η επιλογή κατάλληλων μέτρων και κατάλληλου δομικού συστήματος συμβάλλει αρκετά στην αποφυγή αυτού του κινδύνου.

3.2 Καταστάσεις σχεδιασμού

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ενός φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας σε σχέση με τις προαναφερθείσες οριακές καταστάσεις αστοχίας ή λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθες:

- Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης
- Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή της επισκευής του.
- Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση.
- Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού, που αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες επιβάλλονται στο φορέα, όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά γεγονότα.

Οι δράσεις που καταπονούν την προς μελέτη κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών και για τις παραπάνω καταστάσεις σχεδιασμού είναι:

Μόνιμα φορτία: α) ίδιο βάρος κατασκευής G

β) βάρος επικαλύψεων

γ) μηχανολογικά φορτία

Κινητά φορτία: α) φορτία χιονιού S

β) φορτία ανέμου W

γ) θερμοκρασιακά φορτία

δ) κινητό φορτίο διαδρόμων επίσκεψης

Φορτία σεισμού E

3.3 Συνδυασμοί Δράσεων

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται οι συνδυασμοί δράσεων όπως ορίζει το Μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1. Οι δράσεις που δεν μπορούν να συμβούν ταυτόχρονα, λόγω φυσικών αιτιών, δεν πρέπει να θεωρούνται στον ίδιο συνδυασμό.

Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

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

- Για τυχηματικές καταστάσεις

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

- Για καταστάσεις σεισμού

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

Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός

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

- Συχνός συνδυασμός

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

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

Πρέπει να γίνει σαφές, ότι η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

“+” σημαίνει “επαλληλία με”

G_{kj} είναι η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων

P_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{k,1}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων i

A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

γ_{Gj} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j

γ_p είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση

γ_{Qi} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

$\Psi_{0,i}, \Psi_{1,i}, \Psi_{2,i}$ είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (βλ. Πιν)

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

Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή μέλους του είναι:

i. Καταστάσεις διαρκείας και παροδικές

- Για μόνιμες δράσεις:

$$\gamma_{G,\text{sup}} = 1,35 \text{ (δυσμενής επιρροή)}$$

$$\gamma_{G,\text{inf}} = 1,00 \text{ (ευμενής επιρροή)}$$

- Για μεταβλητές δράσεις:

$$\gamma_Q = 1,50 \text{ (ή 0 για την περίπτωση ευμενούς επιρροής)}$$

ii. Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς $\gamma_A = 1,0$

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων προσαυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων.

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ_i των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διάφορων ανεξάρτητων δράσεων.

Στον πίνακα 3-1 δίνονται οι τιμές των συντελεστών ψ_1 του EN 1990, ενώ στον πίνακα 3-2 δίνονται οι συντελεστές ψ_2 σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000.

Πίνακας 3-1: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_1 κατά το EN 1990

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία A: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: αίθουσες συναθροίσεων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	1,0	0,9	0,8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια	0,6	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς)	0,6	0,5	0

Πίνακας 3-2: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_2 κατά τον ΕΑΚ 2000

1.	Φορτία χρήσης	
1.1	Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0,3
1.2	Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ)	0,5
1.3	Χώροι στάθμευσης	0,6
1.4	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, κλπ)	0,8
1.5	Μη βατές στέγες	0,0
2.	Άνεμος	0,0
3.	Χιόνι (μόνο σε μη βατές στέγες)	0,3
	Χιόνι (βατές στέγες)	0,0

Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία**A) Οριακή κατάσταση αστοχίας**

1.Επικρατέστερο το χιόνι (Load Case 501)

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (W_x + Q_1 + \Delta T^+)$$

2.Επικρατέστερο το χιόνι (LC 502)

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (W_y + Q_1 + \Delta T^+)$$

3.Επικρατέστερο το κινητό φορτίο των διαδρόμων (LC 503)

$$1.35 \cdot G + 1.5 Q_1 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (W_x + S + \Delta T^+)$$

4.Επικρατέστερο το κινητό φορτίο των διαδρόμων (LC 504)

$$1.35 \cdot G + 1.5 Q_1 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (W_y + S + \Delta T^+)$$

5.Επικρατέστερος ο άνεμος κατά +xx (LC 505)

$$1.35 \cdot G + 1.5 W_x + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (Q_1 + S + \Delta T^+)$$

6.Επικρατέστερος ο άνεμος κατά +yy (LC 506)

$$1.35 \cdot G + 1.5 W_y + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (Q_1 + S + \Delta T^+)$$

7.Επικρατέστερος ο άνεμος κατά -yy (LC 507)

$$1.35 \cdot G + 1.5 W_{-y} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (Q_1 + S + \Delta T^+)$$

8.Επικρατέστερο το θετικό θερμοκρασιακό φορτίο (LC 520)

$$1.35 \cdot G + 1.5 \Delta T^+ + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (W_x + Q_1 + S)$$

9.Επικρατέστερο το αρνητικό θερμοκρασιακό φορτίο (LC 521)

$$1.35 \cdot G + 1.5 \Delta T^- + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (W_x + Q_1 + S)$$

B) Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

1.Επικρατέστερο το χιόνι (LC 508)

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot S + 0.6 \cdot (W_x + Q_1 + \Delta T^+)$$

2.Επικρατέστερο το χιόνι (LC 509)

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot S + 0.6 \cdot (W_y + Q_1 + \Delta T^+)$$

3.Επικρατέστερο το κινητό φορτίο των διαδρόμων (LC 510)

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q_1 + 0.6 \cdot (W_x + S + \Delta T^+)$$

4.Επικρατέστερο το κινητό φορτίο των διαδρόμων (LC 511)

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q_1 + 0.6 \cdot (W_y + S + \Delta T^+)$$

5.Επικρατέστερος ο άνεμος κατά +xx (LC 512)

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot W_x + 0.6 \cdot (Q_1 + S + \Delta T^+)$$

6.Επικρατέστερος ο άνεμος κατά +yy (LC 513)

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot W_y + 0.6 \cdot (Q_1 + S + \Delta T^+)$$

7.Επικρατέστερος ο άνεμος κατά -yy (LC 514)

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot W_{-y} + 0.6 \cdot (Q_1 + S + \Delta T^+)$$

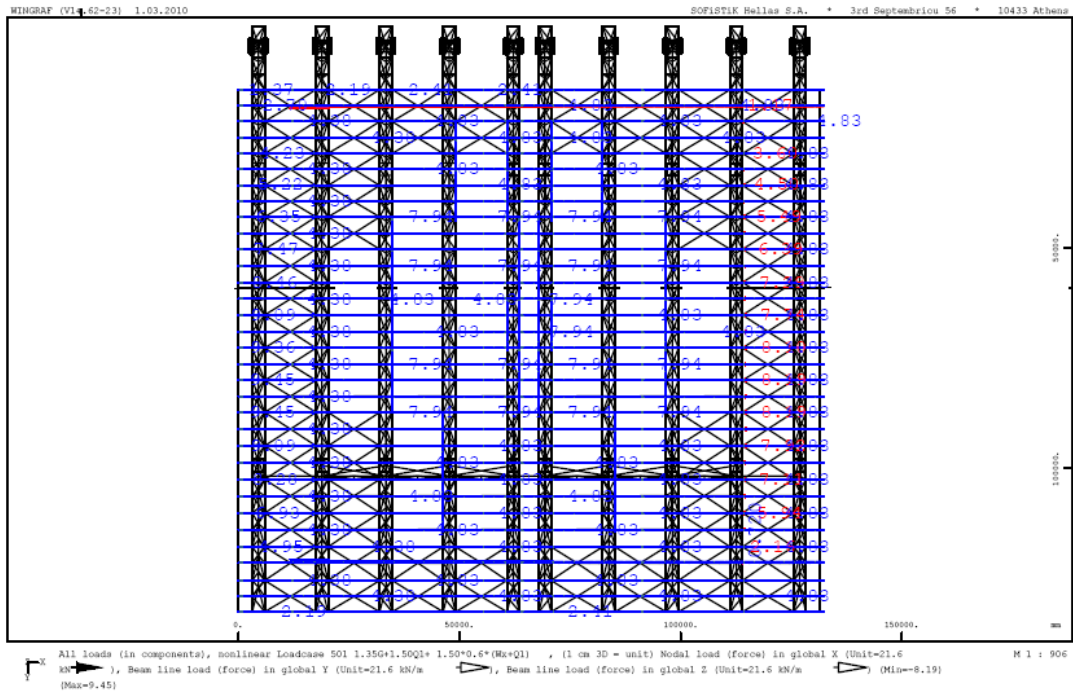
8.Επικρατέστερο το θετικό θερμοκρασιακό φορτίο (LC 523)

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot \Delta T^+ + 0.6 \cdot (W_x + Q_1 + S)$$

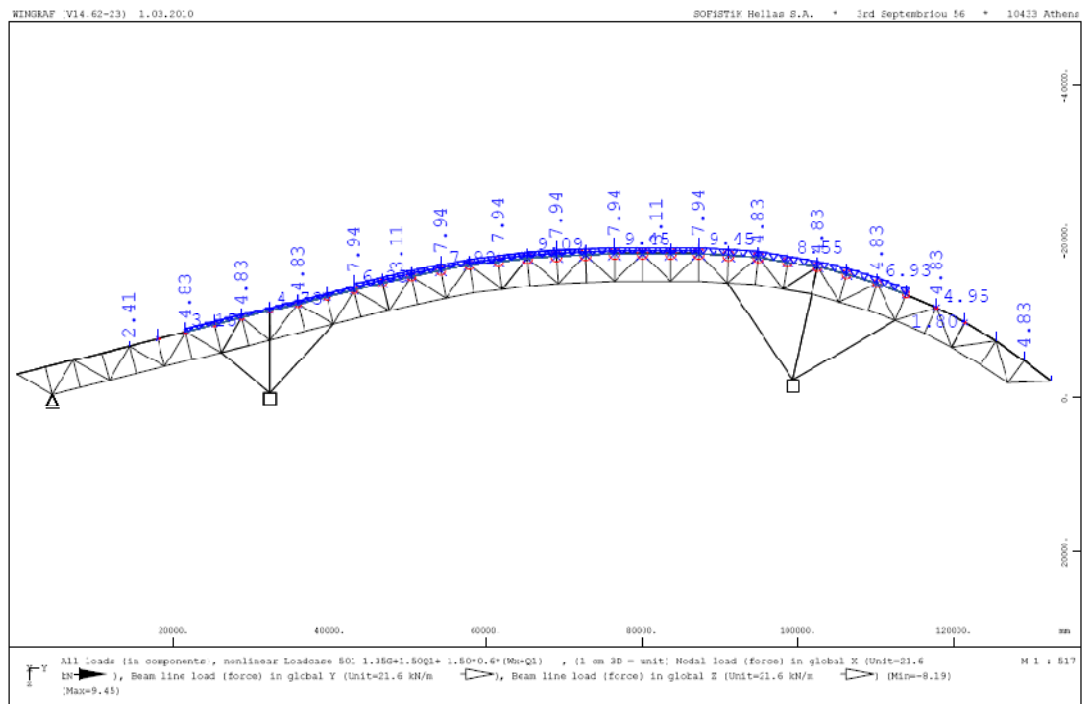
9.Επικρατέστερο το αρνητικό θερμοκρασιακό φορτίο (LC 524)

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot \Delta T^- + 0.6 \cdot (W_x + Q_1 + S)$$

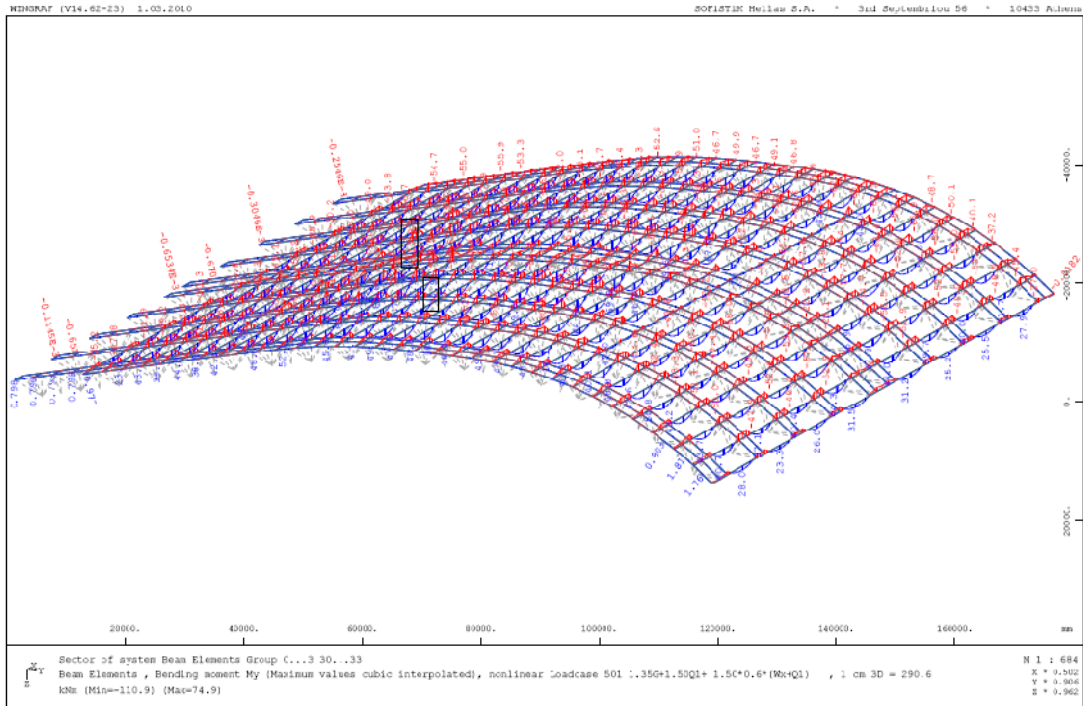
Στις εικόνες που ακολουθούν φαίνονται ενδεικτικά τα εντατικά μεγέθη M , N και V για το συνδυασμό φορτίσεων 501 (Οριακή κατάσταση αστοχίας με επικρατέστερο το φορτίο του χιονιού).



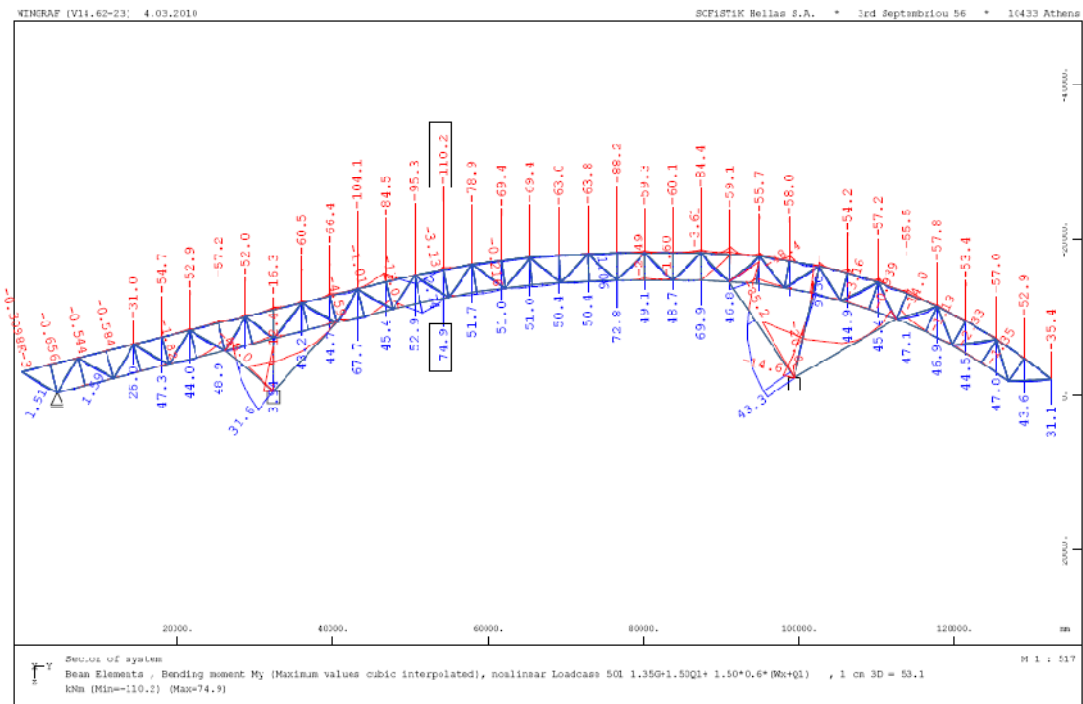
Εικόνα 3.1: Φορτία φορέα για το συνδυασμό φορτίσεων 501 (κάτοψη)



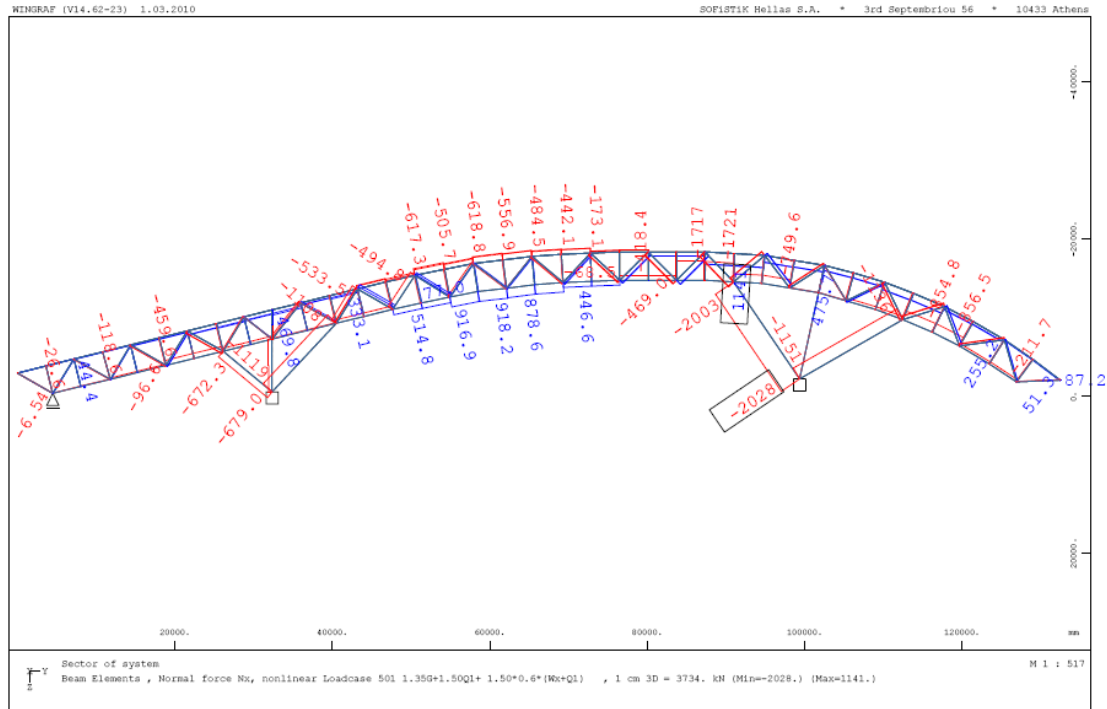
Εικόνα 3.2: Φορτία φορέα για το συνδυασμό φορτίσεων 501 (τομή)



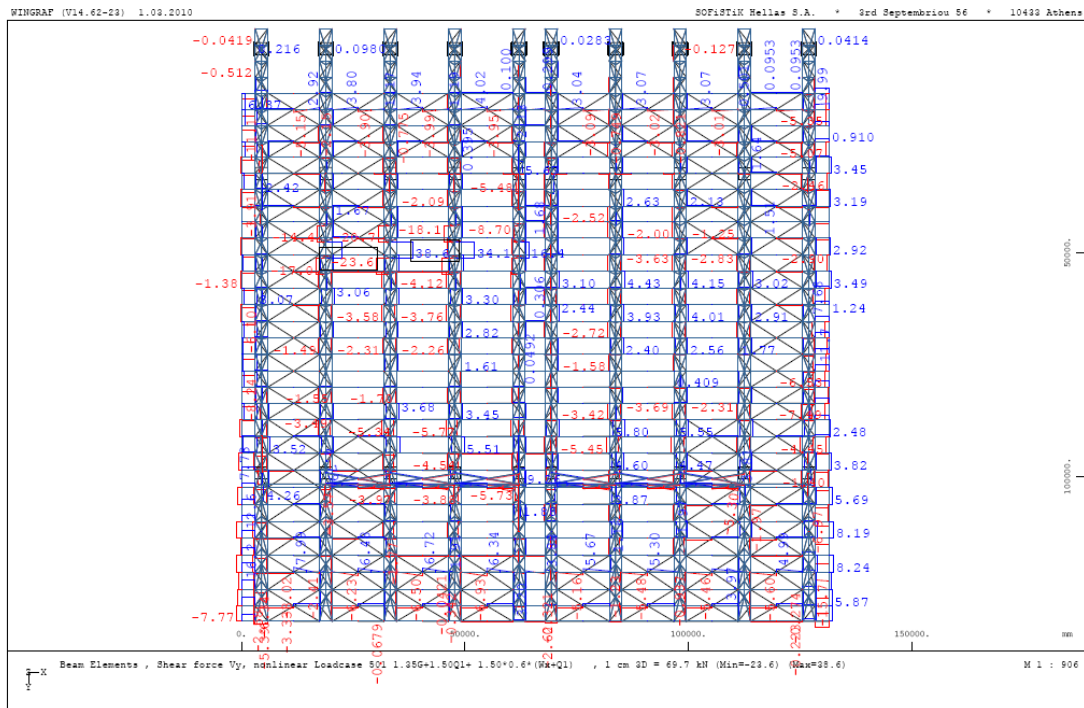
Εικόνα 3.3: Διάγραμμα καμπτικών ροπών για το συνδυασμό 501



Εικόνα 3.4: Διάγραμμα καμπτικών ροπών για το συνδυασμό 501, σε ενδιάμεσο πλαίσιο



Εικόνα 3.5: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για το συνδυασμό 501



Εικόνα 3.6: Διάγραμμα τερνουσών δυνάμεων για το συνδυασμό 501

3.4 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων

Οι μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3-3: Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Node. Nr	LC Nr	Name	V _x [mm]	V _y [mm]	V _z [mm]
11403	510	MINZ-VX	-18,043	15,909	45,685
11305	508	MAXZ-VX	16,932	15,129	31,561
3613	514	MINZ-VY	0,099	-48,013	190,233
2824	514	MAXZ-VY	0,251	38,737	9,058
2508	514	MINZ-VZ	0,694	31,818	-16,48
3621	514	MAXZ-VZ	0,293	-46,02	192,26

Κατά τη διεύθυνση x τη μέγιστη μετατόπιση $D_x = -18.043\text{mm}$ την έδωσε ο συνδυασμός 510 με επικρατέστερη μεταβλητή δράση το κινητό φορτίο των διαδρόμων επίσκεψης.

Κατά τη διεύθυνση y η μέγιστη μετατόπιση $D_y = -48.013\text{mm}$ εμφανίστηκε στο συνδυασμό 514 με επικρατέστερη μεταβλητή δράση τον άνεμο κατά τη διεύθυνση -yy.

Κατά τη διεύθυνση z τη μέγιστη μετατόπιση $D_z = 192.26\text{mm}$ την έδωσε ο συνδυασμός 514 με επικρατέστερη μεταβλητή δράση τον άνεμο κατά τη διεύθυνση -yy.

4. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

4.1 Εισαγωγή

Ως σεισμός, ορίζεται η εδαφική δόνηση που γεννιέται κατά την παροδική διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων σ' ορισμένο μέρος της στερεάς Γης, από φυσικά αίτια που βρίσκονται στο εσωτερικό της . Σύμφωνα με τη δεσπόζουσα σήμερα επιστημονική αντίληψη, την παροδική διατάραξη αποτελεί η σχετική ολίσθηση των δύο πλευρών του σεισμογόνου ρήγματος και τις εδαφικές δονήσεις αποτελούν τα σεισμικά κύματα που παράγονται στο ρήγμα, διαδίδονται στο εσωτερικό της Γης και φθάνουν στην επιφάνεια της όπου γίνονται αισθητά, προκαλούν βλάβες και καταγράφονται από τους σεισμογράφους.

Αδρανειακές δυνάμεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος και επομένως και η βάση μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη επ' αυτού, κινείται με εναλλασσόμενο πρόσημο , περί μιας αρχικής θέσης ηρεμίας. Τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος, αντιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους σε κάμψη, διάτμηση, θλίψη κλπ. Επομένως ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή, αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου προσήμου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Αναφερόμενοι στις αναπτυσσόμενες αδρανειακές δυνάμεις , εννοούμε ουσιαστικά τις δυνάμεις εκείνες οι οποίες τείνουν να διατηρήσουν την αρχική κατάσταση της κατασκευής έναντι της εναλλασσόμενης κίνησης του εδάφους στο οποίο εδράζεται αυτή.

Σεισμικές κινήσεις εδάφους

Οι σεισμικές κινήσεις του εδάφους συνίστανται σε δύο οριζόντιες (σεισμός κατά x , σεισμός κατά ψ), κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες οι οποίες μπορεί να έχουν οποιοδήποτε προσανατολισμό ως προς τη κατασκευή καθώς και μία κατακόρυφη (σεισμός κατά z) . Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρείται ότι είναι στατικώς ανεξάρτητες μεταξύ τους

4.2 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό προβλέπεται η εφαρμογή δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

Δυναμική φασματική μέθοδος

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο ΕΑΚ2000. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ), ενώ για $q>1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.

Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (Ισοδύναμη στατική μέθοδος)

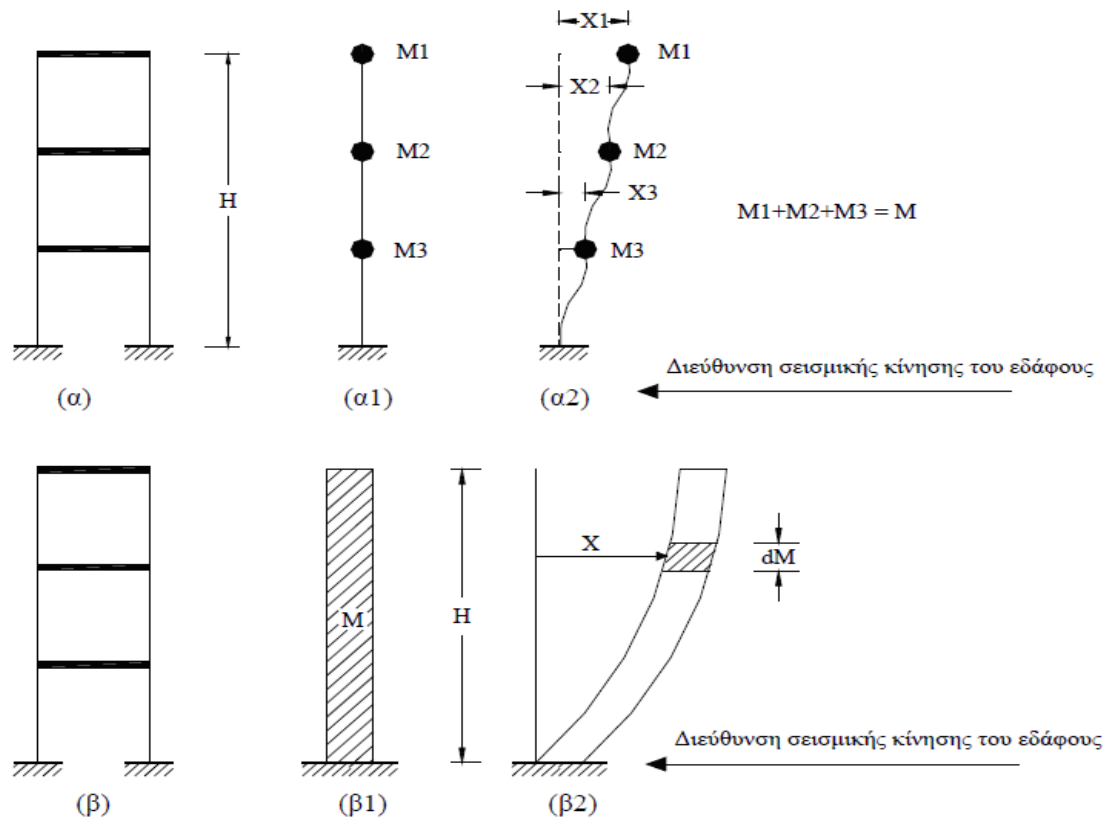
Στηρίζεται σε προσεγγιστική μόνον θεώρηση της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος), χωρίς να απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση. Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή.

Στην παρούσα εργασία εφαρμόστηκε η Δυναμική Φασματική Μέθοδος.

4.3 Προσδιορισμός Δεδομένων Φασματικής Ανάλυσης

Οι δύο προαναφερθείσες μέθοδοι υιοθετούν την παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων μιας κατασκευής (διακριτά συστήματα). Στην πραγματικότητα όμως, η μάζα κάθε κατασκευής είναι ομοιόμορφα κατανεμημένη κατά μήκος των στοιχείων της (συνεχή συστήματα) και το φαινόμενο του σεισμού έχει δυναμικό χαρακτήρα. Επομένως η θεώρηση συνεχούς συστήματος και η μελέτη μέσω δυναμικής ανάλυσης λαμβάνοντας υπόψη και τις ελαστοπλαστικές ιδιότητες του υλικού όπου αυτές εμφανίζονται, αποτελεί την πλέον ορθή και ακριβή

προσέγγιση αλλά και ταυτόχρονα μια επίπονη διαδικασία που στην πράξη εφαρμόζεται μόνο σε πρωτεύοντα έργα πολιτικού μηχανικού.



4.1 Διακριτά και συνεχή συστήματα

Σεισμικός συνδυασμός δράσεων κατά ΕΑΚ

Ο σεισμός σχεδιασμού αποτελεί τυχηματική δράση, τα εντατικά μεγέθη της οποίας συνδυάζονται με εκείνα των λοιπών δράσεων ως εξής:

$$S_d = G_k + P_{\infty} \pm E + \sum \psi_2 \cdot Q_{k,i}$$

Στην σχέση αυτή χρησιμοποιείται ο ακόλουθος συμβολισμός εντατικών μεγεθών:

- G_k : μόνιμες δράσεις με την χαρακτηριστική τους τιμή
- P_{∞} : προένταση μετά τις χρόνιες απώλειες
- E : δράση από τον σεισμό σχεδιασμού
- Q_k : αποτελεί την χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσεως i
- ψ_2 : είναι η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνιες ("οιονεί μόνιμες") μεταβλητές δράσεις.

Δράσεις καταναγκασμού, όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας, συστολή ξήρανσης του σκυροδέματος και υποχωρήσεις στηρίξεων,

δεν χρειάζεται να συμπεριλαμβάνονται συνδυασμό με σεισμό. Επίσης, ο σεισμός δεν συνδυάζεται με άλλες τυχαματικές δράσεις (π.χ. κρούσεις οχημάτων κλπ).

Ο συντελεστής ψ_2 επιλέγεται από τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 4-1: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_2

A/A		Φορτία Χρήσης	ψ_2
1	1.1	Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.3
	1.2	Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ.)	0.5
	1.3	Χώροι στάθμευσης	0.6
	1.4	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι κλπ.)	0.8
	1.5	Μη βατές στέγες	0.0
2		Άνεμος	0.0
3		Χιόνι (μόνο σε μη βατές στέγες)	0.3

Στην παρούσα εργασία, οι σεισμικοί συνδυασμοί που επιλέχθηκαν για την επίλυση είναι:

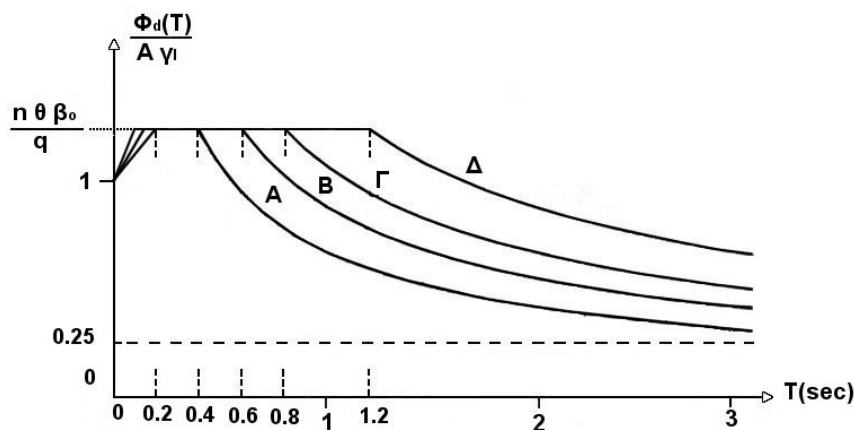
Σεισμός κατά χ: $S_d = G + 0.3 Q \pm E_x \pm 0.30 E_y \pm 0.30 E_z$

Σεισμός κατά γ: $S_d = G + 0.3 Q \pm E_y \pm 0.30 E_x \pm 0.30 E_z$

Φάσμα Σχεδιασμού

Οριζόντιες Συνιστώσες

Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις:



4.2: Φάσμα σχεδιασμού: $\frac{\Phi(T)d}{A\gamma I}$ [Σχεδίαση για $\frac{n\theta\beta_0}{q} = 2.5/2.0$]

Περιοχή Περιόδων**Εξίσωση**

$$0 \leq T < T_1 \quad \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q}$$

$$T_2 < T \quad \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} (T_2 / T)^{2/3}$$

όπου:

- $A = a \cdot g$ μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους
- γ_1 συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου
- q συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής
- η διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\neq 5\%$,
- θ συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης και εξαρτάται γενικά από το βάθος και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης.
- T_1 και T_2 χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος. Κατασκευή με $T < T_1$ η κατασκευή θεωρείται δύσκαμπτη ενώ για $T > T_2$ θεωρείται εύκαμπτη.
- $\beta_o = 2.5$ συντελεστής φασματικής ενίσχυσης
- η διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης που εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής του ιξώδους στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης είναι διάφορο του 5% και υπολογίζεται από τη σχέση:

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

Κατακόρυφες Συνιστώσες

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

- αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης A χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα $A_v = 0.70 \cdot A$.
- αντί του συντελεστή συμπεριφοράς q χρησιμοποιείται ο συντελεστής $q_v = 0.50q \geq 1$
- η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης θ λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1.0.

Κατάταξη εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ, και Χ που περιγράφονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 4-2: Κατηγορίες Εδάφους

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
Α	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση
	Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.
	Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
Β	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.
	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
	Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικά πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
	Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
Χ	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων)
	Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα.
	Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.
	Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής.
	Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους προκύπτουν οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 4-3: Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων T₁, T₂ (sec)

Κατηγορία εδάφους	Α	Β	Γ	Δ
T ₁	0.10	0.15	0.20	0.20
T ₂	0.40	0.60	0.80	1.20

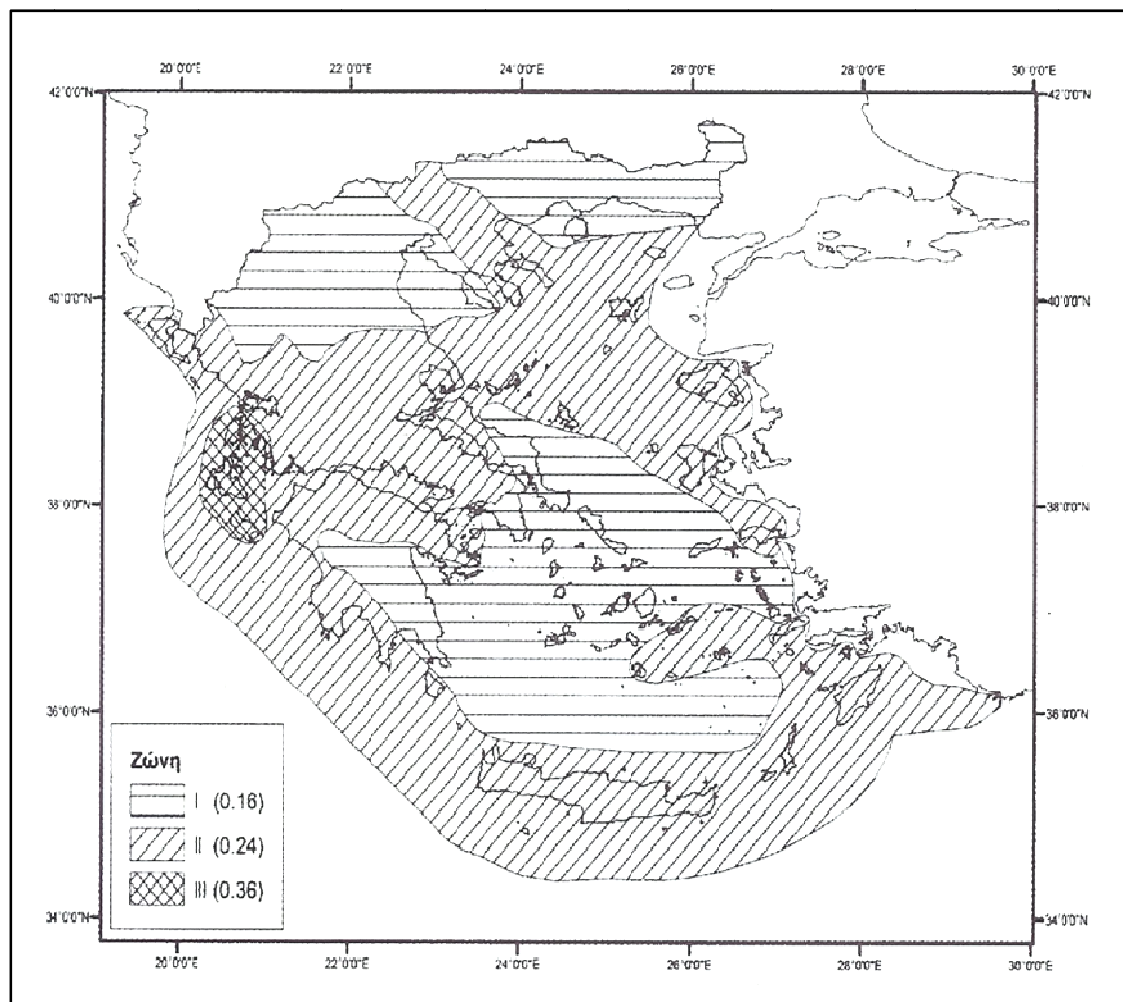
Η κατηγορία εδάφους της περιοχής που βρίσκεται το κτίριο είναι Β, και επομένως οι χαρακτηριστικές περίοδοι είναι: T₁ = 0.15sec και T₂ = 0.60sec.

Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας κατά ΕΑΚ

Η Ελλάδα διαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας σε κάθε μία εκ των οποίων αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους. Ο δήμος Γαλατσίου ανήκει βάσει ΕΑΚ στη ζώνη Ι, ωστόσο υπέρ ασφαλείας η μελέτη έγινε θεωρώντας ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ, δηλαδή σεισμική επιτάχυνση $A=0.24g$.

Πίνακας 4-4: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $A=a \cdot g$ (g: επιτάχυνση βαρύτητας)

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
α	0.16	0.24	0.36



Εικόνα 4.1: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας

Κατηγορία Σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μία τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 4-5: Συντελεστές Σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ_1
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού (π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ).	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου.	1.15
	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών.	1.30
	Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ).	

Το κλειστό γυμναστήριο Γαλασίου ανήκει στην κατηγορία Σ3, επομένως ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_1=1.15$.

Συντελεστής Συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

Μέγιστες τιμές του q δίνονται στον πίνακα 4-6 ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (πλάστιμη συμπεριφορά).

Πίνακας 4-6: Μέγιστες Τιμές Συντελεστή Συμπεριφοράς q

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2.00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1.00	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί - Τόξα - Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Το στέγαστρο του γηπέδου είναι από χάλυβα και έχει δικτυωτούς συνδέσμους. Για τη διεύθυνση εγκάρσια στο πλαίσιο ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι $q=3$ αφού υπάρχουν διαγώνιοι σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα. Για τη διεύθυνση στο επίπεδο του πλαισίου, στην απορρόφηση ενέργειας του δικτυώματος συμμετέχουν και οι εφελκόμενες και οι θλιβόμενες διαγώνιοι, και για να μην αναπτύξουν πλαστικές παραμορφώσεις λαμβάνεται $q=1$.

Τελικά ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται $q=1.00$ και για τις δυο διευθύνσεις του στεγάστρου.

Συντελεστής Θεμελίωσης θ

Ο συντελεστής θεμελίωσης θ εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης. Εκφράζει την ευνοϊκή επιρροή της δύσκαμπτης θεμελίωσης όχι μόνο στην μείωση της έντασης της σεισμικής δόνησης από την επιφάνεια του εδάφους προς το θεμέλιο, αλλά και στη μείωση των κινδύνων διαφορικών καθιζήσεων λόγω δυναμικής διατμητικής συνίζησης χαλαρών εδαφών, αύξηση της αξιοπιστίας, κλπ. Σε εδάφη κατηγορίας Α ή Β ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1.0, επομένως για την μελέτη του κτιρίου θεωρήθηκε $\theta=1.0$.

Ποσοστό Απόσβεσης ζ

Οι τιμές του ποσοστού απόσβεσης δίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 4-7: Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ.

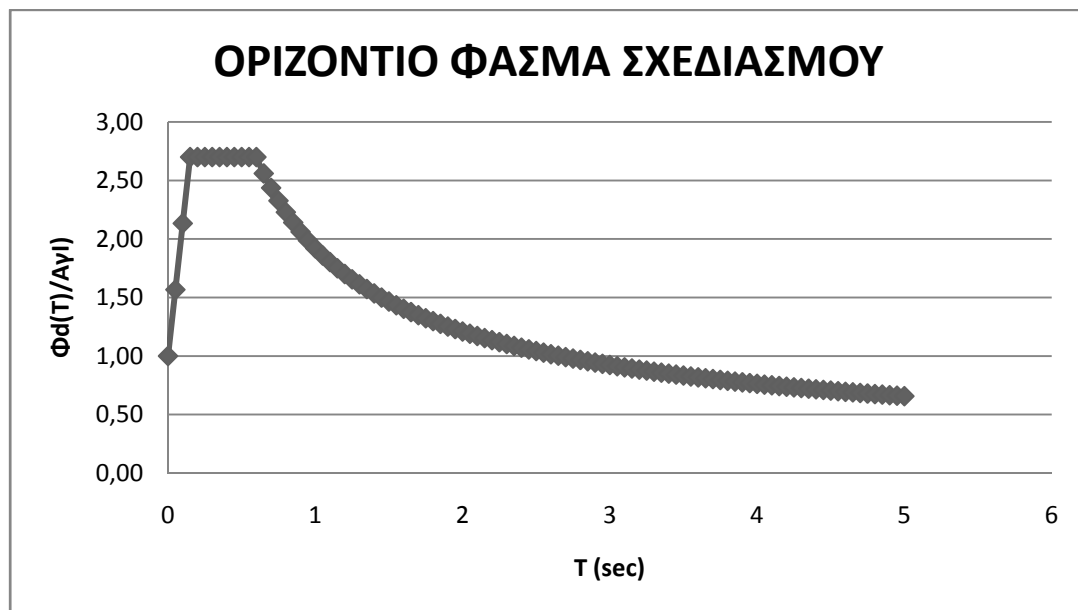
Είδος Κατασκευής		ζ%
Μεταλλική:	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα:	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία:	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη:	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

Για μεταλλική κατασκευή με συγκολλήσεις προκύπτει η απόσβεση της κατασκευής ζ=4%.

Για συντελεστή απόσβεσης ζ=4% προκύπτει ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1,08$$

Οριζόντιο Φάσμα Σχεδιασμού



4-8: Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

$0 \leq T < T_1$	$\Phi_d(T)/(A_{\gamma I})$	$T > T_2$	$\Phi_d(T)/(A_{\gamma I})$	$T > T_2$	$\Phi_d(T)/(A_{\gamma I})$
0	1,00	1,65	1,38	3,4	0,85
0,05	1,57	1,7	1,35	3,45	0,84
0,1	2,13	1,75	1,32	3,5	0,83
$T_1 \leq T \leq T_2$	$\Phi_d(T)/(A_{\gamma I})$	1,8	1,30	3,55	0,83
0,15	2,70	1,85	1,27	3,6	0,82
0,2	2,70	1,9	1,25	3,65	0,81
0,25	2,70	1,95	1,23	3,7	0,80
0,3	2,70	2	1,21	3,75	0,80
0,35	2,70	2,05	1,19	3,8	0,79
0,4	2,70	2,1	1,17	3,85	0,78
0,45	2,70	2,15	1,15	3,9	0,78
0,5	2,70	2,2	1,14	3,95	0,77
0,55	2,70	2,25	1,12	4	0,76
0,6	2,70	2,3	1,10	4,05	0,76
$T > T_2$	$\Phi_d(T)/(A_{\gamma I})$	2,35	1,09	4,1	0,75
0,65	2,56	2,4	1,07	4,15	0,74
0,7	2,44	2,45	1,06	4,2	0,74
0,75	2,33	2,5	1,04	4,25	0,73
0,8	2,23	2,55	1,03	4,3	0,73
0,85	2,14	2,6	1,02	4,35	0,72
0,9	2,06	2,65	1,00	4,4	0,72
0,95	1,99	2,7	0,99	4,45	0,71
1	1,92	2,75	0,98	4,5	0,70
1,05	1,86	2,8	0,97	4,55	0,70
1,1	1,80	2,85	0,96	4,6	0,69
1,15	1,75	2,9	0,94	4,65	0,69
1,2	1,70	2,95	0,93	4,7	0,68
1,25	1,66	3	0,92	4,75	0,68
1,3	1,61	3,05	0,91	4,8	0,68
1,35	1,57	3,1	0,90	4,85	0,67
1,4	1,53	3,15	0,89	4,9	0,67
1,45	1,50	3,2	0,88	4,95	0,66
1,5	1,47	3,25	0,88	5	0,66
1,55	1,43	3,3	0,87		
1,6	1,40	3,35	0,86		

4.4 Σεισμικά Φορτία - Ιδιομορφές Φορέα

Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K].

Με βάση τον ΕΑΚ για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος σε αυτή τη διεύθυνση. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T=0,03$ sec, τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα $M/\Sigma M_i$.

Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0,20$ sec λαμβάνονται πάντοτε υπόψη.

Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος X συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares

$$X = \pm (X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_k^2)^{1/2}$$

Όπου:

k : Αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη ($k \leq n$)

X_i : Συμμετοχή της i ιδιομορφής στο μέγεθος X

- CQC: Complete Quadratic Combination

Στη φασματική ανάλυση που έτρεξε το SOFISTIK η σεισμική απόκριση υπολογίστηκε χρησιμοποιώντας τη μέθοδο SRSS.

Στην ανάλυση του κτιρίου ελήφθησαν υπόψη οι πρώτες 100 ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0,03$ sec, με συνολικό ποσοστό δρώσας μάζας $\Sigma M_x = 81,8\%$, $\Sigma M_y = 7\%$ και $\Sigma M_z = 66,0\%$.

Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)	Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)	Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)
1	0,715	41	0,407	81	0,152
2	0,698	42	0,400	82	0,145
3	0,624	43	0,398	83	0,140
4	0,623	44	0,393	84	0,129
5	0,617	45	0,390	85	0,122
6	0,617	46	0,386	86	0,114
7	0,563	47	0,383	87	0,103
8	0,541	48	0,371	88	0,098
9	0,536	49	0,365	89	0,092
10	0,534	50	0,360	90	0,083
11	0,531	51	0,356	91	0,075
12	0,527	52	0,351	92	0,067
13	0,527	53	0,346	93	0,060
14	0,518	54	0,341	94	0,052
15	0,515	55	0,334	95	0,043
16	0,508	56	0,328	96	0,035
17	0,486	57	0,320	97	0,027
18	0,480	58	0,315	98	0,019
19	0,475	59	0,307	99	0,012
20	0,472	60	0,302	100	0,003
21	0,471	61	0,297		
22	0,470	62	0,288		
23	0,467	63	0,284		
24	0,466	64	0,277		
25	0,464	65	0,270		
26	0,463	66	0,264		
27	0,462	67	0,257		
28	0,459	68	0,250		
29	0,458	69	0,245		
30	0,456	70	0,236		
31	0,455	71	0,228		
32	0,447	72	0,223		
33	0,444	73	0,216		
34	0,441	74	0,210		
35	0,430	75	0,202		
36	0,429	76	0,195		
37	0,423	77	0,183		
38	0,420	78	0,175		
39	0,419	79	0,171		
40	0,414	80	0,161		

Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)	Mx%	Mγ%	Mz%
1	0,715	0,0	29,6	9,7
2	0,698	0,3	0,0	0,0
3	0,624	0,1	0,0	0,0
4	0,623	0,0	0,0	0,4
5	0,617	0,0	0,0	0,0
6	0,617	0,0	0,0	0,0
7	0,563	0,5	0,0	0,0
8	0,541	0,0	0,1	0,0
9	0,536	0,0	0,3	0,1
10	0,534	0,1	0,0	0,0
11	0,531	0,1	0,0	0,0
12	0,527	0,0	0,0	0,0
13	0,527	0,0	0,0	0,0
14	0,518	2,4	0,0	0,0
15	0,515	12,4	0,0	0,0
16	0,508	33,1	0,0	0,0
17	0,486	0,5	0,1	0,1
18	0,480	0,4	0,0	0,2
19	0,475	0,3	2,6	0,1
20	0,472	0,8	0,8	0,1
21	0,471	0,1	0,1	0,2
22	0,470	0,0	0,0	0,1
23	0,467	0,0	0,9	0,2
24	0,466	0,0	0,0	0,0
25	0,464	0,2	0,0	0,2
26	0,463	0,0	0,7	0,1
27	0,462	0,1	0,0	0,0
28	0,459	0,0	0,0	0,1
29	0,458	0,1	0,0	1,4
30	0,456	0,0	0,0	0,0
31	0,455	0,1	0,1	0,4
32	0,447	0,5	1,4	1,8
33	0,444	0,1	1,0	2,3
34	0,441	0,5	4,1	0,2
35	0,430	0,8	5,3	3,2
36	0,429	3,8	2,8	2,4
37	0,423	1,2	0,0	0,8
38	0,420	0,9	1,7	1,1
39	0,419	0,1	1,6	1,8
40	0,414	0,1	0,0	0,1

Ιδιομορφή	Περίοδος			
	(sec)	Mx%	My%	Mz%
41	0,407	2,9	0,0	0,0
42	0,400	0,0	0,0	0,0
43	0,398	0,0	0,0	0,2
44	0,393	0,3	0,1	0,0
45	0,390	0,3	0,0	0,0
46	0,386	0,5	0,0	0,1
47	0,383	0,0	0,0	0,1
48	0,371	0,0	0,4	0,1
49	0,365	0,0	0,1	0,0
50	0,360	0,0	0,0	0,0
51	0,356	0,0	0,0	0,3
52	0,351	0,0	0,4	0,1
53	0,346	0,1	0,0	0,1
54	0,341	0,2	0,1	0,5
55	0,334	0,0	0,0	0,3
56	0,328	0,0	0,0	0,5
57	0,320	0,0	0,1	0,5
58	0,315	0,0	0,1	0,0
59	0,307	0,0	0,4	1,4
60	0,302	0,0	0,9	1,4
61	0,297	0,1	0,0	1,4
62	0,288	0,0	0,7	0,2
63	0,284	0,0	0,0	1,1
64	0,277	0,1	0,1	1,3
65	0,270	0,0	0,0	0,1
66	0,264	0,2	0,1	0,1
67	0,257	0,0	0,1	1,1
68	0,250	1,2	0,2	0,0
69	0,245	1,4	0,0	0,1
70	0,236	0,2	1,9	0,3
71	0,228	1,1	0,1	0,0
72	0,223	2,7	0,0	0,0
73	0,216	3,6	0,9	0,0
74	0,210	0,3	0,6	0,0
75	0,202	0,6	0,3	0,0
76	0,195	0,0	0,0	0,7
77	0,183	0,2	0,0	0,1
78	0,175	4,5	0,0	0,0
79	0,171	0,4	0,0	0,0
80	0,161	0,0	0,1	0,0

Ιδιομορφή	Περίοδος			
	(sec)	Mx%	My%	Mz%
81	0,152	0,0	0,2	0,5
82	0,145	0,2	0,6	0,2
83	0,140	0,0	0,5	0,1
84	0,129	0,1	1,2	0,3
85	0,122	0,1	0,1	0,1
86	0,114	0,3	0,1	0,0
87	0,103	0,0	1,0	4,3
88	0,098	0,0	0,5	9,2
89	0,092	0,0	1,9	7,1
90	0,083	0,0	0,8	0,4
91	0,075	0,1	1,4	0,3
92	0,067	0,1	0,0	2,5
93	0,060	0,1	1,1	0,9
94	0,052	0,0	0,1	0,9
95	0,043	0,1	0,4	0,0
96	0,035	0,2	0,0	0,0
97	0,027	0,0	0,0	0,0
98	0,019	0,0	0,0	0,0
99	0,012	0,0	0,0	0,0
100	0,003	0,0	0,0	0,0
		81,8	70,8	66,0

Από τους παραπάνω πίνακες φαίνεται πως οι ιδιομορφές με τη μεγαλύτερη δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι οι 1 και 16 που αντιστοιχούν σε ιδιοπεριόδους $T=0.715\text{sec}$, και $T=0.508\text{ sec}$ αντίστοιχα.

Με βάση τον ΕΑΚ για συνολικό ποσοστό δρώσας μάζας $\Sigma M_i < 90\%$ μέχρι $T=0,03\text{sec}$, η συνεισφορά των υπόλοιπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα $M/\Sigma M_i$.

Επομένως για κάθε διεύθυνση του σεισμού τα τελικά μεγέθη πολλαπλασιάστηκαν με τους ακόλουθους συντελεστές:

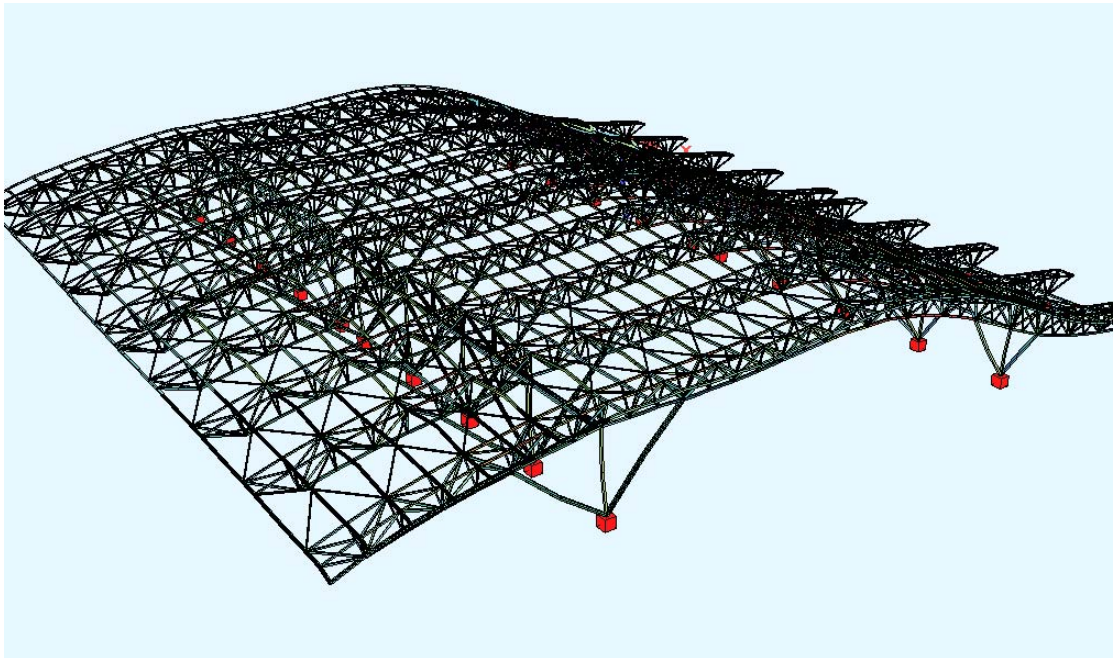
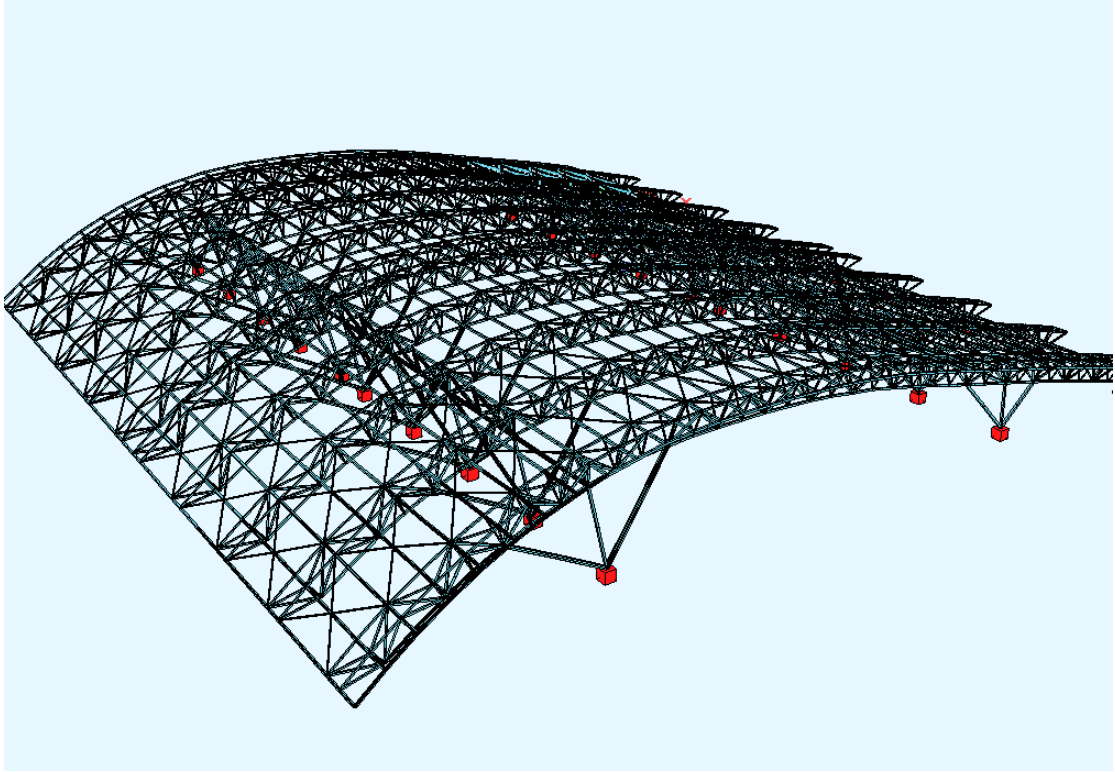
Διεύθυνση x: Τελικές τιμές * $1/0,818=1.22$

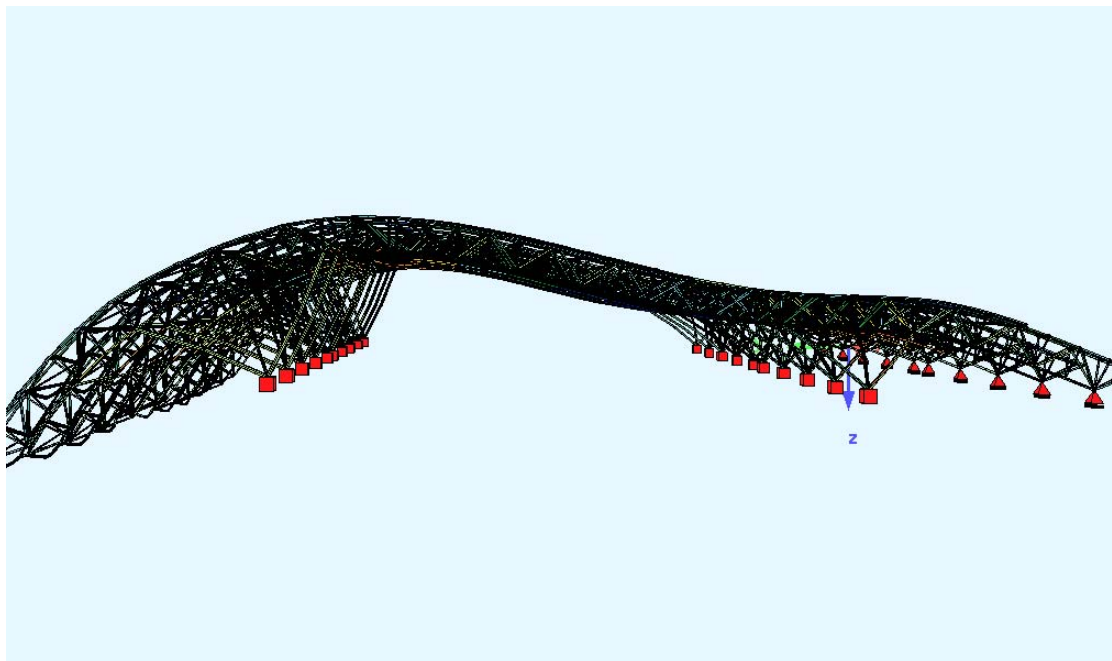
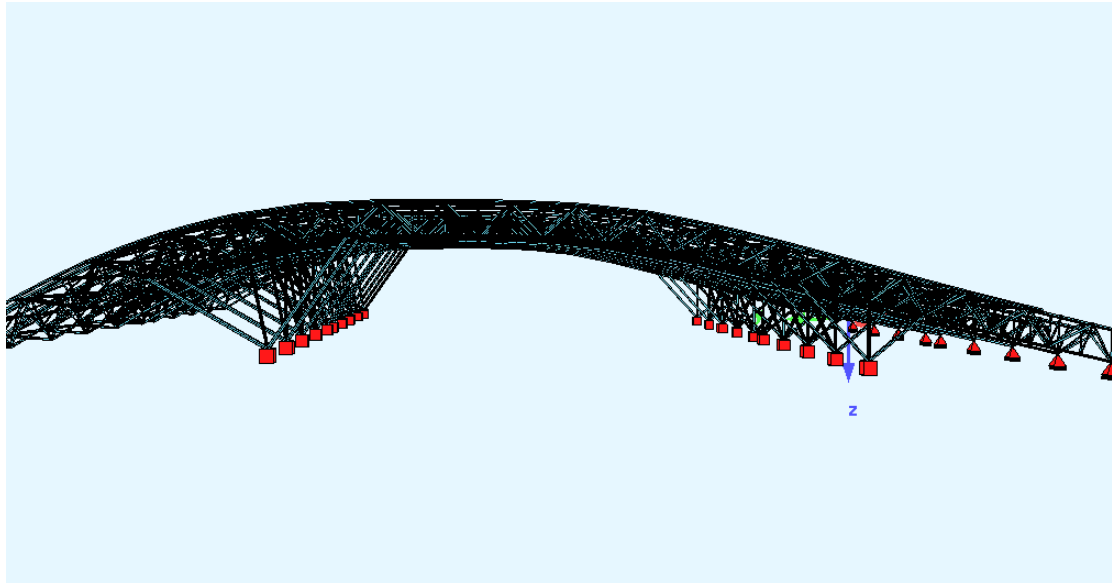
Διεύθυνση y: Τελικές τιμές * $1/0,708=1.41$

Διεύθυνση z: Τελικές τιμές * $1/0,660=1.51$

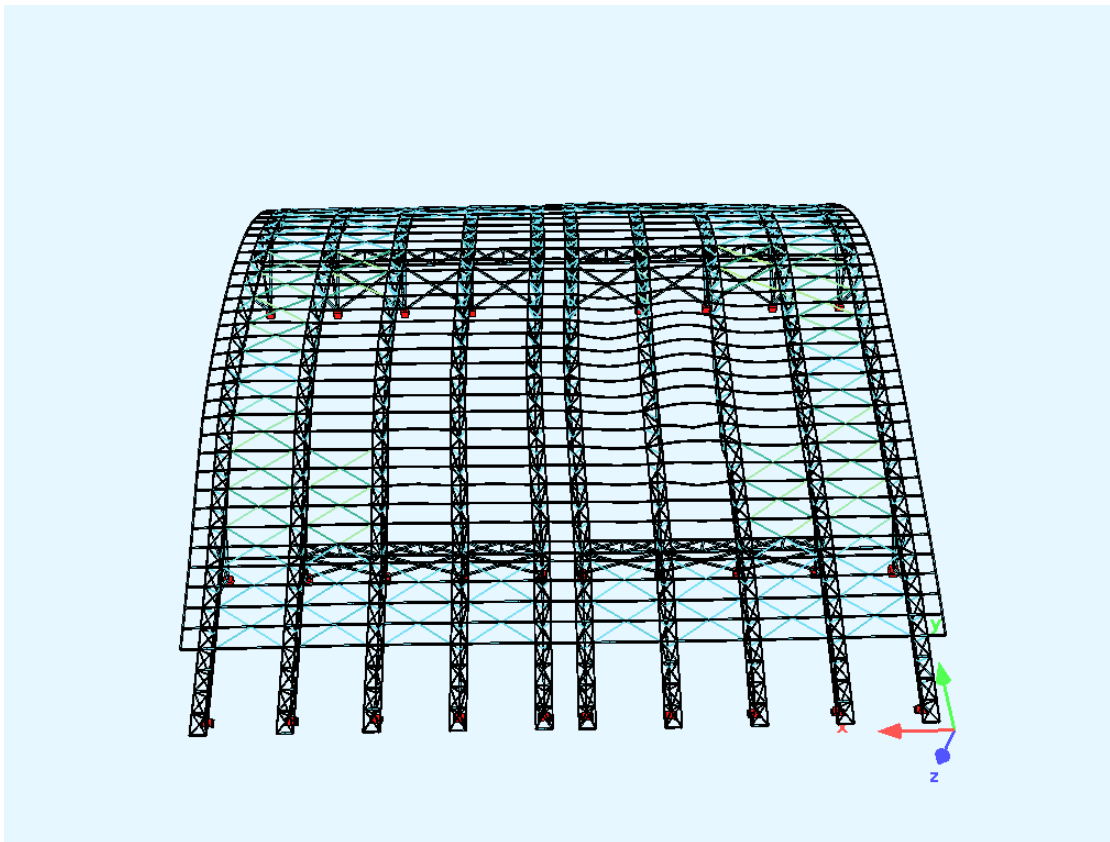
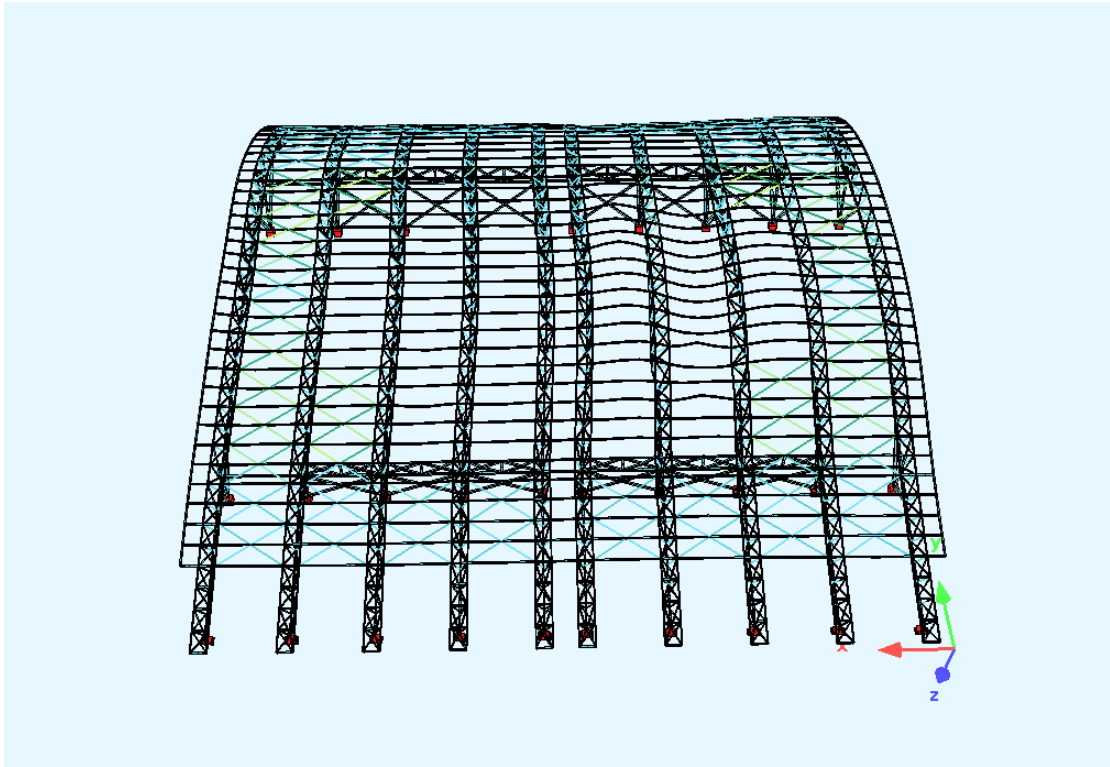
Στις επόμενες εικόνες φαίνονται οι θεμελιώδεις ιδιομορφές της κατασκευής.

1^η Ιδιομορφή ($T=0,715\text{sec}$) Μεταφορική κατά y .





2^η Ιδιομορφή (T=0,508sec) Μεταφορική κατά x



4.5 Αντισεισμικός Έλεγχος Κτιρίου

Κανονισμοί ΕΑΚ

Κριτήρια

Κατά την απόκριση ενός δομήματος στον σεισμό σχεδιασμού είναι εν γένει αποδεκτός ο σχηματισμός ενός ελαστοπλαστικού μηχανισμού με αξιόπιστα ασφαλή μετελαστική συμπεριφορά. Μία τέτοια συμπεριφορά θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με τα ακόλουθα κριτήρια:

- Εξασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης αντοχής σε όλα τα φέροντα στοιχεία (συμπεριλαμβανομένης και της θεμελίωσης), που αντιστοιχεί στις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού του κεφαλαίου 2 αυξημένες, όπου είναι αναγκαίο, με τις επιρροές 2ας Τάξεως.
- Εξασφάλιση συνολικής πλαστιμότητας, δηλαδή επαρκούς ικανότητας για απελευθέρωση ενέργειας, με μετελαστική παραμόρφωση.
- Ελαχιστοποίηση των παραγόντων που προκαλούν αβεβαιότητες στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης.

Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος – Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού

1. Για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δόμημα κατά την απόκριση στην σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση, πρέπει η μετελαστική απόκριση να έχει πλάστιμη μορφή και να κατανέμεται στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων, σε περιοχές με περιορισμένο μήκος (πλαστικές αρθρώσεις). Αυτό προϋποθέτει ότι έχει εξασφαλιστεί η αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας που είναι δυνατό να προηγηθούν.
2. Σε μέλη με καμπτική λειτουργία η μετελαστική απόκριση πρέπει να περιορίζεται στο σχηματισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων. Σε κατακόρυφους δικτυωτούς συνδέσμους από χάλυβα, μετελαστική απόκριση μπορεί να προβλέπεται σε εφελκόμενες διαγώνιους ή σε περιορισμένου μήκους διατμητικές ή καμπτικές αρθρώσεις (δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα).

3. Πιθανές» ή προβλεπόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει πρόβλεψη ή μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης των αρθρώσεων. Ενδεχόμενες. θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει μικρότερη πιθανότητα δημιουργίας αρθρώσεων, πρέπει όμως να διαθέτουν αυξημένη πλαστιμότητα επειδή βρίσκονται σε περιοχές ιδιαίτερα κρίσιμες για την ευστάθεια του δομήματος. Τέτοιες θέσεις θεωρούνται όλα τα άκρα των υποστυλωμάτων ακόμα και όταν οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων βρίσκονται σε δοκούς.
4. Η εξασφάλιση ενός τέτοιου αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού απόκρισης του δομήματος στις αιχμές της σεισμικής δράσης επιτυγχάνεται με τον ικανοτικό σχεδιασμό δηλαδή με κατάλληλη ιεράρχηση των αντοχών των στοιχείων του φορέα.
5. Σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς q που δεν υπερβαίνει τις τιμές 1,5 ή $q/2$, πάντως όχι μικρότερο του 1,0.

Κατά τον προσδιορισμό του φάσματος σχεδιασμού στην παράγραφο 4.3, θεωρήθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q=1.0$, επομένως δεν απαιτείται να γίνει ικανοτικός σχεδιασμός στο στέγαστρο της μελέτης.

Ωστόσο, όσον αφορά στις διαγώνιους, η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ των διαγωνίων πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{Af_y/N_{cr}} \leq 1.50$$

όπου:

A είναι το εμβαδόν της διατομής

f_y είναι το όριο διαρροής και

$N_{cr} = \pi^2 EI/\ell^2$ είναι το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου

Η παραπάνω σχέση είναι ισοδύναμη με λυγηρότητα $\lambda \leq 114$ για χάλυβα S355, πρέπει δε να εφαρμόζεται και στην περίπτωση διαγωνίων συνδέσμων τύπου X στους οποίους η σεισμική τέμνουσα θεωρείται ότι αναλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τις εκάστοτε εφελκόμενες διαγωνίους.

5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΩΝ

5.1 Κατάταξη Διατομών

Με βάση τη μέθοδο ανάλυσης και υπολογισμού της αντοχής των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά και με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στρωφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες τέσσερις κατηγορίες:

- *Διατομές κατηγορίας 1:* Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στρωφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- *Διατομές κατηγορίας 2:* Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στρωφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- *Διατομές κατηγορίας 3:* Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- *Διατομές κατηγορίας 4:* Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Στον πίνακα 5-1 συνοψίζονται οι παραπάνω κατηγορίες σε σχέση με τη συμπεριφορά, τη φέρουσα ικανότητα και την ικανότητα στρωφής.

Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι:

Κατηγορίες 1 και 2: η πλαστική ροπή $(M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y)$

Κατηγορία 3: η ελαστική ροπή $(M_{el} = W_{el} \cdot f_y)$

Κατηγορία 4: η ροπή τοπικού λυγισμού $(M_0 < M_{el})$

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Επομένως η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σ' αυτή.

Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της.

Τα όρια για τα θλιβόμενα στοιχεία κατηγορίας 1,2 και 3 λαμβάνονται από τον πίνακα 5-2.

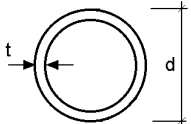
Πίνακας 5-1: Κατάταξη διατομών σε σχέση με τη ροπή αντοχής και τη στρωφική ικανότητα

Μοντέλο Συμπεριφοράς	Ροπή Αντοχής	Στρωφική Ικανότητα	Κατηγορία
			1
			2
			3
			4

M_{el} ελαστική ροπή αντοχής της διατομής
 M_{pl} πλαστική ροπή αντοχής της διατομής
 M δρώσα ροπή
 φ στρωφή (καμπυλότητα) της διατομής
 φ_{pl} στρωφή (καμπυλότητα) της διατομής απαιτούμενη για να προκαλέσει πλήρη πλαστική κατανομή τάσεων στη διατομή

Πίνακας 5-2: Χαρακτηριστικές τιμές λόγου πλάτους προς πάχος μέλους της διατομής

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
						Άξονας κάμψης
						Άξονας Κάμψης
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi) \cdot \sqrt{1 - \psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
Προεξέχοντα πέλματα						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3		Για k_{σ} βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Σωληνωτές διατομές				
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη			
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$			
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$			
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$			
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$	235	275	355
	ε	1.00	0.92	0.81
	ε^2	1.00	0.85	0.66

5.2 Αντοχή Διατομών

5.2.1 Έλεγχος διατομής σε μονοαξονικό εφελκυσμό

Για τα εφελκυσόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θα ικανοποιεί τη σχέση: $N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$,

Όπου $N_{t,Rd}$ είναι η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, λαμβανομένη ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντίσταση σχεδιασμού της πλήρους διατομής $N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

όπου:

A το εμβαδόν της πλήρους διατομής

f_y το όριο διαρροής του χάλυβα

γ_{M0} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα.

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στη θέση των οπών των συνδέσμων $N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$,

όπου:

A_{net} το εμβαδόν της καθαρής διατομής

f_u η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα

γ_{M2} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

$$\text{δηλαδή: } N_{t,Rd} = \min \left\{ \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right\}$$

5.2.2 Έλεγχος διατομής σε θλίψη

Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση: $N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$

όπου $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη

και είναι ίση με: $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3

$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ για διατομές κατηγορίας 4

5.2.3 Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση: $N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$

όπου είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα.

Για πλαστικό σχεδιασμό η είναι ίση με την πλαστική διατμητική αντοχή (χωρίς παρουσία στρεπτικής καταπόνησης), όπως δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

5.2.4 Έλεγχος διατομής σε κάμψη

Όταν η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή τόσο ώστε η επίδρασή της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμεληθεί, η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση: $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$ όπου $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη, η οποία ισούται με:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 ή 2}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

5.2.5 Έλεγχος διατομής σε κάμψη και τέμνουσα

Γενικά, όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλύσκεται στην παραλαβή τέμνουσας. Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμελείται. Εάν η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αμελείται. Όταν ή δρώσα τέμνουσα δύναμη V_{Ed} είναι μεγαλύτερη από το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η απομειωμένη ροπή αντοχής, η οποία υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη για την επιφάνεια διάτμησης A_v τη μειωμένη τιμή της τάσης διαρροής:

$$(1 - \rho) \cdot f_y \text{ όπου } \rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Για διατομές I κατηγορίας 1 ή 2 καμπτόμενες περί τον ισχυρό άξονα, η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση: $M_{y,V,Rd} = \left(W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$, αλλά πρέπει $M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$

5.2.6 Έλεγχος διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, η επίδραση της αξονικής δύναμης λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού είναι: $M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$ όπου $M_{N,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής, μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed} .

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα y-y λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν ικανοποιούνται συγχρόνως τα δύο παρακάτω κριτήρια: $N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd}$ και $N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα z-z λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν: $N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα, στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1 - n)/(1 - 0.5a) \text{ αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{για } n \leq a : M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{για } n > a : M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$\text{όπου: } n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}, \quad a = (A - 2bt_f)/A, \quad a \leq 0,5$$

Για κοίλες διατομές σταθερού πάχους, στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

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

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}(1 - n)/(1 - 0.5a_f) \text{ αλλά } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{όπου } a_w = (A - 2bt_w)/A \text{ και } a_f = (A - 2ht_w)/a \text{ αλλά } a_w, a_f \leq 0,5$$

Για διαξονική κάμψη οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία, η οποία εξαρτάται από το λόγο των ροπών και που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να χρησιμοποιείται για τον

έλεγχο επάρκειας της διατομής το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης: $\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$ στο οποίο οι εκθέτες α και β είναι σταθερές, που μπορεί να λαμβάνονται συντηρητικά ίσες με τη μονάδα, η ακριβέστερα για διατομές I και H: $\alpha=2, \beta=5n, \beta \geq 1$ και για κοίλες κυκλικές διατομές: $\alpha=2$ και $\beta=2$.

5.3 Έλεγχος μελών

Στο κεφάλαιο 5.2 παρουσιάστηκε η αντοχή των διατομών σε διάφορα είδη καταπονήσεων και στους συνδυασμούς τους. Σε πολλές περιπτώσεις η αντοχή της διατομής καθορίζει και την αντοχή ολόκληρου του μέλους (π.χ. εφελκυσμός, κάμψη πλευρικά προστατευμένων δοκών). Σε πολλές άλλες περιπτώσεις όμως διαπιστώνεται ότι υπάρχει στάθμη της εξωτερικής φόρτισης, για την οποία το μέλος χάνει την ευστάθειά του, αποκτά δηλαδή τη δυνατότητα να ισορροπήσει, πέραν της αρχικής και σε μία γειτονική θέση ισορροπίας (λυγισμός). Η στάθμη αυτή φόρτισης εκφράζει πρακτικά, την εξάντληση της αντοχής του μέλους παρατηρείται δε, γενικά, χαμηλότερα ή πολύ χαμηλότερα από τη στάθμη της φόρτισης, η οποία εξαντλεί την αντοχή της διατομής του.

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζονται περιπτώσεις φορτίσεως για τις οποίες η αντοχή των μελών δεν προκύπτει από την αντοχή των διατομών τους, αλλά απαιτείται η θεώρηση ολόκληρου του μέλους ως στοιχείου αναφοράς.

5.3.1 Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

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

Η επάρκεια του θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους δίνεται από την σχέση:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2,3}$$

χ : είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω καμπτικού λυγισμού:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i \lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad (\text{ανηγμένη λυγηρότητα για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3})$$

α : είναι συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον πίνακα 5-3

Πίνακας 5-3: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών	0.21	0.34	0.49	0.76

— το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού, βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

L_{cr} το ισοδύναμο μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

i η ακτίνα αδράνειας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

— λυγηρότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού

—

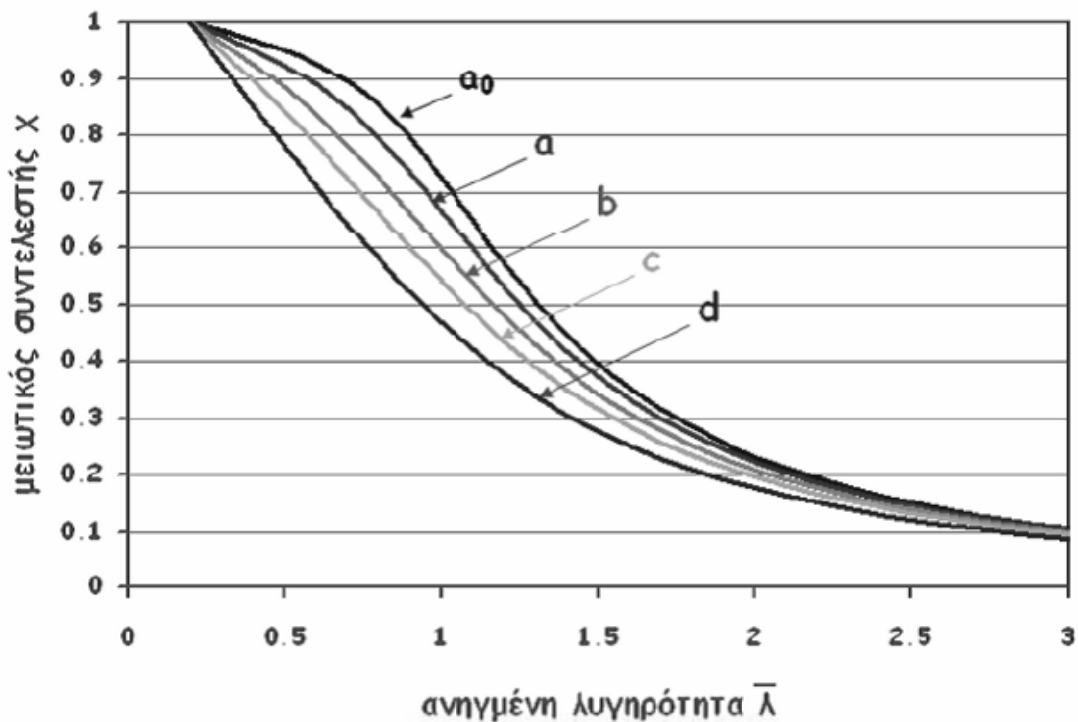
— η οριακή (χαρακτηριστική λυγηρότητα, ως το σημείο τομής P

της οριζόντιας ευθείας για $\sigma = f_y$, με την καμπύλη Euler. Το σημείο τομής P αντιστοιχεί στη λυγηρότητα για την οποία η κρίσιμη τάση λυγισμού κατά Euler είναι ίση με το όριο διαρροής.

—

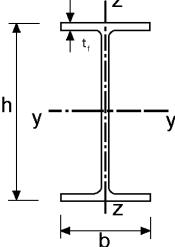
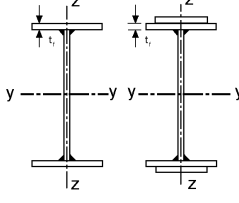
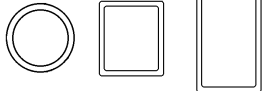
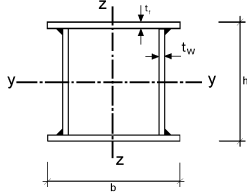

— (f_y σε N/mm^2)

Η καμπύλη λυγισμού προκύπτει από τον πίνακα 5-4. Διατομές που δεν περιλαμβάνονται στον πίνακα θα πρέπει να κατατάσσονται ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους, τη γεωμετρία τους και τον άξονα λυγισμού.



Σχήμα 5.1: Καμπύλες λυγισμού

Πίνακας 5-4: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί άξονα	Καμπύλη λυγισμού
<p>Πρότυπες διατομές I</p> 	$h/b > 1.2$: $t_f \leq 40\text{mm}$ $40\text{mm} < t_f \leq 100\text{mm}$	y-y z-z	a b
	$h/b < 1.2$: $t_f \leq 100\text{mm}$ $t_f > 100\text{mm}$	y-y z-z	b c
		y-y z-z	b d
			y-y z-z
<p>Συγκολλητές διατομές I</p> 	$t_f \leq 40\text{mm}$	y-y z-z	b c
	$t_f > 40\text{mm}$	y-y z-z	c d
<p>Κοίλες διατομές</p> 	Εν θερμώ έλαση	Οποιονδήποτε	a
	Ελατές εν ψυχρώ με χρήση f_{yb}	Οποιονδήποτε	b
	Ελατές εν ψυχρώ με χρήση f_{ya}	Οποιονδήποτε	c
<p>Συγκολλητές κιβωτοειδείς διατομές</p> 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Οποιονδήποτε	d
	Μεγάλα πάχη ραφής $\frac{b}{t_f} < 30$ $\frac{h}{t_w} < 30$	y-y z-z	c c
<p>U – L – T και συμπαγείς διατομές</p> 		Οποιαδήποτε	c

5.3.2 Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός

Σύμφωνα με τον κανονισμό, μία δοκός σταθερής διατομής μη προστατευμένη πλευρικά που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση: $M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$

όπου M_{Ed} η ροπή κάμψης σχεδιασμού (περί τον ισχυρό άξονα)

και $M_{b,Rd}$ η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού, η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής είναι:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ αλλά } \chi_{LT} \leq 1$$

όπου

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

α_{LT} συντελεστής ατελειών

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \text{ η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού}$$

όπου M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή σε πλευρικό λυγισμό.

Όταν η ανηγμένη λυγηρότητα μίας δοκού είναι μικρότερη από $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.40$ οι επιδράσεις του πλευρικού λυγισμού μπορούν να αμεληθούν και να γίνονται μόνον έλεγχοι διατομής.

Στην περίπτωση μιας δοκού σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της και καμπτόμενης περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right\}$$

Όπου:

C_1, C_2, C_3 : συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και τις συνθήκες στήριξης. Οι τιμές τους προκύπτουν για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης, ανάλογα με τη μορφή των διαγραμμάτων καμπτικών ροπών στο μήκος L μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων και για τις αντίστοιχες τιμές του συντελεστή k .

k, k_w : συντελεστές ενεργού μήκους πλευρικού λυγισμού. Για απλές στηρίξεις λαμβάνουν την τιμή 1,0. Ο συντελεστής k αφορά στη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο και είναι ανάλογος του λόγου l/L ενός θλιβόμενου στοιχείου. Ο

συντελεστής k_w αφορά στη στρέβλωση του άκρου και θα λαμβάνεται ίσο προς 1,0 εκτός και αν έχουν ληφθεί ειδικά μέτρα πάκτωσης έναντι στρέβλωσης.

Για διατομές διπλής συμμετρίας ισχύει $z_j=0$ και για περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές και εγκάρσια φορτία που εφαρμόζονται στο κέντρο διάτμησης ισχύει $C_2=0$ και $z_g=0$.

Η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού μίας δοκού σταθερής διατομής με ίσα πέλματα και συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, στην οποία τα φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της και υπόκειται σε ομοιόμορφη (καθαρή) κάμψη ($C1=1.00$), δίνεται από τη σχέση:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \sqrt{I_w + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

όπου: E μέτρο ελαστικότητας

I_t είναι η σταθερά στρέψης

I_w είναι η σταθερά στρέβλωσης

I_z είναι η ροπή αδράνειας κατά τον ασθενή άξονα της διατομής

L είναι το μήκος της δοκού μεταξύ των σημείων πλευρικής εξασφάλισης

ν είναι ο λόγος Poisson για το υλικό

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{είναι μέτρο στρέψης}$$

5.3.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη

Μέλη για τα οποία ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι πιθανή μορφή αστοχίας, πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{R,k}} + \kappa_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \kappa_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{R,k}} + \kappa_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \kappa_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

όπου:

$N_{Ed}, M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$: Οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής αξονικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους άξονες y-y και z-z κατά μήκος του μέλους αντίστοιχα.

$\Delta M_{y,Ed}$ και $\Delta M_{z,Ed}$: Οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4

χ_y και χ_z : Οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} : Ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού

k_{yy}, k_{zz}, k_{yz} και k_{zy} : οι συντελεστές αλληλεπίδρασης εξαρτώμενοι από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί.

5.4 Ανάλυση και έλεγχος μελών

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται ο έλεγχος επάρκειας των μελών της κατασκευής. Λόγω του μεγάλου αριθμού των μελών από τα οποία αποτελείται το στέγαστρο, ο έλεγχος θα γίνει ενδεικτικά σε ένα περιορισμένο αριθμό, με βάση τους μέγιστους συντελεστές εκμετάλλευσης των διατομών όπως προέκυψαν από την ανάλυση.

Σε κάθε πίνακα φαίνονται οι ιδιότητες της διατομής που έχει επιλεγθεί, τα εντατικά μεγέθη για τον κρίσιμο συνδυασμό φόρτισης (συνδυασμός σχεδιασμού) και οι αντίστοιχες αντοχές, απομειωμένες όπου πρέπει λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, μαζί με τους συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (K, L, k, k_{LT})

Όταν η αξονική δύναμη N_{sd} είναι εφελκυστική, τότε ο έλεγχος μέλους γίνεται μόνο ως προς τον πλευρικό λυγισμό λόγω εφελκυστικής αξονικής. ($M_{eff,sd} \leq M_{b,Rd}$, όπου $M_{b,Rd}$ η αντοχή σε πλευρικό λυγισμό, όπως καθορίζεται από την παράγραφο 5.5.2 του EC3 και $M_{eff,sd} = M_{y,sd} - W_{el,y} \psi N_{sd} / a$ όπου $\psi = 0,8$ και y ο ισχυρός άξονας).

Για τους παρακάτω ελέγχους ισχύουν τα εξής

Ποιότητα χάλυβα μέλους	
Ποιότητα χάλυβα	S355
Όριο διαρροής πέλματος f_y	0,355 (kN/mm ²)
Όριο αστοχίας πέλματος f_u	0,510 (kN/mm ²)
Όριο διαρροής κορμού f_y	0,355 (kN/mm ²)
Όριο αστοχίας κορμού f_u	0,510 (kN/mm ²)

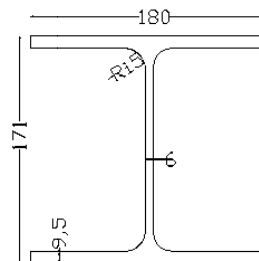
Επιμέρους Συντελεστές Ασφαλείας	
γ_{M0} (αντοχή διατομών τάξης 1,2,3)	1,1
γ_{M1} (αντοχή διατομών τάξης 4)	1,1
γ_{M1} (αντοχή λυγισμού μέλους)	1,1
γ_{M2} (αντοχή καθαρής διατομής στη θέση των οπών)	1,25

5.4.1 Διαστασιολόγηση ράβδων άνωπέλατος δικτυωμάτων

5.4.1.1 HEA 180

Για τη διατομή HEA 180 ελέγχθηκε το μέλος 3242 το οποίο παρουσίασε το μεγαλύτερο ποσοστό αξιοποίησης για το συνδυασμό φορτίσεων 507.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEA 180	
$h =$	171 mm	$I_y =$	2510 cm ⁴
$b =$	180 mm	$W_{el,y} =$	293,6 cm ³
$t_w =$	6,0 mm	$W_{pl,y} =$	324,9 cm ³
$t_f =$	9,5 mm	$I_z =$	924,6 cm ⁴
$r =$	15,0 mm	$W_{el,z} =$	102,7 cm ³
$A =$	45,25 cm ²	$W_{pl,z} =$	156,5 cm ³
$A_{vz} =$	14,47 cm ²		



Διατομή: HEA 180 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 3242 LC: 507

Συνολικό μήκος: 4119,5 mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 4119,5 mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 4119,5 mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: $y-y$ "b"

$z-z$ "c"

Συντελεστές: $C_1 =$ 2,817

$C_2 =$ 0,000

$C_3 =$ 0,135

$Lt_1 =$ 41,814 $ky =$ 0,000

$Xlt =$ 0,918 $kz =$ 0,000

$x(\min) =$ 0,437 $kl_t =$ 0,000

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό: $M_{eff,Sd} =$ 0,000 < 87,080 = M_{bRd}

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 3

θέση: 0,0mm

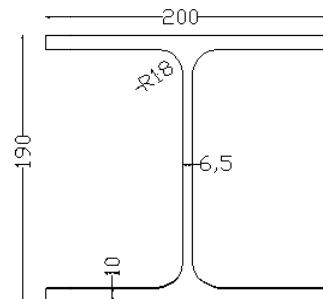
	M_y (kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	-10,877	0,665	0,722	5,55	475,048
Αντοχή:	94,882	33,241	637,237	270,546	1461,954

Λόγος:	0,115	0,02	0,001	0,021	0,325
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,46		
Θέση:	2060,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0,556	0,08	-0,154	5,55	474,59
Αντοχή:	94,882	33,241	637,237	270,546	1461,954
Λόγος:	0,006	0,002	0	0,021	0,325
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,333		
Θέση:	4119,5 mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	11,985	1,298	-1,029	5,55	474,132
Αντοχή:	94,882	33,241	637,237	270,546	1461,954
Λόγος:	0,126	0,039	0,002	0,021	0,324
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,49		

5.4.1.2 HEA 200

Για τη διατομή HEA 200 ελέγχθηκε το μέλος 1447 το οποίο παρουσίασε το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό φορτίσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEA 200	
h=	190 mm	I_y=	3692 cm⁴
b=	200 mm	W_{el,y}=	388,6 cm³
t_w=	6,5 mm	W_{pl,y}=	429,5 cm³
t_f=	10,0 mm	I_z=	1336 cm⁴
r=	18,0 mm	W_{el,z}=	133,6 cm³
A=	53,83 cm²	W_{pl,z}=	203,8 cm³
A_{vz}=	18,08 cm²		



Διατομή: HEA 200 **Χάλυβας:** S355

ΜΕΛΟΣ: 1447 **LC:** 501

Συνολικό μήκος: 3847,8mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 3847,8mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 3847,8mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: **y-y** "b"
 z-z "c"

Συντελεστές:	$C_1 =$	1,285	
	$C_2 =$	1,562	
	$C_3 =$	0,753	
$Lt_1 =$	55,369	$ky =$	1,288
$\chi Lt =$	0,853	$kz =$	1,500
$\chi(\min) =$	0,533	$klt =$	0,975

Έλεγχος σε αξονική θλίψη :	$N_{bRd} =$	926,096	>	537,746	=	N_{sd}
Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη :		0,984	<	1.00		
Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:		0,976	<	1.00		

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 3

Θέση: 0,0mm

	M_y (kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	7,011	-9,553	2,585	-4,016	-537,746
Αντοχή:	125,541	43,245	745,307	336,32	1736,273
Λόγος:	0,056	0,221	0,003	0,012	0,31
Κάμψη και αξονική και διάτμηση ($M+N+V$):			0,586		

Θέση: 1924,0mm

	M_y (kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	-0,716	-7,861	-4,344	-4,016	-536,331
Αντοχή:	125,541	43,245	745,307	336,32	1736,273
Λόγος:	0,006	0,182	0,006	0,012	0,309
Κάμψη και αξονική και διάτμηση ($M+N+V$):			0,496		

Θέση: 3847,8mm

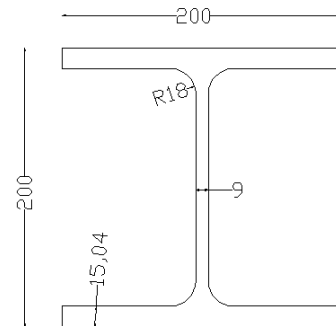
	M_y (kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	-8,443	7,159	-11,272	-4,016	-534,916
Αντοχή:	125,541	43,245	745,307	336,32	1736,273
Λόγος:	0,067	0,166	0,015	0,012	0,308
Κάμψη και αξονική και διάτμηση ($M+N+V$):			0,541		

Παρατηρούμε, ότι το μέλος 1447 ικανοποιεί οριακά τους ελέγχους σε κάμψη και αξονική θλίψη, καθώς και τον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

5.4.1.3 HEB 200

Για τη διατομή HEB 200 ελέγχθηκε το μέλος 2557 το οποίο παρουσίασε το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό φορτίσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			HEB 200		
h=	200	mm	$I_y=$	5696	cm ⁴
b=	200	mm	$W_{el,y}=$	569,6	cm ³
$t_w=$	9,0	mm	$W_{pl,y}=$	642,5	cm ³
$t_f=$	15,0	mm	$I_z=$	2003	cm ⁴
r=	18,0	mm	$W_{el,z}=$	200,3	cm ³
A=	78,08	cm ²	$W_{pl,z}=$	305,8	cm ³
$A_{vz}=$	24,83	cm ²			



Διατομή: HEB 200 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 2557 LC: 501

Συνολικό μήκος: 3826,9mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 3826,9mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 3826,9mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: $y-y$ "b"
 $z-z$ "c"

Συντελεστές: $C_1=$ 2,829
 $C_2=$ 0,000
 $C_3=$ 0,162

$Lt_1=$ 33,279 $ky =$ 0,000

$\chi Lt=$ 0,943 $kz =$ 0,000

$\chi(\min) =$ 0,547 $klt=$ 0,000

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό : $M_{eff,sd} =$ 0,000 < 195,720 = M_{bRd}

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 1

θέση:	0,0mm				
	M_y (kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	-9,355	6,114	3,465	4,619	1146,424
Αντοχή:	207,514	97,929	1117,96	463,022	2520,500
Λόγος:	0,045	0,062	0,003	0,01	0,455
Κάμψη και αξονική και διάτμηση ($M+N+V$):			0,008		

Θέση:	1913,0mm				
	My(kNm)	Mz (kNm)	Qy (kN)	Qz (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	-0,52	0,997	1,885	4,619	1146,329
Αντοχή:	207,514	97,929	1117,96	463,022	2520,500
Λόγος:	0,003	0,01	0,002	0,01	0,455
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0		

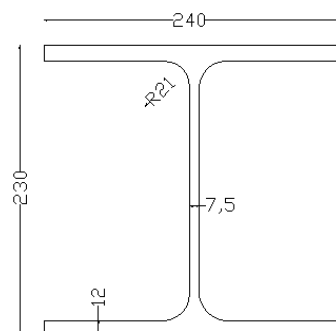
Θέση:	3826,9mm				
	My(kNm)	Mz (kNm)	Qy (kN)	Qz (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	8,32	-1,098	0,304	4,619	1146,234
Αντοχή:	207,514	97,929	1117,96	463,022	2520,5
Λόγος:	0,04	0,011	0	0,01	0,455
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,004		

5.4.2 Διαστασιολόγηση ράβδων κάτω πέλματος δικτυωμάτων

5.4.2.1 HEA 240

Για τη διατομή HEA 240 ελέγχθηκε το μέλος 11403 το οποίο παρουσίασε το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό φορτίσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEA 240	
h=	230 mm	I _y =	7763 cm ⁴
b=	240 mm	W _{el,y} =	675,1 cm ³
t _w =	7,5 mm	W _{pl,y} =	744,6 cm ³
t _f =	12,0 mm	I _z =	2769 cm ⁴
r=	21,0 mm	W _{el,z} =	230,7 cm ³
A=	76,84 cm ²	W _{pl,z} =	351,7 cm ³
A _{vz} =	25,18 cm ²		



Διατομή: HEA 240 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 11403 LC: 501

Συνολικό μήκος: 3714,5 mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 3714,5 mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 3714,5 mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού:	y-y	"b"
	z-z	"c"
Συντελεστές:	C₁ =	2,131
	C₂ =	0,000
	C₃ =	0,886
	Lt₁ =	36,112
	ky =	0,000
	χLt =	0,939
	kz =	0,000
χ(min) =	0,656	klt = 0,000

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό : $M_{eff,SD} = 40,841 < 204,575 = M_{bRd}$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: **1**

θέση: 0,0mm

	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y(kN)	Q_z(kN)	N(kN)
Εφαρμ:	-75,911	-15,202	-3,549	23,64	498,775
Αντοχή:	217,841	74,55	1073,242	468,425	2478,545
Λόγος:	0,348	0,204	0,003	0,05	0,201
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,754		

θέση: 1857,0mm

	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y(kN)	Q_z(kN)	N(kN)
Εφαρμ:	-32,012	-7,236	-5,031	23,64	499,076
Αντοχή:	217,841	74,55	1073,242	468,425	2478,545
Λόγος:	0,147	0,097	0,005	0,05	0,201
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,445		

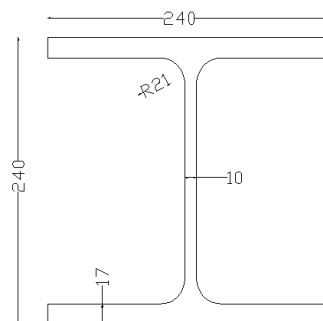
θέση: 3714,5mm

	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y(kN)	Q_z(kN)	N(kN)
Εφαρμ:	11,899	3,485	-6,513	23,64	499,377
Αντοχή:	217,841	74,55	1073,242	468,425	2478,545
Λόγος:	0,055	0,047	0,006	0,05	0,201
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,303		

5.4.2.2 HEB 240

Για τη διατομή HEB 240 ελέγχθηκε το μέλος 13109 το οποίο παρουσίασε το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό φορτίσεων 507.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEB 240	
h=	240 mm	$I_y=$	11260 cm ⁴
b=	240 mm	$W_{el,y}=$	938,3 cm ³
$t_w=$	10,0 mm	$W_{pl,y}=$	1053 cm ³
$t_f=$	17,0 mm	$I_z=$	3923 cm ⁴
r=	21,0 mm	$W_{el,z}=$	326,9 cm ³
A=	106 cm ²	$W_{pl,z}=$	498,4 cm ³
$A_{vz}=$	33,23 cm ²		



Διατομή: HEB 240 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 13109 LC: 507

Συνολικό μήκος: 4064,0mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 4064mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 4064mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού:	y-y	"b"
	z-z	"c"
Συντελεστές:	C1=	1,116
	C2=	0,000
	C3=	0,998
	Lt1=	49,439
	ky =	1,287
	XLt=	0,871
	kz =	1,500
x(min) =	kl=	0,992

Έλεγχος σε αξονική θλίψη : $N_{bRd} = 2104,976 > 1439,553 = Nsd$

Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη : 0,880 < 1.00

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: 0,880 < 1.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής:1

θέση:	0,0mm				
	My(kNm)	Mz (kNm)	Qy (kN)	Qz (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0,314	20,851	6,866	0,02	-1437,77
Αντοχή:	339,832	159,669	1520,426	619,35	3420,909
Λόγος:	0,001	0,131	0,005	0	0,42

Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V): 0,016

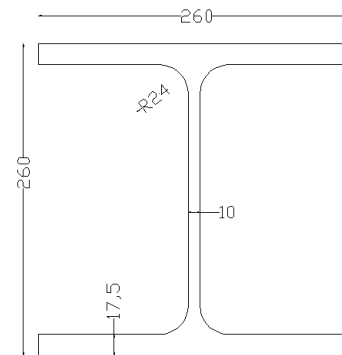
θέση:	2032,0mm				
	M_y(kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0,355	9,034	4,765	0,02	-1438,66
Αντοχή:	339,832	159,669	1520,426	619,35	3420,909
Λόγος:	0,001	0,057	0,003	0	0,421
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V): 0,003					

θέση:	4064,0mm				
	M_y(kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0,395	1,484	2,665	0,02	-1439,55
Αντοχή:	339,832	159,669	1520,426	619,35	3420,909
Λόγος:	0,001	0,009	0,002	0	0,421
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V): 0,002					

5.4.2.3 HEB 260

Για τη διατομή HEB 260 ελέγχθηκε το μέλος 12404 το οποίο παρουσίασε το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό φορτίσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEB 260	
h=	260 mm	I _y =	14920 cm ⁴
b=	260 mm	W _{el,y} =	1148 cm ³
t _w =	10,0 mm	W _{pl,y} =	1283 cm ³
t _f =	17,5 mm	I _z =	5135 cm ⁴
r=	24,0 mm	W _{el,z} =	395 cm ³
A=	118,4 cm ²	W _{pl,z} =	602,2 cm ³
A _{vz} =	37,59 cm ²		



Διατομή: HEB 260 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 12404 LC: 501

Συνολικό μήκος: 3666,6mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 3666,6mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 3666,6mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: y-y "b"
 z-z "c"

Συντελεστές:	C1= 1,276
	C2= 0,000
	C3= 0,944
Lt1= 40,834	ky = 1,177
XLt= 0,913	kz = 1,207
x(min) = 0,706	klt= 0,998

Έλεγχος σε αξονική θλίψη :	$N_{bRd} =$	2690,205	>	1720,819	= Nsd
Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη :		0,882	<	1.00	
Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:		0,882	<	1.00	

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία

διατομής: 1

Θέση:	0,0mm				
	M_y(kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0,164	0,317	-8,379	-0,020	-1720,54
Αντοχή:	414,059	192,709	1695,573	692,204	3808,182
Λόγος:	0	0,002	0,005	0	0,452
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,000		

Θέση:	1833,0mm				
	M_y(kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0,128	17,404	-10,470	-0,020	-1720,68
Αντοχή:	414,059	192,709	1695,573	692,204	3808,182
Λόγος:	0	0,090	0,000	0	0,452
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,05		

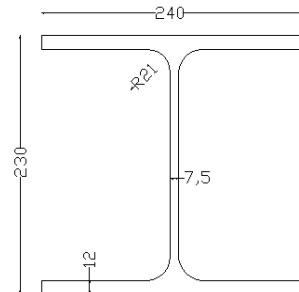
Θέση:	3666,6mm				
	M_y(kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0,093	38,707	-12,767	-0,020	-1720,82
Αντοχή:	414,059	192,709	1695,573	692,204	3808,182
Λόγος:	0,001	0,187	0,008	0	0,452
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,032		

5.4.3 Διαστασιολόγηση τεγίδων

5.4.3.1 HEA 240

Για τη διατομή HEA 240, εξετάστηκαν τα μέλη 918 και 1508 στα οποία παρουσιάστηκαν τα μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEA 240	
h=	230 mm	$I_y=$	7763 cm ⁴
b=	240 mm	$W_{el,y}=$	675,1 cm ³
$t_w=$	7,5 mm	$W_{pl,y}=$	744,6 cm ³
$t_f=$	12,0 mm	$I_z=$	2769 cm ⁴
r=	21,0 mm	$W_{el,z}=$	230,7 cm ³
A=	76,84 cm ²	$W_{pl,z}=$	351,7 cm ³
$A_{vz}=$	25,18 cm ²		



ΜΕΛΟΣ: 918

LC: 502

Συνολικό μήκος: 2800,0mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 2800,0mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 2800,0mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες

λυγισμού: y-y "b"
 z-z "c"

Συντελεστές: C₁= 1,285
 C₂= 1,562
 C₃= 0,753

 Lt₁= 36,443 ky = 1,016
 χLt= 0,938 kz = 1,032
 x(min) = 0,779 klt= 1,000

Έλεγχος σε αξονική θλίψη : $N_{bRd} = 1930,654 > 80,313 = N_{sd}$

Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη : 0,516 < 1.00

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: 0,535 < 1.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 3

θέση:	0,0mm				
	M_y (kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	16,102	-0,892	-2,759	-23,921	-80,313
Αντοχή:	217,841	74,55	1073,242	468,425	2478,545

Λόγος:	0,074	0,012	0,003	0,051	0,032
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,118				
θέση:	1400,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	-25,031	2,971	-2,759	-34,841	-80,313
Αντοχή:	217,841	74,55	1073,242	468,425	2478,545
Λόγος:	0,115	0,04	0,003	0,074	0,032
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,187				

ΜΕΛΟΣ:	1508	LC:	501
Συνολικό μήκος:	2800,0mm		
Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα:	2800,0mm		
Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα:	2800,0mm		

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού:	y-y	"b"
	z-z	"c"
Συντελεστές:	C₁=	1,285
	C₂=	1,562
	C₃=	0,753
Lt1=	36,443	ky = 0,000
XLt=	0,938	kz = 0,000
x(min)		
=	0,779	kl_t= 0,000

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό : $M_{eff,Sd} = 104,432 < 204,319 = M_{bRd}$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: **3**

θέση:	0,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	-110,052	4,278	-0,304	29,504	79,935
Αντοχή:	217,841	74,55	1073,242	468,425	2478,545
Λόγος:	0,505	0,057	0	0,063	0,032
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,595				

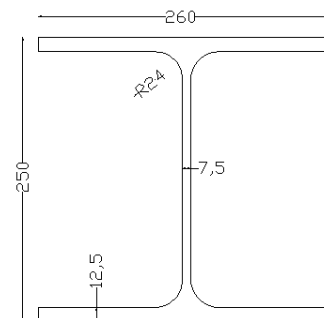
θέση:	1400,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	-77,325	4,703	-0,304	17,249	79,935
Αντοχή:	217,841	74,55	1073,242	468,425	2478,545
Λόγος:	0,355	0,063	0	0,037	0,032
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,45				

θέση:	2800,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	-61,755	5,128	-0,304	4,994	79,935
Αντοχή:	217,841	74,55	1073,242	468,425	2478,545
Λόγος:	0,283	0,069	0	0,011	0,032
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,385				

5.4.3.2 HEA 260

Ελέγχεται το μέλος 3303 που παρουσιάζει το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό δράσεων 507.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEA 260
h=	250 mm	I_y= 10450 cm⁴
b=	260 mm	W_{el,y}= 836,4 cm³
t_w=	7,5 mm	W_{pl,y}= 919,8 cm³
t_f=	12,5 mm	I_z= 3668 cm⁴
r=	24,0 mm	W_{el,z}= 282,1 cm³
A=	86,82 cm²	W_{pl,z}= 430,2 cm³
A_{vz}=	28,76 cm²	



Διατομή: HEA 260 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 3303 LC: 507

Συνολικό μήκος: 5820,0mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 5820,0mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 5820,0mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: **γ-γ** "b"
 z-z "c"

Συντελεστές: **C₁**= 1,285

C₂= 1,562

C₃= 0,753

Lt1= 63,166 **ky =** 1,051
XLt= 0,802 **kz =** 1,151
x(min) = 0,447 **kl=** 0,993

Έλεγχος σε αξονική θλίψη : $N_{bRd} = 1253,158 > 126,946 = N_{sd}$
 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη : 0,719 < 1.00
 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: 0,769 < 1.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία

διατομής: 3

Θέση: 0,0mm

	M_y(kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	-79,128	-10,744	-6,408	57,497	-126,946
Αντοχή:	269,8	91,009	1211,123	535,456	2801,272
Λόγος:	0,293	0,118	0,005	0,107	0,045
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,457				

Θέση: 2910,0mm

	M_y(kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	42,399	7,902	-6,408	26,026	-126,946
Αντοχή:	269,8	91,009	1211,123	535,456	2801,272
Λόγος:	0,157	0,087	0,005	0,049	0,045
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,289				

Θέση: 5820,0mm

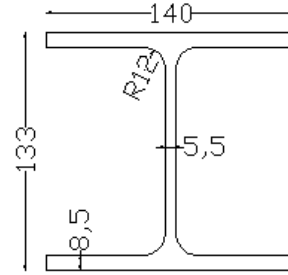
	M_y(kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	72,345	26,548	-6,408	-5,444	-126,946
Αντοχή:	269,8	91,009	1211,123	535,456	2801,272
Λόγος:	0,268	0,292	0,005	0,01	0,045
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,605				

5.4.4 Διαστασιολόγηση διαγώνιων ράβδων σύνδεσης δικτύματος

5.4.4.1 HEA 140

Ελέγχεται το μέλος 13173 που παρουσιάζει το μεγαλύτερο βαθμό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό δράσεων 507.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEA 140	
$h=$	133 mm	$I_y=$	1033 cm ⁴
$b=$	140 mm	$W_{el,y}=$	155,4 cm ³
$t_w=$	5,5 mm	$W_{pl,y}=$	173,5 cm ³
$t_f=$	8,5 mm	$I_z=$	389,3 cm ⁴
$r=$	12,0 mm	$W_{el,z}=$	55,62 cm ³
$A=$	31,42 cm ²	$W_{pl,z}=$	84,85 cm ³
$A_{vz}=$	10,12 cm ²		



Διατομή: HEA 140 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 13173 LC: 507

Συνολικό μήκος: 3877,1mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 3877,1mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 3877,1mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: $\gamma\text{-}\gamma$ "b"
 $z\text{-}z$ "c"

Συντελεστές: $C_1=$ 1,879
 $C_2=$ 0,000
 $C_3=$ 0,939

$Lt_1=$ 59,925 $ky=$ 1,043

$\chi Lt=$ 0,819 $kz=$ 1,018

$\chi(\min)=$ 0,334 $klt=$ 0,913

Έλεγχος σε αξονική θλίψη: $N_{bRd} = 338,647 > 135,761 = N_{sd}$

Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη: 0,405 < 1.00

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: 0,406 < 1.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 2

θέση: 0,0mm

M_y (kNm)

M_z (kNm)

Q_y (kN)

Q_z (kN)

N (kN)

Εφαρμ:	0	0	0	0,325	-135,761
Αντοχή:	55,993	27,383	443,458	188,33	1013,364
Λόγος:	0	0	0	0,002	0,134
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0				

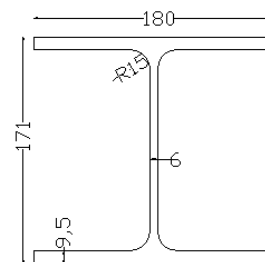
θέση:	1939,0mm				
	Mγ(kNm)	Mz (kNm)	Qy (kN)	Qz (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0,315	0	0	0	-135,204
Αντοχή:	55,993	27,383	443,458	188,33	1013,364
Λόγος:	0,006	0	0	0	0,133
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,006				

θέση:	3877,1mm				
	Mγ(kNm)	Mz (kNm)	Qy (kN)	Qz (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	0	0	-0,325	-134,646
Αντοχή:	55,993	27,383	443,458	188,33	1013,364
Λόγος:	0	0	0	0,002	0,133
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,605				

5.4.4.2 HEA 180

Για τη διατομή HEA 180 εξετάστηκε το μέλος 17006, που παρουσίασε το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό φορτίσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEA 180	
h=	171 mm	I_y=	2510 cm⁴
b=	180 mm	W_{el,y}=	293,6 cm³
t_w=	6,0 mm	W_{pl,y}=	324,9 cm³
t_f=	9,5 mm	I_z=	924,6 cm⁴
r=	15,0 mm	W_{el,z}=	102,7 cm³
A=	45,25 cm²	W_{pl,z}=	156,5 cm³
A_{vz}=	14,47 cm²		



Διατομή: HEA 180 **Χάλυβας:** S355

ΜΕΛΟΣ: 17006 **LC:** 502

Συνολικό μήκος: 5263,2mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 5263,2mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 5263,2mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: $y-y$ "b"
 $z-z$ "c"
 Συντελεστές: $C_1=$ 1,879
 $C_2=$ 0,000
 $C_3=$ 0,939
 $Lt_1=$ 60,668 $ky =$ 0,307
 $\chi Lt=$ 0,820 $kz =$ 1,109
 $x(\min) =$ 0,307 $klt=$ 1,378

Έλεγχος σε αξονική θλίψη : $N_{BRd} =$ 448,587 > 306,617 = Nsd
 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη : 0,734 < 1.00
 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: 0,734 < 1.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 3

θέση: 0,0mm

	$M_y(kNm)$	$M_z(kNm)$	$Q_y (kN)$	$Q_z (kN)$	$N (kN)$
Εφαρμ:	0	0	0,953	0	-306,617
Αντοχή:	94,882	33,241	637,237	270,546	1461,954
Λόγος:	0	0	0,001	0	0,21
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,21				

θέση: 2632,0mm

	$M_y(kNm)$	$M_z(kNm)$	$Q_y (kN)$	$Q_z (kN)$	$N (kN)$
Εφαρμ:	0	-1,254	0	0	-305,789
Αντοχή:	94,882	33,241	637,237	270,546	1461,954
Λόγος:	0	0,038	0	0	0,209
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,247				

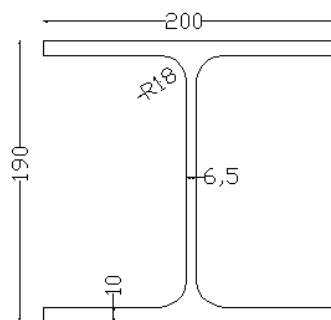
θέση: 5263,2mm

	$M_y(kNm)$	$M_z(kNm)$	$Q_y (kN)$	$Q_z (kN)$	$N (kN)$
Εφαρμ:	0	0	-0,953	0	-304,962
Αντοχή:	94,882	33,241	637,237	270,546	1461,954
Λόγος:	0	0	0,001	0	0,209
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,209				

5.4.4.3 HEA 200

Για τη διατομή HEA 200 εξετάστηκαν ενδεικτικά τα μέλη 16305 και 17306 που παρουσίασαν τα μεγαλύτερα ποσοστά εκμετάλλευσης στο συνδυασμό φορτίσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEA 200	
h=	190 mm	$I_y=$	3692 cm ⁴
b=	200 mm	$W_{el,y}=$	388,6 cm ³
$t_w=$	6,5 mm	$W_{pl,y}=$	429,5 cm ³
$t_f=$	10,0 mm	$I_z=$	1336 cm ⁴
r=	18,0 mm	$W_{el,z}=$	133,6 cm ³
A=	53,83 cm ²	$W_{pl,z}=$	203,8 cm ³
$A_{vz}=$	18,08 cm ²		



ΜΕΛΟΣ:	16305	LC:	501
Συνολικό μήκος:	5332,2mm		
Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα:	5332,2mm		
Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα:	5332,2mm		

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού:	y-y	"b"
	z-z	"c"
Συντελεστές:	$C_1=$	1,879
	$C_2=$	0,000
	$C_3=$	0,939
$Lt_1=$	58,264	$ky =$ 1,123
$\chi Lt=$	0,835	$kz =$ 1,410
$x(\min) =$	0,349	$klt=$ 0,833

Έλεγχος σε αξονική θλίψη :	$N_{bRd} =$	605,381	>	487,682	= Nsd
Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη :		0,842	<	1.00	
Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:		0,842	<	1.00	

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 3

θέση:	0,0mm				
	$M_y(\text{kNm})$	$M_z(\text{kNm})$	$Q_y (\text{kN})$	$Q_z (\text{kN})$	$N (\text{kN})$

Εφαρμ:	0	0	0,895	0	-487,682
Αντοχή:	125,541	43,245	745,307	336,32	1736,273
Λόγος:	0	0	0,001	0	0,281
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,281				

Θέση: 2666,0mm

	My(kNm)	Mz(kNm)	Qy (kN)	Qz (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	-1,194	0	0	-486,453
Αντοχή:	125,541	43,245	745,307	336,32	1736,273
Λόγος:	0	0,028	0	0	0,28
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,308				

Θέση: 5332,2mm

	My(kNm)	Mz(kNm)	Qy (kN)	Qz (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	0	-0,895	0	-485,223
Αντοχή:	125,541	43,245	745,307	336,32	1736,273
Λόγος:	0	0	0,001	0	0,279
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,279				

ΜΕΛΟΣ: 17306 LC: 501
Συνολικό μήκος: 5280,1mm
Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 5280,1mm
Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 5280,1mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες
 λυγισμού: **y-y** "b"
 z-z "c"
 Συντελεστές: **C₁=** 1,879
 C₂= 0,000
 C₃= 0,939
 Lt1= 57,866 **ky =** 0,000
 XLt= 0,838 **kz =** 0,000
 x(min)= 0,354 **klt=** 0,000

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό : $M_{eff,Sd} = 0,000 < 105,171 = M_{bRd}$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 3

θέση:	0,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	0	1,102	0	564,102
Αντοχή:	125,541	43,245	745,307	336,32	1736,273
Λόγος:	0	0	0,001	0	0,325
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,325				

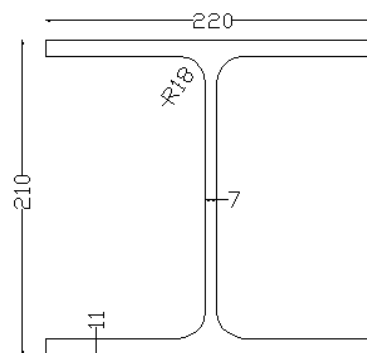
θέση:	2640,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	-1,454	0	0	565,129
Αντοχή:	125,541	43,245	745,307	336,32	1736,273
Λόγος:	0	0,034	0	0	0,325
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,359				

θέση:	5280,1mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	0	-1,102	0	566,156
Αντοχή:	125,541	43,245	745,307	336,32	1736,273
Λόγος:	0	0	0,001	0	0,326
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,326				

5.4.4.4 HEA 220

Ελέγχεται το μέλος 16107 που παρουσιάζει το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό δράσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEA 220	
h=	210 mm	I _y =	5410 cm ⁴
b=	220 mm	W _{el,y} =	515,2 cm ³
t _w =	7,0 mm	W _{pl,y} =	568,5 cm ³
t _f =	11,0 mm	I _z =	1955 cm ⁴
r=	18,0 mm	W _{el,z} =	177,7 cm ³
A=	64,34 cm ²	W _{pl,z} =	270,6 cm ³
A _{vz} =	20,67 cm ²		



Διατομή: HEA 220 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 16107 LC: 501

Συνολικό μήκος: 5285,8mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 5285,8mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 5285,8mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού:	γ-γ	"b"
	z-z	"c"
Συντελεστές:	C₁ =	1,879
	C₂ =	0,000
	C₃ =	0,939
Lt₁ =	54,061	ky = 1,094
χLt =	0,860	kz = 1,288
χ(min) =	0,408	klt = 0,891

Έλεγχος σε αξονική θλίψη :	N_{bRd} =	846,807	>	536,522	= Nsd
Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη :		0,662	<	1.00	
Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:		0,662	<	1.00	

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 3

Θέση:	0,0mm				
	M_y(kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	0	1,019	0	-536,522
Αντοχή:	166,205	57,445	901,821	384,392	2075,136
Λόγος:	0	0	0,001	0	0,259
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,259				

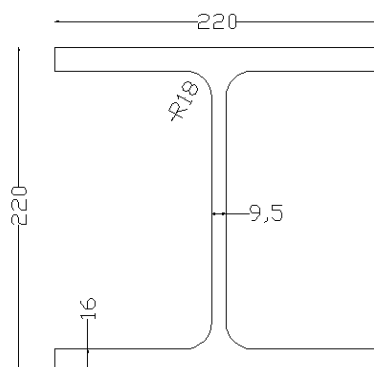
Θέση:	2643,0mm				
	M_y(kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	-1,346	0	0	-535,035
Αντοχή:	166,205	57,445	901,821	384,392	2075,136
Λόγος:	0	0,023	0	0	0,258
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,281				

Θέση:	3877,1mm				
	M_y(kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	0	-1,019	0	-533,549
Αντοχή:	166,205	57,445	901,821	384,392	2075,136
Λόγος:	0	0	0,001	0	0,257
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,257				

5.4.4.5 HEB 220

Ελέγχεται το μέλος 17406 που παρουσιάζει το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό δράσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEB 220	
h=	220 mm	$I_y=$	8091 cm ⁴
b=	220 mm	$W_{el,y}=$	735,5 cm ³
$t_w=$	9,5 mm	$W_{pl,y}=$	827 cm ³
$t_f=$	16,0 mm	$I_z=$	2843 cm ⁴
r=	18,0 mm	$W_{el,z}=$	258,5 cm ³
A=	91,04 cm ²	$W_{pl,z}=$	393,9 cm ³
$A_{vz}=$	27,92 cm ²		



Διατομή: HEB 220 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 17406 LC: 501

Συνολικό μήκος: 5472,5mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 5472,5mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 5472,5mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού:	γ-γ	"b"
	z-z	"c"
Συντελεστές:	C₁	1,879
	C₂	0,000
	C₃	0,939
Lt1	49,022	ky = 1,052
χLt	0,873	kz = 0,997
χ(min)	0,397	klt = 0,894

Έλεγχος σε αξονική θλίψη : $N_{bRd} = 1165,216 > 695,588 = N_{sd}$

Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη : 0,616 < 1.00

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό: 0,616 < 1.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 1

θέση: 0,0mm

	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y(kN)	Q_z(kN)	N(kN)
Εφαρμ:	0	0	1,89	0	-695,588

Αντοχή:	266,895	126,329	1311,74	519,479	2936,818
Λόγος:	0	0	0,001	0	0,237
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0				

θέση: 2736,0mm

	M _y (kNm)	M _z (kNm)	Q _y (kN)	Q _z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	-2,586	0	0	-693,745
Αντοχή:	266,895	126,329	1311,74	519,479	2936,818
Λόγος:	0	0,02	0	0	0,236
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,01				

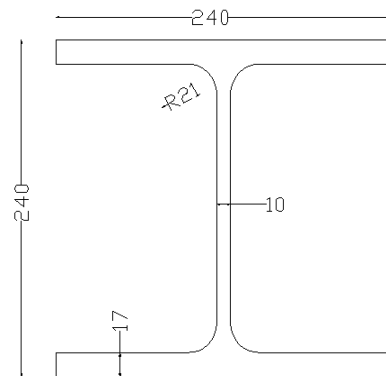
θέση: 5472,5mm

	M _y (kNm)	M _z (kNm)	Q _y (kN)	Q _z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	0	-1,89	0	-691,902
Αντοχή:	266,895	126,329	1311,74	519,479	2936,818
Λόγος:	0	0	0,001	0	0,236
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0				

5.4.4.6 HEB 240

Για τη διατομή HEB 240 εξετάστηκε το μέλος 17420 που παρουσίασε το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό δράσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEB 240	
h=	240 mm	I _y =	11260 cm ⁴
b=	240 mm	W _{el,y} =	938,3 cm ³
t _w =	10,0 mm	W _{pl,y} =	1053 cm ³
t _f =	17,0 mm	I _z =	3923 cm ⁴
r=	21,0 mm	W _{el,z} =	326,9 cm ³
A=	106 cm ²	W _{pl,z} =	498,4 cm ³
A _{vz} =	33,23 cm ²		



Διατομή: HEB 240

Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 17420

LC: 501

Συνολικό μήκος: 5472,5 mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 5472,5 mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 5472,5 mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού:	y-y	"b"
	z-z	"c"
Συντελεστές:	C₁	1,879
	C₂	0,000
	C₃	0,939
Lt₁	46,902	ky = 1,024
χLt	0,885	kz = 0,989
x(min)	0,444	klt = 0,954

Έλεγχος σε αξονική θλίψη :	N_{bRd} =	1520,035	>	459,762	= Nsd
Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη :		0,32	<	1.00	
Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:		0,32	<	1.00	

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: **1**

θέση:	0,0mm				
	My(kNm)	Mz(kNm)	Qy (kN)	Qz (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	0	2,201	0	-459,762
Αντοχή:	339,832	159,669	1520,426	619,35	3420,909
Λόγος:	0	0	0,001	0	0,134
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0				

θέση:	2736,0mm				
	My(kNm)	Mz(kNm)	Qy (kN)	Qz (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	-3,011	0	0	-457,617
Αντοχή:	339,832	159,669	1520,426	619,35	3420,909
Λόγος:	0	0,019	0	0	0,134
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,019				

θέση:	5472,5mm				
	My(kNm)	Mz(kNm)	Qy (kN)	Qz (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	0	-2,201	0	-455,471
Αντοχή:	339,832	159,669	1520,426	619,35	3420,909
Λόγος:	0	0	0,001	0	0,133
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0				

5.4.5 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

5.4.5.1 CHS 323,9X6,3

Εξετάστηκε το μέλος 20002 για το συνδυασμό δράσεων 502 στον οποίο παρουσίασε το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης.

Διατομή: CHS 323,9*6,3 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 20002 LC: 502
Συνολικό μήκος: 6710,0mm
Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 6710,0mm
Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 6710,0mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: **γ-γ "a"**
z-z "a"
 Συντελεστές: **C₁= 1,229**
C₂= 0,000
C₃= 0,995
Lt₁= 42,278 ky= 1,192
χLt= 0,929 kz= 1,192
x(min) = 0,805 klt= 0,998

Έλεγχος σε αξονική θλίψη : **N_{BRd} = 1633,331 > 343,325 = Nsd**

Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη : **0,354 < 1.00**

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 3

θέση: 0,0mm

	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	19,031	0	0	4,182	-343,325
Αντοχή:	158,006	0	746,115	746,115	2029,954
Λόγος:	0,12	0	0	0,006	0,169
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,29				

θέση: 3355,0mm

	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	7,477	0	0	4,182	-340,228
Αντοχή:	158,006	0	746,115	746,115	2029,954
Λόγος:	0,047	0	0	0,006	0,168
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,215				

θέση:	6710,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	11,971	0	0	4,182	-337,132
Αντοχή:	158,006	0	746,115	746,115	2029,954
Λόγος:	0,076	0	0	0,006	0,166
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,242		

5.4.5.2 CHS 457X10

Εξετάστηκε το μέλος 20303 το οποίο παρουσίασε το μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης για το συνδυασμό δράσεων 501.

Διατομή: CHS 457*10 **Χάλυβας:** S355

ΜΕΛΟΣ: 20303 **LC:** 501
Συνολικό μήκος: 11956,7 mm
Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 11956,7 mm
Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 11956,7 mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: **γ-γ** "a"
 z-z "a"
Συντελεστές: **C₁=** 1,765
 C₂= 0,000
 C₃= 0,953

Lt₁= 43,933 **ky=** 1,074
χLt= 0,899 **kz=** 1,074
x(min) = 0,672 **klt=** 0,964

Έλεγχος σε αξονική θλίψη : **N_{bRd} =** 3037,198 > 1119,042 = **N_{sd}**
Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη : 0,428 < 1.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 2

θέση:	0,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	36,003	0	0	8,03	-1119,04
Αντοχή:	644,946	0	1660,669	1660,669	4518,182
Λόγος:	0,056	0	0	0,005	0,248
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,056		

θέση:	5978,0 mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	4,618	0	0	2,748	-1113,39
Αντοχή:	644,946	0	1660,669	1660,669	4518,182
Λόγος:	0,007	0	0	0,002	0,246
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,007				
θέση:	11956,7 mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	3,24	0	0	2,581	-1107,73
Αντοχή:	644,946	0	1660,669	1660,669	4518,182
Λόγος:	0,005	0	0	0,002	0,245
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,005				

5.4.5.3 CHS 508X11

Εξετάστηκε το μέλος 20806 το οποίο παρουσίασε το μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης για το συνδυασμό δράσεων 507.

Διατομή: CHS 508*14,2 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 20806 LC: 507
Συνολικό μήκος: 15127,3mm
Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 15127,3mm
Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 15127,3mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: **γ-γ "a"**
z-z "a"
Συντελεστές: **C₁= 1,651**
C₂= 0,000
C₃= 0,966
Lt₁= 50,272 ky= 1,170
Xlt= 0,867 kz= 1,170
x(min) = 0,575 klt= 0,947

Έλεγχος σε αξονική θλίψη : **N_{bRd} = 4080,321 > 1775,513 = Nsd**
Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη : **0,549 < 1.00**

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 2

θέση:	0,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
					-
Εφαρμ:	108,643	0	0	19,169	1775,51
Αντοχή:	1117,753	0	2609,623	2609,623	7100
Λόγος:	0,097	0	0	0,007	0,25
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,097		
θέση:	7564,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
					-
Εφαρμ:	13,893	0	0	5,886	1767,89
Αντοχή:	1117,753	0	2609,623	2609,623	7100
Λόγος:	0,012	0	0	0,002	0,249
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,012		
θέση:	15127,3mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
					-
Εφαρμ:	19,603	0	0	7,398	1760,27
Αντοχή:	1117,753	0	2609,623	2609,623	7100
Λόγος:	0,018	0	0	0,003	0,248
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,018		

5.4.6 Οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι αποτελούν διαφράγματα που διαδραματίζουν ουσιαστικό ρόλο στην ανάληψη σημαντικών οριζοντίων δυνάμεων και κυρίως των σεισμικών δράσεων και των δράσεων του ανέμου, που αποτελούν σημαντικές καταπονήσεις για κτίρια κατασκευασμένα από χάλυβα.

Ο ρόλος των οριζόντιων συνδέσμων είναι να εξασφαλίζουν τη μεταφορά των σεισμικών δυνάμεων και των οριζόντιων φορτίων του ανέμου στους κατακόρυφους φορείς, δηλαδή στα πλαίσια και κυριότερα στους κατακόρυφους συνδέσμους.

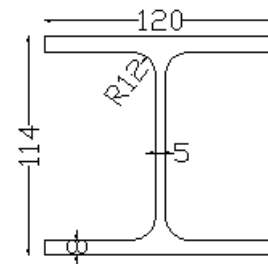
Επειδή οι αντιανέμοι είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τους τα μέλη θεωρείται ότι καταπονούνται αξονικά, οπότε οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύνονται, είτε θλίβονται. Η επικάλυψη της στέγης στηρίζεται στις τεγίδες, οι οποίες με τη σειρά τους στηρίζονται στους κύριους φορείς (πέλματα). Οι διαγώνιοι του δικτυώματος δεν

έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, είναι εκτός του επιπέδου της, αλλά παράλληλες με αυτή και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία.

Για τα μέλη των αντιανεμιών θεωρήθηκε ότι όλη η δύναμη αναλαμβάνεται από τις εφελκόμενες ράβδους και έγινε έλεγχος μόνο σε εφελκυσμό.

5.4.6.1 HEA 120

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			HEA 120		
h=	114	mm	I _y =	606,2	cm ⁴
b=	120	mm	W _{el,y} =	106,3	cm ³
t _w =	5,0	mm	W _{pl,y} =	119,5	cm ³
t _f =	8,0	mm	I _z =	230,9	cm ⁴
r=	12,0	mm	W _{el,z} =	38,48	cm ³
A=	25,34	cm ²	W _{pl,z} =	58,85	cm ³
A _{vz} =	8,46	cm ²			



Ελέγχεται το μέλος 9025 που παρουσιάζει το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό δράσεων 507

Διατομή: HEA 120

Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 9025

LC: 507

Συνολικό μήκος: 7015,4mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 7015,4mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 7015,4mm

Κατηγορία διατομής: 1

$$N_{sd} = 538.433kN$$

$$N_{Rd} = \min \left\{ \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}, \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \right\} = \frac{25.3cm^2 \cdot 35.5kN/cm^2}{1.10} = 816.500kN$$

$$\text{Έλεγχος: } \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{538.433}{816.500} = 0.659 < 1.0$$

5.4.6.2 HEA 160

Ελέγχεται το μέλος 5530 που παρουσιάζει το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό δράσεων 507.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEA 160	
h=	152 mm	I _y =	1673 cm ⁴
b=	160 mm	W _{el,y} =	220,1 cm ³
t _w =	6,0 mm	W _{pl,y} =	245,1 cm ³
t _f =	9,0 mm	I _z =	13,21 cm ⁴
r=	15,0 mm	W _{el,z} =	615,6 cm ³
A=	38,77 cm ²	W _{pl,z} =	76,95 cm ³
A _{vz} =	13,21 cm ²		

Διατομή: HEA 160 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 5530 LC: 507

Συνολικό μήκος: 4839,0mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 4839,0mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 4839,0mm

Κατηγορία διατομής: 2

$$N_{sd} = 756.467kN$$

$$N_{Rd} = \min \left\{ \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \right\} = \frac{38.8cm^2 \cdot 35.5kN/cm^2}{1.10} = 1252.182kN$$

$$\text{Έλεγχος: } \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{756.467}{1252.182} = 0.604 < 1.0$$

5.4.6.3 HEA 180

Ελέγχεται το μέλος 5030 που παρουσιάζει το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό δράσεων 507.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEA 180	
h=	171 mm	I _y =	2510 cm ⁴
b=	180 mm	W _{el,y} =	293,6 cm ³
t _w =	6,0 mm	W _{pl,y} =	324,9 cm ³
t _f =	9,5 mm	I _z =	924,6 cm ⁴
r=	15,0 mm	W _{el,z} =	102,7 cm ³
A=	45,25 cm ²	W _{pl,z} =	156,5 cm ³
A _{vz} =	14,47 cm ²		

Διατομή: HEA 180 **Χάλυβας: S355**

ΜΕΛΟΣ: 5030 **LC: 507**

Συνολικό μήκος: 4839,0mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 4839,0mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 4839,0mm

Κατηγορία διατομής: 3

$$N_{sd} = 328.756kN$$

$$N_{Rd} = \min \left\{ \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}, \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \right\} = \frac{45.3cm^2 \cdot 35.5kN/cm^2}{1.10} = 1461.954kN$$

$$\text{Έλεγχος: } \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{328.756}{1461.954} = 0.225 < 1.0$$

5.4.7 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελούν στοιχεία που προσφέρουν μεγάλη δυσκαμψία στην κατασκευή έναντι οριζοντίων δυνάμεων. Οι οριζόντιες δυνάμεις που καλούνται να αναλάβουν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι είναι κυρίως οι δυνάμεις του σεισμού και του ανέμου. Αυτές οι δράσεις μεταφέρονται μέσω των οριζόντιων συνδέσμων στα στοιχεία των κατακόρυφων συνδέσμων και αυτά με τη σειρά τους τα μεταφέρουν στο έδαφος. Σκοπός του σχεδιασμού των κατακόρυφων συνδέσμων είναι να μεταφέρουν τα οριζόντια αυτά φορτία στο έδαφος.

HEA 360

Ελέγχεται το μέλος 36018 που παρουσιάζει το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό δράσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		HEA 360
h=	350 mm	I _y = 33090 cm ⁴
b=	300 mm	W _{el,y} = 1891 cm ³
t _w =	10,0 mm	W _{pl,y} = 2088 cm ³
t _f =	17,5 mm	I _z = 7887 cm ⁴
r=	27,0 mm	W _{el,z} = 525,8 cm ³
A=	142,8 cm ²	W _{pl,z} = 802,3 cm ³
A _{vz} =	48,96 cm ²	

Διατομή: HEA 360 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 36018 LC: 501

Συνολικό μήκος: 9125,0 mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 9125,0 mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 9125,0 mm

Κατηγορία διατομής: 2

$$N_{sd} = 136,476 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \min \left\{ \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}, \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \right\} = \frac{142,8\text{cm}^2 \cdot 35,5\text{kN/cm}^2}{1,10} = 4608,54\text{kN}$$

$$\text{Έλεγχος: } \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{136,476}{4608,54} = 0,03 < 1,0$$

5.4.8 Μέγιστοι βαθμοί απόδοσης διατομών

Σε όλους τους παραπάνω ελέγχους παρατηρούμε ότι τα μέλη επαρκούν. Στον πίνακα που ακολουθεί περιλαμβάνονται οι μέγιστοι συντελεστές εκμετάλλευσης για κάθε κατηγορία διατομής και ο συνδυασμός φορτίσεων στον οποίο εμφανίστηκαν.

Πίνακας 5-5: Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης ανα κατηγορία διατομής

Διατομή	Max Ratio	Load case	Μέλος
HEA240	0,754	501	Beam - 11403
HEA180	0,734	501	Beam - 17006
HEA260	0,769	507	Beam - 3303
HEA200	0,984	501	Beam - 1447
HEB200	0,468	501	Beam - 2557
HEA140	0,406	507	Beam - 13173
HEB240	0,880	507	Beam - 13109
HEB260	0,882	501	Beam - 12404
HEB220	0,616	501	Beam - 17406
HEA220	0,662	501	Beam - 16107
CHS 323,9*6,3	0,354	501	Beam - 20303
CHS 457*10	0,428	502	Beam - 20002
CHS 508*14	0,549	507	Beam - 20806
HEA120	0,659	507	Truss - 9025
HEA160	0,604	507	Truss - 5530
HEA360	0,171	502	Truss - 37008

ΔΙΑΤΟΜΕΣ	Max Ratio
ΡΑΒΔΟΙ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	
HEA 180	0,49
HEA 200	0,96
HEB 200	0,46
ΡΑΒΔΟΙ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	
HEA 240	0,75
HEB 240	0,88
HEB 260	0,88
ΤΕΓΙΔΕΣ	
HEA 240	0,60
HEA 260	0,77
ΡΑΒΔΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΑΝΩ ΚΑΙ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	
HEA 140	0,41
HEA 180	0,73
HEA 200	0,84
HEA 220	0,66
HEB 220	0,62
HEB 240	0,32
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΚΑΙ ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΟΡΟΦΗΣ	
HEA 120	0,66
HEA 160	0,60
HEA 180	0,23
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	
CHS 323,9*6,3	0,35
CHS 457*10	0,43
CHS 508*14	0,55

6. ΕΠΙΛΟΓΗ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Σε αυτό το κεφάλαιο, επιλέγεται να γίνει μια εναλλακτική διαστασιολόγηση του στεγάστρου. Οι υπάρχουσες διατομές διπλού ταυ θα αντικατασταθούν με κυκλικές κοίλες διατομές με σκοπό την παρατήρηση και τη σύγκριση των αποτελεσμάτων τους.

6.1 Κοίλες διατομές – Γενικά στοιχεία

Κοίλες διατομές είναι οι μεταλλικές σωληνωτές ράβδοι, των οποίων η διατομή η κάθετη στον κατά μήκος άξονα της ράβδου έχει κλειστή γεωμετρική μορφή (κυκλική, τετραγωνική, ορθογωνική, εξαγωνική).

Η χρήση των κοίλων διατομών στις σιδηρές κατασκευές είχε αρχίσει από τον 19^ο αιώνα, αλλά το υψηλό κόστος παραγωγής τους και η μεγάλη δυσκολία που εμφανιζόταν στην κατασκευαστική διαμόρφωση των σημείων σύνδεσής τους, καθιστούσε τη χρήση τους σχεδόν απαγορευτική, παρά τα πλεονεκτήματα που παρουσιάζουν έναντι των άλλων μορφών μεταλλικών ράβδων.



Εικόνα 6.1: Firth of Forth bridge

Αργότερα, όταν αναπτύχθηκε η τεχνολογία των ηλεκτροσυγκολλήσεων και η τεχνολογία κοπής των κοίλων διατομών μέσω ειδικών αυτόματων μηχανών υπό οποιαδήποτε γωνία και μορφή, παρακάμφθηκε το πρόβλημα της μόρφωσης των σημείων σύνδεσης (κόμβων), και η χρήση τους άρχισε να γίνεται πιο συχνή και σε ευρύτερο πεδίο εφαρμογών.

6.2 Εφαρμογές των κοίλων διατομών

Οι κοίλες διατομές καλύπτουν σχεδόν όλες τις δυνατότητες των άλλων πρότυπων διατομών (I, L, L κλπ). Ταξινομώντας τις εφαρμογές αυτές, έχουμε τις παρακάτω κατηγορίες έργων:

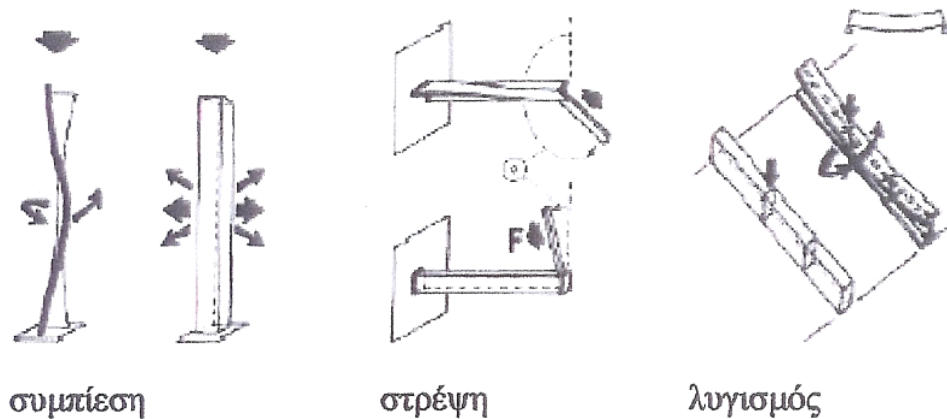
- Πολυώροφα κτίρια (βιομηχανικά, γραφεία, κατοικίες).
- Στέγες – υπόστεγα (εργοστάσια, αποθήκες, γυμναστήρια, χώροι εκθέσεων κλπ)
- Οδικές γέφυρες – Πεζογέφυρες
- Ειδικές κατασκευές (Ιστοί T.V. , Πυλώνες μεταφοράς ενέργειας , γερανογέφυρες, αγωγοί καυσίμων, σιλό κλπ).
- Ικριώματα – κουφώματα – κιγκλιδώματα
- Εξοπλισμός δρόμων (υποστηρίγματα σηματοδότησης, πυλώνες φωτισμού, στέγαστρα αναμονής λεωφορείων).
- Τροχαίο υλικό (πλαίσια λεωφορείων, φορτηγών κλπ)
- Εξοπλισμός εργοταξίων (ανυψωτικά μηχανήματα, περονοφόρα, υποστηρίγματα σιλό κλπ)
- Άλλες χρήσεις (ράφια αποθήκευσης, containers, γεωργικές μηχανές κλπ)



6.3 Πλεονεκτήματα – μειονεκτήματα κοίλων διατομών

Στην ευρύτετη διάδοση των τρισδιάστατων κατασκευών από κοίλες διατομές συνέβαλαν:

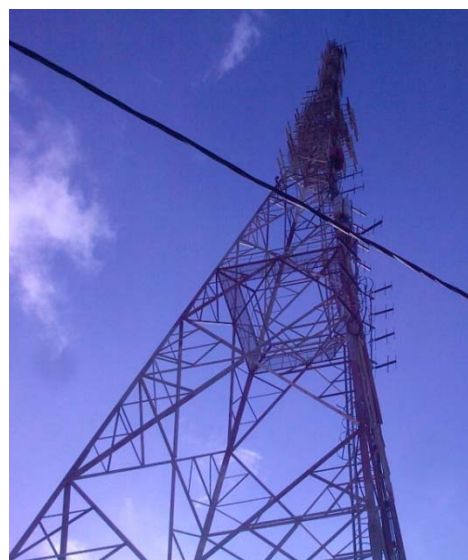
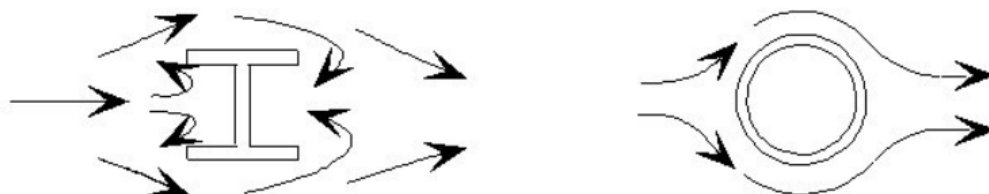
Μεγαλύτερη αντοχή σε λυγισμό και στρέψη



Λόγω της περιμετρικής κατανομής της μάζας, έχουν πολύ μεγαλύτερη αντοχή σε στρέψη και λυγισμό, από αντίστοιχες πρότυπες ράβδους ίσου βάρους, γεγονός που συνεπάγεται αύξηση της ακαμψίας των κατασκευών και μείωση του βάρους τους. Ειδικότερα, αναφέρεται ότι η μεγάλη δυσκαμψία τους επιτρέπει μεγαλύτερη ευελιξία στη διάταξη της κάτοψης και παρέχει συνήθως τη δυνατότητα μετάθεσης υποστυλωμάτων ή σπανιότερα τη δυνατότητα και κατάργησης ορισμένων εξ αυτών. Οι τρισδιάστατες κατασκευές ως εκ της δομής τους έχουν ενδογενή αποθέματα αντοχής και ως εκ τούτου μπορούν να παραλαμβάνουν τοπικές υπερφορτώσεις για οποιαδήποτε αιτία. Ακόμα και σε μη συμμετρικές φορτίσεις η κατανομή των τάσεων σε τρισδιάστατες κατασκευές είναι κατά μέγιστη προσέγγιση ομαλή, λόγω του επιμερισμού εξωτερικής φόρτισης σε πολλές διευθύνσεις. Χαρακτηριστικό πλεονέκτημα αυτών είναι ότι ακόμα και αν υποστούν σοβαρή τοπική καταστροφή δεν καταρρέουν αυτόματα, αλλά αρχίζουν να υποχωρούν προοδευτικώς.

Μεγάλη αντοχή στην ανεμοπίεση.

Λόγω του κλειστού σχήματος παρουσιάζουν μεγαλύτερη αντοχή έναντι των άλλων πρότυπων διατομών, γι' αυτό και προτιμώνται για κατασκευές γερανών, πυλώνων κλπ.



Συνεχής εξέλιξη στη μόρφωση κόμβων

Η δυσχέρεια κατασκευής κόμβων για τη σύνδεση υπό διαφορετική κάθε φορά διεύθυνση στο χώρο, συνήθως μεγάλου αριθμού ράβδων, δεν αποτελεί πλέον πρόβλημα, λόγω των τεχνολογικών εξελίξεων και βελτιώσεων. Οι κοίλες διατομές μπορούν σχεδόν πάντοτε να συνδεθούν μεταξύ τους ώστε η φόρτιση να παραμένει κεντρική (ομοιόμορφη κατανομή τάσεων), ενώ αντίθετα σε ανάλογες περιπτώσεις συνδέσεων με πρότυπα ελάσματα (γωνιακά, ταυ) μικρή αξονική εκκεντρότητα να είναι εν γένει αναπόφευκτη.

Η σύνδεση των ράβδων πλήρωσης γίνεται με συγκόλληση ή κοχλίωση, αλλά αυτή που συνήθως προτιμάται είναι η συγκόλληση, γιατί μπορεί να εφαρμοστεί τόσο σε απευθείας συνδέσεις, όσο και σε έμμεσες συνδέσεις κοίλων διατομών χωρίς

περιορισμό. Με την κοχλίωση υπάρχει δυσκολία στη σύνδεση, γιατί θα πρέπει να γίνει και από την εσωτερική πλευρά του σωλήνα. Τέλος, παρέχεται η δυνατότητα σύνδεσης – συνεργασίας κοίλων διατομών με άλλα πρότυπα ελάσματα στην ίδια κατασκευή.



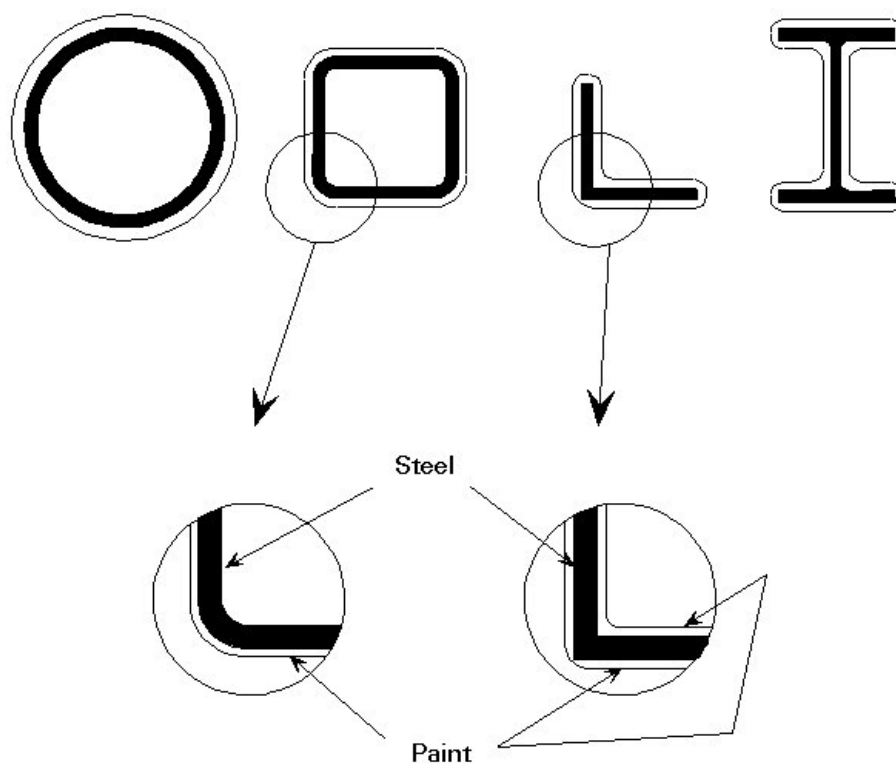
Οικονομία στην επένδυση

Δόμηση και ανέγερση

Η στρεπτική ακαμψία σε συνδυασμό με τις μικρές διατομές καθιστούν την ανέγερση μιας κατασκευής πιο εύκολη. Επιπλέον, η εφαρμογή τα τελευταία χρόνια σε ευρύτατη κλίμακα της προκατασκευασμένης έδωσε ώθηση στη διάδοση τρισδιάστατων κατασκευών εκ προκατασκευασμένων, τυποποιημένων κοίλων στοιχείων, που μπορούν εύκολα να συναρμολογηθούν επιτόπου στο έργο ακόμη και από μη ειδικευμένους τεχνίτες.

Περιορισμός των κινδύνων διάβρωσης και των εξόδων συντήρησης.

Ο σοβαρότερος κίνδυνος διάβρωσης μιας μεταλλικής κατασκευής είναι η σκωρίαση (οξειδωση από το οξυγόνο του ατμοσφαιρικού αέρα) η οποία επιτείνεται λόγω υγρασίας. Οι κοίλες διατομές από χάλυβα χαρακτηρίζονται από το πλεονέκτημα ότι έχουν περίπου 30% - 40% μικρότερη εκτεθειμένη επιφάνεια συγκριτικά με τις συνήθεις πρότυπες ίσης αντοχής διατομές. Αυτό επιτρέπει μείωση του κόστους βαφής ή εναλλακτικώς τη χρήση δαπανηρότερης αλλά μεγαλύτερης διάρκειας αντισκωριακής προστασίας. Επίσης δεν υπάρχουν εστίες οξειδωσης, όπως εσοχές και εσωτερικές γωνίες (βλ. σχήμα).



Ωστόσο μειονέκτημα των κοίλων διατομών είναι ότι η διάβρωσή τους αρχίζει από μέσα προς τα έξω, πράγμα που καθιστά δυσχερή τη διαπίστωσή της. Αυτό επιτάσσει οι κοίλες διατομές να κλείνονται αεροστεγώς, ενώ συγχρόνως να γίνεται ανά τακτά χρονικά διαστήματα επιμελής έλεγχος ιδίως στις ραφές συγκολλήσεως και στις ενώσεις. Επειδή είναι πιο ανθεκτικές στις περιβαλλοντικές συνθήκες (νερό, αέρας) από τις συμβατικές διατομές, προτιμούνται στις γέφυρες και σε θαλάσσια φράγματα.

Χρησιμοποίηση εσωτερικού κενού

Πλήρωση κοίλων διατομών με σκυρόδεμα

Συνεπάγεται αύξηση της αντοχής των υποστυλωμάτων, μεγαλύτερη αντοχή στη φωτιά, αύξηση της ακαμψίας και μείωση της διατομής. Σε σύγκριση με τις κενές κοίλες κολώνες, η πλήρωση κοίλων διατομών με ενισχυμένο σκυρόδεμα μπορεί να επιτύχει αντίσταση στη φωτιά μέχρι και 120 λεπτά, ακόμη και χωρίς εξωτερική πυροπροστασία των κοίλων.

Πλήρωση κοίλων διατομών με νερό

Έχει σκοπό την προστασία της κατασκευής έναντι φωτιάς. Μπορεί να εφαρμοσθεί σε όλα τα μέλη που είναι κατασκευασμένα από κοίλες διατομές, αλλά κυρίως

εφαρμόζεται στα υποστυλώματα. Αυτό το σύστημα προστασίας είναι εξεζητημένο και χρειάζεται εκτενή σχεδιασμό και κατάλληλες υδραυλικές εγκαταστάσεις. Στο κτίριο γραφείων Νόρκον, που φαίνεται στην παρακάτω εικόνα, οι δοκοί που κρέμονται και τα κοίλα υποστυλώματα με τα οποία συνδέονται έχουν υδάτινο σύστημα προστασίας έναντι πυρός στο εσωτερικό τους.

Από το κενό αυτό μπορούν να περάσουν υδρορροές, ηλεκτρικά καλώδια, καθώς και συστήματα θέρμανσης και εξαερισμού.

Το κόστος του υλικού

Το κόστος υλικού ανά μονάδα είναι υψηλότερο σε σύγκριση με τις συμβατικές διατομές. Όμως σε πολλές περιπτώσεις εξισορροπείται με τη μικρή ποσότητα υλικού και τα άλλα πλεονεκτήματα των κοίλων. Πολλές συγκρίσεις κόστους για τις διατομές RHS δείχνουν ότι είναι 10%-40% φθηνότερες από τις συμβατικές. Επιπλέον, η κατασκευή χωρικών δικτυωμάτων από χάλυβα παρέχει οικονομικότερα αποτελέσματα από τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Προστασία έναντι φωτιάς

Ιδιαίτερα οι κοίλες διατομές που χρησιμοποιούνται σε οικοδομικά έργα πρέπει να έχουν επαρκή πυροπροστασία. Οι σχετικοί κανονισμοί των περισσότερων χωρών επιβάλλουν την εξασφάλιση του αναγκαίου χρόνου για την απομάκρυνση όλων των ατόμων που βρίσκονται εντός ψηλού κτιρίου, στο οποίο έχει εκδηλωθεί πυρκαγιά, πριν εκείνο καταρρεύσει. Σε ένα μεγάλο ψηλό κτίριο είναι αναγκαίο και πρέπει να εξασφαλίζονται συνθήκες μη μετάδοσης της φωτιάς σε άλλα μέρη αυτού.

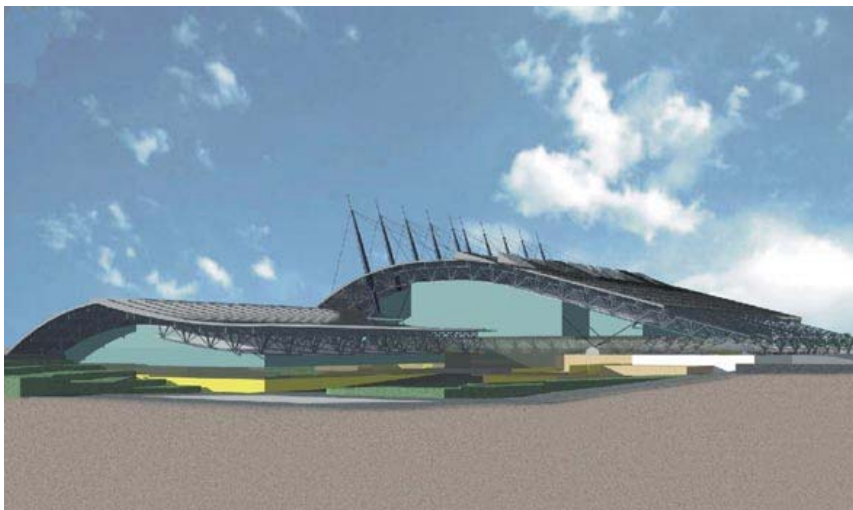
Έχουν αναπτυχθεί πολλές μέθοδοι πυροπροστασίας του σκελετού κτιρίων που έχουν ως στόχο την επιβράδυνση ή μείωση της δυσμενούς επιρροής του πυρός επί του δομικού χάλυβα. Ορισμένοι εξ αυτών είναι ιδιαίτερος πρόσφοροι στην περίπτωση των κοίλων διατομών με άκαμπτα φύλλα προστασίας έναντι πυρός (πχ γυψοσανίδες), επίχριση με υλικά πυροπροστασίας, αφού προηγουμένως οι κοίλες διατομές περιβληθούν εξωτερικώς με μεταλλικό πλέγμα, ή ακόμη επικάλυψη μέσω ψεκασμού με υλικά πυροπροστασίας απευθείας στην εξωτερική επιφάνεια των κοίλων. Ιδιαίτερα μνημονεύονται ειδικές μέθοδοι όπως ειδικές βαφές ή πλήρωση των κοίλων διατομών με νερό ή σκυρόδεμα στα οποία έγινε αναφορά παραπάνω.

Άψογη αισθητική

Οι κατασκευές από κοίλες διατομές είναι αισθητικά ελκυστικές, εξαιτίας του σχήματος και των διαστάσεών τους, ενώ παρέχουν τη δυνατότητα στους αρχιτέκτονες μεγαλύτερης ελευθερίας λύσεων και εκφραστικότητας μορφών. Προσφέρουν την απλούστερη κατασκευαστικά, έντεχνη και κομψή, αλλά και πλέον οικονομική λύση, γι' αυτό και κατέχουν σήμερα μια εξέχουσα θέση στα διάφορα κατασκευαστικά συστήματα μεγάλων ανοιγμάτων.



Εικόνα 6.2 Kansai Airport, Osaka



Εικόνα 6.3: Προοπτικό παλαιών σχεδίων του γυμναστηριου

6.4 Διαστασιολόγηση κοίλων διατομών

6.4.1 Κριτήρια επιλογής διατομών.

Η επιλογή των διατομών βασίστηκε στα εξής κριτήρια:

Επιλέχθηκαν κοίλες διατομές με μικρότερα ή παραπλήσια εμβαδά από αυτά των αντίστοιχων ανοικτών διατομών. Επιπλέον, οι κοίλες διατομές πρέπει να δίνουν βαθμούς αξιοποίησης αντίστοιχους με τις συμβατικές, προσέχοντας πάντα να είναι οι καταλληλότερες όσον αφορά στην ασφαλή αντοχή και αντίσταση έναντι των εντατικών καταστάσεων στις οποίες υποβάλλονται. Οι τεγίδες δεν αντικαταστάθηκαν, καθώς καταπονούνται κυρίως σε κάμψη. Για τα υποστυλώματα διατηρήθηκαν οι ήδη υπάρχουσες κυκλικές κοίλες διατομές.

Η διαδικασία ανάλυσης του φορέα είναι ίδια με των προηγούμενων κεφαλαίων. Πέραν του ίδιου βάρους, τα υπόλοιπα φορτία της κατασκευής παρέμειναν αμετάβλητα και ακολούθησε στατική και δυναμική ανάλυση, απ' όπου προέκυψαν τα εντατικά μεγέθη. Αρχικά, έγινε μια πρώτη επιλογή διατομών και ο πρώτος έλεγχος αντοχής σε αυτές. Στη συνέχεια, ανάλογα με το αποτέλεσμα, αν δηλαδή ήταν επαρκείς ή όχι, επιλέχθηκαν διατομές μικρότερης ή μεγαλύτερης διατομής αντίστοιχα.

Έπειτα από δοκιμές, επιλέχθηκαν οι εξής διατομές:

ΔΙΑΤΟΜΕΣ	
ΑΝΟΙΧΤΕΣ	ΚΟΙΛΕΣ ΚΥΚΛΙΚΕΣ
ΡΑΒΔΟΙ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	
HEA 180	CHS 139,7*7,1
HEA 200	CHS 168,3*8,8
HEB 200	CHS 219,1*10
ΡΑΒΔΟΙ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	
HEA 240	CHS 219,1*8,8
HEB 240	CHS 219,1*10
HEB 260	CHS 273*10
ΡΑΒΔΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΑΝΩ ΚΑΙ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	
HEA 140	CHS 101,6*6,3
HEA 180	CHS 139,7*7,1
HEA 200	CHS 168,3*8,8
HEA 220	CHS 193,7*8
HEB 220	CHS 193,7*8

HEB 240	CHS 219,1*10
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΚΑΙ ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΟΡΟΦΗΣ	
HEA 120	CHS 101.6*6.3
HEA 160	CHS 139,7*6,3
HEA 180	CHS 139,7*7,1

6.4.2 Διαστασιολόγηση ράβδων άνω πέλματος

6.4.2.1 CHS 139.7*6.3 (HEA 180)

Ελέγχεται το μέλος 3242 για το συνδυασμό φορτίσεων 507.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		CHS 193,7*8	
d=	193,7 mm	W=	154 cm ³
t=	8 mm	W _{pl} =	276 cm ³
A=	46,67 cm ²	I=	2016 cm ⁴
M=	36,6 kg/m	I _T =	4031 cm ⁴

Διατομή: CHS 139,7*6,3 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 3242 LC: 507

Συνολικό μήκος: 4119,5 mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 4119,5 mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 4119,5 mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: y-y "a"
z-z "a"

Συντελεστές: C₁= 1,180
C₂= 0,000
C₃= 0,997

Lt1= 54,914 ky= 0,000

χLt= 0,839 kz= 0,000

x(min) = 0,567 klt= 0,000

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό : $M_{eff,Sd} = 0,000 < 30,370 = M_{bRd}$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 1

θέση:	0,0mm				
	My(kNm)	Mz(kNm)	Qy (kN)	Qz (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	2	0	0	1,129	490,424
Αντοχή:	36,209	0	313,155	313,155	852
Λόγος:	0,055	0	0	0,004	0,576
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,055		

θέση:	2060,0mm				
	My(kNm)	Mz(kNm)	Qy (kN)	Qz (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0,409	0	0	1,125	490,157
Αντοχή:	36,209	0	313,155	313,155	852
Λόγος:	0,011	0	0	0,004	0,575
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,011		

θέση:	4119,5mm				
	My(kNm)	Mz(kNm)	Qy (kN)	Qz (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	2,872	0	0	1,334	489,89
Αντοχή:	36,209	0	313,155	313,155	852
Λόγος:	0,079	0	0	0,004	0,575
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,079		

6.4.2.2 CHS 168.3 * 8.8 (HEA 200)

Εξετάστηκε το μέλος 1447 στο συνδυασμό φορτίσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		CHS 168,3 * 8,8	
d=	168,3 mm	W=	154 cm ³
t=	8,8 mm	W _{pl} =	224 cm ³
A=	44,10 cm ²	I=	1297 cm ⁴
M=	34,6 kg/m	I _T =	2594 cm ⁴

Διατομή: CHS 168,3*8,8 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 1447 LC: 501

Συνολικό μήκος: 3847,8mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 3847,8mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 3847,8mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού:	y-y	"a"
	z-z	"a"
Συντελεστές:	C₁ =	1,285
	C₂ =	1,562
	C₃ =	0,753
	Lt₁ =	41,927
	ky =	1,440
	χLt =	0,908
	kz =	1,440
	χ(min) =	0,74
	klt =	0,988

Έλεγχος σε αξονική θλίψη :	N_{BRd} =	1052,568	>	561,483	= N_{sd}
Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη :		0,956	<	1.00	

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: **1**

Θέση:	0,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	21,243	0	0	4,22	-561,483
Αντοχή:	72,324	0	523,111	523,111	1423,227
Λόγος:	0,294	0	0	0,008	0,395
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,294				

Θέση:	1924,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	11,278	0	0	8,929	-560,108
Αντοχή:	72,324	0	523,111	523,111	1423,227
Λόγος:	0,156	0	0	0,017	0,394
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,156				

Θέση:	3847,8 mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	13,634	0	0	15,242	-558,733
Αντοχή:	72,324	0	523,111	523,111	1423,227
Λόγος:	0,189	0	0	0,029	0,393
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,189				

6.4.2.3 CHS 219,1*10 (HEB 200)

Εξετάστηκε το μέλος 2557 στο συνδυασμό 501 όπου και εμφάνισε το μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		CHS 219,1*10	
d=	219,1 mm	W=	328 cm ³
t=	10 mm	W _{pl} =	433 cm ³
A=	65,69 cm ²	I=	3598 cm ⁴
M=	51,6 kg/m	I _T =	7197 cm ⁴

Διατομή: CHS 219,1*10 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 2557 LC: 501

Συνολικό μήκος: 3826,9 mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 3826,9 mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 3826,9 mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: y-y "a"
z-z "a"

Συντελεστές: C₁= 1,320

C₂= 0,000

C₃= 0,992

Lt₁= 41,181 ky= 0,000

XLt= 0,912 kz= 0,000

x(min) = 0,743 klt= 0,000

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό : $M_{eff, sd} = 0,000 < 65,937 = M_{bRd}$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 1

θέση: 0,0mm

	M _y (kNm)	M _z (kNm)	Q _y (kN)	Q _z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	7,516	0	0	3,385	1050,83
Αντοχή:	141,213	0	779,328	779,328	2120,318
Λόγος:	0,053	0	0	0,004	0,496
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,104		

θέση: 1913,0 mm

	M _y (kNm)	M _z (kNm)	Q _y (kN)	Q _z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	2	0	0	2,73	1050,776
Αντοχή:	141,213	0	779,328	779,328	2120,318
Λόγος:	0,014	0	0	0,003	0,496
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,028		

θέση: 3826,9 mm

	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	3,784	0	0	2,244	1050,722
Αντοχή:	141,213	0	779,328	779,328	2120,318
Λόγος:	0,026	0	0	0,003	0,496
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,052				

6.4.3 Διαστασιολόγηση ράβδων κάτω πέλματος

6.4.3.1 CHS 219,1*8,8 (HEA 240)

Ελέγχεται το μέλος 11403, για το συνδυασμό φορτίσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		CHS 219,1*8,8	
d=	219,1 mm	W=	293 cm³
t=	8,8 mm	W_{pl}=	387 cm³
A=	58,14 cm²	I=	3215 cm⁴
M=	45,6 kg/m	I_T=	1148 cm⁴

Διατομή: CHS 219,1*8,8 **Χάλυβας:** S355

ΜΕΛΟΣ: 11403 **LC:** 501

Συνολικό μήκος: 3714,5mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 3714,5mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 3714,5mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: **y-y** "a"
z-z "a"

Συντελεστές: **C₁=** 1,601
C₂= 0,000
C₃= 0,972

Lt₁= 33,393 **ky=** 0,000

χLt= 0,943 **kz=** 0,000

x(min) = 0,828 **klt=** 0,000

Έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό : $M_{eff,Sd} = 37,828 < 83,988 = M_{bRd}$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 2

Θέση: 0,0mm

	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	53,225	0	0	17,134	431,793
Αντοχή:	125,675	0	689,178	689,178	1875,045

Λόγος:	0,424	0	0	0,025	0,286
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,597				
θέση:	1857,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	21,111	0	0	17,474	431,976
Αντοχή:	125,675	0	689,178	689,178	1875,045
Λόγος:	0,168	0	0	0,026	0,287
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,237				
θέση:	3714,5mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	11,69	0	0	17,852	432,159
Αντοχή:	125,675	0	689,178	689,178	1875,045
Λόγος:	0,09	0	0	0,026	0,287
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,131				

6.4.3.2 CHS 219.1 *10 (HEB 240)

Ελέγχεται το μέλος 13109, για το συνδυασμό φορτίσεων 507.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		CHS 219,1*10	
d=	219,1 mm	W=	328 cm ³
t=	10 mm	W _{pl} =	433 cm ³
A=	65,69 cm ²	I=	3598 cm ⁴
M=	51,6 kg/m	I _T =	7197 cm ⁴

Διατομή: CHS 219,1 * 10 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 13109 LC: 501

Συνολικό μήκος: 4064,0 mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 4064,0 mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 4064,0 mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: γ - γ "a"
z-z "a"

Συντελεστές: C₁= 1,800

C₂= 0,000

C₃= 0,949

Lt1= 30,322 ky= 1,012

XLt= 0,954 kz= 1,012

x(min) = 0,839 klt= 0,973

Έλεγχος σε αξονική θλίψη : $N_{BRd} = 1778,350 > 1336,716 = N_{sd}$
 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη : $0,91 < 1,00$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 1

Θέση: 0,0mm

	M _y (kNm)	M _z (kNm)	Q _y (kN)	Q _z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	22,21	0	0	6,431	-1335,61
Αντοχή:	141,213	0	779,328	779,328	2120,318
Λόγος:	0,157	0	0	0,008	0,63
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,157				

Θέση: 2032,0 mm

	M _y (kNm)	M _z (kNm)	Q _y (kN)	Q _z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	10,467	0	0	5,129	-1336,16
Αντοχή:	141,213	0	779,328	779,328	2120,318
Λόγος:	0,074	0	0	0,007	0,63
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,074				

Θέση: 3847,8 mm

	M _y (kNm)	M _z (kNm)	Q _y (kN)	Q _z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	1,389	0	0	3,828	-1336,72
Αντοχή:	141,213	0	779,328	779,328	2120,318
Λόγος:	0,01	0	0	0,005	0,63
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,01				

6.4.3.3 CHS 273*10 (HEB 260)

Εξετάστηκε το μέλος 12404 για το συνδυασμό φορτίσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		CHS 273*10	
d=	273 mm	W=	524 cm ³
t=	10 mm	W _{pl} =	692 cm ³
A=	82,6 cm ²	I=	7154 cm ⁴
M=	64,9 kg/m	I _T =	14308 cm ⁴

Διατομή: CHS 273*10 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 12404 LC: 501

Συνολικό μήκος: 3666,6mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 3666,6mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 3666,6mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού:	y-y	"a"
	z-z	"a"
Συντελεστές:	C₁ =	1,817
	C₂ =	0,000
	C₃ =	0,946
Lt₁ =	22,715	ky = 0,956
χLt =	0,978	kz = 0,956
χ(min) =	0,919	klt = 1,000

Έλεγχος σε αξονική θλίψη :	N_{BRd} =	2450,847	>	1500,989	= Nsd
Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη :		0,787	<	1.00	

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:Κατηγορία διατομής: **1**

Θέση:	0,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	2	0	0	10,38	-1500,84
Αντοχή:	223,335	0	979,795	979,795	2665,727
Λόγος:	0,009	0	0	0,011	0,563
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,009		

Θέση:	1833,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	18,193	0	0	11,653	-1500,91
Αντοχή:	223,335	0	979,795	979,795	2665,727
Λόγος:	0,081	0	0	0,012	0,563
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,081		

Θέση:	3666,6mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	40,729	0	0	12,927	-1500,99
Αντοχή:	223,335	0	979,795	979,795	2665,727
Λόγος:	0,182	0	0	0,013	0,563
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,182		

6.4.4 Διαστασιολόγηση ράβδων σύνδεσης δικτυώματος

6.4.4.1 CHS 101.6*6.3 (HEA 140)

Ελέγχεται το μέλος 13173 για το συνδυασμό δράσεων 507.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		CHS 101,6*6,3	
d=	101,6 mm	W=	42,3 cm ³
t=	6,3 mm	W _{pl} =	57,3 cm ³
A=	18,86 cm ²	I=	215 cm ⁴
M=	14,8 kg/m	I _T =	430 cm ⁴

Διατομή: CHS 101,6*6,3 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 13173 LC: 507

Συνολικό μήκος: 3877,1 mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 3877,1 mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 3877,1 mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: $\gamma\text{-}\gamma$ "a"

$z\text{-}z$ "a"

Συντελεστές: $C_1=$ 1,879

$C_2=$ 0,000

$C_3=$ 0,939

$Lt_1=$ 47,532 $ky=$ 1,116

$\chi Lt=$ 0,881 $kz=$ 1,116

$x(\min) =$ 0,372 $kl_t=$ 0,880

Έλεγχος σε αξονική θλίψη : $N_{bRd} =$ 226,800 > 117,88 = Nsd

Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη : 0,53 < 1.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 1

Θέση: 0,0mm

	M_y (kNm)	M_z (kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	0	0	0,195	-117,88
Αντοχή:	18,492	0	224,19	224,19	609,955
Λόγος:	0	0	0	0,001	0,193
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0				

θέση:	1939,0 mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
					-
Εφαρμ:	0,189	0	0	0	117,545
Αντοχή:	18,492	0	224,19	224,19	609,955
Λόγος:	0,01	0	0	0	0,193
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,01				
θέση:	3877,1 mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	0	0	0,195	-117,21
Αντοχή:	18,492	0	224,19	224,19	609,955
Λόγος:	0	0	0	0,001	0,192
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0				

6.4.4.2 CHS 139.7 * 7,1 (HEA 180)

Ελέγχεται το μέλος 17006 για το συνδυασμό δράσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		CHS 139,7*7,1	
d=	139,7 mm	W=	84,3 cm ³
t=	7,1 mm	W _{pl} =	112 cm ³
A=	29,58 cm ²	I=	589 cm ⁴
M=	23,2 kg/m	I _T =	1177 cm ⁴

Διατομή: CHS 139,7 * 7,1 **Χάλυβας:** S355

ΜΕΛΟΣ: 17006 **LC:** 501

Συνολικό μήκος: 5263,2 mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 5263,2 mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 5263,2 mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: **γ-γ** "a"

z-z "a"

Συντελεστές: **C₁**= 1,879

C₂= 0,000

C₃= 0,939

Lt₁= 52,154 **ky**= 1,214

XLt= 0,856 **kz**= 1,214

x(min) = 0,39 **klt**= 0,794

Έλεγχος σε αξονική θλίψη : $N_{brd} = 332,303 > 308,603 = N_{sd}$
 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη : $0,952 < 1.00$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 1

θέση:	0,0mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
					-
Εφαρμ:	0	0	0	0,556	308,603
Αντοχή:	36,209	0	313,155	313,155	852
Λόγος:	0	0	0	0,002	0,362
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0				

θέση:	2632,0 mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
					-
Εφαρμ:	0,732	0	0	0	308,121
Αντοχή:	36,209	0	313,155	313,155	852
Λόγος:	0,02	0	0	0	0,362
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,02				

θέση:	5263,2 mm				
	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
					-
Εφαρμ:	0	0	0	0,556	307,638
Αντοχή:	36,209	0	313,155	313,155	852
Λόγος:	0	0	0	0,002	0,361
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0				

6.4.4.3 CHS 193.7*8 (HEA 220)

Ελέγχεται το μέλος 16107 που παρουσίασε το μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης στο συνδυασμό 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		CHS 193,7*8	
d=	193,7 mm	W=	154 cm ³
t=	8 mm	W _{pl} =	276 cm ³
A=	46,67 cm ²	I=	2016 cm ⁴
M=	36,6 kg/m	I _T =	4031 cm ⁴

Διατομή: CHS 193,7*8 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 16107 LC: 501
 Συνολικό μήκος: 5285,8mm
 Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 5285,8mm
 Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 5285,8mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: $\gamma\text{-}\gamma$ "a"
 $z\text{-}z$ "a"
 Συντελεστές: $C_1=$ 1,879
 $C_2=$ 0,000
 $C_3=$ 0,939
 $Lt_1=$ 41,609 $ky=$ 1,047
 $\chi Lt=$ 0,910 $kz=$ 1,047
 $x(\min) =$ 0,628 $klt=$ 0,934

Έλεγχος σε αξονική θλίψη : $N_{bRd} =$ 947,204 > 513,553 = Nsd
 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη : 0,553 < 1.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 1

θέση: 0,0mm

	$M_y(kNm)$	$M_z(kNm)$	$Q_y(kN)$	$Q_z(kN)$	$N(kN)$
Εφαρμ:	0	0	0	0,739	-513,553
Αντοχή:	89,088	0	553,952	553,952	1507,136
Λόγος:	0	0	0	0,001	0,341
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0		

θέση: 2643,0mm

	$M_y(kNm)$	$M_z(kNm)$	$Q_y(kN)$	$Q_z(kN)$	$N(kN)$
Εφαρμ:	0,977	0	0	0	-512,474
Αντοχή:	89,088	0	553,952	553,952	1507,136
Λόγος:	0,011	0	0	0	0,34
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,011		

θέση: 5285,8mm

	$M_y(kNm)$	$M_z(kNm)$	$Q_y(kN)$	$Q_z(kN)$	$N(kN)$
Εφαρμ:	0	0	0	0,739	-511,396
Αντοχή:	89,088	0	553,952	553,952	1507,136
Λόγος:	0	0	0	0,001	0,339
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0		

6.4.4.4 CHS 193.7*8 (HEB 220)

Ελέγχεται το μέλος 17406 που παρουσίασε το μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης για το συνδυασμό 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		CHS 193,7*8	
d=	193,7 mm	W=	154 cm ³
t=	8 mm	W _{pl} =	276 cm ³
A=	46,67 cm ²	I=	2016 cm ⁴
M=	36,6 kg/m	I _T =	4031 cm ⁴

Διατομή: CHS 193,7*8 Χάλυβας: S355

ΜΕΛΟΣ: 17406 LC: 501

Συνολικό μήκος: 5472,5mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 5472,5mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 5472,5mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: y-y "a"

z-z "a"

Συντελεστές: C₁= 1,879

C₂= 0,000

C₃= 0,939

Lt1= 42,792 ky= 1,074

χLt= 0,904 kz= 1,074

χ(min) = 0,603 klt= 0,903

Έλεγχος σε αξονική θλίψη : N_{brd} = 908,332 > 672,24 = Nsd

Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη : 0,755 < 1.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 1

θέση: 0,0mm

	M _y (kNm)	M _z (kNm)	Q _y (kN)	Q _z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	0	0	0,969	-672,24
Αντοχή:	89,088	0	553,952	553,952	1507,136
Λόγος:	0	0	0	0,002	0,446
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0		

θέση: 2736,0mm

	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	1,326	0	0	0	-671,295
Αντοχή:	89,088	0	553,952	553,952	1507,136
Λόγος:	0,015	0	0	0	0,445
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0,015		

	M_y(kNm)	M_z(kNm)	Q_y (kN)	Q_z (kN)	N (kN)
θέση:	5472,5				
Εφαρμ:	0	0	0	0,969	-670,351
Αντοχή:	89,088	0	553,952	553,952	1507,136
Λόγος:	0	0	0	0,002	0,445
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):			0		

6.4.4.5 CHS 219.1*10 (HEB 240)

Ελέγχεται το μέλος 17420 που παρουσίασε το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό φορτίσεων 501.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		CHS 219,1*10	
d=	219,1 mm	W=	328 cm³
t=	10 mm	W_{pl}=	433 cm³
A=	65,69 cm²	I=	3598 cm⁴
M=	51,6 kg/m	I_T=	7197 cm⁴

Διατομή: CHS 219,1*10 **Χάλυβας:** S355

ΜΕΛΟΣ: 17420 **LC:** 501

Συνολικό μήκος: 5472,5mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 5472,5mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 5472,5mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Καμπύλες λυγισμού: **γ-γ** "a"

z-z "a"

Συντελεστές: **C₁=** 1,879

C₂= 0,000

C₃= 0,939

Lt1= 38,104 **ky=** 1,013

χLt= 0,925 **kz=** 1,013

x(min) = 0,688 **klt=** 0,975

Έλεγχος σε αξονική θλίψη : $N_{bRd} = 1458,550 > 366,458 = N_{sd}$
 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη : $0,264 < 1.00$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

Κατηγορία διατομής: 1

θέση: 0,0mm

	M _y (kNm)	M _z (kNm)	Q _y (kN)	Q _z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	0	0	1,364	-366,458
Αντοχή:	141,213	0	779,328	779,328	2120,318
Λόγος:	0	0	0	0,002	0,173
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0				

θέση: 2736,0mm

	M _y (kNm)	M _z (kNm)	Q _y (kN)	Q _z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	1,866	0	0	0	-365,129
Αντοχή:	141,213	0	779,328	779,328	2120,318
Λόγος:	0,013	0	0	0	0,172
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0,013				

θέση: 5472,5mm

	M _y (kNm)	M _z (kNm)	Q _y (kN)	Q _z (kN)	N (kN)
Εφαρμ:	0	0	0	1,364	-363,799
Αντοχή:	141,213	0	779,328	779,328	2120,318
Λόγος:	0	0	0	0,002	0,172
Κάμψη και αξονική και διάτμηση (M+N+V):	0				

6.4.5 Οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι

6.4.5.1 CHS 101.6*6.3 (HEA 120)

Ελέγχεται το μέλος 9025 που παρουσιάζει το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το συνδυασμό δράσεων 507.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		CHS 101,6*6,3	
d=	101,6 mm	W=	42,3 cm ³
t=	6,3 mm	W _{pl} =	57,3 cm ³
A=	18,86 cm ²	I=	215 cm ⁴
M=	14,8 kg/m	I _T =	430 cm ⁴

Διατομή: CHS 101,6*6.3 **Χάλυβας:** S355

ΜΕΛΟΣ: 9025 **LC:** 507

Συνολικό μήκος: 7015,4 mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 7015,4mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 7015,4mm

Κατηγορία διατομής: 1

$$N_{sd} = 362,80 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \min \left\{ \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \right\} = \frac{18,86 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,10} = 608,66 \text{ kN}$$

$$\text{Έλεγχος: } \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{362,80}{608,66} = 0,596 < 1,0$$

6.4.5.2 CHS 139.7*6.3 (HEA 160)

Ελέγχεται το μέλος 5530 που παρουσίασε το μεγαλύτερο βαθμό απόδοσης για το συνδυασμό φορτίσεων 507.

Διατομή: CHS 139.7*6.3 **Χάλυβας:** S355

ΜΕΛΟΣ: 5530 **LC:** 507

Συνολικό μήκος: 4839,0mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 4839,0mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 4839,0mm

Κατηγορία διατομής: 1

$$N_{sd} = 668,774 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \min \left\{ \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \right\} = \frac{26,4 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,10} = 852,0 \text{ kN}$$

$$\text{Έλεγχος: } \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{668,774}{852,000} = 0,785 < 1,0$$

6.4.5.3 CHS 139.7*7.1 (HEA 180)

Ελέγχεται το μέλος 9006 που παρουσίασε το μεγαλύτερο βαθμό απόδοσης για το συνδυασμό φορτίσεων 507.

Διατομή: CHS 139.7*6.3 **Χάλυβας:** S355

ΜΕΛΟΣ: 5530**LC: 507**

Συνολικό μήκος: 4839,0mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 4839,0mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 4839,0mm

Κατηγορία διατομής: 1

$$N_{sd} = 362.8 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \min \left\{ \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \right\} = \frac{29.6 \text{ cm}^2 \cdot 35.5 \text{ kN/cm}^2}{1.10} = 954.3 \text{ kN}$$

$$\text{Έλεγχος: } \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{362.8}{954.30} = 0.38 < 1.0$$

6.4.6 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

CHS 219.1*8.8

Ελέγχεται το μέλος 36018 που παρουσίασε το μεγαλύτερο βαθμό απόδοσης για το συνδυασμό φορτίσεων 502.

CHS**Διατομή: 219.1*8.8****Χάλυβας: S355****ΜΕΛΟΣ: 36018****LC: 502**

Συνολικό μήκος: 7200,0 mm

Μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα: 7200,0 mm

Μήκος λυγισμού στον ασθενή άξονα: 7200,0 mm

Κατηγορία διατομής: 1

$$N_{sd} = 221,461 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \min \left\{ \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \right\} = \frac{58,14 \text{ cm}^2 \cdot 35.5 \text{ kN/cm}^2}{1.10} = 1876,34 \text{ kN}$$

$$\text{Έλεγχος: } \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{221,461}{1876,34} = 0.12 < 1.0$$

6.4.7 Μέγιστοι βαθμοί απόδοσης διατομών

Οι παραπάνω έλεγχοι δείχνουν ότι όλα τα μέλη επαρκούν. Στον ακόλουθο πίνακα φαίνονται τα μέλη που εξετάστηκαν και οι μέγιστοι συντελεστές εκμετάλλευσης που εμφανίστηκαν σε αυτά.

Πίνακας 6-1: Συντελεστές απόδοσης κοίλων διατομών

ΔΙΑΤΟΜΗ	Max Ratio
ΡΑΒΔΟΙ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	
CHS 139,7*7,1	0,57
CHS 168,3*8,8	0,96
CHS 219,1*10	0,5
ΡΑΒΔΟΙ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	
CHS 219,1*8,8	0,62
CHS 219,1*10	0,91
CHS 273*10	0,84
ΡΑΒΔΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΑΝΩ ΚΑΙ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	
CHS 101,6*6,3	0,53
CHS 139,7*7,1	0,82
CHS 168,3*8,8	0,78
CHS 193,7*8	0,56
CHS 193,7*8	0,75
CHS 219,1*10	0,26
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΚΑΙ ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΟΡΟΦΗΣ	
CHS 101,6*6,3	0,6
CHS 139,7*6,3	0,75
CHS 139,7*7,1	0,3

7. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

7.1 Σύνοψη εργασίας

Στην παρούσα εργασία παρουσιάστηκε η ανάλυση και διαστασιολόγηση του μεταλλικού στεγάστρου με τις υπάρχουσες πρότυπες διατομές. Προσδιορίστηκαν τα φορτία που καταπονούν το φορέα, και οι συνδυασμοί των δράσεων με τους οποίους έγινε η διαστασιολόγηση της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ακολούθησε η ανάλυση και ο έλεγχος των κρισιμότερων διατομών του φορέα. Στη συνέχεια, οι υπάρχουσες διατομές αντικαταστάθηκαν με κοίλες κυκλικές διατομές, με κριτήριο την εξαγωγή παρόμοιων μέγιστων συντελεστών απόδοσης κατά τον έλεγχό τους. Σκοπός αυτής της διαδικασίας ήταν η επιβεβαίωση της επάρκειας των αρχικών διατομών και η παρατήρηση της επίδρασης των αλλαγών στις διατομές των μελών του φορέα.

7.2 Σύγκριση αποτελεσμάτων – συμπεράσματα

Από την ανάλυση της υπάρχουσας κατασκευής, προέκυψε ότι όλες οι διατομές επαρκούν. Κάποια μέλη ικανοποίησαν οριακά τους ελέγχους, όπως ορισμένες ράβδοι του άνω και του κάτω πέλματος του δικτυώματος (max ratio 0.96). Για τα περισσότερα μέλη χρειάστηκε να γίνει έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, και για την πλειοψηφία αυτών, ήταν και ο κρισιμότερος έλεγχος.

Από την ανάλυση του στεγάστρου, μετά την αντικατάσταση των αρχικών διατομών από κοίλες κυκλικές, προέκυψαν τα εξής:

Αντοχή

Οι κυκλικές κοίλες ράβδοι έχουν ιδανικό σχήμα, εξαιτίας της περιμετρικής κατανομής της μάζας, με αποτέλεσμα την πολύ μεγαλύτερη αντοχή σε στρέψη και λυγισμό, από τις αντίστοιχες ανοικτές ράβδους ίσου βάρους, γεγονός που συνεπάγεται αύξηση της ακαμψίας των κατασκευών και μείωση του βάρους τους. Επιπλέον, υπερέχουν των πρότυπων διατομών στην περίπτωση διπλής κάμψης κατά

δύο κάθετα επίπεδα αφού δεν υπάρχει στροφή του θλιβόμενου πέλματος. Για τους παραπάνω λόγους, ο φορέας με διατομές CHS , ήταν εξασφαλισμένος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, σε αντίθεση με τον αρχικό φορέα που ο έλεγχος στις περισσότερες περιπτώσεις ήταν απαραίτητος.

Μείωση εκτεθειμένης επιφάνειας διατομών

Με την αντικατάσταση των ανοικτών διατομών με κοίλες κυκλικές, η συνολική επιφάνεια των διατομών μειώθηκε κατά 38,7%, όπως προκύπτει από τους πίνακες 7-1 και 7-2. Το γεγονός αυτό συνεπάγεται με μείωση του κόστους βαφής , των κινδύνων διάβρωσης αλλά και περιορισμό των εξόδων συντήρησης.

Στους πίνακες 7-1 και 7-2 παρουσιάζονται τα συνολικά στοιχεία των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν στην αρχική κατασκευή και στην κατασκευή με τις κυκλικές διατομές.

Πίνακας 7-1: Στοιχεία διατομών αρχικής κατασκευής

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ (m)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ (m²)	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ(t)
HEA 120	1960,078	1329,695	38,984
HEA 140	2.627,155	2089,608	64,790
HEA 160	1.679,401	1524,032	51,114
HEA 180	2.509,525	2573,49	89,145
HEA 200	3.192,389	3631,595	134,903
HEB 200	197,540	227,681	12,108
HEA 220	452,234	568,269	22,841
HEB 220	397,813	505,852	28,431
HEA 240	3.903,614	5350,587	235,452
HEB 240	160,122	221,877	13,322
HEA 260	1.831,773	2721,599	124,841
HEB 260	88,549	132,892	8,233
HEA 360	1.056,825	1940,194	118,433
CHS 323,9*6,3	251,865	256,288	12,428
CHS 457,2*10	200,525	288,021	22,105
CHS 508*14,2	300,272	479,213	51,923
ΣΥΝΟΛΟ:	20.809,680	23.840,893	1.029,053

Πίνακας 7-2: Στοιχεία διατομών κατασκευής με κοίλες κυκλικές διατομές

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ (m)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ (m ²)	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ(t)
CHS 101,6*6,3	4587,233	1464,181	68,058
CHS 139,7*6,3	1679,401	737,056	34,807
CHS 139,7*7,1	2509,525	1101,384	58,265
CHS 168,3*8,8	3192,389	1687,911	110,504
CHS 219,1*10	197,540	135,971	10,187
CHS 193,7*8	452,234	275,196	16,569
CHS 193,7*8	397,813	242,080	14,575
CHS 219,1*8,8	3903,614	2686,944	218,360
CHS 219,1*10	160,122	110,216	8,257
CHS 219,1*8,8	1831,773	1260,845	118,000
CHS 273*10	88,549	75,944	5,743
CHS 219,1*8,8	1056,825	727,437	48,233
CHS 323,9*6,3	251,865	256,288	12,428
CHS 457*10	200,525	288,021	22,105
CHS 508*14,2	300,272	479,213	51,923
ΣΥΝΟΛΟ:	20809,680	14613,000	797,935

Μεταβολή συνολικού βάρους κατασκευής

Αντικαθιστώντας τις ανοικτές διατομές της κατασκευής με κοίλες κυκλικές, επιδιώχθηκε να επιλεγούν κατάλληλες διατομές, τέτοιες ώστε οι βαθμοί απόδοσης των διατομών να είναι παρόμοιοι (βλ. Πιν. 7-3), και να γίνει σύγκριση του συνολικού βάρους της κατασκευής.

Πίνακας 7-3: Σύγκριση βαθμών απόδοσης, ανοιχτών και κοίλων διατομών

ΔΙΑΤΟΜΗ	Max Ratio	ΔΙΑΤΟΜΗ	Max Ratio
ΡΑΒΔΟΙ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ			
HEA 180	0,49	CHS 139,7*7,1	0,57
HEA 200	0,96	CHS 168,3*8,8	0,96
HEB 200	0,46	CHS 219,1*10	0,50
ΡΑΒΔΟΙ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ			
HEA 240	0,75	CHS 219,1*8,8	0,62
HEB 240	0,88	CHS 219,1*10	0,91
HEB 260	0,88	CHS 273*10	0,84
ΡΑΒΔΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΑΝΩ ΚΑΙ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ			
HEA 140	0,41	CHS 101,6*6,3	0,53
HEA 180	0,73	CHS 139,7*7,1	0,82
HEA 200	0,84	CHS 168,3*8,8	0,78
HEA 220	0,66	CHS 193,7*8	0,56
HEB 220	0,62	CHS 193,7*8	0,75
HEB 240	0,32	CHS 219,1*10	0,29
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΚΑΙ ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΟΡΟΦΗΣ			
HEA 120	0,66	CHS 139,7*6,3	0,60
HEA 160	0,60	CHS 139,7*6,3	0,75
HEA 180	0,23	CHS 139,7*7,1	0,30

Πίνακας 7-2: Σύγκριση βάρους αρχικής και εναλλακτικής κατασκευής

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ(t)	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ(t)
HEA 120	38,984	CHS 101.6*6.3	29,080
HEA 140	64,790	CHS 101.6*6,3	38,899
HEA 160	51,114	CHS 139,7*6,3	34,807
HEA 180	89,145	CHS 139,7*7,1	58,265
HEA 200	134,903	CHS 168,3*8,8	110,504
HEB 200	12,108	CHS 219,1*10	10,187
HEA 220	22,841	CHS 193,7*8	16,569
HEB 220	28,431	CHS 193,7*8	14,575
HEA 240	235,452	CHS 219,1*8,8	218,360
HEB 240	13,322	CHS 219,1*10	8,257
HEA 260	124,841	CHS 219,1*8,8	118,000
HEB 260	8,233	CHS 273*10	5,743
HEA 360	118,433	CHS 219,1*8,8	48,233
CHS 323,9*6,3	12,428	CHS 323,9*6,3	12,428
CHS 457,2*10	22,105	CHS 457*10	22,105
CHS 508*14,2	51,923	CHS 508*14,2	51,923
ΣΥΝΟΛΟ:	1.029,053	ΣΥΝΟΛΟ:	797,935

Τελικά, με την αντικατάσταση των διατομών επετεύχθη μεγάλη οικονομία υλικού. Συγκεκριμένα, το συνολικό βάρος των διατομών της αρχικής κατασκευής είναι 1.029.053 kg ενώ με την αντικατάσταση των διατομών με κοίλες κυκλικές το βάρος μειώνεται σε 797,935 kg δηλαδή μειώθηκε κατά 22,5%.

Ωστόσο, το κόστος των κοίλων διατομών ανά μονάδα υλικού είναι υψηλότερο σε σύγκριση με το αντίστοιχο κόστος των συμβατικών διατομών, αλλά με τη μείωση του συνολικού βάρους των διατομών η διαφορά του κόστους θα μπορούσε να αντισταθμιστεί και η κατασκευή του γυμναστηρίου με κοίλες κυκλικές διατομές να αποτελέσει μια συμφέρουσα εναλλακτική λύση.



Βιβλιογραφικές πηγές

Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005

Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2003

Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005

Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005

Chopra A. «Δυναμική των κατασκευών-Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική». 3η Έκδοση. Εκδόσεις Μ Γκιούρδας 2007.

Ερμόπουλος Ι.. Στοιχεία σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών. 2000.

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

Εταιρεία Ερευνών Μεταλλικών Έργων (ΕΕΜΕ): «Τόμοι πρακτικών Εθνικών Συνεδρίων Σιδηρών Κατασκευών».

Καρύδη Π. Γ.. «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας». Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, 1996.

Κατσικαδέλης Ι.Θ. «Δυναμική των Κατασκευών. Τόμος ΙΙ». Αθήνα: Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, 2003.

Ο.Α.Σ.Π-ΣΠΜΕ «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000», Αθήνα 2001

Παπασταματίου Δ, Ι. Ψυχάρης. «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Αθήνα: Εκδόσεις Εθνικού Πολυτεχνείου 2001.

Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Βάσεις Σχεδιασμού, CEN, ENV 1991-1:2002

Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, ENV 1991-1-3:2002

Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράση του ανέμου, CEN, ENV 1991-1-4:2002

Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-5: Δράση λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών, CEN, ENV 1991-1-5:2002

Ευρωκώδικας 3: «Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες, και κανόνες για κτίρια, CEN, ENV 1993-1-1

Διευθύνσεις διαδικτύου με πληροφοριακό υλικό

http://www.olympicproperties.gr/contents_gr.asp?id=113

http://www.olympicproperties.gr/contents_gr.asp?category=141&id=201

<http://www.stadia.gr/galatsi/galatsi-gr.html>

<http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/esdep/master/wg13/I0100.htm>

www.sofistik.gr