

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Πρώτα απ' όλα θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον καθηγητή Γ. Ιωαννίδη για την καθοδήγησή του, ούτως ώστε η παρούσα μελέτη να διαμορφωθεί και να ολοκληρωθεί.

Θα θέλαμε επίσης να ευχαριστήσουμε τους συναδέλφους μας Λευτέρη Χουλιάρα (Perry), Θόδωρα Τσίγκο, Βίβιαν Αντωνάτου, Μπίλυ Καραδήμα και Παναγιώτη Καλαμαρίδη, για την προσφορά κινήτρων και υποστήριξης σε όλη αυτή την μελέτη.

Τέλος θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον Άγγελο Στεργίου, τον Βαγγέλα και τον Λάκη τον Ποιητή για τις τεχνικές τους συμβουλές.

.

ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ

Αντικείμενο της συγκεκριμένης διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός μεγάλου έργου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα με την χρήση του προγράμματος (ETABS), καθώς επίσης ο σχολιασμός των διαφόρων παραμέτρων σχεδιασμού. Πρόκειται για μια παραλλαγή ενός υπόστεγου ναυπήγησης σκαφών, στην περιοχή του Σκαραμαγκά. Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση έγινε με βάση τους ευρωκώδικες 1 και 3, καθώς και τον ΕΑΚ 2000. Ως υλικό κατασκευής θα χρησιμοποιηθεί χάλυβας και όλες οι διατομές θα είναι ελατές. Σκοπός χρήσης του κτιρίου αυτού είναι η μεταφορά, επισκευή και συντήρηση σκαφών.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση του έργου, η οποία περιλαμβάνει την διαστασιολόγηση της κατασκευής καθώς και την πλήρη αναφορά στα δομικά στοιχεία από τα οποία αποτελείται. Πιο συγκεκριμένα αναλύονται οι κύριοι φορείς (πλαίσια), οι δευτερεύουσες δοκοί, οι οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οι τεγίδες, οι μηκίδες, η μόρφωση της επικάλυψης και η γερανογέφυρα –γερανοδοκός. Τέλος αναφέρονται τα χαρακτηριστικά της θεμελίωσης.

Στο δεύτερο κεφάλαιο περιγράφονται τα φορτία που καταπονούν το υπό μελέτη υπόστεγο και οι αντίστοιχες διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό τους. Αναλυτικότερα υπολογίζονται τα μόνιμα φορτία, τα φορτία του χιονιού και τα φορτία του ανέμου σε δύο σενάρια (ανοιχτές και κλειστές πόρτες μετώπου) για τρεις διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου. Επιπρόσθετα, προσδιορίζονται οι παράμετροι του σεισμικού σχεδιασμού, βάση του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικότερα η γερανογέφυρα και η γερανοδοκός, ως βασικά στοιχεία της κατασκευής, αφού σε αυτά κυρίως οφείλεται η λειτουργία της. Αρχικά παρουσιάζονται τα βασικά κατασκευαστικά στοιχεία της γερανογέφυρας και αναλύονται λεπτομερώς τα φορτία που προκαλεί, το είδος τους και τον τρόπο υπολογισμού τους. Στην συνέχεια περιγράφεται κατασκευαστικά η δοκός κύλισης της γερανογέφυρας, διαστασιολογείται και γίνεται αναλυτικά ο έλεγχος επάρκειας της για την δυσμενέστερη φόρτιση που προκαλείται σε αυτήν.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται όλοι οι πιθανοί συνδυασμοί φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία, προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας 1.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρατίθεται η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των μελών, όπως αυτή προέκυψε από το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε. Παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα και τα εντατικά μεγέθη των κρισιμότερων διατομών από τα πιο χαρακτηριστικά μέλη της υπό μελέτη κατασκευής, και κάποιες επιλεγμένες παραμορφώσεις του φορέα ανάλογα με τους συνδυασμούς φόρτισης. Μετά την παράθεση των ιδιομορφών του κτιρίου, ακολουθεί μια ανάλυση και σύγκριση αποτελεσμάτων για να καταλήξουμε σε κάποια συμπεράσματα.

Στο τελευταίο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στα σημαντικότερα συμπεράσματα, όπως αυτά προέκυψαν καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας .

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	1
1.1 ΜΟΡΦΩΣΗ ΤΟΥ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ	1
1.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ	1
1.2.1 _ΚΥΡΙΟΙ ΦΟΡΕΙΣ-ΠΛΑΙΣΙΑ.....	1
1.2.2 _ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΔΟΚΟΙ (ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΙ)	4
1.2.3 _ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	4
1.2.4 _ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ.....	6
1.2.5 _ΤΕΓΙΔΕΣ.....	7
1.2.6 _ΜΗΚΙΔΕΣ	8
1.2.7 _ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ ΚΑΙ ΓΕΡΑΝΟΔΟΚΟΣ	9
1.2.8 _ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	11
1.3 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ	13

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ	17
2.1 ΓΕΝΙΚΑ	17
2.2 ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ (G).....	17
2.3 ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ (Q)	18
2.4 ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ	19
2.5 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ	21
2.5.1_ΠΙΕΣΗ ΛΟΓΩ ΑΝΕΜΟΥ ΕΠΙ ΤΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ ΚΑΤΑ ΤΟΝ EC1	23
2.5.2 _ΑΝΟΙΧΤΕΣ ΠΟΡΤΕΣ	33
2.5.4 _ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΕΠΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΚΑΙ ΔΙΚΛΙΝΩΝ ΣΤΕΓΩΝ.....	43
2.6 ΦΟΡΤΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ	45

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ _ ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΗΣ	57
3.1 ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	57
3.2 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ	58
3.3 ΔΥΝΑΜΙΚΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΚΑΙ ΕΥΡΟΣ ΤΙΜΩΝ ΤΟΥΣ	60
3.4 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	62
3.5 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ	64
3.5.1_ΕΛΑΧΙΣΤΕΣ ΤΙΜΕΣ (ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ ΑΦΟΡΤΙΣΤΗ).....	65
3.5.2_ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΤΙΜΕΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ.	65
3.5.3_ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ	66
3.6 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ	66
3.6.1_ΟΦΕΙΛΟΜΕΝΑ ΣΕ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ Η ΕΠΙΒΡΑΔΥΝΣΗ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ	66
3.6.2_ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ ΟΦΕΙΛΟΜΕΝΑ ΣΤΗΝ ΠΑΡΑΓΩΓΗ (ΛΟΞΗ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΙΣ ΤΡΟΧΙΕΣ) ΚΙΝΗΣΗ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ (SKEWING FORCES).....	68
3.7 ΑΝΑΚΕΦΑΛΑΙΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ – ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	71
3.8 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ	73
3.9 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΟΚΟΥ ΚΥΛΙΣΕΩΣ	77
3.9.1_ΕΠΙΛΟΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΤΗΝ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ.....	77
3.9.2_ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	77
3.10 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	78
3.10.1_ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ 1, ΜΕΓΙΣΤΗ ΡΟΠΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΙΣΧΥΡΟ ΑΞΟΝΑ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΛΟΓΩ ΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΡΟΧΟΥ.	78
3.10.4_ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ 5, ΜΕΓΙΣΤΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΓΙΑ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΣΘΕΝΗ ΑΞΟΝΑ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ.	79
3.11 ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	80
3.11.1_ ΈΛΕΓΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ.....	80
3.11.2_ ΈΛΕΓΧΟΣ ΤΟΥ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ.....	80
3.11.3_ ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΓΙΑ ΤΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΦΟΡΤΙΩΝ 1 (ΜΕΓΙΣΤΗ ΡΟΠΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΙΣΧΥΡΟ ΑΞΟΝΑ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ).	80

3.12_ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑ ΤΑΛΑΝΤΩΣΗΣ ΤΟΥ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ.....	81
3.13 ΣΥΝΔΙΑΣΜΕΝΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΑΠΟ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΣΤΡΕΨΗ.....	82
3.14 ΈΛΕΓΧΟΣ ΤΟΠΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ ΥΠΟ ΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΤΡΟΧΟΥ.....	82
3.15 ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ	85
3.16 ΔΙΑΦΟΡΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΤΩΝ ΑΠΕΝΑΝΤΙ ΔΟΚΩΝ ΚΥΛΙΣΕΩΣ.....	85
3.17 ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΟΠΩΣΗ.....	85
3.17.1 _ΟΡΘΕΣ ΤΑΣΕΙΣ.....	87
3.17.2_ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ.....	88
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο	

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	91
4.1 ΓΕΝΙΚΑ	91
4.2 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	93
4.2.1 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	93
4.2.2 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	94
4.3 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΠΑΡΟΥΣΑ ΕΡΓΑΣΙΑ.....	98

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ	101
5.1 ΣΥΝΘΕΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ.....	101
5.1.1 _ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	101
5.1.2 _ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	102
5.2 ΜΗΚΙΔΕΣ - ΤΕΓΙΔΕΣ	103
5.3 ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	104
5.4 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ.....	105
5.5 ΖΥΓΩΜΑ	106
5.6 ΔΙΚΤΥΩΜΑ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ	107
5.6.1 _ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	107
5.6.2 _ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	108

5.7 ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ	109
5.8 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΆΝΩ	110
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	111
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	113
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	114

ΣΧΗΜΑΤΑ – ΕΙΚΟΝΕΣ

ΣΧΗΜΑ 1.1_	3
ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ ΠΛΑΙΣΙΟΥ	3
ΣΧΗΜΑ 1.2_	3
ΔΙΑΤΑΞΗ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΠΑΡΟΥΣΑΣ ΜΕΛΕΤΗΣ	3
ΣΧΗΜΑ 1.3_ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΕΓΗΣ	6
ΣΧΗΜΑ 1.4_ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ.....	7
ΣΧΗΜΑ 1.5_ ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΑ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ.....	11
ΣΧΗΜΑ 1.6_ ΚΑΤΟΨΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	14
ΣΧΗΜΑ 1.7_ ΣΥΣΤΗΜΑ ΕΔΡΑΣΗΣ ΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΚΑΙ ΑΓΚΥΡΙΩΝ	15
ΣΧΗΜΑ 1.8_ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΠΛΑΚΑΣ ΑΚΥΡΩΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	15
ΣΧΗΜΑ 2.1_ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ.....	18
ΣΧΗΜΑ 2.2_ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΕ ΔΙΚΛΙΝΕΙΣ ΣΤΕΓΕΣ.....	21
ΣΧΗΜΑ 2.2_ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΕΜΟΥ	22
ΣΧ. 2.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΕΚΘΕΣΗΣ $C_e(z)$ ΓΙΑ $C_0=1,0$ ΚΑΙ $\kappa_1=1,0$	25
ΣΧ. 2.4 ΠΙΕΣΗ ΕΠΙ ΤΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ	26
ΣΧΗΜΑ 2. 5_ ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗΣ ΠΙΕΣΗΣ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ, ΣΥΝΑΡΤΗΣΗ ΤΗΣ ΦΟΡΤΙΖΟΜΕΝΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ A	28
ΣΧΗΜΑ 2. 6_ ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ ΓΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ	28
ΣΧΗΜΑ 2. 6_ ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ ΓΙΑ ΔΙΚΛΙΝΗΣ ΣΤΕΓΕΣ.....	30
ΣΧΗΜΑ 2. 7_ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΠΙΕΣΗΣ ΓΙΑ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΑ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΑ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ	32
ΣΧΗΜΑ 2.8_ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΠΗΣ	45
ΣΧΗΜΑ 2.9_ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ.....	45
ΣΧΗΜΑ 2.10_ ΧΑΡΤΗΣ ΖΩΝΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΕΛΛΑΔΟΣ	49
ΣΧΗΜΑ 2.11_ 3^H ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ ΜΕ ΠΕΡΙΟΔΟ 0.594.....	55
ΣΧΗΜΑ 2.12_ ΦΑΣΜΑ	55
ΣΧΗΜΑ 3.1_ ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ.....	57
ΣΧΗΜΑ 3.2 ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΟΡΤΙΩΝ ΕΤΣΙ ΩΣΤΕ ΝΑ ΛΑΜΒΑΝΟΥΜΕ ΤΙΣ ΣΧΕΤΙΚΕΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ	64
ΣΧΗΜΑ. 3.3 Α) ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ, ΣΧΗΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ. ΦΟΡΕΙΟ ΣΤΗΝ ΑΚΡΑΙΑ ΔΥΝΑΤΗ ΘΕΣΗ, Β) ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ H_L ΟΦΕΙΛΟΜΕΝΕΣ ΣΤΗΝ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ Η ΕΠΙΒΡΑΔΥΝΣΗ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ, Γ) ΕΓΚΑΡΣΙΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ H_T ΟΦΕΙΛΟΜΕΝΕΣ ΣΤΗΝ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ Η ΕΠΙΒΡΑΔΥΝΣΗ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ	67
ΣΧΗΜΑ . 3.4 ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΘΟΔΗΓΗΣΗΣ S ΚΑΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ H_S ΓΙΑ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΘΕΣΕΙΣ ΤΩΝ ΜΕΣΩΝ ΚΑΘΟΔΗΓΗΣΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΦΟΡΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΤΡΟΧΩΝ.....	70
ΣΧΗΜΑ 3. 5_ ΠΡΩΤΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	73
ΣΧΗΜΑ 3.5 ΔΕΥΤΕΡΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ.....	74
ΣΧΗΜΑ 3. 6 ΤΡΙΤΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	75
ΣΧΗΜΑ 3. 7 ΤΕΤΑΡΤΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ.....	76

ΣΧΗΜΑ 3. 8	84
ΣΧΗΜΑ 5. 1_ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	101
HEB 550.....	101
ΣΧΗΜΑ 5. 2_ ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	101
ΣΧΗΜΑ 5. 3_ ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	102
ΣΧΗΜΑ 5. 4_ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	102
ΖΥΡΝ 200	102
ΣΧΗΜΑ 5. 5_ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	102
ΣΧΗΜΑ 5. 6_ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	103
ΙΡΕ 240	103
ΣΧΗΜΑ 5. 7_ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ- ΜΗΚΙΔΕΣ	103
ΣΧΗΜΑ 5. 8_ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ- ΤΕΓΙΔΕΣ	103
ΣΧΗΜΑ 5. 9_ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΥΒΟ-D193.7x4.5	104
ΣΧΗΜΑ 5. 10_ ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	104
ΣΧΗΜΑ 5.11_ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΥΒΟ- D219.1 x 5	105
ΣΧΗΜΑ 5.12_ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	105
ΣΧΗΜΑ 5.13_ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....	106
HEA 600	106
ΣΧΗΜΑ 5.14_ ΕΛΕΓΧΟΣ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ	106
ΣΧΗΜΑ 5.15_ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....	107
HEA 120	107
ΣΧΗΜΑ 5.16_ ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ.....	107
ΣΧΗΜΑ 5.17_ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....	108
ΖΥΡΝ 160	108
ΣΧΗΜΑ 5.18_ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΓΩΝΟΥΙ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ.....	108
ΣΧΗΜΑ 5.19_ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....	109
HEB 650.....	109
ΣΧΗΜΑ 5.20_ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΟΥ ΚΥΛΙΣΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ	109
ΣΧΗΜΑ 5.22_ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....	110
HEB 550.....	110
ΣΧΗΜΑ 5.21_ ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΆΝΩ	110

ΠΙΝΑΚΕΣ

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΜΟΡΦΗΣ m_1 ΑΝΑΛΟΓΑ ΜΕ ΤΗΝ ΚΛΙΣΗ ΤΗΣ ΣΤΕΓΗΣ.	21
ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ	27
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: ΓΙΑ $\theta = 0^\circ$ Η ΠΙΕΣΗ ΜΕΤΑΒΑΛΛΕΤΑΙ ΓΡΗΓΟΡΑ ΑΠΟ ΘΕΤΙΚΕΣ ΣΕ ΑΡΝΗΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΣΤΗΝ ΠΡΟΣΗΝΕΜΗ ΠΛΕΥΡΑ ΓΥΡΩ ΑΠΟ ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ $\alpha = -5^\circ$ ΕΩΣ $+45^\circ$, ΕΤΣΙ ΔΙΝΟΝΤΑΙ ΤΟΣΟ ΟΙ ΘΕΤΙΚΕΣ ΟΣΟ ΚΑΙ ΟΙ ΑΡΝΗΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ. ΓΙΑ ΤΙΣ ΣΤΕΓΕΣ ΑΥΤΕΣ, ΘΑ ΠΡΕΠΕΙ ΝΑ ΘΕΩΡΟΥΝΤΑΙ ΤΕΣΣΕΡΙΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ, ΟΠΟΥ ΟΙ ΜΕΓΑΛΥΤΕΡΕΣ Η ΟΙ ΜΙΚΡΟΤΕΡΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ I ΚΑΙ J. ΔΕΝ ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΑΝΑΜΙΞΗ ΘΕΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΑΡΝΗΤΙΚΩΝ ΤΙΜΩΝ ΣΤΗΝ ΙΔΙΑ ΠΛΕΥΡΑ.....	30
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: ΓΙΑ ΕΝΔΙΑΜΕΣΕΣ ΓΩΝΙΕΣ ΚΛΙΣΗΣ ΤΟΥ ΙΔΙΟΥ ΠΡΟΣΗΜΟΥ ΜΕΤΑΞΥ ΤΙΜΩΝ ΤΟΥ ΙΔΙΟΥ ΠΡΟΣΗΜΟΥ ΜΠΟΡΕΙ ΝΑ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΕΙΤΑΙ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΠΑΡΕΜΒΟΛΗ (ΟΧΙ ΠΑΡΕΜΒΟΛΗ ΜΕΤΑΞΥ $\alpha = +5^\circ$ ΚΑΙ $\alpha = -5^\circ$, ΑΛΛΑ ΧΡΗΣΗ ΤΩΝ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΓΙΑ ΕΠΙΠΕΔΕΣ ΣΤΕΓΕΣ). ΟΙ ΤΙΜΕΣ ΟΙ ΙΣΕΣ ΜΕ ΜΗΔΕΝ ΔΙΝΟΝΤΑΙ ΓΙΑ ΔΙΕΥΚΟΛΥΝΣΗ ΤΗΣ ΠΑΡΕΜΒΟΛΗΣ.	30
ΠΙΝΑΚΑΣ 2.4 _ ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗΣ ΠΙΕΣΗΣ ΓΙΑ ΔΙΚΛΙΝΕΙΣ ΣΤΕΓΕΣ($\theta = 0^\circ$).....	30
ΠΙΝΑΚΑΣ 2.5 _ ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗΣ ΠΙΕΣΗΣ ΓΙΑ ΔΙΚΛΙΝΕΙΣ ΣΤΕΓΕΣ.....	31
($\theta = 90^\circ$)	31
ΠΙΝΑΚΑΣ 2.6 _ ΤΙΜΕΣ ΤΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΠΕΡΙΟΔΩΝ T_1, T_2 (SEC).....	48
ΠΙΝΑΚΑΣ 2.7 _ ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΕΔΑΦΟΥΣ	48
ΠΙΝΑΚΑΣ 2.8 _ ΕΔΑΦΙΚΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΣΕ ΣΧΕΣΗ ΜΕ ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ	50
ΠΙΝΑΚΑΣ 2.9 _ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ	50
ΠΙΝΑΚΑΣ 2.10 _ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ θ	51
ΠΙΝΑΚΑΣ 2.11 _ ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΤΙΜΕΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ Q	52
ΠΙΝΑΚΑΣ 2.12 _ ΤΙΜΕΣ ΠΟΣΟΣΤΟΥ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ Z	53
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.1 _ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ	58
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.2 _ ΤΙΜΕΣ ΤΩΝ B_2 ΚΑΙ $\Phi_{2,MIN}$	60
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.3 _ ΔΥΝΑΜΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Φ_5	61
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4 _ ΟΜΑΔΕΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΠΟΥ ΠΡΕΠΕΙ ΝΑ ΘΕΩΡΗΘΟΥΝ ΩΣ ΜΙΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΤΙΜΗ ΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΟΥ ΠΡΕΠΕΙ ΝΑ ΕΦΑΡΜΟΣΤΟΥΝ ΚΑΤΑ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ.....	63
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.5 _ ΑΝΑΚΕΦΑΛΑΙΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ- ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	72
ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1 ΤΙΜΕΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΚΑΤΑ EC1	96
ΠΙΝΑΚΑΣ 4.2 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ ψ_1 ΚΑΤΑ ΤΟΝ EC1	96
ΠΙΝΑΚΑΣ 4.3 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ ψ_2 ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕΑΚ 2000	97
ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ ψ_1 ΓΙΑ ΦΟΡΤΙΑ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ	97

Κεφάλαιο 1^ο

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

1.1 Μόρφωση του φέροντος οργανισμού

Τα ναυπηγικά κτίρια είναι κατασκευές μεγάλων διαστάσεων, τα οποία εξυπηρετούν την ναυπήγηση, την επισκευή και την συντήρηση των σκαφών. Ως εκ τούτου, τα υπόστεγα ναυπήγησης σχεδιάζονται και κατασκευάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να έχουν αρκετά μεγάλο μήκος και άνοιγμα αντίστοιχα, για να διευκολύνεται η είσοδος των σκαφών. Οι απαιτήσεις για μεγάλα ανοίγματα απουσίας υποστυλωμάτων επιβάλλουν την επιλογή μεταλλικής κατασκευής. Επιπλέον, τα υπόστεγα αυτά φέρουν γερανογέφυρες για την μεταφορά τμημάτων του υπό ναυπήγηση σκάφους.

Συγκεκριμένα, το υπό μελέτη υπόστεγο είναι μεταλλική κατασκευή με ορθογωνική κάτοψη και διαστάσεις 35m x 90m, ύψους 27,085m απ' την κορυφή της στέγης. Το υπόστεγο είναι πλαισιακή κατασκευή και αποτελείται από 16 πλαίσια τοποθετημένα παράλληλα μεταξύ τους ανά 6m. Κάθε πλαίσιο διαμορφώνεται από 2 σύνθετα υποστυλώματα ως τη στάθμη των 20m, όπου βρίσκεται και η στάθμη της γερανογέφυρας. Απ' τη στάθμη των 24m μέχρι και αυτήν των 27,085 τοποθετούνται τα ζυγώματα, που με κλίση 10 μοιρών μορφώνουν δίριχτη στέγη. Στο 1°, 4°, 7°, 9°, 12° και 15° φάτνωμα της πλαϊνής όψης τοποθετούνται κατακόρυφοι αντιανέμοιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας-μορφής X, μέχρι τη στάθμη των 2 4m. Κατακόρυφοι σύνδεσμοι ίδιας μορφής τοποθετούνται στη δίκλινη στέγη και διατάσσονται στα ίδια φάτνωματα.

Για την ανάλυση του υπόστεγου, δημιουργήσαμε το μοντέλο του με την βοήθεια του προγράμματος ETABS.

1.2 Ανάλυση επιμέρους στοιχείων προσομοιώματος

1.2.1 _Κύριοι φορείς-Πλάισια

Οι κύριοι φορείς είναι πλαίσια, που διατάσσονται ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις των 6m, έχουν θεωρητικό άνοιγμα 35m και ύψος 27,085m (Σχ. 1).

Οι κύριοι φορείς έχουν την δυνατότητα παραλαβής (μέσα στο επίπεδό τους) κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (ανέμου, σεισμού, από λειτουργία γερανογεφυρών), τα οποία και μεταβιβάζουν μέσω της θεμελίωσης τους στο έδαφος. Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών (ή τουλάχιστον ορισμένοι εξ αυτών) πρέπει να έχουν την δυνατότητα παραλαβής ροπών. Επιλέχθηκε η μόρφωση των πλαισίων ως αμφίπακτων, με θεμελίωση στο έδαφος με μικροπασσάλους καθώς παρουσιάζει ευνοικότερη κατανομή ροπών και κυρίως μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα φορτία όσο και υπό τα οριζόντια, γεγονός πολύ σημαντικό στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Γενικότερα, τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί είναι:

-Ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής

-Δικτυωτά

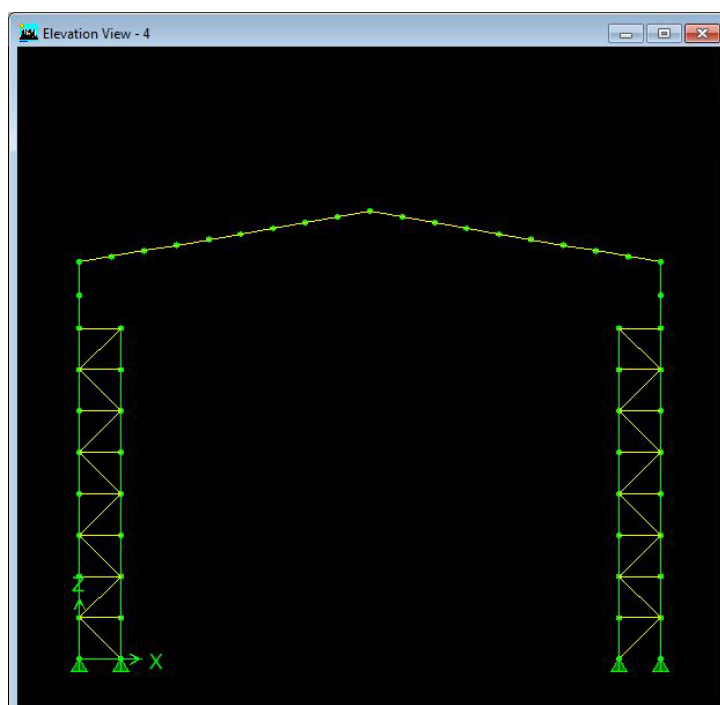
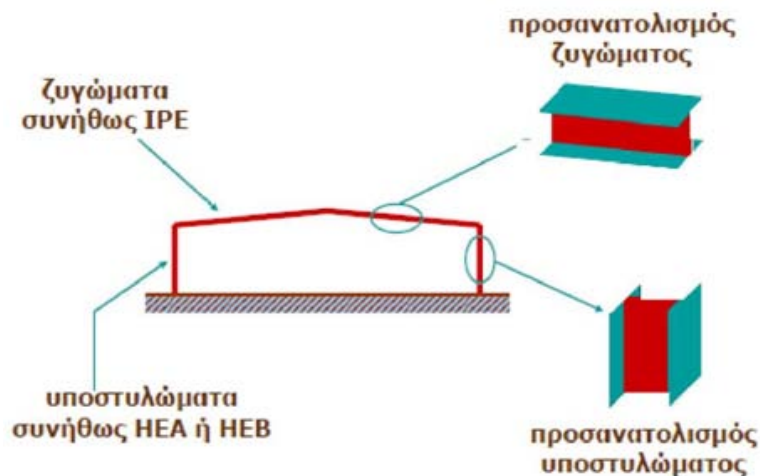
Όταν στα κτήρια λειτουργούν βαριές γερανογέφυρες ή όταν το κτίριο έχει μεγάλο ύψος όπως συμβαίνει σε κτίρια ναυπήγησης πλοίων ή βαριές βιομηχανίες, τα υποστυλώματα κατασκευάζονται συνήθως ως σύνθετα μέχρι τη δράση έδρασης των δοκών κυλίσεως, εξασφαλίζοντας έτσι την απαραίτητη δυσκαμψία. Το εσωτερικό μέλος του σύνθετου υποστυλώματος είναι στοιχείο που δέχεται στην κεφαλή του συγκεντρωμένο θλιπτικό φορτίο, από τα κατακόρυφα της γερανογέφυρας, η δε θλιπτική δύναμη βαίνει αυξανόμενη κατά βήματα, από τμήμα σε τμήμα του μέλους, λόγω των συνυπαρχόντων οριζόντιων φορτίων (πλευρικές ωθήσεις γερανογέφυρας, ανεμοπίεση). Για τα ζυγώματα των κύριων φορέων, όταν αυτά είναι ολόσωμα, προτιμώνται διατομές διπλού ταν, αφού όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από το κ.β. της, τόσο καλύτερη συμπεριφορά έχει σε κάμψη γιατί το υλικό συγκεντρώνεται στις θέσεις αυξημένων τάσεων και έτσι μεγαλώνουν η ροπή αδράνειας που είναι μέτρο καμπτικής δυσκαμψίας και η ροπή αντίστασης που είναι μέτρο καμπτικής αντοχής.

Εν προκειμένω, στην κατασκευή μας το κάθε πλαίσιο αποτελείται από δύο υποστυλώματα τα οποία κατασκευάζονται ως σύνθετα μέχρι τα 20m, δηλαδή έως την στάθμη έδρασης των δοκών κυλίσεως της γερανογέφυρας. Για τα υποστυλώματα αυτά επιλέχθηκαν πλατύπελμες διατομές Η (και συγκεκριμένα ΗΕΒ 400), καθώς έχουν εξισορροπημένη αντοχή έναντι λυγισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις. Οι διατομές αυτές επιτρέπουν την ανάπτυξη πλαισιακής λειτουργίας μόνο στη διεύθυνση του ισχυρού άξονα. Επιπλέον, τοποθετούνται με τον ασθενή άξονα παράλληλα στον άξονα x, απέχουν μεταξύ τους απόσταση 2,5m και συνδέονται μεταξύ τους με δικτύωμα. Για τις ράβδους πληρώσεως του δικτύωματος επελέγησαν διατομές 2UPN200, 2UPN160 ανάλογα με την αντοχή που απαιτείται σε κάθε σημείο του. Πάνω σε αυτό το σύνθετο

υποστύλωμα, συνεχίζει υποστύλωμα ολόσωμο-σταθερής διατομής HEB550, τοποθετημένο με τον ισχυρό άξονα παράλληλο στο άξονα y, μέχρι το ύψος των 24m που είναι και το χαμηλότερο σημείο της δικλινούς στέγης. Εκεί κάθε υποστύλωμα συνδέεται κοχλιωτά με το ζύγωμα διατομής HEA550. Τα ζυγώματα συνδέονται στην κορυφή τους, επίσης κοχλιωτά, στο μέσο του φατνώματος σε ύψος 27,085m (που είναι και το μέγιστο ύψος του κτιρίου), δημιουργώντας έτσι δίρριχτη και συμμετρική στέγη κλίσης 10°. Εξαιτίας της αδυναμίας του προγράμματος για χρήση των διατομών 2UPN, προσομοιώθηκαν με τις αντίστοιχες H, με βάση τα γεωμετρικά τους χαρακτηριστικά.

Σχήμα 1.1_

Τοπική Διάταξη πλαισίου



Σχήμα 1.2_

**Διάταξη πλαισίου
παρούσας μελέτης**

1.2.2 _Δευτερεύουσες δοκοί (κεφαλοδοκοί)

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

Στο υπό μελέτη υπόστεγο έχουμε δευτερεύουσες δοκούς διατομής HEB 450 ανοίγματος 6m, που συνδέουν τα κύρια πλαίσια μεταξύ τους, στο ύψος των 2.4m και στις δύο πλάγιες όψεις της κατασκευής.

1.2.3 _Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή άλλως αντιανέμοι σύνδεσμοι) είναι κατά κανόνα δικτυωτοί φορείς διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγμάτων, παρακολουθούν την κλίση τους και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων. Η δυσκαμψία του φατνώματος στο επίπεδό του επιτυγχάνεται με την προσθήκη ράβδων, οι οποίοι σε συνδυασμό με άλλα στοιχεία του φέροντος οργανισμού (ζυγώματα εκατέρωθεν πλαισίων και τεγίδες στις περισσότερες περιπτώσεις) διαμορφώνουν δικτυωτούς φορείς. Σε περιπτώσεις δίκλινων πλαισίων με τις συνήθεις, σχετικά μικρές, κλίσεις οι δικτυωτοί αυτοί φορείς, όταν γίνονται αρχικοί ή απλοποιημένοι υπολογισμοί, επιτρέπεται να θεωρούνται ως επίπεδοι, χαρακτηρίζονται δε ως οριζόντιοι και οι δεν είναι παράλληλοι προς το δάπεδο του κτιρίου.

Οι κύριες λειτουργίες των οριζοντίων συνδέσμων είναι:

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

Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων

Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα.

Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

Τα φορτία καταπόνησης των συνδέσμων δυσκαμψίας της στέγης είναι: α) Ο άνεμος που δρα κάθετα στο επίπεδο των πλαισίων και συγκαταλέγεται στα μόνιμα φορτία της κατασκευής β) Τα τυχηματικά φορτία, δηλαδή τα φορτία σεισμού που δρουν κάθετα στο επίπεδο των πλαισίων. Αξίζει να αναφέρουμε ότι μόνιμα φορτία για τους συνδέσμους στέγης δεν υπάρχουν καθότι τα μέλη των δικτυωμάτων θεωρούνται αβαρή, αφού μπορούν να αναλάβουν μόνο αξονικά φορτία.

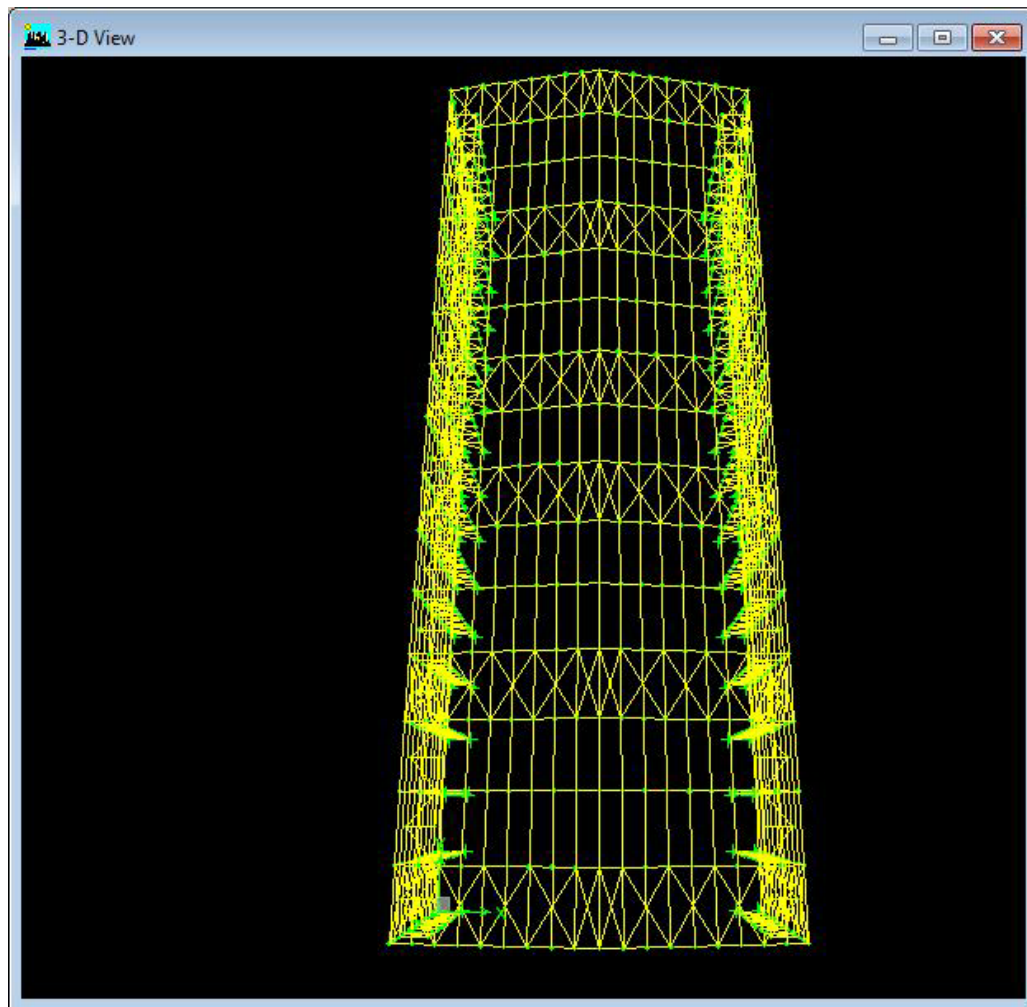
Οι διαγώνιες ράβδοι τοποθετούνται ανά δεύτερη τεγίδα. Το διαμορφούμενο δικτύωμα δυσκαμψίας έχει επομένως ως πέλματα τα ζυγώματα των εκατέρωθεν κυρίων πλαισίων, ως ορθοστάτες ορισμένες από τις τεγίδες και ως διαγώνιες τις πρόσθετα τοποθετούμενες ράβδους.

Κατά την εφαρμογή των οριζοντίων δυνάμεων (ανέμου, σεισμού) επιτρέπεται να θεωρείται ότι ενεργή είναι μόνο η εφελκόμενη εκ των δύο διαγωνίων κάθε φαπνώματος. Αγνοούνται έτσι οι θλιβόμενες διαγώνιοι γιατί σε αντίθετη περίπτωση ο έλεγχος έναντι λυγισμού θα επέβαλλε χρήση πολύ μεγάλων διατομών, πράγμα αντιοικονομικό.

Οι συνδέσεις των διαγωνίων ράβδων στους κόμβους εκτελούνται στο εργοτάξιο και για το λόγο αυτό προβλέπονται κοχλιωτές. Η συνήθως χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα ισοσκελή γωνιακά. Μπορούν όμως εναλλακτικά να χρησιμοποιηθούν κοίλες κυκλικές διατομές χωρίς όμως να εξασφαλίζεται οικονομικότερο αποτέλεσμα λόγω της δυσχερέστερης διαμόρφωσης των συνδέσεων.

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η κυκλική διατομή TUBO-D139.7X4.

Ακολουθεί η παρουσίαση του οριζόντιου συστήματος δυσκαμψίας όπως αυτό μορφώθηκε στο ETABS.



Σχήμα 1.3_ Οριζόντιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης

1.2.4 _Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

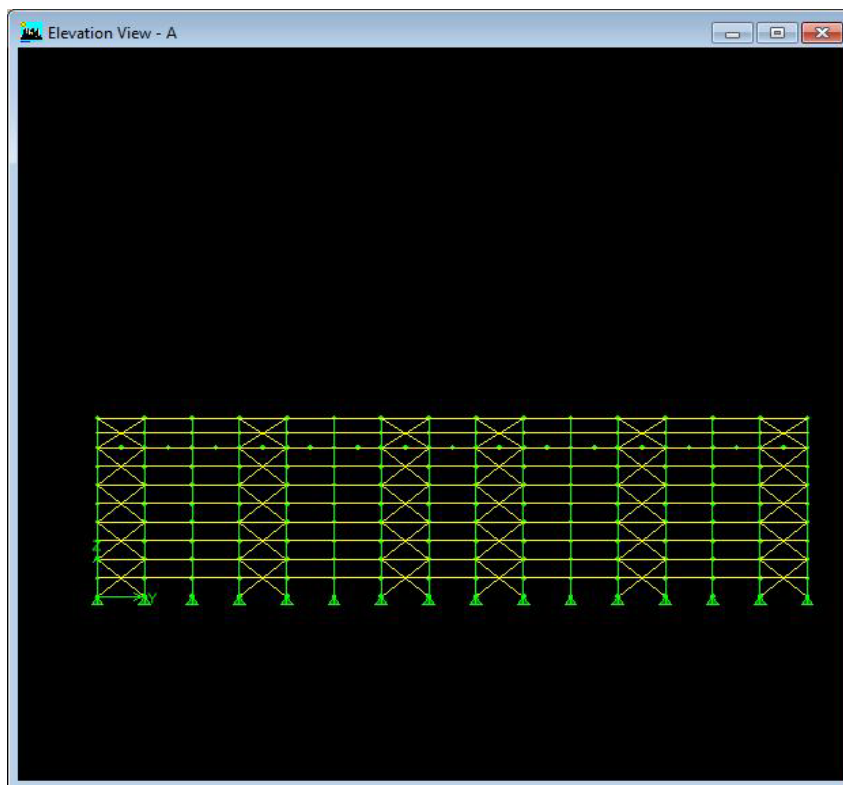
Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί, διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων. Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας των υποστέγων μπορούν να συνοψιστούν στα εξής:

A) Παραλαβή απ' τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υποστέγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση.

Β) Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.

Γ) Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

Στο υπό μελέτη στέγαστρο κατακόρυφοι σύνδεσμοι τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα που τοποθετούνται και οι οριζόντιοι και είναι διατομής TUBO-D168,3x4.



Σχήμα 1.4_ Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

1.2.5 _Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση , όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, την ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατό από τις τεγίδες (ή ορισμένες εξ αυτών) να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού σχεδιασμού του κτιρίου (π.χ. κανάλια κλιματισμού) ή ο σκελετός ψευδοροφής. Οι τεγίδες διατάσσονται, κατά κανόνα, ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις.

Οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί. Στη δεύτερη περίπτωση μπορεί να τοποθετούνται διαδοχικά τμήματα συνεχή επί δύο ανοιγμάτων ή η συνέχεια να καταλαμβάνει μεγάλο μέρος ή και ολόκληρο το μήκος του υποστεγού. Το κάτω πέλμα τους εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών του ζυγώματος, επιτυγχάνοντας έτσι την ενεργοποίηση του ισχυρού τους άξονα έναντι της κύριας δράσης των κατακόρυφων φορτίων του χιονιού, του ίδιου βάρους της επικάλυψης και του ανέμου. Οι τεγίδες μπορούν να σχεδιάζονται με ελατές ή εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι η διατομές I, συνήθως από την σειρά ΙΡΕ. Ανάλογα με τη θέση τους πάνω στο μέλος του ζυγώματος μπορούν να διακριθούν σε ακροτεγίδες, μεσοτεγίδες και κορυφοτεγίδες.

Στο υπό εξέταση υπόστεγο οι τεγίδες κατασκευάστηκαν ως αμφιέριστα στοιχεία ανοίγματος 6m , γεφυρώνοντας έτσι την απόσταση μεταξύ δυο διαδοχικών κύριων φορέων. Η οριζόντια απόσταση μεταξύ τους είναι 1,94m και η επιλεγείσα διατομή ΙΡΕ 240.

1.2.6 _Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που τοποθετούνται, σε απόσταση από 1,5-2,5m, σε όλες τις όψεις του κτιρίου. Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά τρόπο παρόμοιο των τεγίδων και πολλές φορές έχουν και την ίδια διατομή. Κύρια φόρτιση για τις μηκίδες είναι η ανεμοπίεση. Ο ισχυρός άξονας των μηκίδων παραλαμβάνει τον άνεμο (που αποτελεί και την κύρια φόρτιση τους), ενώ ο ασθενής τα ίδια βάρη της επικάλυψης και του εαυτού τους, τα οποία μεταβιβάζει στους στύλους των κύριων φορέων.

Οι μηκίδες διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέριστα, για τα οριζόντια φορτία, στοιχεία. Μπορεί όμως να κατασκευάζονται και ως αρθρωτές δοκοί. Χρησιμοποιούνται οι ίδιες κατηγορίες, τύποι και μεγέθη διατομών με τις τεγίδες καθώς και ίδιοι τύποι στηριγμάτων. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν μηκίδες ΙΡΕ240 σε απόσταση 2,5m μεταξύ τους.

1.2.7 _Γερανογέφυρα και γερανοδοκός

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

Η γερανογέφυρα αποτελεί βιομηχανικό προϊόν και έχει γενικά τυποποιημένες διαστάσεις και πάχη ελασμάτων αναλόγως προς το άνοιγμα και την φέρουσα ικανότητα της (ωφέλιμο φορτίο), διατίθεται δε ως σύνολο με το μηχανολογικό εξοπλισμό της (βαρούλκο, φορείο, συρματόσχοινα και άγκιστρο ανάρτησης, κινητήρες). Κατά κανόνα δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης του στατικού μηχανικού. Συνήθως αποτελείται από δύο παράλληλους φορείς κιβωτοειδούς διατομής οι οποίοι απολήγουν στα φορεία. Κάθε φορείο έχει συνήθως δύο τροχούς ή σε περιπτώσεις γερανογεφυρών με μεγάλη ανυψωτική ικανότητα (π.χ. 100 τόνους) τέσσερις. Οι τροχοί κυλίνουν επί τροχιάς που εδράζεται στις δοκούς κυλίσεως της γερανογέφυρας. Οι δοκοί κυλίσεως αποτελούν αντικείμενο της στατικής μελέτης του κτιρίου. Οι τροχιές μπορεί να είναι ορθογωνικές συμπαγείς ράβδοι(καρυδάκια) για περιπτώσεις μικρής ανυψωτικής ικανότητας ή ράβδοι με συνήθεις διατομές τροχιών για μεγαλύτερα φορτία.

Οι τροχιές μπορεί να συγκολλούνται επί των δοκών κυλίσεως (συνήθης περίπτωση) με διακεκομμένες ραφές, να συνδέονται με αυτές μέσω εφαρμοσμένων η προεντεταμένων κοχλιών ή να στερεώνονται απλώς επ' αυτών με ειδικά σταθεροποιητικά μέσα. Στις πρώτες περιπτώσεις επιτρέπεται να θεωρηθεί στους υπολογισμούς ότι η τροχιά αποτελεί μέρος της διατομής της δοκού κυλίσεως υπό την προϋπόθεση ότι τα συνδεδεμένα μέσα μπορούν να μεταφέρουν τις δυνάμεις στη διεπιφάνεια τροχιάς-δοκού (δυνάμεις ολίσθησης). Στην περίπτωση των απλών μέσων στερέωσης, το καθένα υπολογίζεται να επαρκεί για την πλευρική ώθηση που ασκεί ένας μεμονωμένος τροχός, συνήθως δε μεταξύ τροχιάς και δοκού κυλίσεως παρεμβάλλεται ελαστομερές φύλλο μικρού πάχους.

Οι γερανογέφυρες μεταφέρουν φορτία (κατακόρυφα και οριζόντια) επί των δοκών κυλίσεως, τα οποία εν συνεχεία μεταφέρονται στο έδαφος μέσω των υποστλωμάτων αλλά και άλλων στοιχείων του φέροντος οργανισμού (σύνδεσμοι δυσκαμψίας μεταξύ των υποστλωμάτων, πλευρικά στηρίγματα άνω πέλματος δοκών κυλίσεως κ.α.). Ο μελετητής πρέπει να προσδιορίσει τα φορτία που ασκούν οι γερανογέφυρες επί του φέροντος οργανισμού, να διαστασιολογήσει τις δοκούς κυλίσεως και να περιλάβει τα

φορτία αυτά (ως μεταβλητές δράσεις) στους συνδυασμούς φορτίσεων που θα εξεταστούν.

Γερανοδοκός ονομάζεται η φέρουσα δοκός επάνω στην οποία κυλιέται η γερανογέφυρα. Οι γερανοδοκοί είναι κατασκευές ιδιόζουσας σημασίας και από άποψη λειτουργική και στατική. Από λειτουργική άποψη αποτελούν ζωτικό τμήμα του συστήματος διακίνησης των φορτίων μέσα στο κτίριο ενώ από στατική άποψη, είναι φορεία ξεχωριστής σημασίας για δύο βασικούς λόγους. Πρώτον γιατί είναι από τις λίγες κατασκευές που τα μέγιστα φορτία υπολογισμού πραγματοποιούνται στο ακέραιο και μάλιστα πολύ συχνά, ανάλογα με τη χρήση των γερανογεφυρών που εξυπηρετούν. Δεύτερον γιατί σε ότι αφορά τις καταπονήσεις, υπόκεινται σε συνεχείς ακραίες εναλλαγές των τάσεων στις διάφορες διατομές, με αποτέλεσμα να είναι κατασκευές ευαίσθητες σε φαινόμενα κόπωσης.

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

Οι διατομές των δοκών κυλίσεως είναι ελατές ή συγκολλητές. Οι ελατές διατομές είναι πλατύπελμες HEA, HEB, HEM λόγω της μεγαλύτερης αντοχής και δυσκαμψίας τους περί τον ασθενή άξονα, που απαιτεί και την παραλαβή των πλευρικών φορτίων. Οι ελατές διατομές προτιμώνται για γερανογέφυρες μικρής ανυψωτικής ικανότητας, ενώ εξασφαλίζεται η επάρκεια με πλατύπελμες διατομές μεσαίου μεγέθους, ενδεικτικά μέχρι HEB500. Σε αντίθετη περίπτωση προτιμώνται οι συγκολλητές διατομές.

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

Η γερανογέφυρα στην παρούσα εργασία είναι ανυψωτικής ικανότητας 40tn και το σημείο έδρασης της είναι τα 20m. Η δοκός κυλίσεως αποτελείται από αμφιέριστα

τμήματα 6m και διατομή HEB650 που εδράζεται πάνω στα σύνθετα υποστυλώματα των πλαισίων.

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



Σχήμα1.5_ Φωτογραφία γερανογέφυρας

1.2.8 _Επικάλυψη

Το μεταλλικό κτίριο δεν διακρίνεται μόνο από το χαλύβδινο φέροντα οργανισμό του, ο οποίος δεν είναι συχνά ορατός στον χρήστη. Για το πλατύ κοινό το κύριο χαρακτηριστικό των μεταλλικών κτιρίων είναι το εξωτερικό περίβλημα του κτιρίου, του οποίου πρέπει να ικανοποιεί ταυτόχρονα πολλές απαιτήσεις. Κατ' αρχήν θα πρέπει να ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις θερμομόνωσης, ηχομόνωσης και προστασίας από την υγρασία. Πέραν αυτών όμως πρέπει να ανταποκρίνεται στις μορφολογικές απαιτήσεις, δεδομένου ότι η διαμόρφωση της πρόσοψης δίνει τελικά στο κτίριο την τελική του μορφή. Ανάλογα με την θέση τους στο κτίριο διακρίνονται σε επικαλύψεις στεγών και επικαλύψεις προσόψεων.

Επικαλύψεις Στεγών: οι απαιτήσεις είναι οι ακόλουθες:

- A) Μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων(κινητό στέγης, χιόνι) στο φέροντα οργανισμό
- B) Θερμομόνωση
- Γ) Υγρομόνωση

Τα συνήθη στοιχεία επικάλυψης είναι πολύχρωμα πετάσματα από απλά μεταλλικά χαλυβδόφυλλα ή θερμομονωτικά πανέλα με επίπεδες ή αυλακωτές επιφάνειες.

Τα μεταλλικά φύλλα διακρίνονται κυρίως σε:

- A) Κουμπωτά
- B) Κυματοειδή
- Γ) Τραπεζοειδή
- Δ) Συρταρωτά

Στα κουμπωτά φύλλα οι διαμήκεις πλευρές «θηλυκώνουν» μεταξύ τους οπότε αποφεύγεται ο αρμός. Η στήριξή τους γίνεται επί ορθοστατών, οι οποίοι στηρίζονται σε διαγώνιες μεταλλικές ταινίες που στερεώνονται στη βάση της στέγης (πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα ή βατές θερμομονωτικές πλάκες). Η στέγη μπορεί να είναι και καθαρώς μεταλλική, με χρήση τραπεζοειδών χαλυβδόφυλλων. Τα κουμπωτά φύλλα είναι λόγω της απουσίας αρμών κατάλληλα ακόμα και για διαμόρφωση στεγών με φυτεύσεις, τις λεγόμενες πράσινες στέγες. Άλλος τρόπος επιστέγασης είναι με χρήση θερμομονωτικών πανέλων με σάντουιτς, σε διάφορα σχήματα (τραπεζοειδή ή επίπεδα) πάχη και πλάτη. Η στήριξή τους στη φέρουσα κατασκευή γίνεται με κατάλληλες βίδες, οι οποίες καλύπτονται με διάφορα αρμοκάλυπτρα.

Προσόψεις: τα στοιχεία διαμόρφωσης μπορεί να είναι:

- A) Μεταλλικά θερμομονωτικά πανέλα
- B) Κασέτες
- Γ) Τσιμεντοσανίδες

Δ) Συμβατική τοιχοποιία

Ειδικά πανέλα σάντουιτς από εξωτερικές στρώσεις εκτοξευόμενου σκυροδέματος και εσωτερική θερμομόνωση

Οι απαιτήσεις για τα πανέλα προσώψεων είναι οι ακόλουθες:

A) Κατηγορία πυραντίστασης σύμφωνα με τους κανονισμούς και προδιαγραφές

B) Υψηλή θερμομονωτική ικανότητα

Γ) Υψηλή ηχομονωτική ικανότητα

Δ) Άκαυστο υλικό

E) Θερμική απομόνωση των πλακών των ορόφων

Στ) Μεγάλη δυσκαμψία

Z) Ακριβής γεωμετρία αρμών

H) Υψηλή αεροστεγανότητα με κατάλληλα αρμοκάλυπτρα

Θ) Πολλαπλές δυνατότητες επιλογής (χρώμα, σχήμα)

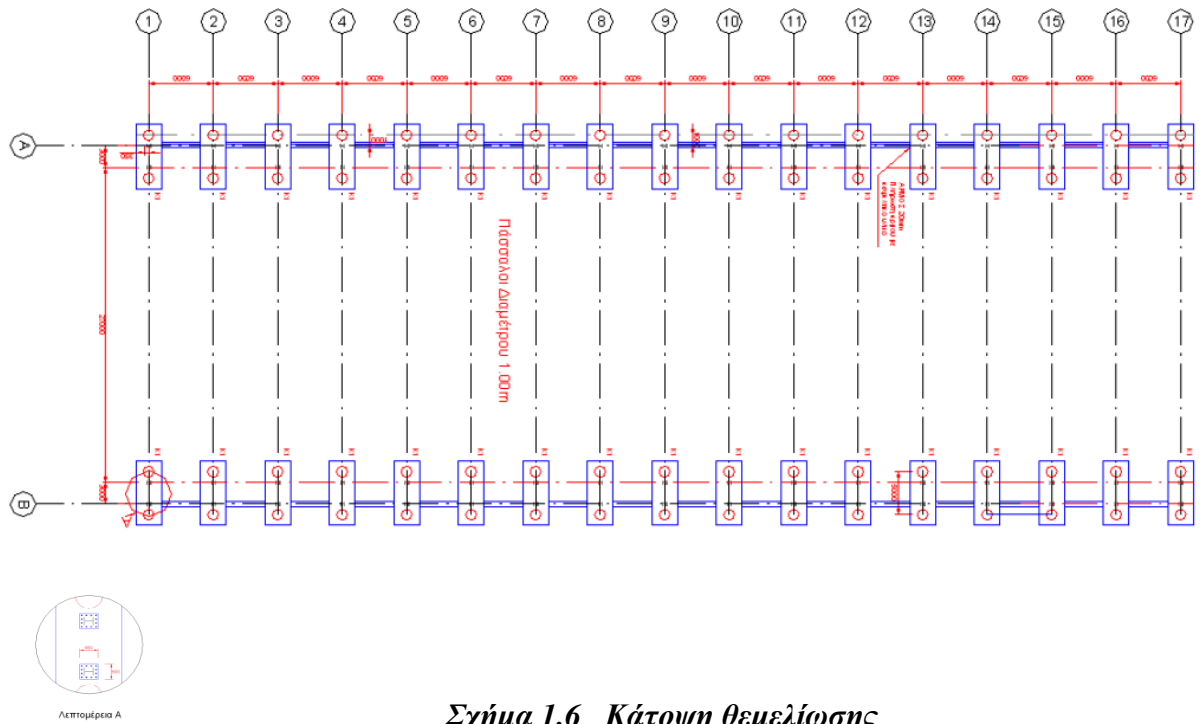
I) Αντοχή σε κρούση

K) Διάθεση πιστοποιητικών καταλληλότητας

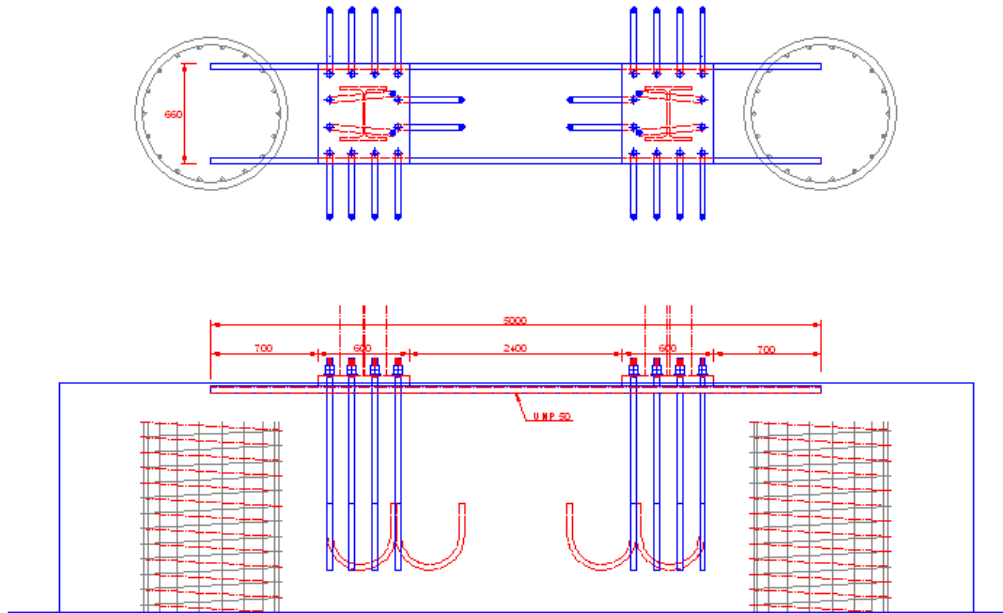
1.3 Θεμελίωση

Λόγω της ποιότητας του εδάφους που διαμορφώθηκε με επιχώσεις, της γειτνίασης με την θάλασσα αλλά και λόγω του μεγάλου φορτίου που μεταφέρεται από το υπό μελέτη υπόστεγο, οι απαιτήσεις θεμελίωσης είναι μεγάλες. Έτσι μετά από ειδική γεωτεχνική μελέτη χρησιμοποιήθηκε ένα σύστημα πασσάλων από σκυρόδεμα, διαμέτρου 1m. Ανά θεμέλιο χρησιμοποιήθηκαν δύο πάσσαλοι. Το ζεύγος των πασσάλων τοποθετείται αξονικά ως προς τη διαμήκη διεύθυνση του πλαισίου και έκκεντρα προς την εγκάρσια

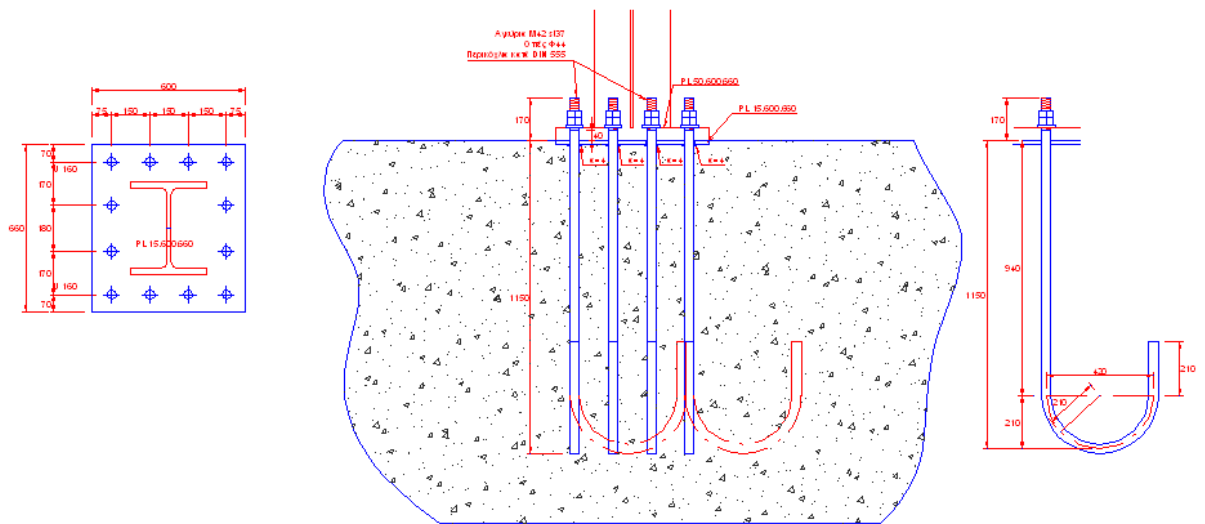
διεύθυνση. Κάθε ζεύγος πασσάλων στο ανώτερο σημείο του ενώνεται με κεφαλοδεσμό και πάνω εκεί αγκυρώνεται το υποστυλώμα. Η κάθε διατομή του υποστυλώματος εδράζεται σε πλάκα έδρασης. Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται η κάτοψη της θεμελίωσης και οι λεπτομέρειες της.



Σχήμα 1.6_ Κάτοψη θεμελίωσης



Σχήμα 1.7_ Σύστημα έδρασης των πλακών συναρμογής και αγκυρίων



Σχήμα 1.8_ Λεπτομέρεια πλάκας ακύρωσης υποστρώματος

Κεφάλαιο 2^ο

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

2.1 Γενικά

Η εκτίμηση των δράσεων σε οποιαδήποτε κατασκευή αποτελεί το πρωταρχικό στοιχείο της μελέτης της. Οι δράσεις διακρίνονται σε:

- α) Μόνιμες δράσεις
 - Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων
 - Ίδιο βάρος επικάλυψης
- β) Μεταβλητές δράσεις
 - Φορτίο χιονιού
 - Πιέσεις ανέμου
 - Φορτία από γερανογέφυρες
- γ) Τυχηματικές δράσεις
 - Σεισμός (έμμεσο φορτίο με μορφή επιβεβλημένων μετατοπίσεων)

2.2 Μόνιμες δράσεις (G)

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Παλαιότερος όρος για τις μόνιμες δράσεις ήταν «νεκρά φορτία», περιλαμβάνονται δε στην κατηγορία αυτή δράσεων όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα). Με εξαίρεση τα φέροντα στοιχεία, για τα οποία προηγείται μια αρχική εκτίμηση του βάρους τους και πιθανόν επανάληψη της ανάλυσης του φορέα εφόσον η απόκλιση από τα τελικά φορτία κριθεί σημαντική, οι υπόλοιπες μόνιμες δράσεις μπορούν να προσδιορίζονται με ικανοποιητική ακρίβεια εξ αρχής. Περιπτώσεις όπου προβλέπεται μελλοντικώς τροποποίηση των μόνιμων δράσεων θα πρέπει να συνεκτιμώνται κατά τον σχεδιασμό, και να λαμβάνονται υπόψη οι επιπτώσεις επί των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών. Τέτοιες περιπτώσεις εντάσσονται στην κατηγορία των σταθερών δράσεων, εκτός εάν προβλέπεται συχνή τροποποίηση τους, οπότε αντιμετωπίζονται ως πρόσθετα επιβαλλόμενα φορτία.

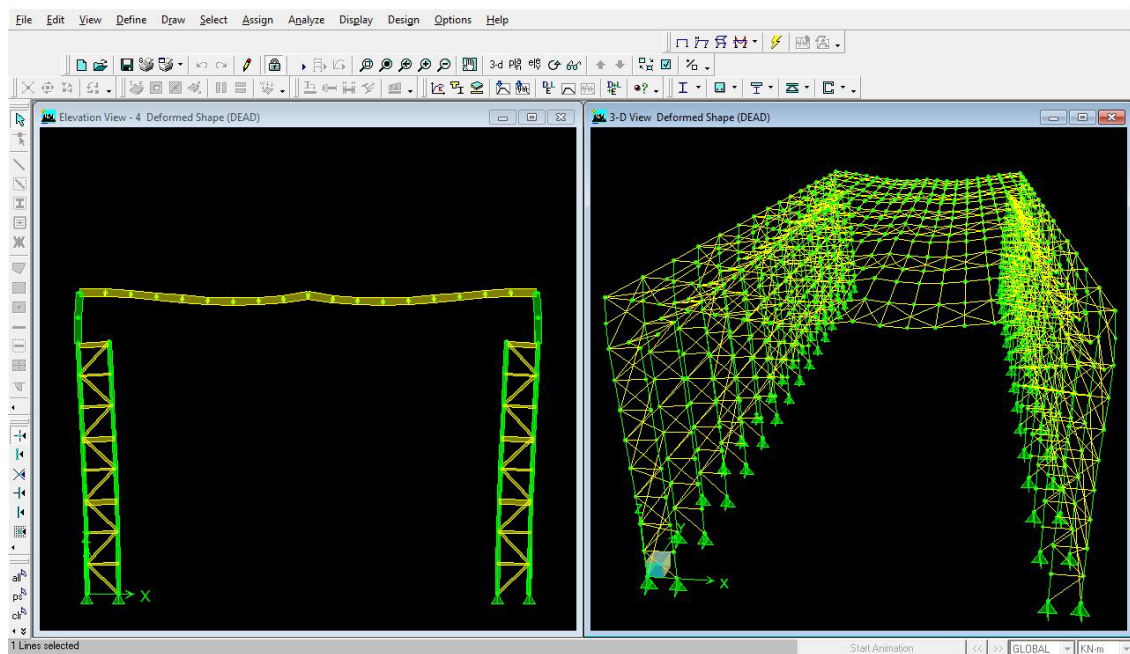
Στην παρούσα εργασία το ίδιο βάρος της κατασκευής υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα σχεδιασμού και διαστασιολόγησης μεταλλικών κατασκευών, ETABS, ενώ για τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, με τα οποία έγινε η ανάλυση του φορέα έχουμε:

Φύλλα επικάλυψης : $0,15 \text{ kN/m}^2$

Η/Μ εγκαταστάσεις : $0,15 \text{ kN/m}^2$

Οπότε συνολικά μόνιμα : $0,30 \text{ kN/m}^2$

Το φορτίο αυτό μεταφέρεται σαν κατανεμημένο στα παράλληλα πλαίσια της κατασκευής μας, δηλαδή αναλαμβάνεται από τις κύριες και δευτερεύουσες δοκούς.



Σχήμα 2.1 _ Παραμόρφωση από το ίδιο βάρος

2.3 Μεταβλητές Δράσεις (Q)

Στις δράσεις αυτές περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Για την πλήρη κάλυψη όλων των ενδεχόμενων φορτικών καταστάσεων (δυσμενών φορτίσεων) και τον προσδιορισμό της δυσμενέστερης επιρροής τους, οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα. Για περιπτώσεις φόρτισης όπου τα επιβαλλόμενα φορτία δρουν σε συνδυασμό με άλλες μεταβλητές δράσεις (π.χ. άνεμος, χιόνι κλπ), το σύνολο των επιβαλλόμενων φορτίων που λαμβάνονται υπόψη θα θεωρείται ως μια

ενιαία δράση. Σε στέγες τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού και ανέμου.

Στην κατασκευή μας ορίζεται κινητό ομοιόμορφο φορτίο στην οροφή $0,7 \text{ kn/m}^2$.

Στις μεταβλητές δράσεις περιλαμβάνονται τα φορτία: **χιονιού και ανέμου**.

2.4 Φορτία Χιονιού

Στο μέρος 1-3 του EN 1991 παρέχονται 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 1500 μέτρων.

Το μέρος αυτό που πρέπει να χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τα υπόλοιπα μέρη του Ευρωκώδικα 1, δεν καλύπτει τις ακόλουθες περιπτώσεις, οι οποίες είναι δυνατό να λαμβάνουν χώρα και μπορεί να αποτελέσουν αιτία μερικής ή ολικής αστοχίας της κατασκευής:

- Φορτία από την πτώση χιονιού λόγω ολίσθησης από υψηλότερη προς χαμηλότερη στέγη.
- Φορτία τα οποία μπορεί να προκύψουν από το φράξιμο των αποχετευτικών ή αποστραγγιστικών συστημάτων λόγω χιονιού ή πάγου.
- Πρόσθετα φορτία ανεμοπίεσης που μπορεί να προκύψουν από την αλλαγή του σχήματος ή των διαστάσεων της κατασκευής λόγω της παρουσίας χιονιού ή πάγου.
- Φορτία πάγου.
- Πλευρική φόρτιση λόγω χιονιού.
- Αύξηση των φορτίων λόγω μεγάλης έντασης βροχόπτωσης πάνω στο χιόνι.

Τα φορτία του χιονιού θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές οι τιμές αυτές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

Προσδιορισμός φορτίων χιονιού (s) στις στέγες

Το φορτίου χιονιού επί της στέγης προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

α) Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

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

β) Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

Όπου:

μ_i : είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

C_e : είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Σε συνθήκες έκθεσης σε ισχυρούς ανέμους οι συνιστώμενη τιμή του είναι 0,8, ενώ για κατασκευές προστατευόμενες 1,2.

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

s_k : η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους (kN/m^2)

$s_{Ad} = C_e s_l \cdot S_k$: τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους για την τυχηματική κατάσταση.

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

Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, παρατίθεται πίνακας με τις ζώνες χιονοπτώσεως (δύο ζώνες χιονιού και μια ειδική ζώνη) και ορίζονται για αυτές οι χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας.

Ζώνη I ($s_{k,0}=0,40 \text{ kN/m}^2$) Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας, και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

Ζώνη II ($s_{k,0}=0,80 \text{ kN/m}^2$) Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδων και Εύβοιας.

Ζώνη III ($s_{k,0}=1,7 \text{ kN/m}^2$) Υπόλοιπη χώρα.

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

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία δίνεται από την σχέση:

Όπου:

$s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου του χιονιού στην στάθμη της θάλασσας,

δηλαδή για $A=0$.

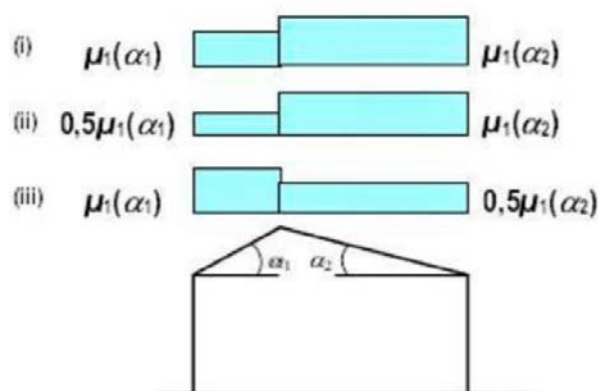
A : είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας σε m.

Το υπόστεγο μας βρίσκεται στην Ζώνη III, οπότε $s_k = 1,7 \text{ kN/m}$

Στον παρακάτω πίνακα και σχήμα αντίστοιχα φαίνονται οι προβλεπόμενες διατάξεις για το συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού σε δικλινείς στέγες.

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

Πίνακας 1.1 Χαρακτηριστικές τιμές του συντελεστή μορφής μ_i ανάλογα με την κλίση της στέγης.



Σχήμα 2.2 _ Συντελεστής μορφής σε δικλινείς στέγες

Υπολογισμός φορτίου χιονιού

Το εξεταζόμενο μεταλλικό πλαίσιο βρίσκεται στον Σκαρμαγκαλά σε υψόμετρο 0-100m από την επιφάνεια της θάλασσας, οπότε στην Ζώνη III, ενώ η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους (s_k) θα είναι : $s_k = 1,7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$. Η κλίση της στέγης του υποστέγου είναι 10° , οπότε ο συντελεστής μορφής μ_i είναι ίσος με 0,8.

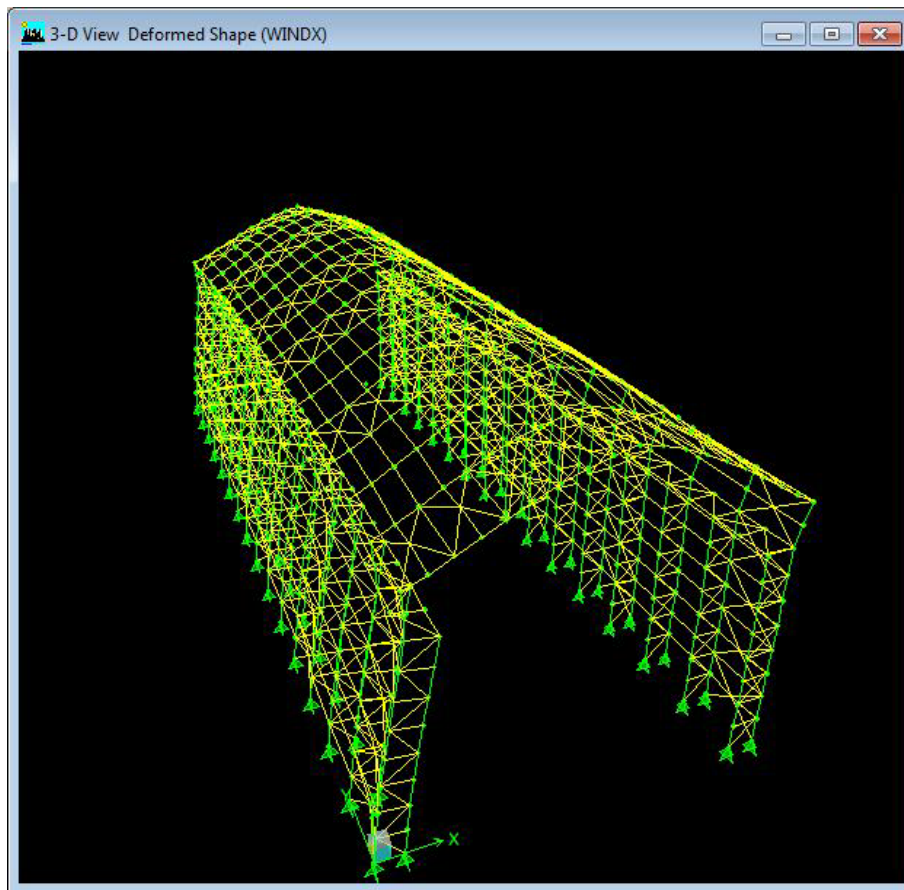
Οι συντελεστές εκθέσεως (C_e) και θερμότητας (C_t) λαμβάνονται ίσοι με την μονάδα. Έτσι σύμφωνα με τα παραπάνω έχουμε όλες τις παραμέτρους οι οποίες επηρεάζουν το φορτίο χιονιού και έτσι είμαστε σε θέση να το υπολογίσουμε το φορτίο χιονιού επί της στέγης της κατασκευής μας:

$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k = 0,8 * 1 * 1 * 1,7 = 0,64 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 1,36 \text{ kN/m}^2$$

Η εφαρμογή του φορτίου του χιονιού γίνεται μέσω του προγράμματος ETABS.

2.5 ΦΟΡΤΙΑ ANEMOY



Σχήμα 2.2 _ Παραμόρφωση από το φορτίο ανέμου

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

Στις κατασκευές από χάλυβα, ανεξάρτητα από τον τύπο τους, οι δράσεις λόγω ανέμου συνδυάζονται με βάση τον EC1 με τις λοιπές φορτίσεις και αποτελούν τις περισσότερες φορές την βασική φόρτιση, παίζοντας έτσι ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο. Κατατάσσονται στις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις και το μέγεθός τους μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κλπ.

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

Για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου η πιο σημαντική παράμετρος είναι η ταχύτητα του ανέμου. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης μπορεί να είναι η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις των κτιρίων, η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης, η διεύθυνση του ανέμου.

Η συνολική απόκριση των κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων τους στη δράση του ανέμου μπορεί να θεωρηθεί ως επαλληλία μιας «βασικής» και μιας «συντονιστικής» συνιστώσας, όπου η βασική συνιστώσα ενεργεί ως οιονεί στατική, ενώ η συντονιστική ως δυναμική. Για το μεγαλύτερο μέρος των κατασκευών αυτή η δεύτερη είναι συνήθως μικρή και μπορεί να αγνοηθεί, όποτε η υπολογισμός γίνεται μόνο με βάση την πρώτη, μέσω της απλοποιημένης μεθόδου που προτείνεται στον EC1.

2.5.1_Πίεση λόγω ανέμου επί των επιφανειών κατά τον EC1

Οι δράσεις του ανέμου επί των κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων τους, θα προσδιορίζονται λαμβάνοντας υπόψη τόσο τις εξωτερικές όσο και τις εσωτερικές πιέσεις ανέμου ταυτόχρονα.

α) Εξωτερική πίεση (w_e)

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

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

όπου:

$q_p(z_e)$: είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e : είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} : είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

Εσωτερική πίεση w_i

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

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

όπου:

$q_p(z_i)$: είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i : είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

c_{pi} : είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης

Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

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

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

όπου:

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

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

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

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

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

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

όπου:

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

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

Στη σχέση αυτή είναι:

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

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

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

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

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

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

όπου

$c_r(z)$: είναι ο συντελεστής τραχύτητας

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

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

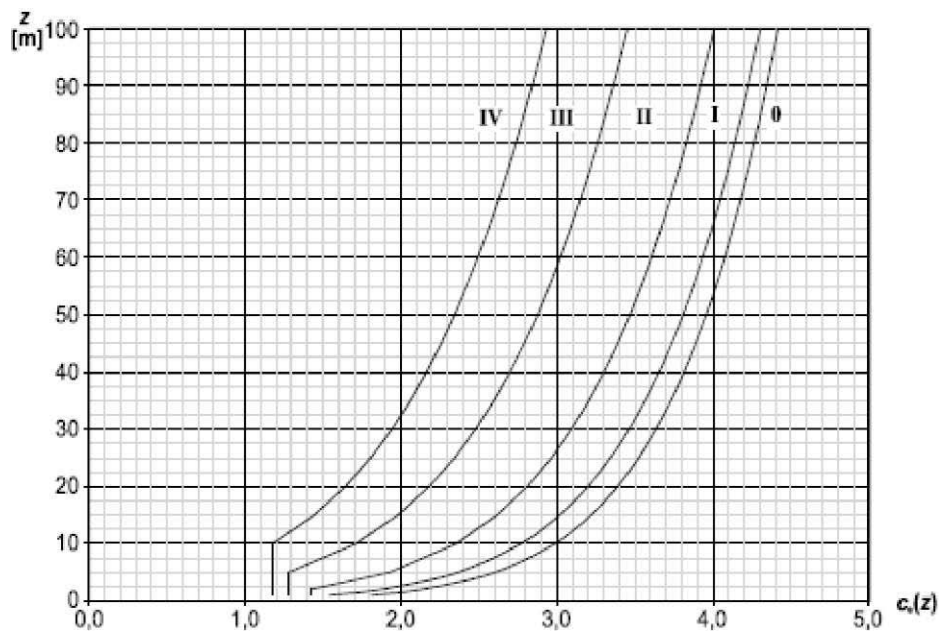
$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad , \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

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

όπου:

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

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



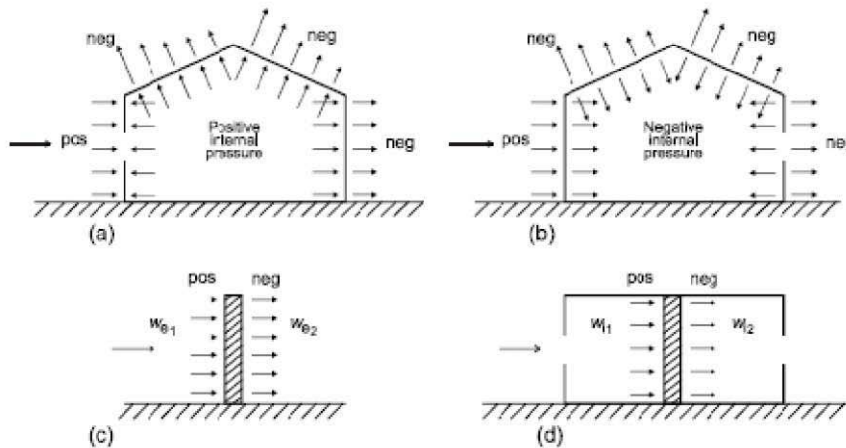
Σχ. 2.3 Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για $c_o=1,0$ και $k_i=1,0$

Τελική πίεση

Η τελική πίεση επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική,

ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική.

Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται μερικά παραδείγματα σήμανσης της πίεσης.



Σχ. 2.4 Πίεση επί των επιφανειών

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

Έτσι, μπορεί να υπολογίζεται άμεσα με τη σχέση: $F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$

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

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

όπου:

c_{fr} : είναι ο συντελεστής τριβής

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

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

	Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{\min} (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια.	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων.	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη 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 και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Πίνακας 2.2 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Συντελεστής Εξωτερικής Πίεσης C_{pe}

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κτίρια και μεμονωμένα τμήματα κτιρίων εξαρτώνται, όπως φαίνεται στο σχήμα, από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A . Οι συντελεστές δίνονται στους πίνακες για δύο χαρακτηριστικές τιμές της, για $1m^2$ και $10m^2$ και συμβολίζονται $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$

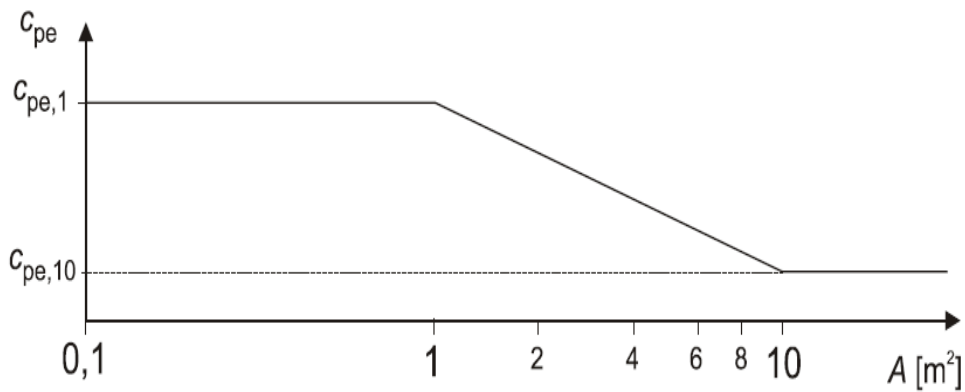
Ως φορτιζόμενη θεωρείται η επιφάνεια η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

$$\text{Για } A \leq 1m^2 \quad c_{pe} = c_{pe,1}$$

$$\text{Για } 1m^2 < A < 10m^2 \quad c_{pe} = c_{pe,1} - 1(c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A$$

$$\text{Για } 10m^2 \leq A \quad c_{pe} = c_{pe,10}$$

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

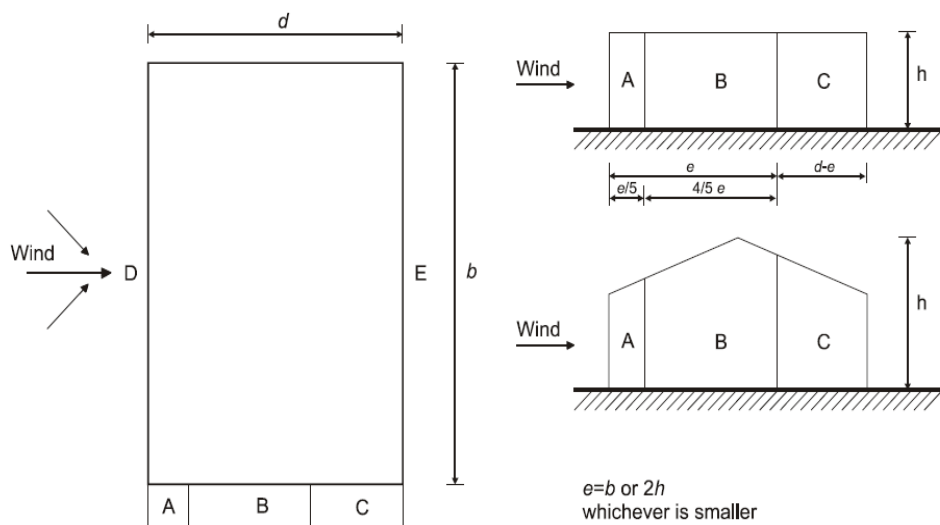


Σχήμα 2. 5 _Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συνάρτησει της φορτιζόμενης επιφάνειας A

Θα πρέπει να σημειωθεί, όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.9, ότι:

b : είναι το πλάτος του κτιρίου εγκάρσια στη διεύθυνση πνοής του ανέμου

h : είναι το ύψος του κτιρίου σε πλάγια όψη



Σχήμα 2. 6 _Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

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

Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή

Πίνακας 2.3_ Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους εξωτερικών κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη

Σε περιπτώσεις όπου η δύναμη του ανέμου σε κτιριακές κατασκευές προσδιορίζεται με εφαρμογή των συντελεστών πίεσης c_{pe} στην προσήνεμη και υπήνεμη πλευρά (ζώνες D και E) του κτιρίου ταυτόχρονα, η έλλειψη συσχέτισης των πιέσεων του ανέμου μεταξύ της προσήνεμης και υπήνεμης πλευράς μπορεί να λαμβάνεται υπόψη.

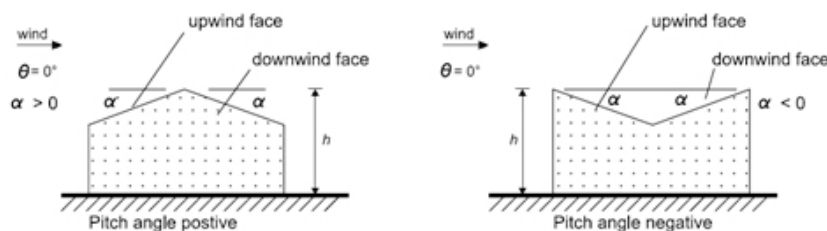
Για κτίρια με $5 \leq h/d$, η προκύπτουσα δύναμη πολλαπλασιάζεται με 1.

Για κτίρια με $h/d < 1$, η προκύπτουσα δύναμη πολλαπλασιάζεται με 0,85.

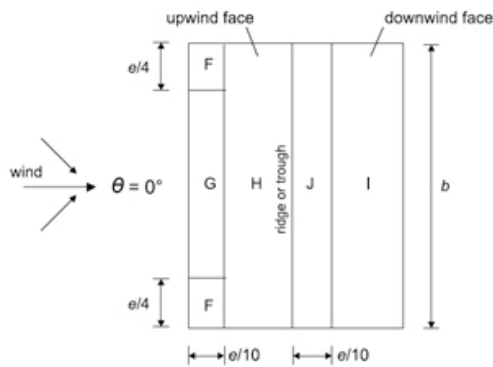
Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα εφαρμόζεται γραμμική παρεμβολή

Συντελεστής Εξωτερικής Πίεσης Για Δικλινείς Στέγες

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες και για κάθε ζώνη δίνονται από τους ακόλουθους πίνακες σύμφωνα με το συμβολισμό του παρακάτω σχήματος.



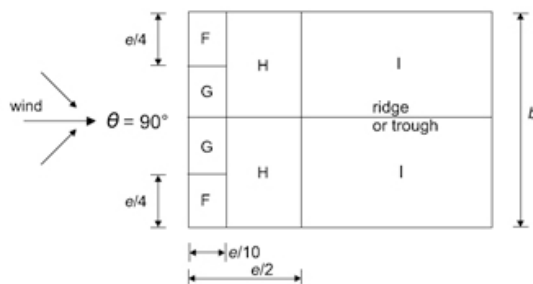
(a) general



(b) wind direction $\theta = 0^\circ$

$e = b \text{ or } 2h$
whichever is smaller

b : crosswind dimension



(c) wind direction $\theta = 90^\circ$

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

Σχήμα 2. 6_ Συμβολισμοί για δικλινής στέγες

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

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

Πίνακας 2.4_ Πίνακας Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες($\theta = 0^\circ$)

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

**Πίνακας 2.5_ Πίνακας Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες
($\Theta = 90^\circ$)**

Συντελεστής Εσωτερικής Πίεσης C_{pi}

Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική πίεση και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνεται υπόψη μαζί με αυτήν, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Όπου ένα εξωτερικό άνοιγμα, όπως μια πόρτα ή ένα παράθυρο, θα ήταν καθοριστικό εάν ήταν ανοιχτό, αλλά θεωρείται κλειστό στην οριακή κατάσταση αστοχίας, κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας, η κατάσταση με την πόρτα ή το παράθυρο ανοιχτό θα πρέπει να θεωρείται ως τυχηματική. Η πλευρά ενός κτιρίου πρέπει να θεωρείται καθοριστική όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου.

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

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές: $C_{pi}=0,75c_{pe}$

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές: $C_{pi} = 0,90c_{pe}$

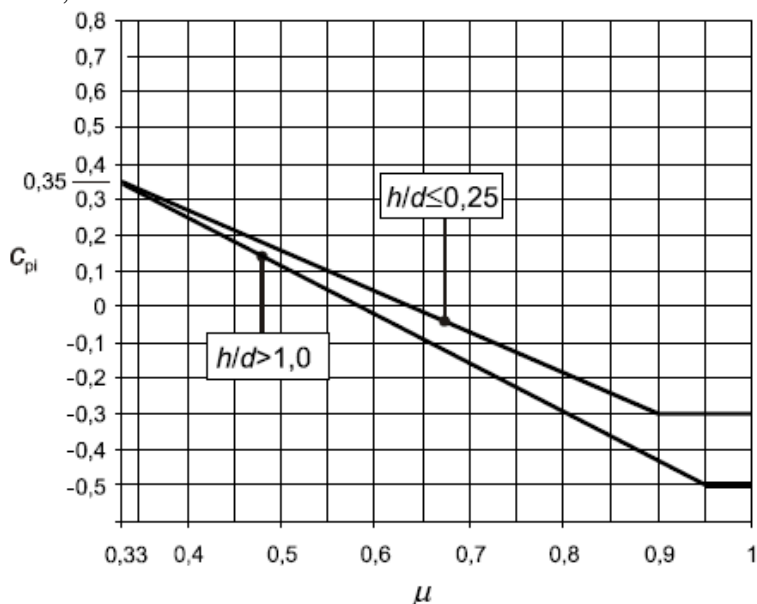
Όπου c_{pe} είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς.

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

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

$$\mu = \frac{\text{Σεπιφάνεια ανοιγμάτων όπου το } c_{pe} \text{ είναι αρνητικό ή μηδέν}}{\text{Σεπιφάνεια όλων των ανοιγμάτων}}$$

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



Σχήμα 2. 7_ Συντελεστής εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα

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

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z_e είναι:

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

$$\text{όπου } I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

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

και αφού $z_{\min}=2 < z=27,085 < z_{\max}$ ισχύει η παραπάνω σχέση.

$C_0(z)=1,0$ (συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης για επίπεδο έδαφος)

$K_I=1,0$ (συντελεστής στροβιλισμού)

Z_{\max} =λαμβάνεται ίσο προς 200m

$Z=27,085$ (ύψος υποστέγου)

$Z_0=0,05$ (από πίνακα για κατηγορία εδάφους II)

Οπότε, $I_v(z)=0,159$

Η μέση ταχύτητα θα είναι:

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

$$\text{όπου } C_r(Z_e) = K_r \times \ln \times (Z_e/Z_0)$$

$$\text{και } K_r = 0,19 \times (Z_0/Z_{II})^{0,07}$$

$$\text{άρα } K_r=0,19$$

ο συντελεστής τραχύτητας θα είναι: $C_r(z)=1,19$

Η βασική ταχύτητα ανέμου θα είναι:

$$C_{dir} = 1,0 \text{ (συντελεστής διεύθυνσης)}$$

$$C_{season} = 1,0 \text{ (συντελεστής εποχής)}$$

$V_{b,0} = 33\text{m/s}$ (η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα για την χώρα μας για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή).

Η βασική ταχύτητα ανέμου είναι:

$$V_b = c_{dir} c_{season} V_{b,0} = 33\text{m/s}$$

η μέση ταχύτητα ανέμου:

$$V_m(Z_e) = C_r(Z_e) \times C_o(Z_e) \times V_b = 39,27\text{m/s}$$

η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι:

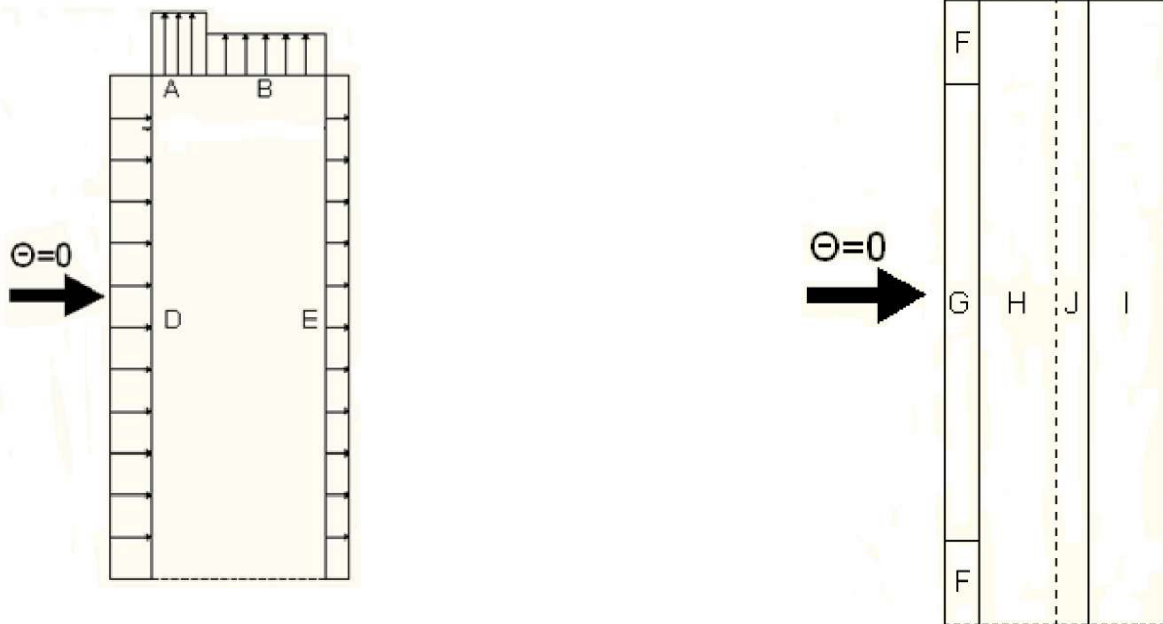
$$q_p(z) = 2,037\text{kN/m}^2$$

2.5.2 _ΑΝΟΙΧΤΕΣ ΠΟΡΤΕΣ

Διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

$$e = \min \{b, 2h\} = \min \{90, 2 \cdot 27,085\} = \min \{90, 54,17\} = 54,17\text{m}, \quad e = 54,17\text{m} > d = 35\text{m}, \quad h/d = 27,085/35 = 0,77, \quad A = e/5 = 10,834\text{m} \quad B = 33,3 - 10,834 = 24,17\text{m}$$



από πίνακα 2.3

ZΩΝΗ	A	B	D	E
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,77	-1,2	-0,8	+0,77	-0,5

από πίνακα 2.4

ΚΛΙΣΗ ΣΤΕΓΗΣ	ZΩΝΗ				
	F	G	H	I	J
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
$\Phi=10^\circ$	-1,3 +0,1	-1 +0,1	-0,45 +0,1	-0,5	-0,4

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Η μπροστινή πλευρά του υποστέγου είναι ανοιχτή και θεωρείται καθοριστική όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές του υποστέγου. Στην παρούσα περίπτωση θεωρείται δεσπόζουσα και ισχύει $C_{pi} = 0,75C_{pe}$, όπου C_{pe} είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς.

Για τους κατακόρυφους τοίχους:

$$C_{pe}=0,3095(-1,2)+0,6905(-0,8)=-0,924$$

Για τη δικλινή στέγη:

$$C_{pe}=0,345(-0,45)+0,345(-0,5)+0,155(-1,3)+0,155(-0,4)= -0,59$$

$$C_{pe}=0,1(0,155)+0,1(0,355)+0,155(-0,27)+0,355(-0,27)= -0,09$$

Διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

$$b=35m$$

$$d=90m$$

Η διάσταση b θα είναι πάντα η εγκάρσια στον άνεμο διάσταση, δηλαδή στην περίπτωση διεύθυνσης ανέμου 90° , έχουμε $b=35m$.

Και επειδή ισχύει $h=27,085m \leq b=35m$ λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς $z_e=h=27,085m$.

Συνεπώς τα δεδομένα είναι: $h=27,085m$

$$b=35m$$

$$d=90m$$

$$z_e=h=27,085m$$

$$e = \min(b,2h) = \min(35, 2 \cdot 27,085) = 35m < d=90m$$

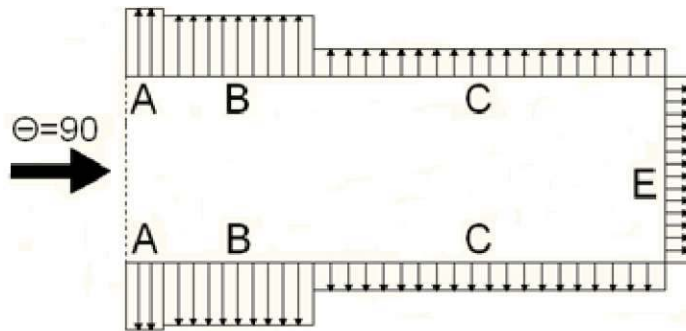
Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Από τον πίνακα 2.3 και για $h/d=27,085/90=0,3$ προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τους κατακόρυφους τοίχους:

ZΩNH	A	B	C	E
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,3	-1,2	-0,8	-0,5	-0,32

Ακολουθεί σχήμα με τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης των κατακόρυφων τοίχων:

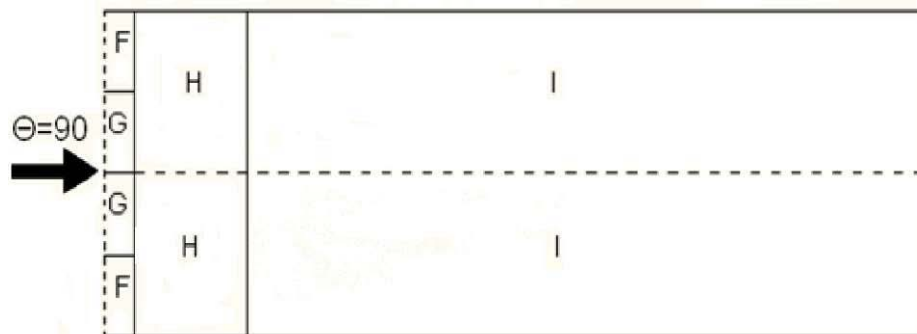
$$d=90m$$



Από τον πίνακα 2.5 για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ και κλίση στέγης $\varphi=10^\circ$, προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τη δικλινή στέγη:

ΚΛΙΣΗ ΣΤΕΓΗΣ	ΖΩΝΗ			
	F	G	H	I
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
$\varphi=10^\circ$	-1,45	-1,3	-0,65	-0,55

Ακολουθεί σχήμα με τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινή στέγη:



Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Στην παρούσα περίπτωση θεωρείται δεσπόζουσα η ανοιχτή πλευρά και ισχύει $C_{pi} = 0,75C_{pe}$, όπου C_{pe} είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς.

Για τους κατακόρυφους τοίχους:

$$C_{pe}=0,72$$

Για τη δικλινή στέγη:

$$C_{pe}=0,5 \cdot (-1,45) + 0,5 \cdot (-1,3) = -1,375$$

Διεύθυνση ανέμου $\theta = -90^\circ$

$$b=35\text{m}$$

$$d=90\text{m}$$

Η διάσταση b θα είναι πάντα η εγκάρσια στον άνεμο διάσταση, δηλαδή στην περίπτωση διεύθυνσης ανέμου -90° , έχουμε $b=35\text{m}$.

Και επειδή ισχύει $h=27,085\text{m} \leq b=35\text{m}$ λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς $z_e=h=27,085\text{m}$.

Συνεπώς τα δεδομένα είναι: $h=27,085\text{m}$

$$b=35\text{m}$$

$$d=90\text{m}$$

$$z_e=h=27,085\text{m}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(35, 2 \cdot 27,085) = 35\text{m} < d=90\text{m}$$

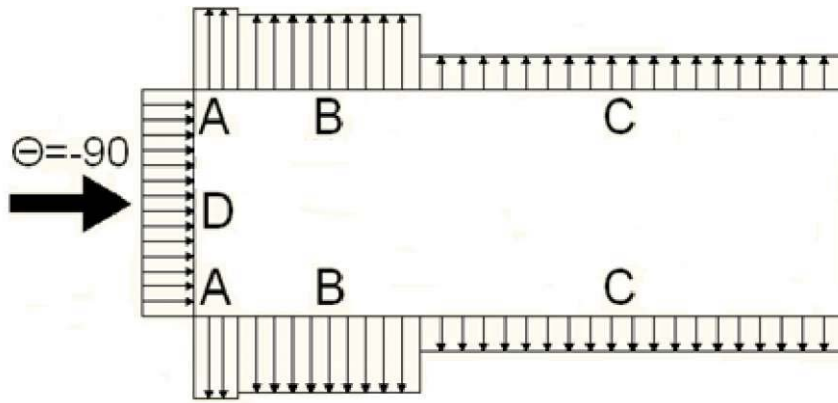
Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Από τον πίνακα 2.3 και για $h/d=27,085/90=0,3$ προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τους κατακόρυφους τοίχους:

ZΩNH	A	B	C	D
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,3	-1,2	-0,8	-0,5	0,72

Ακολουθεί αντίστοιχο σχήμα με τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης των κατακόρυφων τοίχων:

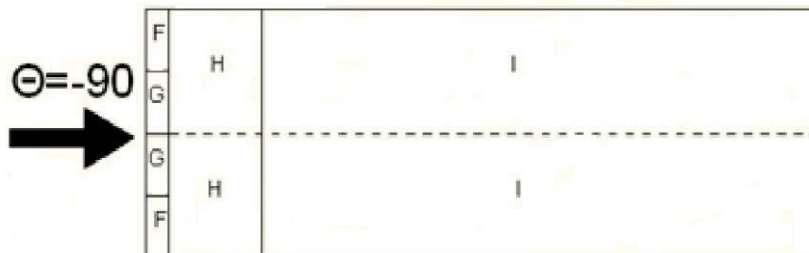
$$d=90\text{m}$$



Από τον πίνακα 2.5 για διεύθυνση ανέμου $\theta = -90^\circ$ και κλίση στέγης $\varphi = 10^\circ$, προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τη δικλινή στέγη:

ΚΛΙΣΗ ΣΤΕΓΗΣ	ΖΩΝΗ			
	F	G	H	I
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
$\varphi = 10^\circ$	-1,45	-1,3	-0,65	-0,55

Ακολουθεί σχήμα με τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινή στέγη:



Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Στην παρούσα περίπτωση θεωρείται δεσπόζουσα η ανοιχτή πλευρά και ισχύει $C_{pi} = 0,75C_{pe}$, όπου C_{pe} είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς.

Για τους κατακόρυφους τοίχους:

$$C_{pe} = 0,32$$

Για τη δικλινή στέγη:

$$C_{pe} = -0,55$$

2.5.3 _ΚΛΕΙΣΤΕΣ ΠΟΡΤΕΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ

Διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

$d=35\text{m}$

$b=90\text{m}$

Η διάσταση b θα είναι πάντα η εγκάρσια στον άνεμο διάσταση, δηλαδή στην περίπτωση μας έχουμε $b=90\text{m}$.

Και επειδή ισχύει $h=27,085\text{m} \leq b=90\text{m}$ λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς $z_e=h=27,085\text{m}$.

Συνεπώς τα δεδομένα είναι: $h=27,085\text{m}$

$b=90\text{m}$

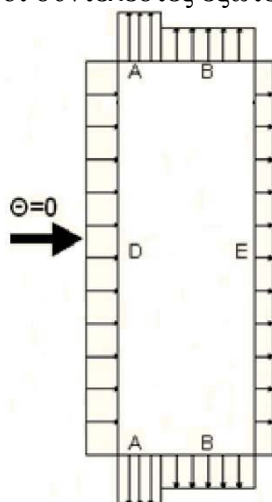
$d=35\text{m}$

$z_e=h=27,085\text{m}$

$e=\min(b,2h)=\min(90, 54,17)=54,17\text{m} > d=35\text{m}$

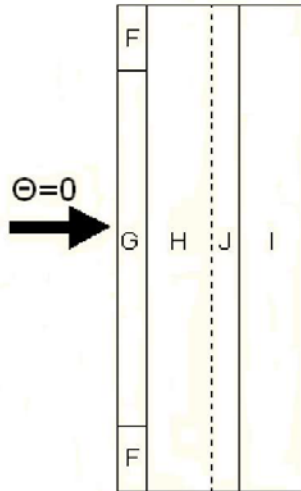
Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Από τον πίνακα 2.3 και για $h/d=27,085/35,0=0,77$ προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τους κατακόρυφους τοίχους:



ΖΩΝΗ	A	B	D	E
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,77	-1,2	-0,8	+0,77	-0,43

Από τον πίνακα 2.4 για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ και για κλίση στέγης 10° , προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τη δικλινή στέγη:



ΚΛΙΣΗ ΣΤΕΓΗΣ	ΖΩΝΗ				
	F	G	H	I	J
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
$\Phi=10^\circ$	-1,3 +0,1	-1 +0,1	-0,45 +0,1	-0,5	-0,4

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Δεν έχουμε καθοριστική πλευρά, άρα

$\mu = (\text{Σεπιφάνεια ανοιγμάτων όπου το } C_{pe} \text{ είναι αρνητικό ή μηδεν}) / \text{Σεπιφάνεια όλων των ανοιγμάτων}$

επομένως, $\mu = (2 \cdot 35 + 90) / (2 \cdot 35 + 2 \cdot 90) = 0,64$

και από σχήμα για $h/d = 0,77$

$C_{pi} = -0,06$

Διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

$$b=35\text{m}$$

$$d=90\text{m}$$

Η διάσταση b θα είναι πάντα η εγκάρσια στον άνεμο διάσταση, δηλαδή στην περίπτωση διεύθυνσης ανέμου 90° , έχουμε $b=35\text{m}$.

Και επειδή ισχύει $h=27,085\text{m} \leq b=35\text{m}$ λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς $z_e=h=27,085\text{m}$.

Συνεπώς τα δεδομένα είναι: $h=27,085\text{m}$

$$b=35\text{m}$$

$$d=90\text{m}$$

$$z_e=h=27,085\text{m}$$

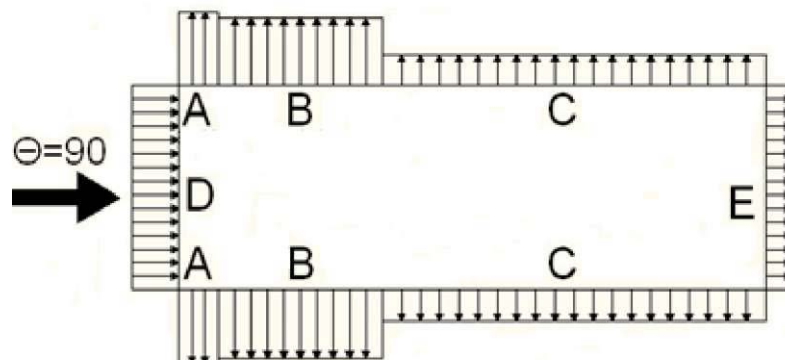
$$e = \min(b, 2h) = \min(35, 2 \cdot 27,085) = 35\text{m} < d=90\text{m}$$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Από τον πίνακα 2.3 και για $h/d=27,085/90=0,3$ προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τους κατακόρυφους τοίχους:

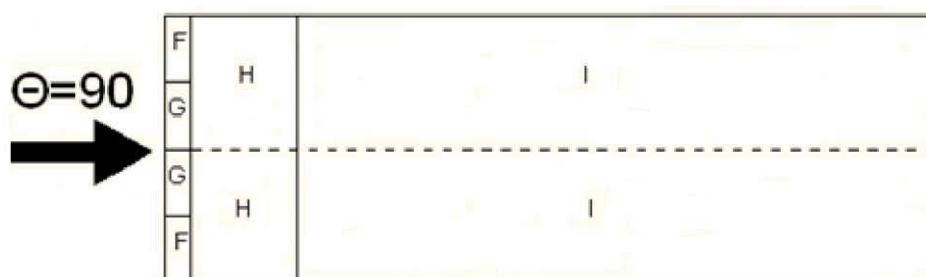
ZΩNH	A	B	C	D	E
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,3	-1,2	-0,8	-0,5	+0,72	-0,32

Ακολουθεί σχήμα με τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης των κατακόρυφων τοίχων:



Από τον πίνακα 2.5 για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ και κλίση στέγης $\varphi=10^\circ$, προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τη δικλινή στέγη:

ΚΛΙΣΗ ΣΤΕΓΗΣ	ΖΩΝΗ			
	F	G	H	I
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
$\varphi=10^\circ$	-1,45	-1,3	-0,65	-0,55



Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Δεν έχουμε καθοριστική πλευρά, άρα

$\mu = (\text{Σεπιφάνεια ανοιγμάτων όπου το } C_{pe} \text{ είναι αρνητικό ή μηδεν}) / \text{Σεπιφάνεια όλων των ανοιγμάτων}$

επομένως, $\mu = (2 \cdot 90 + 35) / (2 \cdot 35 + 2 \cdot 90) = 0,86$

και από σχήμα για $h/d = 0,3$

$C_{pi} = -0,27$

Διεύθυνση ανέμου $\theta = -90^\circ$

Λόγω συμμετρίας όταν έχουμε κλειστές θύρες οι συντελεστές C_{pe} και C_{pi} , καθώς και τα φορτία του ανέμου είναι συμμετρικά και όμοια με αυτά της διεύθυνσης $\theta=90^\circ$

2.5.4 _Τελικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων και δικλινών στεγών

Η τελική πίεση του ανέμου επί ενός τοίχου ή επί ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη την φορά των πιέσεων αυτών. Τα πρόσημα των τελικών πιέσεων δίνονται σύμφωνα με το ακόλουθο σύστημα:

- Ως θετικές λαμβάνονται οι πιέσεις που κατευθύνονται προς την επιφάνεια.
- Ως αρνητικές λαμβάνονται οι πιέσεις που απομακρύνονται από την επιφάνεια.

Η εξωτερική πίεση δίνεται από την σχέση:

$$W_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 2,037 \cdot c_{pe} \text{KN/m}^2$$

Οι τελικές πιέσεις προκύπτουν ως αλγεβρικό άθροισμα των W_e και W_i ανά επιφάνεια για τους τοίχους και την στέγη.

$$W = W_e + W_i \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Με βάση τις σχέσεις αυτές, προκύπτουν οι ακόλουθοι συγκεντρωτικοί πίνακες που περιέχουν τις πιέσεις του ανέμου επί κατακόρυφων τοίχων και δικλινών στεγών για τις δύο περιπτώσεις, κλειστών και ανοιχτών πορτών. Για όλες τις παρακάτω τελικές τιμές πιέσεων ακολουθούν αντίστοιχα σχήματα τόσο για τους κατακόρυφους τοίχους όσο και για τη δικλινή στέγη, για όλες τις διευθύνσεις ανέμου που μελετήθηκαν στην παρούσα εργασία.

Κλειστές Πόρτες

Εσωτερική πίεση $W_i=2,037C_{pi}$

Για $\theta=0^\circ$, $W_i=2,037 \cdot (-0,06)=-0,12$

Για $\theta=90^\circ$ ή για $\theta=-90^\circ$, $W_i=2,037 \cdot (-0,27)=-0,55$

ZΩΝΕΣ	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ										
0°	-2,32	-1,51	-	1,69	-0,76	-2,53 +0,32	-1,92 +0,32	-0,8 +0,32	-0,9	-0,69
90°	-1,89	-1,08	-0,47	2,02	-0,1	-2,4	-2,1	-0,77	-0,57	-
-90°	-1,89	-1,08	-0,47	2,02	-0,1	-2,4	-2,1	-0,77	-0,57	-

Ανοιχτές Πόρτες

Η εξωτερική πίεση δίνεται από την σχέση:

$$W_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 2,037 \cdot c_{pe} \text{ kN/m}^2$$

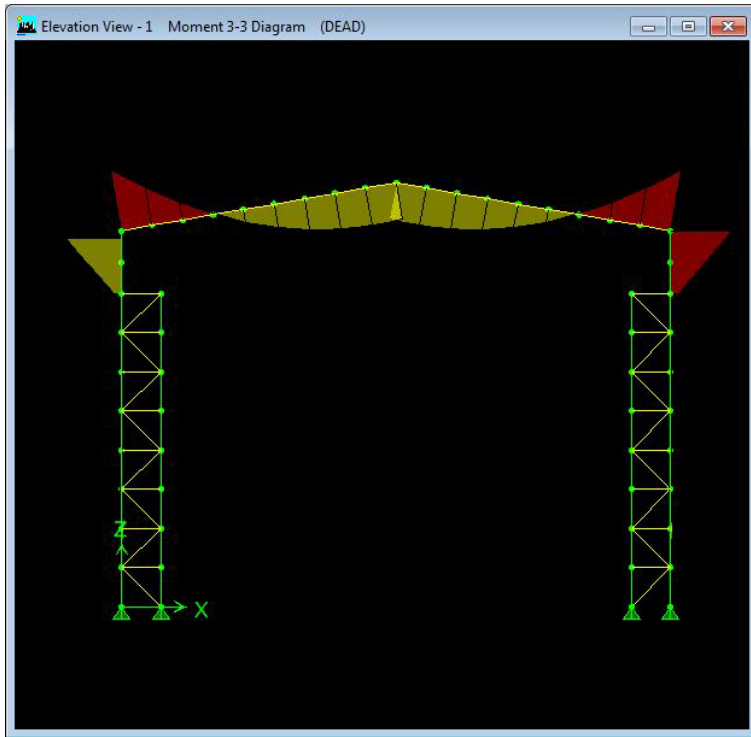
Η εσωτερική πίεση που ασκείται στο εσωτερικό των κατακόρυφων τοίχων και στην οροφή δίνεται από την σχέση:

$$w_i = 2,037 \cdot 0,75 \cdot c_{pe} = 1,53 \cdot c_{pe}$$

Οι τελικές πιέσεις προκύπτουν ως αλγεβρικό άθροισμα των W_e και W_i ανά επιφάνεια για τους τοίχους και την στέγη.

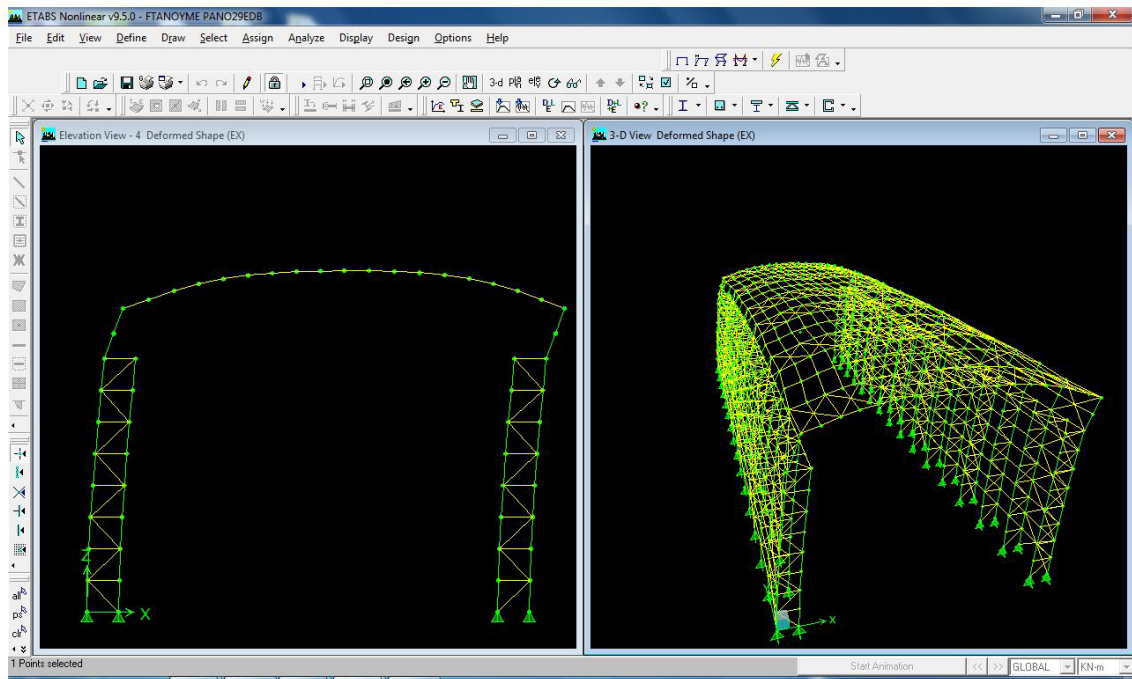
$$W = W_e + W_i \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ΖΩΝΕΣ	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ										
0°	-1,03	- 0,22	-	+2,98	+0,54	-1,75 +0,34	-1,13 +0,34	0,1 +0,34	- 0,097	0,1
90°	- 3,546	- 2,73	- 2,12	-	-1,75	-5,06	-4,75	-3,43	-2,67	-
-90°	-1,95	- 1,14	- 0,53	+1,96	-	-2,11	-1,81	- 0,482	-0,28	-



Σχήμα 2.8 _ Διάγραμμα ροπής

2.6 Φορτία Σεισμού



Σχήμα 2.9 _ παραμόρφωση σεισμού

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος και επομένως και η βάση μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη πάνω σε αυτό, κινείται γρήγορα, με εναλλασσόμενο πρόσημο, γύρω από την αρχική θέσης ηρεμίας. Από δυναμική θεώρηση, το μέγεθος που μας ενδιαφέρει σε αυτήν την κίνηση είναι η επιτάχυνση που προκαλείται και δέχεται η κατασκευή. Η μάζα της κατασκευής, λόγω της αδράνειας της, δεν ακολουθεί την κίνηση της βάσης αλλά κινείται με διαφορετικό τρόπο κάνοντας μια δική της ταλάντωση. Λόγω αυτής της διαφορετικής κίνησης μάζας και βάσης κατασκευής, προκαλούνται σχετικές παραμορφώσεις και άρα εντάσεις. Απαραίτητη επομένως προϋπόθεση για την δημιουργία σεισμικών δυνάμεων είναι η κατασκευή να έχει μάζα. Η δυσκαμψία της κατασκευής επίσης παίζει σημαντικό ρόλο, αφού επηρεάζει το μέγεθος της σχετικής παραμόρφωσης.

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 προβλέπονται δυο μέθοδοι γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

- Η Δυναμική Φασματική Μέθοδος: είναι γενικής εφαρμογής και μεγαλύτερης ακρίβειας. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, η απόκριση της κατασκευής προκύπτει από κατάλληλη επαλληλία των μέγιστων αποκρίσεων που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή. Το πλήθος των ιδιομορφών ταλάντωσης της κατασκευής που λαμβάνουμε υπόψη μας διαφέρει κάθε φορά, ανάλογα με την επιθυμητή ακρίβεια.
- Η Ισοδύναμη Στατική ή Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος: στη μέθοδο αυτή η απόκριση της κατασκευής προκύπτει από την εφαρμογή ισοδύναμων σεισμικών φορτίων, τα οποία εφαρμόζονται στις θέσεις των συγκεντρωμένων μαζών της κατασκευής σαν στατικά φορτία, δηλαδή κατά τέτοιο τρόπο ώστε οι αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις να είναι αμελητέες. Με αυτήν τη μέθοδο λαμβάνεται υπόψη μόνο η πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης της κατασκευής.

Στο κτίριο μας επιλέχθηκε να γίνει Δυναμική Φασματική μέθοδος. Ένας πολύ σημαντικός λόγος για τον οποίο προτιμήθηκε η μέθοδος αυτή έναντι της ισοδύναμης στατικής μεθόδου είναι το γεγονός ότι η κατασκευή μας εξετάστηκε ως χωρικό και όχι ως επίπεδο μοντέλο.

Επίσης η Δυναμική Φασματική Μέθοδος εφαρμόζεται με βάση τον ΕΑΚ 2000 χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών, σε αντίθεση με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο που για να εφαρμοστεί απαιτείται να τηρούνται κάποιες προϋποθέσεις, όπως:

- Κτίριο κανονικό μέχρι 10 ορόφους
- Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των δύο ορόφων και τα κτίρια σπουδαιότητας Σ3 άνω των δύο ορόφων στις σεισμικές ζώνες III και IV.

Επιπλέον η Δυναμική Φασματική Μέθοδος δίνει αποτελέσματα πολύ πιο κοντά στην πραγματική συμπεριφορά του κτιρίου στη σεισμική καταπόνηση από ότι η Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος.

Τέλος, ο σημαντικότερος ίσως λόγος για τον οποίο αποφεύχθηκε η χρήση της Απλοποιημένης Φασματικής Μεθόδου είναι ότι με βάση αυτή γίνεται προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονοϊδιομορφική μέθοδος).

Υπολογισμός σεισμικού σχεδιασμού με βάση τον ΕΑΚ 2000

Το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ 2000 περιγράφεται από τις ακόλουθες εξισώσεις. Ως φάσμα σχεδιασμού ορίζεται το φάσμα αποκρίσεως, το οποίο αντιστοιχεί στον σεισμό σχεδιασμού.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_1 & : \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\eta \cdot \frac{\theta}{q} \cdot \beta - 1 \right) \right] \\
 T_1 \leq T \leq T_2 & : \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \eta \cdot \frac{\theta}{q} \cdot \beta_0 \\
 T_2 \leq T & : \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \eta \cdot \frac{\theta}{q} \cdot \beta_0 \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}
 \end{aligned}$$

Όπου:

A : είναι η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους. Ισχύει $A = \alpha \cdot g$, όπου α είναι η εδαφική επιτάχυνση ανηγμένη στην επιτάχυνση της βαρύτητας. Τιμές για το α δίνονται στον πίνακα 2.8.

γ_1 : είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας του δομήματος, που δίνεται στον πίν_ 2.9

q : είναι ο συντελεστής πλαστιμότητας ή συμπεριφοράς και δίνεται στον πίν_ 2.11

θ : είναι ο συντελεστής επιρροής θεμελίωσης και εξαρτάται γενικά από το βάθος

και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης που δίνεται στον πίν_2.10.

Σε εδάφη κατηγορίας Α και Β ο συντελεστής θ λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα, ενώ σε εδάφη κατηγορίας Γ και Δ επιτρέπεται να λαμβάνει τις τιμές που δίνονται στον πίνακα, όταν ισχύει τουλάχιστον μία από τις προϋποθέσεις που αναφέρθηκαν σε αυτόν κι εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος κατηγορίας Β.

T_1 και T_2 : είναι οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος σχεδιασμού ανάλογα με τη σεισμική επικινδυνότητα του εδάφους θεμελίωσης. Οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων δίνονται στον πίνακα 2.6.

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
T ₁	0,10	0,15	0,20	0,20
T ₂	0,40	0,60	0,80	1,20

Πίνακας 2.6 _ Τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T₁, T₂ (sec)

Κατασκευή με $T < T_1$ θεωρείται πλέον δύσκαμπτη, καθώς $T \sim 1/K$

Κατασκευή με $T > T_2$ θεωρείται πλέον εύκαμπτη.

β_0 : είναι ο συντελεστής φασματικής επιτάχυνσης.

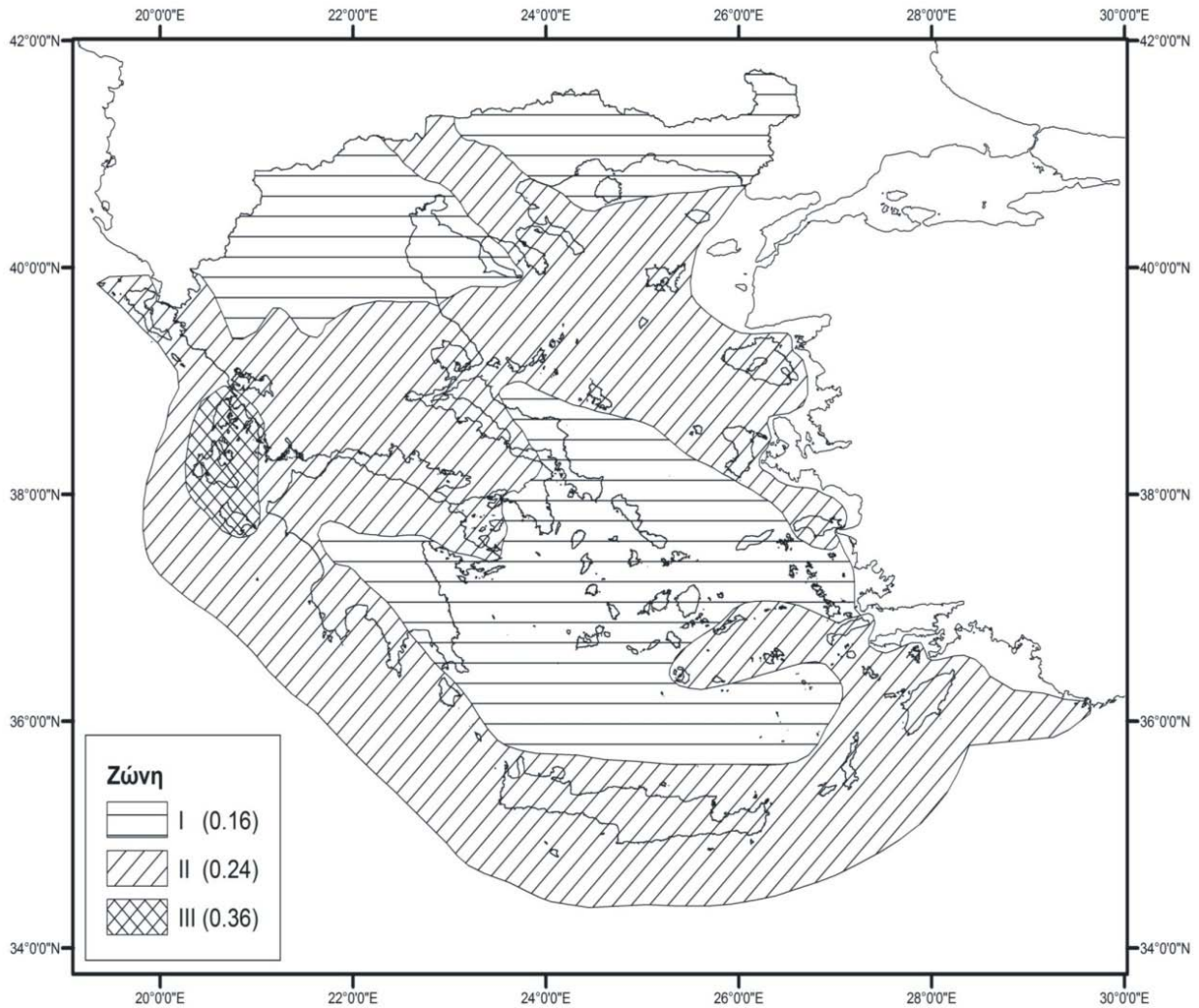
Οι παράμετροι που φαίνονται στις παραπάνω εξισώσεις και αναλύθηκαν παραπάνω προσδιορίζονται με βάση τους παρακάτω πίνακες του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000).

Κατηγορία	Περιγραφή
A	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 ιλυοαργυλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70m. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους έως 70m.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανικής άποψης μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70m.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 50m.

Πίνακας 2.7 _ Κατηγορίες εδάφους

Με βάση τον παραπάνω πίνακα, το έδαφος πάνω στο οποίο θεμελιώθηκε η κατασκευή της παρούσας εργασίας είναι κατηγορίας B. Οπότε σύμφωνα με τον πίνακα οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων είναι: $T_1 = 0,15$ sec και $T_2 = 0,60$ sec

Με βάση την τροποποίηση διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ 2000 λόγω αναθεώρησης του χάρτη σεισμική επικινδυνότητας (Φ.Ε.Κ. Β' 1154/12-8-2003, Απόφαση Αριθ. Δ17α/115/9/ΦΝ275) ο ελληνικός χώρος υποδιαιρείται πια σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας Ι, ΙΙ και ΙΙΙ όπως φαίνεται στο σχήμα, ενώ η



εδαφική επιτάχυνση ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας δίνεται στον πίνακα.

Σχήμα 2.10 _Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδος

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I	II	III
α	0,16	0,24	0,36

Πίνακας 2.8 _ Εδαφική επιτάχυνση σε σχέση με ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Η περιοχή στην οποία βρίσκεται το υπό μελέτη μεταλλικό κτίριο είναι ο Σκαρμαγκάς, χωριό δυτικά της Αθήνας το οποίο ανήκει στο δήμο Χαϊδαρίου και ως εκ τούτου με βάση το νέο χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (σχήμα) εντάσσεται στη ζώνη I, οπότε σύμφωνα με τον πίνακα η σεισμική επιτάχυνση εδάφους θα είναι :

$$A = \alpha \cdot g = 0,16g$$

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 η διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί και μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 .

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ_1
Σ_1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα(υπόστεγα, στάβλοι, κλπ)	0,85
Σ_2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία, κ.λ.π.	1,00
Σ_3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά τη διάρκεια του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής αξίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, κ.λ.π.)	1,15
Σ_4	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 δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών). Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας.	1,30

Πίνακας 2.9 _ Συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων

Προϋποθέσεις		θ
1.1 1.2 1.3	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο. Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση. Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς συνδέσεως στην κεφαλή.	0,90
2.1 2.2 2.3	Το κτίριο διαθέτει τουλάχιστον δύο υπόγεια. Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση. Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους).	0,80
Παρατήρηση	Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχεία έτσι ώστε οι συνδεόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.	

Πίνακας 2.10 _ Συντελεστής θεμελίωσης θ

Η κατηγορία σπουδαιότητας που επιλέχθηκε για το μεταλλικό κτίριο της εργασίας μας είναι Σ_2 οπότε σύμφωνα με τον πίνακα ο συντελεστής σπουδαιότητας θα είναι $\gamma_1=1,00$. Ο συντελεστής φασματικής ενίσχυσης $\beta_0 = 2,5$ και ο συντελεστής θεμελίωσης, σύμφωνα με τον πίνακα θα είναι $\theta=1,00$ εφόσον το έδαφος είναι κατηγορίας Β.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
Οπλισμένο Σκυρόδεμα	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα.	3,5
	β. Φορείς αποτελούμενοι μόνο από τοιχώματα που λειτουργούν σαν πρόβολοι.	3,0
	γ. Φορείς οι οποίοι συνίστανται ουσιαστικώς από ένα πρόβολο και άνω του 50% της συνολικής μάζας του δομήματος είναι συγκεντρωμένο στο ανώτερο 1/3 του ύψους του δομήματος .	2,0
Τοιχοποιίες	α. Τοιχοποιία με οριζόντια διαζώματα.	1,5
	β. Τοιχοποιία με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα.	2,0
	γ. Τοιχοποιία ωπλισμένη (κατακορύφως και οριζοντίως)	2,5
Χάλυβες	α. Πλαίσια.	4,0
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα.	4,0
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ.	1,5
	• Σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπονται).	1,0
	• Διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,0

Πίνακας 2.11 _ Μέγιστες τιμές συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς q

Στο κτίριο μας επιλέχθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q=1,5$. Πραγματοποιήθηκε δηλαδή Ελαστικός Σχεδιασμός της κατασκευής στον σεισμό. Ο λόγος που επιλέχθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q=1,5$ είναι το γεγονός ότι στην κατασκευή μας την ανάληψη των οριζοντίων σεισμικών φορτίων αναλαμβάνουν κατά την εγκάρσια έννοια (δηλαδή μέσα στο επίπεδο των πλαισίων) σύνθετα δικτυωτά υπο σιλόματα. Τα σύνθετα αυτά στοιχεία αποτελούνται από πολλά μέλη δικτύωσης, τα οποία συντελούν ουσιαστικά στην ανάληψη οριζοντίων δυνάμεων όπως σεισμικών ή δυνάμεων ανέμου καθώς προσφέρουν στην αύξηση της δυσκαμψίας των σύνθετων υποστυλωμάτων. Είναι

κρίσιμη η αστοχία τους και πρέπει να αποφεύγεται και για το λόγο αυτό επιλέχθηκε ο ελαστικός σχεδιασμός του κτιρίου, ο οποίος βέβαια όπως είναι αναμενόμενο προκάλεσε μεγάλες δυνάμεις σχεδιασμού στα μέλη της κατασκευής.

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

Πίνακας 2.12 _Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ

Οπότε ανακεφαλαιωτικά έχουμε:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I (A = 0,16g)
- Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_1 = 1,00$
- Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς $q = 1,5$
- Συντελεστής επιρροής θεμελίωσης $\theta = 1,00$
- Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης $\beta_0 = 2,5$
- Κατηγορία εδάφους B ($T_1 = 0,15\text{sec}$ και $T_2 = 0,60\text{sec}$)
- Διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης $\eta = 1,183$
(για $\zeta = 3\%$)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 3}} = 1,183 \geq 0,7$$

Με βάση τις παραπάνω παραμέτρους και τις εξισώσεις που περιγράφουν το φάσμα σχεδιασμού, οι επιταχύνσεις σχεδιασμού είναι σε (m/sec²):

$$0 \leq T \leq 0,15\text{sec} \quad : \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\eta \cdot \frac{\theta}{q} \cdot \beta - 1 \right) \right] = 1,57 + 10,168 \cdot T$$

$$0,15\text{sec} \leq T \leq 0,60\text{sec} : \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \eta \cdot \frac{\theta}{q} \cdot \beta_0 = 3,1 \text{ m/sec}^2$$

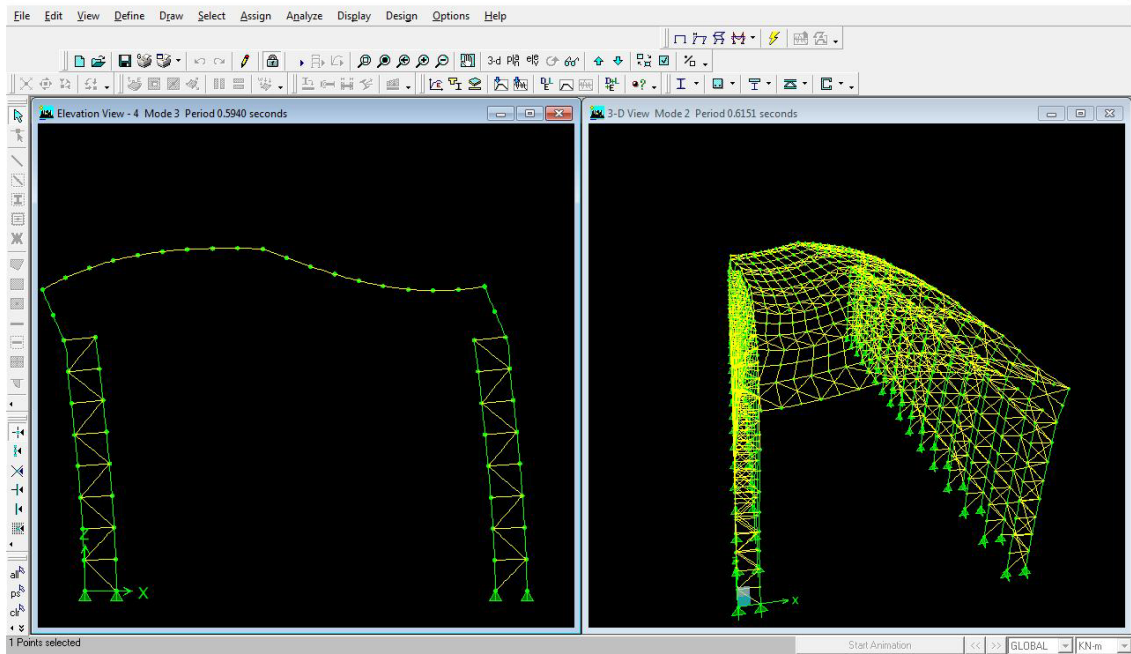
$$0,60\text{sec} \leq T \quad : \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \eta \cdot \frac{\theta}{q} \cdot \beta_0 \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,2/T^{2/3}$$

Οι ίδιες τιμές προκύπτουν και αν χρησιμοποιηθεί το Ελαστικό φάσμα του Παραρτήματος Α του ΕΑΚ2000, εκτός από μια μικρή διαφοροποίηση για $T > 0,6\text{sec}$.

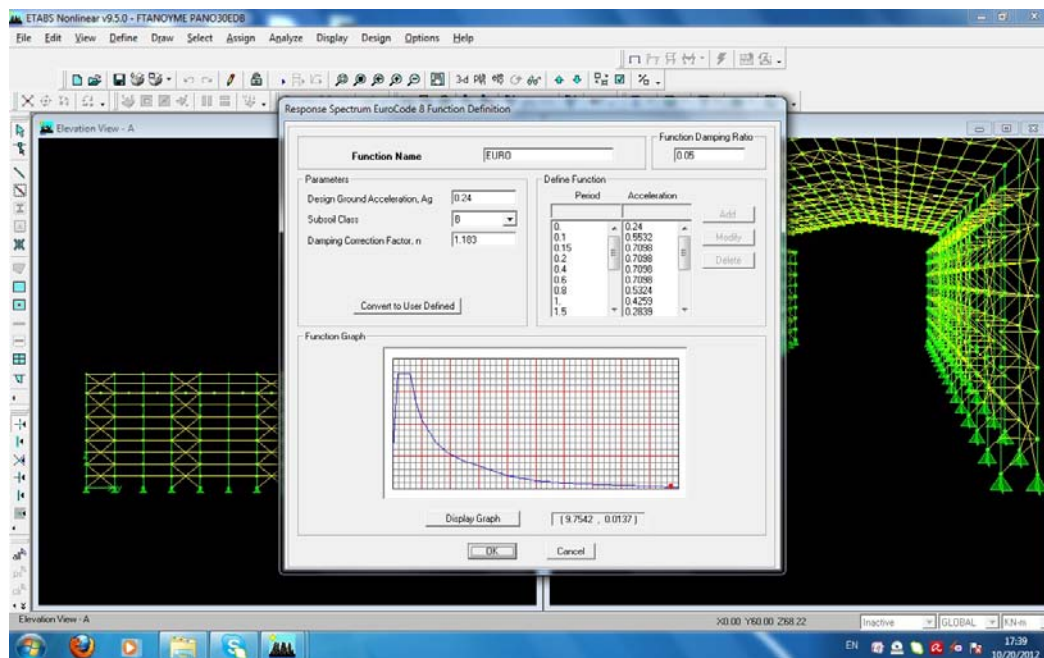
Όπως φαίνεται και από τις παραπάνω εξισώσεις η ελάχιστη επιτάχυνση σχεδιασμού, που αντιστοιχεί σε ιδιοπερίοδο 0sec είναι ίση με $\min \Phi_d(T) = 1,57 \text{ m/sec}^2$. Η μέγιστη επιτάχυνση σχεδιασμού ανήκει στην περιοχή ιδιοπεριόδων $0,15\text{sec} \leq T \leq 0,6\text{sec}$ και είναι ίση με $\max \Phi_d(T) = 3,1 \text{ m/sec}^2$.

Ενώ έχουμε $2,2/T^{2/3} = 1,57$ συνεπάγεται ότι για $T \geq 1,67$ $\Phi_d(T) \leq 1,57$

Σε όλους τους υπολογισμούς αγνοήθηκε η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού.



Σχήμα 2.11 _3^η ιδιομορφή με περίοδο 0.594

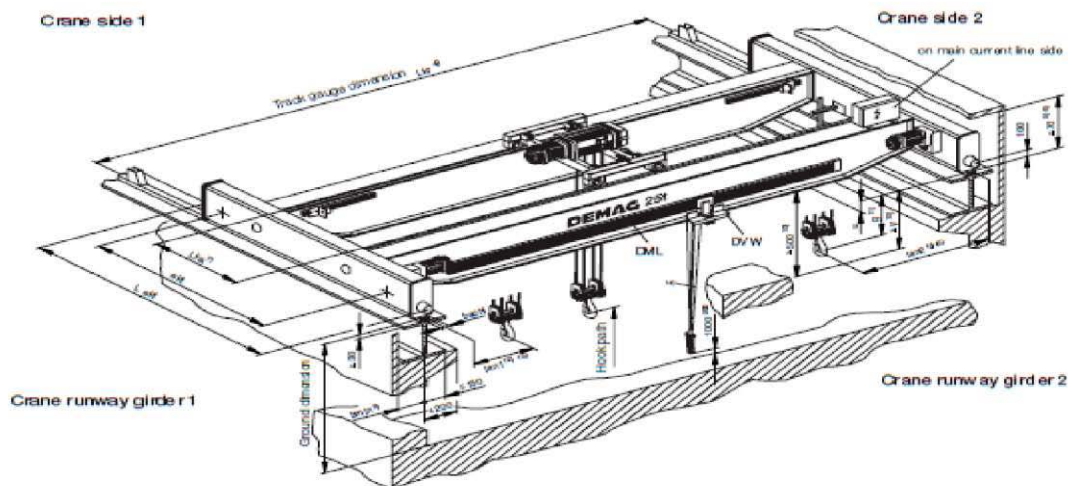


Σχήμα 2.12 _φάσμα

ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ _ ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΗΣ

3.1 Κατασκευαστικά στοιχεία

Η μετακίνηση των φορτίων στο εσωτερικό του ναυπηγείου γίνεται με γερανογέφυρα. Η γερανογέφυρα κινείται κατά την μεγάλη διάσταση του υποστέγου και φέρει άγκιστρο ανάρτησης το οποίο κινείται κατά την εγκάρσια διάσταση, κάνοντας έτσι δυνατή την μεταφορά φορτίων σε κάθε σημείο του χώρου αυτού. Συνήθως αποτελείται από δύο παράλληλους φορείς, κιβωτοειδούς διατομής, οι οποίοι απολήγουν στα φορεία. Κάθε φορείο έχει συνήθως δύο τροχούς, οι οποίοι κυλίνουν επί τροχιάς που εδράζεται στις δοκούς κυλίσεως της γερανογέφυρας. Οι δοκοί κυλίσεως αποτελούν το αντικείμενο της στατικής μελέτης του κτιρίου. Οι τροχιές μπορεί να είναι ορθογωνικές συμπαγείς ράβδοι για περιπτώσεις μικρής ανυψωτικής ικανότητας ή ράβδοι με συνήθεις διατομές τροχιών για μεγαλύτερα φορτία. Στην παρακάτω εικόνα διακρίνεται μια τυπική διάταξη γερανογέφυρας.



Σχήμα 3.1_ Τυπική διάταξη γερανογέφυρας

Σε συνάρτηση με το άνοιγμα και την ανυψωτική ικανότητα της γερανογέφυρας, κάθε κατασκευαστής δίνει τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της γερανογέφυρας την οποία κατασκευάζει. Ενδιαφέρουν ιδιαίτερα η ελάχιστη απόσταση του αγκίστρου από τον άξονα κυλίσεως, η υψομετρική διαφορά μεταξύ ανώτερης στάθμης αγκίστρου και ανώτερου σημείου τροχιάς καθώς επίσης και η ελάχιστη απαιτούμενη καθαρή

απόσταση μεταξύ ανώτερου σημείου τροχιάς(top of the rail) και οροφής του κτιρίου, εικόνα 3.2.

Στη παρούσα εργασία χρησιμοποιήσαμε γερανογέφυρα της εταιρίας DEMAG τύπου ΖΚΚΕ.

Παρακάτω επισυνάπτεται ο πίνακας 3.1 με τα στοιχεία της γερανογέφυρας όπως δίνονται από τον κατασκευαστή ενώ σχετικά σχήματα με αναλυτικές αποστάσεις και φορτία της γερανογέφυρας που χρησιμοποιήθηκε, από την εταιρεία DEMAG, δίνονται στο παράρτημα.

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

Πίνακας 3.1 _ Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γερανογέφυρας

3.2 Προσδιορισμός φορτίων

Στο εδάφιο γίνεται αναφορά στις δράσεις που αναπτύσσονται στη δοκό κυλίσεως από την παρουσία και τη λειτουργία της γερανογέφυρας. Σύμφωνα με το μέρος 3 του EC1 τα φορτία γερανογέφυρας συμβάλλουν σημαντικά στην ολική φόρτιση των μεταλλικών κτιρίων και οι δράσεις που προκαλεί δεν πρέπει να αμελούνται. Οι δράσεις που αναπτύσσονται επί της δοκού κυλίσεως είναι: α)κατακόρυφες δράσεις (ίδιο βάρος γερανογέφυρας, βάρος του φορείου της γερανογέφυρας, ωφέλιμο φορτίο), β)οριζόντιες δράσεις (λόγω επιτάχυνσης-επιβράδυνσης της γερανογέφυρας(εγκάρσιες και διαμήκεις), λόγω παράγωγης κίνησης της γερανογέφυρας (εγκάρσιες και διαμήκεις)), γ)τυχηματικές δράσεις (λόγω σύγκρουσης της γερανογέφυρας με τους ανασχετήρες, λόγω σύγκρουσης της ανυψωτικής διάταξης με κάποιο εμπόδιο και δ)το δοκιμαστικό φορτίο. Τα φορτία

που αναπτύσσονται στη δοκό κυλίσεως από τη γερανογέφυρα προσυζητώνται με δυναμικούς συντελεστές για να μετατραπούν σε ισοδύναμα στατικά φορτία.

Οι δράσεις που προκαλούνται από τις γερανογέφυρες ταξινομούνται σε δύο κατηγορίες, τις **μεταβλητές δράσεις** και τις **τυχηματικές δράσεις**, οι οποίες εκπροσωπούνται από διάφορα μοντέλα.

Μεταβλητές δράσεις

Οι μεταβλητές δράσεις περιλαμβάνουν τις αδρανειακές δυνάμεις προκαλούμενες από επιτάχυνση (επιβράδυνση) και από λοξή κίνηση της γερανογέφυρας και του φορείου, τα φορτία βαρύτητας συμπεριλαμβανομένων των φορτών ανελκυστήρων καθώς επίσης και άλλες δυναμικές δράσεις. Οι μεταβλητές δράσεις πρέπει να διαχωρίζονται σε κατακόρυφες μεταβλητές δράσεις προκαλούμενες από το ίδιο βάρος του γερανού και του φορτίου του ανελκυστήρα και σε μεταβλητές οριζόντιες δράσεις προκαλούμενες από επιτάχυνση ή επιβράδυνση ή από λοξή κίνηση ή από άλλα δυναμικά φαινόμενα. Οι δυναμικές δράσεις υπολογίζονται με την εφαρμογή δυναμικών μεγεθυντικών συντελεστών στις αντίστοιχες στατικές δράσεις.

$$F_{\varphi,k} = \varphi_i \cdot F_k$$

Όπου:

$F_{\varphi,k}$: Η χαρακτηριστική τιμή δράσης μιας γερανογέφυρας

φ_i : Ο δυναμικός μεγεθυντικός συντελεστής

F_k : Η χαρακτηριστική στατική τιμή δράσης μιας γερανογέφυρας

Οι δυναμικοί συντελεστές που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των δράσεων αυτών αναλύονται παρακάτω.

Τυχηματικές δράσεις

Τυχηματικές δράσεις είναι οι δράσεις που δημιουργούνται από τυχαία γεγονότα όπως για παράδειγμα σύγκρουση της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που σταματούν την κίνηση στο τέρμα των ραγών (buffers ή stop) ή σύγκρουση της ανυψωτικής διάταξης με κάποιο εμπόδιο. Αυτές οι δράσεις θα πρέπει να υπολογίζονται κατά το σχεδιασμό της κατασκευής όταν η απαραίτητη προσστασία δεν προβλέπεται.

3.3 Δυναμικοί συντελεστές και εύρος τιμών τους

A) Δυναμικός συντελεστής φ_1

Ο συντελεστής φ_1 εφαρμόζεται μόνο στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και λαμβάνει υπόψη τη δυναμική διέγερση της κατά την ανύψωση του φορτίου από το έδαφος. Οι τιμές που παίρνει είναι:

$$0,9 < \varphi_1 < 1,1$$

Στην κατασκευή μας έχουμε δυσμενέστερη φόρτιση για $\varphi_1=1,1$

B) Δυναμικός συντελεστής φ_2

Ο συντελεστής φ_2 εφαρμόζεται στο ανυψούμενο φορτίο και λαμβάνει υπόψη του τη δυναμική επιρροή όταν το φορτίο αυτό μεταφέρεται από το έδαφος στη γερανογέφυρα. Είναι:

$$\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 \cdot v_h$$

Οι τιμές των $\varphi_{2,\min}$ και β_2 εξαρτώνται από την κατηγορία ανύψωσης (hoisting class) στην οποία κατατάσσεται η γερανογέφυρα. Οι τιμές αυτές υπολογίζονται σύμφωνα με τον πίνακα 3.2. Το v_h είναι η σταθερή ταχύτητα ανύψωσης της γερανογέφυρας και δίνεται αναλυτικότερα παρακάτω.

Κατηγορία ανύψωσης της συσκευής	β_2	$\varphi_{2,\min}$
HC1	0.17	1.05
HC2	0.34	1.10
HC3	0.51	1.15
HC4	0.68	1.20

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι γερανογέφυρες ορίζονται από τις ανυψωτικές κατηγορίες HC1 και HC4 για να λάβουν υπ' όψη τη δυναμική επίδραση της μεταφοράς του φορτίου από το έδαφος. Η επιλογή εξαρτάται από τον ιδιαίτερο τύπο γερανού.

Πίνακας 3.2_Τιμές των β_2 και $\varphi_{2,\min}$

Στην περίπτωση της κατασκευής μας όπου έχουμε κατηγορία ανύψωσης HC2 οπότε:

$$\beta_2 = 0,34 \text{ και}$$

$$\varphi_{2,\min} = 1,1 \text{ οπότε}$$

$$\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 \cdot v_h = 1,1 + 0,34 \cdot (5/60) \Rightarrow \varphi_2 = 1,13$$

Γ) Δυναμικός συντελεστής φ_3

Ο συντελεστής φ_3 εφαρμόζεται στο ανυψωμένο φορτίο όταν ξαφνικά ελευθερώνεται όλο ή μέρος του και λαμβάνεται υπ' όψη όταν για την ανάρτησή του χρησιμοποιούνται άρπαγες ή μαγνήτες. Υποτίθεται ότι, στην περίπτωση μας, δεν υπάρχει δυνατότητα ξαφνικής απελευθέρωσης του συνόλου ή μέρους του αναρτημένου φορτίου. Επομένως η μάζα του ενδεχόμενου απελευθερωμένου φορτίου Δm είναι μηδενική ($\Delta m=0$), οπότε:

$$\varphi_3 = 1,0$$

Δ) Δυναμικός συντελεστής φ_4

Ο δυναμικός συντελεστής φ_4 εφαρμόζεται τόσο στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας όσο και στο ανυψούμενο φορτίο. Εάν οι κατασκευαστικές ανοχές για τους διαδρόμους των τροχιών, που ορίζονται στον Ευρωκώδικα 3 -Μέρος 6, ικανοποιούνται μπορεί να θεωρηθεί ότι:

$$\varphi_4 = 1,0$$

Ε) Δυναμικός συντελεστής φ_5

Ο συντελεστής φ_5 λαμβάνει υπ' όψη τη δυναμική επιρροή της δύναμης προώθησης και εφαρμόζεται επί των οριζοντίων (κατά μήκος και εγκάρσιων) δυνάμεων που αναπτύσσονται στις τροχιές κατά την επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας. Εάν ο δυναμικός φ_5 δεν λαμβάνεται στα έγγραφα προδιαγραφών του γερανού, ενδεικτικές τιμές αυτού δίνονται από σχετικό πίνακα του Ευρωκώδικα 1-Μέρος 3 που παρατίθεται παρακάτω (πίνακας 3.3)

Τιμές του δυναμικού συντελεστή φ_5	Συγκεκριμένη χρήση
$\varphi_5=1,0$	Για φυγόκεντρες δυνάμεις
$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$	Συστήματα στα οποία οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά
$1,5 \leq \varphi_5 \leq 2,0$	Απότομες αλλαγές
$\varphi_5=3,0$	Καθοδήγηση με σημαντικές νεκρές διαδρομές

Πίνακας 3.3_ Δυναμικός συντελεστής φ_5

Στην παρούσα εργασία υποθέτουμε ότι στη γερανογέφυρα έχουμε σύστημα στο οποίο οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά οπότε:

$$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$$

Συνεπώς η πιο δυσμενής φόρτιση για την γερανογέφυρα μας είναι: $\varphi_5=1,5$

ΣΤ) Δυναμικός συντελεστής φ_7

Ο δυναμικός συντελεστής φ_7 λαμβάνει υπ' όψη του την ελάχιστη επιρροή της δύναμης στα άκρα των τροχών, που προκαλείται όταν η γέφυρα συναντά εμπόδιο. Εφαρμόζεται στην περίπτωση της σύγκρουσης της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που τοποθετούνται στα άκρα των ραγών για να εμποδιστεί η περαιτέρω κίνησή της (buffers). Οι δυνάμεις που προκαλούνται από αυτή τη σύγκρουση (buffer forces) πολλαπλασιάζονται με τον δυναμικό συντελεστή φ_7 έτσι ώστε να μετατραπούν σε ισοδύναμα στατικά φορτία. Η δυσμενέστερη τιμή για τον συντελεστή φ_7 είναι $\varphi_7 = 1,6$ σύμφωνα με το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 1 και αυτή παίρνουμε στην παρούσα εργασία.

$$\varphi_7 = 1,$$

3.4 Συνδυασμοί Δράσεων

Όπως έχει ήδη αναφερθεί οι δυναμικοί συντελεστές συμβάλλουν στον υπολογισμό των φορτίων, κατακόρυφων και οριζόντιων.

Η ταυτόχρονη δράση των παραπάνω δυναμικών φορτίων μπορεί να ληφθεί υπ' όψη κατατάσσοντας τα σε ομάδες φορτίων. Κάθε μία από αυτές τις ομάδες φορτίων ορίζει μια χαρακτηριστική δράση της γερανογέφυρας που θα χρησιμοποιηθεί για τη δημιουργία ενός συνδυασμού φορτίων με εκείνες τις φορτίσεις που δεν προκαλούνται από τη γερανογέφυρα.

Για το λόγο αυτό πριν υπολογίσουμε τα φορτία λαμβάνουμε υπ' όψη τον πίνακα 3.4 ο οποίος καθορίζει τους συνδυασμούς φορτίων και δυναμικών συντελεστών όσο αφορά τις δράσεις της γερανογέφυρας και ο οποίος επισυνάπτεται παρακάτω.

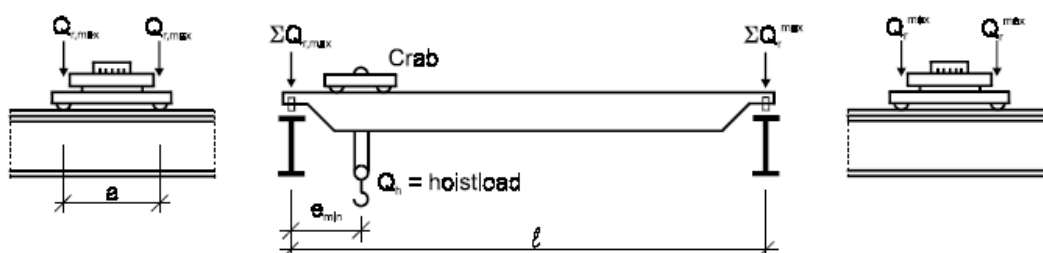
		Σύμβολο	Ομάδες φορτίων										
			ULS							Δοκιμαστικό φορτίο		τυχηματικές	
			1	2	3	4	5	6	7	8α	8β	9	10
1	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας	Q_C	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	φ_1	1	1
2	Ανυψούμενο φορτίο	Q_h	φ_2	φ_3	-	φ_4	φ_4	φ_4	η	-	-	1	1
3	Επιτάχυνση της γερανογέφυρας	H_L, H_T	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	-	-	-	φ_5	-	-	-
4	Παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας	H_S	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-
5	Επιτάχυνση η τροχοπέδηση του βαρούλκου ή του ανυψωτικού συστήματος	H_{T3}	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
6	Άνεμος	F_W	1	1	1	1	1	-	-	1	1	-	-
7	Δοκιμαστικό φορτίο	Q_T	-	-	-	-	-	-	-	φ_6	φ_6	-	-
8	Δύναμη πρόσκρουσης στα άκρα	H_B	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,6	-
9	Δύναμη πρόσκρουσης της ανυψωτικής διάταξης ή του φορτίου σε εμπόδιο	H_{TA}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

Πίνακας 3.4_ Ομάδες φορτίων που πρέπει να θεωρηθούν ως μία χαρακτηριστική τιμή δράσης της γερανογέφυρας και δυναμικοί συντελεστές που πρέπει να εφαρμοστούν κατά περίπτωση

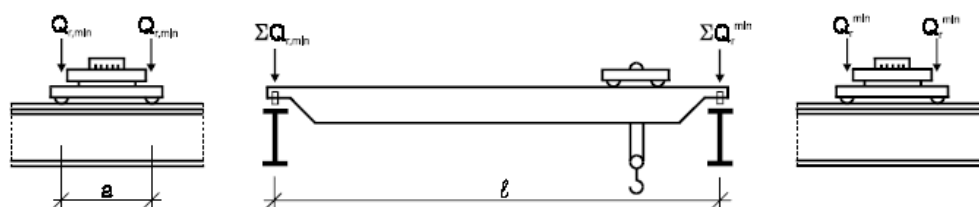
3.5 Κατακόρυφα φορτία

Για τον υπολογισμό των κατακόρυφων φορτίων θεωρούμε ότι η γερανογέφυρα φορτίζεται με το μέγιστο φορτίο των $40t= 400KN$ και ότι το φορτίο αυτό βρίσκεται στην ακραία δυνατή θέση (νοουμένου ότι στους υπολογισμούς λαμβάνεται υπ' όψη το ίδιο βάρος). Έχουμε δηλαδή τη μία δοκό κυλίσεως να καταπονείται περισσότερο και την άλλη να είναι η λιγότερη φορτισμένη δοκός.

A) Διάταξη των φορτίων της φορτισμένης γερανογέφυρας έτσι ώστε η δοκός κυλίσεως να αποκτήσει τη μέγιστη φόρτιση.



B) Διάταξη των φορτίων της αφόρτιστης γερανογέφυρας έτσι ώστε η δοκός κυλίσεως να αποκτήσει την ελάχιστη φόρτιση



Σχήμα 3.2 Διάταξη φορτίων έτσι ώστε να λαμβάνουμε τις σχετικές κατακόρυφες δυνάμεις

Τα φορτία που είναι σημειωμένα πάνω στα σχήματα ορίζονται ακολούθως:

$Q_{r,max}$: το μέγιστο φορτίο ανά τροχό της φορτιζόμενης γερανογέφυρας

$Q_{r,(max)}$:το συνοδευτικό φορτίο ανά τροχό της φορτιζόμενης γερανογέφυρας

$\Sigma Q_{r,max}$:το σύνολο των μέγιστων φορτίων ανά δοκό κυλίσεως της φορτιζόμενης γερανογέφυρας

$\Sigma Q_{r,(max)}$:το σύνολο των μέγιστων συνοδευτικών φορτίων ανά δοκό κυλίσεως της φορτιζόμενης γερανογέφυρας

$Q_{r,min}$:το ελάχιστο φορτίο ανά τροχό της αφόρτιστης γερανογέφυρας

$Q_{r,(min)}$:το συνοδευτικό φορτίο ανά τροχό της αφόρτιστης γερανογέφυρας

$\Sigma Q_{r,\min}$:το σύνολο των ελάχιστων φορτίων ανά δοκό κυλίσεως της αφόρτιστης γερανογέφυρας

$Q_{h,\text{nom}}$:το ονομαστικό φορτίο ανύψωσης. Στο παράδειγμά μας είναι 40t(=400kN)

a :η απόσταση μεταξύ των τροχών. Στο παράδειγμά μας είναι 4,0m.

e_{\min} :η ελάχιστη απόσταση της ακραίας θέσης του αγκίστρου ανάρτησης από τον άξονα της δοκού κυλίσεως. Στο παράδειγμά μας είναι 1243mm.

3.5.1_Ελάχιστες τιμές (γερανογέφυρα αφόρτιστη).

Φορείο στην ακραία δυνατή θέση (εγγύτερα π.χ. στην τροχιά 2, βλέπε Σχ.3.3)

Συνδυασμοί φορτίων 1,2

Φορτίο γερανογέφυρας, εκτός του φορείου, ανηγμένο σε ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο

$$q_c = (280,72-38,85):30 = 8,062\text{kN/m}$$

$$\Sigma Q_r^{\min} = \frac{1}{2} \cdot 8,87 \cdot 30 + 42,785 \frac{30-1,01}{30} = 174,395\text{KN}$$

και ανά τροχό

$$Q_r^{\min} = 87,2\text{kN}$$

Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως (τροχιά 1 σχήματος)

$$\Sigma Q_{r,\min} = \frac{1}{2} \cdot 8,87 \cdot 30 + 42,785 \frac{1,01}{30} = 134,5\text{KN}$$

και ανά τροχό

$$Q_{r,\min} = 67,24\text{kN}$$

3.5.2_Μέγιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων.

Φορείο στην ακραία δυνατή θέση.

(α) Συνδυασμός φορτίων 1

$$Q_H = \varphi_2 \cdot Q_{r,\text{nom}} = 1,13 \cdot 400 = 452 \text{ kN}$$

Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\Sigma Q_{r,\max} = \frac{1}{2} \cdot 8,87 \cdot 30 + (42,785 + 452) \frac{28,99}{30} = 611,18 \text{ kN}$$

και ανά τροχό $Q_{r,\max} = 305,6\text{kN}$

Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\Sigma Q_r^{\max} = \frac{1}{2} \cdot 8,87 \cdot 30 + (42,785 + 452) \frac{1,01}{30} = 149,71 \text{ kN}$$

και ανά τροχό $Q_r^{\max} = 74,86 \text{ kN}$

(β) Συνδυασμός φορτίων 2

$$Q_H = \varphi_3 \cdot Q_{r,nom} = 1,0 \cdot 400 = 400 \text{ kN οπότε}$$

$$\Sigma Q_{r,max} = \frac{1}{2} \cdot 8,87 \cdot 30 + (42,735 + 400) \frac{28,99}{30} = 560,88 \text{ kN}$$

$$Q_{r,max} = 280,44 \text{ kN}$$

και

$$\Sigma Q_r^{max} = \frac{1}{2} \cdot 8,87 \cdot 30 + (42,785 + 400) \frac{1,01}{30} = 147,96 \text{ kN}$$

$$\text{και } Q_r^{max} = 73,98 \text{ kN}$$

(γ) Συνδυασμοί φορτίων 4,5 ($\varphi_4 = 1,0$)

$$\Sigma Q_{r,max} = \frac{1}{2} \cdot 8,062 \cdot 30 + (38,85 + 400) \frac{30 - 1,01}{30} = 545,01 \text{ kN}$$

$$\text{και } Q_{r,max} = 272,51 \text{ kN}$$

$$\Sigma Q_r^{max} = \frac{1}{2} \cdot 8,062 \cdot 30 + (38,85 + 400) \frac{1,01}{30} = 135,71 \text{ kN}$$

$$\text{και } Q_r^{max} = 67,86 \text{ kN}$$

3.5.3_Εκκεντρότητα των κατακόρυφων φορτίων

πλάτος τροχιάς $b_r = 50 \text{ mm}$

εκκεντρότητα

$$e = \frac{1}{4} b_r = 12,5 \text{ mm}$$

3.6 Οριζόντια φορτία

3.6.1_Οφειλόμενα σε επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας

(α) Κατά μήκος δυνάμεις

Συντελεστής τριβής τροχού – τροχιάς: $\mu = 0,20$

Κινητήρια δύναμη

$$K = \mu \cdot \Sigma Q_{r,min}^* = \mu \cdot m_w \cdot Q_{r,min} = 0,20 \cdot 2 \cdot 61,12 = 24,45 \text{ kN}$$

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

Οριζόντιες κατά μήκος δυνάμεις (Σχ. 3.3_β):

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi_5 K \frac{1}{n_r} = 1,50 \cdot 24,45 \cdot \frac{1}{2} = 18,34 \text{ kN}$$

(β) Εγκάρσιες δυνάμεις

Συντελεστής ξ_1 της απόστασης $\xi_1 \ell$ του κέντρου βάρους S του συστήματος γερανογέφυρα – φορείο – αναρτημένο φορτίο, από την τροχιά 1 (Σχ. 3.3_γ):

$$\xi_1 = \Sigma Q_{r,\max} / \Sigma Q_r = \Sigma Q_{r,\max} / (\Sigma Q_{r,\max} + \Sigma Q_r^{\max}) = 545,01 / (545,01 + 135,71) = 0,8$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 0,2$$

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

$$\ell_s = (\xi_1 - 0,5)\ell = (0,8 - 0,5) \cdot 30 = 9 \text{ m}$$

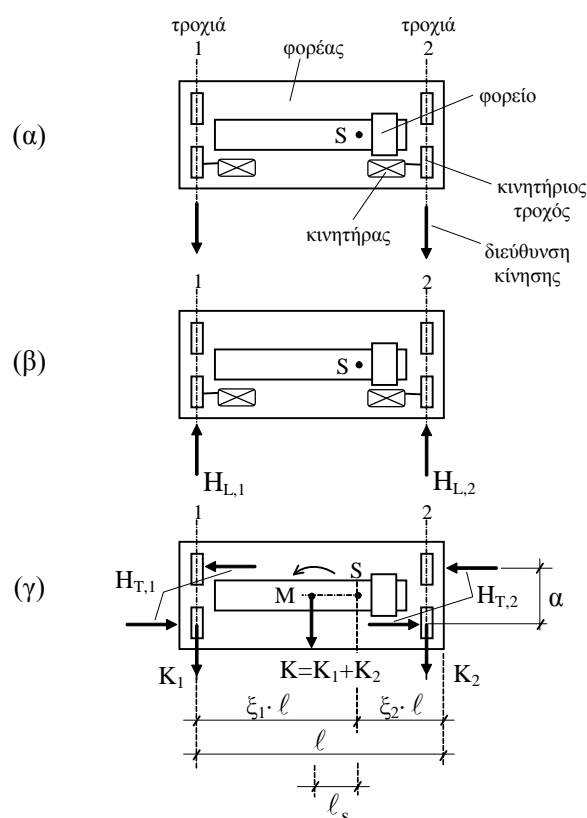
Ροπή στροφής που προκαλείται από την κινητήρια δύναμη

$$M = K \cdot \ell_s = 9 \cdot 24,45 = 220,05 \text{ kNm}$$

$$H_{T,1} = \varphi_5 \cdot \xi_2 \cdot \frac{M}{\alpha} = 1,50 \cdot 0,2 \cdot \frac{220,05}{4,5} = 14,67 \text{ kN}$$

Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στην περισσότερο φορτιζόμενη τροχιά:

$$H_{T,2} = \varphi_5 \cdot \xi_1 \cdot \frac{M}{\alpha} = 1,50 \cdot 0,8 \cdot \frac{220,05}{4,5} = 58,68 \text{ kN}$$



Σχήμα. 3.3 α) Στοιχεία της γερανογέφυρας, σχηματική διάταξη. Φορείο στην ακραία δυνατή θέση, β) κατά μήκος δυνάμεις H_L οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας, γ) εγκάρσιες δυνάμεις H_T οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας

3.6.2_Οριζόντια φορτία οφειλόμενα στην παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας (skewing forces)

Οι δυνάμεις αυτές αποτελούνται από την οδηγούσα δύναμη S , που ασκείται στη θέση που βρίσκονται τα μέσα καθοδήγησης, και από δύο (οριζόντιες) δυνάμεις σε κάθε τροχό (κατά μήκος και εγκάρσια), υπολογίζονται δε μέσω των συντελεστών f και $\lambda_{S,ij,k}$ (i ο αριθμός της τροχιάς, 1 ή 2, j ο αριθμός του ζεύγους τροχών ένας και ο αντίστοιχος του στην απέναντι τροχιά και k η διεύθυνση, L η κατά μήκος και T η εγκάρσια).

Ως μέσα καθοδήγησης χρησιμοποιούνται συνήθως ένσφαιροι τριβείς (ρουλεμάν) ή επίπεδα ελάσματα που μπορεί να προηγούνται ή να έπονται των τροχών ή να συμπίπτουν ως προς τη θέση με αυτούς για την περίπτωση των ελασμάτων. Στο Σχ. 19.3 φαίνονται διάφορες δυνατές θέσεις των μέσων καθοδήγησης και έχουν σχεδιαστεί, για κάθε περίπτωση, η δύναμη καθοδήγησης S και οι εγκάρσιες δυνάμεις H_S στους άξονες των τροχών.

Οι τιμές των συντελεστών λ_S εξαρτώνται από την απόσταση h μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και του στιγμιαίου κέντρου στροφής (Σχ. 19.3), από το εάν οι αντίστοιχοι (απέναντι) τροχοί κάθε τροχιάς είναι μεταξύ τους ανεξάρτητοι (σύστημα I) ή συνδεδεμένοι με κοινό άξονα (σύστημα C) και από το εάν ο άξονας αυτός (πραγματικός ή ιδεατός) είναι σταθερά συνδεδεμένος και στους δύο τροχούς (σύστημα FF) ή σταθερά με τον ένα με δυνατότητα σχετικής πλευρικής μετακίνησης ως προς τον άλλο (σύστημα FM). Για την περίπτωση του παραδείγματός μας η διάταξη διευκρινίζεται στην εκφώνηση (σύστημα IFF).

Η γωνία λοξότητας α (skewing angle) εξαρτάται από το διάκενο μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και της τροχιάς, το είδος των μέσων καθοδήγησης και άλλους παράγοντες. Εάν για τα στοιχεία αυτά δεν υπάρχουν ακριβέστερα δεδομένα ή γωνία λοξότητας μπορεί, επί το δυσμενέστερο, να λαμβάνεται ίση προς 0,015 rad.

Τιμή του συντελεστή f :

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

Υπολογισμός της αποστάσεως h :

Υποτίθεται, εν προκειμένω, ότι χρησιμοποιούνται τροχοί εφοδιασμένοι με επίπεδα ελάσματα καθοδήγησης. Επομένως η απόσταση e_1 του προηγούμενου ζεύγους τροχών j ($j=1$) από τα μέσα καθοδήγησης είναι μηδενική ($e_1 = 0$). Για το δεύτερο ζεύγος τροχών

(j=2), επίσης, είναι $e_2 = a = 3,15 \text{ m}$. Επειδή εξ άλλου δεν υπάρχουν ζεύγη συνεζευγμένων τροχών είναι $m = 0$ και άρα

$$h = \frac{m \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \ell^2 + \Sigma e_i^2}{\Sigma e_i} = \frac{\Sigma e_i^2}{\Sigma e_i} = \frac{4,5^2}{4,5} = 4,5 \text{ m}$$

Η διάταξη τροχών και μέσων καθοδήγησης του παραδείγματος αντιστοιχεί στην περίπτωση (α) του Σχ. 3.4

Προσδιορισμός των συντελεστών λ_s :

$$\lambda_{s_j} = 1 - \frac{\Sigma e_i}{n \cdot h} = 1 - \frac{4,5}{2 \cdot 4,5} = 0,50$$

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

Για το πρώτο ζεύγος (προηγούμενο) τροχών είναι:

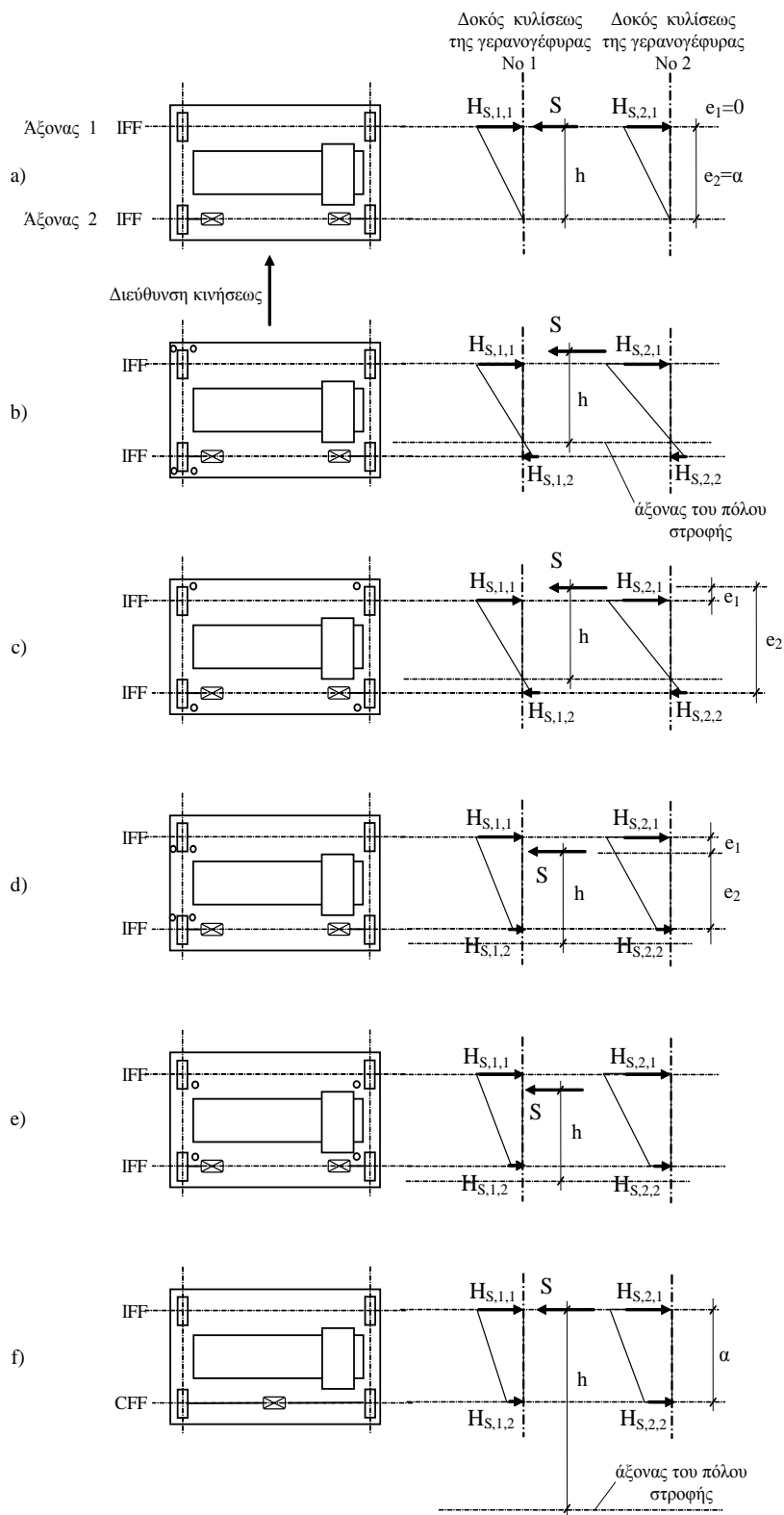
$$\lambda_{s,1,1T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h} \right) = \frac{0,2}{2} (1 - 0) = 0,1 \quad (\acute{\alpha}\xi\omicron\nu\alpha\varsigma \ 1)$$

$$\lambda_{s,2,1T} = \frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h} \right) = \frac{0,8}{2} (1 - 0) = 0,4 \quad (\acute{\alpha}\xi\omicron\nu\alpha\varsigma \ 2)$$

Για το δεύτερο ζεύγος τροχών:

$$\lambda_{s,1,2T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_2}{h} \right) = 0$$

$$\lambda_{s,2,2T} = \frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_2}{h} \right) = 0$$



Σχήμα . 3.4 Δυνάμεις καθόδησησης S και οριζόντιες δυνάμεις H_S για διάφορες θέσεις των μέσων καθόδησησης και διάφορα συστήματα τροχών

Για τις δυνάμεις H_S είναι:

$$S = f \cdot \lambda_{Sj} \cdot \Sigma Q_{r,max} = 0,293 \cdot 0,50 \cdot 545,01 = 79,85 \text{ kN}$$

$$H_{S,1,1T} = f \cdot \lambda_{S,1,1T} \cdot \Sigma Q_{r,max} = 0,293 \cdot 0,1 \cdot 545,01 = 15,96 \text{ kN}$$

$$H_{S,2,1T} = f \cdot \lambda_{S,2,1T} \cdot \Sigma Q_{r,max} = 0,293 \cdot 0,4 \cdot 545,01 = 63,88 \text{ kN}$$

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

οπότε στη θέση του προπορευόμενου ζεύγους τροχών έχουμε, επί της τροχιάς 1

$$H_{S,1T} = H_{S,1,1T} - S = 15,96 - 79,85 = -63,89 \text{ kN}$$

και επί της τροχιάς 2

$$H_{S,2T} = H_{S,2,1T} = 63,89 \text{ kN}$$

Οι παραπάνω δυνάμεις H_S θα ενταχθούν μόνο στο συνδυασμό φορτίων 5.

3.7 Ανακεφαλαιωτικός πίνακας – Φορτία σχεδιασμού

Επί των φορτίων που υπολογίστηκαν στις προηγούμενες παραγράφους εφαρμόζεται, προκειμένου να γίνουν φορτία σχεδιασμού, επί μέρους συντελεστές ασφαλείας $\gamma = 1,35$.

Τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία επαλληλίζονται κατά ομάδες στον επόμενο Πίνακα 1 κατά τον τρόπο που καθορίζει ο Πίνακας 2.2 του EC1-Μέρος 3. Σε κάθε στήλη του πίνακα αντιστοιχεί μία ομάδα κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων ή οποία θεωρείται συνολικά ως ενιαία χαρακτηριστική δράση της γερανογέφυρας. Κάθε τέτοια ομάδα, επίσης, θεωρούμενη ως ενιαία δράση, μπορεί να συνδυάζεται με άλλα μεταβλητά φορτία που δρουν επί της κατασκευής κατά τα οριζόμενα στο Παράρτημα Α του Ευρωκώδικα 1.

Ανακεφαλαιωτικός πίνακας - Φορτία σχεδιασμού

			1	2	3	4	5
Κατακόρυφα φορτία	Ίδιο βάρος της γερανογέφυρας	$Q_{r,(min)}$	87,2 117,72	87,2 117,72	79,24 106,98	79,24 106,98	79,24 106,98
		$Q_{r,min}$	67,24 90,78	67,24 90,78	61,12 82,52	61,12 82,52	61,12 82,52
	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας + ανυψούμενο φορτίο	$Q_{r,max}$	305,6 412,56	280,44 378,6	-	272,51 367,89	272,51 367,89
		$Q_{r,(max)}$	74,86 101,06	73,98 99,88	-	67,86 91,62	67,86 91,62
	Οριζόντια φορτία	Επιτάχυνση επιβράδυνση της γερανογέφυρας	H_{L1}	18,34 24,76	18,34 24,76	18,34 24,76	18,34 24,76
H_{L2}			18,34 24,76	18,34 24,76	18,34 24,76	18,34 24,76	-
H_{T1}			14,67 19,8	14,67 19,8	14,67 19,8	14,67 19,8	-
H_{T2}			58,68 79,22	58,68 79,22	58,68 79,22	58,68 79,22	-
Παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας		$H_{S,1T}$	-	-	-	-	63,89 86,25
		$H_{S,2T}$	-	-	-	-	63,89 86,25

Πίνακας 3. 5_Ανακεφαλαιωτικός πίνακας- φορτία σχεδιασμού

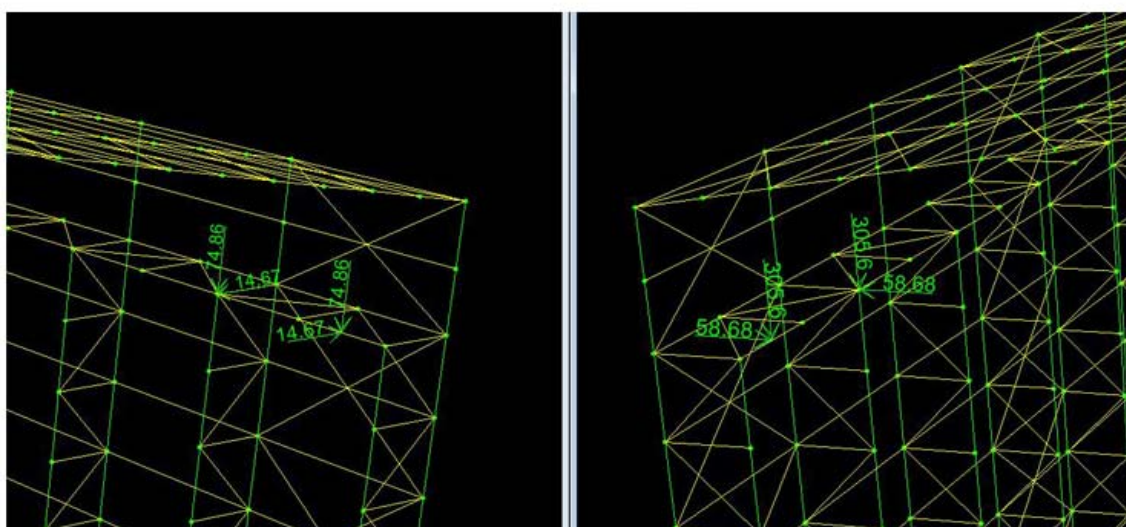
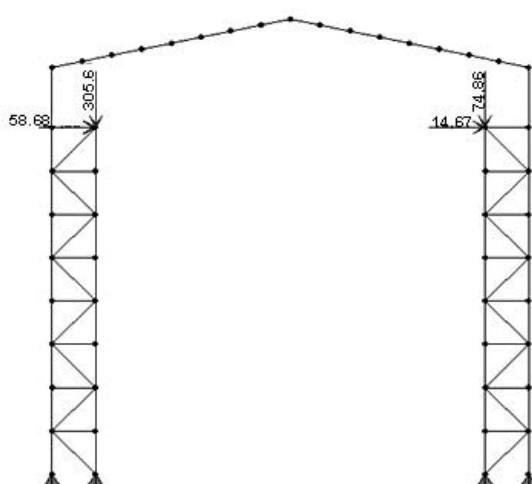
Στον παραπάνω πίνακα τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία επαλληλίζονται κατά ομάδες. Οι πρώτοι αριθμοί δηλώνουν τα φορτία λειτουργία ($\gamma=1,0$) και οι δεύτεροι τα φορτία σχεδιασμού ($\gamma=1,35$). Σε κάθε στήλη του πίνακα αντιστοιχεί μία ομάδα κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων, η οποία θεωρείται συνολικά ως ενιαία χαρακτηριστική δράση της γερανογέφυρας. Κάθε τέτοια ομάδα, επίσης, θεωρούμενη ως ενιαία δράση, μπορεί να συνδυάζεται με άλλα μεταβλητά φορτία που δρουν επί της κατασκευής, όπως ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1.

3.8 Εφαρμογή των φορτίων

Η εφαρμογή των φορτίων έγινε ενδεικτικά σε δύο σημεία του φορέα και πιο συγκεκριμένα στο ακριανό και σε ένα μεσαίο φάτνωμα (φατνώματα 1-2 και 8-9), θέσεις η οποίες επιλέχτηκαν ως οι πιο αντιπροσωπευτικές για μια καλύτερη θεώρηση της κατασκευής και μια πιο αξιόπιστη διαστασιολόγηση των διατομών. Για καθεμία από αυτές τις θέσεις διακρίναμε τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις.

1^η Περίπτωση

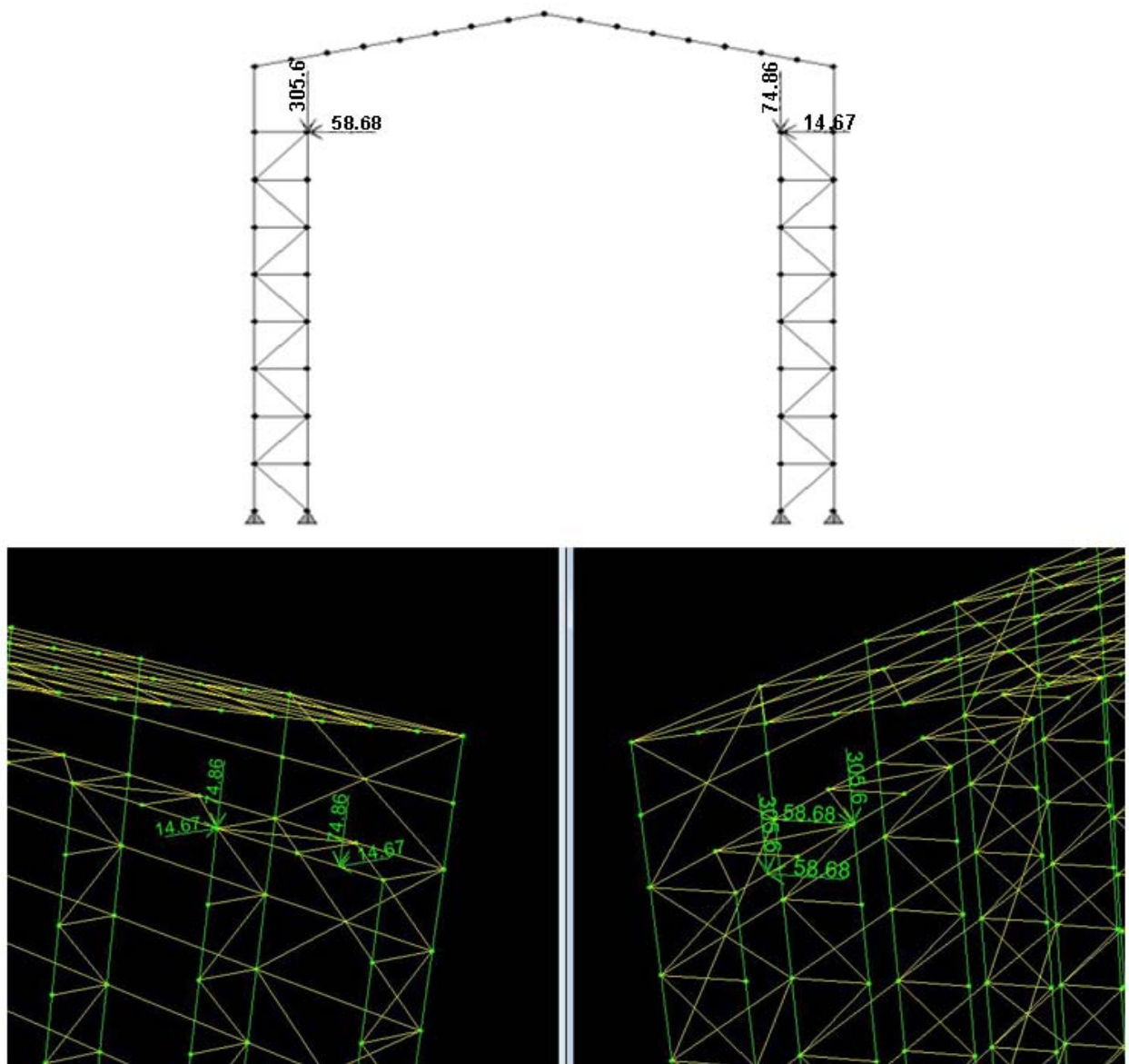
Η αριστερή δοκός να είναι η περισσότερο φορτισμένη και η δεξιά η λιγότερο. Η οριζόντια δύναμη να είναι προς τα δεξιά.



Σχήμα 3.5_Πρώτη περίπτωση φόρτισης

2^η Περίπτωση

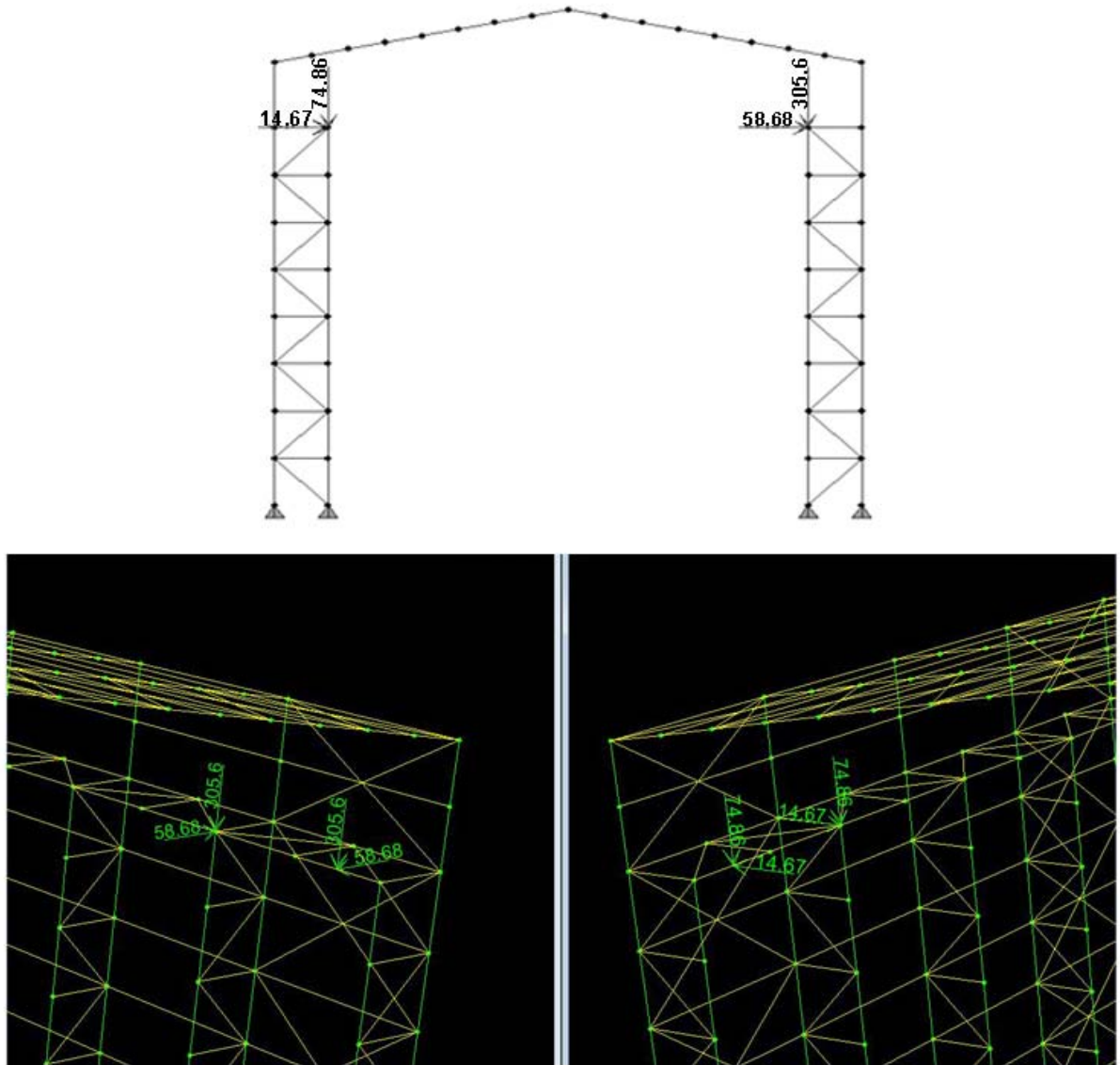
Η αριστερή δοκός να είναι η περισσότερο φορτισμένη και η δεξιά η λιγότερο. Η οριζόντια δύναμη να είναι προς τα αριστερά.



Σχήμα 3.5 Δεύτερη περίπτωση φόρτισης

3^η Περίπτωση

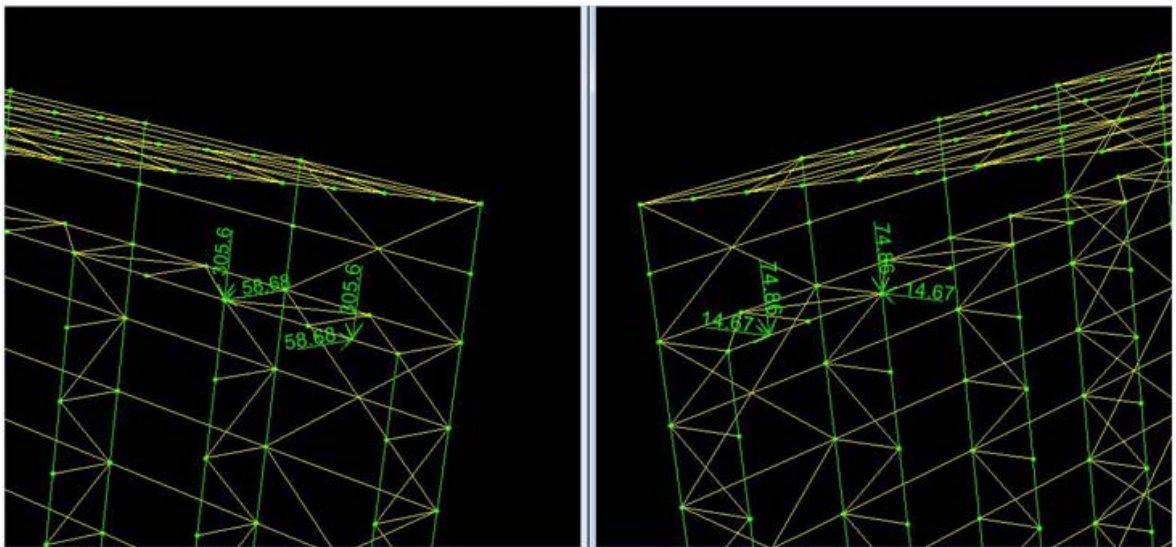
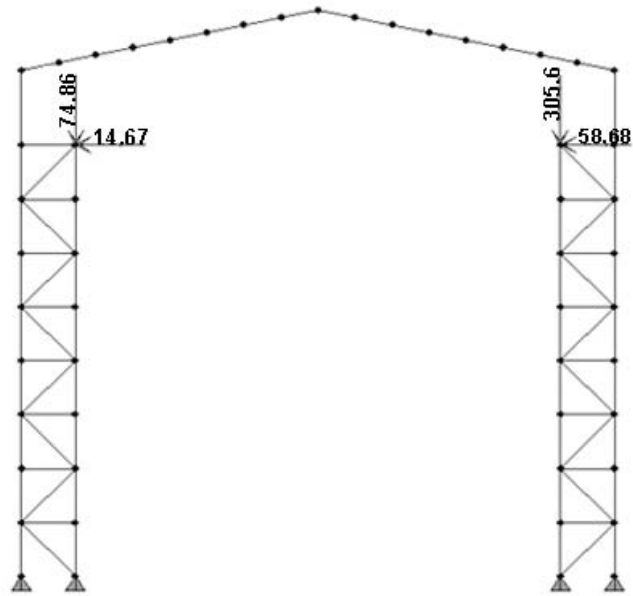
Η δεξιά δοκός να είναι η περισσότερο φορτισμένη και η αριστερή η λιγότερο. Η οριζόντια δύναμη να είναι προς τα δεξιά.



Σχήμα 3. 6 Τρίτη περίπτωση φόρτισης

4^η Περίπτωση

Η δεξιά δοκός να είναι η περισσότερο φορτισμένη και η αριστερή η λιγότερο. Η οριζόντια δύναμη να είναι προς τα αριστερά.



Σχήμα 3. 7 Τέταρτη περίπτωση φόρτισης

3.9 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΟΚΟΥ ΚΥΛΙΣΕΩΣ

3.9.1_ΕΠΙΛΟΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΤΗΝ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

Με βάση τη γραμμική επιρροής της καμπτικής ροπής σε τυχαία θέση αμφιέριστης δοκού, ανοίγματος ℓ , αποδεικνύεται ότι η ροπή αυτή, λόγω δύο συγκεντρωμένων φορτίων P που απέχουν απόσταση a μεταξύ τους, γίνεται μέγιστη όταν το πρώτο φορτίο βρίσκεται σε απόσταση, $x = (2\ell - a)/4$ από το άκρο της δοκού υπό την προϋπόθεση $a < 0,586\ell$. Η μέγιστη αυτή τιμή είναι:

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

Εάν $a > 0,586\ell$

τότε μέγιστη ροπή προκύπτει όταν το ένα από τα δύο φορτία βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος (το δε άλλο εκτός αυτού) οπότε είναι:

$$\max M = P\ell/4$$

Στην παρούσα μελέτη $a=4,5m \geq 0,586\ell = 3,52m$.

Άρα, $\max M = P\ell/4 = 412,56 \cdot (6/4) = 618,84kN$.

Απαιτούμενη ροπή αντίστασης:

$M_{c,Rd} \geq M_{ed}$ άρα $W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{m0} \geq M_{ed}$ άρα

$$W_{pl} \geq (618,84 \cdot 100) / 23,5 = 2633,36$$

Εκλέγουμε HEB400 με $W_{pl} = 3232$

3.9.2_ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Μόνιμα και κινητά αναλαμβάνονται με συντελεστές ασφαλείας $\gamma = 1$.

Παραμόρφωση λόγω συγκεντρωμένων κινητών φορτίων:

$$f = \frac{P \cdot c}{24EI} (3\ell^2 - 4c^2), \text{ όπου } c \text{ η απόσταση του κάθε φορτίου απ' το άκρο.}$$

$$\delta_{1z} = \frac{305,6 \cdot 300}{24 \cdot 21000 \cdot 57680} (3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 300^2) = 2,27cm$$

που είναι οριακό και αλλάζουμε διατομή σε HEB650.

$$\delta_{1z} = \frac{305,6 \cdot 300}{24 \cdot 21000 \cdot 210600} (3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 300^2) = 0,62cm$$

Παραμόρφωση λόγω ίδιου βάρους της δοκού κυλίσεως:

$\delta_{2z} = [(5 \cdot 2,25 \cdot 600^4) / (21000 \cdot 210600 \cdot 384 \cdot 100)] = 0,01 \text{ cm}$ και άρα η συνολική παραμόρφωση είναι: $\delta_{\text{ολ}} = 0,01 + 0,62 \leq (L/600) = 1 \text{ cm}$. Η παραμόρφωση είναι στα αποδεκτά όρια,

συνεπώς εκλέγουμε την HEB650.

3.9.3_ Κατάταξη διατομής

$$\varepsilon = (235/235)^{0,5} = 1$$

ΚΟΡΜΟΣ

$$c/tw = 534/16 = 33,4 < 72\varepsilon$$

ΠΕΛΜΑ

$$c/tw = (300 - 16 - 2,27)/3 = 3,71 < 10^{\varepsilon}$$

άρα διατομή κατηγορίας 1.

3.10 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

3.10.1_ συνδυασμός 1, μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας λόγω των φορτίων τροχού.

$$\text{Είναι } \max M = Pl/4 = 412,56 \cdot (6/4) = 618,84 \text{ kNm.}$$

$$Q = 412,56 \text{ kN.}$$

Από στατική επίλυση $V = 206,28 \text{ kN}$.

Ταυτοχρόνως με τα παραπάνω κατακόρυφα φορτία ασκούνται οι οριζόντιες δυνάμεις $H_1 = 79,22 \text{ kN}$ και επί πλέον λόγω της εκκεντρότητας των δυνάμεων αυτών ως προς το κέντρο της διατομής συγκεντρωμένες στρεπτικές ροπές

$$M_{\text{τα}} = M_{\text{τβ}} = 79,22 \cdot (65/2 + 3) = 2812,31 \text{ kNcm}$$

οι οποίες αναλυόμενες σε ζεύγος δυνάμεων με μοχλοβραχίονα την απόσταση των κέντρων των δύο πελμάτων δίνουν πρόσθετη οριζόντια δύναμη

$$H_1 = 2812,31/61,9 = 45,44 \text{ kN}$$

οπότε στο άνω πέλμα της δοκού κυλίσεως ασκούνται συνολικά οριζόντιες και αντίθετης φοράς δυνάμεις

$$H = H_T + H_i = 79,22 + 45,44 = 124,66 \text{ kN}$$

που δεχόμαστε ότι θα παραληφθούν από το πέλμα αυτό

3.10.2_ συνδυασμός 1, μέγιστη τέμνουσα δύναμη.

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη, για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας, προκύπτει στο άκρο της δοκού κυλίσεως όταν το ένα από τα δύο κινητά συγκεντρωμένα κατακόρυφα φορτία βρίσκεται στο άκρο αυτό. Είναι:

$$\max V_{y,Ed} = 412,56 \left(1 + \frac{6 - 4,5}{6} \right) = 515,7 \text{ kN}$$

3.10.3_ συνδυασμός 5, μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα αδρανείας

Η ροπή αυτή προκαλείται, στο συγκεκριμένο συνδυασμό, όταν το φορτίο $H_S = 86,25 \text{ kN}$ από την παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος.

Προκαλούμενη συγχρόνως συγκεντρωμένη στρεπτική ροπή $M_t = 86,25 \cdot 35,5 = 3061,875 \text{ kNcm}$,

οριζόντιες δυνάμεις ισοδύναμου ζεύγους $H_t = 3061,875 / 61,9 = 49,47 \text{ kN}$, συνολική οριζόντια δύναμη $H = 86,25 + 49,47 = 135,72 \text{ kN}$ και αντίστοιχη ροπή $M_z = 203,58$

Η συνυπάρχουσα ροπή περί τον κύριο άξονα αδρανείας αντιστοιχούσα σε δύο συγκεντρωμένα φορτία $367,89 \text{ kN}$ εκ των οποίων το ένα βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος υπολογίζεται ίση προς $M_y = 551,84 \text{ kNm}$.

3.10.4_ συνδυασμός 5, μέγιστη τέμνουσα για κάμψη περί τον ασθενή άξονα αδρανείας.

Αντιστοιχεί σε θέση του οριζόντιου φορτίου $135,72 \text{ kN}$ πλησίον της στήριξης.

(ε) Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού λόγω του ίδιου βάρους της δοκού κυλίσεως.

Ίδιο βάρος δοκού κυλίσεως περιλαμβανομένης της τροχιάς: $2,37 \text{ kN/m}$.

$$M_{g,Ed} = \frac{1}{8} \cdot 2,37 \cdot 6^2 \cdot 1,35 = 14,4 \text{ kNm}$$

$$V_{g,Ed} = \frac{1}{2} \cdot 2,37 \cdot 6 \cdot 1,35 = 9,6 \text{ kN}$$

3.11 Έλεγχος διατομής στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

3.11.1 Έλεγχος του κορμού σε διάτμηση

Επιφάνεια διάτμησης:

$$A_v = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 286,3 - 2 \cdot 30 \cdot 3,1 + (1,6 + 2 \cdot 2,7) \cdot 3,1 = 122 \text{ cm}^2$$

Αντοχή σε διάτμηση:

$$V_{y,Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \gamma_M) = 122 \cdot 23,5 / 1,00 \cdot \sqrt{3} = 1655,26 \text{ kN}$$

Έλεγχος:

$$V_{y,Ed} = 515,7 + 9,6 = 525,3 \text{ kN} < V_{y,Rd}$$

3.11.2 Έλεγχος του άνω πέλματος σε διάτμηση.

Υποτίθεται ότι τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται μόνον από τη λεπίδα του άνω πέλματος της δοκού. Είναι:

$$V_{z,Rd} = 30 \cdot 3,1 \cdot 23,5 / (1,00 \cdot \sqrt{3}) = 1261,8 \text{ kN} > V_{z,Ed} = 135,72 \text{ kN}$$

3.11.3 Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη και αξονική δύναμη για το συνδυασμό φορτίων 1 (μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας).

Λόγω του μικρού μεγέθους της αξονικής δύναμης δεν γίνεται έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού. Τα οριζόντια κατά μήκος και εγκάρσια φορτία θεωρείται ότι αναλαμβάνονται μόνο από την λεπίδα του άνω πέλματος. Οι στρεπτικές ροπές αναλύονται σε ζεύγη δύο δυνάμεων που ενεργούν οριζόντια στις στάθμες του άνω και κάτω πέλματος της δοκού. Η παραδοχή αυτή είναι δυσμενής μιας και υποτίθεται παραλαβή από την δοκό των στρεπτικών ροπών εξ'ολοκλήρου μέσω στρεβλώσεως των διατομών της. Επίσης στην σχέση με την οποία πραγματοποιούμε τον συγκεκριμένο έλεγχο θα λάβουμε σαν δεδομένο ότι $M_{\theta,z,sd} = 0$ θεωρώντας ότι η δοκός δεν χρειάζεται πλευρική προστασία.

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

$$\left[\frac{N_{sd}}{A_{fy}} / \gamma_{M1} \right] + \left[\frac{M_{9,y,sd}}{W_{plfy}} / \gamma_{M1} \right] + \left[\frac{M_{9,z,sd}}{a_r W_{el,zfy}} / \gamma_{M1} \right] + \left[\frac{\sigma_{\varphi_w,Ed}}{a_{fy}} / \gamma_{M1} \right] < 1 \quad (1)$$

$$a_T = W_{pl,z} / W_{el,z} = 1441 / 932,3 = 1,54, \text{ \acute{a}\rho\alpha } a_T = 1,25$$

$$N_{sd} = H_I = 24,76 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = 618,84 + 14,4 = 633,24 \text{ KNm}$$

$M_{9,z,sd} = 0$ λόγω της ύπαρξης πλευρικού δικτυώματος που εξασφαλίζει τη δοκό σε πλευρική παραμόρφωση.

$M_{t,Ed} = 33,28 \text{ KNm}$. Αναλύουμε την ροπή αυτή σε ζεύγος δυνάμεων στα πέλματα και έχουμε:

$$V_f = M_{t,Ed} / (h - t_f) = 53,76 \text{ KN}$$

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

$$M_f = 53,76 \cdot (6/4) = 80,64 \text{ KN}$$

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

ελαστική ροπή αντίστασης πέλματος:

$$W_{el,f} = 2I_f / b = 2 \cdot 6750 / 30 = 450 \text{ cm}$$

$$\text{ορθή τάση από στρέβλωση: } \sigma_{\varphi_w,Ed} = M / W_{el,f} = 8064 / 450 = 17,92 \text{ KN/cm}$$

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

$$0,0128 + 0,405 + 0,56 = 0,97 < 1$$

3.12_ Δυνατότητα ταλάντωσης του κάτω πέλματος.

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

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

$$\text{ακτίνα αδράνειας: } i_z = (6750 / 3 \cdot 30)^{0,5} = 8,67 \text{ cm}$$

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

δεν υπάρχει κίνδυνος ταλάντωσης του κάτω πέλματος

3.13 Συνδιασμένη διάτμηση από κάμψη και στρέψη.

Η μέγιστη στρεπτική ροπή που καταπονεί τη δοκό $M_{t,ed}=33,28\text{kNm}$,

άρα:

$$T_{w,ed}=33,28/2=16,64\text{kNm}$$

$$\tau_{v, ed} = M_{t,ed} \cdot (t_w / J) = 1664 \cdot (1,6 / 739,2) = 3,6 \text{ KN/cm}^2$$

Άρα, αντικαθιστώντας τα παραπάνω έχουμε

$$\beta_v = (V_{sd} / A_v) / [(f_y / \sqrt{3})] + [\tau_{v,Ed} / (1,25f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}]^2 = 0,16 < 0,50$$

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

3.14 Έλεγχος τοπικής έντασης υπό το φορτίο τροχού

Ο έλεγχος γίνεται υπό το φορτίο τροχού στο ανώτατο σημείο του κορμού με βάση ελαστική ανάλυση και κριτήριο ισοδύναμης τάσης. Για τον προσδιορισμό της τοπικής έντασης λαμβάνονται υπόψη:

- (α) οι ορθές κατά μήκος τάσεις από την κύρια κάμψη
- (β) οι εγκάρσιες ορθές θλιπτικές τάσεις υπό το φορτίο τροχού
- (γ) οι πρόσθετες ορθές τάσεις λόγω της εκκεντρότητας του κατακόρυφου φορτίου τροχού
- (δ) οι διατμητικές τάσεις λόγω της κύριας κάμψης και
- (ε) οι πρόσθετες τοπικές διατμητικές τάσεις

(α) ορθή κατα μήκος τάση λόγω της κύριας κάμψης

$$\sigma_x = M \cdot y / I = 633,24 \cdot 100 \cdot 26,7 / 210600 = 8,028\text{kN} / \text{cm}^2$$

(β) ορθή εγκάρσια θλιπτική τάση λόγω του φορτίου τροχού

Πλάτος της τροχιάς, στην εδρασή της επί της δοκού κυλίσεως: $b_{fr} = 5 \text{ cm}$

Φθορά της τροχιάς (κατά το ύψος της): $\Delta t_r = 0,25 \cdot 3 = 0,75 \text{ cm}$

Απόσταση του ανώτερου σημείου της τροχιάς από το ανώτερο σημείο του κορμού: $d_r = 3 - 0,75 + 3,1 = 5,35 \text{ cm}$

Ενεργό πλάτος πέλματος: $b_{eff} = b_{fr} + d_r = 10,35 \text{ cm} < b = 30 \text{ cm}$

Ροπή αδρανείας του ενεργού πλάτους του πέλματος ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό του άξονα: $I_{f,eff} = 10,35 \cdot 2^3 / 12 = 23,29 \text{ cm}^4$

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

$$I_r = 5 \cdot 2,25^3 / 12 = 4,75 \text{ cm}^4$$

Η τροχιά δεν θεωρείται, εκ του τρόπου σταθεροποιήσεως της, σταθερά συνδεδεμένη επί του πέλματος άρα:

$$I_{rf} = I_r + I_{f,eff} = 4,75 + 23,29 = 28,04 \text{ cm}^4$$

Ενεργό μήκος κατανομής της τάσης:

$$\ell_{eff} = 3,25 [I_{rf} / t_w]^{1/3} = 3,25 (28,04 / 1,6)^{1/3} = 8,45 \text{ cm}$$

Ορθή τάση λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού:

$$\sigma_{y1} = 30,54 \text{ kN/cm}^2$$

(γ) Ορθές τάσεις επί του κορμού λόγω της εκκεντρότητας του κατακόρυφου φορτίου

Η εκκεντρότητα αυτή προκαλεί στροφή του πέλματος της δοκού και επομένως ορθές τάσεις από κάμψη στον κορμό:

Για τη στρεπτική ροπή:

$$T_{Ed} = F_{z,Ed} \cdot e_y = 412,56 \cdot 1,25 = 515,7 \text{ kNcm}$$

Υποτίθεται, ότι νευρώσεις στον κορμό τοποθετούνται μόνο στις θέσεις των στηρίξεων, άρα $\alpha = 600 \text{ cm}$

Είναι $h_w = 58,8 \text{ cm}$, $\pi h_w / \alpha = 0,307$, $\sinh(\pi h_w / \alpha) = 0,312$ $\sinh(2\pi h_w / \alpha) = 0,665$ οπότε

$$n = \left[\frac{0,75 \cdot \alpha \cdot t_w^3}{I_t} \cdot \frac{\sinh^2(\pi \cdot h_w / \alpha)}{\sinh(2\pi \cdot h_w / \alpha) - 2\pi \cdot h_w / \alpha} \right]^{0,5} = 3,47$$

$$\text{με } I_t = \frac{1}{3} \cdot 30 \cdot (3,1)^3 = 297,9 \text{ cm}^4$$

οπότε

$$\sigma_{y2} = \sigma_{T,Ed} = \frac{6 \cdot T_{Ed}}{\alpha \cdot t_w^2} n \cdot \tanh(n) = 6,9 \text{ kN/cm}^2$$

(δ) διατμητικές τάσεις από κάμψη

Δρώσα τέμνουσα (παράγραφοι 2.3α και δ) $V_{Ed} = 206,28 \text{ kN}$

$$\text{διατμητική τάση } \tau_1 = V_{Ed} \cdot S / bI = 0,64 \text{ kN / cm}^2$$

(ε) πρόσθετες διατμητικές τάσεις

Η πρόσθετη διατμητική τάση λαμβάνεται ίση προς το 20% της ορθής τοπικής τάσης (ανωτέρω β) λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου τροχού.

$$\text{Είναι: } \tau_2 = 0,20 \cdot 30,54 = 6,1 \text{ kN / cm}^2$$

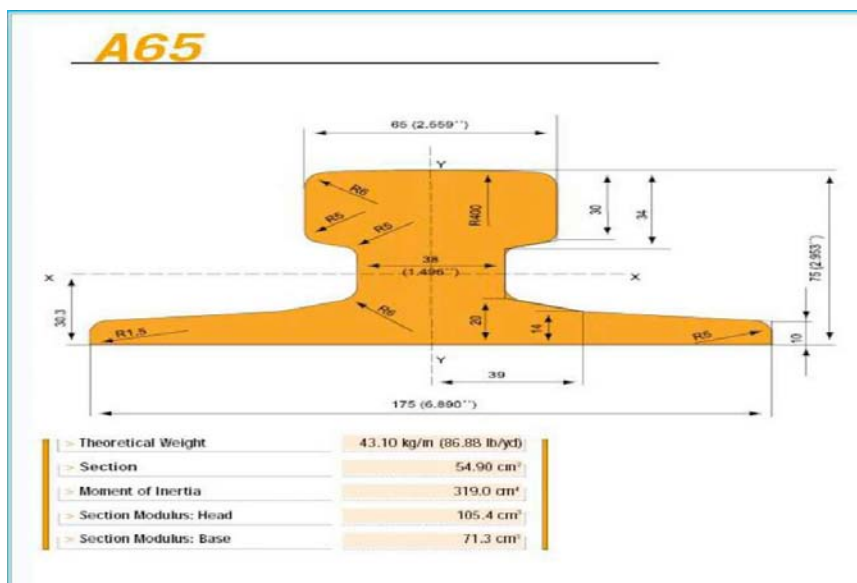
(στ) έλεγχος ισοδύναμης τάσης

$$\text{Είναι: } \sigma_y = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} = 37,74 \text{ kN / cm}^2$$

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 = 6,74 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{eq} = (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2)^{0,5}$$

Επομένως αλλάζουμε τροχιά και επιλεγούμε την παρακάτω:



Σχήμα 3. 8

3.15 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Το άνω πέλμα της δοκού κύλισης εξασφαλίζεται πλευρικά μέσω δικτυώματος προς το υποστύλωμα το οποίο περιορίζει την πλευρική κάμψη, συνεπώς δε χρειάζεται να κάνουμε έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

3.16 Διαφορική κατακόρυφη παραμόρφωση των απέναντι δοκών κυλίσεως

Η διαφορική αυτή παραμόρφωση περιορίζεται για να αποφεύγεται σημαντική κλίση της γερανογέφυρας.

Όταν στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως, με το αναρτημένο φορτίο στην ακραία δυνατή θέση, το φορτίο τροχού είναι 272,51kN στην απέναντι δοκό κυλίσεως ασκείται φορτίο

$$P' = 67,86kN$$

οπότε το βέλος κάμψεως αντίστοιχα υπολογίζεται σε 0,138cm.

$$\text{Είναι: } \Delta h_c = 0,62 - 0,138 = 0,482cm < 3500 / 600 = 5,83cm$$

3.17 Έλεγχος σε κόπωση

Ο έλεγχος σε κόπωση κατά τα EN1991 και EN1993 γίνεται με βάση ιδεατά φορτία, τα οποία, επαναλαμβανόμενα επί $2 \cdot 10^6$ κύκλους, θεωρείται ότι φέρουν ισοδύναμο, από πλευράς κοπώσεως, αποτέλεσμα με την πραγματική ιστορία φόρτισης της δοκού κυλίσεως.

Οι γερανογέφυρες, με βάση τη χρήση και τον τρόπο λειτουργίας τους, κατατάσσονται σε δέκα κατηγορίες (S_0, S_1, \dots, S_9) με προιούσα ευαισθησία στα φαινόμενα κοπώσεως. Κριτήρια αποτελούν ο συνολικός αριθμός των κύκλων φόρτισης (ανεξαρτήτως του μεγέθους του αναρτώμενου φορτίου) και η συχνότητα ανύψωσης του μέγιστου φορτίου.

Η κατάταξη μπορεί να γίνεται με βάση τον Πίνακα B.1 του Παραρτήματος B του EN1991/1.3. Στην παρούσα μελέτη η γερανογέφυρα ανήκει στην κατηγορία S_4 και ανύψωσης HC2.

Οι τάσεις που προκαλούνται από τα οριζόντια φορτία δεν λαμβάνονται υπόψη κατά τον έλεγχο σε κόπωση, δεδομένου ότι η επιρροή τους είναι πρακτικά αμελητέα.

Κατά τον προσδιορισμό της διακυμάνσεως των τάσεων λαμβάνονται υπόψη οι τάσεις οι οφειλόμενες, τόσο στη συνολική συμπεριφορά της δοκού κυλίσεως, όσο και σε τοπικά φαινόμενα και ειδικότερα οι αναπτυσσόμενες κάτω από τα συγκεντρωμένα φορτία των τροχών αφενός, και οι αναπτυσσόμενες λόγω της στροφής του άνω πέλματος της δοκού, ως συνέπεια της έκκεντρης επιβολής των κατακορύφων φορτίων, αφετέρου.

Ιδεατά ισοδύναμα φορτία κοπώσεως

Τα ισοδύναμα ιδεατά φορτία κοπώσεως θα προσδιοριστούν από τη σχέση:

$$Q_e = \lambda_i \cdot \varphi_{fat} \cdot Q_{max,i}$$

Ο συντελεστής λ_i , για την κατηγορία S6 στην οποία ανήκει η γερανογέφυρα, έχει τις τιμές

$\lambda_i = 0,5$ προκειμένου για ορθές τάσεις

$\lambda_i = 0,66$ προκειμένου για διατμητικές τάσεις

Η μέγιστη χαρακτηριστική τιμή του φορτίου τροχού $Q_{max,i}$ της παρούσας μελέτης, είναι:

$$Q_{max,i} = 305,6 \text{ kN}$$

Ο σχετικός με την κόπωση δυναμικός συντελεστής έχει τιμή:

$$\varphi_{fat} = (1 + \varphi_2) / 2 = (1 + 1,13) / 2 = 1,065$$

Τα ισοδύναμα ιδεατά φορτία κοπώσεως είναι:

για ορθές τάσεις

$$Q_{e,i} = 0,5 \cdot 1,065 \cdot 305,6 = 162,732 \text{ kN}$$

για διατμητικές τάσεις

$$Q_{e,i} = 0,66 \cdot 1,065 \cdot 305,6 = 214,8 \text{ kN}$$

Σχέση ελέγχου της επάρκειας έναντι κοπώσεως

Ο έλεγχος επάρκειας έναντι κοπώσεως από ορθές τάσεις, θα γίνει με βάση τη σχέση

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E2} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

Η $\Delta\sigma_{E2}$ είναι η ισοδύναμη διακύμανση τάσεως, σταθερού εύρους, για $2 \cdot 10^6$ κύκλους φορτίσεων, η υπολογιζόμενη με βάση τα παραπάνω ισοδύναμα ιδεατά φορτία. Επί της ισοδυνάμου διακυμάνσεως της τάσεως συνιστάται να εφαρμόζεται επί μέρους συντελεστής ασφάλειας $\gamma_{FF} = 1,0$ εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα.

Η διακύμανση τάσεως $\Delta\sigma_c$ είναι η αντοχή έναντι κοπώσεως, για $2 \cdot 10^6$ κύκλους φορτίσεων που αφορά συγκεκριμένη κατηγορία λεπτομέρειας. Επί της αντοχής αυτής εφαρμόζεται επί μέρους συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{Mf} = 1,35$.

Για την κατάταξη των λεπτομερειών σε κατηγορίες χρησιμοποιούνται οι πίνακες 8.1 έως 8.10 του μέρους 1.9 του EN1993. Για τις ορθές τάσεις στις δοκούς κυλίσεως γερανογεφυρών εφαρμογή έχει ο Πίνακας 8.10.

Προκειμένου για τον έλεγχο έναντι κοπώσεως, από διατμητικές τάσεις, χρησιμοποιείται αντίστοιχη προς την προηγούμενη σχέση. Προκειμένου για τη συνύπαρξη ορθών και διατμητικών τάσεων χρησιμοποιείται σχέση αλληλεπίδρασης.

3.17.1 _Ορθές τάσεις.

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

Θεωρούμε φθορά 12,5%, άρα $\Delta tr = 0,125 \cdot 7,5 = 0,94$

Απόσταση ανώτερου σημείου της τροχιάς απ' το ανώτερο σημείο του κορμού: $dr = 7,5 - 0,94 + 3,1 = 9,63 \text{ cm}$

Ενεργό πλάτος πέλατος: $b_{eff} = b_{fr} + dr = 9,63 + 17,5 = 27,13 \cdot b = 30 \text{ cm}$

Ροπή αδράνειας της τροχιάς ως προς κεντροβαρικό άξονα, δίνεται από κατασκευαστή. $I = 319 \text{ cm}^4$

$I_{f} = I_r + I_{ff} = 319 + 67,35 = 386,35 \text{ cm}^4$

$I_{f,eff} = (27,13 \cdot 3,1^3) / 12 = 67,35$

Ενεργό μήκος της ραφής : $I_{eff} = 3,25(I_{rf} / t_w)^{1,3} = 20,23\text{cm}$

Ορθή τάση λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού:

$$\sigma_1 = Q_{e,i} / (t_w \cdot I_{eff}) = 162,73 / (1,6 \cdot 20,23) = 5,01 \text{ KN/cm}^2$$

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

$$T_{sd} = F_{zd} \cdot e_y = 162,73 \cdot 1,63 = 265,25 \text{ KNcm}$$

$$\text{Είναι } h_w = 58,8 \text{ cm, } \pi \cdot h_w / \alpha = 0,307, \sinh(\pi \cdot h_w / \alpha) = 0,312$$

$$\sinh(2\pi \cdot h_w / \alpha) = 0,665 \text{ οπότε}$$

$$n = \left[\frac{0,75 \cdot \alpha \cdot t_w^3}{I_t} \cdot \frac{\sinh^2(\pi \cdot h_w / \alpha)}{\sinh(2\pi \cdot h_w / \alpha) - 2\pi \cdot h_w / \alpha} \right]^{0,5} = 3,47$$

$$\text{με } I_t = \frac{1}{3} \cdot 30 \cdot (3,1)^3 = 297,9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_2 = 6 \cdot M_{t,sd} \cdot n \cdot \tanh(n) / \alpha \cdot (t_w)^2 = 3,59 \text{ KN/cm}^2$$

Διακύμανση ορθής τάσεως:

$$\Delta\sigma_{E2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 5,01 + 3,59 = 8,6 \text{ KN/cm}^2$$

$$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{E2} = 1 \cdot 8,6 = 8,6 < \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 16 / 1,25 = 12,8 \text{ KN/cm}^2$$

άρα επαρκεί.

3.17.2 Διατμητικές τάσεις.

Θα ληφθούν υπόψη διατμητικές τάσεις από τη γενική και την τοπική ένταση.

Η μεταβολή της τέμνουσας δύναμης λόγω του φορτίου τροχού είναι ίση προς το φορτίο τροχού

$$\tau_1 = Q_{e,i} / h_w \cdot t_w = 214,8 / 58,8 \cdot 1,6 = 2,28 \text{ kN / cm}^2$$

Πρόσθετες τοπικές διατμητικές τάσεις

$$\tau_2 = 0,20 \cdot 5,01 = 1 \text{ kN/cm}^2$$

Διακύμανση της διατμητικής τάσης

$$\Delta\tau_{E2} = 2,28 + 1 = 3,28 \text{ kN/cm}^2$$

Η λεπτομέρεια της συγκολλήσεως κορμού-πέλματος, με την υπόθεση ότι έχει εκτελεσθεί χειρονακτικά, κατατάσσεται στην κατηγορία 160.

Έλεγχος

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2} = 4,28 < \Delta\tau_c/\gamma_{Mf} = 16/1,25 = 12,8 \text{ kN/cm}^2$$

Αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων

Ο έλεγχος γίνεται με τη σχέση:

$$\left[\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} \right]^3 + \left[\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf}} \right]^5 \leq 1 \quad \text{Είναι:} \quad \left[\frac{8,6}{16/1,25} \right]^3 + \left[\frac{1,0 \cdot 4,28}{16/1,25} \right]^5 = 0,305 < 1$$

Κεφάλαιο 4^ο

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

4.1 Γενικά

Στο παρόν εδάφιο αναφερόμαστε στις αρχές και τις απαιτήσεις που είναι απαραίτητες για την ασφάλεια, την λειτουργικότητα και την αντοχή της κατασκευής στην πάροδο του χρόνου σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1. Ο σχεδιασμός έχει ως στόχο να καταδείξει ότι η κατασκευή δε θα βρεθεί σε καμία ακραία κατάσταση, την «οριακή κατάσταση» η οποία θεωρείται ακατάλληλη και παύει να ανταποκρίνεται στον σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε αφού παραβιάζει ένα από τα κριτήρια αστοχίας ή λειτουργικότητας. Οι οριακές καταστάσεις διακρίνονται σε:

Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Στις πιο πάνω καταστάσεις η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού. Πιο συγκεκριμένα, οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν στην κατάρρευση, απώλεια ισορροπίας, μετατροπή σε μηχανισμό, απώλεια ευστάθειας ολόκληρης της κατασκευής ή μέρους της ή άλλου είδους αστοχίες που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές. Ενώ, οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αντιστοιχούν σε ανεπαρκή κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής όπως μεγάλες παραμορφώσεις και μετατοπίσεις, δονήσεις, ρηγματώσεις, βλάβες που επηρεάζουν δυσμενώς την λειτουργία, την ανθεκτικότητα και την εμφάνιση της κατασκευής.

Στην παρούσα εργασία, όσο αφορά το θέμα λειτουργικότητας μας απασχολεί η οριακή οριζόντια μετατόπιση δy του πλαισίου ή του υποστυλώματος στη στάθμη στήριξης της γερανογέφυρας καθώς και η διαφορική οριζόντια μετατόπιση $\Delta \delta y$ των προσκείμενων πλαισίων που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως της γερανογέφυρας.

Ο υπολογισμός γίνεται με βάση τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών. Γι' αυτό επιβάλλεται η μεγάλη ακρίβεια προσδιορισμού των δράσεων που καταπονούν την κατασκευή καθώς και το ποσοστό συμμετοχής κάθε δράσης ξεχωριστά.

Η δική μας κατασκευή σχεδιάστηκε έτσι ώστε: 1) να παραμείνει κατάλληλη κατά τη διάρκεια του χρόνου ζωής της για την χρήση για την οποία προορίζεται παραλαμβάνοντας όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις που πιθανόν να λαμβάνουν χώρα κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης της. 2) να λαμβάνονται υπόψη οι

παράμετροι που αφορούν την ασφάλεια, τη λειτουργικότητα και την οικονομία με κύριο γνώμονα την αποφυγή κάθε κινδύνου που μπορεί να προκαλέσει σημαντικές βλάβες.

Έτσι για να επιτύχουμε τον έλεγχο έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας εφαρμόσαμε τις «καταστάσεις σχεδιασμού», σύμφωνα με τις οποίες λαμβάνονται όλοι οι συνδυασμοί των φορτικών καταστάσεων στους οποίους θα εκτεθεί η κατασκευή κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της. Αυτές είναι:

Καταστάσεις διάρκειας (για κανονικές συνθήκες χρήσης)

Παροδικές καταστάσεις (διάρκεια ανέγερσης της κατασκευής ή επισκευών)

Τυχηματικές δράσεις (εξαιρετικές συνθήκες π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση)

Καταστάσεις σεισμού (επιβολή σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή)

Οι δράσεις οι οποίες καταπονούν την προς μελέτη κατασκευή είναι:

Μόνιμα φορτία:

α) ίδια βάρη δομικών στοιχείων χάλυβα G

β) βάρος επικαλύψεων και ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού

Μεταβλητά φορτία: α) φορτία χιονιού S

β) φορτία ανέμου W

Φορτία γερανογέφυρας C

Φορτία σεισμού E

Θερμοκρασιακή Μεταβολή $\pm 20^{\circ}\text{C}$

Αξίζει να σημειωθεί ότι ο άνεμος υπολογίστηκε για δύο περιπτώσεις, για ανοιχτές και κλειστές πόρτες και για καθεμία από αυτές διακρίναμε τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης, όπως αναφέρθηκε στο δεύτερο κεφάλαιο.

Άνεμος +X: δρα κάθετα στην αριστερή πλευρά του κτιρίου

Άνεμος -X: δρα κάθετα στην δεξιά πλευρά του κτιρίου

Άνεμος +Ψ: δρα στο μέτωπο στην μπροστινή πλευρά

Άνεμος -Ψ: δρα στο μέτωπο στην πίσω πλευρά του κτιρίου

Ενώ τα φορτία των γερανογεφυρών υπολογίστηκαν σε δύο διαφορετικά σημεία του κτιρίου, που επιλέχθηκαν ενδεικτικά για την καλύτερη ανάλυση της κατασκευής, αρχικά στο ακριανό φάτνωμα και έπειτα στο μεσαίο φάτνωμα. Για καθεμία εφαρμογή διακρίναμε τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις, φόρτισης ανάλογα με το ποιά δοκός κύλισης είναι περισσότερο φορτισμένη και σε ποια διεύθυνση ασκούνται οι οριζόντιες δυνάμεις (όπως αναφέρεται αναλυτικότερα στο τρίτο κεφάλαιο). Και επιπλέον η

επιβολή των φορτίων πραγματοποιήθηκε τόσο στις θέσεις που προκαλούν μέγιστη ροπή στη δοκό κύλισης της γερανογέφυρας όσο και στις θέσεις που προκαλούν μέγιστη τέμνουσα.

4.2 Συνδυασμοί Δράσεων

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, εφαρμόσαμε τους συνδυασμούς δράσεων όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας 1- Μέρος 1.

Οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επενεργούν στην κατασκευή προσδιορίζονται ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με τους κατάλληλους συντελεστές, τους συντελεστές ασφαλείας γ και στην συνέχεια συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλα, με τους συντελεστές συνδυασμού ψ για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις, εφαρμόζονται επί του φορέα.

4.2.1 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Η ασφάλεια της κατασκευής και των χρηστών της διασφαλίζεται μέσω της ικανοποίησης των ελέγχων στην Ο.Κ.Α. Η αντοχή και η ευστάθεια ολόκληρου του φορέα αλλά και των επιμέρους μελών του είναι η βασική επιδίωξη των ελέγχων αυτών. Γενικά, οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται έχουν τη μορφή :

$$E_d \leq R_d$$

Όπου:

E_d : τιμή σχεδιασμού του u απο πλέσματος των δράσεων ή ένα διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη.

R_d : οριακή τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντίστασης

Οι συνδυασμοί δράσεων στην Ο.Κ.Α. έχουν την παρακάτω μορφή:

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_i \cdot Q_{ki}$$

Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} \cdot G_{kj} + \gamma_{PA} \cdot P_k + A_d + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Για καταστάσεις σεισμού σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 δράσεις καταναγκασμού προκαλούμε σε μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας δε χρειάζεται να συμπεριλαμβάνονται στο συνδυασμό με σεισμό. Επίσης, το ωφέλιμο φορτίο δεν επαλληλίζεται με το χιόνι.

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + Q_2$$

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

Πιο αναλυτικά, τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

«+» σημαίνει «επαλληλία με»

$G_{k,j}$: είναι η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων

P : είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

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

$\gamma_{G,j}$: είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j

γ_P : είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

$\gamma_{Q,i}$: είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση

$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$ είναι συντελεστής συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων.

4.2.2 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Γενικά, ελέγχεται η ανίσωση:

$$E_d \leq C_d$$

Όπου:

E_d : είναι η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων που καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας και προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού.

C_d : είναι η οριακή τιμή σχεδιασμού του αντίστοιχου κριτηρίου λειτουργικότητας.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω:

Χαρακτηριστικός (characteristic) - σπάνιος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{oi} \cdot Q_{ki}$$

Συχνός (frequent) συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Ημιμόνιμος (quasi-permanent) συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

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

Στον παρακάτω πίνακα επισυνάπτονται οι προτεινόμενες τιμές από τον EC1 για την οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας.

Δράση	γ_f	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας		Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	
		Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
Μόνιμη	γ_G	1,35	1,0	1,35	1,0
Μεταβλητή	γ_Q	1,50	0,0	1,0	0,0
Επιβαλλόμενη παραμόρφωση	γ_{Qind}	1,20-1,50	0,0	1,0	0,0

Πίνακας 4.1 Τιμές συντελεστών ασφαλείας κατά EC1

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

Παρακάτω επισυνάπτονται οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών συνδυασμού από τον EC1.

ΔΡΑΣΗ	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: επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, μουσεία, εστιατόρια, θέατρα, κινηματογράφοι, αμφιθέατρα, αίθουσες χορού κλπ)	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	0,1	0,9	0,8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχήματος ≤ 30 KN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: 30 KN \leq βάρος οχήματος ≤ 160 KN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: οροφές	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια (EN1991-1-3)			
Για υψόμετρο $1000\text{m} < H < 1500\text{m}$	0,7	0,5	0,2
Για υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (EN1991-1-4)	0,6	0,5	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς)	0,6	0,5	0

Πίνακας 4.2 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον EC1

Οι παραπάνω τιμές δεν είναι υποχρεωτικές, είναι ενδεικτικές τιμές που δίνονται από τον Ευρωκώδικα και ενδέχεται να απαιτούνται κάποιες τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές περιοχές. Για την Ελλάδα οι τιμές του συντελεστή ψ_2 δίνονται στον ΕΑΚ στον πίνακα που επισυνάπτεται παρακάτω.

ΔΡΑΣΗ	ψ_2
1. Φορτία χρήσης	
Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0,3
Χώροι κοινής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, στάδια, θέατρα κλπ)	0,5
Χώροι στάθμευσης	
Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι, κλπ)	0,6 0,8
Μη βατές στέγες	0,0
2. Άνεμος	0,0
3. Χιόνι (μόνο σε μη βατές στέγες)	0,3
Χιόνι (βατές στέγες)	0

Πίνακας 4. 3 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_2 κατά τον ΕΑΚ 2000

Στις περιπτώσεις γερανογεφυρών δίνονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ_i σε πίνακα σχετικού παραρτήματος του Ευρωκώδικα 1-Μέρος 3, ο οποίος επισυνάπτεται παρακάτω.

Δράση	Σύμβολο	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Φορτία προκαλούμενα από γερανογέφυρες	Q_r	1,00	0,90	*
<ul style="list-style-type: none"> ψ_2=μονιμη παραμένουσα δράση/συνολική δράση 				

Πίνακας 4. 1 Συντελεστές συνδυασμού ψ_i για φορτία γερανογέφυρας

Ειδικότερα στην περίπτωση της γερανοδοκού σύμφωνα με προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1 ισχύουν τα παρακάτω:

Όταν συνδυάζουμε μια ομάδα φορτίων γερανογέφυρας με μία άλλη δράση, η ομάδα των φορτίων της γερανογέφυρας θεωρείται συνολικά ως μία ενιαία χαρακτηριστική δράση της γερανογέφυρας.

Όταν μια τυχηματική δράση συνυπολογίζεται σε έναν συνδυασμό φόρτισης τότε καμία άλλη τυχηματική δράση, ούτε αέρας ούτε χιόνι, δεν συμπεριλαμβάνεται στον συνδυασμό αυτό.

4.3 Συνδυασμοί Δράσεων στην παρούσα εργασία

Στην συγκεκριμένη διπλωματική εργασία οι συνδυασμοί δράσεων που χρησιμοποιήσαμε ώστε να ελέγξουμε την επάρκεια του μεταλλικού υποστέγου αναφέρονται συνοπτικά παρακάτω και αναλυτικότερα στο παράρτημα:

- Συνδυασμοί αστοχίας χωρίς να λαμβάνονται υπόψη οι σεισμικές δράσεις
Περιλαμβάνει 54 διαφορετικούς συνδυασμούς (COMB1-COMB54)
- Συνδυασμοί αστοχίας λαμβάνοντας υπόψη τις σεισμικές δράσεις:
Περιλαμβάνει 16 διαφορετικούς συνδυασμούς (SEISM1-SEISM16)
- Τους δυναμικούς συνδυασμούς και για τις δύο διευθύνσεις των σεισμικών φορτίων
Περιλαμβάνει 2 συνδυασμούς (DYNX,DYNY)
- Τους συνδυασμούς λειτουργικότητας
Περιλαμβάνει 48 διαφορετικούς συνδυασμούς (L1-L48)

Σε όλους τους παραπάνω συνδυασμούς θα πρέπει να συμπεριληφθούν και τα φορτία της γερανογέφυρας και για τα τέσσερα πιθανά σενάρια φόρτισης της από τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία που ασκούνται. Με τον συμβολισμό GER1 και GER2, έχουμε μέγιστα κατακόρυφα φορτία στην αριστερή δοκό κύλισης και οριζόντια φορτία προς τα δεξιά και αριστερά αντίστοιχα. Ενώ με τον συμβολισμό GER3 και GER4, έχουμε μέγιστα κατακόρυφα φορτία στην αριστερή δοκό και οριζόντια φορτία προς τα δεξιά

και αριστερά αντίστοιχα. Έτσι οι παραπάνω συνδυασμοί εμπλουτίζονται και προκύπτουν τα παρακάτω:

- Για τους συνδυασμούς φορτίων χωρίς να λάβουμε υπόψη τις σεισμικές δράσεις
Περιλαμβάνει 216 διαφορετικούς συνδυασμούς (COMB55-COMB270)
- Για τους συνδυασμούς αστοχίας λαμβάνοντας υπόψη τις σεισμικές δράσεις
Περιλαμβάνει 64 διαφορετικούς συνδυασμούς (SEISM17-SEISM80)
- Τους δυναμικούς συνδυασμούς και για τις δύο διευθύνσεις των σεισμικών φορτίων
Περιλαμβάνει 8 διαφορετικούς συνδυασμούς (DYNX1-DYNX4) και
(DYNY1-DYNY4)

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Αναλυτικότερα όλοι οι παραπάνω διαφορετικοί συνδυασμοί βρίσκονται στο παράρτημα.

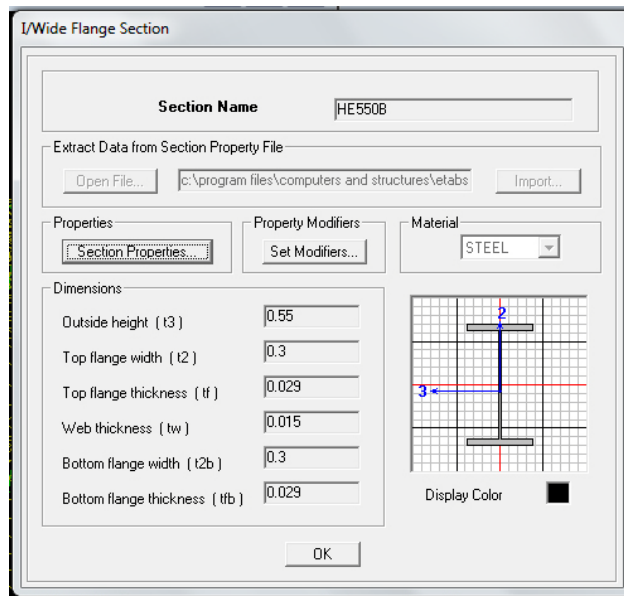
Κεφάλαιο 5^ο

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ

5.1 Σύνθετο υποστύλωμα

5.1.1 _Κατακόρυφα στοιχεία

επιλέχτηκε διατομή HEB 550



Σχήμα 5. 1_ στοιχεία διατομής HEB 550

Steel Stress Check Information: EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary For Combo and Station)
 Level: STORY1 Element: C00 Station Loc: 2.500 Section ID: HE550B
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

l=20.000
 A=0.025 I22=1.300E-04 I33=0.001 Wp122=0.001 Wp133=0.006
 We122=8.720E-04 We133=0.005 I22=0.072 I33=0.232
 E=199947978.808 Fy=304/37.80N RLLF=1.000

P-H33-H22 Demand/Capacity Ratio is 0.528 + 0.505 + 0.000 + 0.022

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	H33	H22	U2	U3
Combo COMB256	-2391.551	0.031	-10.653	-0.001	4.261

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5-5.4)

	Nc.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	2391.551	4731.193	7960.311	4731.193	7960.311

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	0.831	1752.209	1752.209	1752.209
Minor Bending	10.653	420.267	420.267	

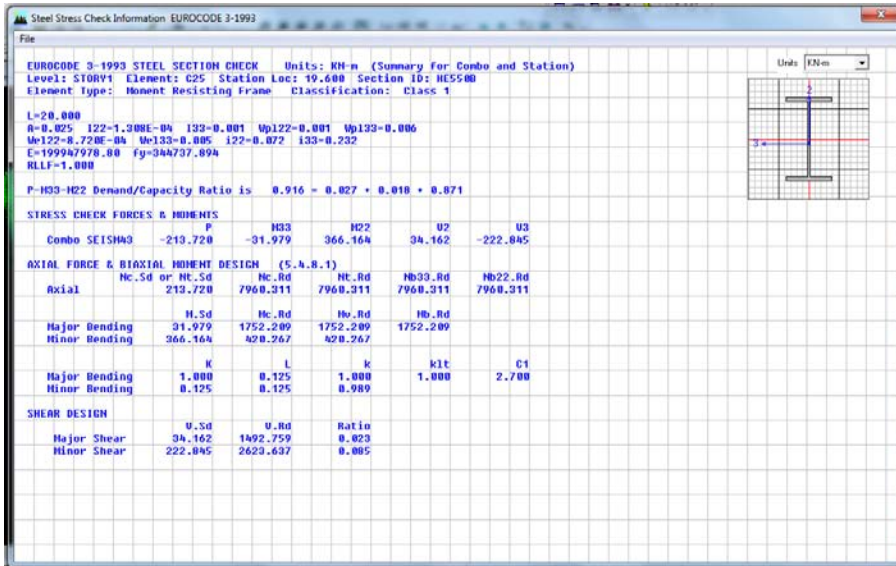
	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1.000	0.968	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	0.125	0.125	0.881		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0.001	1892.759	0.000
Minor Shear	4.261	2623.637	0.002

Units: KN-m

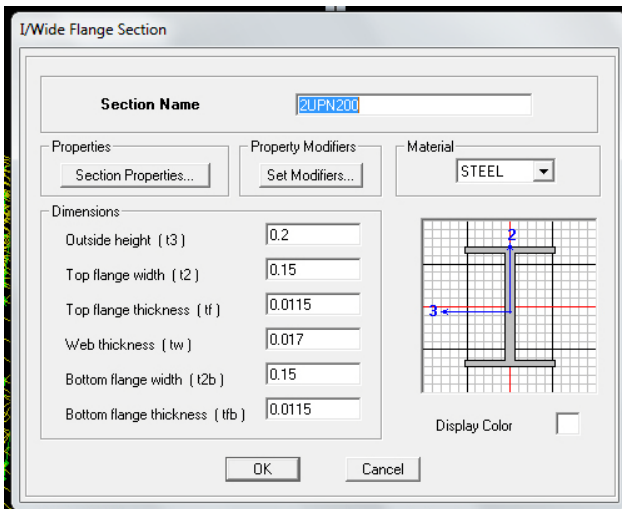
Σχήμα 5. 2_ έλεγχος εσωτερικού υποστυλώματος



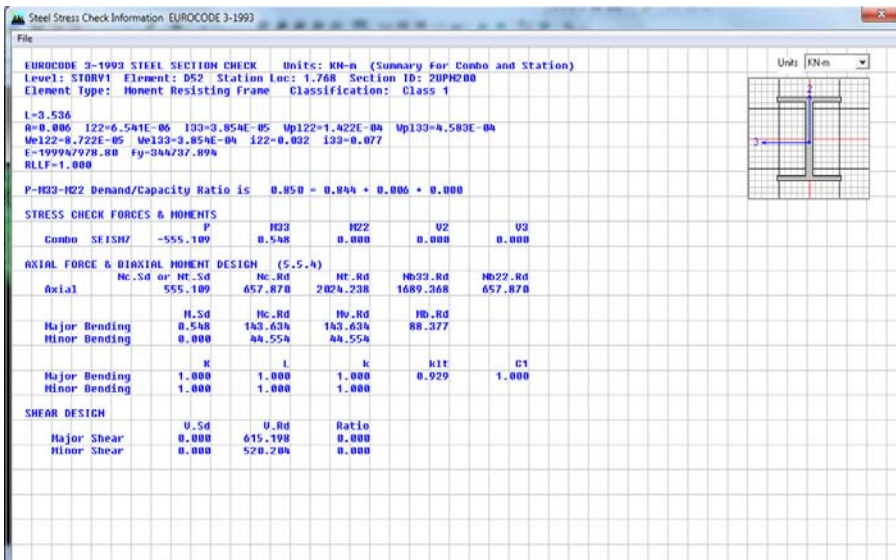
Σχήμα 5. 3 _ έλεγχος εξωτερικού υποστρώματος

5.1.2 _ Στοιχεία δικτύματος

επιλέχθηκε διατομή 2UPN 200 και 2UPN 160



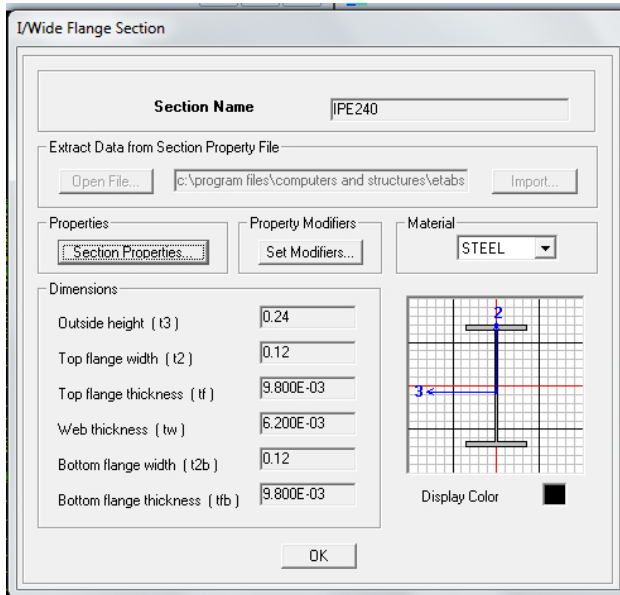
Σχήμα 5. 4 _ στοιχεία διατομής 2UPN 200



Σχήμα 5. 5 _ έλεγχος στοιχείου δικτύματος

5.2 Μηκίδες - Τεγίδες

επιλέχτηκε διατομή IPE 240



Σχήμα 5. 6_ στοιχεία διατομής IPE 240

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
 Level: STORY1 Element: 8598 Station Loc: 3.000 Section ID: IPE240
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=6.000
 A=0.004 I22=2.840E-06 I33=3.892E-05 Ux122=7.390E-05 Ux133=3.470E-04
 Wx122=4.730E-05 Wx133=3.243E-04 I22=0.027 I33=0.100
 E=199947978.00 Fy=344737.894
 RLLF=1.000

P-H33-H22 Demand/Capacity Ratio is: 0.881 = 0.077 + 0.725 + 0.079

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	F	H33	H22	U2	U3
Combo COMB256	-33.460	-50.625	-1.825	0.000	0.000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nc.Rd	Nc.Rd	Nt.Rd	Md33.Rd	Md22.Rd
Axial	33.460	402.594	1225.087	978.629	402.594

Major Bending: 50.625 (N.Sd), 115.017 (Nc.Rd), 115.017 (Nt.Rd), 69.384 (Md.Rd)
 Minor Bending: 1.825 (N.Sd), 23.160 (Nc.Rd), 23.160 (Nt.Rd)

Major Bending: 1.000 (K), 1.000 (L), 1.000 (k), 0.993 (klt), 1.000 (C1)
 Minor Bending: 0.500 (K), 1.000 (L), 1.000 (k)

SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	0.000	269.239	0.000
Minor Shear	0.000	354.643	0.000

Σχήμα 5. 7_ έλεγχος στοιχείου-μηκίδες

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
 Level: STORY3 Element: 82128 Station Loc: 3.000 Section ID: IPE240
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=6.000
 A=0.004 I22=2.840E-06 I33=3.892E-05 Ux122=7.390E-05 Ux133=3.470E-04
 Wx122=4.730E-05 Wx133=3.243E-04 I22=0.027 I33=0.100
 E=199947978.00 Fy=344737.894
 RLLF=1.000

P-H33-H22 Demand/Capacity Ratio is: 0.965 = 0.031 + 0.894 + 0.041

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	F	H33	H22	U2	U3
Combo COMB266	-13.367	-62.173	-0.939	0.000	0.000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nc.Rd	Nc.Rd	Nt.Rd	Md33.Rd	Md22.Rd
Axial	13.367	402.594	1225.087	978.629	402.594

Major Bending: 62.173 (N.Sd), 115.017 (Nc.Rd), 115.017 (Nt.Rd), 69.384 (Md.Rd)
 Minor Bending: 0.939 (N.Sd), 23.160 (Nc.Rd), 23.160 (Nt.Rd)

Major Bending: 1.000 (K), 1.000 (L), 1.000 (k), 0.997 (klt), 1.000 (C1)
 Minor Bending: 0.500 (K), 1.000 (L), 1.000 (k)

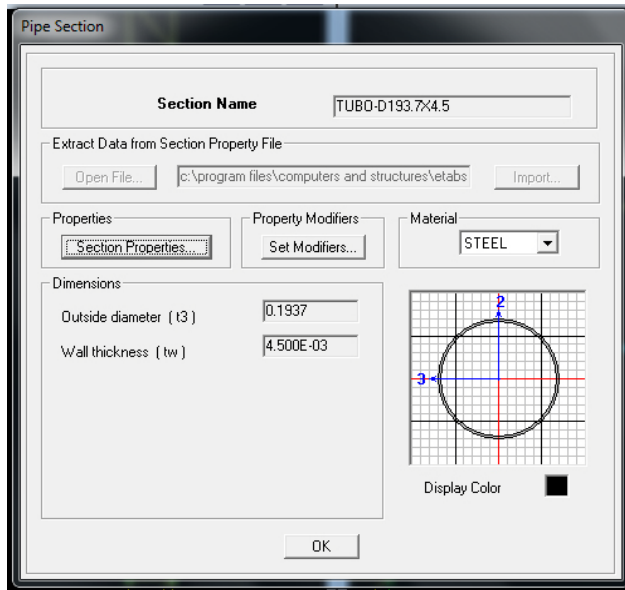
SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	0.000	269.239	0.000
Minor Shear	0.000	354.643	0.000

Σχήμα 5. 8_ έλεγχος στοιχείου-τεγίδες

5.3 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

επιλέχθηκε διατομή TUBO- D193.7 x 4.5



Σχήμα 5. 9_ στοιχεία διατομής TUBO-D193.7x4.5

Steel Stress Check Information EUROCODE 3-1993

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
 Level: S10RY3 Element: D1604 Station Loc: 3.591 Section ID: TUBO-D193.7x4.5
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 2

L=7.183
 A=0.003 I22=1.198E-05 I33=1.198E-05 Ip122=1.611E-04 Ip133=1.611E-04
 Wx122=1.237E-04 Wx133=1.237E-04 I22=0.067 I33=0.067
 E=199947978.80 Fy=344737.894
 RLLF=1.000

P-H33-H22 Demand/Capacity Ratio is 0.043 = 0.498 + 0.341 + 0.053

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	H33	H22	U2	U3
Combo SKISH/A	-170.691	17.197	2.688	-4.421	-0.748

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (5-5-A)

	Hc.Sd	Hc.Rd	Hw.Rd	Hb33.Rd	Hb22.Rd
Axial	170.691	342.816	838.340	342.816	706.993

Major Bending: Hc.Sd=17.197, Hc.Rd=50.488, Hw.Rd=50.488, Hb33.Rd=50.488
 Minor Bending: 2.688, 50.488, 50.488, 50.488

Major Bending: K=1.000, L=1.000, K=1.000, kIt=1.000, C1=1.000
 Minor Bending: 1.000, 0.500, 1.000, 1.000, 1.000

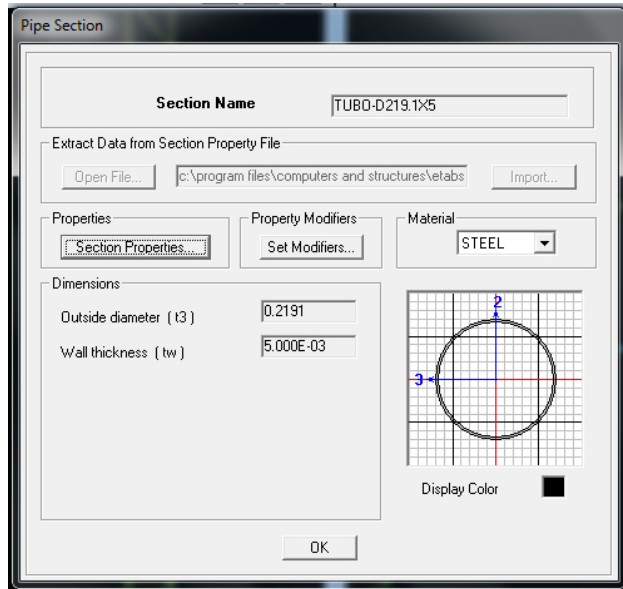
SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	4.421	236.489	0.019
Minor Shear	0.748	236.489	0.003

Σχήμα 5. 10_ έλεγχος Οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας

5.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

επιλέχτηκε διατομή TUBO- D219.1 x 5



Σχήμα 5.11_ στοιχεία διατομής TUBO- D219.1 x 5

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
 Level: STORY1 Element: D499 Station Loc: 3.905 Section ID: TUBO-D219.1X5
 Element type: Moment Resisting Frame Classification: Class 2

L=7.810
 A=0.003 I22=1.928E-05 I33=1.928E-05 Wp122=2.292E-04 Wp133=2.292E-04
 Mc122=1.760E-04 Mc133=1.760E-04 I22=0.076 I33=0.076
 E=199947978.00 fy=344737.894
 RLLT=1.000

P-H22 Demand/Capacity Ratio is 0.876 = 0.844 + 0.008 + 0.002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	H22	H22	U2	U3
Combo SEISMIC	-387.989	0.581	2.277	0.536	0.583

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5-5.4)

	Nc.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Mb22.Rd	Mb22.Rd
axial	387.989	459.815	1853.958	982.371	459.815

	H.Sd	Hc.Rd	Hv.Rd	Hb.Rd
Major Bending	0.581	71.831	71.831	71.831
Minor Bending	2.277	71.831	71.831	

	K	L	k	kIt	C1
Major Bending	1.000	0.500	1.000	0.948	1.000
Minor Bending	1.000	1.000	1.000		

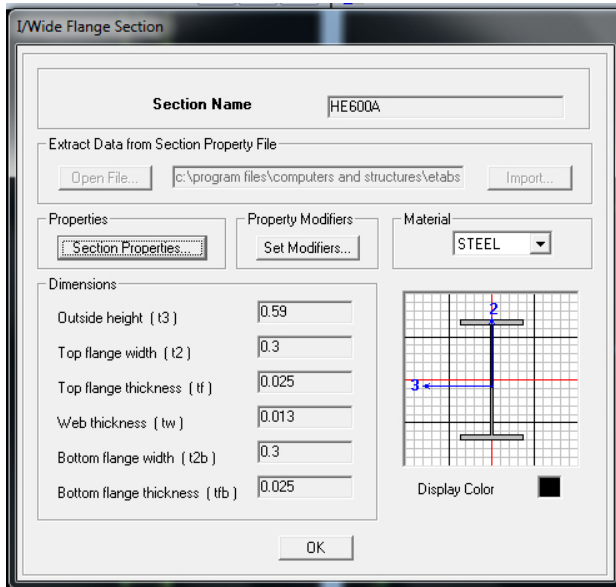
SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	0.536	297.285	0.002
Minor Shear	0.583	297.285	0.002

Σχήμα 5.12_ έλεγχος Κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

5.5 Ζύγωμα

επιλέχτηκε διατομή HEA 600



Σχήμα 5.13_ στοιχεία διατομής HEA 600

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
 Level: STORV3 Element: 01460 Station Loc: 0.000 Section ID: HE600A
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=1.974
 $\alpha=0.823$ $I_{22}=1.127E-08$ $I_{33}=0.001$ $U_{p122}=0.001$ $U_{p133}=0.005$
 $W_{el22}=7.513E-08$ $W_{el33}=0.005$ $I_{22}=0.071$ $I_{33}=0.250$
 $E=199947978.00$ $F_y=344737.894$
 $RLLF=1.000$

P-H23-H22 Demand/Capacity Ratio is 0.973 = 0.061 + 0.903 + 0.009

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	CDMB140	P	M33	M22	U2	U3
		-405.133	-1480.168	3.460	-313.170	2.076

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nc.Rd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	405.133	5010.166	7082.797	5010.166	6643.558
Major Bending	1480.168	1676.680	1676.680	1639.359	
Minor Bending	3.460	362.288	362.288		

Major Bending
 Minor Bending

	K	L	k	kl1	C1
Major Bending	1.000	9.000	1.000	1.000	1.239
Minor Bending	1.000	1.000	0.973		

SHEAR DESIGN

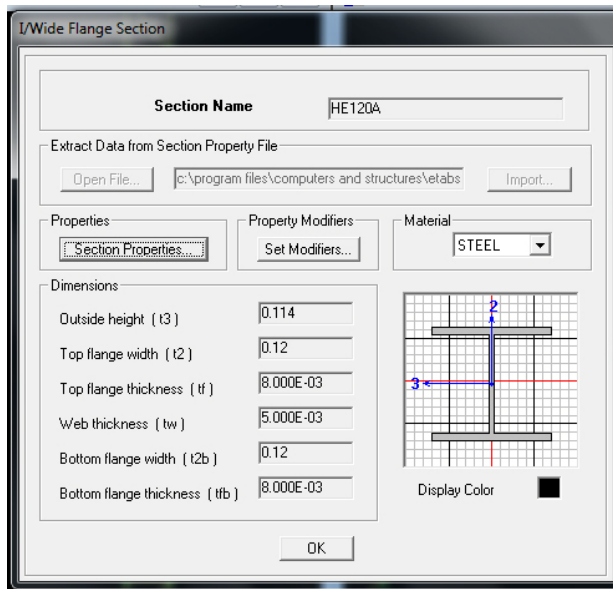
	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	313.170	1387.813	0.226
Minor Shear	2.076	2261.756	0.001

Σχήμα 5.14_ έλεγχος ζυγώματος

5.6 Δικτύωμα γερανογέφυρας

5.6.1 _Οριζόντια στοιχεία

επιλέχτηκε διατομή HEA 120



Σχήμα 5.15_ στοιχεία διατομής HEA 120

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
Level: ST09V1 Element: 0098 Station Loc: 1.500 Section ID: HE120A
Element type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=2.500
h=0.083 t22=2.010E-06 t33=6.060E-06 Wp122=5.890E-05 Wp133=1.190E-04
He122=3.850E-05 He133=1.060E-04 I22=0.030 I33=0.009
E=199947978.00 Fy=344737.894
RLLF=1.000

P-H33-H22 Demand/Capacity Ratio is 0.251 = 0.245 + 0.006 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	H33	H22	U2	U3
Combo COHB256	-94.724	0.197	0.000	0.066	0.000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Mb33.Rd	Mb22.Rd
Axial	94.724	386.696	792.897	632.388	386.696
Major Bending	0.197	37.294	37.294	38.373	
Minor Bending	0.000	18.459	18.459		

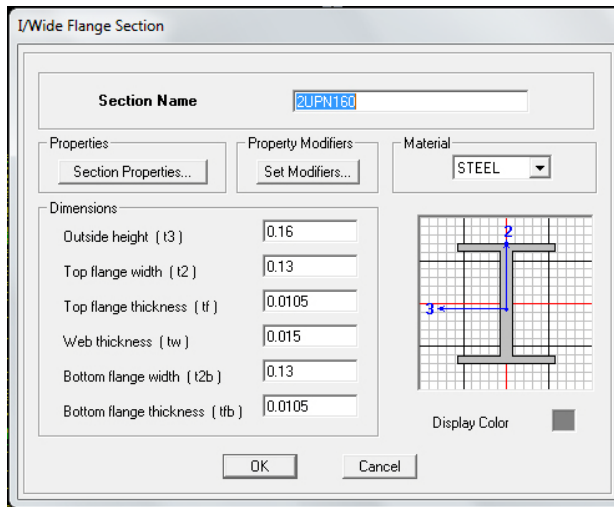
SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	0.066	103.136	0.001
Minor Shear	0.000	289.505	0.000

Σχήμα 5.16_ έλεγχος Οριζόντιου στοιχείου

5.6.2 Διαγώνια στοιχεία

επιλέχτηκε διατομή 2UPN 160



Σχήμα 5.17_ στοιχεία διατομής 2UPN 160

Steel Stress Check Information: EUROCODE 3-1993

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary For Combo and Station)
 Level: STORV1 Element: 8950 Station Loc: 1.841 Section ID: 2UPN160
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

$I = 3.905$
 $A = 0.005$ $I_{22} = 3.884E-06$ $I_{33} = 1.864E-05$ $U_1 I_{22} = 9.654E-05$ $U_1 I_{33} = 2.765E-04$
 $W_{el22} = 5.975E-05$ $W_{el33} = 2.330E-04$ $I_{22} = 0.020$ $I_{33} = 0.062$
 $E = 1999947978.80$ $F_y = 344/37.894$
 $R_{LF} = 1.000$

P-H33-H22 Demand/Capacity Ratio is 0.024 + 0.012 + 0.011 + 0.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	SEISM77	P	H33	H22	U2	U3
		-311.940	0.627	0.000	0.000	0.000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (S-5-A)

	Hc.Sd or Ht.Sd	Hc.Rd	Ht.Rd	Mb33.Rd	Mb22.Rd
axial	311.940	384.006	1509.012	1109.773	384.006
Major Bending	0.627	86.661	86.661	50.514	
Minor Bending	0.000	30.257	30.257		

Major Bending: K=1.000, L=0.943, k=1.000, kl1=0.982, C1=1.000
 Minor Bending: K=1.000, L=0.943, k=1.000, kl1=0.982, C1=1.000

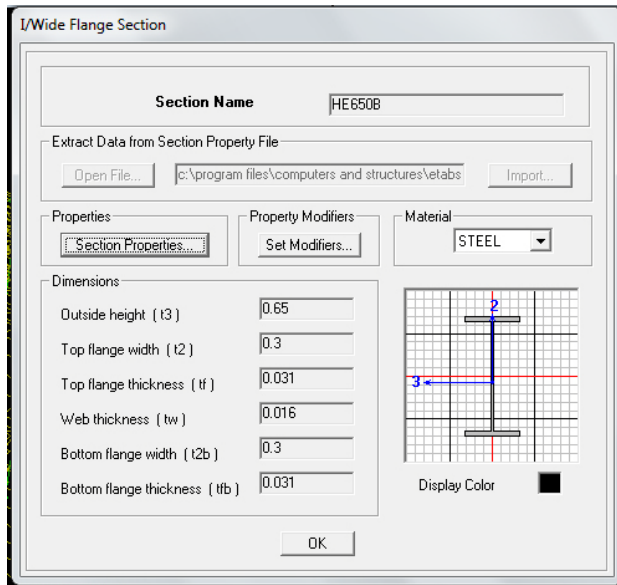
SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0.000	434.257	0.000
Minor Shear	0.000	411.640	0.000

Σχήμα 5.18_ έλεγχος Διαγώνουι στοιχείου

5.7 Δοκός κύλισης γερανογέφυρας

επιλέχτηκε διατομή HEB 650



Σχήμα 5.19_ στοιχεία διατομής HEB 650

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
 Level: STORY1 Element: BR46 Station Loc: 0.000 Section ID: HE650B
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=6.000
 A=0.829 I22=1.309E+04 I33=0.002 Iy122=0.001 Iy133=0.007
 Wx122=9.320E+04 Wx133=0.006 I22=0.070 I33=0.271
 E=199947970.00 fy=344737.894
 RLLF=1.000

P-H23-H22 Demand/Capacity Ratio is 0.304 = 0.011 + 0.115 + 0.178

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
Combo COMB256	96.188	264.152	-80.541	92.895	-29.556

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5,4,8,1)

	Nc,Sd or Mc,Sd	Nc,Rd	Mt,Rd	Md33,Rd	Md22,Rd
Axial	96.188	7864.692	8963.185	8832.728	7864.692
Major Bending	264.152	2294.074	2294.074	2201.191	
Minor Bending	80.541	451.607	451.607		

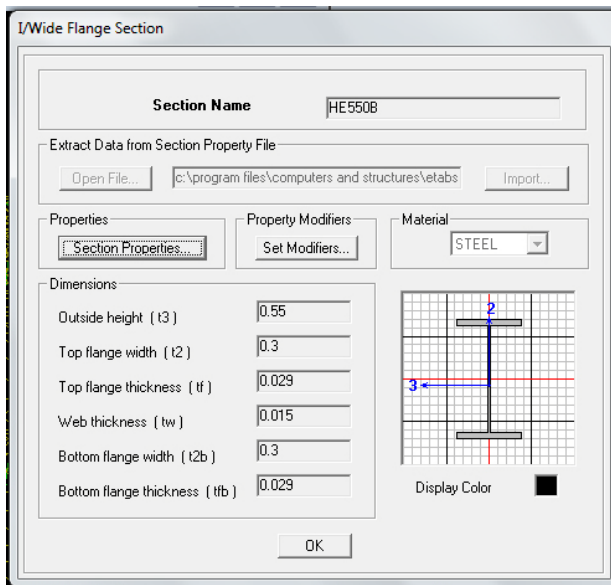
SHEAR DESIGN

	U,Sd	U,Rd	Ratio
Major Shear	92.895	1881.781	0.049
Minor Shear	29.556	2804.577	0.011

Σχήμα 5.20_ έλεγχος Δοκού κύλισης γερανογέφυρας

5.8 Υποστύλωμα Άνω

επιλέχτηκε διατομή HEB 550



Σχήμα 5.22_ στοιχεία διατομής HEB 550

Steel Stress Check Information EUROCODE 3-1993

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN.m (Summary for Combo and Station)
 Level: STORV2 Element: 655 Station Loc: 3.550 Section ID: HE550B
 Element type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

$I = 4.000$
 $A = 0.025$ $I_{22} = 1.300E-04$ $I_{33} = 0.001$ $U_{p122} = 0.001$ $U_{p133} = 0.006$
 $W_{el122} = 0.720E-04$ $W_{el133} = 0.005$ $I_{22} = 0.072$ $I_{33} = 0.232$
 $E = 199947978.80$ $f_y = 344737.894$
 $R_{II} = 1.000$

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.960 - 0.057 + 0.901 + 0.001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
Combo COMB139	-428.381	1550.895	0.526	-385.444	1.203

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	428.381	7470.280	7960.311	7956.385	7470.280
Major Bending	1550.895	1752.209	1752.209	1720.467	
Minor Bending	0.526	420.267	420.267		

	K	l	k	kit	C1
Major Bending	1.000	0.888	1.000	1.000	1.388
Minor Bending	1.000	0.500	1.000		

SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	385.444	1492.759	0.258
Minor Shear	1.203	2623.637	0.000

Σχήμα 5.21_ έλεγχος Υποστυλώματος Άνω

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός υπόστεγου ναυπήγησης μεγάλων σκαφών γίνεται τόσο με βάση την επάρκεια του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με γνώμονα την απαίτηση να αποτελεί μια λειτουργική μονάδα για την ικανοποίηση των αναγκών για τις οποίες έχει κατασκευαστεί.

Στα κτίρια ναυπήγησης σκαφών λόγω των μεγάλων διαστάσεων που έχουν σε συνδυασμό με το σχετικά μικρό μέγεθος των ίδιων και ωφέλιμων φορτίων που τα καταπονούν, ως κύριο φορτίο στην οριακή κατάσταση αστοχίας θεωρείται ο άνεμος. Τα αποτελέσματα από τις κρίσιμες διατομές της υπό μελέτη κατασκευής για τα κύρια δομικά στοιχεία των πλαισίων, απέδειξαν ότι το μεγαλύτερο ποσοστό της αντοχής των διατομών ενεργοποιείται για τους συνδυασμούς που κύρια φόρτιση αποτελεί ο άνεμος. Η τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας κατά την μεγάλη διεύθυνση του κτιρίου, είναι καθοριστικής σημασίας για την παραλαβή των φορτίων του ανέμου. Ενώ κατά τη διεύθυνση της μικρής πλευράς του κτιρίου, η πλαισιακή λειτουργία του φορέα είναι αρκετή για να παραλάβει τα φορτία αυτά.

Λόγω του μεγάλου ανοίγματος έδρασης των γερανοδοκών και της μεγάλης ανυψωτικής ικανότητας των γερανογεφυρών, που απαιτούνται για την εξυπηρέτηση των βασικών αναγκών και λειτουργιών του κτιρίου πρέπει να υπάρχει ειδική μέριμνα για τον περιορισμό των παραμορφώσεων του υπόστεγου. Για την επάρκεια λοιπόν του κτιρίου στις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας από τα φορτία της γερανογέφυρας επιλέχθηκε ο σχεδιασμός σύνθετων δικτυωτών υποστυλωμάτων πλάτους 2.5m, έως το σημείο έδρασης της, που προσφέρουν μεγάλη ακαμψία. Αποφεύγονται έτσι οι διαφορικές καθιζήσεις που θα δημιουργούσαν προβλήματα στη δοκό κύλισης της γερανογέφυρας. Για την εξασφάλιση των δοκών κυλίσεων από πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, το άνω πέλμα της δοκού κυλίσεως εξασφαλίζεται μέσω δικτύωματος με το υποστύλωμα.

Από την ιδιομορφική ανάλυση του φορέα με την εφαρμογή των σεισμικών δράσεων, καταφέραμε να πετύχουμε την επιδιωκόμενη συμμετοχή των ιδιομορφικών μαζών, όπως προστάζουν οι απαιτήσεις των αντισεισμικών κανονισμών.

Μετά την εφαρμογή των φορτίων που καταπονούν την κατασκευή και την μόρφωση όλων των πιθανών συνδυασμών τους που προβλέπονται από τους Ευρωκώδικες, διαπιστώθηκε η επάρκεια όλων των μελών στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

Τέλος από την χρησιμοποίηση του εμπορικού προγράμματος ETABS, προσφέρθηκε η εκπαίδευση και η εμπάθυνση στην φιλοσοφία σχεδιασμού ενός μεταλλικού κτιρίου βάσει των αναγκών και της λειτουργίας του. Η εισαγωγή των μελών του φορέα στο πρόγραμμα, η

προσομοίωση των στοιχείων αυτών, η προσομοίωση των συνδέσεων ώστε όλα αυτά να ανταποκρίνονται κατά το δυνατό στην πραγματική υπόσταση του έργου, έδωσε την δυνατότητα μιας πρακτικής εφαρμογής των θεωρητικών γνώσεων που λάβαμε κατά την διάρκεια των σπουδών.

Βιβλιογραφία

1. «Σχεδιασμός Δομικών Έργων από χάλυβα», Ι.Βάγιας, Ι.Ερμόπουλος, Γ.Ιωαννίδης
2. «Σιδηρές Κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3» τόμος Ι και ΙΙ. Ι.Βάγια, Ι.Ερμόπουλος, Γ.Ιωαννίδης.
3. Ευρωκώδικας 1: 'Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές' Μέρος 1-1: Βάσεις σχεδιασμού.
4. Ευρωκώδικας 1: 'Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές' Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού
5. Ευρωκώδικας 1: 'Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές' Μέρος 1-4: Δράση του ανέμου.
6. Ευρωκώδικας 1: 'Δράσεις επί των κατασκευών', Μέρος 3: Δράσεις προκαλούμενες από γερανογέφυρες και μηχανήματα.
7. Ευρωκώδικας 3: 'Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών', Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για δομικά έργα'.
8. 'Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός' (Ν.Ε.Α.Κ), Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 1999
9. Συμπληρωματικές τροποποιήσεις 'Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού' (Ν.Ε.Α.Κ), Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2000.
10. Εγχειρίδια προγραμμάτων ETABS.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ETABS v9.5.0 File:FTANOYME PANO29EDB Units:KN-m
October 20, 2012 15:53 PAGE 1

LOADING COMBINATIONS

COMBO	COMBO TYPE	CASE TYPE	SCALE FACTOR
COMB1	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		WINDX	Static 0.9000
		SNOW	Static 0.7500
COMB2	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		WINDX	Static 1.5000
		SNOW	Static 0.7500
COMB3	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		WINDX	Static 0.9000
		SNOW	Static 1.5000
COMB4	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		WINDX	Static 0.9000
		SNOW	Static 0.7500
COMB5	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		WINDX	Static 0.9000
		SNOW	Static 0.7500
COMB6	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		WINDX	Static 1.5000
		SNOW	Static 0.7500
COMB7	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		WINDX	Static 0.9000
		SNOW	Static 1.5000
COMB8	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		WINDX	Static 0.9000
		SNOW	Static 0.7500
COMB9	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 0.7500
		WINDY	Static 0.9000
COMB10	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 1.5000
		WINDY	Static 0.9000
COMB11	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 0.7500
		WINDY	Static 1.5000
COMB12	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 0.7500
		WINDY	Static 0.9000
COMB13	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 0.7500
		WINDY	Static 0.9000
COMB14	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 1.5000
		WINDY	Static 0.9000
COMB15	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 0.7500
		WINDY	Static 1.5000
COMB16	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 0.7500
		WINDY	Static 0.9000
COMB17	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 0.7500
		TEMP20	Static 0.9000
COMB18	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 1.5000
		TEMP20	Static 0.9000
COMB19	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 0.7500
		TEMP20	Static 1.5000
COMB20	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 0.7500
		TEMP20	Static 0.9000
COMB21	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 0.7500
		NEGTEMP20	Static 0.9000
COMB22	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 1.5000
		NEGTEMP20	Static 0.9000
COMB23	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 0.7500
		NEGTEMP20	Static 0.9000
COMB24	ADD	DEAD	Static 1.3500
		MONIMA	Static 1.3500
		LIVE	Static 1.5000
		SNOW	Static 0.7500
		NEGTEMP20	Static 1.5000

COMB25	ADD	DEAD	Static	1.3500	COMB38	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.3500			MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	1.5000			LIVE	Static	0.9000
		SNOW	Static	0.7500			SNOW	Static	0.7500
		TEMP20	Static	0.9000			WINDY	Static	0.9000
		NEGWINDY	Static	0.9000			TEMP20	Static	1.5000
COMB26	ADD	DEAD	Static	1.3500	COMB39	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.3500			MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	1.5000			LIVE	Static	0.9000
		SNOW	Static	1.5000			SNOW	Static	0.7500
		TEMP20	Static	0.9000			WINDY	Static	1.5000
		NEGWINDY	Static	0.9000			NEGTEMP20	Static	0.9000
COMB27	ADD	DEAD	Static	1.3500	COMB40	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.3500			MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	1.5000			LIVE	Static	0.9000
		SNOW	Static	0.7500			SNOW	Static	0.7500
		TEMP20	Static	1.5000			WINDY	Static	0.9000
		NEGWINDY	Static	0.9000			NEGTEMP20	Static	1.5000
COMB28	ADD	DEAD	Static	1.3500	COMB41	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.3500			MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	1.5000			LIVE	Static	0.9000
		SNOW	Static	0.7500			SNOW	Static	0.7500
		TEMP20	Static	0.9000			NEGWINDX	Static	0.9000
		NEGWINDY	Static	1.5000			TEMP20	Static	1.5000
COMB29	ADD	DEAD	Static	1.3500	COMB42	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.3500			MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	1.5000			LIVE	Static	0.9000
		SNOW	Static	0.7500			SNOW	Static	0.7500
		NEGWINDY	Static	0.9000			NEGWINDX	Static	1.5000
		NEGTEMP20	Static	0.9000			TEMP20	Static	0.9000
COMB30	ADD	DEAD	Static	1.3500	COMB43	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.3500			MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	1.5000			LIVE	Static	0.9000
		SNOW	Static	1.5000			SNOW	Static	0.7500
		NEGWINDY	Static	0.9000			NEGWINDX	Static	1.5000
		NEGTEMP20	Static	0.9000			NEGTEMP20	Static	0.9000
COMB31	ADD	DEAD	Static	1.3500	COMB44	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.3500			MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	1.5000			LIVE	Static	0.9000
		SNOW	Static	0.7500			SNOW	Static	0.7500
		NEGWINDY	Static	1.5000			NEGWINDX	Static	0.9000
		NEGTEMP20	Static	0.9000			NEGTEMP20	Static	1.5000
COMB32	ADD	DEAD	Static	1.3500	COMB45	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.3500			MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	1.5000			LIVE	Static	0.9000
		SNOW	Static	0.7500			SNOW	Static	0.7500
		NEGWINDY	Static	0.9000			NEGWINDY	Static	1.5000
		NEGTEMP20	Static	1.5000			TEMP20	Static	0.9000
COMB33	ADD	DEAD	Static	1.0000	COMB46	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.0000			MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	0.9000			LIVE	Static	0.9000
		SNOW	Static	0.7500			SNOW	Static	0.7500
		TEMP20	Static	0.9000			NEGWINDY	Static	0.9000
		WINDX	Static	1.5000			TEMP20	Static	1.5000
COMB34	ADD	DEAD	Static	1.0000	COMB47	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.0000			MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	0.9000			LIVE	Static	0.9000
		SNOW	Static	0.7500			SNOW	Static	0.7500
		TEMP20	Static	1.5000			NEGWINDY	Static	0.9000
		WINDX	Static	0.9000			NEGTEMP20	Static	1.5000
COMB35	ADD	DEAD	Static	1.0000	COMB48	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.0000			MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	0.9000			LIVE	Static	0.9000
		SNOW	Static	0.7500			SNOW	Static	0.7500
		WINDX	Static	1.5000			NEGWINDY	Static	1.5000
		NEGTEMP20	Static	0.9000			NEGTEMP20	Static	0.9000
COMB36	ADD	DEAD	Static	1.0000	COMB49	ADD	DEAD	Static	1.3500
		MONIMA	Static	1.0000			MONIMA	Static	1.3500
		LIVE	Static	0.9000			LIVE	Static	1.5000
		SNOW	Static	0.7500			SNOW	Static	1.5000
		WINDX	Static	0.9000			WINDX	Static	1.5000
		NEGTEMP20	Static	1.5000			TEMP20	Static	0.9000
COMB37	ADD	DEAD	Static	1.0000	COMB50	ADD	DEAD	Static	1.3500
		MONIMA	Static	1.0000			MONIMA	Static	1.3500
		LIVE	Static	0.9000			SNOW	Static	1.5000
		SNOW	Static	0.7500			TEMP20	Static	0.9000
		WINDY	Static	1.5000			WINDX	Static	1.5000
		TEMP20	Static	0.9000			TEMP20	Static	0.9000

COMB52 ADD DEAD Static 1.3500
MONIMA Static 1.3500
NEGWINDX Static 1.5000
COMB53 ADD DEAD Static 1.3500
MONIMA Static 1.3500
WINDY Static 1.5000
COMB54 ADD DEAD Static 1.3500
MONIMA Static 1.3500
NEGWINDY Static 1.5000
SEISM1 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
LIVE Static 0.8000
EX Spectra 1.0000
EY Spectra 0.3000
SEISM2 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra 1.0000
EY Spectra 0.3000
SNOW Static 0.3000
SEISM3 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra 1.0000
EY Spectra -0.3000
SNOW Static 0.3000
SEISM4 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra 1.0000
LIVE Static 0.8000
EY Spectra -0.3000
SEISM5 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra -1.0000
EY Spectra 0.3000
SNOW Static 0.3000
SEISM6 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra -1.0000
EY Spectra 0.3000
LIVE Static 0.8000
SEISM7 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra -1.0000
EY Spectra -0.3000
LIVE Static 0.8000
SEISM8 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra -1.0000
EY Spectra -0.3000
SNOW Static 0.3000
SEISM9 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra 0.3000
EY Spectra 1.0000
SNOW Static 0.3000
SEISM10 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra 0.3000
EY Spectra 1.0000
LIVE Static 0.8000
SEISM11 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra -0.3000
EY Spectra 1.0000
LIVE Static 0.8000
SEISM12 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra -0.3000
EY Spectra 1.0000
SNOW Static 0.3000
SEISM13 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra 0.3000
EY Spectra -1.0000
SNOW Static 0.3000
SEISM14 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra 0.3000
EY Spectra -1.0000

LIVE Static 0.8000
SEISM15 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra -0.3000
EY Spectra -1.0000
LIVE Static 0.8000
SEISM16 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
EX Spectra -0.3000
EY Spectra -1.0000
SNOW Static 0.3000
DYNX ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
LIVE Static 0.3000
EX Spectra 1.0000
SNOW Static 0.3000
DYNY ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
LIVE Static 0.3000
SNOW Static 0.3000
EY Spectra 1.0000
L1 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
LIVE Static 1.0000
WINDX Static 0.6000
TEMP20 Static 0.6000
L2 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
LIVE Static 1.0000
WINDX Static 0.6000
NEGTEMP20 Static 0.6000
L3 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
LIVE Static 1.0000
WINDY Static 0.6000
NEGTEMP20 Static 0.6000
L4 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
LIVE Static 1.0000
WINDY Static 0.6000
TEMP20 Static 0.6000
L5 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
LIVE Static 1.0000
NEGWINDX Static 0.6000
TEMP20 Static 0.6000
L6 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
LIVE Static 1.0000
NEGWINDX Static 0.6000
NEGTEMP20 Static 0.6000
L7 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
LIVE Static 1.0000
NEGWINDY Static 0.6000
NEGTEMP20 Static 0.6000
L8 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
LIVE Static 1.0000
NEGWINDY Static 0.6000
TEMP20 Static 0.6000
L9 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
SNOW Static 1.0000
WINDX Static 0.6000
TEMP20 Static 0.6000
L10 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
SNOW Static 1.0000
WINDX Static 0.6000
NEGTEMP20 Static 0.6000
L11 ADD DEAD Static 1.0000
MONIMA Static 1.0000
SNOW Static 1.0000
WINDY Static 0.6000
NEGTEMP20 Static 0.6000

SEISM79	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.0000
		EX	Spectra	-0.3000
		EY	Spectra	-1.0000
		SNOW	Static	0.3000
		GER3	Static	0.4000
SISM80	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.0000
		EX	Spectra	-0.3000
		EY	Spectra	-1.0000
		SNOW	Static	0.3000
		GER4	Static	0.4000
DYNX1	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	0.3000
		EX	Spectra	1.0000
		SNOW	Static	0.3000
		GER1	Static	0.4000
DYNX2	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	0.3000
		EX	Spectra	1.0000
		SNOW	Static	0.3000
		GER2	Static	0.4000
DYNX3	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	0.3000
		EX	Spectra	1.0000
		SNOW	Static	0.3000
		GER3	Static	0.4000
DYNX4	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	0.3000
		EX	Spectra	1.0000
		SNOW	Static	0.3000
		GER4	Static	0.4000
DYNY1	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	0.3000
		SNOW	Static	0.3000
		EY	Spectra	1.0000
		GER1	Static	0.4000
DYNY2	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	0.3000
		SNOW	Static	0.3000
		EY	Spectra	1.0000
		GER2	Static	0.4000
DYNY3	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	0.3000
		SNOW	Static	0.3000
		EY	Spectra	1.0000
		GER3	Static	0.4000
DYNY4	ADD	DEAD	Static	1.0000
		MONIMA	Static	1.0000
		LIVE	Static	0.3000
		SNOW	Static	0.3000
		EY	Spectra	1.0000
		GER4	Static	0.4000