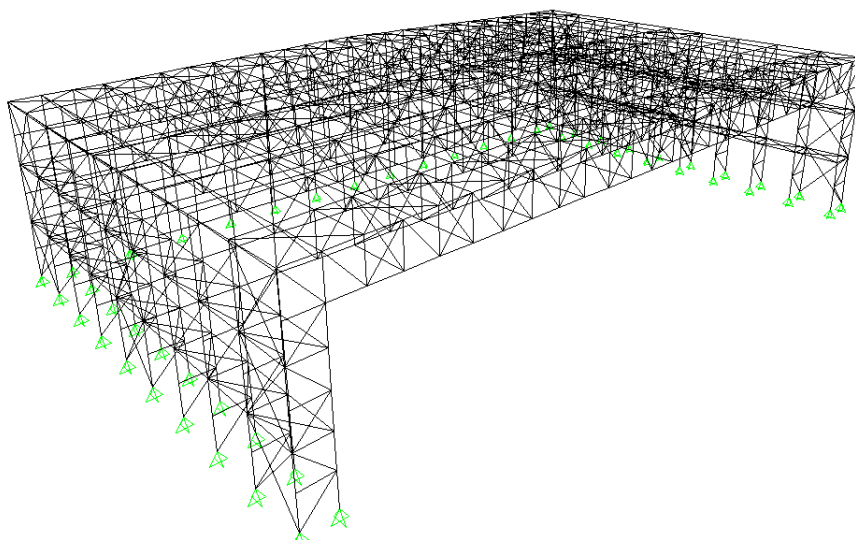




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ ΣΥΝΤΗΡΗΣΗΣ ΑΕΡΟΣΚΑΦΩΝ



ΓΑΛΑΝΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΔΑΜΑΣΚΟΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2013
ΕΜΚ ΔΕ 2013/72

Γαλάνης Γ. Κ. - Δαμάσκος Δ. Π. (2013).
Σχεδιασμός υποστέγου συντήρησης αεροσκαφών
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/72
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Galanis G. K. - Damaskos D. P. (2013).
Design of an Aircraft Maintenance Hangar
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/72
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

ΠΕΡΙΛΗΨΗ**ABSTRACT****ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ****ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 | ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ**

1.1	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ-ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	11
1.2	ΚΥΡΙΟΙ ΦΟΡΕΙΣ	12
1.3	ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ	14
1.4	ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	14
1.5	ΜΕΤΩΠΙΚΟΙ ΣΤΥΛΟΙ	15
1.6	ΕΓΚΑΡΣΙΟΙ ΚΑΙ ΤΟΠΙΚΟΙ ΕΓΚΑΡΣΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	16
1.7	ΤΕΓΙΔΕΣ	17
1.8	ΜΗΚΙΔΕΣ	18
1.9	ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	18

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 | ΦΟΡΤΙΑ

2.1	ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ	20
2.2	ΦΟΡΤΙΑ ΕΠΙΚΑΛΥΨΗΣ	20
2.3	ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ	21
2.3.1	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΟΡΦΗΣ ΦΟΡΤΙΟΥ ΧΙΟΝΙΟΥ	22
2.3.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΟΥ ΧΙΟΝΙΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ	23
2.4	ΦΟΡΤΙΟ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΩΝ ΜΕΤΑΒΟΛΩΝ	24
2.5	ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ	26
2.5.1	ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ W_E	26
2.5.2	ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ W_I	26
2.5.3	ΠΙΕΣΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΙΧΜΗΣ $Q_p(Z)$	27
2.5.4	ΤΕΛΙΚΗ ΠΙΕΣΗ	29
2.5.5	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΑΧΥΤΗΤΑΣ $C_R(Z)$	30
2.5.6	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΗΣ ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗΣ $C_T(Z)$	33
2.5.7	ΔΥΝΑΜΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ C_{SCD}	36
2.5.8	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗΣ ΠΙΕΣΗΣ C_{PE}	37
2.5.9	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΤΟΙΧΟΙ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΟΨΗ	38
2.5.10	ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΣΤΕΓΕΣ	40
2.5.11	ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ	41
2.5.12	ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΤΟ ΜΕΛΕΤΩΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΕΓΟ	42
2.5.12.1	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΙΕΣΗΣ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΙΧΜΗΣ $Q_p(Z)$ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	42
2.5.12.2	ΑΝΟΙΧΤΕΣ ΘΥΡΕΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ	43
2.5.12.3	ΚΛΕΙΣΤΕΣ ΘΥΡΕΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ	48
2.5.12.4	ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ ΕΠΙ ΤΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ ΤΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ	52
2.6	ΦΟΡΤΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ	55
2.6.1	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ	56
2.6.2	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	56
2.6.3	ΕΔΑΦΙΚΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	57
2.6.4	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ	59
2.6.5	ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	63
2.6.5.1	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ	64
2.7	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	66

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 | ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 | ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ SAP 2000

4.1	ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ SAP2000	71
4.2	ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΩΝ	72

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 | ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΝΤΟΧΗΣ-ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

5.1	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ ΜΕΣΩ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ	75
5.1.1	ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑ ΔΙΚΤΥΩΤΟΥ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ	75
5.1.2	ΆΝΩ ΠΕΛΜΑ ΔΙΚΤΥΩΤΟΥ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ	76
5.1.3	ΔΙΚΤΥΩΜΑ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ	77
5.1.4	ΤΕΓΙΔΕΣ	78
5.1.5	ΔΙΑΓΩΝΙΟΙ ΤΟΠΙΚΟΥ ΕΓΚΑΡΣΙΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	79
5.1.6	ΔΙΑΓΩΝΙΟΙ ΕΓΚΑΡΣΙΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	80
5.1.7	ΔΟΚΟΙ ΠΛΑΪΝΗΣ ΟΨΗΣ	81
5.1.8	ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΕΓΚΑΡΣΙΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	82
5.1.9	ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ	83
5.1.10	ΜΕΤΩΠΙΚΟΙ ΣΤΥΛΟΙ	84
5.1.11	ΜΗΚΙΔΕΣ	85
5.1.12	ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΤΟΠΙΚΟΥ ΕΓΚΑΡΣΙΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	86
5.1.13	ΠΛΑΪΝΑ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ	87
5.1.14	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	88
5.1.15	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	89
5.1.16	ΔΙΚΤΥΩΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	90
5.1.17	ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	91
5.1.18	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	92
5.2	ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ	95

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 | ΘΥΡΕΣ ΜΕΤΩΠΟΥ

6.1	ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΘΥΡΑΣ	98
6.2	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΥΡΑΣ	100
6.2.1	ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ ΦΥΛΛΟΥ ΤΗΣ ΘΥΡΑΣ	100
6.2.2	ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ ΦΥΛΛΟΥ ΤΗΣ ΘΥΡΑΣ	100
6.2.3	ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΓΩΝΙΩΝ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ ΦΥΛΛΟΥ ΤΗΣ ΘΥΡΑΣ	100
6.3	ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΩΝ	104

Ευχαριστούμε θερμά τον καθηγητή κύριο Γεώργιο Ιωαννίδη για την καθοδήγηση και συμπαράσταση καθόλη τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας.

Θερμές ευχαριστίες θα θέλαμε να εκφράσουμε επίσης στον Νίκο Δάη, Πολιτικό μηχανικό Ε.Μ.Π. για τη βοήθεια του στον χειρισμό του προγράμματος SAP2000 και στη Μαρία Λ. Λώ για την συμβολή της στη μορφοποίηση του κειμένου και του τεύχους της εργασίας μας.

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2013/72

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ ΣΥΝΤΗΡΗΣΗΣ ΑΕΡΟΣΚΑΦΩΝ

Γαλάνης Γ.Κ. – Δαμάσκος Δ.Π. (Επιβλέπων Ιωαννίδης Γ.)

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μόρφωση, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση μιας μεταλλικής κατασκευής μεγάλων διαστάσεων κάνοντας χρήση του εμπορικού προγράμματος σχεδιασμού SAP 2000 v15.

Συγκεκριμένα, πρόκειται για ένα υπόστεγο στάθμευσης αεροσκαφών (ΥΣΑ). Ως τοποθεσία του έργου θεωρήθηκε ο Διεθνής Αερολιμένας Αθηνών ‘Ελ. Βενιζέλος’ στα Σπάτα Αττικής. Το κτίριο αυτό εξυπηρετεί την στάθμευση, συντήρηση και επισκευή αεροσκαφών τύπου Dash-100 Bombardier, προβλέπεται δε ταυτόχρονη στάθμευση το πολύ δύο αεροσκαφών. Η γεωμετρία του υποστέγου καθορίστηκε από τις διαστάσεις των αεροσκαφών, καθώς και από τις απαραίτητες αποστάσεις ασφαλείας που προβλέπονται μεταξύ αυτών, αλλά και μεταξύ αεροσκάφους και υποστέγου. Στο υπόστεγο εγκαθίσταται γερανογέφυρα για τη μεταφορά των διαφόρων τμημάτων των αεροσκαφών που χρήζουν επισκευής ή αντικατάστασης.

Στα κεφάλαια που ακολουθούν γίνεται εκτεταμένη περιγραφή και διαστασιολόγηση όλων των στοιχείων που συνθέτουν τον φορέα, των διατομών τους αλλά και των προσανατολισμών των δοκών, καθώς και αιτιολόγηση της λειτουργίας τους με κριτήρια στατικής ανάλυσης. Οι φορτίσεις στις οποίες υπόκειται το υπόστεγο έχουν αναλυθεί με χρήση του Ευρωκώδικα 1 και οι σεισμικές δράσεις με χρήση του Ευρωκώδικα 8.

Εισάγοντας τον φορέα στο προσομοίωμα, γίνεται εκτενής αναφορά στα χαρακτηριστικά του προγράμματος και περιγράφεται μια αρχική προσέγγιση στον γεωμετρικό σχεδιασμό του φορέα, καθώς και στον ορισμό βασικών παραμέτρων που αφορούν στο υλικό, στις διατομές, στις στηρίξεις και στους κόμβους. Διαμορφώνοντας το τρισδιάστατο μοντέλο, ορίζονται οι φορτίσεις και οι συνδυασμοί δράσεων τους, ενώ ακολουθούν έλεγχοι αντοχής και σεισμικής συμπεριφοράς αντιπροσωπευτικών διατομών από όλα τα στοιχεία που συνθέτουν τον φορέα. Τέλος, με τη βοήθεια του προγράμματος σχεδιάζονται και διαστασιολογούνται οι θύρες του μετώπου, όπου γίνεται έλεγχος αντοχής σε δυσμενείς συνδυασμούς φορτίσεων και έλεγχος λειτουργικότητας, όπου υπολογίζονται τα βέλη που προκύπτουν από κάμψη.

Η ιδιαιτερότητα στην μελέτη μιας τέτοιας κατασκευής οφείλεται στην απαίτηση μεγάλων ανοιγμάτων και ελεύθερου ύψους λόγω των διαστάσεων των αεροσκαφών, καθώς και στην απουσία εσωτερικών υποστυλωμάτων για την ασφαλή μετακίνηση και στάθμευση αυτών. Τα παραπάνω γεωμετρικά χαρακτηριστικά προσδίδουν στην κατασκευή μια ιδιαίτερη ευαισθησία σε καταπόνηση λόγω ανέμου, κάτι που επαληθεύεται και από τους ελέγχους μέσω του προγράμματος.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2013/72

DESIGN OF AN AIRCRAFT MAINTENANCE HANGAR

Galanis G.K. – Damaskos D.P. (Supervised by Ioannidis G.)

ABSTRACT

The subject of this thesis is the formatting, analysis and sizing of a metal construction of large dimensions using the commercial design programme SAP2000 V15.

Specifically, this metal construction is an aircraft maintenance hangar based at Athens International Airport 'El. Venizelos' in Spata, Attika. The building will be used for the maintenance and parking of Dash-100 Bombardier aircrafts. It has been designed to accommodate up to 2 aircrafts at any one time. The dimensions of the hangar were determined by the size of the aircrafts, taking into consideration also, the necessary safety gaps required between them, and between the aircraft and the hangar. A bridgecrane is installed for transporting various parts of the aircraft that need to be repaired or replaced.

The following chapters extensively describe the various components required in the design of the hangar, the frame sections, the orientation of the beams as well as the static analysis of their functions. The various load cases have been analysed based on the specifications outlined in Eurocode 1 and seismic behaviour is based on the specifications in Eurocode 8.

Beginning the simulation, there is extensive reference to the functions of the programme SAP 2000, and an initial approach to geometrical design of the hangar is described. We introduce the definition of the basic parameters that relate to the materials, frame sections, joints and restraints that are involved in the composition of the structure. By forming a three-dimensional model, the load cases and load combinations are defined, while strength and seismic behaviour checks are carried out.

Finally, with the use of the program and its functions, the hangar doors are designed and their size is determined. Their structure, resistance and functionality is tested and determined using various load combinations – the arrows resulting from bending are calculated.

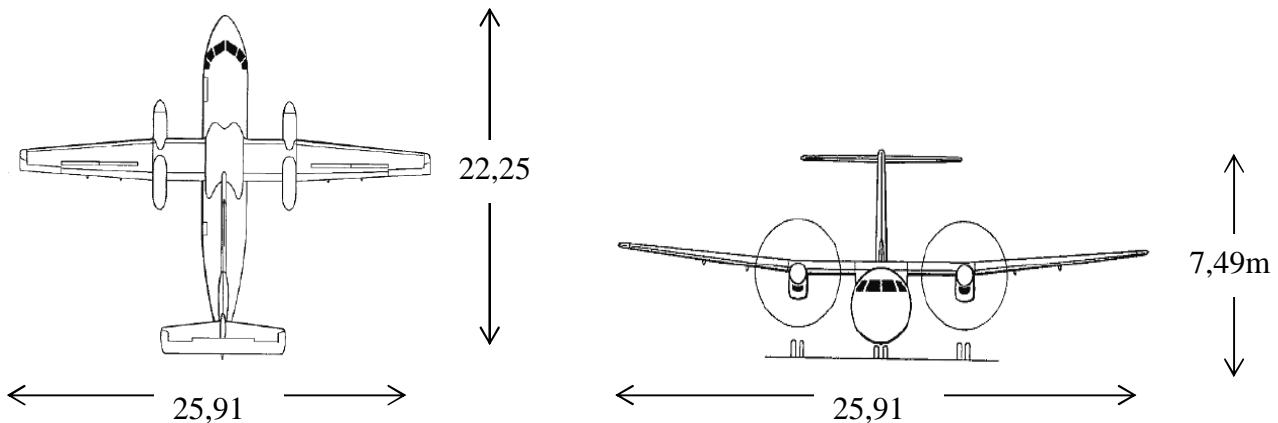
The specificity in the study of such a construction is due to the requirement of large openings and height due to the dimensions of the aircraft, and the absence of internal columns for safe movement and parking them. These geometric characteristics give the building a special sensitivity to wind loads, which are verified and checked through the programme.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 | ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

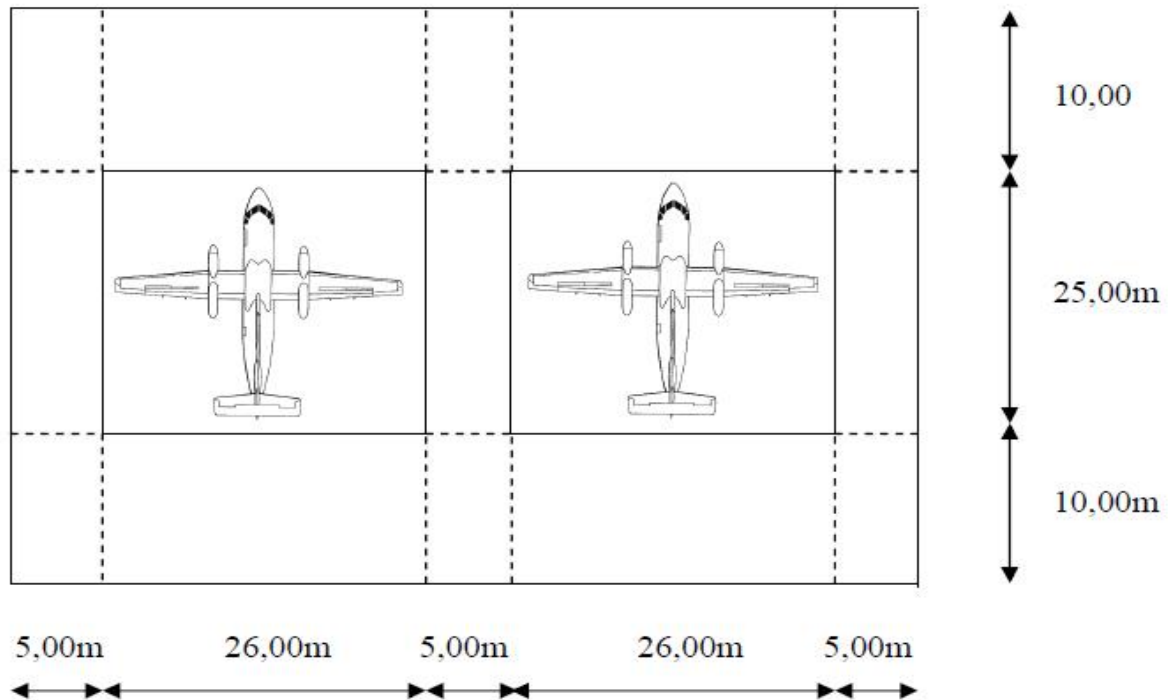
1.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ-ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Το υπόστεγο της μελέτης σχεδιάστηκε για να εξυπηρετήσει τις ανάγκες συντήρησης δύο αεροσκαφών τύπου *DASH 100 BOMBARDIER* της Ολυμπιακής Αεροπορίας στον Διεθνή Αερολιμένα Αθηνών ‘Ελ. Βενιζέλος’ στα Σπάτα Αττικής. Τα υπόστεγα συντήρησης αεροσκαφών (ΥΣΑ) εντάσσονται στα ειδικά κτίρια ενός αεροδρομίου και σκοπός τους είναι η στάθμευση και φύλαξη των αεροσκαφών, ο καθαρισμός τους, η επισκευή μηχανικών βλαβών, ο έλεγχος της πτητικής τους ικανότητας και μια σειρά διαφόρων ανάλογων εργασιών, οι οποίες συνθέτουν τον όρο ‘συντήρηση αεροσκαφών’.

Ο συγκεκριμένος τύπος αεροσκάφους έχει μήκος 22,25m, ύψος 7,49m και εκπέτασμα 25,91m. Στο υπόστεγο προβλέπεται ταυτόχρονη στάθμευση το πολύ δύο αεροσκαφών. Για λόγους ασφάλειας σχεδιάζουμε διαδρόμους πλάτους 5,00m ανάμεσα στα αεροσκάφη και τα υποστηλώματα, καθώς και έναν κεντρικό διάδρομο πλάτους επίσης 5,00m ανάμεσα στα δύο αεροσκάφη. Επίσης, διάδρομος 10,00m προβλέπεται μπροστά από τα αεροσκάφη για χρήση πάγκου εργασίας καθώς και για λόγους ασφαλείας, ενώ ίδιου πλάτους διάδρομος προβλέπεται και πίσω από τα σταθμευμένα αεροσκάφη για τυχόν στάθμευση οχημάτων και επιπροσθέτως για λόγους ασφαλείας.



Σχ. 1.1 Διαστάσεις αεροσκάφους DASH 100 BOMBARDIER



Σχ. 1.2 Κάτοψη σταθμευμένων αεροσκαφών με τις προβλεπόμενες αποστάσεις ασφαλείας

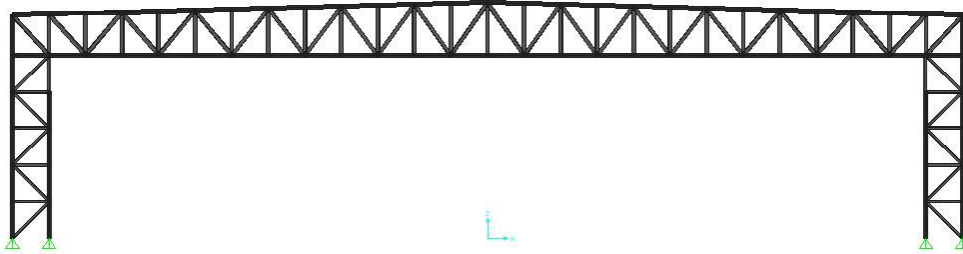
Οι συγκεκριμένες απαιτήσεις σχεδιασμού οδήγησαν στις διαστάσεις του υποστέγου, το οποίο έχει ορθογωνική κάτοψη $72,80 \times 45,00 \text{m}^2$, με συνολικό ύψος 18m μετρούμενο από την κορυφή της στέγης και 14m ελεύθερο ύψος. Η κλίση της στέγης είναι 2,5%, διαμορφώνοντας την γωνία που σχηματίζει η κεκλιμένη στέγη σε $1,43^\circ$, καθιστώντας την έτσι πρακτικά οριζόντια. Επίσης, δεν υπάρχουν εσωτερικά υποστυλώματα για να διευκολύνεται η ανεμπόδιστη κίνηση των αεροσκαφών. Η μεταλλική αυτή κατασκευή αποτελείται από 10 πλαίσια τοποθετημένα παράλληλα μεταξύ τους ανά 5 m. Τα υποστυλώματα των πλαισίων είναι σύνθετα και έχουν πλάτος 2.80m, αφήνοντας καθαρό μήκος για την είσοδο των αεροσκαφών ίσο με 67,20m, η δε έδραση τους στο έδαφος γίνεται αρθρωτά. Για την ανύψωση των διαφόρων τμημάτων των αεροσκαφών έχει εγκατασταθεί γερανογέφυρα, η οποία κινείται παράλληλα προς τη διάσταση των 45,00m και η διαδρομή της καλύπτει το μισό υπόστεγο. Ως υλικό κατασκευής έχει επιλεγεί χάλυβας ποιότητας S355.

1.2 ΚΥΡΙΟΙ ΦΟΡΕΙΣ

Οι κύριοι φορείς είναι συνήθως πλαίσια που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και μπορούν να παραλάβουν (μέσα στο επίπεδο τους) κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Τα πλαίσια είναι οι τελικοί αποδέκτες των κύριων φορτίων της κατασκευής, τα οποία και μεταβιβάζουν μέσω της θεμελίωσης τους στο έδαφος. Οι κύριοι φορείς αποτελούνται από τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα. Κύρια μορφή καταπόνησης των υποστυλωμάτων και των ζυγωμάτων είναι η κάμψη. Για το λόγο αυτό προτιμούνται διατομές διπλού ταυ, αφού όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από το κέντρο βάρους της τόσο καλύτερη συμπεριφορά έναντι κάμψης. Αυτό συμβαίνει διότι μεγαλώνουν η ροπή αδρανείας που είναι μέτρο καμπτικής δυσκαμψίας και η ροπή αντίστασης που είναι μέτρο καμπτικής αντοχής.

Το ζύγωμα είναι δίρριχτο κλίσης 2.5% , οι διατομές που έχουν επιλεγεί για το άνω και το κάτω πέλαμα είναι ΗΕΒ340, τοποθετημένες με τα πέλαμα παράλληλα προς το επίπεδο της όψης,

ενεργοποιώντας με αυτόν τον τρόπο τον ισχυρό τους άξονα για να αποφευχθεί ο πλευρικός λυγισμός εκτός του επιπέδου του ζυγώματος. Για τις ράβδους του δικτύωματος επιλέξαμε διατομές HEA300.



Σχ. 1.3 Κύρια όψη υποστέγου-ζύγωμα και υποστυλώματα φορέα

Το υποστύλωμα έχει σχεδιαστεί σαν πολυμελής διατομή με ράβδους δικτύωματος κατά μήκος του άξονα x αλλά και του άξονα y . Τα κατακόρυφα στοιχεία αποτελούνται από συμπαγή μέλη διατομής HEB340, με το πέλμα της διατομής τοποθετημένο παράλληλα προς το επίπεδο της όψης. Με αυτόν τον τρόπο έχουμε τον ισχυρό τους άξονα εκτός επιπέδου ζυγώματος, εξασφαλίζοντας μεγαλύτερη ροπή αδρανείας και αντιμετωπίζοντας το ενδεχόμενο λυγισμού λόγω μεγάλων θλιπτικών φορτίων. Τα υποστυλώματα συνδέονται μεταξύ τους εξωτερικά και εσωτερικά με ράβδους HEB200 κατά μήκος του άξονα y στα $+5,60\text{m}$ και $+11,20\text{m}$, οι οποίες έχουν τοποθετηθεί με τον κορμό όρθιο. Για το δικτύωμα των υποστυλωμάτων κατά τον άξονα x όπου είναι κατακόρυφο έχουμε επιλέξει διατομή HEA220, ενώ κατά τον άξονα y (όπου είναι οριζόντιο σε εγκάρσια διεύθυνση (στα $+5,60\text{m}$ και $+11,20\text{m}$) οι διατομές που έχουμε επιλέξει είναι κοιλοδοκοί SHS90x90x5. Η οριζόντια διασύνδεση αυτή που ενώνει τα υποστυλώματα εγκάρσια και μειώνει το μήκος λυγισμού τους φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχ. 1.4 Τομή οριζόντιας διασύνδεσης υποστυλωμάτων

1.3 ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ

Η κεφαλοδοκός είναι ένα οριζόντιο γραμμικό στοιχείο στην εξωτερική πλευρά και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση που είναι κάθετη προς τα επίπεδα των πλαισίων. Μέσω των κεφαλοδοκών, οι οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στο επίπεδο της στέγης και παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους σύνδεσμούς δυσκαμψίας μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στους κατακόρυφους σύνδεσμούς δυσκαμψίας με αποτέλεσμα οι φορτίσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επίσης σημαντικό στοιχείο κατά τη φάση συναρμολόγησης της κατασκευής διότι συνδέουν εγκάρσια τα ανεγειρόμενα πλαίσια συμβάλλοντας έτσι στην τήρηση των θέσεων και αποστάσεων που καθορίζει η γεωμετρία του σχεδιασμού. Στο υπόστεγο της μελέτης έχουν σχεδιαστεί κεφαλοδοκοί διατομής HEB200.

1.4 ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

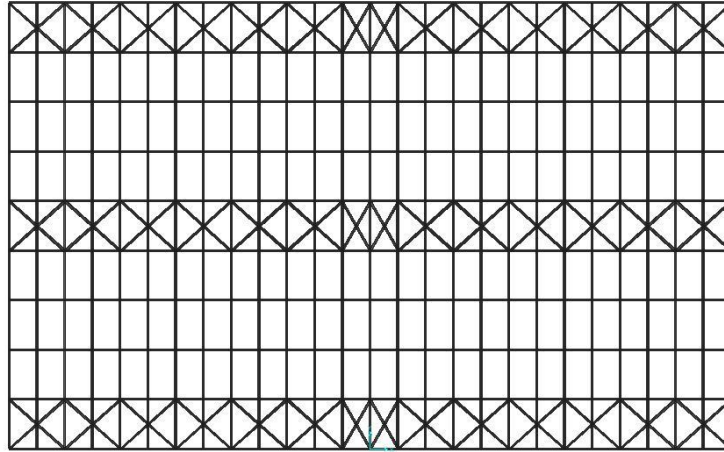
Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμεύουν κυρίως στην παραλαβή και μεταφορά στη θεμελίωση των οριζοντίων δυνάμεων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα του κτιρίου. Συμβάλλουν επιπλέον στην εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας των μελών των κυρίων πλαισίων και αποτελούν κεντρικά στοιχεία της διαδικασίας ανέγερσης. Διακρίνονται σε οριζόντιους συνδέσμους που τοποθετούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων και σε κατακόρυφους συνδέσμους που τοποθετούνται μεταξύ των υποστυλωμάτων.

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ή αλλιώς αντιανέμοι σύνδεσμοι διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων. Η δυσκαμψία του φατνώματος στο επίπεδό του επιτυγχάνεται με την προσθήκη ράβδων, οι οποίες σε συνδυασμό με άλλα στοιχεία του φέροντος οργανισμού (ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων και τεγίδες στις περισσότερες περιπτώσεις) διαμορφώνουν δικτυωτούς φορείς. Σε περιπτώσεις δικλινών πλαισίων με τις συνήθεις σχετικά μικρές κλίσεις οι δικτυωτοί αυτοί φορείς επιτρέπεται να θεωρούνται ως επίπεδοι και χαρακτηρίζονται ως οριζόντιοι παρότι δεν είναι παράλληλοι προς το δάπεδο του κτιρίου.

Οι κύριες λειτουργίες των οριζοντίων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι

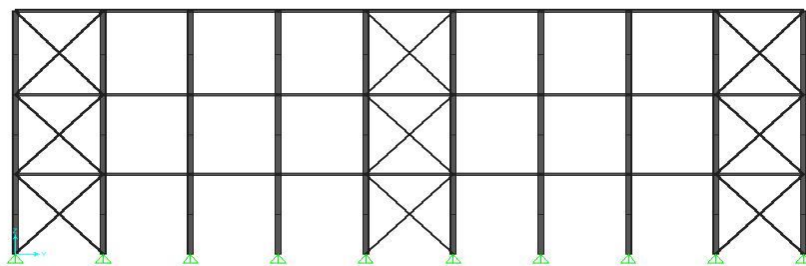
- i. η μεταφορά στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας των οριζοντίων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων μέσω των μετωπικών στύλων,
- ii. η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων,
- iii. η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα,
- iv. η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

Στο υπόστεγο της μελέτης, οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται στο μεσαίο και στα δύο ακραία φατνώματα. Διαγώνιες ράβδους βάζουμε ανά δεύτερη τεγίδα, εκτός από την κορυφή της στέγης όπου ο σχηματισμός είναι πυκνότερος λόγω γεωμετρίας και ζυγού αριθμού φατνωμάτων κατά μήκος του άξονα x. Το διαμορφούμενο δικτύωμα δυσκαμψίας έχει επομένως ως πέλματα τα ζυγώματα των εκατέρωθεν κύριων πλαισίων, ως ορθοστάτες τεγίδες και ως πρόσθετες διαγώνιες έχει ράβδους διατομής SHS140x140x20.



Σχ. 1.5 Κάτοψη υποστέγου-οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και τις κεφαλοδοκούς. Σχηματίζουν ένα δύσκαμπτο σύστημα στο οποίο απολήγουν οι μηκίδες, οι οποίες παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα και προσδίδουν προσωρινή ευστάθεια στην κατασκευή κατά τη φάση της ανέγερσης. Συνίσταται δε να τοποθετούνται στα ίδια φαντώματα στα οποία βρίσκονται και οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, όπως έχει γίνει και στον συγκεκριμένο φορέα, όπου τα πέλματα τους σχηματίζονται από τα εκατέρωθεν υποστυλώματα, ανώτερο οριζόντιο στοιχείο είναι η κεφαλοδοκός και συμπληρώνονται με πρόσθετα διαγώνια στοιχεία SHS120x120x20 και οριζόντια στοιχεία τις δοκούς που συνδέουν εξωτερικά τα υποστυλώματα.



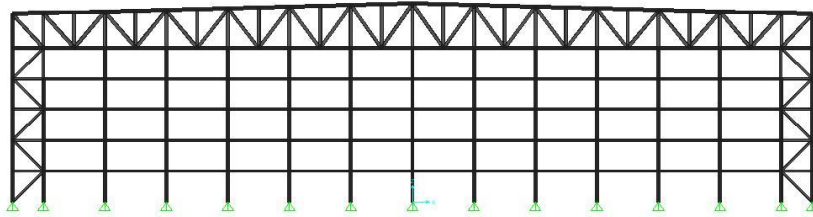
Σχ. 1.6 Πλαινή όψη υποστέγου

1.5 ΜΕΤΩΠΙΚΟΙ ΣΤΥΛΟΙ

Οι μετωπικοί στύλοι είναι υποστυλώματα τα οποία τοποθετούνται ανά αποστάσεις προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου που αντιστοιχούν στα δύο ακραία πλαίσια (πρώτο και τελευταίο), δηλαδή στην κύρια όψη και στην πίσω όψη. Εδράζονται σε θεμέλια και στην κεφαλή τους στηρίζονται στο ζύγωμα των ακραίων πλαισίων, ενώ κύρια φόρτιση τους είναι η ανεμοπίεση, η οποία κατανέμεται κατά το ήμισυ απ'ευθείας στη θεμελίωση ως οριζόντια δύναμη και κατά το άλλο, μέσω

της σύνδεσης με το ζυγώμα, στον κύριο φορέα, κάνοντας παραδοχή σταθερής τιμής της ανεμοπίεσης καθ' όλο το ύψος του στύλου.

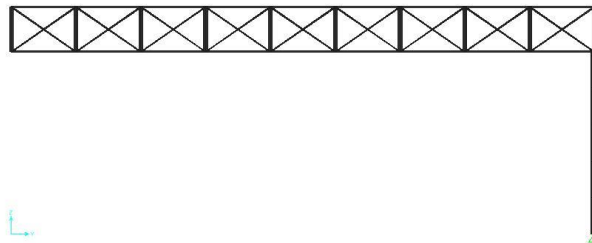
Στη συγκεκριμένη μεταλλική κατασκευή έχουν τοποθετηθεί μετωπικοί στύλοι μόνο στο πίσω μέτωπο του υποστέγου έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η ανεμπόδιστη διέλευση των αεροσκαφών. Η απόσταση μεταξύ τους είναι 5,60m και εδράζονται αρθρωτά στο έδαφος. Έχει επιλεγεί διατομή ΗΕΒ500 και προσανατολισμός με τα πέλματα παράλληλα προς την όψη, ενώ έχουν σχεδιαστεί έτσι ώστε να μπορούν να δεχθούν το βέλος κάμψης του ζυγώματος χωρίς να αναλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία.



Σχ. 1.7 Πίσω όψη υποστέγου

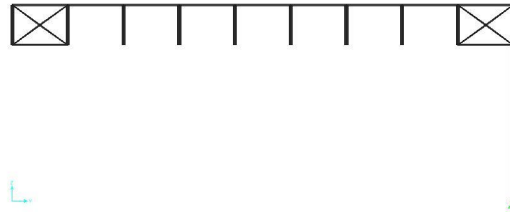
1.6 ΕΓΚΑΡΣΙΟΙ ΚΑΙ ΤΟΠΙΚΟΙ ΕΓΚΑΡΣΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Για ορισμένες φορτίσεις οι ράβδοι του κάτω πέλματος του ζυγώματος είναι θλιβόμενες με αποτέλεσμα να έχουμε λυγισμό έξω από το επίπεδο τους. Για τον λόγο αυτό τοποθετούμε εγκάρσιους συνδέσμους, πέντε στον αριθμό, κατά τη διεύθυνση που είναι κάθετη προς τα επίπεδα των πλαισίων σε αποστάσεις 11,20m μεταξύ τους. Ο εγκάρσιος σύνδεσμος προσφέρει πλευρική εξασφάλιση και σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης συνεισφέρει στο να ταλαντωθούν τα πλαίσια σαν ένας ολόκληρος φορέας στον χώρο. Το πάνω πέλμα του αποτελείται από τεγίδες, οι ορθοστάτες ανήκουν στο δικτύωμα του πλαισίου ενώ το κάτω πέλμα και οι πρόσθετες χιαστί ράβδοι είναι κοίλης τετραγωνικής διατομής SHS120x120x8 και SHS90x90x12.5 αντίστοιχα.



Σχ. 1.8 Τομή υποστέγου-εγκάρσιος σύνδεσμος δυσκαμψίας

Στις θέσεις όπου υπάρχουν μετωπικοί στύλοι αλλά όχι εγκάρσιοι σύνδεσμοι τοποθετείται τοπικός εγκάρσιος σύνδεσμος για να παραλάβει τα φορτία ανεμοπίεσης που δέχεται ο μετωπικός στύλος. Όπως και στον εγκάρσιο σύνδεσμο δυσκαμψίας, το πάνω πέλμα του τοπικού εγκάρσιου σχηματίζεται από τις τεγίδες, οι ορθοστάτες ανήκουν στο δικτύωμα του πλαισίου ενώ το κάτω πέλμα και οι πρόσθετες χιαστί ράβδοι είναι κοίλης τετραγωνικής διατομής ίδιων διαστάσεων με τον εγκάρσιο. Ο τοπικός εγκάρσιος σύνδεσμος δυσκαμψίας είναι έξι στον αριθμό, απέχουν επίσης 11,20m μεταξύ τους και έχουν και αυτοί διεύθυνση κάθετη προς τα επίπεδα των πλαισίων.



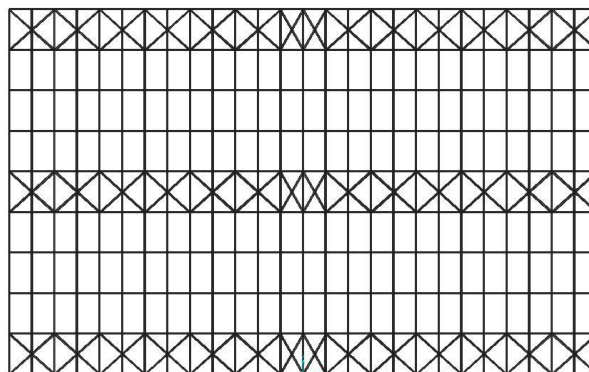
Σχ. 1.9 Τομή υποστέγου-τοπικός εγκάρσιος σύνδεσμος δυσκαμψίας

1.7 ΤΕΓΙΔΕΣ

Οι τεγίδες είναι δοκοί που μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στη στέγη στους κύριους φορείς. Τέτοια φορτία είναι το βάρος των φύλλων επικάλυψης, ανεμοπιέσεις, φορτία χιονιού, το φορτίο του μηχανολογικού εξοπλισμού που αναρτάται από αυτές στην οροφή του υποστέγου (κανάλια κλιματισμού, σχάρες καλωδιώσεων, φωτιστικά σώματα), καθώς και τυχόν ωφέλιμο φορτίο (συντήρηση στέγης). Εκτός από τη μεταφορά φορτίων, οι τεγίδες συμμετέχουν και στους οριζόντιους, στους εγκάρσιους και στους τοπικούς εγκάρσιους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες αποστάσεις μεταξύ τους και ως προς το στατικό τους σύστημα κατασκευάζονται ως αμφιέρειστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί. Τοποθετούνται δε με το πέλμα τους να εδράζεται στις δοκούς των ζυγωμάτων, ενεργοποιώντας έτσι τον ισχυρό τους άξονα έναντι της δράσης των κατακόρυφων φορτίων.

Στο συγκεκριμένο υπόστεγο έχουν υπολογιστεί τεγίδες μήκους 5m, όσο είναι δηλαδή και η απόσταση μεταξύ κύριων φορέων-πλαισίων και διατομής HEB 160. Διατάσσονται ανά 2.80m και έχουν σχεδιαστεί να λειτουργούν ως αμφιέρειστες.



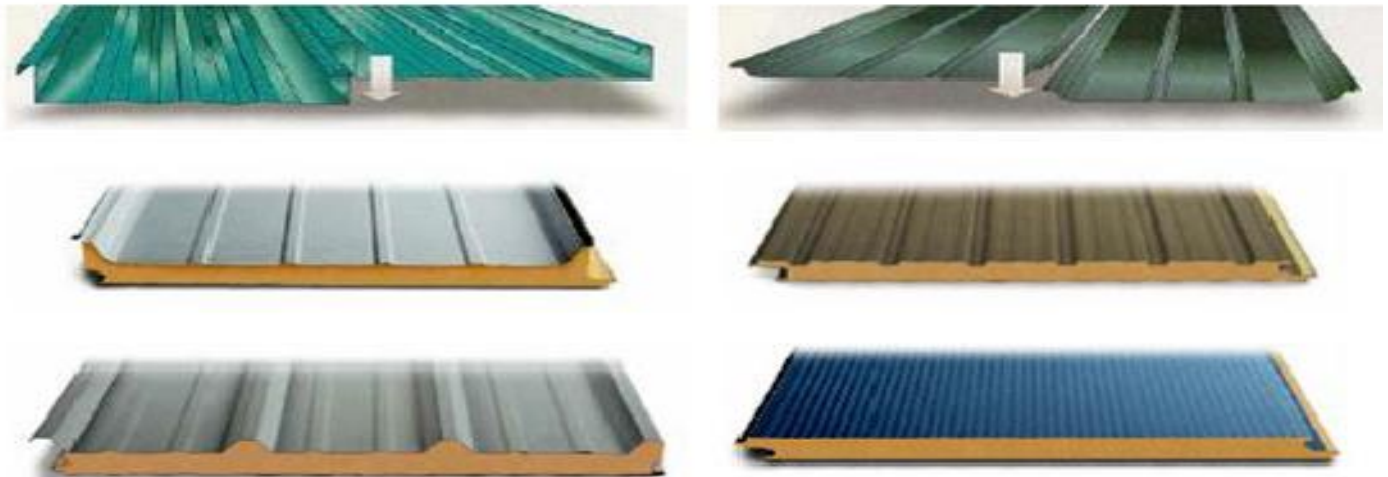
Σχ. 1.10 Κάτοψη υποστέγου-τεγίδες

1.8 ΜΗΚΙΔΕΣ

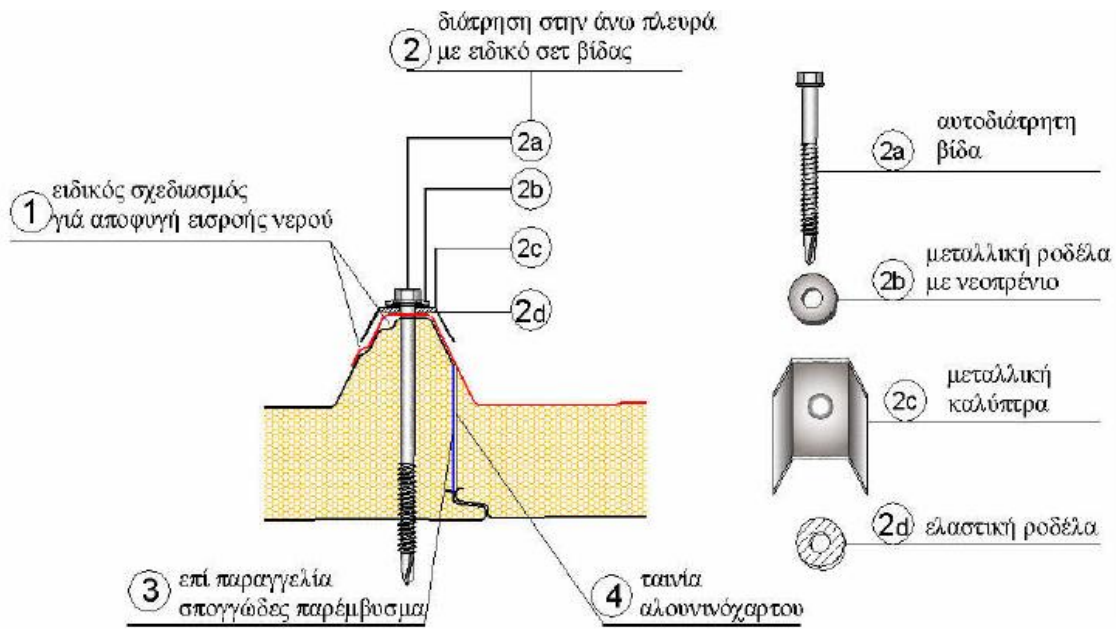
Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που τοποθετούνται ανά αποστάσεις (συμβατές με τις διαστάσεις των φύλλων πλευρικής επένδυσης) στις όψεις του υποστέγου και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης. Κύρια φόρτιση των μηκίδων είναι τα φορτία ανεμοπίεσης και το βάρος των φύλλων επικάλυψης. Σχεδιάστηκαν ως συνεχείς δοκοί δύο ανοιγμάτων με αρθρώσεις στις άκρες και συνολικό μήκος 11,20m, στο προσομοίωμα στο πρόγραμμα SAP2000 όμως δεν κρίθηκε σκόπιμο να συμπεριληφθούν. Κατά τη διαστασιολόγηση έχει ληφθεί υπ'όψιν η συμμετοχή τους στην πλευρική εξασφάλιση των μετωπικών στύλων μέσω της μείωσης του μήκους λυγισμού αυτών. Επιλέχθηκαν μηκίδες διατομής HEA220 με τα πέλματα παράλληλα προς τις όψεις και αποστάσεις 2,80m μεταξύ τους.

1.9 ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ

Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς αγκυρωθεί πάνω στα στοιχεία στα οποία στηρίζονται ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρικής επένδυσης) τις πιέσεις και υποπίεσεις που εξασκούν ο άνεμος ή άλλα φορτία. Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχεία του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς τον οποίο μεταφέρουν φορτία. Υπό ειδικές προϋποθέσεις μπορεί να θεωρηθεί ότι το υλικό επικάλυψης, κατάλληλα και επαρκώς αγκυρωμένο επί του μεταλλικού σκελετού, αποτελεί διάφραγμα ικανό να μεταφέρει οριζόντια φορτία μέσα στο επίπεδό του.

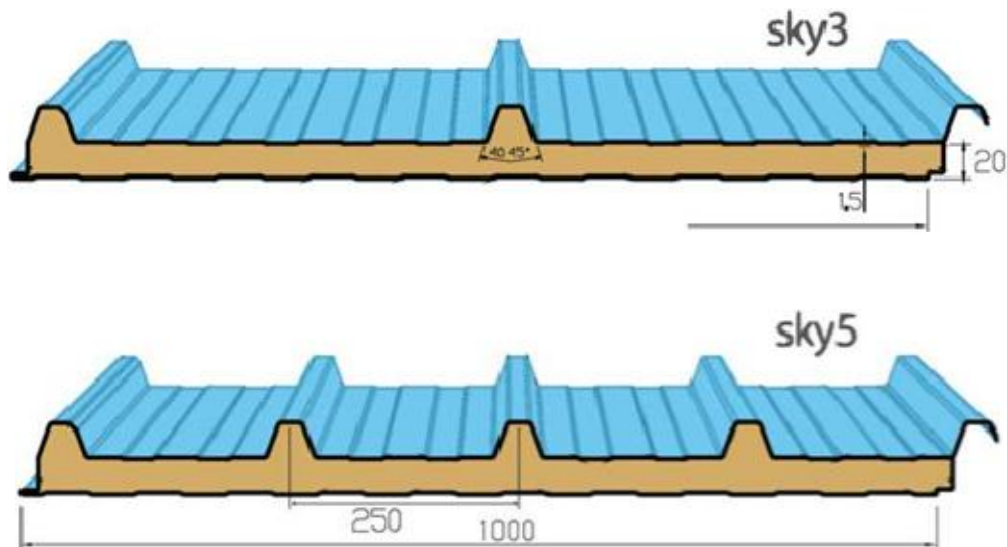


Σχ. 1.11 Απλά και θερμομονωτικά φύλλα επικάλυψης



Σχ. 1.12 Σύνδεση φύλλων επικάλυψης με τεγίδα

Για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση επιλέχθηκαν θερμομονωτικά πάνελ *Arkhon Sky*. Ο πυρήνας τους αποτελείται από σκληρό αφρό πολυουρεθάνης (PUR) και είναι στεγανά έναντι στο νερό αλλά και έναντι στον αέρα. Το ίδιο βάρος τους έχει ληφθεί ίσο με $0,15\text{kN/m}^2$.



Σχ. 1.13 Θερμομονωτικά πάνελ πολυουρεθάνης

Όσον αφορά την παρούσα κατασκευή, τα φορτία που ασκούνται είναι τα εξής;

- **Μόνιμα Φορτία**
 - Ίδιο βάρος φερόντων στοιχείων
 - Ίδιο βάρος επικάλυψης
 - Φορτία λόγω μηχανολογικών εγκαταστάσεων
- **Κινητά Φορτία**
 - Φορτία χιονιού
 - Φορτία ανέμου
 - Μεταβολή θερμοκρασίας
- **Φορτίο θερμοκρασιακών μεταβολών**
- **Τυχηματικά**
 - Σεισμός (έμμεσο φορτίο με μορφή επιβεβλημένων μετατοπίσεων)

2.1 ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ

Από SAP2000

- Ποιότητα Χάλυβα S355
- Μέτρο Ελαστικότητας $E=210.000.000$ MPa
- Λόγος Poisson $\nu=0,3$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha=12 \times 10^{-6}$
- Πυκνότητα $\rho=7850$ kg/m³

2.2 ΦΟΡΤΙΑ ΕΠΙΚΑΛΥΨΗΣ

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στην εισαγωγή το κτίριο τόσο στην στέγη όσο και στις πλευρικές όψεις θα επικαλυφθεί από μεταλλικά πάνελα. Το φορτίο αυτό θα ληφθεί στα πλαίσια της μελέτης ίσο με **0,15kN/m²**. Στην στέγη υπάρχει ακόμα ένα επιπλέον φορτίο για τις ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις που θα αναρτηθούν ίσο με **0,2kN/m²**.

- Αντιπροσωπευτική φορτιστική επιφάνεια τεγίδας: $5,00 \times 2,80 = 14,00 \text{m}^2$
- Ολικό φορτίο λόγω φύλλων επικάλυψης που αναλαμβάνει κάθε τεγίδα:
 $14,00 \text{m}^2 \times 0,15 \text{kN/m}^2 = 2,1 \text{KN}$
- Ολικό φορτίο λόγω μηχανολογικών εγκαταστάσεων που αναλαμβάνει κάθε τεγίδα: $14,00 \text{m}^2 \times 0,20 \text{kN/m}^2 = 2,80 \text{kN}$
- Μήκος αμφιέριστης τεγίδας: 5,00 m
- Οπότε το ομοιόμορφο φορτίο επί των τεγίδων είναι:
 - λόγω των φύλλων επικάλυψης: $2,1 \text{ kN} / 5,00 \text{m} = 0,42 \text{ kN/m}$
 - λόγω των μηχανολογικών εγκαταστάσεων: $2,80 \text{ kN} / 5,00 \text{m} = 0,56 \text{ kN/m}$

2.3 ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ

Στην συγκεκριμένη μελέτη, δεδομένου ότι το υπόστεγο βρίσκεται σε τοποθεσία με υψόμετρο 80m δηλαδή μικρότερο από 1500 m, θα εφαρμοστούν οι οδηγίες του Μέρους 1-3 του EN1991 (Ευρωκώδικας 1) για τον υπολογισμό των φορτίων χιονιού. Θεωρείται, επιπλέον, ότι στην περιοχή επικρατούν κανονικές συνθήκες (δηλαδή χωρίς πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων). Επομένως, θα εφαρμοστεί ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

Η τελική τιμή του στατικού φορτίου του χιονιού είναι $s = \mu_i \cdot Ce \cdot Ct \cdot sk$

όπου:

μ_i είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

sk είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

Ce είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1.

Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους = 0,8.
- Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δένδρα) = 1,2

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

$s_{Ad} = Ce \cdot s_1 \cdot sk$ είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους (συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού: $Ce \cdot s_1 = 2,0$).

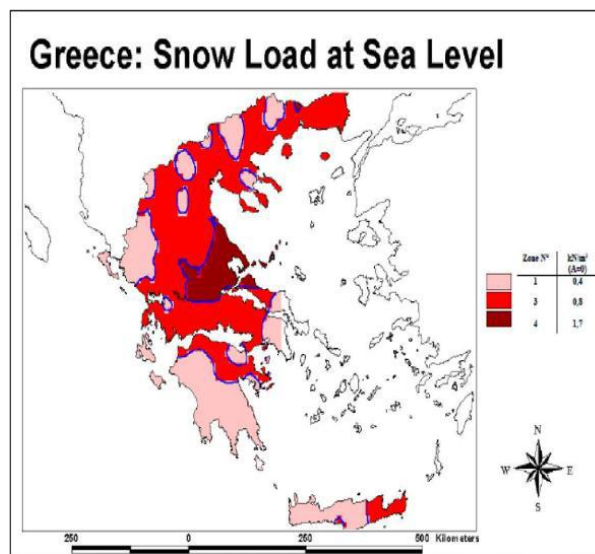
Το φορτίο s θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

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

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

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

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



**Η Αττική υπάγεται στην Ζώνη III με $s_{k,0} = 0,8 \text{ KN/m}^2$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 | ΦΟΡΤΙΑ

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

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

$$s_k = s_{k,0} [1 + (A/917)^2]$$

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

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

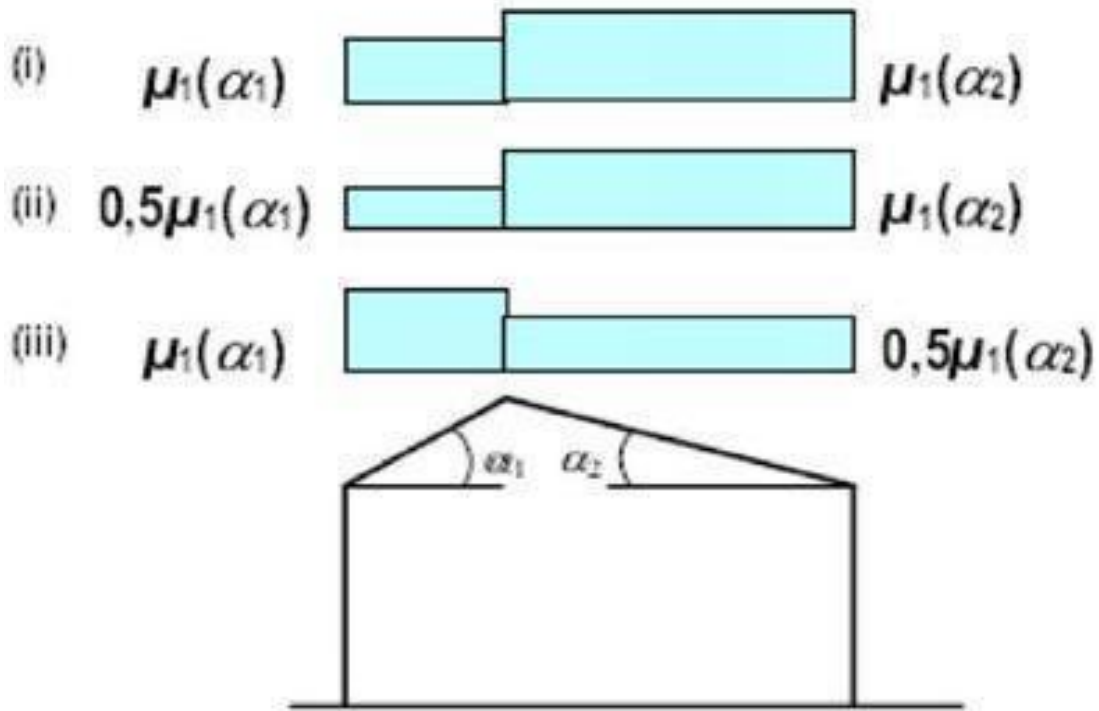
2.3.1 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΟΡΦΗΣ ΦΟΡΤΙΟΥ ΧΙΟΝΙΟΥ

Για τον προσδιορισμό του αντίστοιχου συντελεστή μορφής, λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου:

- Η πρώτη μορφή προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου
- Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μία ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη προς την υπήνεμη πλευρά της στέγης). Στην προκείμενη περίπτωση, πρόκειται για δικλινείς ισοκλινείς στέγες. Ο συντελεστής μορφής μ_1 δίνεται από τον παρακάτω Πίνακα 2.1 για τις διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Πίνακας 2.1 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

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	-



Σχ. 2.1 Συντελεστές μορφής σε δικλινείς στέγες

2.3.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΟΥ ΧΙΟΝΙΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ

Η μελέτη αφορά υπόστεγο συντήρησης αεροσκαφών του οποίου η στέγη είναι ισοκλινής δικλινής και βρίσκεται στο αεροδρόμιο “Ελευθέριος Βενιζέλος” στον Δήμο Σπάτων στον νομό Αττικής. Η κλίση της στέγης είναι $\alpha_1 = \alpha_2 = 1,43^\circ$.

Η κατασκευή λοιπόν ανήκει στην προαναφερθείσα Ζώνη χιονιού III με χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στην στάθμη της θάλασσας $s_{k,0}$ ίση με $0,8 \text{ kN/m}^2$ και υψόμετρο τοποθεσίας A από τη στάθμη της θάλασσας 80m .

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους είναι δηλαδή:

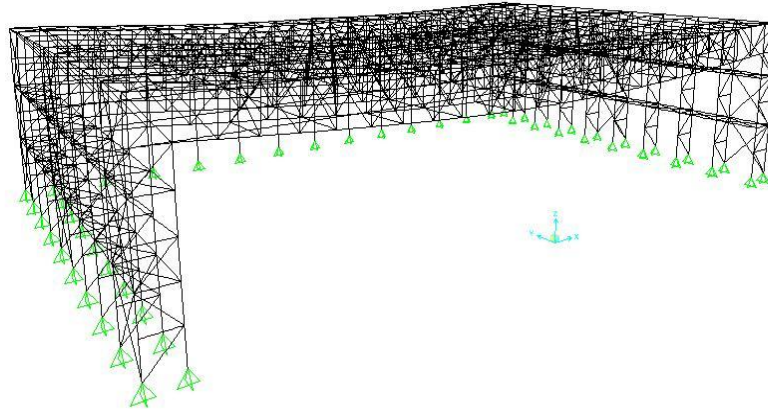
$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) = 0,8 \cdot \left(1 + \left(\frac{800}{917} \right)^2 \right) = 0,806$$

Από πίνακα 3.3 για $\alpha_1 = \alpha_2 = 1,43^\circ$ προκύπτει $\mu_i = 0,8$ και για κανονικές συνθήκες ισχύει:

- C_e (συντελεστής έκθεσης) είναι ίσος με 1
- C_t (θερμικός συντελεστής) είναι ίσος με 1

Άρα, τελικά το φορτίο χιονιού επί της στέγης ισούται :

$$s = \mu_i C_e C_t s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,806 = \underline{\underline{0,645 \text{ kN/m}^2}}$$



ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΛΟΓΩ ΧΙΟΝΙΟΥ

2.4 ΦΟΡΤΙΟ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΩΝ ΜΕΤΑΒΟΛΩΝ

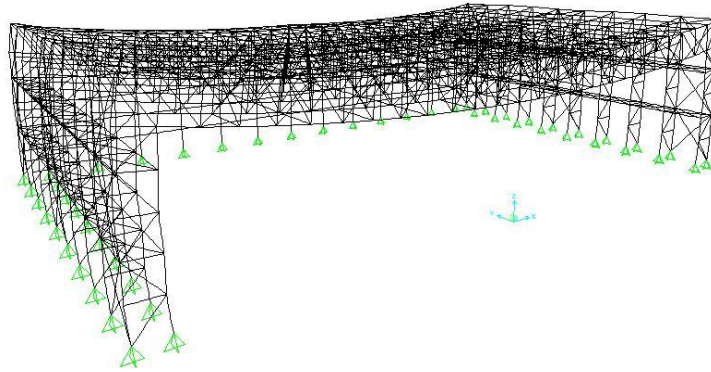
Όπως γνωρίζουμε από τις αρχές του παραμορφώσιμου στερεού το μήκος μίας ράβδου, αλλάζει σε περιπτώσεις μεταβολής της θερμοκρασίας. Η μεταβολή αυτή δεν δημιουργεί εντατικά μεγέθη όταν η ράβδος είναι ισοστατικά στερεωμένη στο εκάστοτε έδαφος, αλλά σε περιπτώσεις υπερστατικών φορέων δημιουργείται ένταση στη ράβδο οφειλόμενη στην παραμόρφωση της. Η παραμόρφωση που προκαλείται από θερμοκρασιακή μεταβολή σε μία ράβδο δίνεται από τους τύπους:

$$\Delta u_1 = \alpha_t \sum N \delta T \quad \text{και} \quad \Delta u_2 = \alpha_t \sum M \cdot \frac{\Delta T}{d}$$

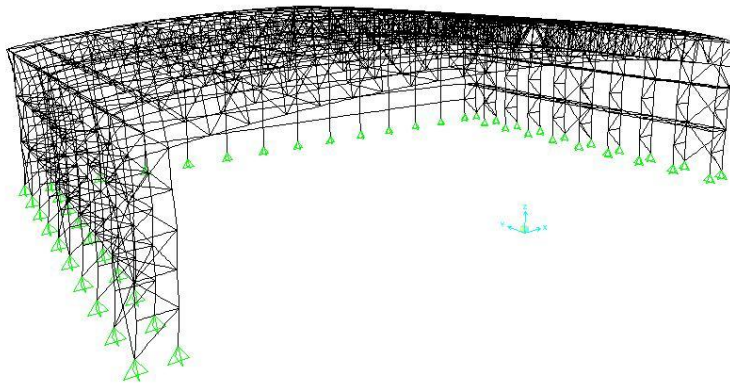
όπου:

- $\alpha_t = 10^{-5} \frac{1}{C}$: ο θερμοκρασιακός συντελεστής ανά βαθμό Κελσίου $^{\circ}C$
- d : το ύψος της διατομής της συγκεκριμένης ράβδου
- $\delta T = T_s - T_0$: λέγεται αλλιώς και αξονική διαφορά θερμοκρασίας και προκύπτει από τη διαφορά μεταξύ της θερμοκρασίας T_s στον κεντροβαρικό άξονα μιας ράβδου υπό τη δεδομένη θερμοκρασιακή κατάσταση και της θερμοκρασίας T_0 που επικρατούσε κατά τη φάση της κατασκευής του φορέα στον οποίο ανήκει η ράβδος.
- $\Delta T = T^+ - T^-$: η διαφορά της θερμοκρασίας στις ακραίες ίνες του θετικού συνόρου μίας καμπτόμενης ράβδου και της θερμοκρασίας στις ακραίες ίνες του αρνητικού συνόρου της. Έτσι, η θετική διαφορά $\Delta T > 0$ και οι θετικές ροπές κάμψεως (που επιμηκύνουν τις ίνες του θετικού συνόρου και βραχύνουν αυτές του αρνητικού) σε μία ράβδο, προκαλούν ομόφορη στροφή των διατομών.
- Δu_1 : η διαφορά μεταξύ της παραμόρφωσης που οφείλεται στην διαφορά δT όσων καμπτόμενων ράβδων έχουν στον κεντροβαρικό τους άξονα θερμοκρασία ίση με T_s , διαφορετική από την θερμοκρασία κατασκευής T_0 . Ο παράγων N του αθροίσματος συμβολίζει το διάγραμμα αξονικών δυνάμεων στις καμπτόμενες ράβδους του θεμελιώδη φορέα
- Δu_2 : είναι το τμήμα της παραμόρφωσης που οφείλεται στη διαφορά ΔT , όσων ράβδων υφίστανται διαφορετική θερμοκρασία στα δύο σύνορα τους.

Η θερμοκρασιακή μεταβολή σαν φόρτιση στα τεχνικά έργα δεν λαμβάνεται πάντα υπ' όψιν. Αυτό εξαρτάται από το μέγεθος του τεχνικού έργου αλλά και από τις περιβαλλοντικές συνθήκες της περιοχής κατασκευής. Σε περιπτώσεις, όμως, μεγάλων επιμηκών κτιρίων άνω των 60m συνίσταται και από τους κανονισμούς η χρήση της θερμοκρασιακής μεταβολής σαν διαφορετικό φορτίο. Σε πολλές άλλωστε περιπτώσεις είναι πιθανόν ο συνδυασμός φόρτισης που περιλαμβάνει την θερμοκρασιακή μεταβολή να είναι ο κρίσιμος (δυσμενέστερος), κυρίως για εφελκύσιμα στοιχεία, όπως οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Επιπλέον, σε τέτοια έργα, όπως και το υπόστεγο μας θα πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψιν η θερμοκρασιακή μεταβολή και κατά την διαδικασία κατασκευής, οπότε και τα μέλη της κατασκευής είναι περισσότερο εκτεθειμένα σε αλλαγές της θερμοκρασίας. Επιλέγουμε λοιπόν θερμοκρασιακή φόρτιση ίση με $\Delta T = +20\text{ }^{\circ}\text{C}$ και $\Delta T = -20\text{ }^{\circ}\text{C}$. Αξίζει να αναφερθεί ότι οι σημαντικότερες θερμοκρασιακές μεταβολές σε μία μεταλλική κατασκευή εμφανίζονται σε περίπτωση πυρκαγιάς, ωστόσο στην περίπτωση αυτή το πρόβλημα θα είναι η δραματική μείωση της αντοχής των μελών του φορέα και το ζητούμενο του σχεδιασμού έναντι πυρκαγιάς η αποφυγή της γρήγορης κατάρρευσης. Ο έλεγχος έναντι πυρκαγιάς αμελείται στα πλαίσια της εκπόνησης αυτής της διπλωματικής εργασίας.



ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΛΟΓΩ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΗΣ ΜΕΤΑΒΟΛΗΣ $\Delta T+$



ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΛΟΓΩ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΗΣ ΜΕΤΑΒΟΛΗΣ $\Delta T-$

2.5 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψιν η ταυτόχρονη επιρροή και των άλλων μεταβλητών δράσεων επί της κατασκευής όπως το χιόνι και η θερμοκρασιακή μεταβολή που αναλύθηκαν διεξοδικώς παραπάνω. Ακόμη θα πρέπει να δοθεί προσοχή σε πιθανές αλλαγές του σχήματος κατά τη φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική ανεμοπίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά. Συχνά σε τέτοιες περιπτώσεις μονώροφων βιομηχανικών κτιρίων ο άνεμος αποτελεί το κρισιμότερο κινητό φορτίο. Ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου θα γίνει με βάση τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-4, καθώς και με τα αντίστοιχα εθνικά προσαρτήματα. Αντί του κανονισμού αυτού θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν εναλλακτικές επαληθευμένες μέθοδοι ή ακόμα ασφαλέστερα σε μετρήσεις επί τόπου αλλά και σε πειραματικά αποτελέσματα μέσα σε σήραγγες αέρα, όπου η προσομοίωση του ανέμου και του περιβάλλοντος την κατασκευή χώρου έχει γίνει με επαρκή ακρίβεια

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

- Η γεωμετρική θέση της κατασκευής
- Η φυσική θέση της κατασκευής
- Η τοπογραφία
- Οι διαστάσεις των κτιρίων
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου
- Το σχήμα της κατασκευής
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου

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

2.5.1 ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ W_e

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

Έτσι, η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετως 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

2.5.2 ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ 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

2.5.3 ΠΙΕΣΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΙΧΜΗΣ $Q_p(z)$

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

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

όπου:

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

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

$c_e(z)$: συντελεστής έκθεσης και υπολογίζεται από τον τύπο

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

q_b : η βασική πίεση που δίνεται από τον τύπο

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

όπου

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

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

c_{di} : ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1)

c_{season} : ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1)

$v_{b,0}$: 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 τη εποχή του έτους, στα 10m πάνω από την επιφάνεια του εδάφους, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (δηλαδή για έδαφος κατηγορίας II).

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

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

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

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας.

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

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 | ΦΟΡΤΙΑ

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

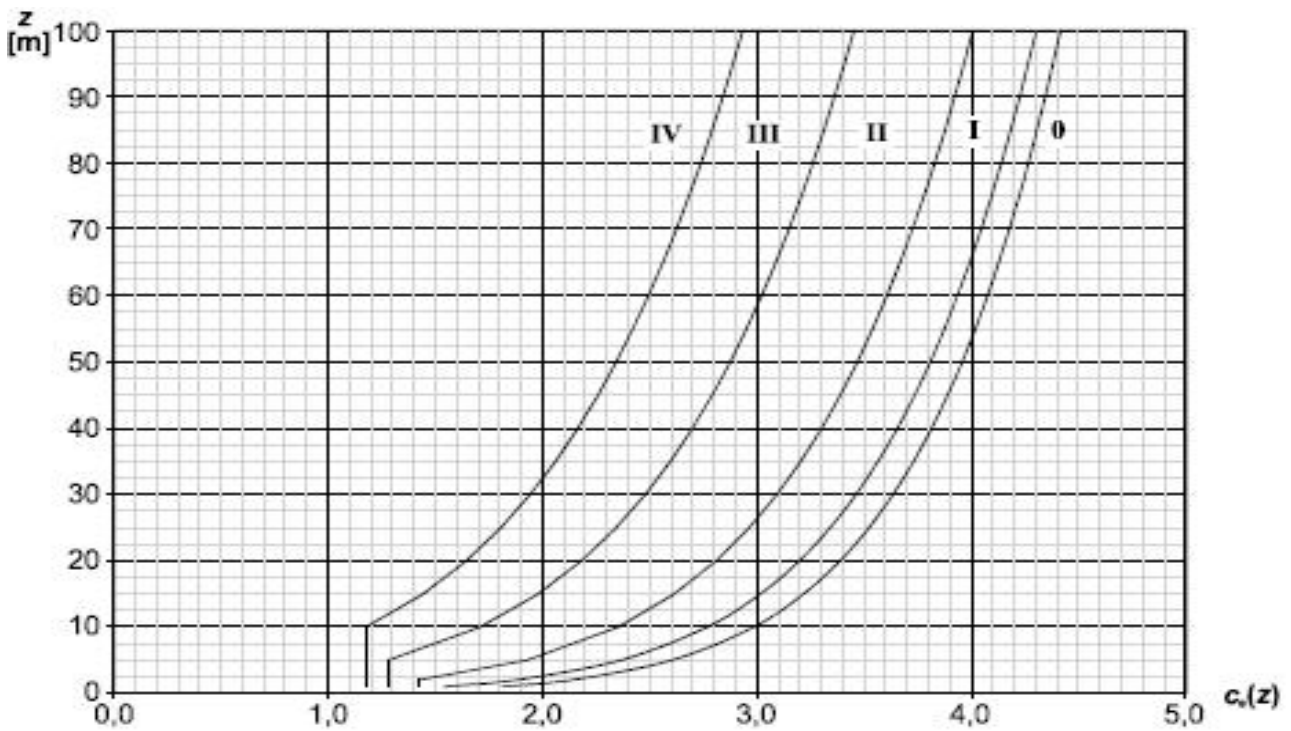
$$I_v(z) = \frac{k_i}{C_o(z) \ln(Z/Z_o)} \quad \text{κ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

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

Όπου

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

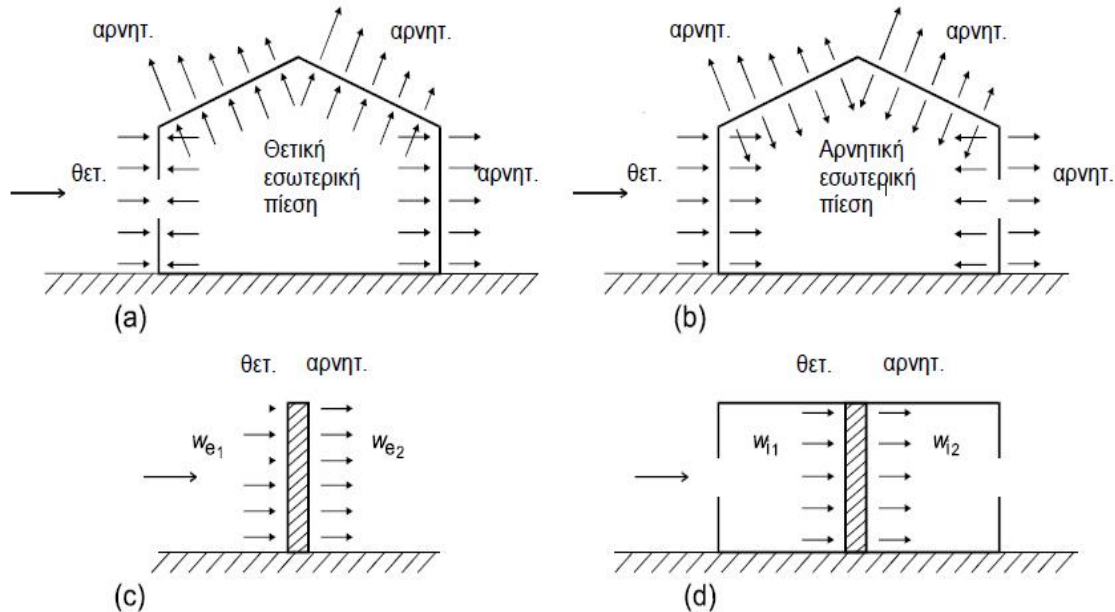
Για επίπεδο εδάφους $c_o(z) = 1$, ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ δίνεται σε διάγραμμα ως συνάρτηση του ύψους z πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους.



Σχ. 2.2 Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για $c_o=1,0$ και $k_i=1,0$

2.5.4 ΤΕΛΙΚΗ ΠΙΕΣΗ

Η τελική πίεση του ανέμου 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. Παρακάτω φαίνονται σχηματικά παραδείγματα σήμανσης της πίεσης.



Σχ. 2.3 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:

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

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

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum \text{elements } c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{re} f$$

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).

2.5.5 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΑΧΥΤΗΤΑΣ $C_R(Z)$

Λαμβάνει υπ' όψιν τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη εκάστοτε θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου και υπολογίζεται από:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

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

όπου

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

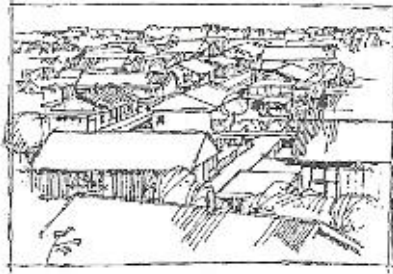
Στις σχέσεις αυτές:

- z_0 είναι το μήκος τραχύτητας σε m (βλ. Πίνακα 3.4)
- $z_{0,II}$ (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 3.4)
- z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 3.4
- z_{\max} λαμβάνεται ίσο προς 200m

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

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

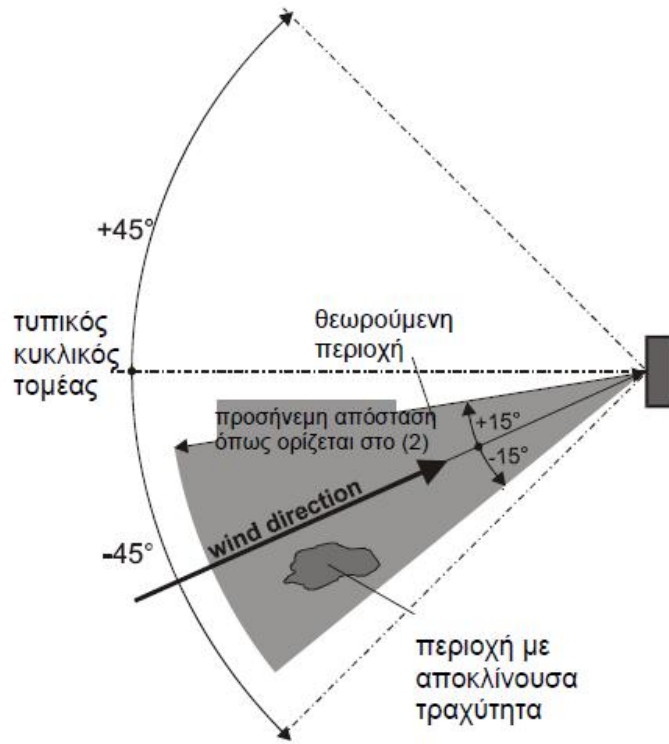
Μικρές επιφάνειες (μικρότερες του 10% της υπό εξέταση επιφάνειας) με διαφορετική τραχύτητα, που βρίσκονται μέσα στις προαναφερθείσες μεταβατικές ζώνες, αγνοούνται, ενώ σε περίπτωση αμφιβολίας ως προς την κατάταξη εδάφους σε κάποια κατηγορία, το έδαφος κατατάσσεται στην αντίστοιχη δυσμενέστερη.

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

Σχ. 2.4 Απεικονίσεις της τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους

Πιν 2.2 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

	Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση μεταξύ τους κατά μέγιστο 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m	1,0	10
Οι κατηγορίες εδάφους επεξηγούνται στο Σχήμα 2,4			



Σχ. 2.5 Εκτίμηση της τραχύτητας εδάφους

Η τραχύτητα του εδάφους που θα χρησιμοποιείται για μια δεδομένη διεύθυνση του ανέμου εξαρτάται από τις ανωμαλίες του εδάφους και την απόσταση με συνθήκες ομοιόμορφης τραχύτητας εδάφους σε ένα κυκλικό τομέα περί τη διεύθυνση του ανέμου. Μικρές περιοχές (λιγότερο από 10% της θεωρούμενης επιφάνειας) με αποκλίνουσα τραχύτητα, μπορούν να αμελούνται. (Σχ. 2.5)

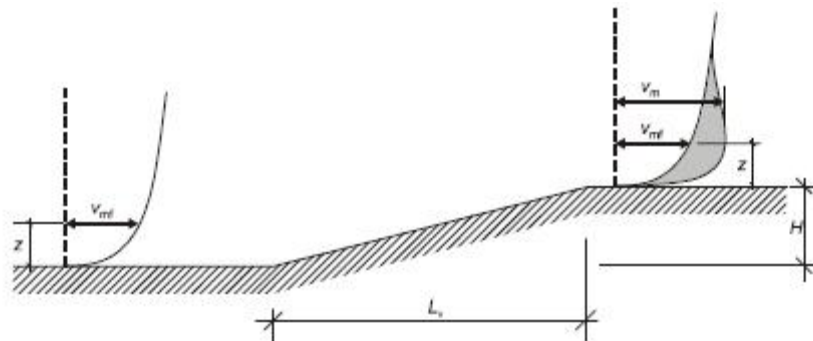
2.5.6 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΗΣ ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗΣ $C_T(Z)$

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήμεμη κλίση $\Phi=H/L_u$ κατά τη διεύθυνση του ανέμου, Σχ. 2.5

v_m : μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος

v_{mf} : μέση ταχύτητα ανέμου πάνω από επίπεδο έδαφος

$$C_0 = v_m / v_{mf}$$



Σχ. 2.5 Απεικόνιση της αύξησης των ταχυτήτων του ανέμου λόγω τοπογραφικής διαμόρφωσης

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 | ΦΟΡΤΙΑ

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

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

Προσδιορίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

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

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

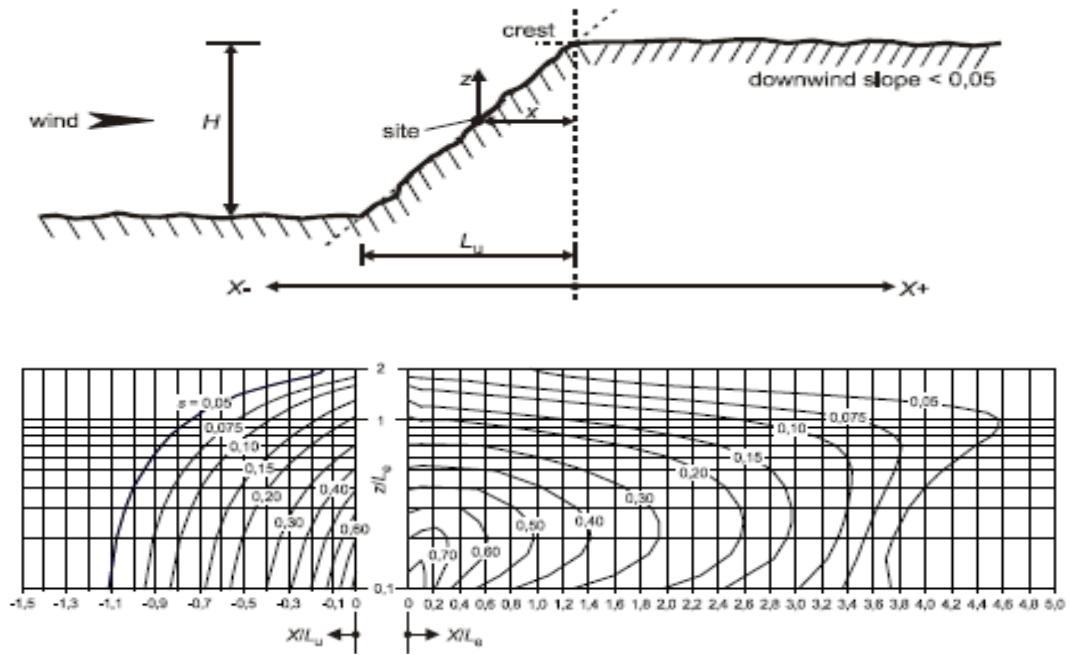
$$c_t = 1 + 0,6 \cdot \Phi \quad \text{για} \quad \Phi > 0,3$$

όπου

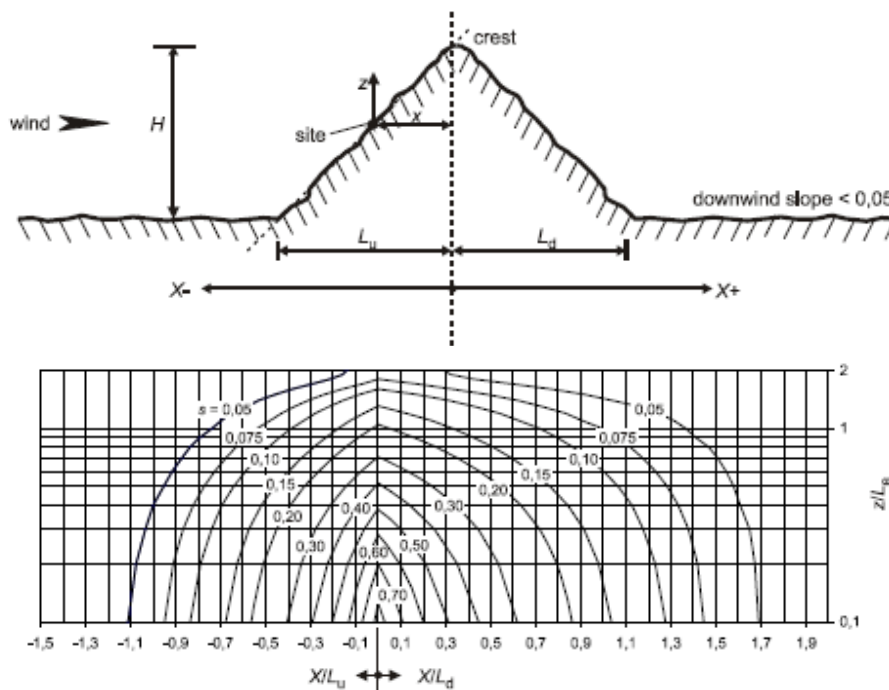
- s είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης, που προκύπτει από τα Σχ. 2.6 και 2.7 συναρτήσει των x/L_e , x/L_u , x/L_d και z/L_e . Αναλυτικές εκφράσεις δίνονται στο Παράρτημα Α του prEN1991-1-4
- $\Phi = H/L_u$, είναι η κλίση προς τη προσήνεμη πλαγιά
- L_e είναι το ενεργό μήκος προς την προσήνεμη πλαγιά, προσδιοριζόμενο από τον Πίνακα 2.3
- L_u είναι το πραγματικό μήκος της προσήνεμης πλαγιάς H Είναι το ενεργό ύψος της εδαφικής ανωμαλίας
- X είναι η οριζόντια απόσταση της τοποθεσίας από την κορυφή του λόφου
- Z είναι η κατακόρυφη απόσταση της τοποθεσίας από την επιφάνεια του εδάφους

Πίνακας 2.3 Τιμές του ενεργού μήκους L_e

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



Σχ. 2.6 Συντελεστής s για γκρεμούς και εξάρσεις



Σχ. 2.7 Συντελεστής s για λόφους και κορυφές

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

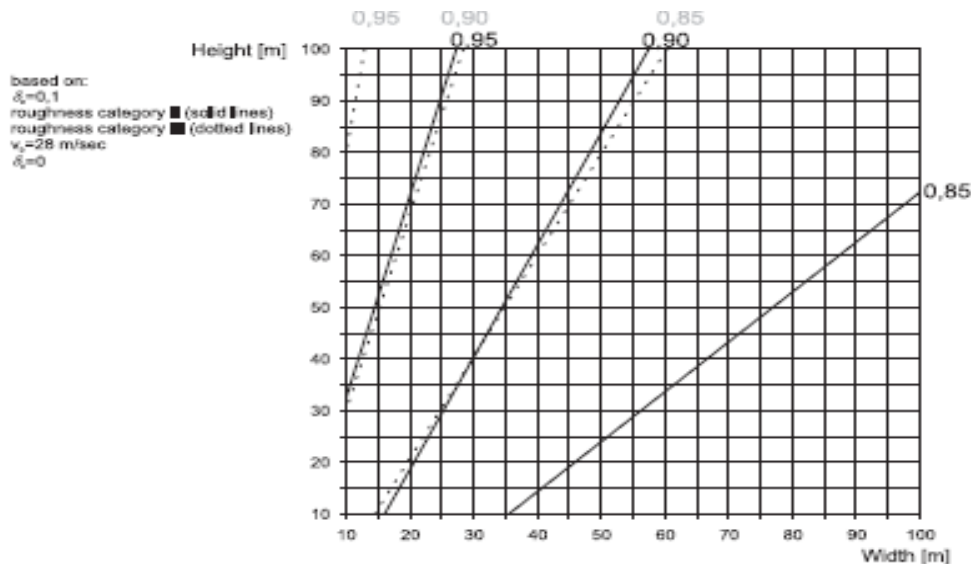
2.5.7 ΔΥΝΑΜΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ $c_s c_d$

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

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

Γενικώς ισχύουν τα ακόλουθα:

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



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

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

Το υπόστεγό μας βρίσκεται σε έδαφος κατηγορίας II με συνολικό ύψος 18m και πλάτος 45m, συνεπώς από τον πίνακα προκύπτει η τιμή του δυναμικού συντελεστή $c_s c_d = 0,87$.

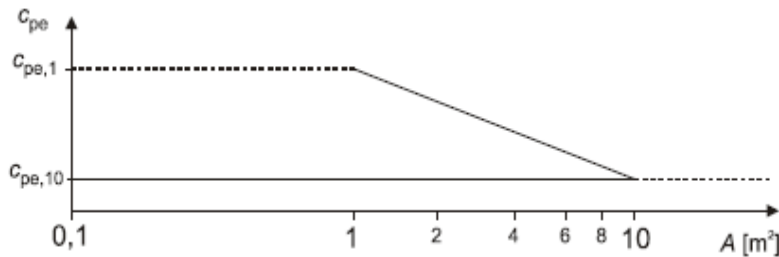
2.5.8 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗΣ ΠΙΕΣΗΣ C_{pe}

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A και δίνονται παρακάτω για δύο χαρακτηριστικές τιμές της, για 1 m^2 και για 10 m^2

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

Στο Σχ. 2.8 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης c_{pe} συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας. Όπως προκύπτει από το σχήμα αυτό:

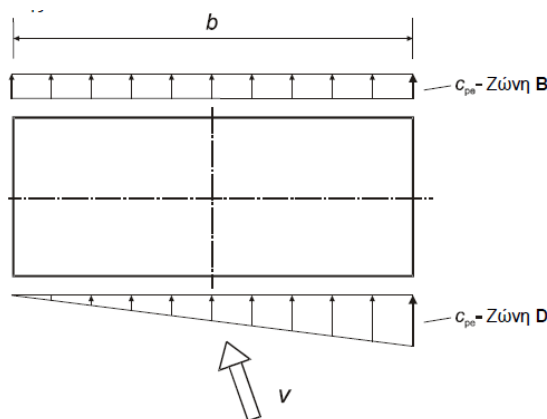
Για $A \leq 1 \text{ m}^2$	είναι	$c_{pe} = c_{pe,1}$
Για $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$	είναι	$c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} A$
Για $A \geq 10 \text{ m}^2$	είναι	$c_{pe} = c_{pe,10}$



Σχ. 2.8 Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A

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

Για ορθογωνικές κατασκευές οι οποίες είναι ευαίσθητες σε στρεπτικές επιδράσεις, θα εφαρμόζεται η κατανομή πιέσεων που δίνεται στο Σχ.2.9, προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι στρεπτικές επιδράσεις λόγω ανέμου υπό γωνία ή λόγω έλλειψης συσχέτισης μεταξύ δυνάμεων ανέμου που δρουν σε διαφορετικές θέσεις της κατασκευής.



Σχ. 2.9 Κατανομή πιέσεων για να ληφθούν υπόψη στρεπτικές επιδράσεις

Για άλλες περιπτώσεις θα γίνεται πρόβλεψη για ασυμμετρία φόρτισης μέσω πλήρους αφαίρεσης της δράσης του ανέμου από εκείνα τα μέρη της κατασκευής, όπου η δράση του θα προκαλέσει ευνοϊκή επίδραση. Εάν η ύπαρξη πάγου ή χιονιού μεταβάλλουν τη γεωμετρία της κατασκευής, έτσι ώστε να αλλάζει την επιφάνεια αναφοράς ή το σχήμα, αυτό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη.

2.5.9 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΤΟΙΧΟΙ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΟΨΗ

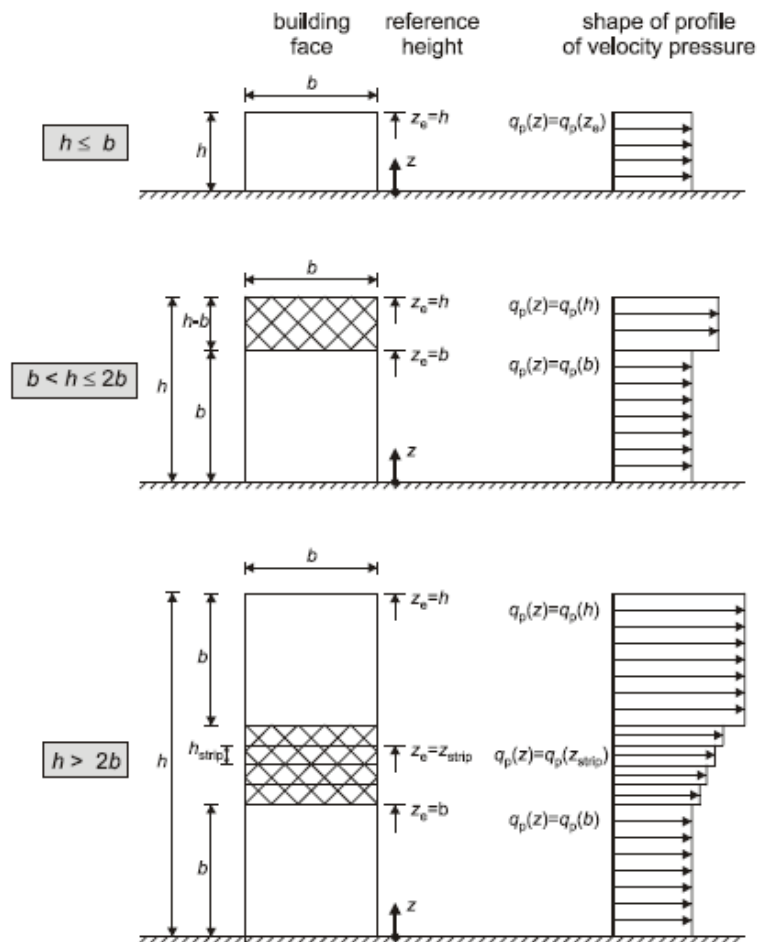
Στο σχήμα 2.10 που ακολουθεί φαίνεται ο τρόπος προσδιορισμού του ύψους αναφοράς z_e για τους προσήνεμους τοίχους, ανάλογα με τη σχέση μεταξύ του ύψους h και του πλάτους b του κτιρίου.

Όπως προκύπτει από το σχήμα:

για $h < b$ λαμβάνεται ως ένα τμήμα με $z_e = h$

για $b < h < 2b$ το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από δύο τμήματα με ύψος $z_e = b$ για το χαμηλότερο και $z_e = h$ για το υπερκείμενο

για $h > 2b$ το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα, εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος $z_e = b$ το ψηλότερο έχει ύψος $z_e = h$ ενώ το μεταξύ αυτών διάστημα υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήματος ίσο με b .

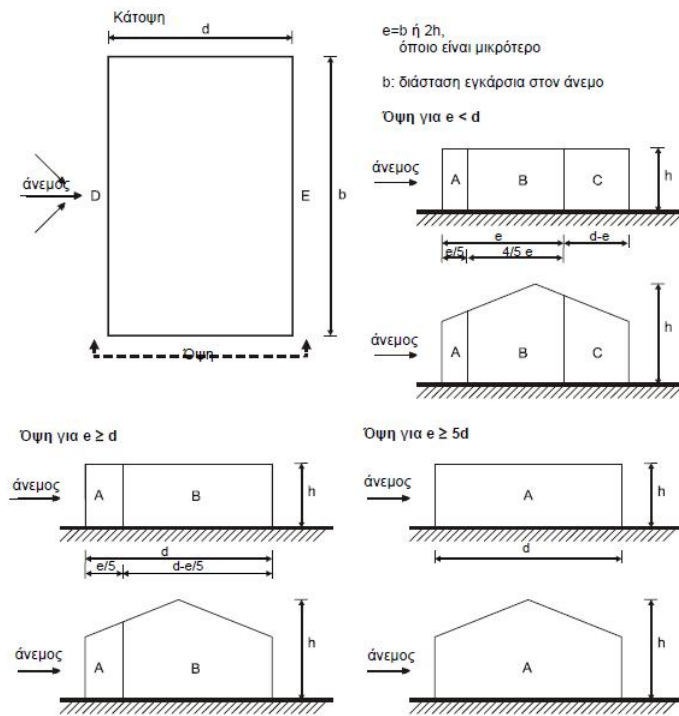


Σχ. 2.10 Ύψος αναφοράς z_e συναρτήσει των h και b και κατανομή των πιέσεων

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

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

Στον Πίνακα 2.4 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$, οι οποίοι αντιστοιχούν στους κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων, σύμφωνα με το συμβολισμό του σχήματος 2.11. Για επιμήκη κτίρια θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις τριβής.



Σχ. 2.11 Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

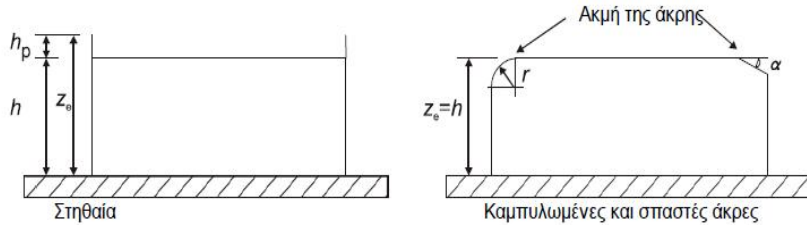
Πίνακας 2.4 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	
Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιηθεί γραμμική παρεμβολή										

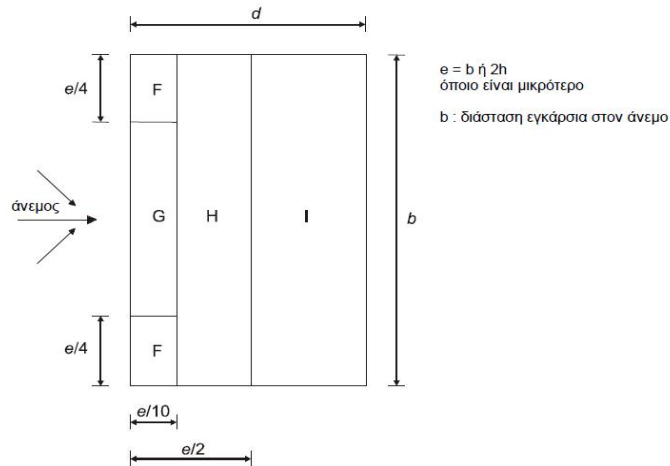
Σε περιπτώσεις όπου η δύναμη του ανέμου σε κτιριακές κατασκευές προσδιορίζεται με εφαρμογή των συντελεστών πίεσης c_{pe} στην προσήνεμη και υπήνεμη πλευρά (ζώνες D και E) του κτιρίου ταυτόχρονα, η έλλειψη συσχέτισης των πιέσεων του ανέμου μεταξύ της προσήνεμης και υπήνεμης πλευράς μπορεί να λαμβάνεται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

2.5.10 ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΣΤΕΓΕΣ

Οριζόντιες θεωρούνται οι στέγες με κλίση μέχρι $\pm 5^\circ$ ως προς το οριζόντιο επίπεδο. Επομένως η στέγη μπορεί να θεωρηθεί οριζόντια δεδομένης της κλίσης της ($1,43^\circ$ δηλαδή μικρότερη από 5° σε σχέση με το οριζόντιο επίπεδο). Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε αυτήν την περίπτωση δίνονται στον παρακάτω Πίνακα 2.5. Για στέγες μεγάλης επιφάνειας, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις τριβής. Το Σχ.2.12 δείχνει τις ζώνες στις οποίες θα πρέπει να διαιρείται η στέγη.



Σχ.2.12 Συμβολισμοί για οριζόντιες στέγες



Τύπος στέγης		Ζώνη							
		F		G		H		I	
		cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	±0,2	
Με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	±0,2	
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	±0,2	
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	±0,2	
Καμπύλα άκρα	$r/h=0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		±0,2	
	$r/h=0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		±0,2	
	$r/h=0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		±0,2	
Κεκλιμένα άκρα	$\alpha=30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		±0,2	
	$\alpha=45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		±0,2	
	$\alpha=60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		±0,2	

Πίνακας 2.5 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για στέγες

2.5.11 ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ

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 στην συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Όπου ένα εξωτερικό άνοιγμα, όπως μία 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. Καθοριστική πρέπει να θεωρείται η πλευρά ενός κτιρίου όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση του μελετώμενου υπόστεγου, έχει γίνει η θεώρηση ότι τα ανοίγματα στην καθοριστική πλευρά έχουν επιφάνεια τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές. Επομένως, η εσωτερική πίεση θα λαμβάνεται ως ένα κλάσμα της εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς σύμφωνα με τα παρακάτω:

$$c_{pi}=0,90 \cdot c_{pe}$$

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

- Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική (ανοικτή) πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης είναι

$$c_{pi}=0,75 \cdot c_{pe}$$

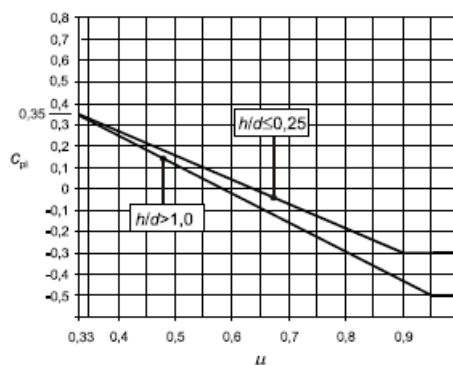
- Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές

$$c_{pi}=0,90 \cdot c_{pe}$$

- Για κτίρια χωρίς καθοριστική πλευρά ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} προσδιορίζεται από τον παρακάτω επισυναπτόμενο πίνακα του Ευρωκώδικα συναρτήσει των τιμών: $\frac{\text{συνολικο υψος κτιριων}}{\text{πλευρα εγκαρσια στον ανεμο}}$

$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνεια ανοιγμάτων όπου } c_{pe} = 0}{\sum \text{επιφάνεια όλων των ανοιγμάτων}}$$

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



Σχ. 2.13 Συντελεστές εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα

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

2.5.12 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΤΟ ΜΕΛΕΤΩΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΕΓΟ

Θεωρήθηκε Κατηγορία εδάφους II (περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων). Επομένως, από Πίνακα 2.2, προκύπτει $z_0=0,05$ m και $z_{min}=2$ m.

Όπως αναφέρεται και παραπάνω η στέγη μπορεί να θεωρηθεί ως οριζόντια ενώ ο υπολογισμός των φορτίων στη μελέτη έχει γίνει για διεύθυνση ανέμου 0° και 90° για δύο περιπτώσεις: για ανοιχτή και κλειστή θύρα.

Ακόμη, έχει γίνει η θεώρηση ότι $A \geq 10m^2$, επομένως είναι $c_{pe} = c_{pe,10}$

2.5.12.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΙΕΣΗΣ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΙΧΜΗΣ $QF(Z)$ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το υπόστεγό μας βρίσκεται σε έδαφος κατηγορίας II με συνολικό ύψος 18m και πλάτος 45m, συνεπώς από τον πίνακα προκύπτει η τιμή του δυναμικού συντελεστή $c_s c_d=0,87$.

Υπολογισμός της πίεσης ταχύτητας αιχμής με βάση όλα τα παραπάνω:

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

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

Από τον πίνακα για τα μήκη τραχύτητας για κατηγορία εδάφους II, έχουμε $z_0=0,05m$ και $z_{min}=2m$ και ύψος κτιρίου 18,0m.

Επειδή $2m = z_{min} \leq z = 19,5m \leq z_{max} = 200m$, ο συντελεστής τραχύτητας είναι:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad \text{όπου } k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_0, II} \right)^{0,07}$$

$$\text{Άρα } k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} = 0,19$$

Τότε, ο συντελεστής τραχύτητας είναι $c_r(z) = 0,19 \cdot \ln \left(\frac{18}{0,05} \right) = 1,12$

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης όπως έχουμε αναφέρει είναι $c_0(z=18,0) = 1$

Άρα, η μέση ταχύτητα ανέμου τελικά θα είναι $v_m(z=18,0m) = 1,12 \cdot 1 \cdot 33 = 36,96m/s$

Η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος $z=18$ m υπολογίζεται από τη σχέση

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

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \cdot \ln(18/0,05)} = 0,170$$

Τελικά η τιμή της πίεσης αιχμής θα είναι:

$$q_p(z_e) = (1 + 7 \cdot 0,170) \cdot 0,5 \cdot 0,00125 \cdot 36,96^2 = 1,87 \text{ kN/m}^2$$

2.5.12.2 ΑΝΟΙΧΤΕΣ ΘΥΡΕΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ

I. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ 0°

$h = 18,00m$

$b = 45,00m$

$d = 67,20m$

Επειδή $h = 18,00m < b = 45,00m$ (όπου b είναι πάντα η εγκάρσια διάσταση στον άνεμο) λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς $z_e = h = 18,00m$.

$$\frac{h}{d} = \frac{18,00}{67,20} = 0,26 > 0,25 \quad (\text{θεωρώ } h/d < 0,25)$$

$$E = \min (b, 2h) = \min (45,00 , 36,00) = 36,00 < d$$

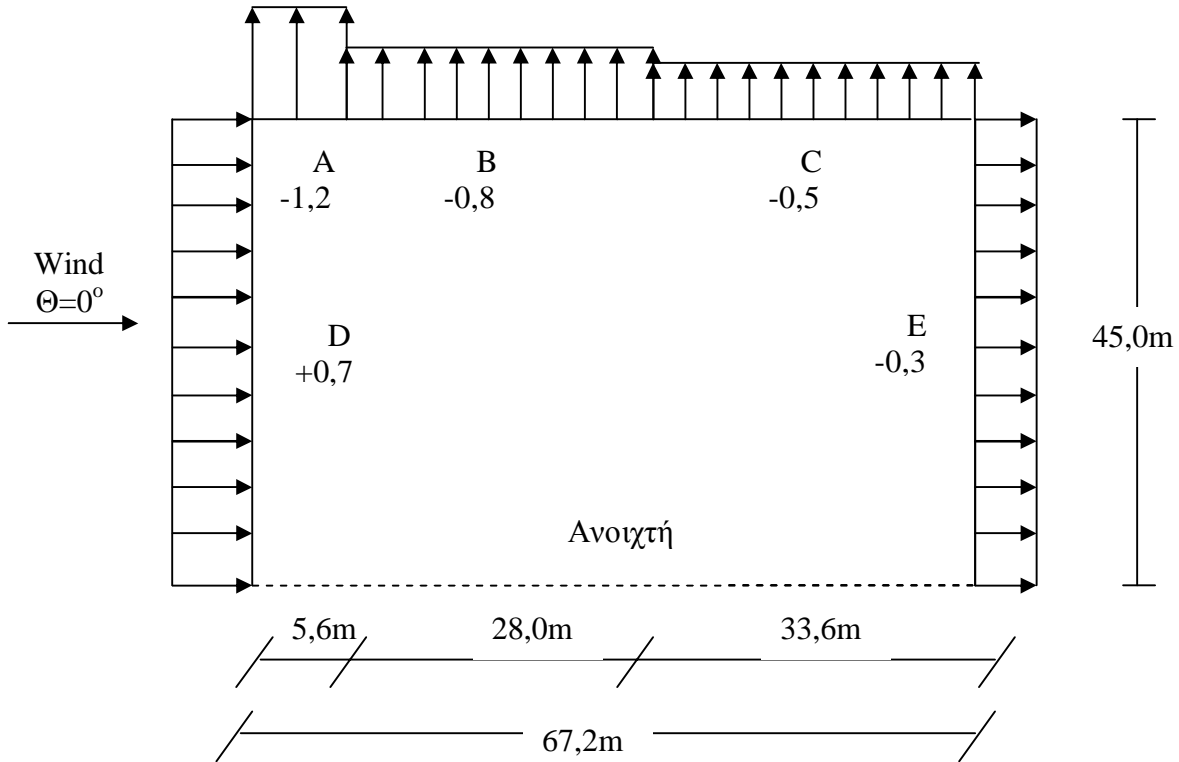
συνεπώς οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
$\leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

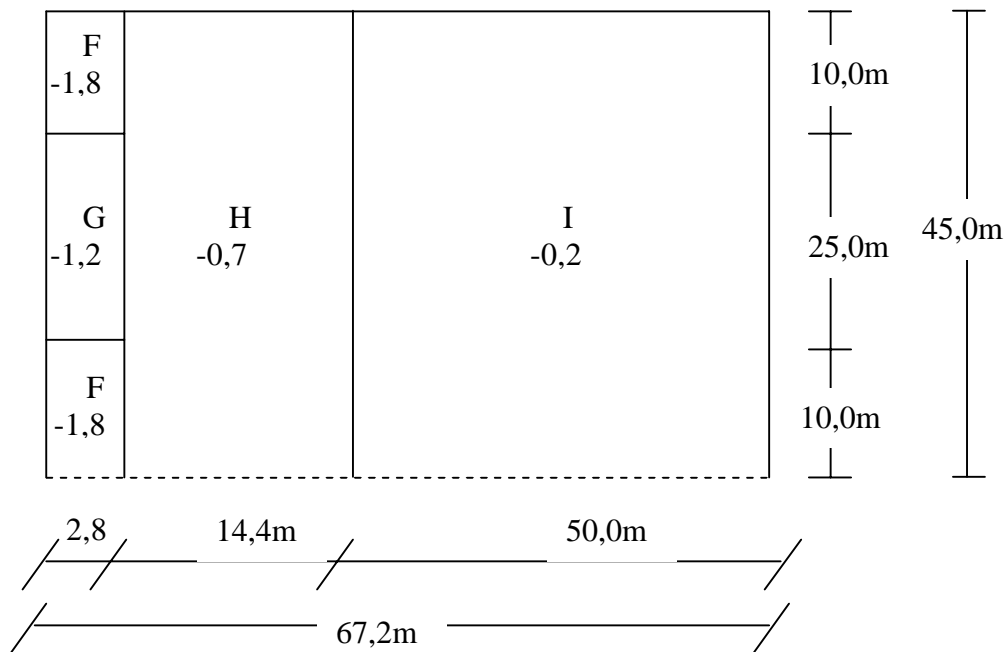
Για την οριζόντια στέγη και για αιχμηρά άκρα έχουμε τους ακόλουθους συντελεστές:

Τύπος στέγης	Ζώνη			
	F	G	H	I
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$

Συνεπώς για τους κατακόρυφους τοίχους έχουμε:



Για την οριζόντια στέγη έχουμε:



II. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ 90°

$h = 18,000\text{m}$

$d = 45,000\text{m}$

$b = 67,200\text{m}$

$e = \min(2 \cdot \text{ύψος κτιρίου, πλευρά εγκάρσια στον άνεμο}) = \min(36, 99,8) = 36$

$\frac{h}{d} = \frac{18,00}{45,00} = 0,40$ και κάνοντας γραμμική παρεμβολή στον Πίνακα 3.5

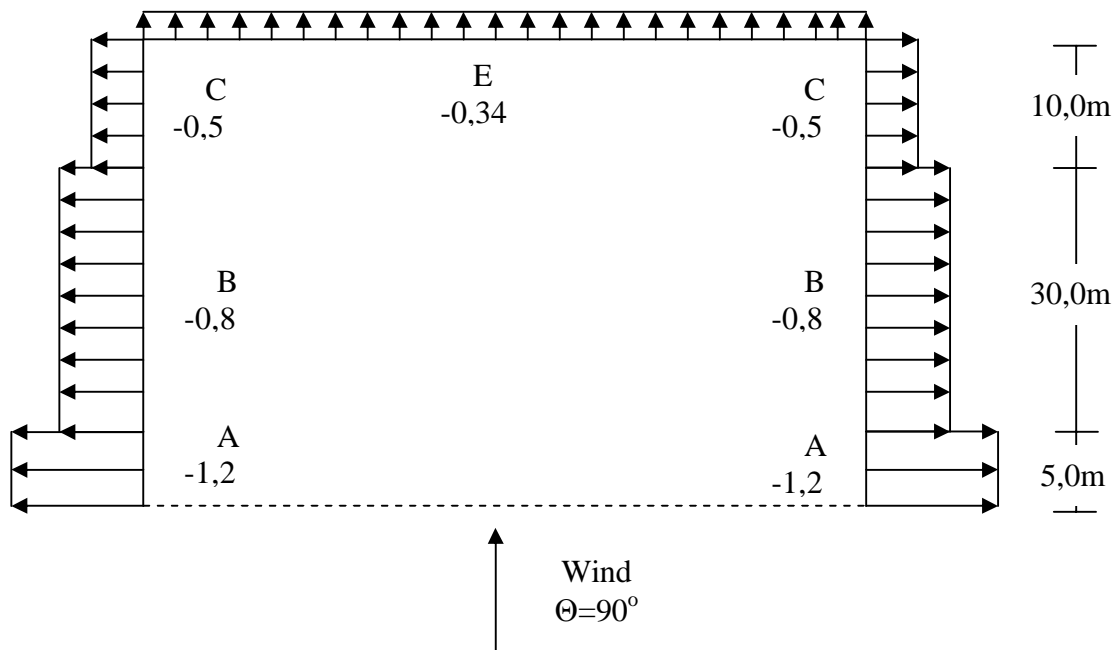
προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους:

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,4	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,34

Για την οριζόντια στέγη και για αιχμηρά άκρα έχουμε τους ακόλουθους συντελεστές

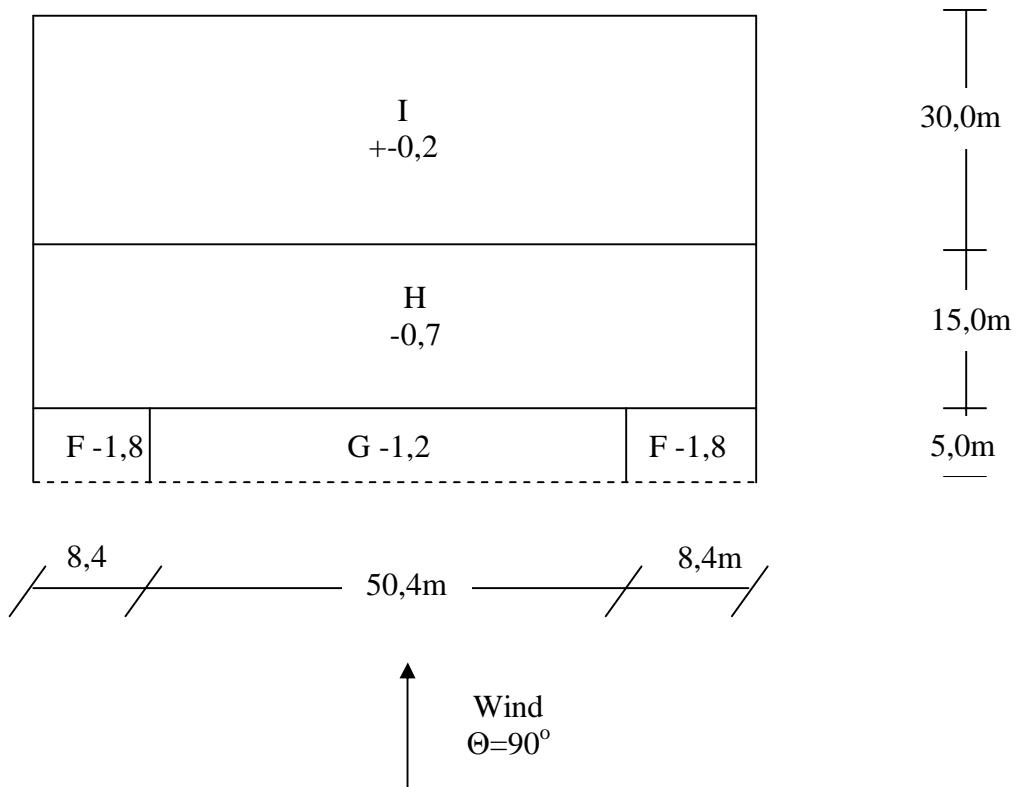
Τύπος στέγης	Ζώνη			
	F	G	H	I
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$

Συνεπώς για τους κατακόρυφους τοίχους έχουμε:



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 | ΦΟΡΤΙΑ

Για την οριζόντια στέγη έχουμε:



III. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ -90°

$$h = 18,000\text{m}$$

$$d = 45,000\text{m}$$

$$b = 67,200\text{m}$$

$$e = \min(2 \cdot \text{ύψος κτιρίου, πλευρά εγκάρσια στον άνεμο}) = \min(36, 99,8) = 36$$

$$\frac{h}{d} = \frac{18,00}{45,00} = 0,40 \text{ και κάνοντας γραμμική παρεμβολή στον Πίνακα 3.5}$$

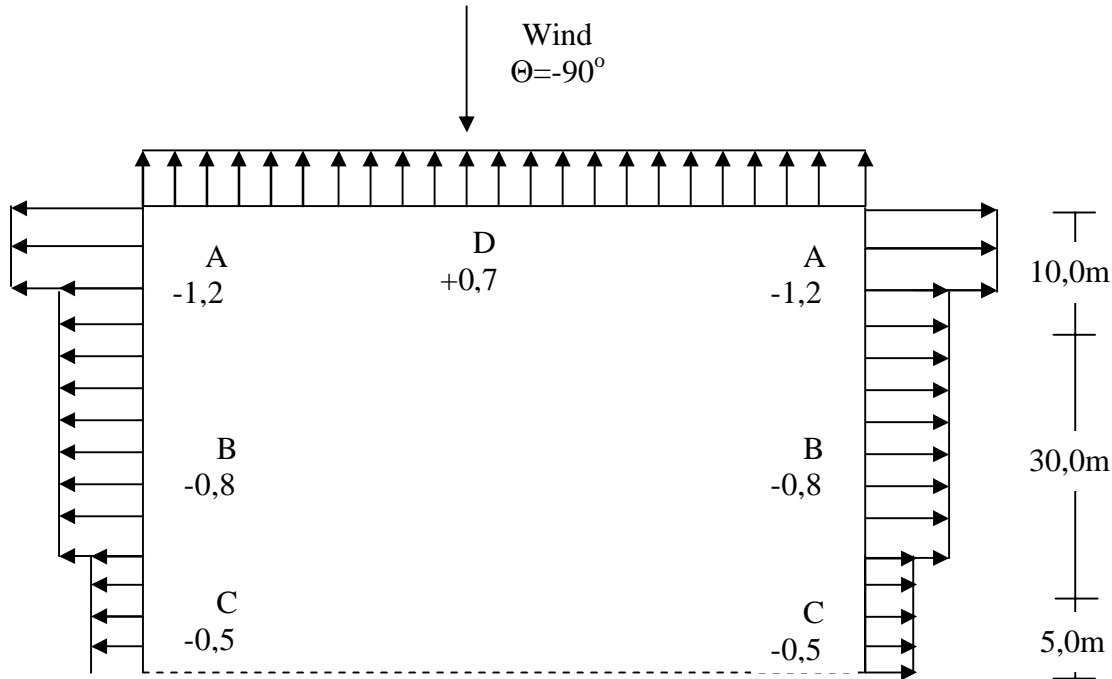
προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους:

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,4	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,34

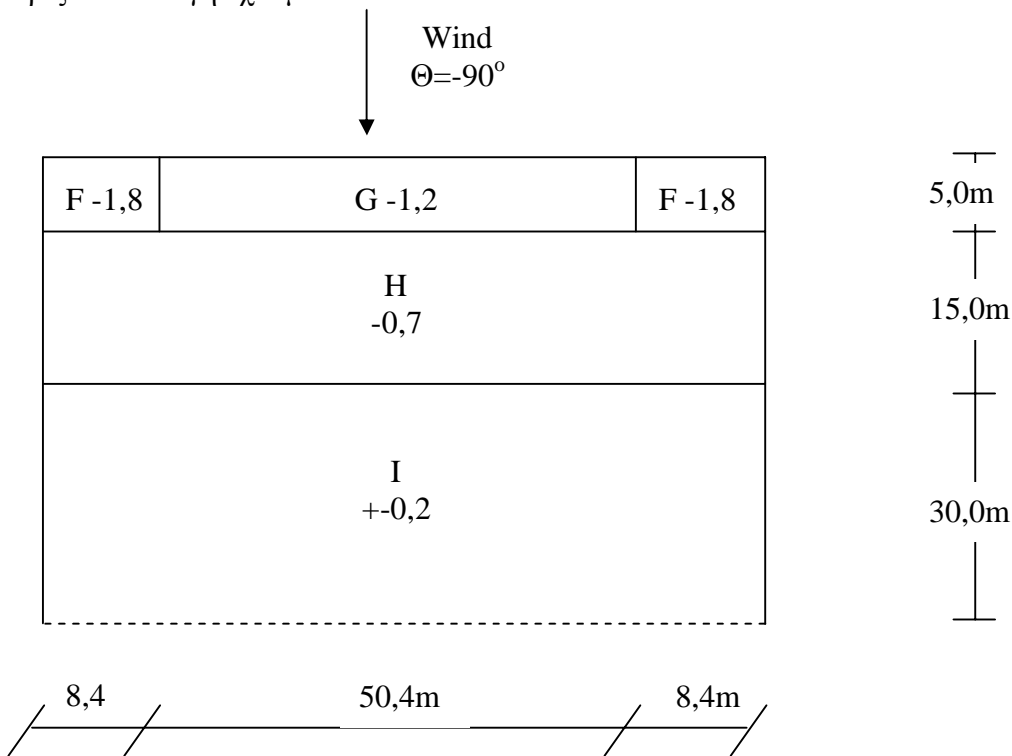
Για την οριζόντια στέγη και για αιχμηρά άκρα έχουμε τους ακόλουθους συντελεστές

Τύπος στέγης	Ζώνη			
	F	G	H	I
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$

Συνεπώς για τους κατακόρυφους τοίχους έχουμε:



Για την οριζόντια στέγη έχουμε:



Για την εσωτερική πίεση, επειδή η ανοικτή πλευρά, στην οποία βρίσκεται η πόρτα έχει επιφάνεια ανοιγμάτων τουλάχιστον τριπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων των υπόλοιπων τριών πλευρών του κτιρίου, η πλευρά αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως καθοριστική (δεσπόζουσα). Συνεπώς, η τιμή του συντελεστή εσωτερικής πίεσης είναι:

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

2.5.12.3 ΚΛΕΙΣΤΕΣ ΘΥΡΕΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ**I. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ 0°**

$$h = 18,00\text{m}$$

$$b = 45,00\text{m}$$

$$d = 67,20\text{m}$$

Επειδή $h = 18,00\text{m} < b = 45,00\text{m}$ (όπου b είναι πάντα η εγκάρσια διάσταση στον άνεμο) λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς $z_e = h = 18,00\text{m}$.

$$\frac{h}{d} = \frac{18,00}{67,20} = 0,26 > 0,25 \quad (\text{θεωρώ } h/d < 0,25)$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(45,00, 36,00) = 36,00 < d$$

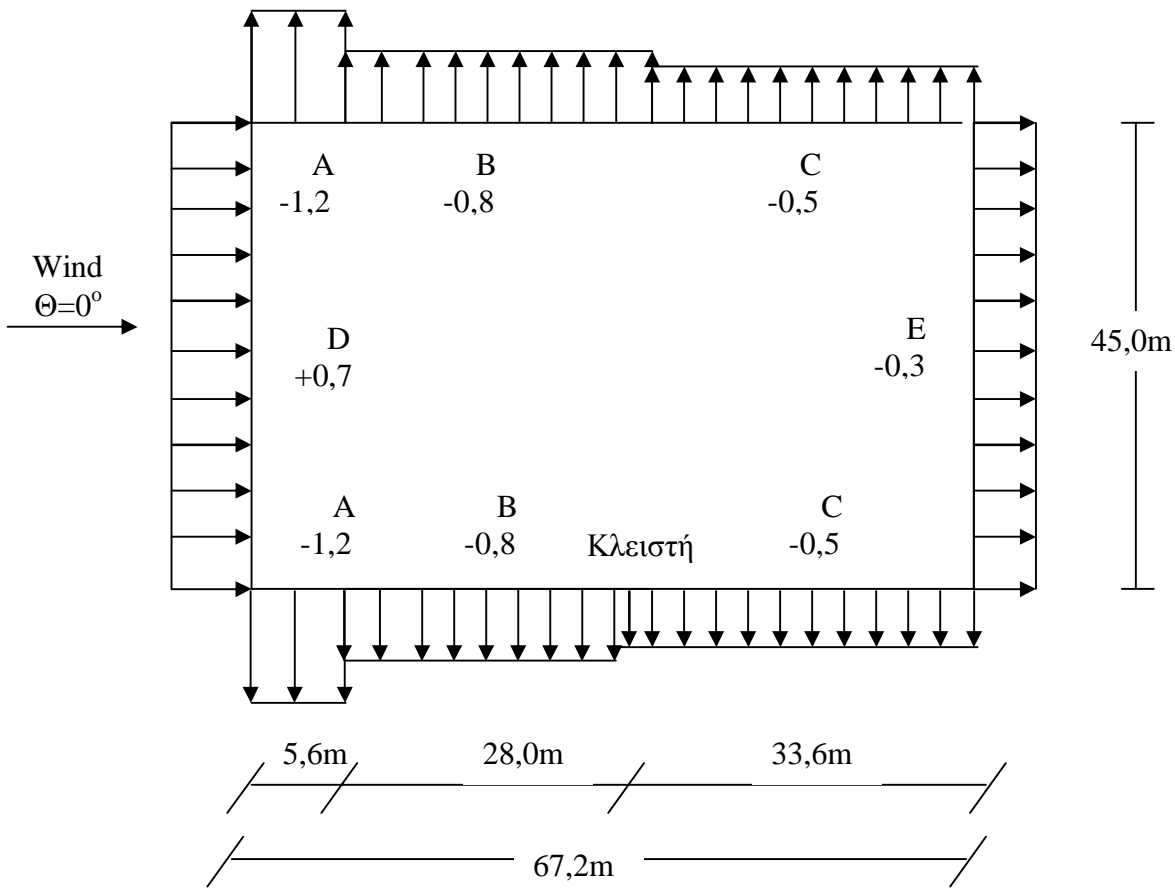
συνεπώς οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
≤ 0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

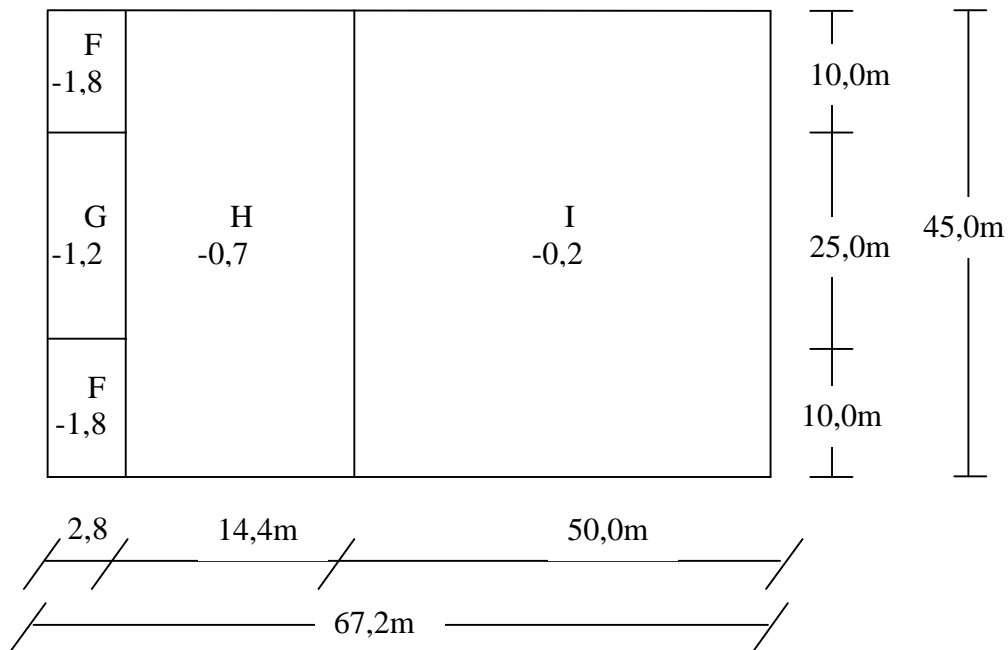
Για την οριζόντια στέγη και για αιχμηρά άκρα έχουμε τους ακόλουθους συντελεστές:

Τύπος στέγης	Ζώνη			
	F	G	H	I
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,2	-0,7	± 0,2

Συνεπώς για τους κατακόρυφους τοίχους έχουμε:



Για την οριζόντια στέγη έχουμε:



II. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ 90°

$$h = 18,000\text{m}$$

$$d = 45,000\text{m}$$

$$b = 67,200\text{m}$$

$$e = \min (2 \cdot \text{ύψος κτιρίου, πλευρά εγκάρσια στον άνεμο}) = \min (36, 99,8) = 36$$

$$\frac{h}{d} = \frac{18,00}{45,00} = 0,40 \text{ και κάνοντας γραμμική παρεμβολή στον Πίνακα 3.5}$$

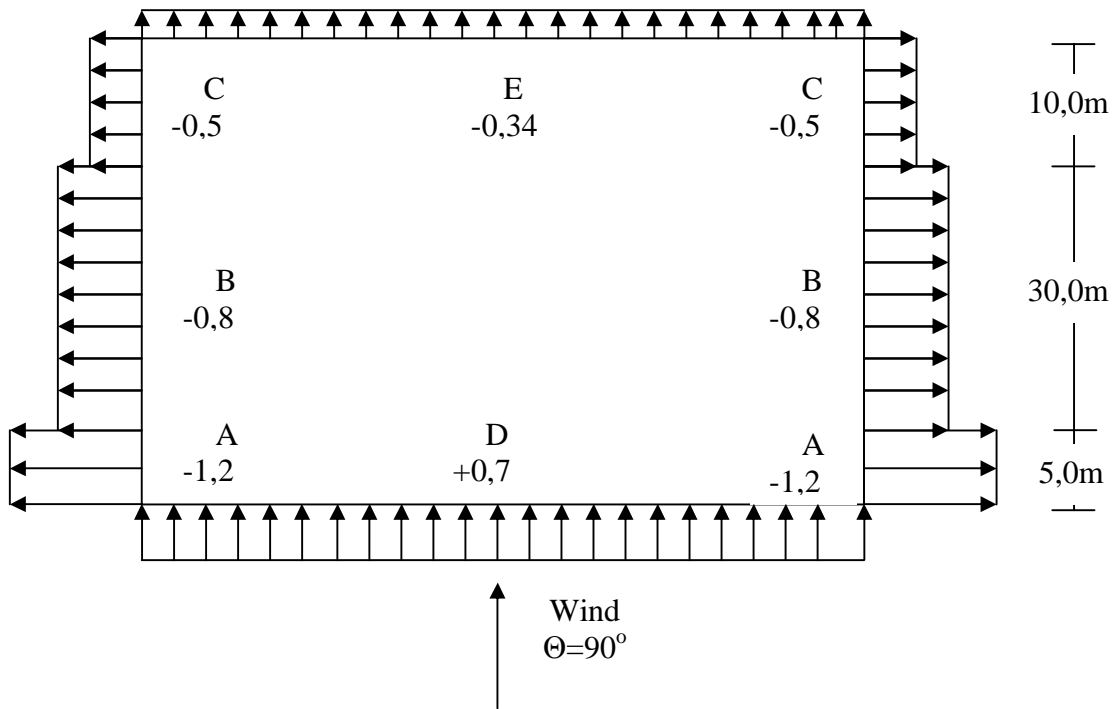
προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους:

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,4	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,34

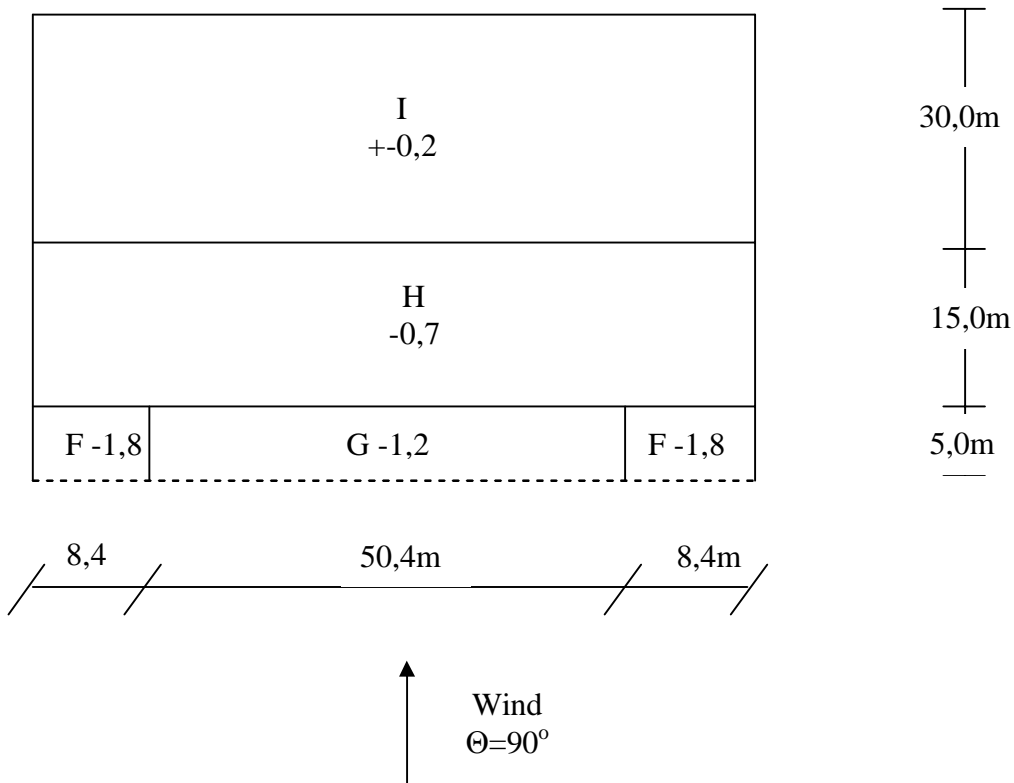
Για την οριζόντια στέγη και για αιχμηρά άκρα έχουμε τους ακόλουθους συντελεστές

Τύπος στέγης	Ζώνη			
	F	G	H	I
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$

Συνεπώς για τους κατακόρυφους τοίχους έχουμε:



Για την οριζόντια στέγη έχουμε:



III. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ -90°

Για $\theta = -90^\circ$ οι συντελεστές είναι ίδιοι με αυτούς για $\theta = 90^\circ$ για την περίπτωση της κλειστής θύρας.

Συντελεστής εσωτερικής πίεσης

Για κλειστές θύρες και για διεύθυνση ανέμου 0° και $\pm 90^\circ$, η υποπίεση θεωρείται μηδενική γιατί η είσοδος του ανέμου στο εσωτερικό της κατασκευής δεν είναι δυνατή και επομένως: $C_{pi}=0$.

2.5.12.4 ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ ΕΠΙ ΤΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ ΤΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ

Οι τελικές πιέσεις με βάση την τιμή της ταχύτητας αιχμής προκύπτουν από τους παρακάτω τύπους:

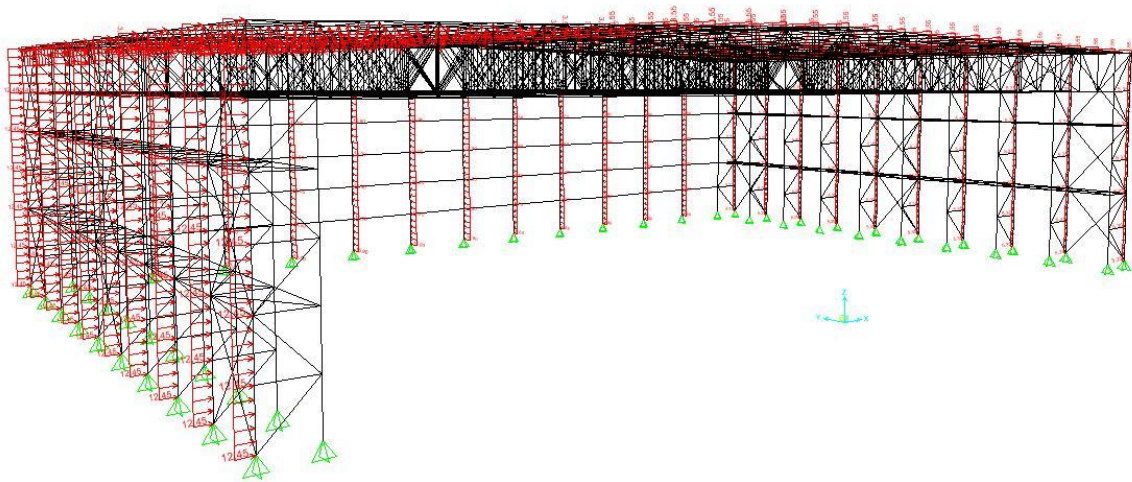
- Εσωτερική πίεση $w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} = 1,87 \cdot 0,90 c_{pe}$
- Εξωτερική πίεση $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,87 \cdot c_{pe}$

Αθροίζοντας τις διάφορες εσωτερικές και εξωτερικές πιέσεις για την κάθε διαφορετική φορά ανέμου, υπολογίζουμε τις τελικές συνολικές ανεμοπιέσεις για την περίπτωση που οι πόρτες του υπόστεγου είναι ανοικτές (τιμές σε kN/m^2).

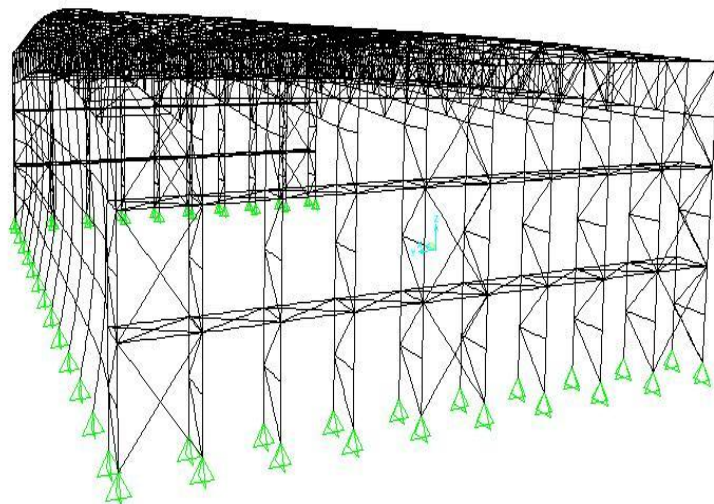
ΚΛΕΙΣΤΕΣ ΘΥΡΕΣ									
Διεύθυνση ανέμου	Ζώνες								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
0°	-2,24	-1,50	-0,94	1,31	-0,56	-3,37	-2,24	-1,31	$\pm 0,37$
$\pm 90^\circ$	-2,24	-1,50	-0,94	1,31	-0,64	-3,37	-2,24	-1,31	$\pm 0,37$

ΑΝΟΙΧΤΕΣ ΘΥΡΕΣ									
Διεύθυνση ανέμου	Ζώνες								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
0°	-4,26	-2,84	-1,76	2,49	-1,07	-6,40	-4,26	-2,49	$\pm 0,71$
90°	-4,26	-2,84	-1,76	-	-1,21	-6,40	-4,26	-2,49	$\pm 0,71$
-90° ή 180°	-4,26	-2,84	-1,76	2,49	-	-6,40	-4,26	-2,49	$\pm 0,71$

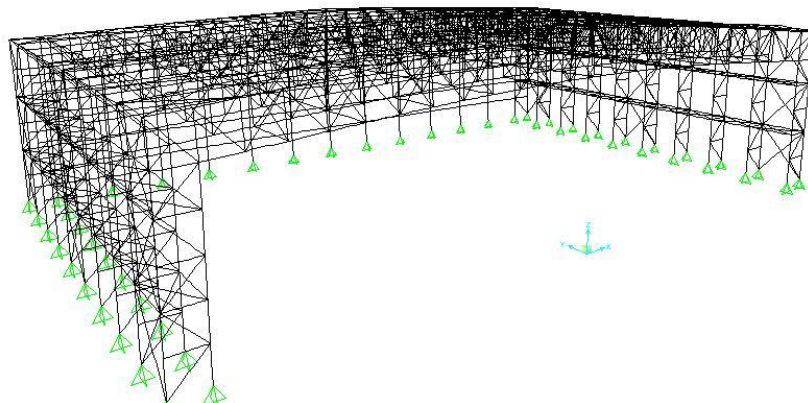
Πίνακες 2.6 Συγκεντρωτικοί πίνακες των πιέσεων ανέμου επί κατακόρυφων τοίχων και οριζόντιων στεγών για κλειστές και ανοιχτές θύρες



ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ ΑΝΕΜΟΥ ΓΙΑ ΑΝΟΙΧΤΗ ΘΥΡΑ ΚΑΙ ΓΩΝΙΑ $\theta=90^{\circ}$



ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΛΟΓΩ ΑΝΕΜΟΥ - ΑΝΟΙΧΤΗ ΘΥΡΑ $\theta = -90^{\circ}$



ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΛΟΓΩ ΑΝΕΜΟΥ - ΑΝΟΙΧΤΗ ΘΥΡΑ $\theta = 90^\circ$

2.6 ΦΟΡΤΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ

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

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

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

Παραδοχές μελέτης-Παράμετροι

- Η περιοχή του έργου ανήκει στη σεισμική ζώνη Z1
- Το έδαφος ανήκει στην Κατηγορία B

Θεμελιώδεις Απαιτήσεις

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

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

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

β) τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 κατά τα Ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε $P_{NCR} = 10\%$ και η περίοδος επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη.

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

2.6.1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ

Σύμφωνα με τον πίνακα 2.7 από τον Ευρωκώδικα 8 η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία ΙΙΙ.

Πίνακας 2.7 Κατηγορία Σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ _I
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0,80
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1,00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημοσίων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύμεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1,20
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.)	1,40

Για κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙΙ ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνεται από τον πίνακα 4.6 του εθνικού προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8 ίσος με: $\gamma_I = 1,20$.

2.6.2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΛΑΦΟΥΣ

Προκειμένου να αποτιμηθεί η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση ο Ευρωκώδικας 8 κατηγοριοποιεί το έδαφος σε 5 τυποποιημένες κατηγορίες (A, B, C, D, E) και σε δύο ειδικές (S1, S2). Η κατάταξη γίνεται σύμφωνα με τον πίνακα 2.11. Η θέση του έργου κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους σε συνάρτηση προς την μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων, $v_{s,30}$ όπου υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη έκφραση

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

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

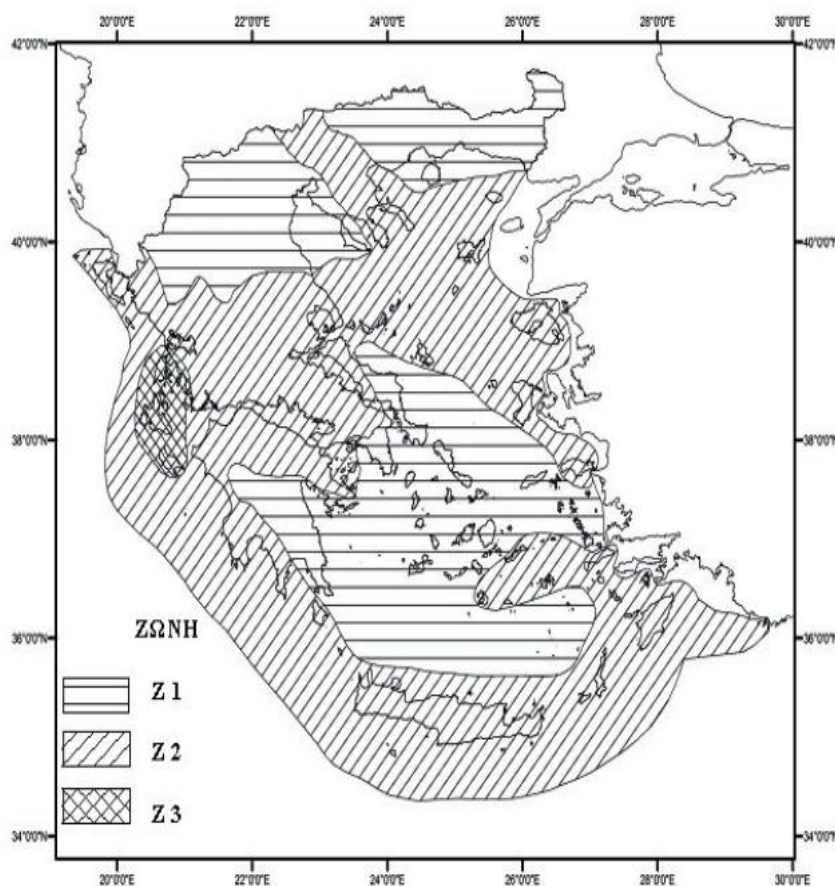
2.6.3 ΕΔΑΦΙΚΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

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

Η διαίρεση σε σεισμικές ζώνες των Ελληνικών περιοχών γίνεται μέσω του χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας του εθνικού προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8. Η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} δίνεται ανάλογα με την σεισμική ζώνη στον πίνακα 2.8. Σύμφωνα με τις παραδοχές της παρούσας μελέτης η κατασκευή βρίσκεται στη ζώνη 1 (Z1) οπότε $a_{gR} = 0,16g$

Πίνακας 2.8 Τιμές αναφοράς a_{gR} της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A

ΖΩΝΗ	Z1	Z2	Z3
a_{gR} / g	0,16	0,24	0,36



Σχ. 2.14 Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας

Α/Α ΝΟΜΟΥ	ΝΟΜΟΣ	ΔΗΜΟΙ	ΖΩΝΗ	ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (g)
3	ΑΝΑΤΟΛΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ	Δ. ΑΡΤΕΜΙΔΟΣ	1	0.16
		Δ. ΒΑΡΗΣ	1	0.16
		Δ. ΒΟΥΛΑΣ	1	0.16
		Δ. ΒΟΥΛΙΑΓΜΕΝΗΣ	1	0.16
		Δ. ΓΕΡΑΚΑ	1	0.16
		Δ. ΓΛΥΚΩΝ ΝΕΡΩΝ	1	0.16
		Δ. ΚΑΛΥΒΙΩΝ ΘΟΡΙΚΟΥ	1	0.16
		Δ. ΚΕΡΑΤΕΑΣ	1	0.16
		Δ. ΚΡΩΠΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΛΑΥΡΕΩΤΙΚΗΣ	1	0.16
		Δ. ΜΑΡΑΘΩΝΟΣ	1	0.16
		Δ. ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟΥ ΜΕΣΟΓΑΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΝΕΑΣ ΜΑΚΡΗΣ	1	0.16
		Δ. ΠΑΙΑΝΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΠΑΛΛΗΝΗΣ	1	0.16
		Δ. ΡΑΦΗΝΑΣ	1	0.16
		Δ. ΣΠΑΤΩΝ ΛΟΥΤΣΑΣ	1	0.16
		Κ. ΑΓΙΟΥ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ	1	0.16
		Κ. ΑΝΑΒΥΣΣΟΥ	1	0.16
		Κ. ΑΝΘΟΥΣΗΣ	1	0.16
		Κ. ΑΝΟΙΞΕΩΣ	1	0.16
		Κ. ΓΡΑΜΜΑΤΙΚΟΥ	1	0.16
		Κ. ΔΙΟΝΥΣΟΥ	1	0.16
		Κ. ΔΡΟΣΙΑΣ	1	0.16
		Κ. ΚΟΥΒΑΡΑ	1	0.16
		Κ. ΠΑΛΛΙΑΣ ΦΩΚΑΙΑΣ	1	0.16
		Κ. ΠΙΚΕΡΜΙΟΥ	1	0.16
		Κ. ΡΟΔΟΠΟΛΕΩΣ	1	0.16
		Κ. ΣΑΡΩΝΙΔΟΣ	1	0.16
		Κ. ΣΤΑΜΑΤΑΣ	1	0.16
		Δ. ΑΓΙΟΥ ΣΤΕΦΑΝΟΥ	2	0.24
		Δ. ΑΥΛΩΝΟΣ	2	0.24
		Δ. ΑΧΑΡΝΩΝ	2	0.24
		Κ. ΑΦΙΔΝΩΝ	2	0.24
		Κ. ΒΑΡΝΑΒΑ	2	0.24
		Κ. ΘΡΑΚΟΜΑΚΕΔΟΝΩΝ	2	0.24
		Κ. ΚΑΛΑΜΟΥ	2	0.24
		Κ. ΚΑΠΑΝΔΡΙΤΙΟΥ	2	0.24
		Κ. ΚΡΥΟΝΕΡΙΟΥ	2	0.24
		Κ. ΜΑΛΑΚΑΣΗΣ	2	0.24
Κ. ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟΥ ΩΡΩΠΟΥ	2	0.24		
Κ. ΝΕΩΝ ΠΑΛΑΤΙΩΝ	2	0.24		
Κ. ΠΟΛΥΔΕΝΔΡΙΟΥ	2	0.24		
Κ. ΣΚΑΛΑΣ ΩΡΩΠΟΥ	2	0.24		
Κ. ΣΥΚΑΜΙΝΟΥ	2	0.24		
Κ. ΩΡΩΠΟΥ	2	0.24		

Σχ.2.15 Κατανομή Νομών και Δήμων στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Πίνακας 2.9 Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας, γ_I

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I	0,80	1,00	1,20	1,40

Στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας, θεωρήθηκε κατηγορία εδάφους B, που αντιστοιχεί σε αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος. Επιπλέον, εφόσον το αεροδρόμιο «Ελευθέριος Βενιζέλος» βρίσκεται στο Δήμο Σπάτων στο Νομό Αττικής, η ζώνη επικινδυνότητας για το υπόστεγο που μελετάται είναι Z1 και επομένως $\alpha_{gR} = 0,16g$.

Θεωρούμε ότι η κατασκευή που μελετήθηκε ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας III, και άρα, σύμφωνα με τον Πίνακα 2.9 που βρίσκεται από το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα, $\gamma_I = 1,20$.

2.6.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα, στατιστικά ανεξάρτητες μεταξύ τους, καθορίζονται δε με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

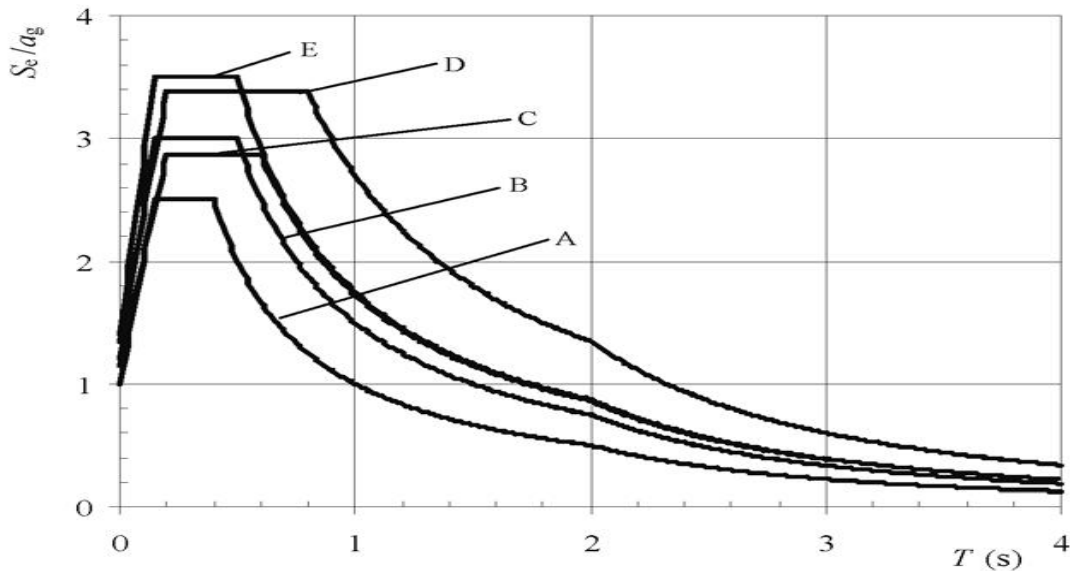
Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, για τις τρεις συνιστώσες της σεισμικής δράσης, μπορούν να υιοθετηθούν μια ή περισσότερες εναλλακτικές μορφές φασμάτων απόκρισης, ανάλογα με τις σεισμογενείς πηγές και τα σεισμικά μεγέθη.

Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που χρησιμοποιείται σε μια χώρα ή μέρος της χώρας μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Έτσι, σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου I, με τιμές των παραμέτρων που φαίνονται στον Πίνακα 2.10.

Πίνακας 2.10 Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης

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

Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S, που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους, όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.10.



Σχ. 2.15 Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε (5% απόσβεση)

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής ‘φάσμα σχεδιασμού’. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Ο δείκτης συμπεριφοράς q εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα, εκφράζει δε γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλαστικής συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του Ευρωκώδικα 8. Η τιμή του q ορίζεται, γενικά, για ολόκληρο το κτίριο. Στη συνήθη περίπτωση κτιρίων από το ίδιο υλικό σε όλους τους ορόφους και με ορθογωνική διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας, η τιμή του q ορίζεται για κάθε κύρια διεύθυνση (x ή y) του κτιρίου ανάλογα με το αντίστοιχο δομικό σύστημα.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = \alpha_g * S^* \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_c : S_d(T) = \alpha_g * S^* \frac{2.5}{q}$$

$$T_c \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} \alpha_g * S^* \frac{2.5}{q} * \left[\frac{T_c}{T} \right] \\ \geq \beta * \alpha_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : \quad S_d(T) \begin{cases} \alpha g * S * \frac{2,5}{q} * \left[\frac{T_c T_d}{T^2} \right] \\ \geq \beta * \alpha g \end{cases}$$

όπου:

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$)

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_c είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

S είναι ο συντελεστής εδάφους

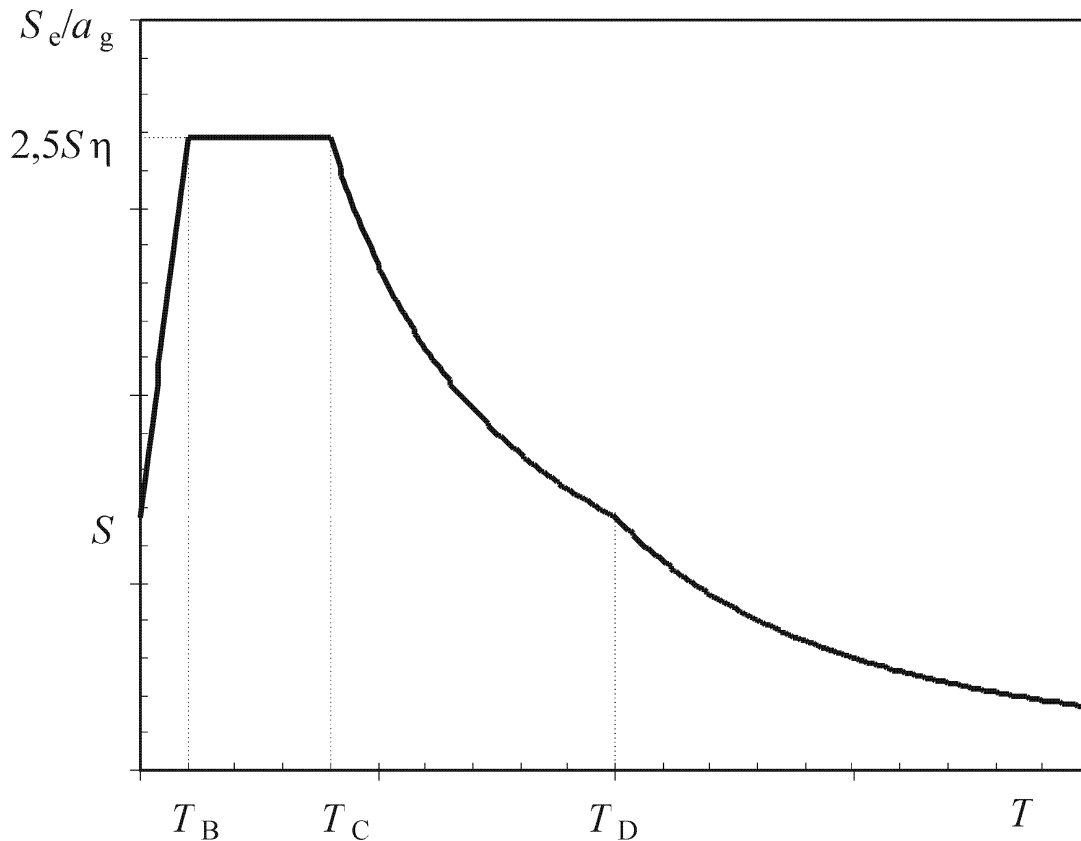
η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για 5% ιξώδη απόσβεση. Η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης η μπορεί να ληφθεί από την έκφραση:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

όπου ξ είναι ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα, εκφρασμένος σαν ποσοστό επί τις εκατό. Εάν για ειδικούς λόγους πρέπει να χρησιμοποιηθεί λόγος ιξώδους απόσβεσης διαφορετικός από 5 %, η τιμή αυτή δίνεται στο σχετικό Μέρος του Ευρωκώδικα 8 . Στην προκείμενη περίπτωση έχει γίνει η θεώρηση $\xi=5\%$.

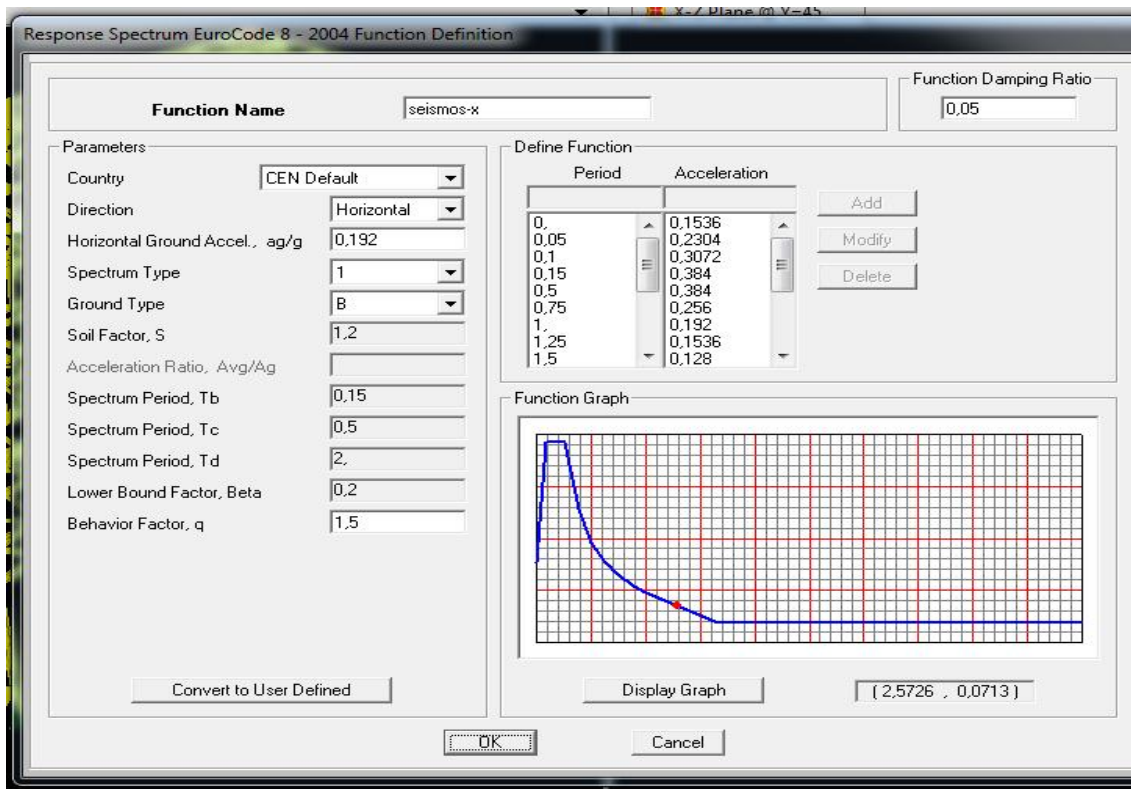
q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που αποδίδεται στον β για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα και για την Ελλάδα ισούται με 0,2.



Σχ. 2.16 Μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης

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



Σχ. 2.17 φάσμα σχεδιασμού

2.6.5 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

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

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

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

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

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η 2^η μέθοδος

2.6.5.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Η μέθοδος αυτή λαμβάνεται υπόψη την απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τόσες ιδιομορφές ταλάντωσης ώστε να μπορεί να αποδειχθεί οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:

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

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

Εάν οι απαιτήσεις α ή β που ορίζονται δεν ικανοποιούνται (π.χ. σε κτίρια με σημαντική συμβολή στρεπτικών ιδιομορφών) ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών k που λαμβάνεται υπόψη σε μια χωρική ανάλυση πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο ακόλουθες συνθήκες:

$$k \geq 3\sqrt{n}$$

και

$$T_k \leq 0,20s$$

Όπου

k είναι το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

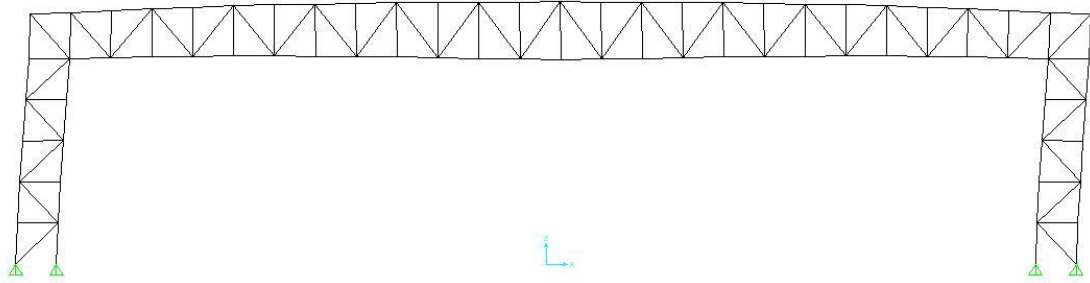
n είναι το πλήθος των ορόφων πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου

T_k είναι η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής k .

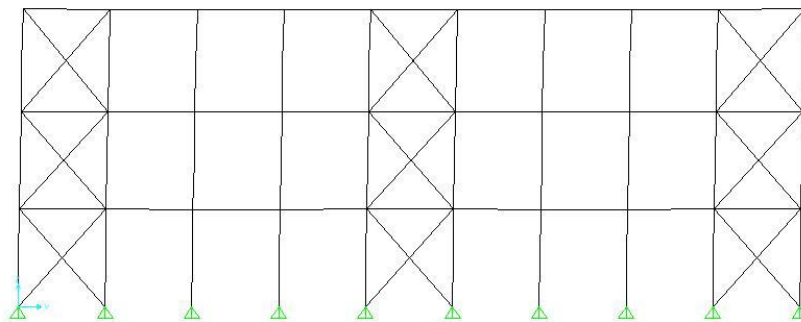
Όσον αφορά τον συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, βάση του Ευρωκώδικα 8, οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περιόδοί τους T^i και T^j ικανοποιούν (με $T < T^i$) την συνθήκη: $T^j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

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

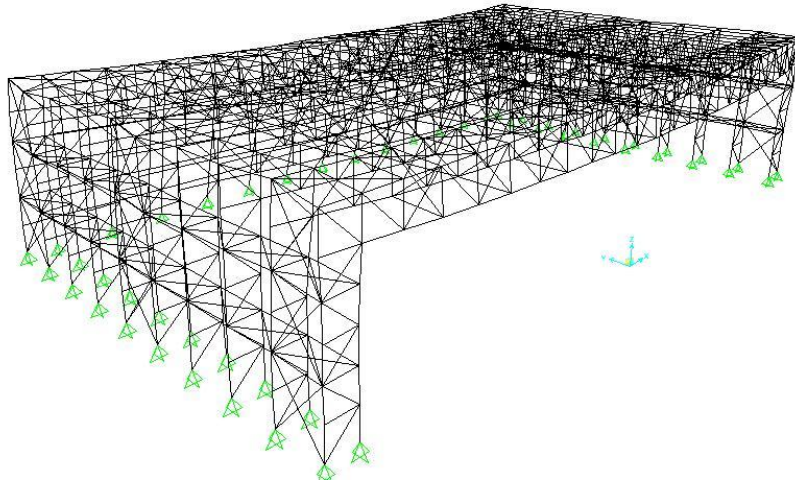
- Κατά την εφαρμογή της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος αποκρίσεως στην υπό μελέτη κατασκευή, έγινε η θεώρηση ενός προσανατολισμού των δύο οριζοντίων, και καθέτων μεταξύ τους, συνιστωσών της σεισμικής δράσης ταυτίζοντάς της με τους άξονες χ και γ , όπως αυτοί έχουν οριστεί στο προσομοίωμα που έχει εισαχθεί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



ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑ Χ



ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑ Υ



ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΠΡΩΤΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ T=0,698

2.7 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Οι σύγχρονοι κανονισμοί προσδιορίζουν διάφορες οριακές καταστάσεις έναντι των οποίων πρέπει να γίνονται οι διάφοροι έλεγχοι του φορέα του έργου. Έχει επικρατήσει η θεώρηση δύο οριακών καταστάσεων ως εξής:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ.), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ), που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε:

- απώλεια της στατικής ισορροπίας του φορέα,
- υπέρβαση της αντίστασης του φορέα ή μεμονωμένων φερόντων στοιχείων λόγω:
 - αστοχίας κρίσιμων διατομών,
 - μετατροπής του φορέα σε μηχανισμό,
 - απώλεια ευστάθειας
 - κόπωσης κλπ.

Αντίθετα, υπέρβαση των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας οφείλεται σε:

- υπερβολικές παραμορφώσεις,
- ταλαντώσεις που οδηγούν σε αίσθημα ανασφάλειας,
- υπερβολικές ρηγματώσεις κλπ.

Οι καταστάσεις αυτές (ULS και SLS) προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (partial safety factors), οι οποίοι είναι σχεδόν πάντα μεγαλύτεροι ή ίσοι προς τη μονάδα. Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα.

Στον Πίνακα 2.12 συνοψίζονται οι προβλεπόμενες από τους Ευρωκώδικες τιμές των συντελεστών ασφαλείας των δράσεων.

Πίνακας 2.12 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

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

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

Πίνακας 2.13 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i για κτίρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλ. EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: Κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρους οχημάτων <30kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρους οχημάτων 30 kN<βάρους οχημάτων<160kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-3)			
Φιλανδία, ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H>1000m$	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H<1000m$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαγιάς) σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 | ΦΟΡΤΙΑ

Σύμφωνα λοιπόν με τους Πίνακες 2.12 και 2.13 για το υπόστεγο που εξετάζεται στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας:

- **Μόνιμα Φορτία** (συντελεστής ασφαλείας για δυσμενή φόρτιση $\gamma_G=1,35$ ενώ για την ευμενή φόρτιση $\gamma_G=1,00$):
 - Ίδιο βάρος φερόντων στοιχείων
 - Ίδιο βάρος επικάλυψης: **0,15kN/m²**
 - Φορτία λόγω μηχανολογικών εγκαταστάσεων: **0,20 kN/m²**

- **Κινητά Φορτία:**
 - Φορτία χιονιού: **0,6448 kN/m²** συντελεστής ασφαλείας για δυσμενή φόρτιση $\gamma_Q=1,5$ ενώ για την ευμενή φόρτιση $\gamma_Q=0,00$ ενώ οι συντελεστές συνδυασμού για $H < 1000m$ είναι $\psi_0=0,5$ και $\psi_1=0,2$.
 - Φορτία ανέμου: συντελεστής ασφαλείας για δυσμενή φόρτιση $\gamma_{<2}=1,5$ ενώ για την ευμενή φόρτιση $\gamma_{<2}=0,00$ ενώ οι συντελεστές συνδυασμού για τον άνεμο είναι $\psi_0=0,6$ και $\psi_1=0,2$.

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας ULS οι συνδυασμοί είναι:

1. **1,35 G_k + 1,5x0,6 S + 1,5x0,6ΔT + 1,5x0,6 W**
2. **1,35 G_k + 1,5 S + 1,5x0,6 ΔT + 1,5x0,6 W**
3. **1,35 G_k + 1,5x0,6 S + 1,5x0,6 ΔT + 1,5 W**
4. **1,35 G_k + 1,5x0,6 S + 1,5 ΔT + 1,5x0,6 W**
5. **1,35 G_k + 1,5 W**
6. **1,35 G_k + 1,5 S**
7. **1,35 G_k + 1,5 ΔT**
8. **G_k + 0,3 S ± 0,3 E_x ± E_y**
9. **G_k + 0,3 S ± E_x ± 0,3 E_y**

όπου:

G_k είναι οι μόνιμες δράσεις συμπεριλαμβανομένου του ίδιου βάρους φερόντων στοιχείων, του ίδιου βάρους της επικάλυψης και του φορτίου λόγω μηχανολογικών εγκαταστάσεων

S είναι οι δράσεις χιονιού και

W είναι οι δράσεις ανέμου. Όλοι οι παραπάνω συνδυασμοί επαναλαμβάνονται για όλες τις διευθύνσεις ανέμου (0°, 90° και -90°) αλλά και για τις δύο περιπτώσεις ανοιχτής και κλειστής θύρας

Θερμοκρασία (ΔT): ±20°C με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_R=1,50$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_R=0,00$ (ευμενής φόρτιση) και συντελεστές συνδυασμού $\psi_0=0,6$, $\psi_1=0,5$ και $\psi_2=0,0$

E_x είναι το φορτίο σεισμού κατά τη X διεύθυνση όπου για τον συνδυασμό των ιδιομορφών έχει χρησιμοποιηθεί η μέθοδος CQC

E_y είναι το φορτίο σεισμού κατά τη Y διεύθυνση όπου για τον συνδυασμό των ιδιομορφών έχει χρησιμοποιηθεί η μέθοδος CQC.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 | ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ

Σε πολλά βιομηχανικά κτίρια ή αποθηκευτικούς χώρους η μετακίνηση έτοιμων ή ενδιάμεσων προϊόντων στο εσωτερικό τους γίνεται από μία ή περισσότερες γερανογέφυρες, όπου το φορτίο αναρτάται μέσω αγκίστρου. Η γερανογέφυρα αποτελεί βιομηχανικό προϊόν και έχει γενικά τυποποιημένες διαστάσεις και πάχη ελασμάτων ανάλογα με το άνοιγμα και την φέρουσα ικανότητά της. Διατίθεται στους κατασκευαστές ως σύνολο με το μηχανολογικό εξοπλισμό της (βαρούλκο, φορείο, συρματόσχοινα και άγκιστρο ανάρτησης, κινητήρες) και γι' αυτό κατά κανόνα δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης του στατικού μηχανικού. Συνήθως αποτελείται από δύο παράλληλους φορείς, κιβωτοειδούς διατομής οι οποίοι απολήγουν στα φορεία, το οποίο έχει δύο τροχούς, οι οποίοι κυλίνουν επί τροχιάς που εδράζεται στις δοκούς κυλίσεως της γερανογέφυρας. Οι τροχίες συγκολλούνται επί των δοκών κυλίσεως με διακεκομμένες ραφές. Βασικό λειτουργικό δεδομένο για το μελετώμενο κτίριο είναι η ανώτερη στάθμη του αγκίστρου και εξαρτάται από το μέγεθος των διακινούμενων προϊόντων, αλλά και από την γενικότερη μορφή του φορέα. Τα φορτία από τις γερανογέφυρες μεταφέρονται στις δοκούς κυλίσεως και εν συνεχεία στο έδαφος μέσω των άλλων στοιχείων του φορέα (συνηθέστερα οι δοκοί κυλίσεως μεταφέρουν τα φορτία στα υποστυλώματα μέσω κοντών προβόλων). Συνεπώς, θα πρέπει να προσδιοριστούν τα φορτία που ασκούν οι γερανογέφυρες επί του φέροντος οργανισμού, να διαστασιολογηθούν οι δοκοί κυλίσεως και να συμπεριληφθούν τα φορτία αυτά στους συνδυασμούς φορτίσεων που πρέπει να εξεταστούν.

Η τυπική μορφή των δοκών κυλίσεως, είναι αμφιέριστα στοιχεία, μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων και στηρίζονται στα υποστυλώματα του φέροντος οργανισμού. Οι διατομές τους είναι είτε συνήθων ελατές (HEA, HEB, HEM), για γερανογέφυρες μικρής ανυψωτικής ικανότητας, όπου εξασφαλίζεται η απαιτούμενη πλευρική επάρκεια με πλατύπελμες διατομές μεσαίου μεγέθους είτε συγκολλητές, όπου μπορεί να διαμορφώνονται ανάλογα στις απαιτήσεις της υπάρχουσας έντασης. Έτσι, στην περίπτωση των συγκολλητών διατομών το άνω πέλμα διαμορφώνονται πάντοτε πλατύτερο και πλατύτερο του κάτω πέλματος για την παραλαβή των τοπικών πλευρικών εντάσεων. Η δοκός κυλίσεως, ιδιαίτερα στις θέσεις στήριξης, 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 υποστυλώμα του πλαισίου, η οποία πρέπει να διαμορφώνεται με τρόπο που να επιτρέπει τις οριζόντιες παραμορφώσεις της δοκού.

Σε χώρους περιορισμένου ύψους ή όπου δεν είναι επιθυμητή η περαιτέρω αύξηση του κατασκευάζονται γερανογέφυρες οροφής, μικρής ανυψωτικής ικανότητας, στις οποίες η κίνηση των τροχιών γίνεται στο κάτω πέλμα των δοκών κυλίσεως. Τέτοιοι χώροι είναι και τα υπόστεγα συντήρησης αεροσκαφών, όπου το μεγαλύτερο φορτίο που θα χρειαστεί ανύψωση είναι ο κινητήρας των αεροσκαφών. Στη δική μας περίπτωση, δεδομένου του τύπου των αεροσκαφών, εγκαθίσταται γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 1,5tn.

Όταν η γερανογέφυρα έχει μεγάλο μήκος, και προκειμένου να αποφευχθεί αυξημένη τοπική ένταση, μπορεί να κινείται σε περισσότερες από δύο δοκούς κυλίσεως. Στο συγκεκριμένο υπόστεγο, η γερανογέφυρα έχει μήκος 40m και κινείται σε 4 δοκούς κυλίσεως τοποθετημένες παράλληλα στο επίπεδο των πλαισίων, καλύπτοντας διαδρομή ίση με το μισό του μήκους του υποστέγου.

Θεωρώντας ότι τα φορτία (κατακόρυφα και οριζόντια) μιας γερανογέφυρας μικρής ανυψωτικής ικανότητας (1,5tn) είναι πολύ μικρά σε σχέση με τις φορτίσεις στις οποίες υπόκειται το υπόστεγο, δεν κρίθηκε σκόπιμο να συμπεριληφθούν στους συνδυασμούς φορτίσεων που αναλύονται σε παρακάτω κεφάλαιο.



Σχ. 3.1 Γερανογέφυρα οροφής

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 | ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ SAP 2000

4.1 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ SAP2000

Για την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 V15, που εδώ και 30 χρόνια είναι διεθνώς αναγνωρισμένο ως το πλέον εξελιγμένο διαθέσιμο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης και διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με πανίσχυρες δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων. Παρακάτω γίνεται αναφορά σε κάποια βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο εργαλείο ανάλυσης:

- Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates). Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων, και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.
- Επιπλέον, ως προς τις δυνατότητες στατικών φορτίσεων, επιτρέπει την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης (ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων), θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων από προέκταση, ενώ επιπλέον μπορούμε να έχουμε επικόμβιες φορτίσεις με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Οι δυναμικές φορτίσεις μπορεί να είναι της μορφής φασματικής απόκρισης πολλαπλής βάσεως ή πολλαπλά χρονικά μεταβαλλόμενων φορτίων και διεγέρσεις βάσης. Το πρόγραμμα υποστηρίζει ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Ritz, καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS, CQC ή GMC. Επιπλέον, είναι διαθέσιμα μεταβαλλόμενα φορτία οχημάτων για μεμονωμένα οχήματα, λωρίδες φόρτισης και φορτία συρμών.
- Το πρόγραμμα είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων των Ευρωκωδίκων και των Αμερικανικών κανονισμών. Έτσι, παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης που συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών με AISC-ASD, LRFD και EC3, διαστασιολόγηση μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα με Αμερικάνικους κανονισμούς και EC2, καθώς και διαστασιολόγηση επιφανειακών στοιχείων.
- Σε περίπτωση μη γραμμικής πλαστικής ανάλυσης, η στατική Pushover ανάλυση εκτελείται με έναν απλό και πρακτικό τρόπο. Μη γραμμικές αρθρώσεις (πλαστικές αρθρώσεις) μπορούν να οριστούν σε οποιαδήποτε θέση των ραβδωτών στοιχείων, ενώ οι ιδιότητές τους μπορούν να οριστούν από τον χρήστη ή να υπολογιστούν αυτόματα από το πρόγραμμα. Οι αναλύσεις μπορεί να ελέγχονται είτε από τις εξωτερικές δυνάμεις είτε από τις παραμορφώσεις, και τα αποτελέσματα είναι διαθέσιμα σε γραφική μορφή ή πίνακες. Το ίδιο μοντέλο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για Στατική, Δυναμική και μη γραμμική ανάλυση με χρονική ολοκλήρωση (Time History Analysis). Τα αποτελέσματα της μη γραμμικής Pushover ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια από τους επεξεργαστές διαστασιολόγησης του προγράμματος. Τα αποτελέσματα της Pushover ανάλυσης απεικονίζονται και είναι διαθέσιμα βήμα – βήμα τόσο σε γραφική μορφή όσο και σε μορφή κειμένου. Οι φασματικές καμπύλες αντοχών με τις εξαιρετικές ιδιότητες αλληλεπίδρασης που διαθέτουν, επιτρέπουν την μελέτη των επιπτώσεων στην κατασκευή με άμεση αλλαγή των παραμέτρων.

Πιο συγκεκριμένα, μερικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το SAP2000 για τη διευκόλυνση του χρήστη αναφέρονται παρακάτω:

- Σχεδιαστικά εργαλεία Autocad όπως εργαλεία καθετότητας, έλξης κλπ. για γρήγορη και εύκολη δημιουργία μοντέλων.
- Καρτεσιανό και κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων. Τα μοντέλα μπορούν να έχουν πολλαπλά συστήματα συντεταγμένων τα οποία μπορούν να περιστραφούν προς οποιαδήποτε κατεύθυνση.

- Στο πρόγραμμα είναι διαθέσιμες χαλύβδινες διατομές οποιασδήποτε μορφής όπως διπλού ταυ, κοίλες τετραγωνικές, κοίλες κυκλικές, γωνιακά ψυχρής ή θερμής έλασης καθώς και βιβλιοθήκες πρότυπων διατομών σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, το AISC και άλλους Διεθνείς κανονισμούς.
- Δυνατότητα γραφικού σχεδιασμού από τον χρήστη διατομών οποιοδήποτε σχήματος και ορισμού του υλικού κατασκευής (section designer).
- Δυνατότητα εξαγωγής των αποτελεσμάτων της ανάλυσης στο πρόγραμμα Excel για περαιτέρω επεξεργασία καθώς και αρχείων DXF για τη γεωμετρία του φορέα.
- Τα μέλη του προσομοιώματος στο πρόγραμμα μπορεί να είναι ευθύγραμμα ή καμπύλα.
- Πολλαπλά παράθυρα απεικόνισης του φορέα (3D, xz, xy, yz) για καλύτερη εποπτεία του φορέα.
- Αναλυτικές πληροφορίες για τα μέλη του προσομοιώματος με ένα δεξί κλικ και πλήρης έλεγχος επάρκειας διατομών σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς κλπ.

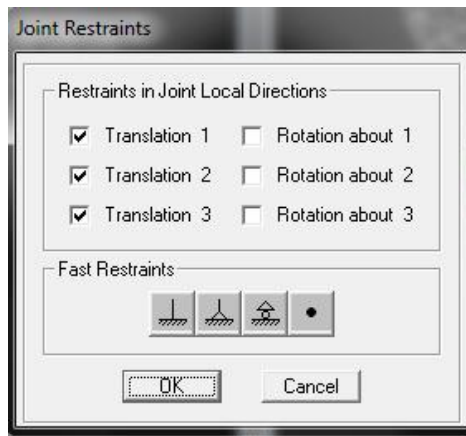
4.2 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Πριν τη σχεδίαση του φορέα στο SAP 2000 ορίζουμε σαν μονάδες τα KN για τις δυνάμεις και m για τις αποστάσεις. Έπειτα προχωράμε στην εισαγωγή των ιδιοτήτων του χάλυβα. Για την κατασκευή μας επιλέγουμε χάλυβα ποιότητας S355.

Material Property Data	
General Data	
Material Name and Display Color	S355
Material Type	Steel
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	78.5
Mass per Unit Volume	8.0048
Units	
	KN, m, C
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2.100E+08
Poisson's Ratio, ν	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, α	1.200E-05
Shear Modulus, G	80769231
Other Properties for Steel Materials	
Minimum Yield Stress, F_y	355000
Minimum Tensile Stress, F_u	510000
Effective Yield Stress, F_{ye}	372316.9
Effective Tensile Stress, F_{ue}	439885.6
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

Σχ. 4.1 Χαρακτηριστικά χάλυβα S355

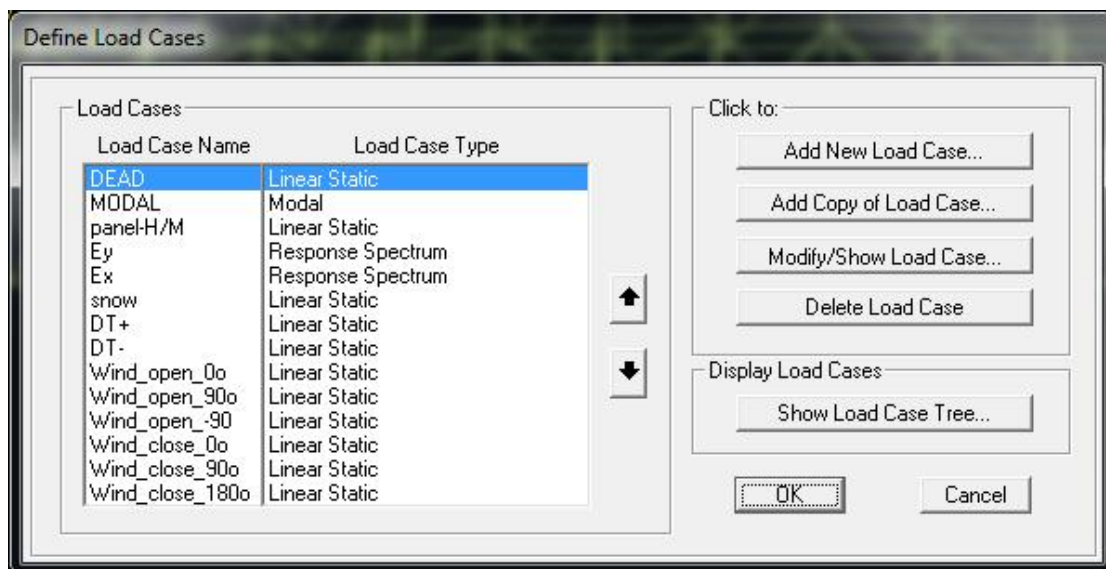
Στο αρχικό στάδιο, αυτό της μελέτης, μελετήθηκε ένα τυπικό ενδιάμεσο δισδιάστατο πλαίσιο του φορέα ώστε να γίνει καλύτερα κατανοητή η συμπεριφορά της κατασκευής και να αποκτήσουμε σαφή εικόνα των αναμενόμενων αποτελεσμάτων του τελικού τρισδιάστατου προσομοιώματος. Έγινε προσπάθεια ώστε το μοντέλο να απεικονίζει όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστικά και με μεγαλύτερη ακρίβεια τον πραγματικό φορέα. Αρχικά, λοιπόν, προσομοιώθηκε το πλαίσιο δηλαδή τα υποστυλώματα και στη συνέχεια τα δικτυωτά ζυγώματα. Όλοι οι κόμβοι του μοντέλου έπρεπε να δεσμευτούν στην εγκάρσια διεύθυνση του πλαισίου ώστε να εξασφαλιστεί ότι η λειτουργία του πλαισίου στο στάδιο αυτό θα περιοριστεί στο δισδιάστατο επίπεδο. Ορίσαμε τους βαθμούς ελευθερίας στους επιμέρους κόμβους και τις στηρίξεις των υποστυλωμάτων. Για τις μεν στηρίξεις επιλέγουμε αρθρώσεις όπως και για τις δοκούς των συνδέσμων και του δικτύωματος. Ο ορισμός τους έχει ως εξής:



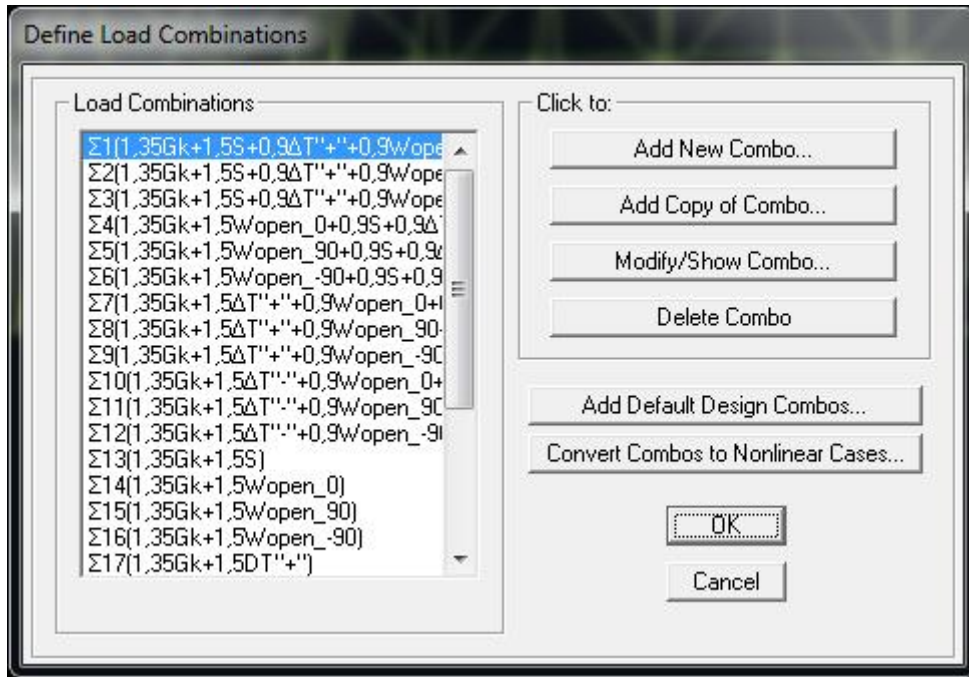
Σχ. 4.2 Στηρίξεις

Μετά το γεωμετρικό ορισμό του φορέα, σε κάθε μέλος-γραμμικό στοιχείο του προσομοιώματος αποδόθηκε η διατομή και το υλικό κατασκευής. Η βασική γεωμετρία του φορέα απεικονίζεται μέσω των κεντροβαρικών αξόνων των μελών και αμελείται η αλληλεπικάλυψη του πραγματικού πλάτους των μελών. Για τις διατομές χρησιμοποιήθηκε η βιβλιοθήκη πρότυπων διατομών του προγράμματος σύμφωνα με τα ευρωπαϊκά πρότυπα. Ως υλικό κατασκευής ορίστηκε χάλυβας S355 για όλα τα μέλη της κατασκευής.

Στη συνέχεια εισάγουμε το τρισδιάστατο μοντελο. Στήνουμε τα υπόλοιπα πλαίσια που είναι παράλληλα διατεταγμένα ανά 5m. Τοποθετούνται οι κεφαλοδοκοί και οι τεγίδες και τέλος οι οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Τα φορτία λόγω ιδίου βάρους, επικάλυψης, ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων, το χιόνι και ο άνεμος τοποθετούνται τώρα ως ομοιόμορφα γραμμικά κατανεμημένα στις τεγίδες. Οι τιμές των φορτίων καθώς και οι συνδυασμοί δράσεων τους έχουν προκύψει από το κεφάλαιο 2.

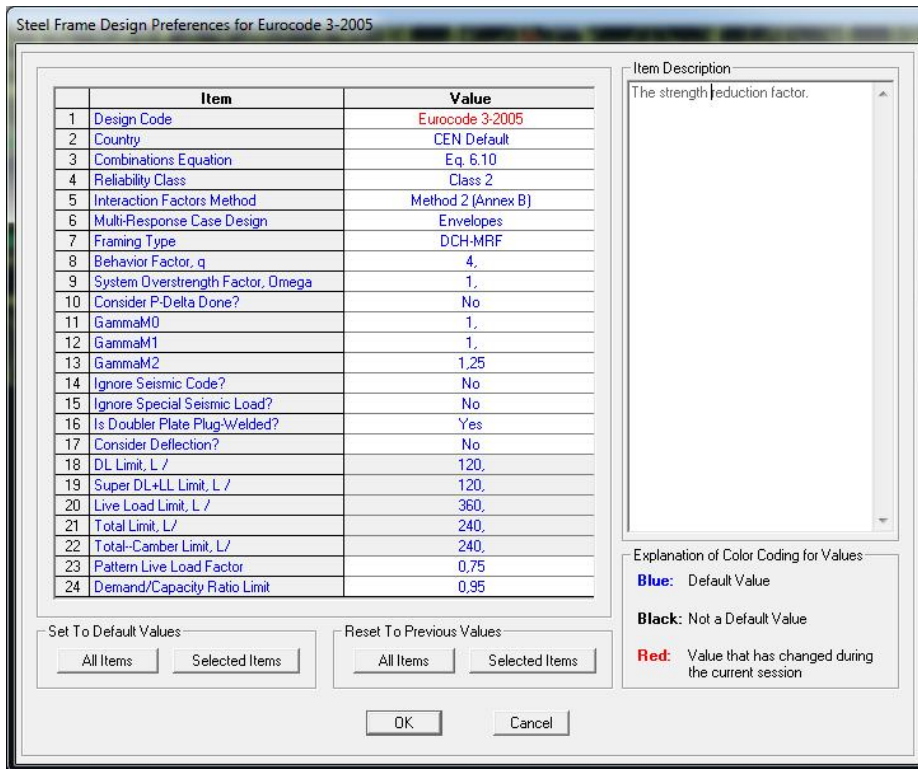


Σχ. 4.3 Ορισμός φορτίσεων



Σχ. 4.4 Ορισμός συνδυασμών φορτίσεων

Έπειτα ‘τρέχουμε’ τον φορέα μας για να δούμε τυχόν παραμορφώσεις και δυνάμεις που ασκούνται στον φορέα. Αφού τρέξουμε τον φορέα το επόμενο βήμα είναι να ορίσουμε τον κανονισμό βάση του οποίου θα γίνει ο έλεγχος επάρκειας των διατομών. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, επιλέχθηκε ο Ευρωκώδικας 3 για τον έλεγχο επάρκειας του φορέα σε οριακή κατάσταση αστοχίας.



Σχ.4.5 Ορισμός Ευρωκώδικα 3 για έλεγχο των διατομών

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 | ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΝΤΟΧΗΣ-ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

5.1 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ ΜΕΣΩ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

5.1.1 ΚΑΤΩ ΠΕΛΑΜΑ ΔΙΚΤΥΩΤΟΥ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για το κάτω πέλαμα του δικτυωτού ζυγώματος διατομής **HEB340** οφείλεται στο συνδυασμό 29 : 1,35Gk +0,9S +0,9ΔT+ +1,5W (κύρια μεταβλητή ο άνεμος για κλειστή θύρα $\theta=0^\circ$)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 87 Analysis Section: HE340B
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: HE340B

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ29 (1,35G	0,47	0,363 (T)	= 0,297 + 0,046 + 0,021	0,074	0,000
Σ29 (1,35G	0,93	0,329 (T)	= 0,297 + 0,012 + 0,021	0,074	0,000
Σ29 (1,35G	1,40	0,340 (T)	= 0,297 + 0,022 + 0,021	0,074	0,000
Σ29 (1,35G	1,87	0,372 (T)	= 0,297 + 0,056 + 0,019	0,074	0,000
Σ29 (1,35G	2,33	0,403 (T)	= 0,297 + 0,090 + 0,016	0,074	0,001
Σ29 (1,35G	2,80	0,432 (T)	= 0,297 + 0,124 + 0,011	0,074	0,002

Buttons: Modify/Show Overwrites, Display Details for Selected Item, Display Complete Details, Strength, Deflection, OK, Cancel, Table Format File

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ29(1,356k+1,5McIose_0+0,9S+0,90T***)
 Units : KN, m, C

Frame : 87 Design Sect: HE340B
 X Mid : -1,400 Design Type: Beam
 Y Mid : 0,000 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : 14,000 Sect Class : Class 1
 Length : 2,800 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 2,800 RLLF : 1,000

Area : 0,017 SHMajor : 0,002 rMajor : 0,146 AUMajor : 0,004
 IMajor : 3,660E-04 SHMinor : 6,460E-04 rMinor : 0,075 AUMinor : 0,011
 IMinor : 9,690E-05 ZHMajor : 0,002 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZHMinor : 9,860E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
2,800	1636,653	96,649	-3,612	-56,612	-3,369	0,000	

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.A.8.1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status	Check
(5.A.8.1)	0,432	= 0,297	+ 0,124	+ 0,011	0,950	OK	OK

AXIAL FORCE DESIGN						
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor	
Axial	1636,653	4692,736	5518,636	4878,327	4692,736	

MOMENT DESIGN					
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity	
Major Moment	96,649	777,127	777,127	766,852	
Minor Moment	-3,612	318,289	318,289		

5.1.2 ΑΝΩ ΠΕΛΑΜΑ ΔΙΚΤΥΩΤΟΥ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για το άνω πέλμα του δικτυωτού ζυγώματος διατομής **HEB340** οφείλεται στο συνδυασμό 4 : 1,35Gk + 0,9S + 0,9ΔT⁺ + 1,5W (κύρια μεταβλητή ο άνεμος για ανοιχτή θύρα θ=0°)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 60 Analysis Section: HEB340B
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: HEB340B

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ2 (1,35Gk	1,40	0,211 (C)	= 0,201 + 0,001 + 0,008	0,003	0,000
Σ2 (1,35Gk	2,80	0,205 (C)	= 0,201 + 0,002 + 0,002	0,003	0,002
Σ3 (1,35Gk	0,00	0,318 (C)	= 0,289 + 0,020 + 0,008	0,008	0,001
Σ3 (1,35Gk	1,40	0,314 (C)	= 0,289 + 0,010 + 0,016	0,008	0,000
Σ3 (1,35Gk	2,80	0,302 (C)	= 0,289 + 0,001 + 0,012	0,008	0,001
Σ4 (1,35Gk	0,00	0,650 (C)	= 0,605 + 0,016 + 0,028	0,007	0,001

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data), Strength, Deflection, OK, Cancel, Table Format File

Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : 24(1,35Gk+1,5Wopen_0+0,9S+0,90T+*)
 Units : KN, m, C

Frame : 60 Design Sect: HEB340B
 X Mid : -1,400 Design Type: Brace
 Y Mid : 0,000 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Z Mid : 17,965 Sect Class: Class 1
 Length : 2,801 Major Axis: 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 0,000 RLLF : 1,000

Area : 0,017 SMajor : 0,002 rMajor : 0,146 AUMajor: 0,004
 IMajor : 3,666E-04 SMinor : 6,460E-04 rMinor : 0,075 AUMinor: 0,011
 IMinor : 9,690E-05 ZMajor : 0,002 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 9,860E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-2838,893	-12,544	-11,661	-5,529	-2,698	-0,099

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,650	= 0,605	+ 0,016	+ 0,028	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor	
Axial	-2838,893	4692,270	5518,636	5419,767	4692,270

MOMENT DESIGN				
M.Sd Moment	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb.Rd Capacity	
Major Moment	-12,544	777,127	777,127	762,297
Minor Moment	-11,661	318,209	318,209	

Units: KN, m, C

5.1.3 ΔΙΚΤΥΩΜΑ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για το δικτύωμα ζυγώματος διατομής **HEA 300** οφείλεται στο συνδυασμό 29 : 1,35Gk + 0,9S + 0,9ΔT + 1,5W (κύρια μεταβλητή ο άνεμος για κλειστή θύρα $\theta=0^\circ$)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 110 Analysis Section: HE300A
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: HE300A

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ27 (1,35	1,97	0,014 (C)	= 0,014 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
Σ27 (1,35	3,93	0,013 (C)	= 0,013 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
Σ28 (1,35	0,00	0,004 (C)	= 0,004 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
Σ28 (1,35	1,97	0,003 (C)	= 0,003 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
Σ28 (1,35	3,93	0,002 (C)	= 0,002 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
Σ29 (1,35G	0,00	0,015 (C)	= 0,015 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data)

Strength Deflection OK Cancel Table Format File

Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ29(1,35Gk+1,5Mclose_θ+0,9S+0,90T***)
 Units : KN, m, C

Units: KN, m, C

Frame : 110 Design Sect: HE300A
 X Mid : -2,800 Design Type: Column
 Y Mid : 0,000 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Z Mid : 15,965 Sect Class: Class 3
 Length : 3,930 Major Axis: 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 0,000 RLLF : 1,000

Area : 0,011 SMajor : 0,001 rMajor : 0,127 AUMajor : 0,002
 IMajor : 1,826E-04 SMinor : 4,207E-04 rMinor : 0,075 AUMinor : 0,007
 IMinor : 6,310E-05 ZMajor : 0,001 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 6,410E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-40,634	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,015	= 0,015	+ 0,000	+ 0,000	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-40,634	2669,195	3646,818	3370,536	2669,195

MOMENT DESIGN				
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	0,000	406,414	406,414	366,953
Minor Moment	0,000	125,761	125,761	

5.1.4 ΤΕΓΙΑΔΕΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για την τεγίδα διατομής **HEB160** οφείλεται στο συνδυασμό 36 : 1,35Gk+1,5W (κύρια μεταβλητή ο άνεμος για κλειστή θύρα $\theta=90^\circ$)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 298 Analysis Section: HEB160B
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: HEB160B

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ36(1,35G	0,00	0,124 (C)	= 0,124 + 0,000 + 0,000	0,157	0,000
Σ36(1,35G	0,50	0,327 (C)	= 0,124 + 0,203 + 0,000	0,125	0,000
Σ36(1,35G	1,00	0,484 (C)	= 0,124 + 0,360 + 0,000	0,094	0,000
Σ36(1,35G	1,50	0,597 (C)	= 0,124 + 0,473 + 0,000	0,063	0,000
Σ36(1,35G	2,00	0,664 (C)	= 0,124 + 0,540 + 0,000	0,031	0,000
Σ36(1,35G	2,50	0,687 (C)	= 0,124 + 0,563 + 0,000	0,000	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data)

Strength Deflection OK Cancel Table Format File

Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File Units: KN, m, C

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ36(1,35Gk+1,5Wclose_90)
 Units : KN, m, C

Frame : 298 Design Sect: HEB160B
 X Mid : 0,000 Design Type: Beam
 Y Mid : 2,500 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Z Mid : 18,000 Sect Class: Class 1
 Length : 5,000 Major Axis: 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 2,500 RLLF : 1,000

Area : 0,005 SMajor : 3,115E-04 rMajor : 0,068 AUMajor: 0,001
 IMajor : 2,492E-05 SMinor : 1,111E-04 rMinor : 0,040 AUMinor: 0,003
 IMinor : 8,890E-06 ZMajor : 3,540E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 1,700E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
2,500	-60,738	-46,741	0,000	0,000	0,000	0,000

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,687	= 0,124	+ 0,563	+ 0,000	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-60,738	489,615	1752,409	1084,323	489,615

MOMENT DESIGN				
	M.Sd Moment	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb.Rd Capacity
Major Moment	-46,741	114,245	114,245	81,942
Minor Moment	0,000	54,864	54,864	

5.1.5 ΔΙΑΓΩΝΙΟΙ ΤΟΠΙΚΟΥ ΕΓΚΑΡΣΙΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τον διαγώνιο τοπικού εγκάρσιου συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής **TUBO 90x90x12,5** οφείλεται στο συνδυασμό 29 : 1,35Gk + 0,9S + 0,9ΔT + +1,5W (κύρια μεταβλητή ο άνεμος για κλειστή θύρα $\theta=0^\circ$)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 396 Analysis Section: TUBO90x90x12.5
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: TUBO90x90x12.5

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ28 (1,35	0,00	0,050 (T)	= 0,050 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
Σ28 (1,35	1,50	0,059 (T)	= 0,050 + 0,006 + 0,003	0,000	0,000
Σ28 (1,35	3,00	0,066 (T)	= 0,051 + 0,009 + 0,006	0,001	0,000
Σ29 (1,35G	0,00	0,155 (T)	= 0,155 + 0,000 + 0,000	0,001	0,000
Σ29 (1,35G	1,50	0,165 (T)	= 0,155 + 0,007 + 0,002	0,000	0,000
Σ29 (1,35G	3,00	0,169 (T)	= 0,155 + 0,000 + 0,013	0,001	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data), Strength, Deflection, OK, Cancel, Table Format File

Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ29(1,35Gk+1,5Wclose_0+0,9S+0,90T***)
 Units : KN, m, C

Units: KN, m, C

Frame : 396 Design Sect: TUBO90x90x12.5
 X Mid : -28,000 Design Type: Brace
 Y Mid : 1,250 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Z Mid : 14,825 Sect Class : Class 1
 Length : 2,995 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 2,995 RLLF : 1,000

Area : 0,004 SMajor : 0,844E-05 rMajor : 0,032 AUMajor : 0,002
 IMajor : 3,980E-06 SMinor : 0,844E-05 rMinor : 0,032 AUMinor : 0,002
 IMinor : 3,980E-06 ZMajor : 1,136E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 1,136E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
2,995	194,288	-0,253	0,176	0,598	-0,059	0,000

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,169	= 0,155	+ 0,000	+ 0,013	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	194,288	191,161	1250,568	644,691	191,161

MOMENT DESIGN

	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	-0,253	36,662	36,662	35,395
Minor Moment	0,176	36,662	36,662	

5.1.6 ΔΙΑΓΩΝΙΟΙ ΕΓΚΑΡΣΙΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τον διαγώνιο εγκάρσιου συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής **TUBO 90x90x12,5** οφείλεται στο συνδυασμό 15 : 1,35Gk + 1,5W (κύρια μεταβλητή ο άνεμος για ανοιχτή θύρα $\theta=0^\circ$)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 312 Analysis Section: TUBO90x90x12.5
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: TUBO90x90x12.5

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK-----	MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
Σ13 (1,35G	6,40	0,057 (T) = 0,057 + 0,000 + 0,000	0,002	0,000
Σ14 (1,35G	0,00	0,043 (T) = 0,043 + 0,000 + 0,000	0,002	0,000
Σ14 (1,35G	3,20	0,087 (T) = 0,042 + 0,045 + 0,000	0,000	0,000
Σ14 (1,35G	6,40	0,041 (T) = 0,041 + 0,000 + 0,000	0,002	0,000
Σ15 (1,35G	0,00	0,302 (C) = 0,302 + 0,000 + 0,000	0,002	0,000
Σ15 (1,35G	3,20	0,374 (C) = 0,307 + 0,067 + 0,000	0,000	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data)

Strength Deflection OK Cancel Table Format File

Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File Units: KN, m, C

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ15(1,35Gk+1,5Wopen_90)
 Units : KN, m, C

Frame : 312 Design Sect: TUBO90x90x12.5
 X Mid : 0,000 Design Type: Brace
 Y Mid : 2,500 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : 16,000 Sect Class : Class 1
 Length : 6,403 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 3,202 RLLF : 1,000

Area : 0,004 SMajor : 8,844E-05 rMajor : 0,032 AUMajor: 0,002
 IMajor : 3,980E-06 SMinor : 8,844E-05 rMinor : 0,032 AUMinor: 0,002
 IMinor : 3,980E-06 ZMajor : 1,136E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 1,136E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
3,202	-51,691	1,643	0,000	0,000	0,000	0,000	

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,374	= 0,307	+ 0,067	+ 0,000	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-51,691	168,465	1250,568	168,465	168,465

MOMENT DESIGN				
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	1,643	36,662	36,662	35,287
Minor Moment	0,000	36,662	36,662	

5.1.7 ΔΟΚΟΙ ΠΛΑΪΝΗΣ ΟΨΗΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τις δοκούς πλαϊνής όψης, διατομής **HEB200** οφείλεται στο συνδυασμό 35 : 1,35Gk + 1,5W (κύρια μεταβλητή ο άνεμος για κλειστή θύρα $\theta=0^\circ$)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 333 Analysis Section: HE200B
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: HE200B

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ35 (1,35G	0,00	0,067 (C)	= 0,067 + 0,000 + 0,000	0,006	0,000
Σ35 (1,35G	0,50	0,073 (C)	= 0,067 + 0,006 + 0,000	0,005	0,000
Σ35 (1,35G	1,00	0,078 (C)	= 0,067 + 0,010 + 0,000	0,004	0,000
Σ35 (1,35G	1,50	0,081 (C)	= 0,067 + 0,014 + 0,000	0,002	0,000
Σ35 (1,35G	2,00	0,083 (C)	= 0,067 + 0,015 + 0,000	0,001	0,000
Σ35 (1,35G	2,50	0,083 (C)	= 0,067 + 0,016 + 0,000	0,000	0,000

Buttons: Overwrites, Details, Tabular Data, OK, Cancel, Table Format File

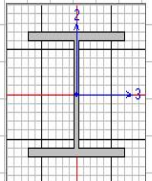
Strength: Deflection: Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ35(1,35Gk+1,5WcIose_0)
 Units : KN, m, C

Units: KN, m, C



Frame : 333 Design Sect: HE200B
 X Mid : -33,600 Design Type: Beam
 Y Mid : 2,500 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : 5,600 Sect Class : Class 1
 Length : 5,000 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 2,500 RLLF : 1,000

Area : 0,008 SMajor : 5,696E-04 rMajor : 0,085 AUMajor: 0,002
 IMajor : 5,696E-05 SMinor : 2,003E-04 rMinor : 0,051 AUMinor: 0,005
 IMinor : 2,003E-05 ZMajor : 6,430E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 3,060E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
2,500	-66,525	2,586	0,000	0,000	0,000	0,000

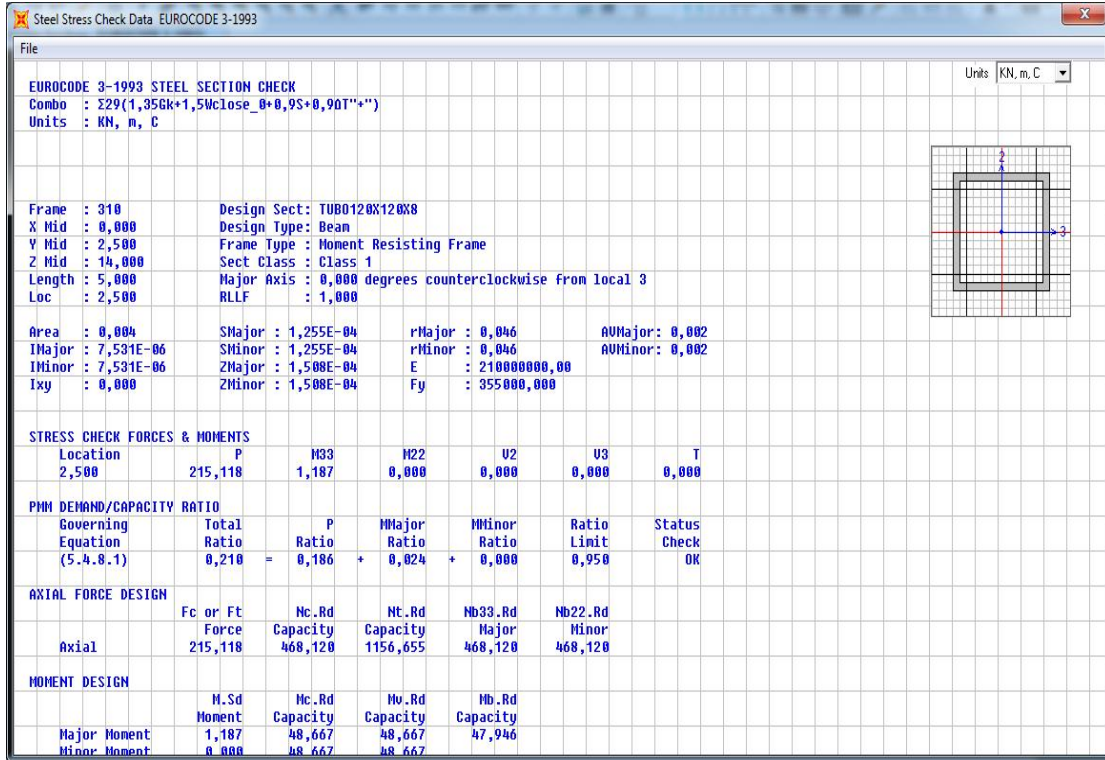
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,083	= 0,067	+ 0,016	+ 0,000	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-66,525	988,421	2520,500	1077,862	988,421

MOMENT DESIGN				
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	2,586	207,514	207,514	159,960
Minor Moment	0,000	98,755	98,755	

5.1.8 ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΕΓΚΑΡΣΙΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τις οριζόντιες δοκούς (κάτω πέλμα) του εγκάρσιου συνδέσμου δυσκαμψίας, διατομής **TUBO 120x120x8** οφείλεται στο συνδυασμό 29 : 1,35Gk +1,5W +0,9S +0,9ΔT⁺ (κύρια μεταβλητή ο άνεμος για κλειστή θύρα θ=0°)



5.1.9 ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για την κεφαλοδοκό, διατομής **HEB200**, οφείλεται στο συνδυασμό 4 : $1,35G_k + 0,9S + 0,9\Delta T^+ + 1,5W$ (κύρια μεταβλητή ο άνεμος για ανοιχτή θύρα $\theta=0^\circ$)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 321 Analysis Section: HE200B
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: HE200B

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ4 (1,35Gk)	2,50	0,509 (C)	= 0,274 + 0,235 + 0,000	0,034	0,000
Σ4 (1,35Gk)	3,00	0,463 (C)	= 0,274 + 0,189 + 0,000	0,069	0,000
Σ4 (1,35Gk)	3,50	0,387 (C)	= 0,274 + 0,113 + 0,000	0,104	0,000
Σ4 (1,35Gk)	4,00	0,280 (C)	= 0,274 + 0,006 + 0,000	0,139	0,000
Σ4 (1,35Gk)	4,50	0,406 (C)	= 0,274 + 0,132 + 0,000	0,174	0,000
Σ4 (1,35Gk)	5,00	0,575 (C)	= 0,274 + 0,301 + 0,000	0,209	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites, Display Details for Selected Item, Display Complete Details, Strength, Deflection, OK, Cancel, Table Format File

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ4(1,35Gk+1,5Wopen_0+0,9S+0,90T***)
 Units : KN, m, C

Frame : 321 Design Sect: HE200B
 X Mid : -36,400 Design Type: Beam
 Y Mid : 2,500 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Z Mid : 17,090 Sect Class : Class 1
 Length : 5,000 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 5,000 RLLF : 1,000

Area : 0,008 SMajor : 5,696E-04 rMajor : 0,085 AUMajor : 0,002
 IMajor : 5,696E-05 SMinor : 2,003E-04 rMinor : 0,051 AUMinor : 0,005
 IMinor : 2,003E-05 ZMajor : 6,430E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 3,060E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	V2	V3	T
5,000	-270,540	57,154	-0,009	-69,966	0,003	-0,008

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,575	= 0,274	+ 0,301	+ 0,000	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-270,540	988,421	2520,500	1877,862	988,421

MOMENT DESIGN

	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	57,154	207,514	207,514	183,529
Minor Moment	-0,009	98,755	98,755	

Diagram: I-beam cross-section with coordinate axes 2 and 3.

5.1.10 ΜΕΤΩΠΙΚΟΙ ΣΤΥΛΟΙ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τους μετωπικούς στύλους, διατομής **HEB500**, οφείλεται στο συνδυασμό 14 : 1,35Gk + 1,5W (κύρια μεταβλητή ο άνεμος για ανοιχτή θύρα $\theta=0^\circ$)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 399 Analysis Section: HEB500B
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: HEB500B

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ12 (1,35G	1,40	0,278 (C)	= 0,048 + 0,230 + 0,000	0,000	0,000
Σ12 (1,35G	2,80	0,254 (C)	= 0,040 + 0,213 + 0,000	0,012	0,000
Σ13 (1,35G	0,00	0,055 (C)	= 0,054 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
Σ13 (1,35G	1,40	0,048 (C)	= 0,047 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
Σ13 (1,35G	2,80	0,041 (C)	= 0,040 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
Σ14 (1,35G	0,00	0,533 (C)	= 0,054 + 0,477 + 0,001	0,025	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data)

Strength: Deflection: OK Cancel Table Format File

Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File Units: KN, m, C

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ14(1,35Gk+1,5Wopen_0)
 Units : KN, m, C

Frame : 399 Design Sect: HEB500B
 X Mid : 0,000 Design Type: Column
 Y Mid : 45,000 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Z Mid : 7,000 Sect Class: Class 1
 Length : 2,800 Major Axis: 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 0,000 RLLF : 1,000

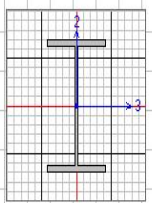
Area : 0,024 SMajor : 0,004 rMajor : 0,212 AUMajor: 0,007
 IMajor : 0,001 SMinor : 0,413E-04 rMinor : 0,073 AUMinor: 0,014
 IMinor : 1,262E-04 ZMajor : 0,005 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 0,001 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-26,708	-555,148	0,539	33,673	-0,232	0,000

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,533	= 0,054	+ 0,477	+ 0,001	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-26,708	492,615	7713,182	492,615	6885,414

MOMENT DESIGN				
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Nv.Rd Capacity	Nb.Rd Capacity
Major Moment	-555,148	1553,932	1553,932	1462,968
Minor Moment	0,539	416,964	416,964	



5.1.11 ΜΗΚΙΔΕΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τις μηκίδες, διατομής **HEA200**, οφείλεται στο συνδυασμό 4 : 1,35Gk +0,9S +0,9ΔT⁺ +1,5W (κύρια μεταβλητή ο άνεμος για ανοιχτή θύρα θ=0°)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 385 Analysis Section: HE220A
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: HE220A

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ4 (1,35Gk	3,27	0,141 (T)	= 0,104 + 0,013 + 0,024	0,002	0,000
Σ4 (1,35Gk	3,73	0,135 (T)	= 0,104 + 0,015 + 0,017	0,002	0,001
Σ4 (1,35Gk	4,20	0,128 (T)	= 0,104 + 0,016 + 0,007	0,002	0,002
Σ4 (1,35Gk	4,67	0,127 (T)	= 0,104 + 0,018 + 0,005	0,002	0,002
Σ4 (1,35Gk	5,13	0,143 (T)	= 0,104 + 0,020 + 0,019	0,002	0,003
Σ4 (1,35Gk	5,60	0,162 (T)	= 0,104 + 0,022 + 0,037	0,002	0,003

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data), Strength (selected), Deflection, OK, Cancel, Table Format File

Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ4(1,35Gk+1,5Wopen_θ+0,9S+0,90T***)
 Units : KN, m, C

Frame : 385 Design Sect: HE220A
 X Mid : -8,400 Design Type: Beam
 Y Mid : 45,000 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Z Mid : 11,200 Sect Class: Class 3
 Length : 5,600 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 5,600 RLLF : 1,000

Area : 0,006 SMajor : 5,152E-04 rMajor : 0,092 AUMajor : 0,001
 IMajor : 5,410E-05 SMinor : 1,777E-04 rMinor : 0,055 AUMinor : 0,004
 IMinor : 1,955E-05 ZMajor : 5,680E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 2,710E-04 Fy : 355000,000

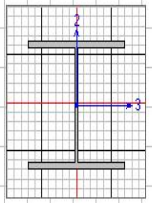
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
5,600	215,582	3,636	2,105	-0,649	-2,284	0,000

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (5.4.8.1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.4.8.1)	0,162	= 0,104	+ 0,022	+ 0,037	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	215,582	781,781	2075,136	1504,615	781,781

MOMENT DESIGN				
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	3,636	166,281	166,281	143,074
Minor Moment	2,105	57,357	57,357	

Units: KN, m, C



5.1.12 ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΤΟΠΙΚΟΥ ΕΓΚΑΡΣΙΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τις οριζόντιες δοκούς (κάτω πέλμα) των τοπικών συνδέσμων δυσκαμψίας, διατομής **TUBO 120x120x8** οφείλεται στο συνδυασμό 36 : 1,35Gk+1,5W (κύρια μεταβλητή ο άνεμος για κλειστή θύρα $\theta=90^\circ$)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 546 Analysis Section: TUBO120x120x8
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: TUBO120x120x8

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK-----	MAJ-SHR	MIN-SHR
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
Σ36(1,35G	0,00	0,054 (T) = 0,054 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
Σ36(1,35G	0,50	0,063 (T) = 0,054 + 0,009 + 0,000	0,002	0,000
Σ36(1,35G	1,00	0,069 (T) = 0,054 + 0,016 + 0,000	0,002	0,000
Σ36(1,35G	1,50	0,074 (T) = 0,054 + 0,020 + 0,000	0,001	0,000
Σ36(1,35G	2,00	0,077 (T) = 0,054 + 0,023 + 0,000	0,000	0,000
Σ36(1,35G	2,50	0,078 (T) = 0,054 + 0,024 + 0,000	0,000	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data)

Strength: Deflection: OK Cancel Table Format File

Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File Units: KN, m, C

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ36(1,35Gk+1,5Wclose_90)
 Units : KN, m, C

Frame : 546 Design Sect: TUBO120x120x8
 X Mid : 5,600 Design Type: Beam
 Y Mid : 2,500 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : 14,000 Sect Class : Class 1
 Length : 5,000 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 2,500 RLLF : 1,000

Area : 0,004 SMajor : 1,255E-04 rMajor : 0,046 AUMajor: 0,002
 IMajor : 7,531E-06 SMinor : 1,255E-04 rMinor : 0,046 AUMinor: 0,002
 IMinor : 7,531E-06 ZMajor : 1,500E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 1,500E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
2,500	62,266	1,187	0,000	0,000	0,000	0,000	

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (5.4.8.1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.4.8.1)	0,078	= 0,054	+ 0,024	+ 0,000	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	62,266	468,120	1156,655	468,120	468,120

MOMENT DESIGN				
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	1,187	48,667	48,667	47,946
Minor Moment	0,000	48,667	48,667	

5.1.13 ΠΛΑΪΝΑ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τα πλαϊνά ζυγώματος, διατομής **HEB340** οφείλεται στο συνδυασμό 10 : 1,35Gk+1,5ΔT⁺+0,9W +0,9S (κύρια μεταβλητή η θερμοκρασία, ο άνεμος για ανοιχτή θύρα θ=0°)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 151 Analysis Section: HE340B
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: HE340B

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ8 (1,35Gk	3,09	0,006 (C)	= 0,006 + 0,000 + 0,000	0,000	0,017
Σ9 (1,35Gk	0,00	0,068 (T)	= 0,068 + 0,000 + 0,000	0,000	0,007
Σ9 (1,35Gk	1,55	0,102 (T)	= 0,069 + 0,000 + 0,033	0,000	0,000
Σ9 (1,35Gk	3,09	0,069 (T)	= 0,069 + 0,000 + 0,000	0,000	0,007
Σ10 (1,35G	0,00	0,287 (T)	= 0,287 + 0,000 + 0,000	0,000	0,009
Σ10 (1,35G	1,55	0,330 (T)	= 0,288 + 0,000 + 0,042	0,000	0,000

Buttons: Overwrites, Details, Tabular Data, Strength, Deflection, OK, Cancel, Table Format File

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ10(1,35Gk+1,5ΔT⁺+0,9Wopen_θ+0,9S)
 Units : KN, m, C

Units: KN, m, C

Frame : 151 Design Sect: HE340B
 X Mid : -36,400 Design Type: Column
 Y Mid : 0,000 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Z Mid : 15,545 Sect Class: Class 1
 Length : 3,090 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 1,545 RLLF : 1,000

Area : 0,017 SMajor : 0,002 rMajor : 0,146 AUMajor : 0,004
 IMajor : 3,666E-04 SMinor : 6,460E-04 rMinor : 0,075 AUMinor : 0,011
 IMinor : 9,690E-05 ZMajor : 0,002 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 9,860E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
1,545	1588,624	0,000	13,373	0,000	0,000	0,000

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation (5.4.8.1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,330	= 0,288	+ 0,000	+ 0,042	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	1588,624	4536,031	5518,636	5368,414	4536,031

MOMENT DESIGN

	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	0,000	777,127	777,127	726,557
Minor Moment	13,373	318,209	318,209	

5.1.14 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, διατομής **TUBO 120x120x20** οφείλεται στο συνδυασμό $12 : 1,35Gk+1,5\Delta T^+ +0,9W +0,9S$ (κύρια μεταβλητή η θερμοκρασία, ο άνεμος για ανοιχτή θύρα $\theta = -90^\circ$)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 345 Analysis Section: TUBO120x120x20
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: TUBO120x120x20

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ10 (1,35G	7,51	0,064 (C)	= 0,064 + 0,000 + 0,000	0,002	0,000
Σ11 (1,35G	0,00	0,314 (C)	= 0,314 + 0,000 + 0,000	0,002	0,000
Σ11 (1,35G	3,75	0,370 (C)	= 0,309 + 0,061 + 0,000	0,000	0,000
Σ11 (1,35G	7,51	0,303 (C)	= 0,303 + 0,000 + 0,000	0,002	0,000
Σ12 (1,35G	0,00	0,753 (C)	= 0,753 + 0,000 + 0,000	0,002	0,000
Σ12 (1,35G	3,75	0,808 (C)	= 0,747 + 0,061 + 0,000	0,000	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data), Strength (selected), Deflection, OK, Cancel, Table Format File

Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ12(1,35Gk+1,50T⁺+0,9Wopen₋₉₀+0,9S)
 Units : KN, m, C

Units: KN, m, C

Frame : 345 Design Sect: TUBO120x120x20
 X Mid : -36,400 Design Type: Brace
 Y Mid : 2,500 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Z Mid : 2,800 Sect Class : Class 1
 Length : 7,507 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 3,754 RLLF : 1,000

Area : 0,008 SMajor : 2,312E-04 rMajor : 0,042 AUMajor : 0,005
 IMajor : 1,387E-05 SMinor : 2,312E-04 rMinor : 0,042 AUMinor : 0,005
 IMinor : 1,387E-05 ZMajor : 3,040E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 3,040E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
3,754	-315,646	3,978	0,000	0,000	0,000	0,000

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,808	= 0,747	+ 0,061	+ 0,000	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-315,646	422,542	2581,818	422,542	422,542

MOMENT DESIGN					
	M.Sd Moment	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb.Rd Capacity	Nb.Rd Capacity
Major Moment	3,978	98,109	98,109	94,850	
Minor Moment	0,000	98,109	98,109		

5.1.15 ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας, διατομής **TUBO 140x140x20** οφείλεται στο συνδυασμό 4 : 1,35Gk +0,9S +0,9ΔT⁺ +1,5W (κύρια μεταβλητή ο άνεμος για ανοιχτή θύρα θ=0°)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 419 Analysis Section: TUBO140x140x20
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: TUBO140x140x20

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ2 (1,35Gk)	7,51	0,222 (C)	= 0,222 + 0,000 + 0,000	0,004	0,000
Σ3 (1,35Gk)	0,00	0,365 (C)	= 0,365 + 0,000 + 0,000	0,004	0,000
Σ3 (1,35Gk)	3,75	0,441 (C)	= 0,365 + 0,076 + 0,000	0,000	0,000
Σ3 (1,35Gk)	7,51	0,365 (C)	= 0,365 + 0,000 + 0,000	0,004	0,000
Σ4 (1,35Gk)	0,00	0,642 (C)	= 0,642 + 0,000 + 0,000	0,004	0,000
Σ4 (1,35Gk)	3,75	0,718 (C)	= 0,642 + 0,076 + 0,000	0,000	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data)

Strength: Deflection: OK Cancel Table Format File

Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ4(1,35Gk+1,5Wopen_0+0,9S+0,90T⁺*)
 Units : kN, m, C

Frame : 419 Design Sect: TUBO140x140x20
 X Mid : 5,000 Design Type: Brace
 Y Mid : 2,500 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Z Mid : 17,060 Sect Class: Class 1
 Length : 7,509 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 3,754 RLLF : 1,000

Area : 0,010 SMajor : 3,383E-04 rMajor : 0,050 AUMajor: 0,006
 IMajor : 2,368E-05 SMinor : 3,383E-04 rMinor : 0,050 AUMinor: 0,006
 IMinor : 2,368E-05 ZMajor : 4,360E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 4,360E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
3,754	-452,018	7,169	0,000	0,000	0,000	0,000

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,718	= 0,642	+ 0,076	+ 0,000	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-452,018	704,401	3098,182	704,401	704,401

MOMENT DESIGN				
	M.Sd Moment	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb.Rd Capacity
Major Moment	7,169	140,709	140,709	137,042
Minor Moment	0,000	140,709	140,709	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 | ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΝΤΟΧΗΣ-ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

5.1.16 ΔΙΚΤΥΩΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για το δικτύωμα υποστυλώματος διατομής **HEA 220** οφείλεται στο συνδυασμό $1 : 1,35Gk + 1,5S + 0,9\Delta T^+ + 0,9W$ (κύρια μεταβλητή το χιόνι, ο άνεμος για ανοιχτή θύρα $\theta=0^\circ$)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 30 Analysis Section: HE220A
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: HE220A

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ1 (1,35Gk)	0,00	0,555 (C)	= 0,555 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
Σ1 (1,35Gk)	1,98	0,562 (C)	= 0,554 + 0,008 + 0,000	0,000	0,000
Σ1 (1,35Gk)	3,96	0,554 (C)	= 0,554 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
Σ2 (1,35Gk)	0,00	0,132 (C)	= 0,132 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
Σ2 (1,35Gk)	1,98	0,138 (C)	= 0,131 + 0,007 + 0,000	0,000	0,000
Σ2 (1,35Gk)	3,96	0,130 (C)	= 0,130 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data)

Strength: Deflection: OK Cancel Table Format File

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ1(1,35Gk+1,5S+0,9ΔT⁺+0,9Wopen_0)
 Units : KN, m, C

Units: KN, m, C

Frame : 30 Design Sect: HE220A
 X Mid : -35,000 Design Type: Brace
 Y Mid : 0,000 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Z Mid : 12,600 Sect Class: Class 3
 Length : 3,960 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 1,980 RLLF : 1,000

Area : 0,006 SMajor : 5,152E-04 rMajor : 0,092 AUMajor : 0,001
 IMajor : 5,410E-05 SMinor : 1,777E-04 rMinor : 0,055 AUMinor : 0,004
 IMinor : 1,955E-05 ZMajor : 5,680E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 2,710E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
1,980	-662,124	0,944	0,000	0,000	0,000	0,000

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,562	= 0,554	+ 0,008	+ 0,000	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-662,124	1194,359	2075,136	1772,684	1194,359

MOMENT DESIGN

	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	0,944	166,281	166,281	139,522
Minor Moment	0,000	57,357	57,357	

5.1.17 ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για την οριζόντια διασύνδεση υποστυλώματος, διατομής **TUBO 90X90X5** οφείλεται στο συνδυασμό 6 : 1,35Gk +0,9S +0,9ΔT⁺ +1,5W (κύρια μεταβλητή ο άνεμος για ανοιχτή θύρα θ=-90°)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 338 Analysis Section: TUBO90X90X5
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: TUBO90X90X5

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ6 (1,35Gk	0,48	0,508 (C)	= 0,489 + 0,019 + 0,000	0,003	0,000
Σ6 (1,35Gk	0,96	0,524 (C)	= 0,489 + 0,035 + 0,000	0,002	0,000
Σ6 (1,35Gk	1,43	0,537 (C)	= 0,489 + 0,048 + 0,000	0,002	0,000
Σ6 (1,35Gk	1,91	0,545 (C)	= 0,489 + 0,056 + 0,000	0,001	0,000
Σ6 (1,35Gk	2,39	0,551 (C)	= 0,489 + 0,062 + 0,000	0,000	0,000
Σ6 (1,35Gk	2,87	0,552 (C)	= 0,489 + 0,063 + 0,000	0,000	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data)

Strength: Deflection: OK Cancel Table Format File

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File Units: KN, m, C

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ6(1,35Gk+1,5Wopen_90+0,9S+0,90T+*)
 Units : KN, m, C

Frame : 338 Design Sect: TUBO90X90X5
 X Mid : -35,000 Design Type: Beam
 Y Mid : 2,500 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Z Mid : 11,200 Sect Class: Class 1
 Length : 5,731 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 2,865 RLLF : 1,000

Area : 0,002 SMajor : 4,564E-05 rMajor : 0,035 AUMajor: 9,000E-04
 IMajor : 2,054E-06 SMinor : 4,564E-05 rMinor : 0,035 AUMinor: 9,000E-04
 IMinor : 2,054E-06 ZMajor : 5,425E-05 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 5,425E-05 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
2,865	-51,952	0,740	0,000	0,000	0,000	0,000

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,552	= 0,489	+ 0,063	+ 0,000	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-51,952	106,217	548,636	106,217	106,217

MOMENT DESIGN				
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	0,740	17,508	17,508	16,999
Minor Moment	0,000	17,508	17,508	

5.1.18 ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τον κορμό υποστυλώματος, διατομής **HEB 340** οφείλεται στο συνδυασμό 33 : 1,35Gk + 1,5ΔT + 0,9S + 0,9W (κύρια μεταβλητή η θερμοκρασία ,ο άνεμος για κλειστή θύρα $\theta=0^\circ$)

Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: 6 Analysis Section: HE340B
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: HE340B

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
Σ32 (1,35G	0,00	0,129 (T)	= 0,129 + 0,000 + 0,000	0,004	0,000
Σ32 (1,35G	1,40	0,141 (T)	= 0,129 + 0,006 + 0,006	0,004	0,000
Σ32 (1,35G	2,80	0,154 (T)	= 0,130 + 0,012 + 0,013	0,004	0,000
Σ33 (1,35G	0,00	0,191 (C)	= 0,191 + 0,000 + 0,000	0,007	0,001
Σ33 (1,35G	1,40	0,212 (C)	= 0,190 + 0,012 + 0,010	0,007	0,001
Σ33 (1,35G	2,80	0,233 (C)	= 0,190 + 0,023 + 0,020	0,007	0,001

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data), Strength (selected), Deflection, OK, Cancel, Table Format File

Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : Σ33(1,35Gk+1,5ΔT+0,9Wclose_0+0,9S)
 Units : KN, m, C

Frame : 6 Design Sect: HE340B
 X Mid : -33,600 Design Type: Column
 Y Mid : 0,000 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Z Mid : 1,400 Sect Class: Class 1
 Length : 2,800 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 2,800 RLLF : 1,000

Area : 0,017 SMajor : 0,002 rMajor : 0,146 AUMajor : 0,004
 IMajor : 3,666E-04 SMinor : 6,460E-04 rMinor : 0,075 AUMinor : 0,011
 IMinor : 9,690E-05 ZMajor : 0,002 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 9,860E-04 Fy : 355000,000

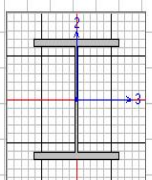
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
2,800	-889,645	15,948	6,898	-5,696	-2,463	0,000

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,233	= 0,190	+ 0,023	+ 0,020	0,950	OK

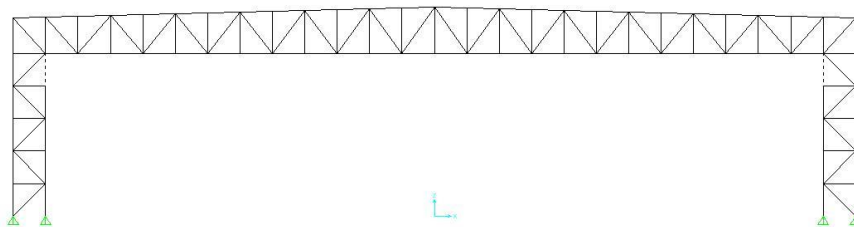
AXIAL FORCE DESIGN					
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-889,645	4692,736	5518,636	4878,327	4692,736

MOMENT DESIGN				
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	15,948	777,127	777,127	757,617
Minor Moment	6,898	318,289	318,289	

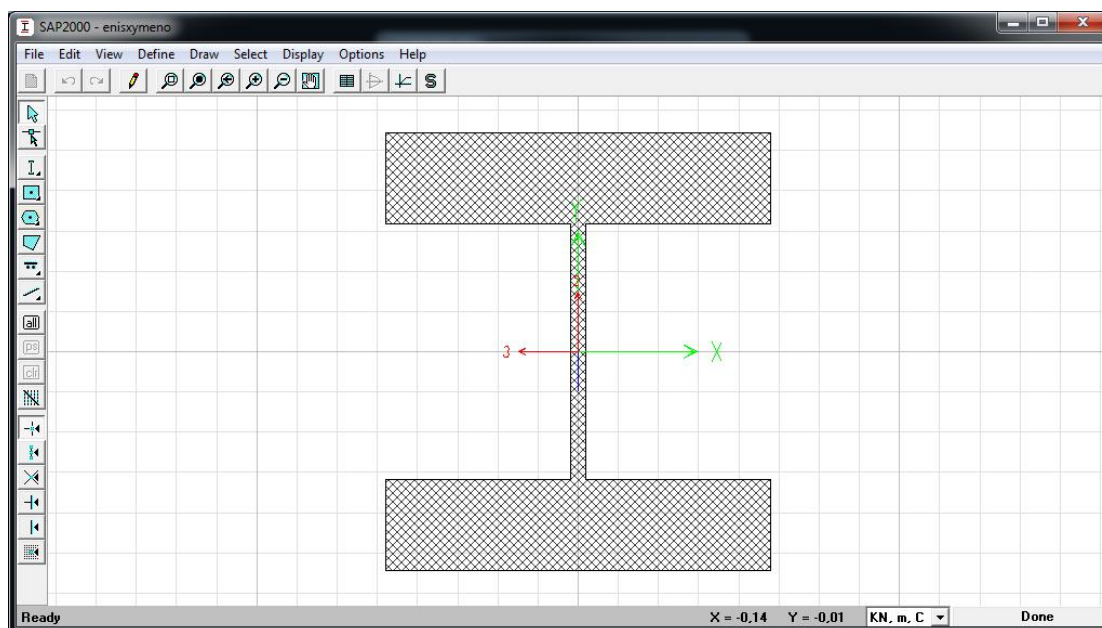
Units: KN, m, C



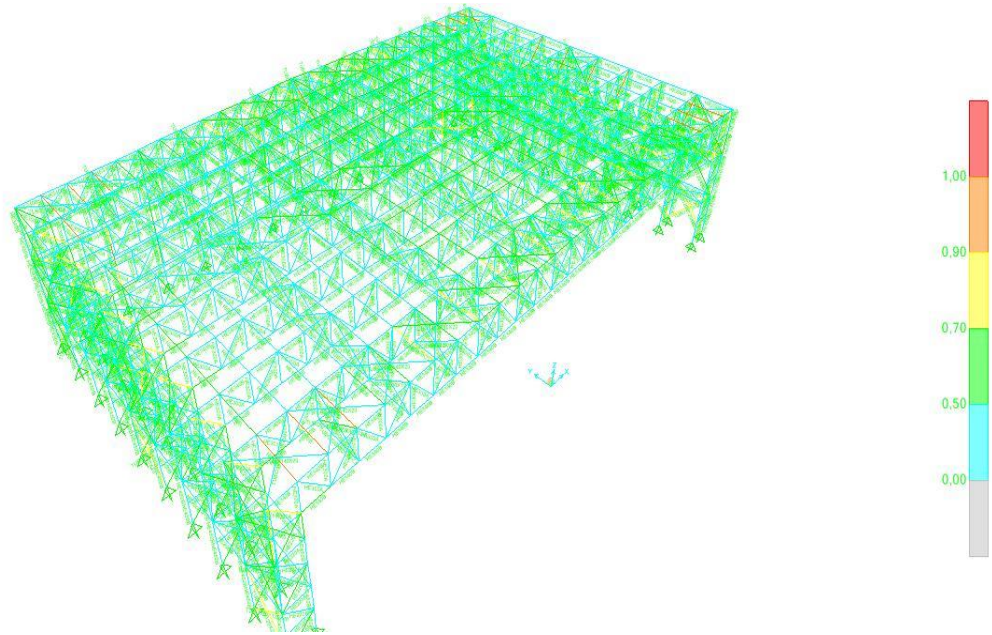
Κατά τον έλεγχο επάρκειας των διατομών παρουσιάστηκε πρόβλημα με την αντοχή της διατομής του ανώτερου τμήματος του εσωτερικού μέλους του υποστυλώματος που συνδέεται με το ζύγωμα. Για την αντιμετώπιση αυτού του προβλήματος αποφασίσαμε να επιλέξουμε διαφορετική διατομή από ότι στα υπόλοιπα τμήματα του υποστυλώματος γιατί σε εκείνη την περιοχή λόγω έντονης θλίψης παρουσιάζονται προβλήματα τοπικού λυγισμού οπότε κρίθηκε απαραίτητο να ενισχυθεί τοπικά η διατομή. Αυτό έγινε με την κατασκευή συγκολλητής διατομής με αυξημένη διατομή πελμάτων ώστε η διατομή να είναι ενισχυμένη και να παρουσιάζει μεγάλη ροπή αδρανείας για να αποφευχθούν τα προβλήματα λυγισμού. Το συνολικό ύψος όμως της διατομής πρέπει να είναι ίσο με του HEB 340 για να διευκολυνθεί η κοιλίωση σε εκείνο το σημείο και να μην δημιουργηθούν δυσκολίες κατά την φάση ανέγερσης και κατασκευής.



Σχ. 5.1 Προβληματικό μέλος



Σχ. 5.2 Συγκολλητή διατομή



Σχ. 5.3 Αποτελέσματα επάρκειας διατομών του φορέα στο SAP 2000

5.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ

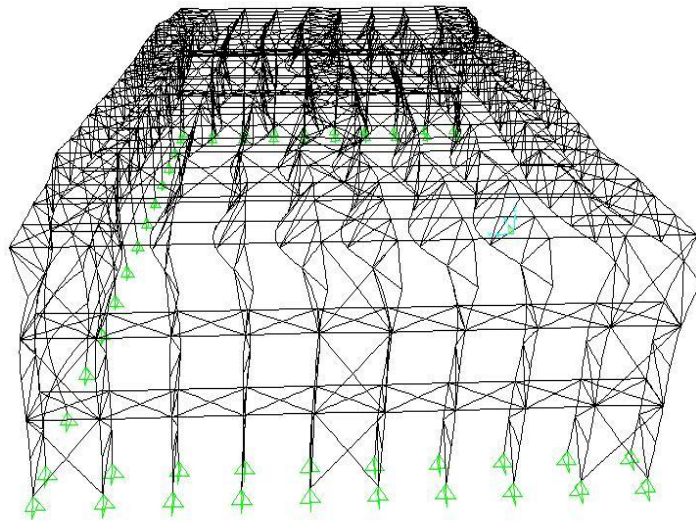
StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,698179	1,463E-19	0,71052	0,000004741	1,463E-19	0,71052
2	0,371267	5,018E-16	0,00805	0,01768	5,02E-16	0,71856
3	0,368635	6,878E-15	0,00019	0,51598	7,38E-15	0,71875
4	0,298258	0,37729	2,885E-16	3,985E-17	0,37729	0,71875
5	0,290572	0,4835	4,028E-15	2,188E-17	0,86079	0,71875
6	0,274854	0,00492	1,271E-14	1,929E-16	0,86571	0,71875
7	0,26603	0,01359	1,589E-15	8,086E-16	0,8793	0,71875
8	0,247727	1,614E-14	0,000001729	0,00019	0,8793	0,71875
9	0,19894	0,000001174	4,512E-15	2,508E-16	0,8793	0,71875
10	0,180818	4,118E-15	0,14267	0,000000695	0,8793	0,86143
11	0,179743	0,00107	7,044E-15	5,468E-14	0,88037	0,86143
12	0,159207	0,000006233	3,684E-14	3,578E-14	0,88038	0,86143
13	0,155991	1,144E-12	2,191E-10	2,621E-10	0,88038	0,86143
14	0,155991	8,529E-13	5,259E-09	1,735E-09	0,88038	0,86143
15	0,155728	0,00002055	9,234E-16	5,044E-14	0,8804	0,86143
16	0,155659	0,00009877	1,508E-15	1,898E-14	0,8805	0,86143
17	0,15157	1,143E-08	1,039E-14	1,696E-14	0,8805	0,86143
18	0,151011	3,429E-07	2,232E-14	2,743E-13	0,8805	0,86143
19	0,150677	1,447E-07	4,1E-14	4,441E-14	0,8805	0,86143
20	0,150614	1,144E-07	2,212E-15	5,217E-15	0,8805	0,86143
21	0,150549	3,914E-08	1,569E-16	3,196E-16	0,8805	0,86143
22	0,149425	0,000002394	2,409E-15	4,627E-14	0,8805	0,86143
23	0,148605	0,00001602	1,986E-13	6,866E-14	0,88051	0,86143
24	0,148297	6,164E-13	0,00025	1,429E-07	0,88051	0,86168
25	0,147873	4,764E-13	2,304E-08	1,075E-08	0,88051	0,86168
26	0,147872	3,295E-14	4,455E-08	3,504E-09	0,88051	0,86168
27	0,147706	0,0000534	3,127E-15	6,96E-14	0,88057	0,86168
28	0,147329	0,00001028	1,165E-14	2,44E-13	0,88058	0,86168
29	0,146346	5,364E-13	0,01009	0,000000461	0,88058	0,87176
30	0,146191	0,00003743	1,17E-13	1,119E-15	0,88062	0,87176
31	0,145553	0,00003144	4,18E-11	4,251E-14	0,88065	0,87176
32	0,14543	8,203E-12	0,000046	3,428E-10	0,88065	0,87181
33	0,142494	6,653E-14	8,194E-07	6,711E-08	0,88065	0,87181
34	0,141128	4,459E-14	0,00023	2,019E-10	0,88065	0,87204
35	0,140566	1,147E-13	3,918E-11	5,762E-09	0,88065	0,87204
36	0,140368	8,923E-15	1,847E-07	6,525E-08	0,88065	0,87204
37	0,140345	4,062E-13	0,000009594	7,75E-10	0,88065	0,87205
38	0,140331	7,591E-14	4,353E-07	7,542E-08	0,88065	0,87205
39	0,140241	1,255E-13	1,808E-11	5,042E-10	0,88065	0,87205
40	0,140094	0,000005001	1,789E-12	6,22E-14	0,88065	0,87205

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 | ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΝΤΟΧΗΣ-ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

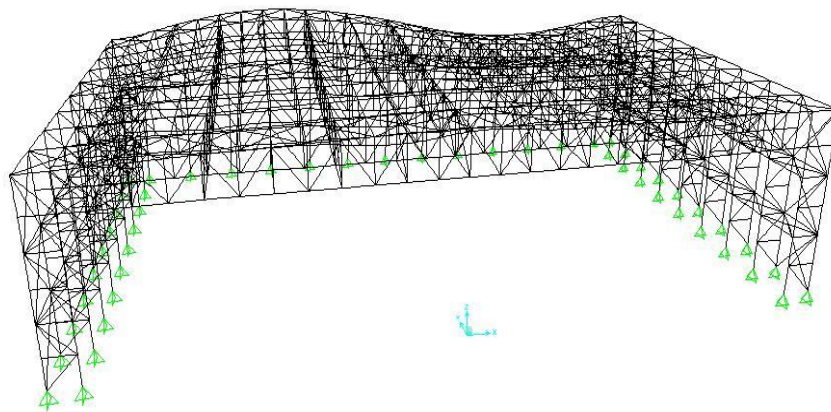
41	0,140005	0,00002267	5,782E-14	5,342E-15	0,88067	0,87205
42	0,139275	0,00007629	6,9E-11	1,275E-13	0,88075	0,87205
43	0,138388	5,781E-13	0,00878	1,612E-07	0,88075	0,88083
<u>44</u>	<u>0,132149</u>	<u>0,02472</u>	<u>3,96E-13</u>	<u>2,883E-14</u>	<u>0,90547</u>	<u>0,88083</u>
45	0,13088	0,00001827	1,701E-11	1,79E-15	0,90549	0,88083
46	0,130073	0,00898	4,47E-11	8,198E-14	0,91446	0,88083
47	0,129834	1,026E-09	0,00018	5,154E-08	0,91446	0,88101
48	0,127595	0,00002337	2,766E-10	4,551E-14	0,91449	0,88101
49	0,126521	5,031E-15	0,00089	3,762E-08	0,91449	0,88191
50	0,12508	0,00064	1,18E-11	1,629E-14	0,91512	0,88191
51	0,124289	6,367E-12	0,00002965	5,505E-09	0,91512	0,88194
52	0,124141	0,00009142	1,634E-11	7,924E-15	0,91521	0,88194
53	0,122708	2,295E-07	1,103E-13	1,961E-14	0,91521	0,88194
54	0,122165	0,000000525	3,461E-14	2,601E-15	0,91522	0,88194
55	0,121939	1,081E-08	3,845E-14	1,73E-16	0,91522	0,88194
56	0,121829	1,969E-08	3,488E-14	2,277E-15	0,91522	0,88194
57	0,121386	0,00001036	5,463E-11	1,188E-15	0,91523	0,88194
58	0,119375	6,026E-14	0,00012	6,401E-10	0,91523	0,88206
59	0,110818	0,000005662	3,148E-12	9,326E-15	0,91523	0,88206
<u>60</u>	<u>0,106117</u>	<u>2,342E-14</u>	<u>0,03275</u>	<u>5,439E-07</u>	<u>0,91523</u>	<u>0,9148</u>

Πίνακας 5.1 Συμμετοχή δρώσων ιδιομορφικών μαζών

Η πρώτη ιδιομορφή που πληρεί τις απαιτήσεις του ευρωκώδικα , σύμφωνα με το κεφάλαιο 2.6.1.2, είναι η 44 για τη διεύθυνση x ($T_{44}=0,132149$) και η 60 για τη διεύθυνση y ($T_{60}= 0,106117$)



Σχ. 5.3 Ιδιομορφή 60 για σεισμική καταπόνηση κατά τη διεύθυνση y

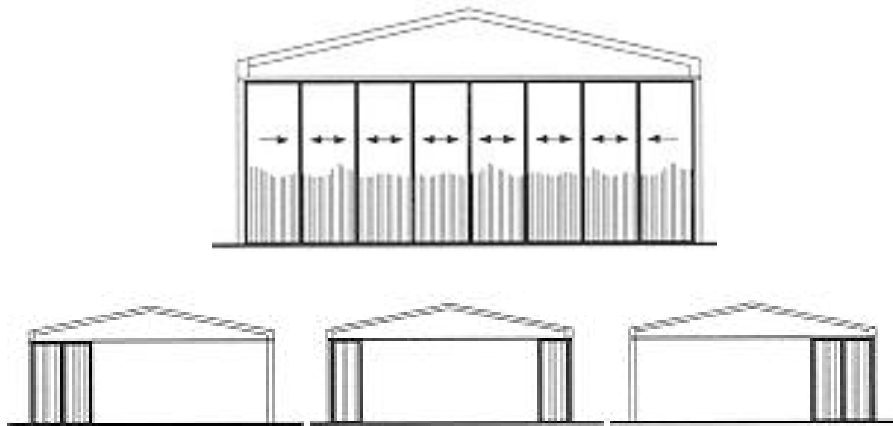


Σχ. 5.4 Ιδιομορφή 44 για σεισμική καταπόνηση κατά τη διεύθυνση x

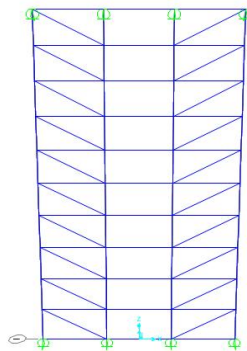
6.1 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΘΥΡΑΣ

Στην πρόσοψη του υπόστεγου θα τοποθετηθεί μεταλλική συρόμενη πόρτα, αποτελούμενη από οχτώ φύλλα πλάτους 8,4m και ύψους 14,00m δίνοντας την δυνατότητα συνολικού ανοίγματος 50,4m.

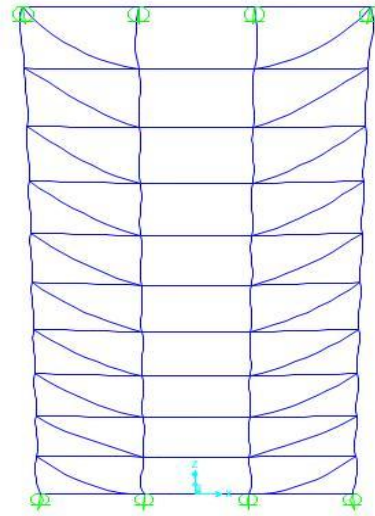
Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση της θύρας εξετάστηκε το ένα από τα τέσσερα φύλλα. Ο σκελετός του κάθε φύλλου αποτελείται από τέσσερα κατακόρυφα στοιχεία και από δέκα οριζόντια στοιχεία. Η απόσταση μεταξύ των κατακόρυφων στοιχείων είναι 1,4m και η απόσταση των οριζόντιων είναι 2,8m. Για τη διατήρηση του ορθογωνικού σχήματος και τον περιορισμό των παραμορφώσεων τα φύλλα φέρουν διαγώνιες ράβδους. Τα φορτία που εφαρμόστηκαν είναι το ίδιο βάρος των μελών, η θερμοκρασία και ο δυσμενέστερος συντελεστής ανέμου που στη περίπτωση μας είναι ίσος με $1,31 \text{ KN/m}^2$.



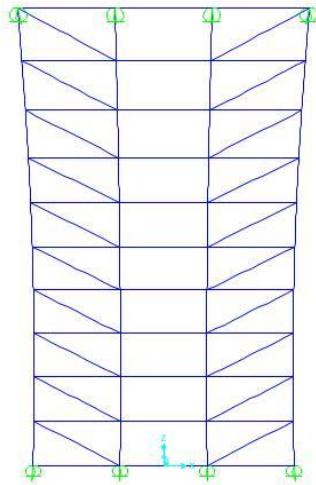
Σχ. 6.1 Διάταξη των φύλλων για μέγιστο άνοιγμα



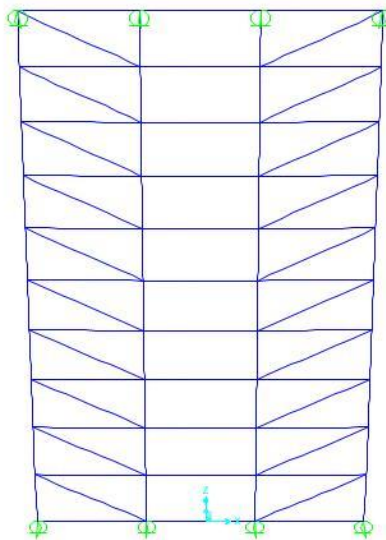
Σχ. 6.2 Διάταξη στοιχείων φύλλου θύρας



Σχ. 6.3 Παραμόρφωση λόγω ιδίου βάρους



Σχ. 6.4 Παραμόρφωση λόγω ανέμου



Σχ. 6.5 Παραμόρφωση λόγω θερμοκρασίας

6.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΥΡΑΣ

6.2.1 ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ ΦΥΛΛΟΥ ΤΗΣ ΘΥΡΑΣ

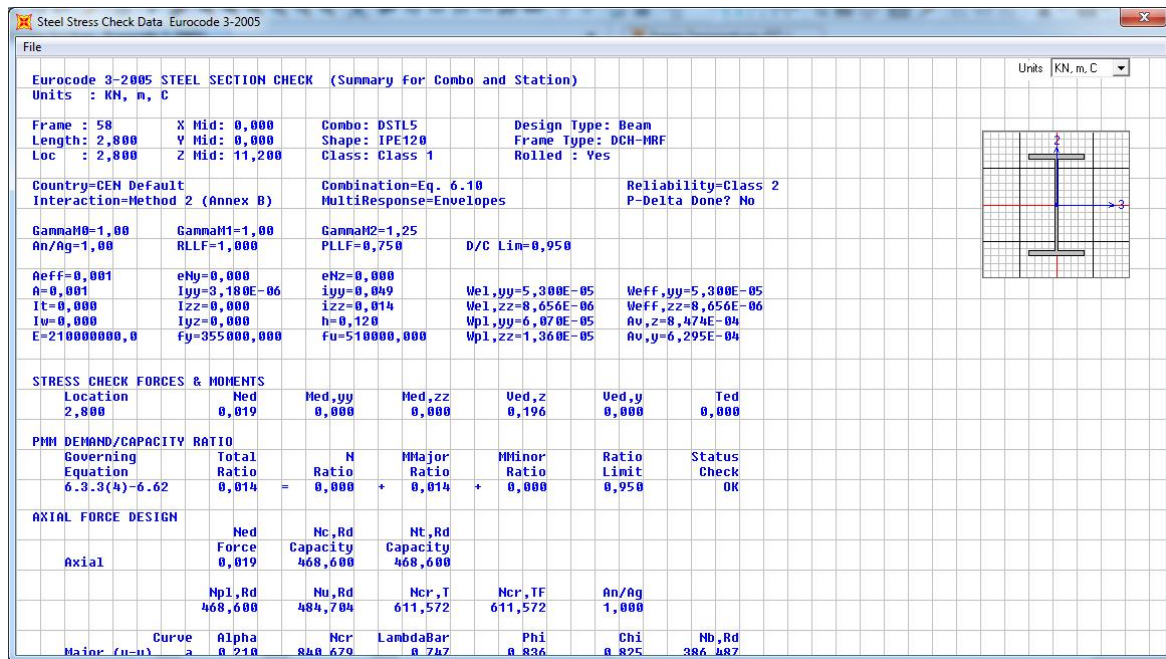
Για τα τέσσερα κάθετα και τα δύο ακραία οριζόντια μέλη επιλέξαμε διατομή IPE 300

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 60	X Mid: 0,000	Combo: DSTLS	Design Type: Beam				
Length: 2,800	Y Mid: 0,000	Shape: IPE300	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 2,800	Z Mid: 14,000	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2		P-Delta Done? No	
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes					
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950				
Aeff=0,005	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,005	Iyy=8,356E-05	Iyy=0,125	Wel,yy=5,571E-04	Weff,yy=5,571E-04			
It=0,000	Izz=6,040E-06	Izz=0,034	Wl,zz=8,053E-05	Weff,zz=8,053E-05			
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,300	Wpl,yy=6,280E-04	Wp,z=0,003			
E=199947978,8	fy=344737,894	Fu=448159,263	Wpl,zz=1,250E-04	Wp,y=0,003			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted	
2,800	-0,174	0,000	0,000	0,783	0,000	0,000	
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(4)-6.62	0,003	= 0,000	+ 0,003	+ 0,000	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
Axial	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
	-0,174	1854,690	1735,990				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1854,690	1735,990	2828,974	2828,974	1,000		
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd	
Major (u-u)	a	21832,809	a 297	a 554	a 978	1814,265	

Σχ. 6.6 Ανάλυση κατακόρυφου μέλους

6.2.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ ΦΥΛΛΟΥ ΤΗΣ ΘΥΡΑΣ

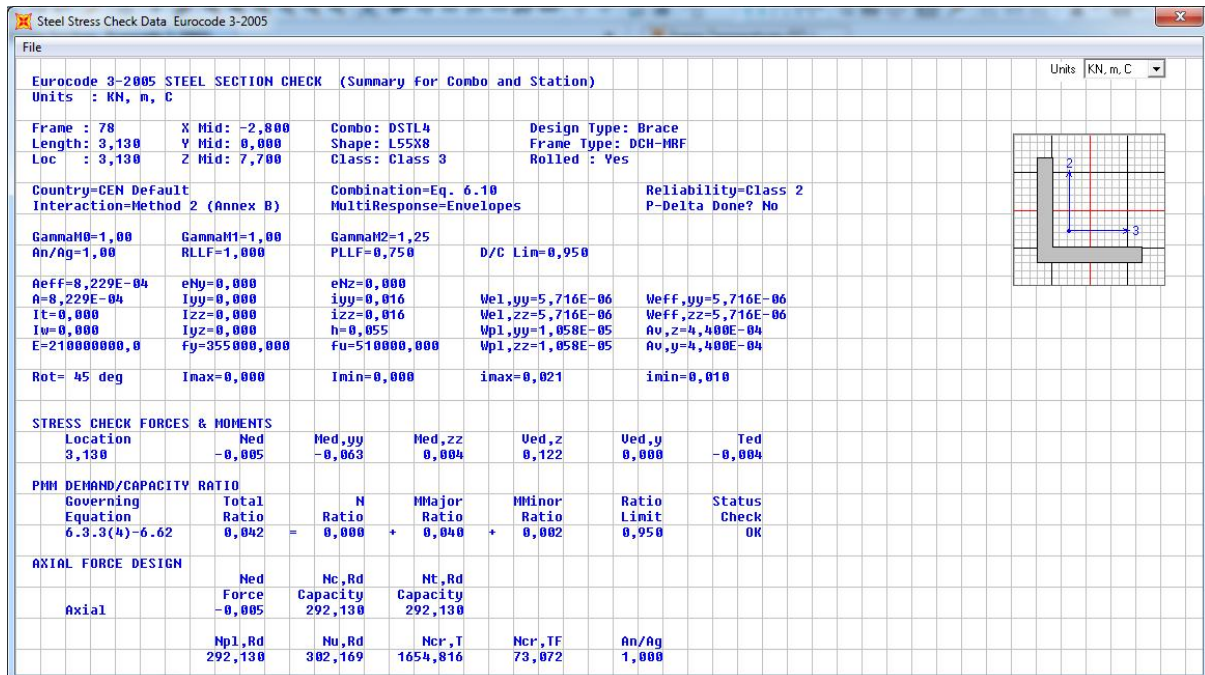
Επιλέξαμε διατομή IPE 120



Σχ. 6.7 Ανάλυση οριζοντίου μέλους

6.2.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΓΩΝΙΩΝ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ ΦΥΛΛΟΥ ΤΗΣ ΘΥΡΑΣ

Επιλέξαμε διατομή L55x8



Σχ. 6.8 Ανάλυση διαγωνίου μέλους

Τα φύλλα κυλίνονται σε συνολικά τέσσερις ράγες, ενώ στο πάνω μέρος τους υπάρχουν οδηγοί που εξασφαλίζουν τα φύλλα έναντι ανατροπής.

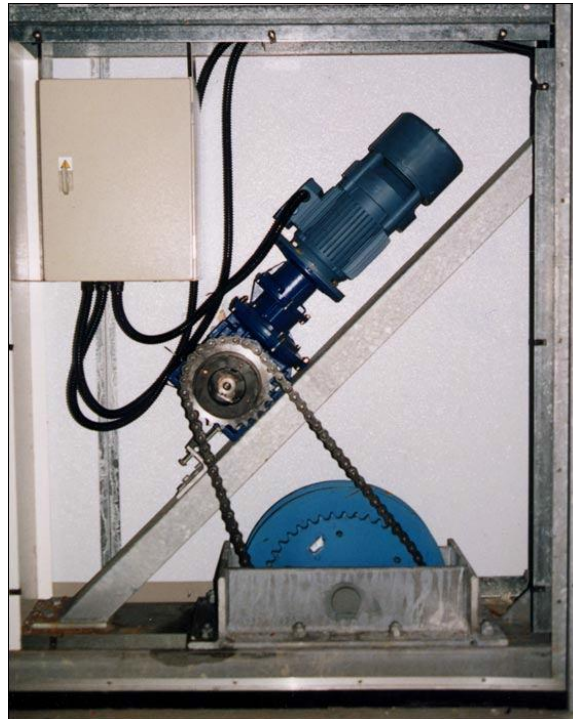


Σχ. 6.9 Ράγες κυλίσεως

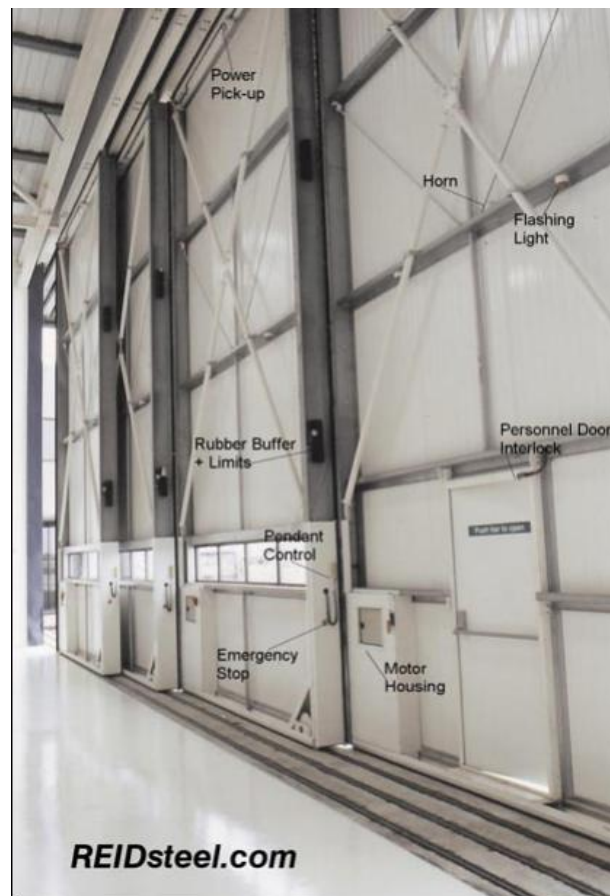
Το μέγιστο ύψος διέλευσης είναι 14 μέτρα. Τα φύλλα μετακινούνται με τη βοήθεια ηλεκτροκίνητου μηχανισμού, αλλά και χειροκίνητα εάν αυτό είναι απαραίτητο.



Σχ. 6.10 Χειριστήρια του μηχανισμού των φύλλων



Σχ. 6.11 Μηχανισμός μετακίνησης των φύλλων



Το ίδιο βάρος κάθε φύλλου μεταφέρεται στη ράγα στην οποία κυλίνεται ενώ τα φορτία του ανέμου κατανέμονται εξίσου στον οδηγό και στη ράγα κυλίσεως. Στο μέσο του πλαισίου στο οποίο στηρίζεται το σύστημα της πόρτας εμφανίζεται βέλος λόγω της κάμψης από τα ίδια βάρη, το φορτίο του χιονιού και την ανεμοπίεση.

Προκειμένου να εξασφαλίζεται η ανεμπόδιστη λειτουργία των θυρών είναι απαραίτητο σε κάθε φύλλο εσωτερικά να τοποθετήσουμε ένα έμβολο, έτσι ώστε να γίνεται η κύλιση του ομαλά ανεξάρτητα από το βέλος κάμψης. Η μέγιστη τιμή του βέλους θα εμφανιστεί στο μέσον του δικτυώματος. Το βέλος που δημιουργείται από το ίδιο βάρος του φορέα «εξουδετερώνεται» μέσω κατασκευαστικού αντιβέλους ύψους 0,0587m.

Το μέγιστο βέλος προκύπτει από τον τύπο:

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

- δ_1 : το βέλος λόγω μόνιμων δράσεων
- δ_2 : το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων
- δ_0 : το αρχικό αντιβέλος στην αφόρτιστη κατάσταση

• **Βέλος κάτω**

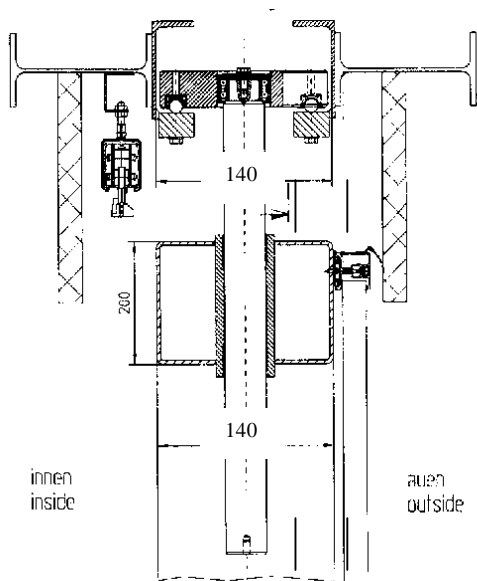
- $\delta_1 = 0,0587\text{m}$ (μόνιμα = -0,0436, panel/HM = -0,0151)
- $\delta_2 = -0,0390$ (από το συνδυασμό σε ΟΚΛ με κύρια μεταβλητή το χιόνι και άνεμο για ανοιχτή θύρα 0°)
- $\delta_0 = 0,0587\text{m}$
- Προκύπτει $\delta_{\min} = -0,0390\text{m}$

• **Βέλος πάνω**

- $\delta_1 = 0,0587\text{m}$
- $\delta_2 = 0,0802\text{m}$ (δ_2 ανέμου για ανοιχτη θυρα 90°)
- $\delta_0 = 0,0585\text{m}$
- $\delta_{\max} = 0,0802\text{m}$

$$\delta_{\min} + \delta_{\max} = 0,0802 + 0,0587 = 0,1389$$

Όπως προκύπτει από τα παραπάνω, το έμβολο σε κάθε φύλλο πρέπει να έχει μήκος τουλάχιστον 140mm για να καλύπτονται οι παραμορφώσεις του φορέα.



Σχ.6.12 Σχεδιάγραμμα του εμβόλου

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1) Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης: «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
- 2) Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος: «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί την κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2^η έκδοση
- 3) Ι.Βάγιας, Ι.Ερμόπουλος, Γ.Ιωαννίδης: «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ: Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3 ΤΟΜΟΣ Ι. Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2^η έκδοση
- 4) Μ.Παπαδρακάκης: «ΜΑΘΗΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ V: ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΡΑΒΔΩΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ ΣΥΓΧΡΟΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ». Εκδόσεις ΕΜΠ 1996
- 5) Β.Κ.Παπαζάχος, Γ.Φ.Καρακαίσης, Π.Μ.Χατζηδημητρίου: «Εισαγωγή στη ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΑ». Εκδόσεις ΖΗΤΗ, Θεσσαλονίκη 2005
- 6) EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια CEN, Απρίλιος 2002
- 7) EN 1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού CEN Ιούλιος 2003
- 8) EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις-Δράσεις ανέμου CEN, Ιανουάριος 2004
- 9) EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
- 10) Ηλεκτρονικές σημειώσεις μαθημάτων: Σιδηρές Κατασκευές Ι και Σιδηρές Κατασκευές ΙΙ