



# ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

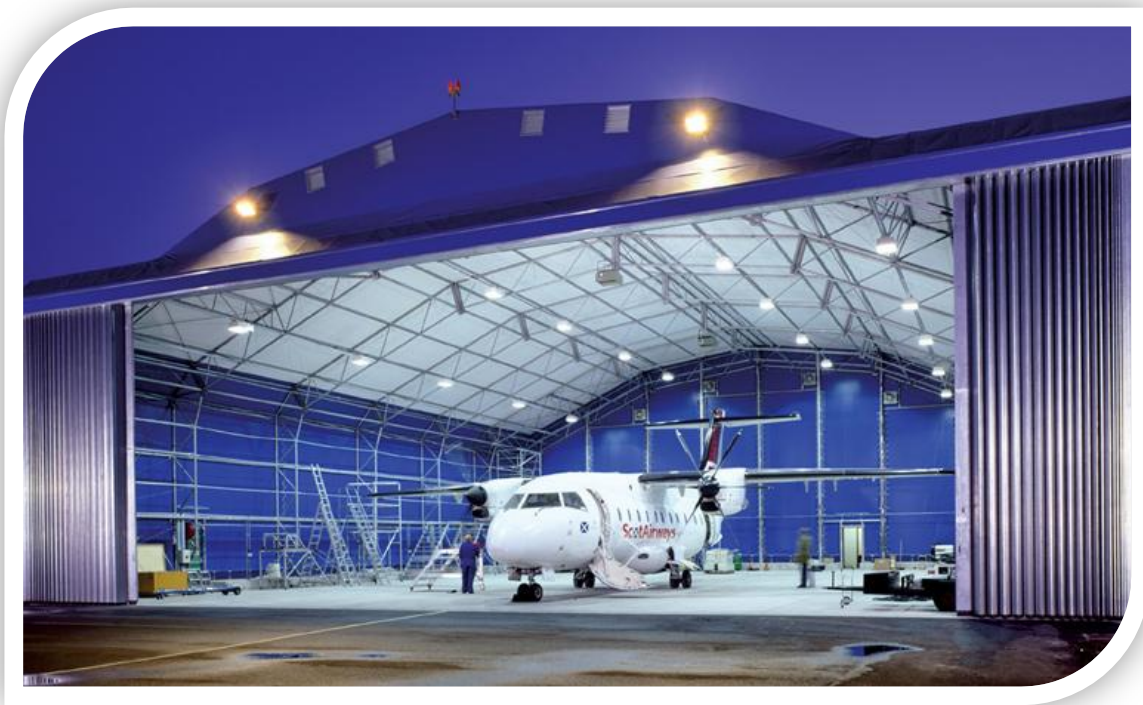
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Δ.Π.Μ.Σ "ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

## ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ ΣΥΝΤΗΡΗΣΗΣ ΑΕΡΟΣΚΑΦΩΝ



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Του

Ζώταλη Μιχαήλ

Επιβλέπων: Γ. Ιωαννίδης

Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2013









**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**  
Δ.Π.Μ.Σ "ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ"

**ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ**  
**ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ ΣΥΝΤΗΡΗΣΗΣ**  
**ΑΕΡΟΣΚΑΦΩΝ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Του

Ζώταλη Μιχαήλ

Επιβλέπων: Γ. Ιωαννίδης

Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2013





**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**  
Δ.Π.Μ.Σ "ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ"

**ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ**  
**ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ ΣΥΝΤΗΡΗΣΗΣ**  
**ΑΕΡΟΣΚΑΦΩΝ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Του

Ζώταλη Μιχαήλ

Εγκρίθηκε από την τριμελή επιτροπή:

.....

Γ. Ιωαννίδης

Καθηγητής Ε.Μ.Π.

.....

Ι. Ραυτογιάννης

Επ.Καθηγητής Ε.Μ.Π

.....

Τ. Αβραάμ

Λέκτορας Ε.Μ.Π

ΑΘΗΝΑ, ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2013





.....

ΜΙΧΑΗΛ Η. ΖΩΤΑΛΗΣ

Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

MSc. στο "Δομοστατικό Σχεδιασμό & Ανάλυση Κατασκευών"

Copyright © Ζώταλης Η. Μιχαήλ, 2013

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν τις επίσημες θέσεις του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.



# Πρόλογος

---

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες προς τον κ. Γ. Ιωαννίδη, καθηγητή του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών, του τομέα Δομοστατικής του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για τη συμπαράσταση και τη συμβολή του στην εκπόνηση αυτής της μεταπτυχιακής εργασίας.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου για την αμέριστη συμπαράσταση και τη βοήθεια που μου προσέφεραν, ώστε να ολοκληρώσω τις μεταπτυχιακές σπουδές μου αδιάκοπτα και απερίσπαστα.

Αθήνα, ... Φεβρουαρίου 2013  
Ζώταλης Μιχαήλ







# Περίληψη

Σκοπός της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι η μελέτη και η διαστασιολόγηση εναλλακτικών τρόπων σχεδιασμού ενός υπόστεγου συντήρησης αεροσκαφών. Το υπόστεγο προβλέπεται να έχει τη δυνατότητα ταυτόχρονης φιλοξενίας και συντήρησης δύο αεροσκαφών τύπου ATR72. Ο σχεδιασμός των εναλλακτικών προτάσεων έγινε βάσει των γενικών αρχών που διέπουν την σχεδίαση υπόστεγων και των προδιαγραφών του Ευρωκώδικα 3.

Σε κάθε σύγχρονο αεροδρόμιο είναι εγκατεστημένοι χώροι για τη στάθμευση και τη φύλαξη των αεροσκαφών. Αυτοί οι χώροι συνήθως έχουν την μορφή υπόστεγων μεγάλων ανοιγμάτων. Ανήκουν ως επί το πλείστον σε αεροπορικές εταιρίες ή σε δημόσιους και ιδιωτικούς φορείς που διαχειρίζονται το εκάστοτε αεροδρόμιο. Πέρα από τη στάθμευση και τη φύλαξη των αεροσκαφών, σε αυτούς τους χώρους γίνεται επισταμένος έλεγχος της πτητικής δυνατότητας των αεροσκαφών, επισκευές τυχόν βλαβών τους και γενικά διεργασίες συντήρησης τους. Οι κατασκευές αυτές είναι συνήθως ογκώδεις και δαπανηρές, ενώ απαιτούν εκτεταμένες μελέτες και αυξημένες αντοχές σε οριζόντια φορτία, που κυρίως προέρχονται από τον άνεμο.

Στα πλαίσια λοιπόν αυτής της μεταπτυχιακής εργασίας σχεδιάστηκαν και μελετήθηκαν τρεις διαφορετικής λογικής εναλλακτικές προτάσεις για την κατασκευή ενός τέτοιου υπόστεγου. Αρχικά εντοπίστηκαν κάποιοι γενικοί κατασκευαστικοί περιορισμοί και λειτουργικές προδιαγραφές που αφορούν τα υπόστεγα συντήρησης αεροσκαφών. Κατόπιν βάσει των απαιτήσεων που είχαν τεθεί από τον αριθμό των αεροσκαφών που επρόκειτο να φιλοξενηθούν, υπολογίστηκαν οι πραγματικές απαιτήσεις διαστάσεων των υπόστεγων. Στο επόμενο κεφάλαιο παρουσιάστηκαν εκτενώς οι επιβαλλόμενες στατικές, δυναμικές και παροδικές φορτίσεις, βάσει των Ευρωκωδίκων 0 & 1 και οι συνδυασμοί φορτίσεων στις οριακές καταστάσεις σχεδιασμού. Τα επόμενα τρία κεφάλαια αναλύθηκαν στην περιγραφή των εναλλακτικών προτάσεων υπόστεγου (ένα κεφάλαιο για κάθε πρόταση), στα φορτία που τα επιβαρύνουν και τέλος στα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης τους βάσει των κανονισμών του Ευρωκώδικα 3, που αφορά τις μεταλλικές κατασκευές. Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάστηκε η διάταξη της θύρας που προτείνεται για τα τρία υπόστεγα και συγκεκριμένα πως αυτή θα σχεδιαστεί στο υπόστεγο 2. Τέλος στο έβδομο κεφάλαιο έγινε σύγκριση των παραπάνω προτάσεων βάσει ποσοτικών, οικονομικών και λειτουργικών κριτηρίων. Από τη σύγκριση αυτή προέκυψε το συμπέρασμα του μελετητή για το πιο υπόστεγο αποτελεί την λύση που προσφέρει τον καλύτερο συνδυασμό οικονομίας και τήρησης των απαιτήσεων. Στα παρατήματα που συμπληρώνουν την εργασία παρουσιάζονται τα πάνελ που χρησιμοποιήθηκαν για την στέγαση και την πλαγιοκάλυψη των υπόστεγων, στοιχεία που διαστασιολογήθηκαν και ελέγχθηκαν ενδεικτικά για κάθε υπόστεγο με το πακέτο λογισμικού SAP2000v.14, οι ιδιοπερίοδοι του κάθε υπόστεγου, αναλυτικοί υπολογισμοί των ανεμοπιέσεων ενδεικτικά για το υπόστεγο 1, στοιχεία για το χωροδικτύωμα τύπου MERO και τα καλώδια που χρησιμοποιήθηκαν.

**Λέξεις Κλειδιά:** Υπόστεγο Συντήρησης Αεροσκαφών, ATR72, SAP2000v.14, εναλλακτικές προτάσεις, σύγκριση, μεταλλικό υπόστεγο, καλωδιωτό υπόστεγο, χωροδικτύωμα MERO





# Abstract

---

The purpose of this thesis is the design and sizing of alternative ways of designing an aircraft hangar. The hangar should be capable of simultaneous hosting and maintenance of two, type ATR72, aircrafts. The design of the alternative proposals was based on the general principles governing the design of aircraft hangars and specifications of Eurocode 3.

In any modern airport, they are located spaces for parking and safekeeping of aircrafts. These places usually have the form of large opening hangars. They mostly belong to airline companies or to public or private organizations that manage the airport. Beyond parking and safekeeping of aircrafts, in these areas they closely monitoring the flight ability of aircrafts, repair any possible damage and generally maintain aircrafts. These constructions are usually massive and expensive and require extensive studies and increased resistance to horizontal loads, mainly from the wind.

So in the context of this thesis, three different logic alternatives were designed and sized for the construction of such a hangar. In the beginning, some general construction restrictions related to aircraft hangars and functional requirements were identified. Then based on the requirements that were set by the number of aircrafts that would be accommodated, we calculated the actual dimensional requirements of the hangars. In the next chapter presented extensively imposed static, dynamic and transient loads, based on Eurocodes 0 and 1, and the combinations of loads in limit states design. The next three chapters have been used to describe alternatives hangars (one chapter for each proposal), their loads and the results of the dimensioning on the basis of regulations of Eurocode 3, relating to steel constructions. In the sixth chapter presented the provision of gate proposed for the three hangars and specifically how it will be designed to hangar 2. Finally, in the seventh chapter we compared the above proposals based on quantitative, financial and operational criteria. From this comparison it was concluded by the scholar which is the solution that offers the best combination of economy and compliance requirements. At last annexes completing the paper, present the panels used for roofing and side covering, the elements were tested indicative of each hangar with the software package SAP2000v.14, the natural frequencies of each hangar, analytical calculations for wind cases of hangar 1, data for type MERO space frame and data for the cables used.

**Keywords:** Aircraft Hangar, ATR72, SAP2000v.14, hangar options, comparison, metal hangars, cable-hangar, space frame MERO



# Περιεχόμενα

---

Πρόλογος.....	11
Περίληψη.....	15
Abstract .....	17
Περιεχόμενα .....	i
Κατάλογος Πινάκων .....	v
Κατάλογος Εικόνων.....	vii
Κατάλογος Σχημάτων .....	ix
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Εισαγωγή.....	31
1.1 Αντικείμενο της Εργασίας .....	31
1.2 Γεωμετρικές Απαιτήσεις Έργου .....	33
1.3 Οργάνωση Τόμου .....	36
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Φορτία - Συνδυασμοί Φορτίσεων .....	37
2.1 Μόνιμες Δράσεις (G) .....	37
2.1.1 Γενικά.....	37
2.1.2 Μόνιμα Φορτία Υπόστεγων .....	38
2.2 Μεταβλητές Δράσεις (Q) .....	39
2.2.1 Γενικά.....	39
2.2.2 Μεταβλητά Φορτία Υπόστεγων .....	39
2.3 Φορτίο Ανέμου (WIND) .....	40
2.3.1 Γενικά.....	40
2.3.2 Φορτία Ανέμου Υπόστεγων.....	47
2.4 Φορτίο Χιονιού (SNOW) .....	48
2.4.1 Γενικά.....	48
2.4.2 Φορτίο Χιονιού Υπόστεγων.....	53
2.5 Σεισμικά Φορτία (E).....	54
2.5.1 Γενικά.....	54
2.5.2 Υπολογισμός.....	61
2.6 Συνδυασμοί Φορτίσεων .....	62
2.6.1 Βασικές απαιτήσεις .....	62
2.6.2 Καταστάσεις σχεδιασμού .....	62
2.6.3 Συνδυασμοί Δράσεων.....	64

2.6.4 Παράμετροι συνδυασμών.....	65
2.6.5 Φορτία κατασκευής και Συνδυασμοί φόρτισης.....	67
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Υπόστεγο 1 "Πλαίσια Στερεού Σχηματισμού" .....	69
3.1 Περιγραφή- Γεωμετρία Υπόστεγου .....	69
3.2 Φορτία Σχεδιασμού Υπόστεγου 1 .....	74
3.2.1 Μόνιμα Φορτία Υπόστεγου 1.....	74
3.2.2 Μεταβλητά Φορτία Υπόστεγου 1 .....	75
3.2.3 Σεισμικά Φορτία Υπόστεγου 1 .....	76
3.3 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης Υπόστεγου 1 .....	77
3.3.1 Ανάλυση διαστασιολόγηση.....	77
3.3.2 Ιδιομορφές-Ιδιοπερίοδοι Υπόστεγου .....	78
3.3.3 Μέγιστες Οριζόντιες και Κατακόρυφες Μετακινήσεις.....	79
3.4 Πίνακας Προμέτρησης Υπόστεγου 1 .....	80
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Υπόστεγο 2 "Ισχυρού Πλαισίου" .....	81
4.1 Περιγραφή- Γεωμετρία Υπόστεγου .....	81
4.2 Φορτία Σχεδιασμού Υπόστεγου 2 .....	85
4.2.1 Μόνιμα Φορτία Υπόστεγου 2.....	85
4.2.2 Μεταβλητά Φορτία Υπόστεγου 2 .....	86
4.2.3 Σεισμικά Φορτία Υπόστεγου .....	87
4.3 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης Υπόστεγου 2 .....	88
4.3.1 Ανάλυση διαστασιολόγηση.....	88
4.3.2 Ιδιομορφές-Ιδιοπερίοδοι Υπόστεγου .....	89
4.3.3 Μέγιστες Οριζόντιες και Κατακόρυφες Μετακινήσεις.....	90
4.4 Πίνακας Προμέτρησης Υπόστεγου 2 .....	91
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Υπόστεγο 3 "Ανηρητημένης Στέγης" .....	93
5.1 Περιγραφή- Γεωμετρία Υπόστεγου .....	93
5.2 Φορτία Σχεδιασμού Υπόστεγου 3 .....	102
5.2.1 Μόνιμα Φορτία Υπόστεγου 3.....	102
5.2.2 Μεταβλητά Φορτία Υπόστεγου 3 .....	102
5.2.3 Σεισμικά Φορτία Υπόστεγου 3 .....	104
5.3 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης Υπόστεγου 3 .....	105
5.3.1 Ανάλυση διαστασιολόγηση.....	105
5.3.2 Ιδιομορφές-Ιδιοπερίοδοι Υπόστεγου .....	107
5.3.3 Μέγιστες Οριζόντιες και Κατακόρυφες Μετακινήσεις.....	108

5.4 Πίνακας Προμέτρησης Υπόστεγου 3 .....	109
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6:Ενδεικτική Διάταξη Θύρας.....	111
6.1 Πλαίσιο Κεφαλής.....	112
6.2 Ιμάντες Άρσης .....	113
6.3 Θυρόφυλλα .....	114
6.4 Διάταξη Βάσης .....	115
6.5 Ράγες Οδηγών .....	116
6.6 Πίνακας Ελέγχου-Ηλεκτρικός Εξοπλισμός .....	118
ΚΕΦΑΛΑΙΟ7: Σύγκριση Εναλλακτικών Λύσεων Συμπεράσματα .....	119
7.1 Γενικά.....	119
7.2 Σύγκριση κατά Βάρος-Κόστος .....	120
7.3 Σύγκριση Δυσκαμψίας-Ιδιοπερίοδων .....	122
7.4 Σύγκριση Μέγιστων Μετακινήσεων-Βυθίσεων .....	123
7.5 Συμπεράσματα .....	124
Παράρτημα Α.....	127
Παράρτημα Β.....	131
Παράρτημα Γ .....	143
Παράρτημα Δ.....	151
Παράρτημα Ε .....	161
Παράρτημα ΣΤ .....	173
Παράρτημα Ζ .....	175
Βιβλιογραφία.....	177



# Κατάλογος Πινάκων

ΠΙΝΑΚΑΣ 1- ΓΕΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ATR 72 .....	34
ΠΙΝΑΚΑΣ 2- ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΑΕΡΟΣΚΑΦΩΝ .....	35
ΠΙΝΑΚΑΣ 3- ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΦΟΡΤΙΖΟΜΕΝΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ ΣΤΕΓΗΣ .....	39
ΠΙΝΑΚΑΣ 4- ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ Η .....	39
ΠΙΝΑΚΑΣ 5- ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ .....	40
ΠΙΝΑΚΑΣ 6-ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗΣ ΠΙΕΣΗΣ ΓΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗΣ ΚΑΤΟΨΗΣ .....	45
ΠΙΝΑΚΑΣ 7-ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗΣ ΠΙΕΣΗΣ ΓΙΑ ΔΙΚΛΙΝΕΙΣ ΣΤΕΓΕΣ .....	46
ΠΙΝΑΚΑΣ 8- ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗΣ ΠΙΕΣΗΣ ΓΙΑ ΔΙΚΛΙΝΕΙΣ ΣΤΕΓΕΣ .....	47
ΠΙΝΑΚΑΣ 9- ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΚΤΗΡΙΑ, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΕΙΩΣΗΣ N ΓΙΑ ΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ .....	55
ΠΙΝΑΚΑΣ 10- ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΤΑ EC8 .....	56
ΠΙΝΑΚΑΣ 11- ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΤΙΜΕΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ .....	56
ΠΙΝΑΚΑΣ 12- ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΕΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ EC8 .....	57
ΠΙΝΑΚΑΣ 13- ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ $\psi$ ΓΙΑ ΚΤΗΡΙΑ .....	65
ΠΙΝΑΚΑΣ 14- ΤΙΜΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ ΣΤΟΥΣ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ ΓΙΑ Ο.Κ.Α .....	66
ΠΙΝΑΚΑΣ 15- ΤΙΜΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ ΣΤΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΟΚΑ .....	66
ΠΙΝΑΚΑΣ 16- ΤΙΜΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΧΡΗΣΗ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΔΡΑΣΕΩΝ. ....	66
ΠΙΝΑΚΑΣ 17- ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ 1 .....	80
ΠΙΝΑΚΑΣ 18-ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ 2 .....	91
ΠΙΝΑΚΑΣ 19-ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΕΩΣ ΚΑΛΩΔΙΩΝ ΦΑΤΝΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3 .....	98
ΠΙΝΑΚΑΣ 20-ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	105
ΠΙΝΑΚΑΣ 21-ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ 3 .....	109
ΠΙΝΑΚΑΣ 22-ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗΣ ΥΠΟΣΤΕΓΩΝ .....	120
ΠΙΝΑΚΑΣ 23-ΠΙΝΑΚΑΣ ΚΟΣΤΟΥΣ ΥΠΟΣΤΕΓΩΝ .....	121
ΠΙΝΑΚΑΣ 24-ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΥΠΟΣΤΕΓΩΝ .....	123
ΠΙΝΑΚΑΣ 25-ΠΙΝΑΚΑΣ ΜΕΓΙΣΤΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ-ΒΥΘΙΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΕΓΩΝ .....	123
ΠΙΝΑΚΑΣ 26-ΠΙΝΑΚΑΣ ΕΛΕΓΧΟΥ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ-ΒΥΘΙΣΕΩΝ .....	124





# Κατάλογος Εικόνων

---

ΕΙΚΟΝΑ 1-ΥΠΟΣΤΕΓΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ .....	32
ΕΙΚΟΝΑ 2-ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΥΠΟΣΤΕΓΟ .....	32
ΕΙΚΟΝΑ 3-ΥΠΟΣΤΕΓΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ-ΜΕΜΒΡΑΝΗΣ .....	33
ΕΙΚΟΝΑ 4-ΞΥΛΙΝΟ ΥΠΟΣΤΕΓΟ .....	33
ΕΙΚΟΝΑ 5- ATR 72 .....	34
ΕΙΚΟΝΑ 6- ΤΟΜΗ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ .....	35
ΕΙΚΟΝΑ 7-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ 1 ΣΕ ΧΡΩΜΑΤΙΚΗ ΚΛΙΜΑΚΑ ΒΑ ΑΠΟΨΗ .....	77
ΕΙΚΟΝΑ 8- ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ 1 ΣΕ ΧΡΩΜΑΤΙΚΗ ΚΛΙΜΑΚΑ ΝΔ ΑΠΟΨΗ .....	77
ΕΙΚΟΝΑ 9-ΚΥΡΙΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑ Χ .....	78
ΕΙΚΟΝΑ 10-ΚΥΡΙΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑ Υ .....	78
ΕΙΚΟΝΑ 11-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ 2 ΣΕ ΧΡΩΜΑΤΙΚΗ ΚΛΙΜΑΚΑ ΒΑ ΑΠΟΨΗ .....	88
ΕΙΚΟΝΑ 12-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ 2 ΣΕ ΧΡΩΜΑΤΙΚΗ ΚΛΙΜΑΚΑ ΝΔ ΑΠΟΨΗ .....	88
ΕΙΚΟΝΑ 13-ΚΥΡΙΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑ Χ .....	89
ΕΙΚΟΝΑ 14-ΚΥΡΙΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑ Υ .....	89
ΕΙΚΟΝΑ 15- ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ 3 ΣΕ ΧΡΩΜΑΤΙΚΗ ΚΛΙΜΑΚΑ ΒΑ ΑΠΟΨΗ .....	106
ΕΙΚΟΝΑ 16- ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ 3 ΣΕ ΧΡΩΜΑΤΙΚΗ ΚΛΙΜΑΚΑ ΝΔ ΑΠΟΨΗ .....	106
ΕΙΚΟΝΑ 17-ΚΥΡΙΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑ Χ .....	107
ΕΙΚΟΝΑ 18-ΚΥΡΙΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑ Υ .....	107
ΕΙΚΟΝΑ 19-ΕΠΟΠΤΙΚΗ ΕΙΚΟΝΑ ΘΥΡΑΣ S1500 .....	112
ΕΙΚΟΝΑ 20-ΤΜΗΜΑΤΑ ΘΥΡΑΣ MEGADOOR S1500.....	115
ΕΙΚΟΝΑ 21-ΔΙΚΛΙΔΑ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ- ΚΛΕΙΔΩΜΑ ΑΕΡΑ .....	116
ΕΙΚΟΝΑ 22- ΡΑΓΕΣ ΟΔΗΓΩΝ ΘΥΡΑΣ .....	116
ΕΙΚΟΝΑ 23-ΓΕΝΙΚΕΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΘΥΡΑΣ .....	117



# Κατάλογος Σχημάτων

ΣΧΗΜΑΤΑ 1- ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΈΚΘΕΣΗΣ .....	41
ΣΧΗΜΑΤΑ 2- ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ $C_s C_D$ .....	42
ΣΧΗΜΑΤΑ 3- Ύψος ΑΝΑΦΟΡΑΣ ΖΕ.....	43
ΣΧΗΜΑΤΑ 4- ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΓΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ .....	44
ΣΧΗΜΑΤΑ 5- ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΓΙΑ ΔΙΚΛΙΝΕΙΣ ΣΤΕΓΕΣ .....	45
ΣΧΗΜΑΤΑ 6- ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΧΗΜΑΤΟΣ ΦΟΡΤΙΟΥ ΧΙΟΝΙΟΥ .....	49
ΣΧΗΜΑΤΑ 7- ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ EC8 ΣΤΗΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΓΙΑ ΑΠΟΣΒΕΣΗ 5% .....	57
ΣΧΗΜΑΤΑ 8-ΚΑΤΟΨΗ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 1 .....	69
ΣΧΗΜΑΤΑ 9-ΒΟΡΕΙΑ Όψη ΥΠΟΣΤΕΓΟ 1 .....	69
ΣΧΗΜΑΤΑ 10-ΒΟΡΕΙΟ-ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ Άποψη ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ 1.....	70
ΣΧΗΜΑΤΑ 11-ΝΟΤΙΟ ΔΥΤΙΚΗ Άποψη ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ 1 .....	70
ΣΧΗΜΑΤΑ 12-ΤΡΙΠΛΗ ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ & ΕΝΔΙΑΜΕΣΗ ΔΟΚΟΣ.....	71
ΣΧΗΜΑΤΑ 13-Άποψη Τυπικού Πλαίσιου ΥΠΟΣΤΕΓΟ 1 .....	72
ΣΧΗΜΑΤΑ 14-Άποψη Ζυγώματος ΥΠΟΣΤΕΓΟ 1.....	72
ΣΧΗΜΑΤΑ 15-Άποψη ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ & ΚΟΜΒΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 1.....	73
ΣΧΗΜΑΤΑ 16-Άποψη Βορείου Τοίχου ΥΠΟΣΤΕΓΟ 1.....	74
ΣΧΗΜΑΤΑ 17-ΠΡΟΣΑΝΑΤΟΛΙΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ .....	75
ΣΧΗΜΑΤΑ 18-ΚΑΤΟΨΗ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 2 .....	81
ΣΧΗΜΑΤΑ 19-ΒΟΡΕΙΑ Όψη ΥΠΟΣΤΕΓΟ 2 .....	81
ΣΧΗΜΑΤΑ 20-ΝΟΤΙΑ Όψη ΥΠΟΣΤΕΓΟ 2.....	81
ΣΧΗΜΑΤΑ 21-ΒΟΡΕΙΟ ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ Άποψη ΥΠΟΣΤΕΓΟ 2.....	82
ΣΧΗΜΑΤΑ 22-ΝΟΤΙΟ ΔΥΤΙΚΗ Άποψη ΥΠΟΣΤΕΓΟ 2.....	82
ΣΧΗΜΑΤΑ 23-ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ & ΕΝΔΙΑΜΕΣΗ ΔΟΚΟΣ .....	83
ΣΧΗΜΑΤΑ 24-ΣΤΙΒΑΡΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΝΟΤΙΑΣ ΌψΗΣ .....	83
ΣΧΗΜΑΤΑ 25-ΖΥΓΩΜΑ ΣΤΙΒΑΡΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ .....	84
ΣΧΗΜΑΤΑ 26-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΣΤΙΒΑΡΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ.....	84
ΣΧΗΜΑΤΑ 27-ΕΓΚΑΡΣΙΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 2.....	85
ΣΧΗΜΑΤΑ 28-ΒΟΡΕΙΑ Όψη ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3 .....	93
ΣΧΗΜΑΤΑ 29-ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ Όψη ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3.....	93
ΣΧΗΜΑΤΑ 30-ΚΑΤΟΨΗ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3 .....	94
ΣΧΗΜΑΤΑ 31-ΒΟΡΕΙΟ ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ Άποψη ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3.....	95
ΣΧΗΜΑΤΑ 32-ΝΟΤΙΟ ΔΥΤΙΚΗ Άποψη ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3.....	95
ΣΧΗΜΑΤΑ 33-ΧΩΡΟΔΙΚΤΥΩΜΑ ΣΤΕΓΗΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3.....	96
ΣΧΗΜΑΤΑ 34-ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗ ΖΩΝΗ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3 .....	97
ΣΧΗΜΑΤΑ 35- ΑΝΑΡΤΗΡΕΣ-ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΕΣ ΖΩΝΕΣ ΦΑΤΝΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3 .....	97
ΣΧΗΜΑΤΑ 36-ΣΥΣΤΗΜΑ ΚΑΛΩΔΙΩΣΗΣ ΦΑΤΝΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3 .....	98
ΣΧΗΜΑΤΑ 37- ΜΟΡΦΩΣΗ ΠΥΛΩΝΑ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3 .....	99
ΣΧΗΜΑΤΑ 38-ΣΥΝΔΕΣΗ ΧΩΡΟΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ ΠΥΛΩΝΑ .....	100
ΣΧΗΜΑΤΑ 39-ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΙ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΠΥΛΩΝΩΝ .....	100
ΣΧΗΜΑΤΑ 40-ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΧΙΑΣΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ Α&Δ ΠΛΕΥΡΑΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3 .....	101
ΣΧΗΜΑΤΑ 41- ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΧΙΑΣΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΒΟΡΕΙΟ ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3 .....	101
ΣΧΗΜΑΤΑ 42-ΔΙΑΤΑΞΗ ΘΥΡΑΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 2 ΚΛΕΙΣΤΗ.....	111
ΣΧΗΜΑΤΑ 43-ΔΙΑΤΑΞΗ ΘΥΡΑΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟ 2 ΠΛΗΡΩΣ ΑΝΟΙΧΤΗ.....	111







# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Εισαγωγή

## 1.1 Αντικείμενο της Εργασίας

Ένα αεροδρόμιο θα μπορούσαμε να το περιγράψουμε γενικά, ως ένα συγκρότημα αποτελούμενο από ειδικά κτήρια και ειδικές κατασκευές. Στις ειδικές κατασκευές εντάσσονται οι αεροδιάδρομοι, οι αυξημένης χωρητικότητας χώροι στάθμευσης και οι πλατφόρμες επιβίβασης-αποβίβασης επιβατών, ενώ στα ειδικά κτήρια οι χώροι αναμονής και αναψυχής, ο πύργος ελέγχου και τα υπόστεγα στάθμευσης και συντήρησης αεροσκαφών. Αυτά λοιπόν τα υπόστεγα θα αποτελέσουν το αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας. Αρχικά ας δούμε πως ορίζεται ένα υπόστεγο συντήρησης αεροσκαφών, ποιος είναι ο σκοπός του, ποιο είναι το μέγεθός του, ποιοι οι κατασκευαστικοί του περιορισμοί, ποιες είναι οι λειτουργικές του απαιτήσεις και τέλος τι υλικά χρησιμοποιούνται για την ανέγερσή του.

Τα υπόστεγα συντήρησης αεροσκαφών (ΥΣΑ), όπως ήδη αναφέραμε, εντάσσονται στα ειδικά κτήρια. Σκοπός τους είναι η φύλαξη των αεροσκαφών, ο καθαρισμός τους, η επισκευή τους, ο έλεγχος της πτητικής τους δυνατότητας και μια σειρά ανάλογων εργασιών, οι οποίες συνοψίζονται στον όρο "συντήρηση αεροσκαφών".

Λόγω των διαστάσεων των αεροσκαφών που φιλοξενούνται σε αυτούς τους χώρους προκύπτει άμεσα η κατασκευαστική απαίτηση ανοιγμάτων μεγάλου εύρους και μάλιστα χωρίς αυτά να διακόπτονται από ενδιάμεσα υποστυλώματα και γενικότερα από άλλα δευτερεύοντα, φέροντα ή μη, στοιχεία. Επιπλέον σημαντική είναι η απαίτηση αυτού του είδους των κατασκευών για αυξημένη ανθεκτικότητα έναντι ισχυρών ανεμοπιέσεων. Οι γεωγραφικές θέσεις που επιλέγονται για τα ΥΣΑ είναι συνήθως περιοχές εκτεθειμένες στον άνεμο (ακτές- πεδιάδες με χαμηλή βλάστηση). Σε συνδυασμό δε με τις μεγάλες κάθετες επιφάνειές τους, καθιστούν τις πιέσεις του ανέμου καθοριστική φόρτιση και πρέπει να γίνεται επαρκής και επιμελής μελέτη τους.

Όσον αφορά της λειτουργικές τους απαιτήσεις, εξαρτώνται από το μέγεθος και το είδος των αεροσκαφών που πρόκειται να φιλοξενηθούν. Η βασικότερη είναι η ανάγκη μεγάλου εύρους θύρας ώστε να καθίσταται η είσοδος-έξοδος των αεροσκαφών εύκολη, γρήγορη και όσο το δυνατόν πιο ασφαλής. Επίσης υπάρχει και η απαίτηση εγκατάστασης γερανογέφυρας (μικρής ανυψωτικής ικανότητας), ώστε να εξυπηρετούνται οι "βαριές" από τις εργασίες συντήρησης.

Ανάλογα με το εύρος του ανοίγματος τους, τα υπόστεγα συντήρησης αεροσκαφών κατατάσσονται ενδεικτικά στις παρακάτω κατηγορίες:

<u>Μέγεθος</u>		<u>Εύρος Ανοίγματος (m)</u>
<b>S</b>	-	Λιγότερο από 30 m
<b>M</b>	-	30 m – 60 m
<b>L</b>	-	60 m – 90 m

<b>XL</b>	-	90 m – 120 m
<b>XXL</b>	-	Περισσότερο από 120 m

Το ύψος τους κυμαίνεται ανάλογα με το είδος του φορέα και το υλικό-τεχνοτροπία κατασκευής που έχουν επιλεγεί.

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή των υπόστεγων ποικίλουν. Τα υπόστεγα μικρών (S), μεσαίων (M) και μεγάλων (L) διαστάσεων κατασκευάζονται ως επί το πλείστον από σκυρόδεμα (Εικόνα-1-) ή από χάλυβα (Εικόνα-2-) ή από συνδυασμό των δύο υλικών σε σύμμικτα κτήρια.

**Εικόνα 1-Υπόστεγο Σκυροδέματος**



**Εικόνα 2-Μεταλλικό Υπόστεγο**



Για υπόστεγα πολύ μεγάλων διαστάσεων επιλέγονται ξεχωριστές κατασκευές με κυρίαρχα υλικά το δομικό χάλυβα, τις μεμβράνες (Εικόνα-3-)και πιο σπάνια συστήματα καλωδίωσης. Τέλος σε χώρες όπου η ξύλινες κατασκευές είναι διαδεδομένες, μπορεί να συναντήσει κανείς υπόστεγα κατασκευασμένα με βασικό υλικό το ξύλο (Εικόνα-4-). Αυτά τα υπόστεγα συνήθως προορίζονται για τη φιλοξενία μικρών μονοκινητήριων αεροσκαφών.



Εικόνα 3-Υπόστεγο Μεταλλικό-Μεμβράνης



Εικόνα 4-Ξύλινο Υπόστεγο



Η μελέτη ενός μεγάλου μεταλλικού (L) υπόστεγου συντήρησης αεροσκαφών θα αποτελέσει αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας. Θα μελετηθούν και θα παρουσιαστούν τρεις εναλλακτικοί τρόποι σχεδίασης του υπόστεγου και θα επιχειρηθεί μια σύγκριση των φορέων τόσο ποσοτικά όσο και ποιοτικά. Τέλος θα εξαχθούν τα ανάλογα συμπεράσματα για την προσφορότερη μορφή σχεδίασης του υπόστεγου.

## 1.2 Γεωμετρικές Απαιτήσεις Έργου

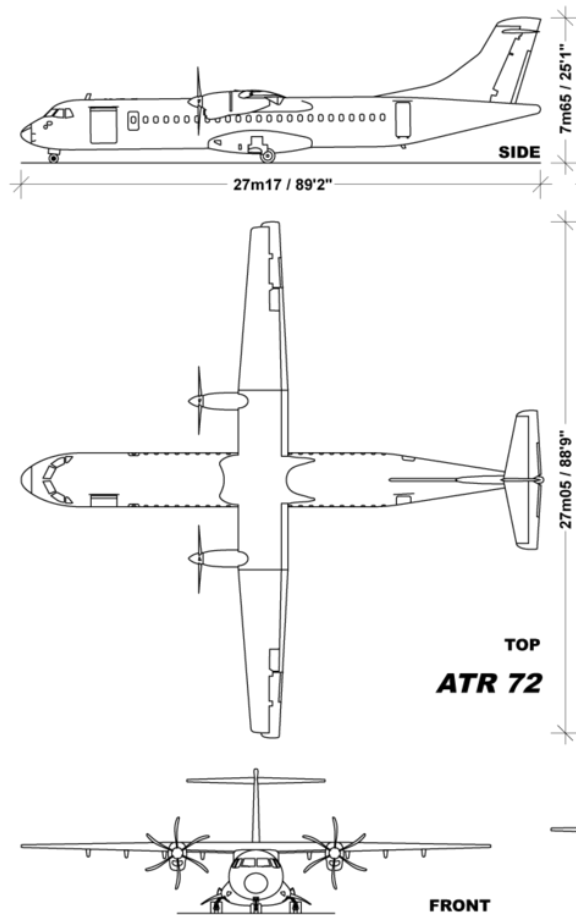
Το υπόστεγο που θα μελετηθεί προορίζεται για την ταυτόχρονη φιλοξενία δύο πολιτικών αεροσκαφών τύπου ATR 72. Τα χαρακτηριστικά και οι διαστάσεις του αεροσκάφους παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 1- Γενικά Χαρακτηριστικά ATR 72

Γενικά χαρακτηριστικά Αεροσκάφους ATR 72	
Πλήρωμα	2
Θέσεις επιβατών	64-72
Μήκος	27,17m
Άνοιγμα φτερών	27,05m
Μέγιστο Ύψος	7,65m
Καθαρό Βάρος	12.950kg
Μέγιστο Βάρος Απογείωσης	22.500kg

και δίνονται εποπτικά στο παρακάτω σκαρίφημα:

Εικόνα 5- ATR 72



Μεταξύ των αεροσκαφών καθώς και ανάμεσα στα αεροσκάφη και τους εξωτερικούς τοίχους προβλέπονται διάδρομοι πλάτους 5m. Σκοπός των διαδρόμων είναι να εκτελούνται άνετα και με ασφάλεια οι οποιοσδήποτε εργασίες συντήρησης των αεροσκαφών, τόσο από ανθρώπινο δυναμικό όσο και από κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό. Επίσης για τον ίδιο λόγο διάδρομοι πλάτους 6m προβλέπονται μπροστά και πίσω από τα αεροσκάφη.

Άρα προκύπτουν οι παρακάτω συνολικές απαιτήσεις διαστάσεων κάτοψης και ύψους.

$$L = \text{Μήκος ATR 72} + (2 \times \text{Πλάτος Διαδρόμου}) = 27,17\text{m} + 2 \times 6\text{m} = 39,17\text{m} \approx \mathbf{40,00\text{m}}$$

**L= 40,00m**

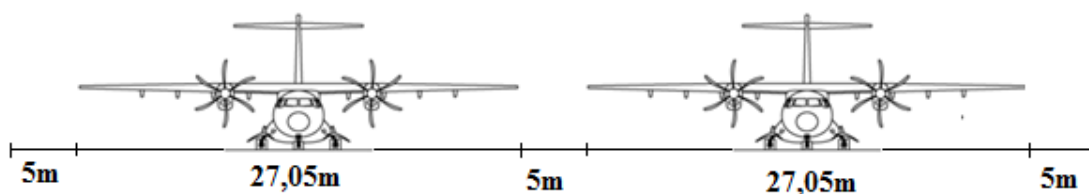
$$W = (2 \times \text{Άνοιγμα Φτερών}) + (3 \times \text{Πλάτος Διαδρόμου}) = 2 \times 27,05\text{m} + 3 \times 5\text{m} = 69,10\text{m}$$

**W= 70,00m**

$$H \geq \text{Ύψος Αεροσκάφους} = 7,65\text{m}$$

**H ≥ 7,65m**

Εικόνα 6- Τομή Υπόστεγου



Συνοπτικά ακολουθούν οι γενικές γεωμετρικές απαιτήσεις του υπό-μελέτη υπόστεγου συντήρησης αεροσκαφών:

Πίνακας 2- Γεωμετρικές απαιτήσεις αεροσκαφών

Γεωμετρικές Απαιτήσεις (m)	
Πλάτος	≥70,00m
Μήκος	≥40,00m
Ύψος	≥07,65m

### 1.3 Οργάνωση Τόμου

Ο τόμος της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι οργανωμένος σε επτά κεφάλαια, σύμφωνα με την παρακάτω κατηγοριοποίηση:

- Κεφάλαιο 1: Το κεφάλαιο 1 είναι εισαγωγικό. Κάνει μια γενική αναφορά στα υπόστεγα συντήρησης αεροσκαφών, στο αντικείμενο και στο στόχο της μεταπτυχιακής εργασίας, τις γενικές γεωμετρικές απαιτήσεις του έργου και παρουσιάζει την οργάνωση του τόμου.
- Κεφάλαιο 2: Το κεφάλαιο 2 αναφέρεται στα φορτία, όπως αυτά ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1. Γίνεται ιδιαίτερη αναφορά στον τρόπο υπολογισμού των φορτίων του χιονιού, του ανέμου και των σεισμικών δράσεων. Τέλος παρουσιάζονται οι συνδυασμοί φορτίσεων βάσει των οποίων θα γίνει ο σχεδιασμός των υπόστεγων.
- Κεφάλαιο 3: Στο κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται η πρώτη εναλλακτική μορφή σχεδίασης του υπόστεγου συντήρησης αεροσκαφών. Παρουσιάζονται αναλυτικά η μορφή και οι διαστάσεις του, καθώς και τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης του.
- Κεφάλαιο 4: Στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζεται η δεύτερη πρόταση σχεδίασης του υπόστεγου συντήρησης αεροσκαφών. Αναλύεται η μορφή και οι διαστάσεις του και παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης του σε χρωματική κλίμακα.
- Κεφάλαιο 5: Στο κεφάλαιο 5 παρουσιάζεται η τρίτη εναλλακτική μορφή σχεδίασης του υπόστεγου συντήρησης αεροσκαφών. Επιπλέον περιγράφεται η μορφή του και τα στοιχεία που το συνθέτουν. Τέλος δίνονται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης του.
- Κεφάλαιο 6: Στο 6<sup>ο</sup> κεφάλαιο περιγράφεται ενδεικτικά η διάταξη της θύρας του υπόστεγου 2 και αναλύονται τα στοιχεία που τη συνθέτουν.
- Κεφάλαιο 7: Το κεφάλαιο 7 συνοψίζει τα αποτελέσματα και συγκρίνει μεταξύ τους τις εναλλακτικές λύσεις. Καταλήγει σε συγκεντρωτικά συμπεράσματα και επιχειρεί την επιλογή του προσφορότερου υπόστεγου από οικονομική αλλά και τεχνική άποψη.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2:

## Φορτία - Συνδυασμοί Φορτίσεων

---

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και την μορφή κάθε έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες ο μελετητής θα αναλύσει το φορέα, για να προσδιορίσει τελικά τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Σ' αυτή τη μεταπτυχιακή εργασία οι δράσεις ακολουθούν τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 (EN1991).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (EN1991) οι δράσεις κατατάσσονται ως εξής:

- ❖ Ανάλογα με τη μεταβολή τους στη διάρκεια του χρόνου:
  - ⇒ Μόνιμες (G), πχ. ίδιο βάρος του φορέα, επικαλύψεις, διαχωριστικά, βοηθητικές κατασκευές και σταθερός εξοπλισμός.
  - ⇒ Μεταβλητές (Q), πχ. κινητά φορτία, άνεμος ή χιόνι.
  - ⇒ Τυχηματικές (A), πχ. εκρήξεις ή πρόσκρουση από όχημα.
- ❖ Ανάλογα με τη μεταβολή του στο χώρο:
  - ⇒ Σταθερές
  - ⇒ Ελεύθερες
- ❖ Ανάλογα με τη φύση τους ή/και την απόκριση του φορέα:
  - ⇒ Στατικές
  - ⇒ Δυναμικές

Τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση-διαστασιολόγησή των υπόστεγων συντήρησης αεροσκαφών που μελετήθηκαν στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται στις παρακάτω παραγράφους. Ποσοτικοποίηση των φορτίων θα γίνει στα επιμέρους κεφάλαια που αφορούν την κάθε εναλλακτική λύση.

### 2.1 Μόνιμες Δράσεις (G)

#### 2.1.1 Γενικά

Σε αυτή την κατηγορία δράσεων ανήκουν οι δράσεις που προκύπτουν από το ίδιο βάρος των στοιχείων της κατασκευής. Τα στοιχεία αυτά μπορεί να είναι φέροντα ή μη φέροντα και το ίδιο βάρος τους υπολογίζεται γενικά βάσει των ονομαστικών τους διαστάσεων και των χαρακτηριστικών τιμών των πυκνοτήτων τους.

Στα μη φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβάνονται μεταξύ άλλων:

- Επιστρώσεις δαπέδων, διαμορφώσεις και επικαλύψεις.
- Επικαλύψεις δώματος.
- Διαχωριστικά πετάματα.
- Κιγκλιδώματα και στηθαία ασφαλείας.
- Τοιχοποιία, επιχρίσματα και στοιχεία επένδυσης τοίχων.
- Ψευδοροφές/ αναρτημένες οροφές.
- Θερμομόνωση.
- Μόνιμες εγκαταστάσεις εξυπηρέτησης (H/M εγκαταστάσεις), όπως πχ. εξοπλισμός για ανελκυστήρες και κυλιόμενες σκάλες, εξοπλισμό θέρμανσης-εξαερισμού-κλιματισμού, ηλεκτρικό εξοπλισμό, σωλήνες χωρίς το περιεχόμενο τους, καλώδια και αγωγούς καλωδίων.

### 2.1.2 Μόνιμα Φορτία Υπόστεγων

Τα μόνιμα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν στη μελέτη των ΥΣΑ σύμφωνα με την ονομασία που του δόθηκε από τον μελετητή είναι τα εξής:

- Ίδιο Βάρος Στοιχείων (DEAD): Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τα ίδια βάρη όλων των μεταλλικών μελλών της κατασκευής που δεν παρουσιάζονται σε κάποια άλλη ειδικότερη κατηγορία από αυτές που ακολουθούν. Για τον υπολογισμό της τιμής του φορτίου αυτού χρησιμοποιείται ως δεδομένο εκτός από τις διαστάσεις του κάθε μέλους και το ειδικό βάρος του χάλυβα. Το ειδικό βάρος του χάλυβα που χρησιμοποιείται στην κατασκευή μας (S355) σύμφωνα με τον EC προσδιορίζεται από τα πρότυπα για το χάλυβα ΕΛΟΤ 1421 και παίρνει την τιμή 78,5 kN/m<sup>3</sup>.
- Μόνιμο Στέγης (ROOF DEAD): Σε αυτή την κατηγορία ανήκουν το ίδιο βάρος του επιστεγάσματος (πάνελ πολυουρεθάνης), της απαιτούμενης μόνωσης και του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού.
- Ίδιο Βάρος Τεγίδων: Σε αυτή την κατηγορία ανήκει αποκλειστικά το ίδιο βάρος των τεγίδων της κατασκευής το οποίο υπολογίζεται χωριστά. Ο λόγος της διαφοροποίησης αυτής είναι θέμα απλοποίησης των μοντέλων που εισάγονται στο πρόγραμμα με τα οποία θα γίνει η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των υπόστεγων. Η τιμή θα προκύψει από τις διαστάσεις των διατομών, του φορέα και από το ειδικό βάρος του χάλυβα (S355) που σύμφωνα με τον EC και ειδικότερα από τα πρότυπα για το χάλυβα ΕΛΟΤ 1421 παίρνει την τιμή 78,5 kN/m<sup>3</sup>.

## 2.2 Μεταβλητές Δράσεις (Q)

### 2.2.1 Γενικά

Τα φορτία αυτά προκύπτουν από τη χρήση (φυσιολογική, ή σπάνια αλλά αναμενόμενη, π.χ. στοίβαξη κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, συγκέντρωση ατόμων). Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι ακριβής η τιμή και η θέση τους, γι' αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους δίνονται από τον κανονισμό σύμφωνα με τον ΕC0.

### 2.2.2 Μεταβλητά Φορτία Υπόστεγων

Το κινητό φορτίο που χρησιμοποιήθηκε στη μελέτη των ΥΣΑ σύμφωνα με την ονομασία που του δόθηκε από τον μελετητή είναι το εξής:

- Κινητό στέγης (ROOF LIVE): οι στέγες θα κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την προσβασιμότητά τους, όπως φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 3- Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών στέγης

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη Χρήση
H	Στέγες <b>μη-προσβάσιμες</b> παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
I	Στέγες <b>προσβάσιμες</b> για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D
K	Στέγες προσβάσιμες για <b>ειδικές χρήσεις</b> , όπως ελικοδρόμια

Τα επιβαλλόμενα φορτία για τις στέγες της κατηγορίας H συνοψίζονται στον επόμενο πίνακα:

Πίνακας 4- Φορτία κατηγορίας H

Στέγη (κλίση < 20°)	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
Κατηγορία H	0,5	1,0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Το $q_k$ μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα είτε σε όλη τη στέγη είτε σε ένα τμήμα της στέγης εμβαδού, πάντως όχι μικρότερου, των 10m <sup>2</sup> .		

Για τις στέγες θα πρέπει να πραγματοποιούνται ξεχωριστοί έλεγχοι για το συγκεντρωμένο φορτίο  $Q_k$  και το ομοιόμορφα κατανομημένο φορτίο  $q_k$ , που δρουν ανεξάρτητα. Επίσης (με εξαίρεση αυτές που αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα) θα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να αντέχουν σε ένα φορτίο 1,50kN που επιβάλλεται μέσω μιας τετράγωνης επιφάνειας πλευράς 50mm. Αυτό το συγκεντρωμένο φορτίο θα λαμβάνεται επίσης υπόψη ως ελάχιστο για τον έλεγχο διαδρομών σε εγκαταστάσεις εξυπηρέτησης, επιθεώρησης. Τμήματα στεγών που απαρτίζονται από ελάσματα ή μη συνεχή στοιχεία θα σχεδιάζονται έτσι ώστε το συγκεντρωμένο φορτίο  $Q_k$  να δρα επί της ενεργούς επιφάνειας που δημιουργείται μέσω διατάξεων διανομής του φορτίου.

## 2.3 Φορτίο Ανέμου (WIND)

### 2.3.1 Γενικά

Ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου στο κτήριο αλλά και στα επιμέρους στοιχεία του βασίστηκε στους κανόνες και τις μεθόδους που ορίζει ο Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-4, για έργα πολιτικού μηχανικού ύψους μέχρι και 200m. Οι δράσεις του ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και ως έτσι θα ληφθούν υπόψη στους συνδυασμούς των δράσεων σχεδιασμού σε οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA-DLS) και σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (OKL-SLS), που παρατίθενται σε επόμενη ενότητα.

#### Κατηγορίες εδάφους- Παράμετροι εδάφους

Το έδαφος χωρίζεται σε τέσσερις κατηγορίες ανάλογα με το ανάγλυφο της περιοχής, την τραχύτητα του εδάφους και το ύψος των εμποδίων σε σχέση με τη μεταξύ τους απόσταση. Οι κατηγορίες και οι αντίστοιχες παράμετροί τους παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 5- Κατηγορίες και Παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους	$z_0$ m	$z_{min}$ m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

#### Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $z$ , δίδεται από την παρακάτω σχέση:

$$q_p(z)=[1+7 \times I_v(z)] \times 0,5 \times \rho \times v_m^2(z)$$

όπου:

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

$I_v(z)$  είναι η ένταση στροβιλισμού σε ύψος  $z$ , η οποία υπολογίζεται από τις σχέσεις:



$$I_v(z) = k_i / (c_0(z) \times I_n(z/z_0)) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

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

όπου:

$k_i$  συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με τη μονάδα)

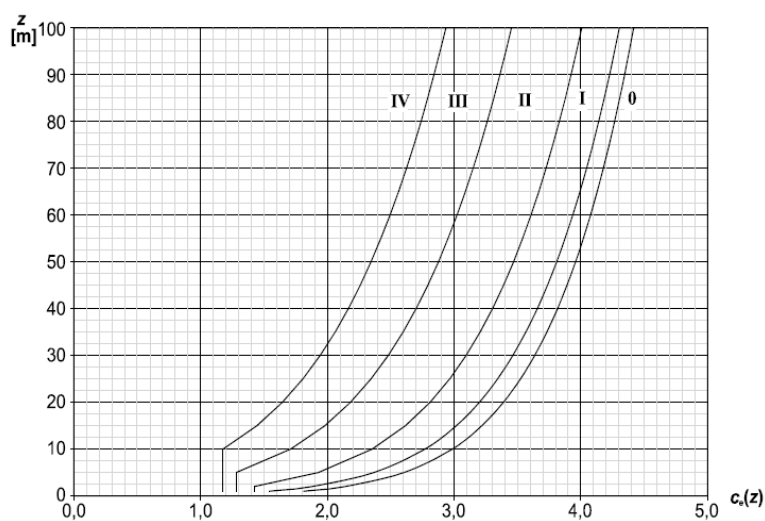
$c_e(z)$  είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = q_p(z) / q_b$$

ή

για επίπεδο έδαφος και ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους δίνεται από το παρακάτω διάγραμμα:

Σχήματα 1- Διάγραμμα Συντελεστή Έκθεσης



Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης  $c_e(z)$  για  $c_0=1.0$ ,  $k_i=1.0$

### Βασική πίεση $q_b$

Η βασική πίεση δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = 0,5 \times \rho \times v_b^2$$

όπου:

$v_b$  είναι η βασική ταχύτητα του, που ορίζεται συνάρτηση της εποχής του έτους και της διεύθυνσης του ανέμου, σε ύψος 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, από τη σχέση:

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,0}$$

όπου:

$C_{dir}$  είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα)

$C_{season}$  είναι ο συντελεστής εποχής (λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα)

$v_{b,0}$  είναι η τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου.

### Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$

Μέση ταχύτητα ανέμου  $v_m(z)$  είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος  $z$  από το έδαφος και εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση. Δίνεται από τη σχέση:

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

όπου:

$c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας

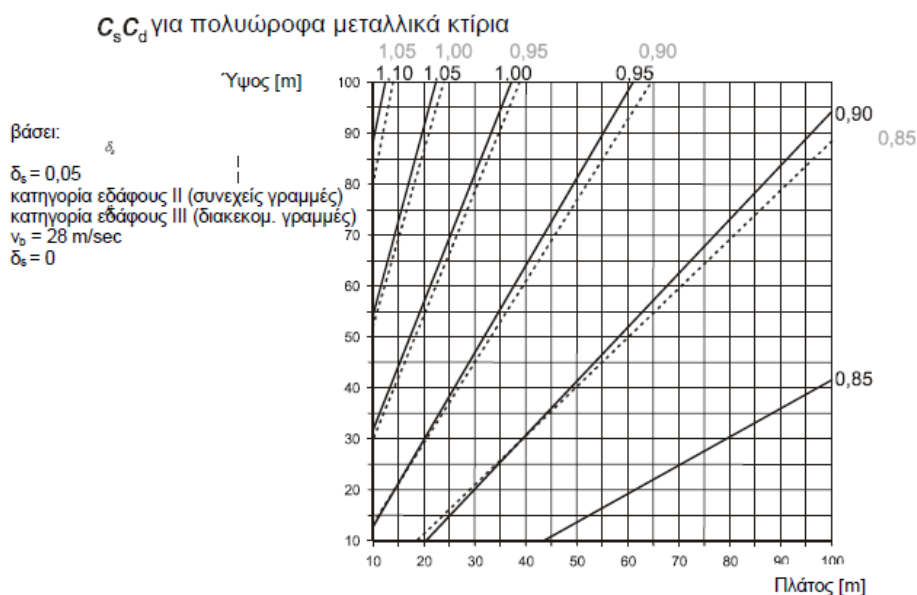
$c_o(z)$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1,00)

### Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δύο επιμέρους παραμέτρους, την παράμετρο  $c_s$ , 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  $c_d$ , που λαμβάνει υπόψη της την αυξημένη επίδραση των ταλαντώσεων λόγω στροβιλισμού.

Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής, το ύψος και το πλάτος της και μπορεί να εκτιμηθεί είτε με τη βοήθεια των παρακάτω διαγραμμάτων ή αν υπερβαίνει την τιμή 1,10, σύμφωνα με μια λεπτομερή διαδικασία η οποία δεν περιγράφεται στα πλαίσια αυτής της μεταπτυχιακής.

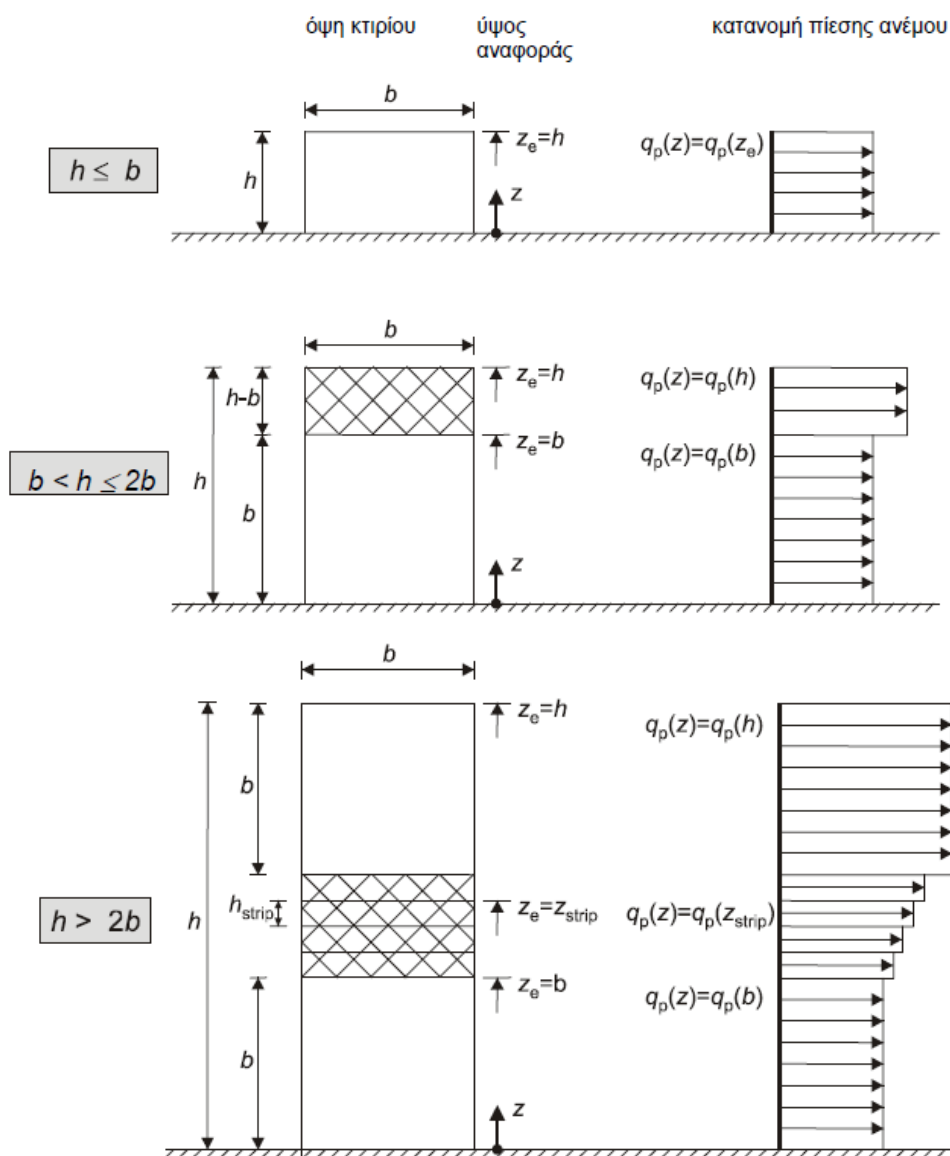
Σχήματα 2- Διάγραμμα συντελεστή  $c_s c_d$



### Υψος αναφοράς $Z_e$

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς για τους προσήνεμους τοίχους ανάλογα με τη σχέση ύψους  $h$  και πλάτους  $b$  του κτηρίου γίνεται στα παρακάτω σχήματα:

### Σχήματα 3- Ύψος αναφοράς $z_e$



ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η πίεση ανέμου θα θεωρείται ομοιόμορφη σε κάθε οριζόντια λωρίδα.

**Ύψος αναφοράς,  $z_e$ , που εξαρτάται από τα  $h$  και  $b$ , και αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων**

Για τον υπήνεμο τοίχο και τους παράπλευρους τοίχους το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με το ύψος του κτηρίου.

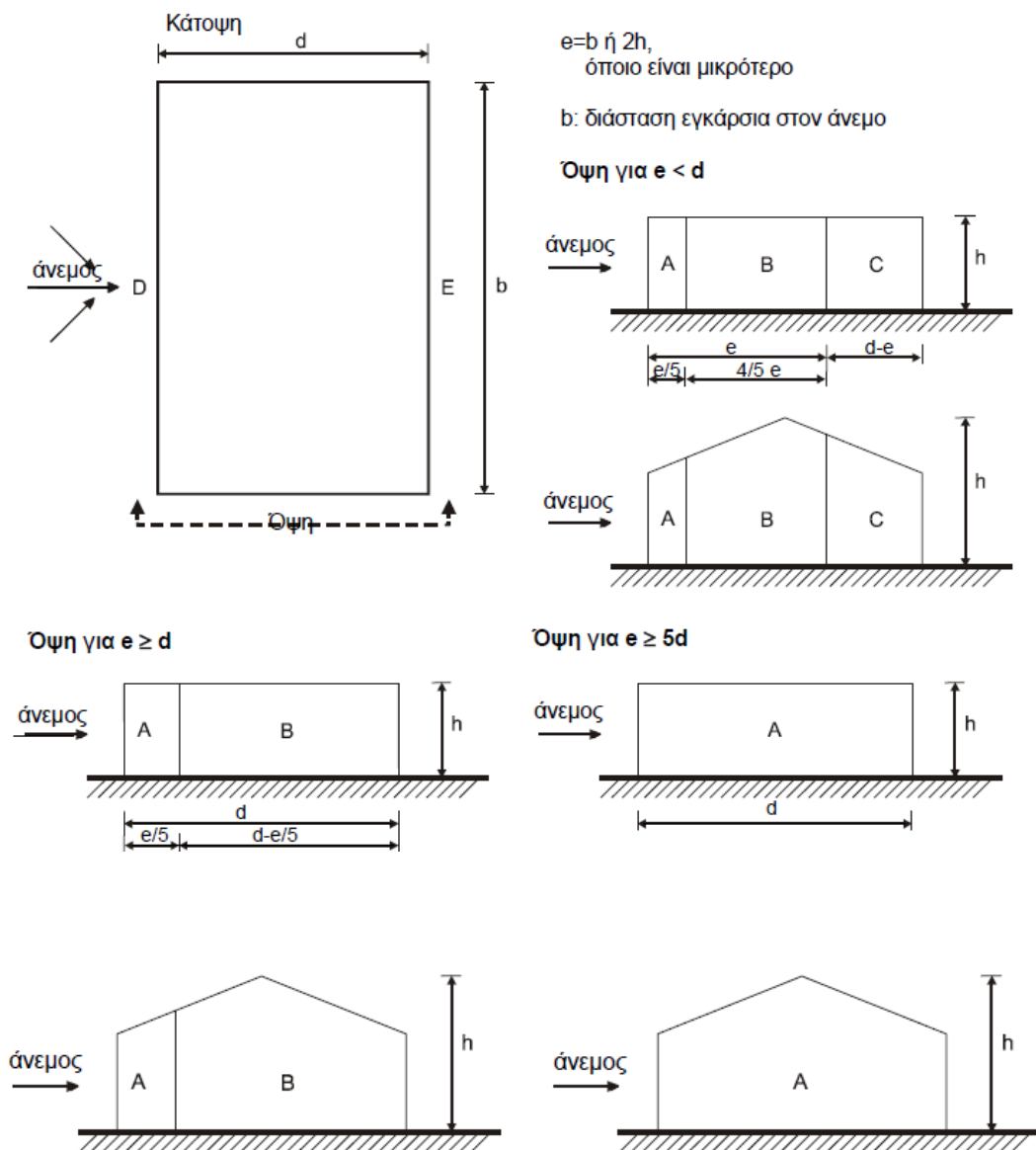
#### Αεροδυναμικοί συντελεστές πίεσης και δύναμης

Οι αεροδυναμικοί συντελεστές πίεσης και δύναμης διακρίνονται σε συντελεστές εσωτερικής  $c_{pi}$  και συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$ . Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτηρίων, ενώ οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κτηρίων. Επιπλέον οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης διακρίνονται σε καθολικούς και τοπικούς συντελεστές. Οι τοπικοί συντελεστές  $c_{pe,1}$  αφορούν τους

συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από  $1 \text{ m}^2$  π.χ. για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων. Οι καθολικοί συντελεστές  $c_{pe,10}$  αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες των  $10 \text{ m}^2$ .

Τέλος χρησιμοποιούνται και οι αεροδυναμικοί συντελεστές τριβής  $c_f$ , οι οποίοι εκφράζουν τις επιδράσεις της τριβής του ανέμου στις παράλληλες, προς τη διεύθυνση του ανέμου, πλευρές. Οι συντελεστές αεροδυναμικής πίεσης και δύναμης δίνονται από τους παρακάτω σχήματα και πίνακες, για κατακόρυφους τοίχους και δικλινείς στέγες, για διευθύνσεις ανέμου  $0^\circ$  και  $90^\circ$  και ανάλογα με το λόγο  $h/d$  ή την κλίση  $\alpha^\circ$  αντίστοιχα. Για ενδιάμεσες τιμές των πινάκων χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

Σχήματα 4- Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

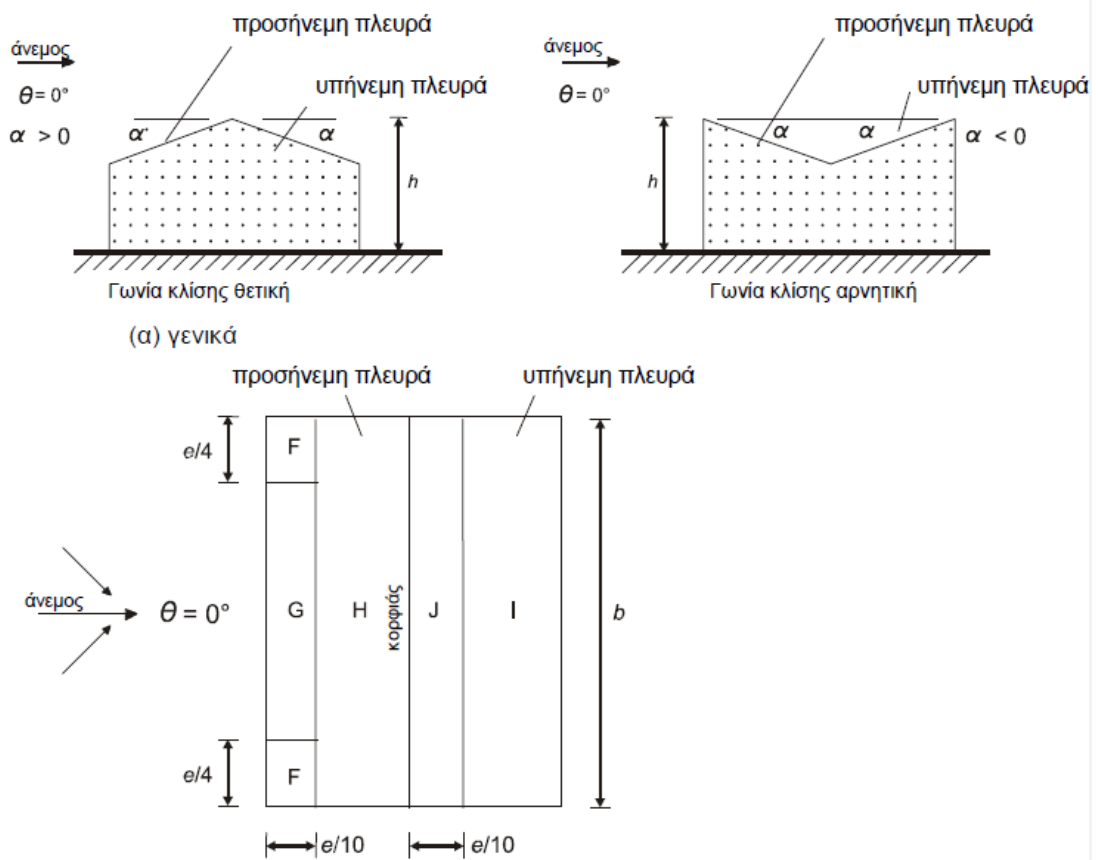


Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 6-Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτηρίων ορθογωνικής κάτοψης

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	

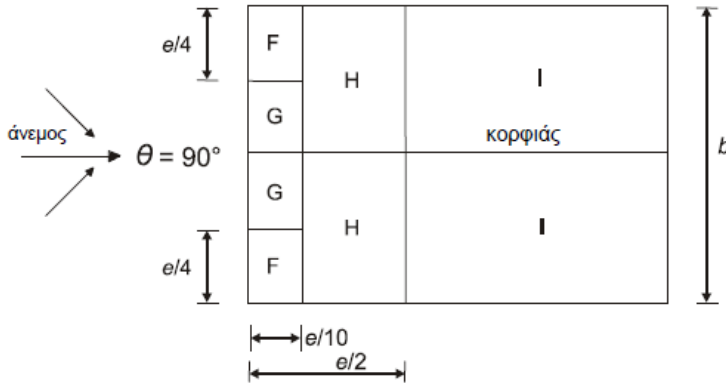
Σχήματα 5- Υπόμνημα για δικλινείς στέγες



(β) διεύθυνση ανέμου  $\theta = 0^\circ$

$e = b$  ή  $2h$   
 όποιο είναι μικρότερο

$b$  : διάσταση εγκάρσια  
 στον άνεμο



(γ) διεύθυνση ανέμου  $\theta = 90^\circ$

### Υπόμνημα για δικλινείς στέγες

Πίνακας 7-Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

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

Πίνακας 8- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

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

### 2.3.2 Φορτία Ανέμου Υπόστεγων

Ο υπολογισμός των πιέσεων του ανέμου έγινε για δύο διευθύνσεις ανέμου, για  $\theta=0^\circ$  και  $\theta=90^\circ$ . Για την κάθε διεύθυνση ανέμου χωρίστηκαν δύο περιπτώσεις φορτίσεων, για ανοιχτή και για κλειστή θύρα. Έτσι συνολικά προέκυψαν οι παρακάτω τέσσερις περιπτώσεις φορτίσεων ανέμου όπως αυτές ονομάστηκαν:

- WIND-DO-0° : Διεύθυνση ανέμου 0°, για ανοιχτή θύρα
- WIND-DO-90° : Διεύθυνση ανέμου 90°, για ανοιχτή θύρα
- WIND-DC-0° : Διεύθυνση ανέμου 0°, για κλειστή θύρα
- WIND-DC-90° : Διεύθυνση ανέμου 90°, για κλειστή θύρα

Για κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις υπολογίστηκε το συνολικό φορτίο του ανέμου για κάθε κατακόρυφη πλευρά και κατόπιν κατανεμήθηκε ισότιμα στα υποστυλώματα κάθε πλευράς ανάλογα με το ύψος τους ή στους κόμβους του αντίστοιχου ζυγώματος. Επίσης υπολογίστηκαν τα ανεμοφορτία της στέγης και κατανεμήθηκαν στα πλαίσια βάση του συνολικού μήκους της άνω δοκού των πλαισίων.

Για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω συντελεστές:

#### Συντελεστές:

- i. Κατηγορία εδάφους: I
- ii. Πυκνότητα αέρα  $\rho$ :  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
- iii. Βασική ταχύτητα ανέμου  $v_{b,0} = 33,00 \text{ m/s}$
- iv. Αεροδυναμικοί συντελεστές εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$ : για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν τιμές του  $c_{pi}$  όπως αυτές προκύπτουν από τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 και ανάλογα με την δεσπόζουσα πλευρά ή από το λόγο των ανοιγμάτων του κτηρίου  $\mu$ , όταν δεν υπάρχει σαφής δεσπόζουσα πλευρά.

- v. Δυναμικός συντελεστής  $c_s c_d$ : Θεωρώ δυναμικό συντελεστή  $c_s c_d = 1,00$
- vi. Συντελεστής εποχής  $c_{season}$ :  $c_{season} = 1,00$
- vii. Συντελεστής διεύθυνσης ανέμου  $c_{dir}$ :  $c_{dir} = 1,00$

## 2.4 Φορτίο Χιονιού (SNOW)

### 2.4.1 Γενικά

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για τις περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Τα φορτία του χιονιού αντιμετωπίζονται ως κατανεμημένα φορτία, με πιθανές μειώσεις για τις απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δε λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξανόμενη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψηλότερα φορτία λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση.

Επίσης ο EC δεν καλύπτει τοποθεσίες με υψόμετρο πάνω από 1500m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων. Για τις περιοχές δε με ιδιαίτερες κλιματικές συνθήκες, όπως υψηλές ταχύτητες ανέμου και λιώσιμο χιονιού, γίνονται ειδικές τροποποιήσεις που περιγράφονται στις ειδικές μορφές συγκέντρωσης χιονιού.

Η δράση του χιονιού θεωρείται ότι εξασκείται στις στέγες των κτηρίων και άλλων τεχνικών έργων. Ως δράση του χιονιού το οποίο έχει συσσωρευτεί είτε από ελεύθερη πτώση είτε έχει παρασυρθεί. Η δράση του χιονιού θεωρείται στατική, μεταβλητή στον χρόνο και σταθερή στον χώρο.

Το φορτίο χιονιού στην στέγη  $S$ , προκύπτει από το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος,  $s_k$ , (σε kPa) και το οποίο τροποποιείται με μια σειρά συντελεστών οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη τους :

- ❖ Τη διαφοροποίηση του από το έδαφος στη στέγη (συντελεστής σχήματος  $\mu$ )
- ❖ Την έκθεση της στέγης στα καιρικά φαινόμενα (συντελεστής έκθεσης,  $C_e$ )
- ❖ Την επίδραση της θερμοκρασίας στη συσσώρευση του χιονιού στη στέγη (θερμικός συντελεστής,  $C_t$ )

Είναι δηλαδή:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

Αναλυτικότερα κάθε συντελεστής ορίζεται ως εξής:



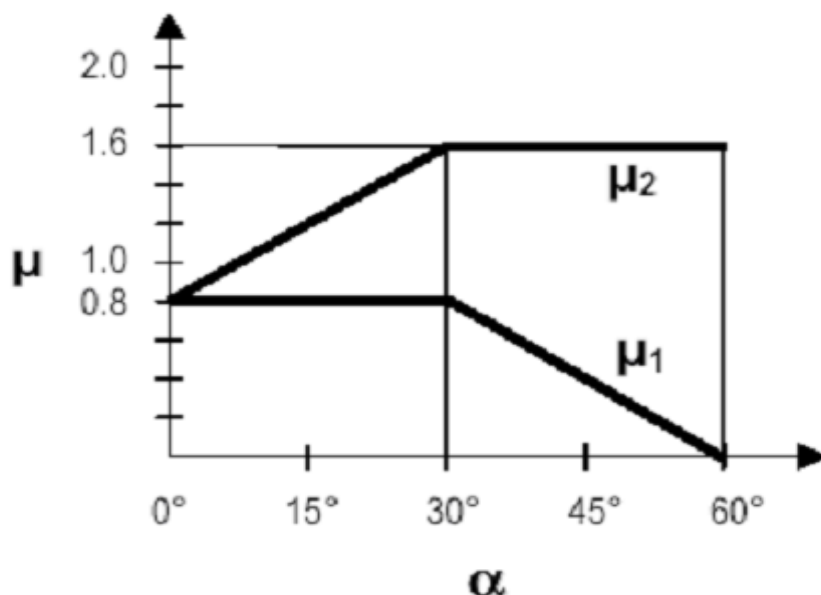
### Συντελεστής σχήματος ( $\mu$ ):

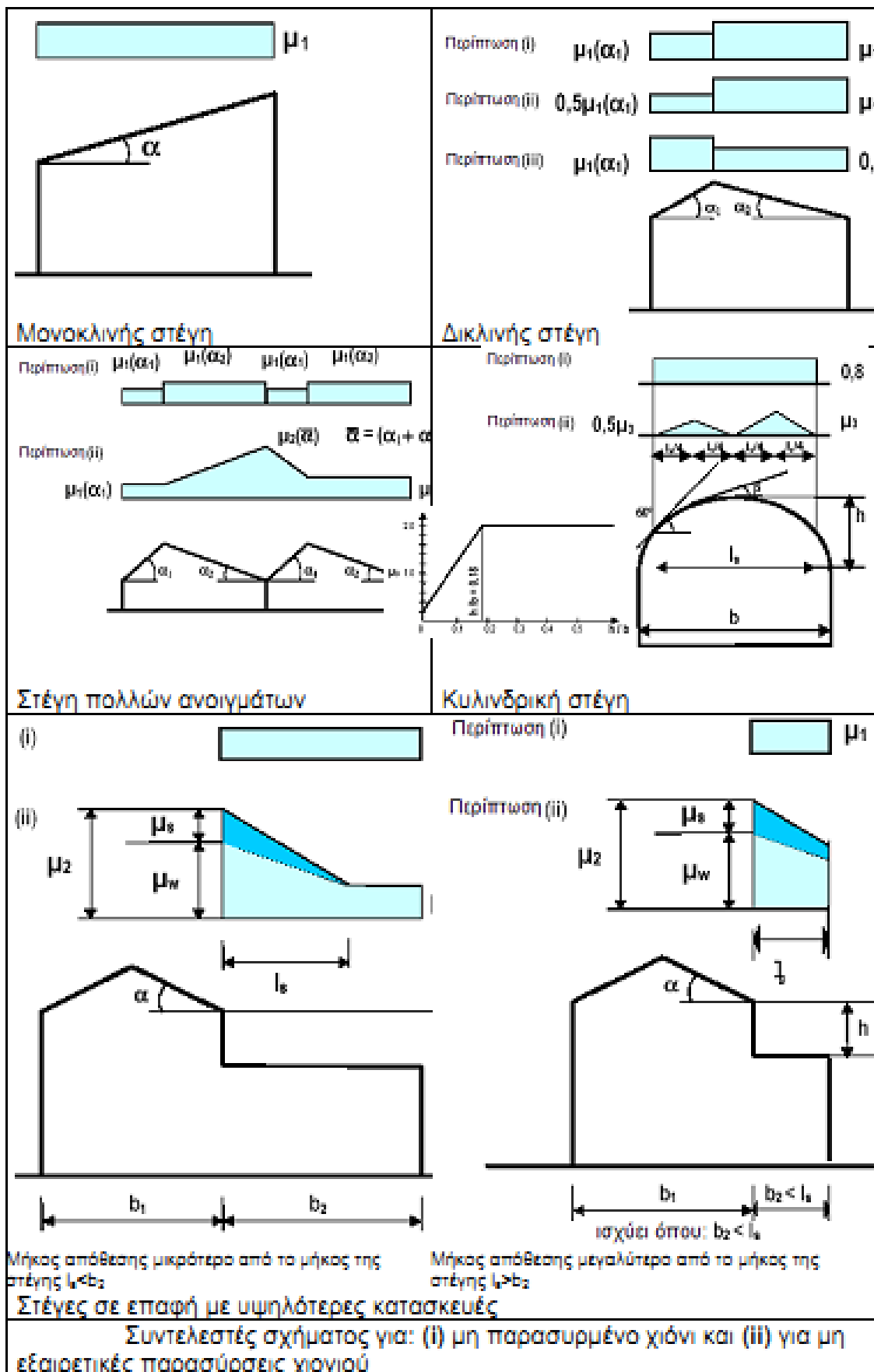
Οι συντελεστές σχήματος της στέγης χρησιμοποιούνται για την αναγωγή από το φορτίο χιονιού στο έδαφος σε φορτίο χιονιού στη στέγη. Γενικώς το φορτίο χιονιού στη στέγη εξαρτάται από:

- Το σχήμα της στέγης και την κλίση της στέγης. Γενικώς θεωρείται ότι το χιόνι δεν μπορεί να παραμείνει σε στέγες με κλίση μεγαλύτερη των  $60^\circ$ , εκτός αν υπάρχουν εμπόδια, προεξοχές ή φράχτες.
- Τις θερμικές ιδιότητες της στέγης και την παραγόμενη θερμότητα κάτω από την στέγη.
- Την τραχύτητα της επιφάνειας της στέγης
- Τη γειτνίαση με άλλα υψηλότερα κτήρια
- Την τοπογραφία της περιοχής
- Το μικροκλίμα της περιοχής (και κυρίως την έκθεση στον άνεμο)

Ο συντελεστής σχήματος στέγης  $\mu$ , δίνονται από το παρακάτω διάγραμμα για παρασυρόμενο και μη παρασυρόμενο χιόνι για περιπτώσεις μη εξαιρετικής μετατόπισης. Για τις περιπτώσεις εξαιρετικής μετατόπισης του χιονιού οι συντελεστές σχήματος είναι διαφορετικοί όπως προβλέπει ο EC στο παράρτημα Β.

Σχήματα 6- Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού





$\mu_1 = \min[2h/s_{\alpha}, 2b_3/(l_{s1} + l_{s2}), 5]$

Κοιλάδες στεγών πολλαπλών ανοιγμάτων

Για τα  $\mu_1$  και  $\mu_2$  βλέπε πίνακα ??

Στέγες σε επαφή με, ή κοντά σε, υψηλότερες κατασκευές

Σιάστρο με  $b_1 \leq 5m$

Εμπόδια σε οριζόντια στέγη

Εμπόδια σε κακλμένη ή κα

$\mu_1 = \min[2h_1/s_{\alpha}, 5], \mu_2 = \min[2h_2/s_{\alpha}, 5]$

Στέγες με παράσυρση χιονιού σε προεξοχές και εμπόδια

Χιόνι σε «κοιλιάδα» πίσω από πέτασμα στην άκρη της στέγης

Χιόνι πίσω από πέτασμα, οριζόντια στέγη

ΣΗΜ.: Το  $b_2$  πρέπει να χρησιμοποιείται στον υπολογισμό του συντελεστή σχήματος

Χιόνι πίσω από πέτασμα σε μαρκίζα, κακλμένη ή κακλνδρική στέγη

$\mu_1 = \min[2h/s_{\alpha}, 2b/l_s, 8], l_s = \min[5h, b_1, 15m]$

Στέγες με συγκέντρωση χιονιού σε πετάσματα

Συντελεστές σχήματος για εξαιρετικές παρασύρσεις χιονιού

Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού για εξαιρετικές μετατοπίσεις χιονιού για στέγες σε επαφή με, ή κοντά σε, υψηλότερες κατασκευές.

Συντελεστής Σχήματος	Γωνία κλίσης της στέγης $\alpha_1$			
	$0^\circ < \alpha_1 \leq 15^\circ$	$15^\circ < \alpha_1 \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha_1 < 60^\circ$	$60^\circ < \alpha_1$
$\mu_1$	$\mu_2$	$\mu_2((30-\alpha_1)/15)$	0	0
$\mu_2$	$\mu_2$	$\mu_2$	$\mu_2((60-\alpha_1)/30)$	0
Σημείωση: $\mu_2 = \min[2h/s_{\alpha}, 2b/l_s, 8], b = \max[b_1, b_2], l_s = \min[5h, b_1, 15m]$ .				

Στον EC δίνονται συντελεστές σχήματος στέγης για μια ποικιλία μορφών στέγης. Για ορισμένες μορφές στέγης, πρέπει να εξεταστούν διάφορες περιπτώσεις φορτίσεως, επειδή είναι πιθανές διάφορες διατάξεις των φορτίων (με ή χωρίς παράσυρση του χιονιού).

#### Συντελεστής Έκθεσης ( $C_e$ ):

Η έκθεση μιας κατασκευής στη δράση του ανέμου καθώς και η διάδοση της θερμότητας διαμέσου μίας μη μονωμένης στέγης επηρεάζουν τη συσσώρευση του χιονιού στη στέγη. Για να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα αυτά ο EC εισάγει το συντελεστή έκθεσης,  $C_e$ . Γενικώς ο συντελεστής έκθεσης λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα  $C_e=1$ , εκτός αν η κατασκευή είναι προφυλαγμένη ή εκτεθειμένη οπότε ο συντελεστής  $C_e$  αυξομειώνεται κατά 20% αντιστοίχως.

Διακρίνουμε τρεις περιπτώσεις :

- i. Εκτεθειμένο περιβάλλον  $C_e = 0,8$ . Πρόκειται για επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια με καθόλου ή λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές ή δέντρα.
- ii. Κανονικό περιβάλλον  $C_e = 1,0$ , όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση χιονιού από τον άνεμο.
- iii. Προφυλαγμένο περιβάλλον  $C_e = 1,2$  στο οποίο η κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερα από το φυσικό ανάγλυφο ή προστατεύεται από κτήρια ή δέντρα.



#### Θερμικός Συντελεστής ( $C_t$ ):

Ο θερμικός συντελεστής που καθορίζει τη μείωση του φορτίου χιονιού ως συνέπεια της ροής θερμότητας διαμέσου της στέγης που προκαλεί τήξη του χιονιού. Για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης είναι  $C_t = 1,00$ . Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης, όπως συμβαίνει για παράδειγμα στις γυάλινες στέγες. Όμως, δεν είναι σπάνιες περιπτώσεις όπου σε μια μεγάλη χιονόπτωση παρατηρείται ταυτόχρονα και βλάβη στο σύστημα θέρμανσης (π.χ. από διακόπτη του ηλεκτρικού ρεύματος ή πάγωμα πετρελαίου). Συνεπώς καλό είναι ο θερμικός συντελεστής να λαμβάνεται  $C_t = 1.0$  συντηρητικά.

Οι συντελεστές  $C_e$ ,  $C_t$  είναι επιλεγμένοι ώστε η πιθανότητα υπέρβαση του φορτίου χιονιού επί της στέγης που υπολογίζεται να μην ξεπερνά την πιθανότητα υπέρβασης της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού επί του εδάφους  $s_k$ .

Το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος ( $s_k$ ):

Είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους. Είναι το φορτίο με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 2% σε [kN/m<sup>2</sup>], εξαιρουμένων των εξαιρετικών φορτίων χιονιού. Η χαρακτηριστική αυτή τιμή συναρτάται από τη ζώνη στην οποία βρίσκεται η τοποθεσία της κατασκευής και από το υψόμετρο της περιοχής και μάλιστα με παραβολικό τρόπο.

Η σχέση που δίνει το φορτίο αυτό είναι :

$$s_k = (0.420 \cdot z - 0.030) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right], \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Όπου

z Η ζώνη που ανήκει το κτήριο γεωγραφικά με βάση τον EC.

A Το υψόμετρο της περιοχής σε m.

#### 2.4.2 Φορτίο Χιονιού Υπόστεγων

Το φορτίο του χιονιού υπολογίστηκε βάσει των παραπάνω κανονιστικών διατάξεων του Ευρωκώδικα και τοποθετήθηκε ως κατανεμημένο φορτίο στις άνω δοκούς των ζυγμάτων της στέγης. Αναλυτικά χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω συντελεστές:

*Συντελεστές Χιονιού:*

Θεωρούμε ότι τα υπόστεγα θα κατασκευαστούν εντός της περιφέρειας του Ν. Αττικής. Έτσι η κατασκευή ανήκει στη Ζώνη III, που συνεπάγεται:

$$s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

Το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος ( $s_k$ ):  $s_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$

Θερμικός Συντελεστής (C<sub>t</sub>):  $C_t = 1,00$

Συντελεστής Έκθεσης (C<sub>e</sub>):  $C_e = 0,80$

Η τιμή του φορτίου του χιονιού υπολογίστηκε ξεχωριστά για κάθε υπόστεγο (αναφέρεται στην αντίστοιχη ενότητα) και έχει διεύθυνση όμοια με αυτή της βαρύτητας.

## 2.5 Σεισμικά Φορτία (E)

### 2.5.1 Γενικά

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 κτηρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

#### Απαιτήσεις συμπεριφοράς και αντίστοιχες σεισμικές δράσεις:

Οι ρητές απαιτήσεις συμπεριφοράς στον EC8 είναι δύο:

#### 1. «Μη- κατάρρευση υπό τη «σεισμική δράση σχεδιασμού»

Αποφυγή έστω και τοπικής κατάρρευσης που μπορεί να θέσει σε κίνδυνο έστω και μία ανθρώπινη ζωή και διατήρηση στατικής ακεραιότητας και παραμένουσας φέρουσας ικανότητας μετά το σεισμό (στους μετασεισμούς). Πρόκειται ουσιαστικώς για απαίτηση «Προστασίας Ζωής».

#### 2. «Περιορισμός βλαβών» υπό τη «σεισμική δράση περιορισμού βλαβών»

Για συνήθη έργα η «σεισμική δράση σχεδιασμού» έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια, δηλ. μέση περίοδο επανάληψης 475 χρόνια. Πρόκειται ουσιαστικώς για τη χαρακτηριστική σεισμική δράση,  $A_{EK}$ , η οποία στον EC8 ονομάζεται «σεισμική δράση αναφοράς» και δηλώνεται με το δείκτη R. Για έργα σπουδαιότητας διαφορετικής της συνήθους, η «σεισμική δράση σχεδιασμού» είναι η «σεισμική δράση αναφοράς»,  $A_{EK}$ , επί το συντελεστή σπουδαιότητας,  $\gamma_I$ , που έχει τιμές μεγαλύτερες ή μικρότερες από 1.0. Έτσι τελικώς η «σεισμική δράση σχεδιασμού» είναι:  $A_{Ed} = \gamma_I A_{EK}$ . Οι τιμές του  $\gamma_I$  που δίνονται για κτήρια στο Κεφάλαιο 4 του EN 1998-1:2004 είναι αυτές του Πίνακα 9.

Η απαίτηση υπ. αρ. 1, «μη-κατάρρευσης», πρέπει να ικανοποιείται υπό τη σεισμική δράση  $A_{Ed}$ .

**Πίνακας 9- Κατηγορίες Σπουδαιότητας για κτήρια, Συντελεστές Σπουδαιότητας και Συντελεστής Μείωσης  $\nu$  για τη σεισμική δράση περιορισμού βλαβών**

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίριο	Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_1$	Συντελεστής μείωσης σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών, $\nu$
I (Σ1 κατά ΕΑΚ)	Μικρής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια	0.8	0.5
II (Σ2 κατά ΕΑΚ)	Σύνηθες	1.0 (εξ ορισμού)	0.5
III (Σ3 κατά ΕΑΚ)	Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κοινού, πολιτιστικά ιδρύματα κ.λ.π.).	1.2	0.4
IV (Σ4 κατά ΕΑΚ)	Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική Προστασία (νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας)	1.4	0.4

Για συνήθη έργα η «σεισμική δράση περιορισμού βλαβών» έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 10 χρόνια, δηλ. μέση περίοδο επανάληψης 95 χρόνια. Ο ΕΚ8 επιτρέπει να λαμβάνεται χάριν απλότητας ίση με τη «σεισμική δράση σχεδιασμού»,  $A_{Ed}$ , επί το συντελεστή μείωσης  $\nu$  του Πίνακα. Επισημαίνεται η χαμηλότερη τιμή του  $\nu$  για Κατηγορίες Σπουδαιότητας III και IV: η «σεισμική δράση περιορισμού βλαβών»,  $Ed A \nu$ , είναι χαμηλότερη για Κατηγορία Σπουδαιότητας II παρά για III.

Οι ανωτέρω ρητές απαιτήσεις συμπεριφοράς ελέγχονται με βάση τα κριτήρια συμμόρφωσης που περιγράφονται παρακάτω. Όμως, ο ΕΚ8 – όπως και ο ΕΑΚ 2000 στον ίδιο σχεδόν βαθμό – έχει και μία τρίτη απαίτηση: την αποφυγή καθολικής κατάρρευσης υπό μία εξαιρετικά σπάνια αλλά μη καθοριζόμενη σεισμική δράση, πολύ πέραν της «σεισμικής δράσης σχεδιασμού» (π.χ., με μέση περίοδο επανάληψης της τάξεως των 2000 χρόνων). Η απαίτηση αυτή στοχεύει στην αποφυγή καθολικών απωλειών, όχι μεμονωμένων θυμάτων, και αδιαφορεί για το αν ο φορέας θα καταρρεύσει στους μετασεισμούς. Για φορείς που σχεδιάζονται για πλαστιμότητα, η ικανοποίηση της απαίτησης αυτής επιδιώκεται μέσω καθολικής εφαρμογής του Ικανοτικού Σχεδιασμού.

#### Εδαφικές συνθήκες και κατηγορίες εδάφους

Η σεισμική δράση εξαρτάται όχι μόνον από τη σεισμικότητα στη θέση του έργου, αλλά και από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Για το σκοπό του καθορισμού της σεισμικής δράσης, ο ΕΚ8 κατηγοριοποιεί το έδαφος σε 5 τυποποιημένες κατηγορίες, τις Α, Β, C, D, E και σε δύο ειδικές, τις S1, S2.

Η βασική παράμετρος για την κατάταξη σε κατηγορία είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στα ανώτατα 30 m από την επιφάνεια,  $v_{s,30}$ :

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

όπου  $h_i$  και  $v_i$  είναι το πάχος (σε m) και η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε διατμητική παραμόρφωση 10–5 ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος  $i$  από  $N$

συνολικά. Αν δεν είναι διαθέσιμη η τιμή της  $v_{s,30}$ , μπορεί να χρησιμοποιείται για την κατάταξη σε κατηγορία ο αριθμός κρούσεων/0.3 m στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης,  $N_{SPT}$ . Αν ούτε αυτός είναι διαθέσιμος, μπορεί να χρησιμοποιείται η αστράγγιστη αντοχή,  $c_u$ .

Πίνακας 10- Κατηγορίες εδάφους κατά EC8

Κατηγορία Εδάφους	$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$	$c_u$ (kPa)
A Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό	>800	—	—
B Πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250
C Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m	180-360	15-50	70-250
D Χαλαρή έως μετρίως χαλαρή άμμος ή αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος	<180	<15	<70
E Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5 έως 20m και υπόστρωμα με $v_s > 800$ m/s			
S <sub>1</sub> ≥ 10m μαλακή άργιλος/ιλύς με δείκτη πλαστικότητας PI > 40 και υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	—	10-20
S <sub>2</sub> Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S <sub>1</sub>			

#### Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση

Η εξάρτηση της «σεισμικής δράσης αναφοράς» (δηλαδή, αυτής με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια και μέση περίοδο επανάληψης 475 χρόνια),  $A_{EK}$ , από τη γεωγραφική θέση δίνεται σε όρους μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{gR}$  στο βράχο (δηλ. σε έδαφος κατηγορίας A) από τον εθνικό χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας.

Χάριν απλότητας, το Εθνικό Προσάρτημα του EC8 υιοθετεί για το σκοπό αυτό τις τρεις Ζώνες Επικινδυνότητας του EAK 2000 και ως σεισμικές επιταχύνσεις στο βράχο τις αντίστοιχες τιμές εδαφικών επιταχύνσεων (για τις Ζώνες Z1, Z2, Z3: 0.16g, 0.24g, 0.36g, τιμές που θεωρούνται ότι ισχύουν σε έδαφος κατηγορίας B ή C). Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους εξαρτάται από την κατηγορία του εδάφους και προκύπτει από την επιτάχυνση αναφοράς  $a_{gR}$  πολλαπλασιασμένη επί τον συντελεστή S του παρακάτω Πίνακα, που παίρνει τιμές 1.2, 1.15, 1.35 και 1.4, για έδαφος κατηγορίας B, C, D ή E, αντίστοιχα. Για έργα κατηγορίας σπουδαιότητας διαφορετικής της συνήθους (II), η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού,  $a_g$ , ισούται με την τιμή αναφοράς,  $a_{gR}$ , επί το συντελεστή σπουδαιότητας,  $\gamma_i$ :  $a_g = \gamma_i a_{gR}$ .

Τιμές αναφοράς  $a_{gR}$  μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος τύπου A.

Πίνακας 11- Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης

Ζώνη	$a_{gR}/g$
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36



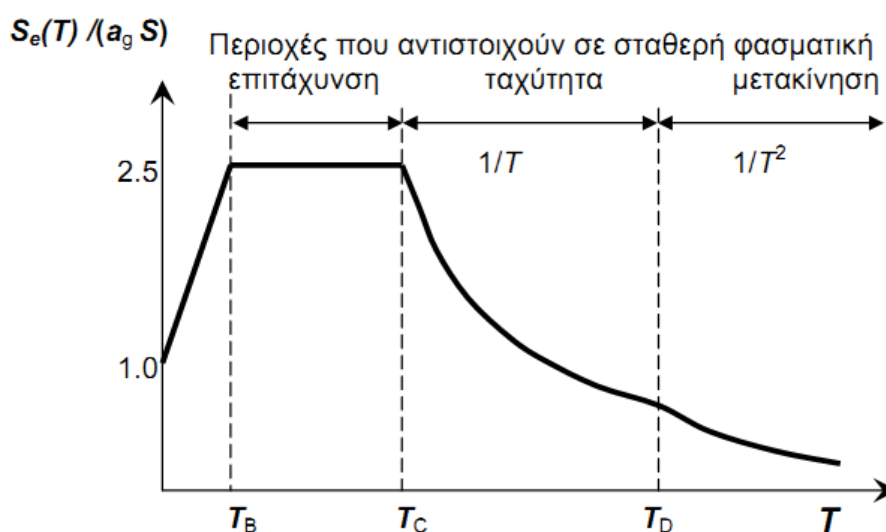
### Φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση

Σε οριζόντιο επίπεδο η σεισμική δράση δρα ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις που έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Η σεισμική δράση σχεδιασμού καθορίζεται στον EC8 μέσω του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού. Αυτό προκύπτει από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων (με απόσβεση 5%) με διαίρεση των φασματικών επιταχύνσεων δια του συντελεστή συμπεριφοράς,  $q$ .

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του EC8 δίνεται σχηματικά στο Σχήμα. Περιλαμβάνει μία περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ περιόδων  $T_B$  και  $T_C$  με τιμή 2.5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $a_g S$ , που ακολουθείται από μία περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας μεταξύ περιόδων  $T_C$  και  $T_D$ , όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του  $1/T$ , και μία περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του  $1/T^2$ . Οι τιμές του πολλαπλασιαστικού συντελεστή  $S$  και των περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  δίνονται στον Πίνακα για τις κατηγορίες εδάφους A, B, C, D ή E του EC8.

Σχήματα 7- Ελαστικό φάσμα EC8 στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5%



Πίνακας 12- Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος για τις τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους σύμφωνα με τον EC8

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

Στις περιοχές σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης, το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό με απόσβεση 5% με διαίρεση δια του  $q$ . Ο ανερχόμενος κλάδος για ιδιοπεριόδους μέχρι  $T \leq T_B$  προκύπτει από γραμμική παρεμβολή μεταξύ της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης,  $S_{ag}$ , δια συντελεστή ίσου με 1.5, που εκφράζει υπεραντοχή σε σχέση με την αντοχή σχεδιασμού και της σταθερής επιτάχυνσης σχεδιασμού, για  $T = 0$  και  $2.5a_g/q$  για  $T = T_B$ .

Επιπλέον, τίθεται ένα κάτω όριο στη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, ίσο με 20% της μέγιστης επιτάχυνσης στο βράχο,  $a_g$ . Έτσι τελικώς το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

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

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2.5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0.2a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2.5}{q} \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0.2a_g \end{cases}$$

### Ανάλυση για τη σεισμική δράση

Σύμφωνα με τον EC8, η ανάλυση είναι ελαστική. Αν η ανάλυση γίνεται για τον υπολογισμό της έντασης στα μέλη υπό τη «σεισμική δράση σχεδιασμού», χρησιμοποιεί το φάσμα σχεδιασμού.

Η ανάλυση για τη «σεισμική δράση περιορισμού βλαβών» έχει μόνον στόχο τον υπολογισμό των μετακινήσεων ορόφων. Δεδομένου ότι το ελαστικό φάσμα για τη «σεισμική δράση περιορισμού βλαβών» είναι αυτό της σεισμικής δράσης σχεδιασμού επί το μειωτικό συντελεστή  $\nu$  του Πίνακα 9 στην παρ. 2.5.1., οι μετακινήσεις λόγω της «σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών» λαμβάνονται ίσες με αυτές από την ελαστική ανάλυση για τη «σεισμική δράση σχεδιασμού» με το φάσμα σχεδιασμού, επί το συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  (με βάση «κανόνα των ίσων μετακινήσεων») και επί το μειωτικό συντελεστή  $\nu$ . Έτσι αρκεί μία ανάλυση για τις δύο σεισμικές δράσεις.

Οι βασικές μέθοδοι ελαστικής ανάλυσης είναι δύο:

1. Η ιδιομορφική φασματική («ιδιομορφική φάσματος απόκρισης») ή
2. Η στατική με (ισοδύναμα) οριζόντια σεισμικά φορτία («Μέθοδος οριζόντιας φόρτισης»).

### Ιδιομορφική φασματική μέθοδος

Η ιδιομορφική φασματική μέθοδος ανάλυσης δε διαφέρει ουσιωδώς από τη “δυναμική φασματική” και εφαρμόζεται πάντα, χωρίς περιορισμούς. Πρόκειται για μια στατιστική μέθοδο γραμμικού υπολογισμού της δυναμικής απόκρισης της κατασκευής, της οποίας όμως η αξιοπιστία μειώνεται στις περιπτώσεις απότομων καθ’ ύψος μεταβολών της αντοχής των κτηρίων. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές του τυχαίου μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών του τιμών και περιλαμβάνει:

1. Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
2. Ιδιομορφική απόκριση, κατά την οποία υπολογίζεται με χρήση του φάσματος σχεδιασμού για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση), με καθορισμένο πρόσημο, που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.
3. Ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή του τυχαίου μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο). Για την ιδιομορφική επαλληλία συνήθως χρησιμοποιείται η Πλήρης Τετραγωνική Επαλληλία (CQC).
4. Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού, επίσης με ακαθόριστο πρόσημο. Για τη χωρική επαλληλία συνήθως χρησιμοποιείται η Απλή Τετραγωνική Επαλληλία (SRSS).

Η δυναμική φασματική μέθοδος λαμβάνει υπόψη όλες τις ιδιομορφές της κίνησης που συνεισφέρουν σημαντικά στη συνολική κίνηση, αν όμως ικανοποιείται μια από τις παρακάτω προϋποθέσεις, για όλες τις διευθύνσεις του χωρικού μοντέλου:

- Το άθροισμα των ενεργών δρωσών μαζών που αντιστοιχούν στις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη θα πρέπει να αντιστοιχούν σε περισσότερο από το 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής.
- Όλες οι ιδιομορφές με ενεργές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας λαμβάνονται υπόψη στους υπολογισμούς, δηλαδή όλες οι ιδιομορφές που ενεργοποιούν πάνω από το 5% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας

Άλλη προϋπόθεση για την εφαρμογή του απλούστερου κανόνα της «τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων» είναι να διαφέρουν κατά τουλάχιστον 10% όλες οι διαδοχικές ιδιοπερίοδοι.

### Στατική μέθοδος ανάλυσης με οριζόντια φορτία

Η στατική ανάλυση με (ισοδύναμα) οριζόντια σεισμικά έχει τους παρακάτω περιορισμούς:

1. Το πεδίο εφαρμογής της περιορίζεται μόνον σε κτήρια κανονικά καθ' ύψος, με θεμελιώδη ιδιοπερίοδο που να ικανοποιεί και στις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις και τις δύο συνθήκες:

$$T \leq 2 \text{ s}$$

$$T \leq 4T_c.$$

όπου  $T_c$  η περίοδος στο όριο μεταξύ της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και αυτής της σταθερής φασματικής ταχύτητας .

2. Στην καθ' ύψος μεταβολή των οριζοντίων φορτίων τα οποία μπορεί πάντοτε να προκύπτουν από ανεστραμμένη τριγωνική καθ' ύψος κατανομή των επιταχύνσεων ορόφων:

$$F_i = V_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

όπου  $V_b$  η σεισμική τέμνουσα βάσης και  $z_i, z_j$  τα ύψη των μαζών  $m_i, m_j$  από τη θεμελίωση ή την πάνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου.

3. Στην εφαρμογή των οριζοντίων σεισμικών φορτίων στους ορόφους πάντοτε στη στατική εκκεντρότητα που καθορίζεται εσωτερικά και «αυτόματα» σε μια χωρική ανάλυση.
4. Στις οριζόντιες διευθύνσεις στις οποίες ασκούνται τα οριζόντια φορτία: κατά τις δύο κάθετες μεταξύ τους κύριες διευθύνσεις τις οποίες επιλέγει ο μελετητής.
5. Στο μέγεθος της  $V_b$ , το οποίο επιτρέπεται να μειώνεται κατά 15% σε κτήρια άνω των δύο ορόφων με βασική ιδιοπερίοδο  $T \leq 2T_c$ , λόγω διαφοράς συμμετέχουσας μάζας.

Η στατική ανάλυση με (ισοδύναμα) οριζόντια φορτία στις περιπτώσεις που επιτρέπεται να εφαρμόζεται δίνει αποτελέσματα πλησιέστερα σ' αυτά της ιδιομορφικής φασματικής, και επομένως ακριβέστερα και οικονομικότερα.

Στατική ανάλυση με ισοδύναμα φορτία γίνεται ξεχωριστά για κάθε μεταφορική συνιστώσα της σεισμικής δράσης. Η σεισμική τέμνουσα δύναμη βάσης,  $V_b$ , για κάθε οριζόντια διεύθυνση όπου ασκείται η σεισμική δράση καθορίζεται ως:

$$F_b = S_d(T_1) \lambda m$$

όπου  $S_d(T_1)$  η τιμή του φάσματος σχεδιασμού στη θεμελιώδη περίοδο  $T_1$  στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης,  $m$  η συνολική μάζα του κτηρίου πάνω από τη θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης, και  $\lambda$  συντελεστής ίσος με:  $\lambda = 0,85$  εάν  $T_1 < 2 T_c$  και το κτήριο έχει πάνω από δύο ορόφους, ή  $\lambda = 1,0$  διαφορετικά.

Αν και δίνει και απλούστερες εμπειρικές σχέσεις, ο τρόπος που ενθαρρύνει ο EC8 για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπερίόδου είναι με τον τύπο του Rayleigh:

$$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_i m_i \cdot \delta_i^2}{\sum_i F_i \cdot \delta_i}}$$

Όπου  $\delta_i$  οι μετατοπίσεις των συγκεντρωμένων μαζών  $m_i$  λόγω των φορτίων  $F_i$  στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

### 2.5.2 Υπολογισμός

Για τον υπολογισμό της σεισμικών φορτίων χρησιμοποιήθηκαν από τον μελετητή τα εξής δεδομένα σύμφωνα με τους ορισμούς του EC8:

- Εδαφική επιτάχυνση (τιμή αναφοράς) :  $a_{gR}[g] = 0,24$  (Ζώνη 2)
- Συντελεστής σπουδαιότητας :  $\gamma_i = 1,5$  (EC8)
- Τύπος εδάφους : B (Υπόθεση)
- Συντελεστής συμπεριφοράς : 4 (EC8)

Κατά την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου, έγινε η θεώρηση ενός μόνο προσανατολισμού των δύο οριζοντίων (και καθέτων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για τα υπόστεγα που μελετήθηκαν θεωρήσαμε ότι ταυτίζονται με τους άξονες X και Y της κατασκευής.

Η ταλαντούμενη μάζα υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για το συνδυασμό φορτίων "μόνιμα" + 0,8 "κινητά" κάτι που είναι σύμφωνο με τις αρχές του EC.

Το φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκε από το πρόγραμμα για την ανάλυση είναι αυτό του EC8 όπως αναλύθηκε παραπάνω.

## 2.6 Συνδυασμοί Φορτίσεων

### 2.6.1 Βασικές απαιτήσεις

Ο σχεδιασμός μιας φέρουσας κατασκευής, καθώς και η κατασκευή και η συντήρησή της καθ' όλη τη σκοπούμενη διάρκεια ζωής της, με εύλογο οικονομικό κόστος και για τον απαιτούμενο βαθμό αξιοπιστίας πρέπει να γίνονται με τρόπο που να εξασφαλίζονται οι ακόλουθες τέσσερις βασικές απαιτήσεις:

- αντίσταση (resistance),
- λειτουργικότητα (serviceability),
- ανθεκτικότητα στη διάρκεια του χρόνου (durability),
- ευρωστία (robustness) (δηλ. αποφυγή βλάβης δυσανάλογης με το αίτιο)

Οι απαιτήσεις αυτές αποτελούν τις συνιστώσες της αξιοπιστίας (reliability) της φέρουσας κατασκευής.

Οι προαναφερθείσες βασικές απαιτήσεις μπορούν να συνοψισθούν ως εξής:

- Να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανισθούν κατά την διάρκεια της κατασκευής και χρήσης του και να παραμένει κατάλληλος για τη σκοπούμενη χρήση.
- Να διαθέτει επαρκή αντίσταση, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα.
- Σε περίπτωση πυρκαγιάς η αντίσταση της θα πρέπει να είναι επαρκής για την απαιτούμενη χρονική περίοδο.
- Να μην υποστεί βλάβες εξαιτίας συμβάντων όπως πχ. έκρηξη, πρόσκρουση και συνέπειες ανθρωπίνων σφαλμάτων, σε βαθμό δυσανάλογο ως προς το αρχικό συμβάν.

### 2.6.2 Καταστάσεις σχεδιασμού

Οι σχετικές καταστάσεις σχεδιασμού θα πρέπει να επιλέγονται σε συνάρτηση με τις συνθήκες υπό τις οποίες η φέρουσα κατασκευή καλείται να επιτελέσει τη λειτουργία της, διακρίνονται δε στις εξής:

- Με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
- Παροδικές, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στο φορέα, πχ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή της επισκευής του.
- Τυχηματικές, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές περιπτώσεις συνθηκών οι οποίες αφορούν στον φορέα ή στην έκθεσή του, πχ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή οι συνέπειες τοπικής αστοχίας.
- Έναντι σεισμού, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στον φορέα, όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά συμβάντα.

#### Οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους πού θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές ή την ασφάλεια του φορέα ή ενδεχομένως και την προστασία των περιεχομένων. Σκοπός είναι να εξασφαλιστεί ότι η μέγιστη αντοχή της κατασκευής ή του στοιχείου της κατασκευής είναι επαρκής για να αντέξει τις μέγιστες

δράσεις που θα επιβληθούν σ' αυτήν, υπό ακραίες συνθήκες δηλαδή, με ένα λογικό περιθώριο ασφαλείας.

Οι Ο.Κ.Α. διακρίνονται σε :

- Απώλεια στατικής ισορροπίας (EQU) του θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του. Ως κρίσιμος παράγοντας θεωρούνται οι μικρές διακυμάνσεις στην τιμή ή στη χωρική κατανομή των δράσεων που έχουν ενιαία προέλευση, ενώ δεν είναι κρίσιμη η αντοχή/ αντίσταση των υλικών.
- Αστοχία μέλους από υπέρβαση της αντοχής του υλικού ή από υπερβολική παραμόρφωση (STR). Είναι η καθαυτή δομική αστοχία σύμφωνα με την οποία ο φορέας ή οποιοδήποτε μέρος του μετατρέπεται σε μηχανισμό ή θραύεται ή χάνει την ευστάθειά του, συμπεριλαμβανομένων των στηρίξεων και των θεμελίων.
- Αστοχία εδάφους (GEO). Κρίσιμη αναδεικνύεται η αντοχή/αντίσταση του εδάφους.
- Κόπωση (FAT) ή άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται από το χρόνο

Στις παραπάνω Ο.Κ.Α θα πρέπει να προστεθούν και δυο ακόμα που αφορούν ιδιαίτερους τρόπους αστοχίας του εδάφους:

- Απώλεια ισορροπίας της κατασκευής (UPL) ή του εδάφους λόγω υδατικών πιέσεων άνωσης ή επίπλευσης (λ.χ. στεγανολεκάνης).
- Αστοχία υδραυλικού τύπου (HYD), όπως εσωτερική διάβρωση ή διασωλήνωση του εδάφους λόγω ροής υδάτων με μεγάλη υδραυλική κλίση.

Οι Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας λαμβάνονται υπόψη και για τον έλεγχο ανθεκτικότητας της φέρουσας κατασκευής στη διάρκεια του χρόνου.

#### Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Οι Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας της κατασκευής είναι εκείνες, πέρα των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις η μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις και δομήσεις ενοχλητικές για ενοίκους), η άνεση των χρηστών, η εξωτερική εμφάνιση της κατασκευής, δηλαδή η λειτουργία της κατασκευής υπό φυσιολογική χρήση. Δηλαδή, μολονότι η κατασκευή αντέχει, συμπεριφέρεται με μη ικανοποιητικό τρόπο. Οι μετακινήσεις και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με τη δυσκαμψία παρά με την αντοχή της κατασκευής.

Οι Ο.Κ.Λ διακρίνονται σε:

- Αναστρέψιμες
- Μη αναστρέψιμες

Ο έλεγχος των κατασκευών έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας επιτυγχάνεται με τη χρήση των λεγόμενων «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της (για κτιριακά έργα 50 χρόνια).

### 2.6.3 Συνδυασμοί Δράσεων

#### Συνδυασμοί δράσεων σε Ο.Κ.Α.

Για κάθε κρίσιμη περίπτωση φόρτισης, οι τιμές σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων θα προσδιορισθούν συνδυάζοντας τις τιμές των δράσεων που θεωρείται ότι δρουν ταυτόχρονα. Κάθε συνδυασμός δράσεων θα πρέπει να περιλαμβάνει μια κυρίαρχη (δεσπόζουσα) μεταβλητή δράση ή μια τυχηματική/σεισμική δράση.

#### Θεμελιώδεις συνδυασμοί για μόνιμες και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού

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

ή

$$\begin{cases} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{cases}$$

$$0,85 \leq \xi \leq 1,00$$

#### Συνδυασμοί για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού

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

#### Συνδυασμοί για καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού

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



### Συνδυασμοί δράσεων σε Ο.Κ.Λ.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

#### Χαρακτηριστικός συνδυασμός (μη-αναστρέψιμη ΟΚΛ)

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

#### Συχνός συνδυασμός (αναστρέψιμη ΟΚΛ)

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

#### Οιονεί –μόνιμος συνδυασμός (αναστρέψιμη ΟΚΛ)

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

### 2.6.4 Παράμετροι συνδυασμών

#### Μειωτικοί συντελεστές (συντελεστές συνδυασμού) $\psi$

Οι (μειωτικοί) συντελεστές συνδυασμού ( $\psi$ ) εφαρμόζονται στις χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων, εφόσον χρειάζεται να ληφθούν υπόψη σπάνια, συχνά ή οιονεί –μόνιμα γεγονότα. Οι τιμές αυτών είναι σύμφωνα με τον EC :

Πίνακας 13- Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτήρια

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: 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 βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Τιμές σχεδιασμού δράσεων

Σύμφωνα με τον EC οι τιμές για Ο.Κ.Α. διαμορφώνονται ως εξής :

Πίνακας 14- Τιμές σχεδιασμού δράσεων στους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς για Ο.Κ.Α

Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια και παραδικές καταστάσεις σχεδιασμού	Μόνιμες Δράσεις		Κυρίαρχη μεταβλητή δράση (*)	Συνοδευτική μεταβλητή δράση (*)	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές		Κύρια (εάν υφίσταται)	Άλλες
(Εξισ. 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i}$
(*) Μεταβλητές δράσεις είναι αυτές που εξετάζονται στον Πίνακα Α1.1					
<p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Οι τιμές <math>\gamma</math> είναι:</p> <p><math>\gamma_{Gj,sup} = 1,10</math>  <math>\gamma_{Gj,inf} = 0,90</math>  <math>\gamma_{Q,1} = 1,50</math> όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)  <math>\gamma_{Q,i} = 1,50</math> όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)</p> <p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Ως εναλλακτική περίπτωση για τους δύο ξεχωριστούς ελέγχους βάσει των Πινάκων Α1.2(Α) και Α1.2(Β), σε περιπτώσεις στις οποίες ο έλεγχος της στατικής ισορροπίας αφορά την αντίσταση των δομικών μελών, μπορεί να υιοθετηθεί ένας συνδυασμένος έλεγχος, βάσει του Πίνακα Α1.2(Α), με τις ακόλουθες τιμές.</p> <p><math>\gamma_{Gj,sup} = 1,35</math>  <math>\gamma_{Gj,inf} = 1,15</math>  <math>\gamma_{Q,1} = 1,50</math> όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)  <math>\gamma_{Q,i} = 1,50</math> όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)</p> <p>υπό την προϋπόθεση ότι η εφαρμογή της τιμής <math>\gamma_{Gj,inf} = 1,00</math>, τόσο στο ευνοϊκό όσο και στο δυσμενές σκέλος των μόνιμων δράσεων, δεν συνεπάγεται πιο δυσμενές αποτέλεσμα.</p>					

Πίνακας 15- Τιμές σχεδιασμού δράσεων στους συνδυασμούς τυχηματικών και σεισμικών δράσεων για ΟΚΑ

Καταστάσεις σχεδιασμού	Μόνιμες Δράσεις		Κυρίαρχη τυχηματική ή σεισμική δράση	Συνοδευτικές μεταβλητές δράσεις (**)	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές		Κύρια (εάν υφίσταται)	Άλλες
Τυχηματικές (*) (Εξισ. 6.11α/β)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$A_d$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Σεισμικές (Εξισ. 6.12α/β)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\gamma A_{EK}$ ή $A_{ED}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

Σύμφωνα με τον EC οι τιμές για ΟΚΛ διαμορφώνονται ως εξής :

Πίνακας 16- Τιμές σχεδιασμού δράσεων για χρήση κατά τον συνδυασμό δράσεων.

Συνδυασμός	Μόνιμες Δράσεις $G_d$		Μεταβλητές Δράσεις $Q_d$	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές	Κυρίαρχες	Άλλες
Χαρακτηριστικές Συχνές Οιονεί – μόνιμες	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

## 2.6.5 Φορτία κατασκευής και Συνδυασμοί φόρτισης

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται ονομαστικά τα φορτία που ελήφθησαν κατά τους υπολογισμούς και όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα για την ανάλυση του κάθε υπόστεγου :

- ( G ) περιλαμβάνει: **Ίδιο Βάρος Στοιχείων**  
**Μόνιμο Στέγης**  
**Ίδιο Βάρος Τεγίδων**
- ( Q ) περιλαμβάνει : **Κινητό Στέγης**
- SNOW : **Φορτίο Χιονιού**
- WIND :  
**WIND-DO-0° θ=0° , για ανοιχτή θύρα**  
**WIND-DO-90° θ=90° , για ανοιχτή θύρα**  
**WIND-DC-0° θ=0° , για κλειστή θύρα**  
**WIND-DC-90° θ=90° , για κλειστή θύρα**
- E : Τα σεισμικά φορτία και ανάλογα με τη διεύθυνση του σεισμού χωρίζονται στις εξής περιπτώσεις:  
**Ex**  
**Ey**

Οι συνδυασμοί φόρτισης που χρησιμοποιήθηκαν για τα υπόστεγα συντήρησης αεροσκαφών είναι οι ακόλουθοι :

### Σε O.K.A.- DLS

- DLS1: κύρια μεταβλητή δράση το κινητό φορτίο Q

$$1,35 \times G + 1,50 \times Q + 1,50 \times 0,50 \times SNOW + 1,50 \times 0,60 \times WIND$$

- DLS2: κύρια μεταβλητή δράση το φορτίο SNOW

$$1,35 \times G + 1,50 \times 1,00 \times Q + 1,50 \times SNOW + 1,50 \times 0,60 \times WIND$$

- DLS3: κύρια μεταβλητή δράση το φορτίο WIND

$$1,35 \times G + 1,50 \times 1,00 \times Q + 1,50 \times 0,50 \times SNOW + 1,50 \times WIND$$

Οι παραπάνω συνδυασμοί επαναλαμβάνονται για κάθε περίπτωση ανέμου χωριστά.

Σε **Ο.Κ.Λ.-SLS**

- SLS 1: κύρια μεταβλητή δράση το κινητό φορτίο Q

$$1,00 \times G + 1,00 \times Q + 1,0 \times 0,50 \times SNOW + 1,00 \times 0,60 \times WIND$$

- SLS 2: κύρια μεταβλητή δράση το φορτίο SNOW

$$1,00 \times G + 1,00 \times 1,00 \times Q + 1,00 \times SNOW + 1,00 \times 0,60 \times WIND$$

- SLS 3: κύρια μεταβλητή δράση το φορτίο WIND

$$1,00 \times G + 1,00 \times 1,00 \times Q + 1,00 \times 0,50 \times SNOW + 1,00 \times WIND$$

Οι παραπάνω συνδυασμοί επαναλαμβάνονται για κάθε περίπτωση ανέμου χωριστά.

Σε **Σεισμό-EQ**

- E1:  $1,00 \times G + 0,60 \times Q + E_x + 0,30 \times E_y$

- E2:  $1,00 \times G + 0,60 \times Q + E_x - 0,30 \times E_y$

- E3:  $1,00 \times G + 0,60 \times Q - E_x + 0,30 \times E_y$

- E4:  $1,00 \times G + 0,60 \times Q - E_x - 0,30 \times E_y$

- E5:  $1,00 \times G + 0,60 \times Q + E_y + 0,30 \times E_x$

- E6:  $1,00 \times G + 0,60 \times Q + E_y - 0,30 \times E_x$

- E7:  $1,00 \times G + 0,60 \times Q - E_y + 0,30 \times E_x$

- E8:  $1,00 \times G + 0,60 \times Q - E_y - 0,30 \times E_x$

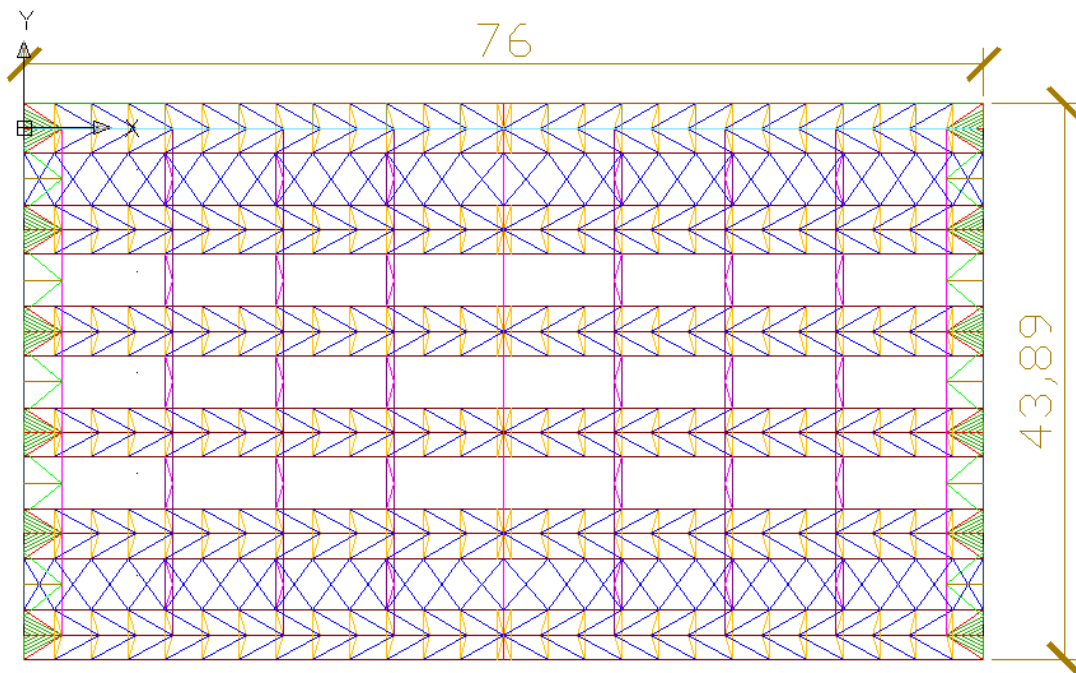
# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Υπόστεγο 1

## "Πλαίσια Στερεού Σχηματισμού"

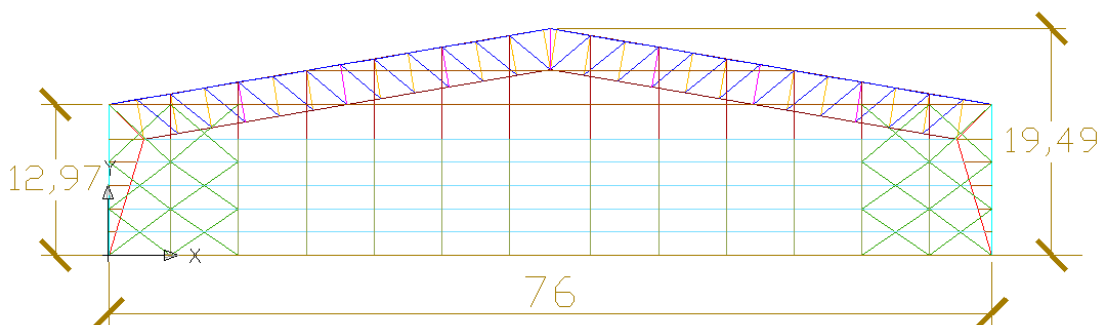
### 3.1 Περιγραφή- Γεωμετρία Υπόστεγου

Όπως αναφέρθηκε σε παραπάνω κεφάλαιο το υπόστεγο πρέπει να ικανοποιεί κατ' αρχάς τους γεωμετρικούς περιορισμούς και κατ' επέκταση τους υπόλοιπους κατασκευαστικούς και λειτουργικούς στόχους. Έτσι προτείνεται ένα αμιγώς μεταλλικό υπόστεγο από δομικό χάλυβα S355 που έχει κάτοψη διαστάσεων 76,00m x 43,89m ,ύψος κορφιά 19,48m και ύψος πλευράς 12,97m, μέγιστο άνοιγμα θύρας τα 70m και μέγιστο ελεύθερο βάθος 41,95m. Ακολουθεί κάτοψη, όψη του υπόστεγου και προοπτικές εικόνες ώστε να γίνει κατανοητή η μορφή και οι γενικές γεωμετρικές διαστάσεις του.

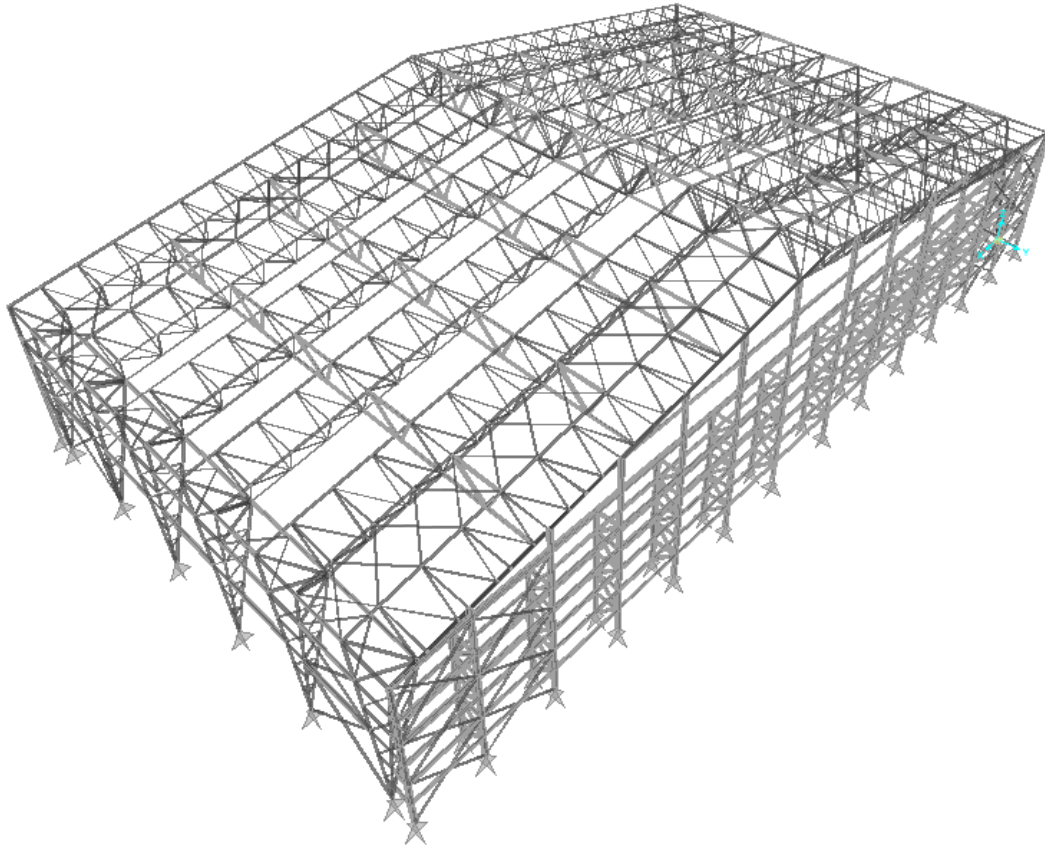
Σχήματα 8-Κάτοψη Υπόστεγο 1



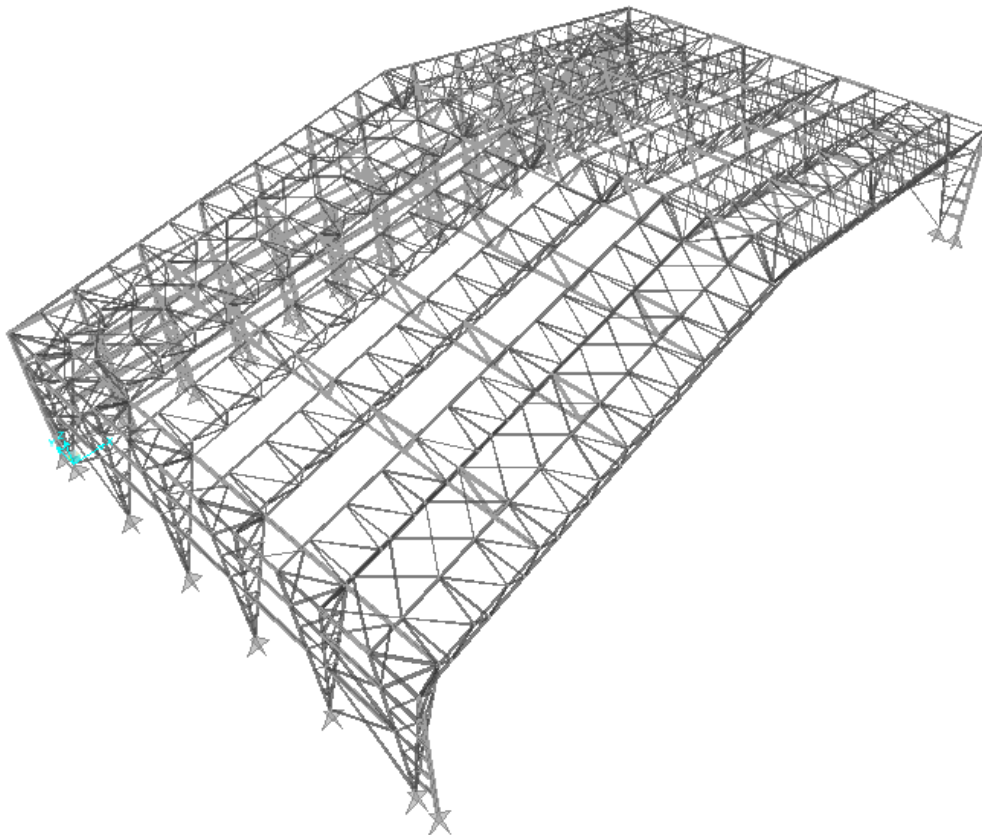
Σχήματα 9-Βόρεια Όψη Υπόστεγο 1



Σχήματα 10-Βόρειο-Ανατολική Άποψη Υπόστεγου 1

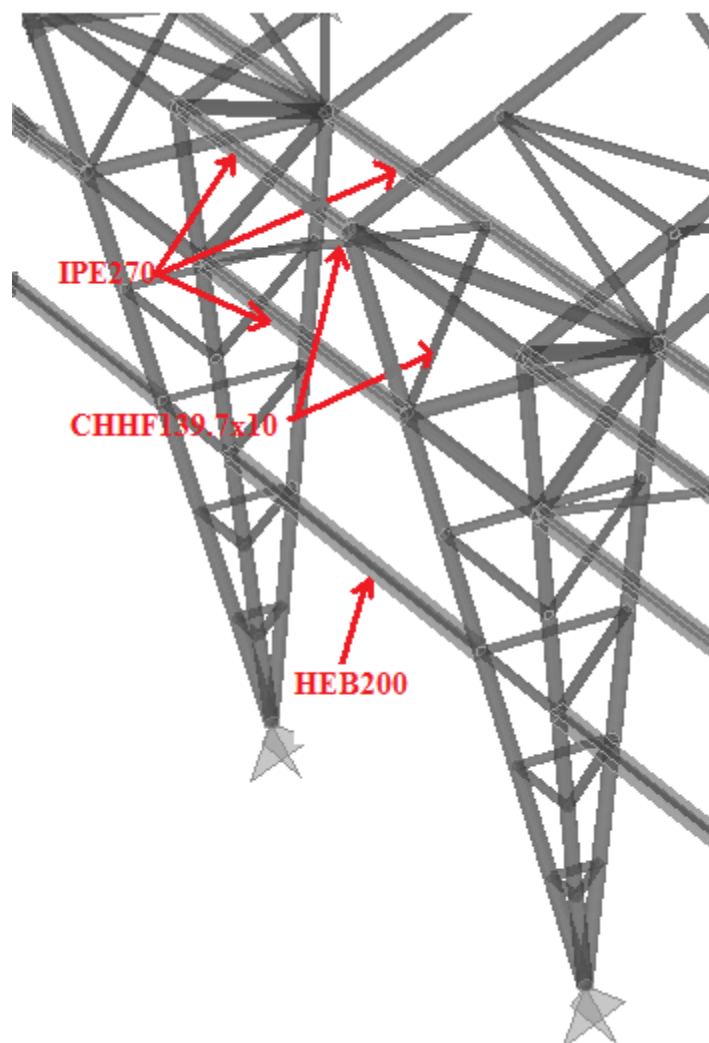


Σχήματα 11-Νότιο Δυτική Άποψη Υπόστεγου 1



Το υπόστεγο 1 μορφώνεται από έξι επάλληλα πλαίσια, δομικού χάλυβα S355, (βλ. Σχήμα-10- & -11-) τοποθετημένα σε εγκάρσιες αποστάσεις 8,00m, μετρώντας από τις βάσεις των υποστυλωμάτων τους. Τα πλαίσια συνδέονται μεταξύ τους με τριπλή κεφαλοδοκό (διπλή εξωτερική και μονή εσωτερική) στη ζεύξη υποστυλώματος-ζυγώματος, διατομής IPE270. Η εσωτερική κεφαλοδοκός και η συνεπίπεδη εξωτερική ενώνονται μεταξύ τους με διαγώνιες ράβδους κυκλικής διατομής CHHF139.7x10. Επιπλέον τα πλαίσια συνδέονται με μία δοκό διατομής HEB200 στο μέσο του ύψους των υποστυλωμάτων. (βλ. Σχήμα -12-).

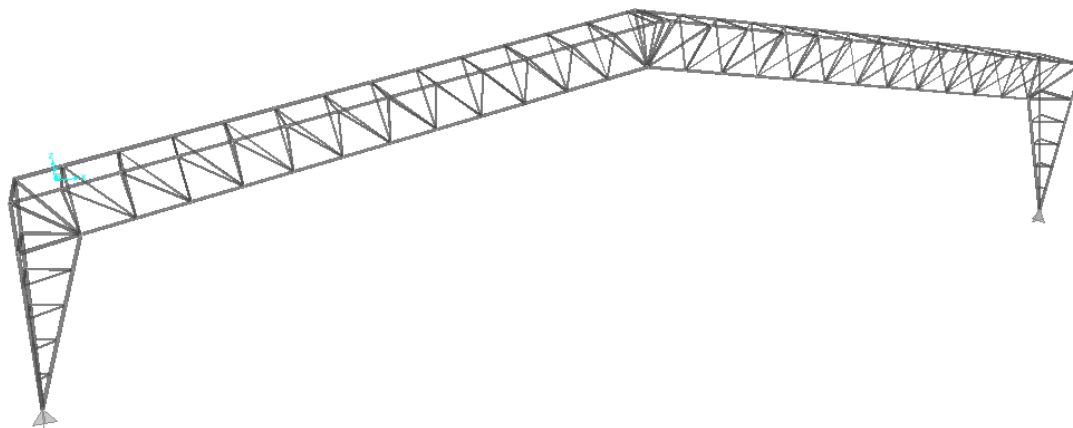
Σχήματα 12-Τριπλή Κεφαλοδοκός & Ενδιάμεση Δοκός



Την εγκάρσια σύνδεση των πλαισίων ολοκληρώνουν τρεις δικτυωτές ενισχυμένες ζώνες διατομής 2UPN160/20# σε κάθε παρειά της στέγης (βλ. Σχήμα-10- & -11-) και η ενισχυμένη ζώνη του κορφιά, όμοιας διατομής.

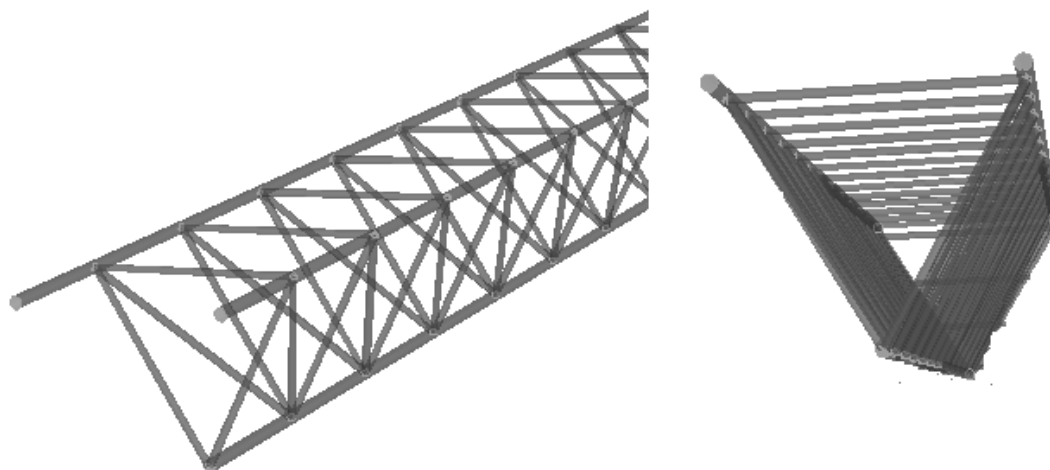
Κάθε πλαίσιο αποτελείται από ένα δικλινές ζύγωμα με κλίση  $\alpha=9,71^\circ$  και δύο εκατέρωθεν υποστυλώματα.

Σχήματα 13-Άποψη Τυπικού Πλαισίου Υπόστεγο 1



Το ζύγωμα συντίθεται από τρεις κύριες δοκούς κοίλης κυκλικής διατομής CHHF219.1x20, ποιότητας χάλυβα S355. Οι δοκοί αυτοί μαζί με τους τριγωνικούς ορθοστάτες ανά 2,96m και διαγώνιους διατομής CHHF139.7x10 και όμοιας ποιότητας, σχηματίζουν ένα ισοσκελές τριγωνικό πρίσμα μεγάλου ύψους. Η μορφή του στερεού σχηματισμού προσδίδει στο ζύγωμα αυξημένη δυσκαμψία και παραμορφωσιμότητα-στρέβλωση τάξεως όμοιας με αυτή του υλικού των διατομών, δηλαδή πρακτικά μηδενική εκτός επιπέδου παραμόρφωση-στρέβλωση του ζυγώματος, για τα επιβαλλόμενα φορτία (βλ Σχήμα -14-).

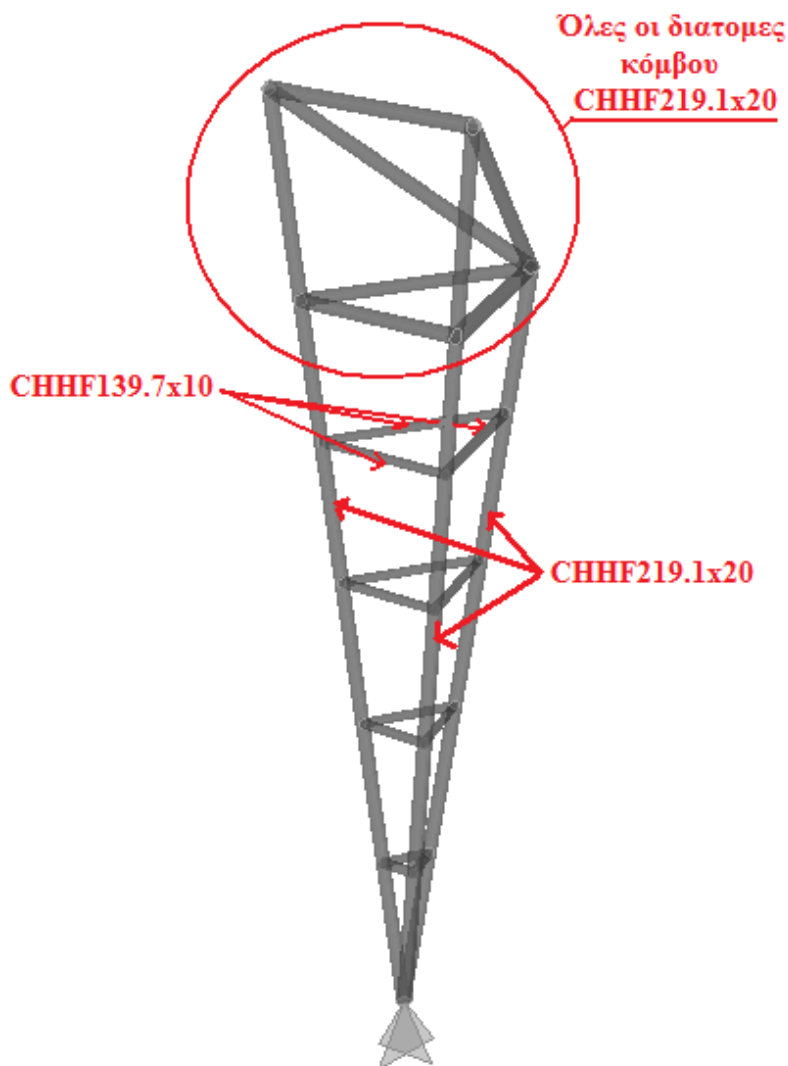
Σχήματα 14-Άποψη Ζυγώματος Υπόστεγο 1





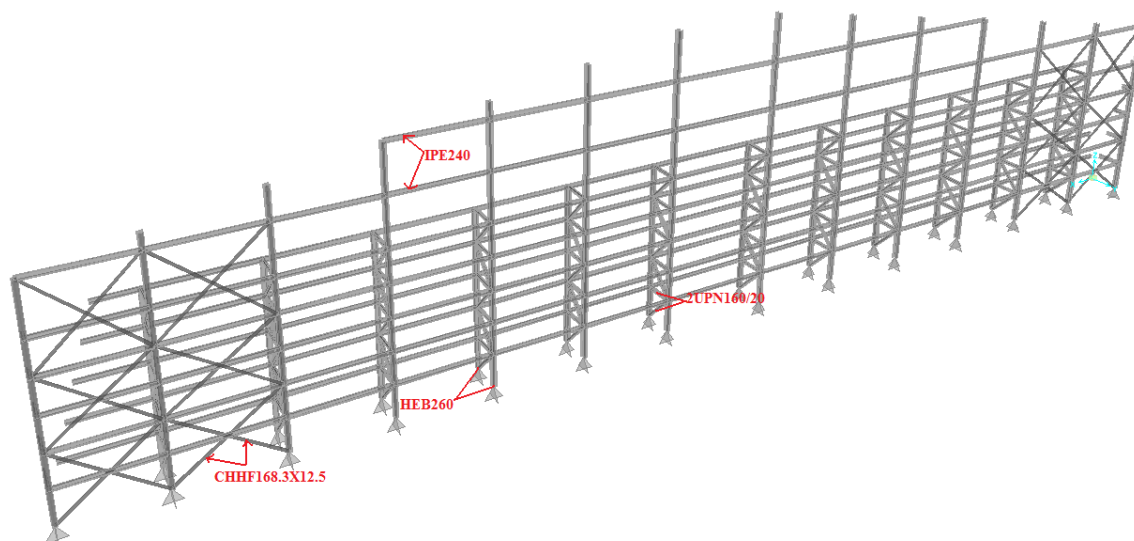
Το υποστυλώμα συντίθεται από τρεις σύλους κοίλης κυκλικής διατομής CHHF219.1x20, ποιότητας χάλυβα S355. Καθ' ύψος έχουν τοποθετηθεί τριγωνικά διαφράγματα ανά 2,00m από κοίλες ράβδους κυκλικής διατομής CHHF139.7x10, όμοιας ποιότητας. Το σύνολο των διατομών δημιουργεί μία ανεστραμμένη πυραμίδα (βλ. Σχήμα-15-), τέτοια ώστε η διαγώνια βάση της να συνδέεται ακριβώς με τις δοκούς του ζυγώματος δημιουργώντας έναν κόμβο σύνδεσης (βλ. Σχήμα-15-). Τον κόμβο σύνδεσης ενισχύουν δύο εσωτερικές ράβδοι κοίλης κυκλικής διατομής CHHF219.1x20.

Σχήματα 15-Άποψη Υποστυλώματος & Κόμβου Υπόστεγο 1



Το Βόρειο τμήμα του υπόστεγου είναι σταθερά κλειστό. Ο "τοίχος" διαμορφώνεται από ένα σύστημα διπλών υποστυλωμάτων διατομής HEB260 ποιότητας χάλυβα S355, τα οποία συνδέονται εγκάρσια αμφιέριστες δοκούς διατομής IPE240 ανά 2,00m καθ' ύψος. Τα διπλά υποστυλώματα συνδέονται με ορθοστάτες και διαγώνιους διατομής 2UPN160/20 μέχρι το ύψος της ζεύξης ζυγώματος-υποστυλώματος, ενώ από εκεί και προς τα πάνω συνεχίζει μόνο ο εξωτερικός σύλος του διπλού υποστυλώματος έως ότου να συναντήσει την άνω και έξω δοκό του πρισματικού ζυγώματος (βλ. Σχήμα-16-).

Σχήματα 16-Αποψη Βόρειου Τοίχου Υπόστεγου 1



Στο Νότιο τμήμα του υπόστεγου προβλέπεται η τοποθέτηση θύρας, της οποίας ενδεικτική τυπική διάταξη περιγράφεται σε επόμενο κεφάλαιο.

Τέλος για την ανάληψη των σεισμικών και κυρίως των δράσεων του ανέμου τοποθετήθηκαν κατά τη διεύθυνση X και Y του υπόστεγου κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας, κοίλης κυκλικής διατομής CHHF168.3X12.5 (βλ. Σχήμα -10-, -11- & -16-). Επιπλέον μεταξύ των πλαισίων 1-2 και 5-6 τοποθετήθηκαν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, κοίλης κυκλικής διατομής CHHF139.7x10.

## 3.2 Φορτία Σχεδιασμού Υπόστεγου 1

### 3.2.1 Μόνιμα Φορτία Υπόστεγου 1

Για το σχεδιασμό του υπόστεγου 1, λήφθηκαν υπ' όψη οι παρακάτω μόνιμες δράσεις:

- Ίδιο Βάρος Στοιχείων (DEAD): Λαμβάνεται αυτόματα από το λογισμικό ανάλυσης του φορέα (SAP2000v.14), ανάλογα με το ειδικό βάρος του υλικού και τις διαστάσεις των μελών.
- Μόνιμο Στέγης (ROOF DEAD): Για το υπόστεγο θεωρήθηκε ότι η στέγη θα καλυφτεί με πάνελ πολυουρεθάνης οροφής ECOPANEL RL 50 (βλ. Παράρτημα Α). Τα πάνελ θα στερεωθούν σε τεγίδες διατομής UPN180. Για το λόγω αυτό θα τοποθετήθηκαν 14 τεγίδες σε κάθε παρειά της στέγης. Το φορτίο που προέκυψε συνολικά κατανεμήθηκε στις άνω δοκούς του ζυγώματος του πλαισίου, με ζώνη επιρροής  $b_{eff}=4,00m$ . Έτσι προέκυψε κατανεμημένο φορτίο  **$g= 0,761 kN/m$** .

### 3.2.2 Μεταβλητά Φορτία Υπόστεγου 1

#### Κινητά Φορτία

Για το σχεδιασμό του υπόστεγου 1, λήφθηκε υπ' όψη οι παρακάτω κινητή δράση:

- Κινητό Στέγης (ROOF LIVE): Ο Ευρωκώδικας για κατηγορία στέγης Η προτείνει κινητό φορτίο  $q=0,50\text{kN/m}^2$ . Για ζώνη επιρροής  $b_{\text{eff}}=4,00\text{m}$  προέκυψε κατανεμημένο φορτίο  $q=2,00\text{kN/m}$  στις άνω δοκούς του ζυγώματος του πλαισίου.

#### Φορτίο Χιονιού (SNOW)

Χρησιμοποιώντας τους συντελεστές που αναπτύχθηκαν παραπάνω (§2.4.2) και για κλίση στέγης  $\theta=9,71^\circ$  δηλαδή συντελεστής μορφής  $\mu=0,80$ , υπολογίστηκε το κατανεμημένο φορτίο στις άνω δοκούς του πλαισίου:

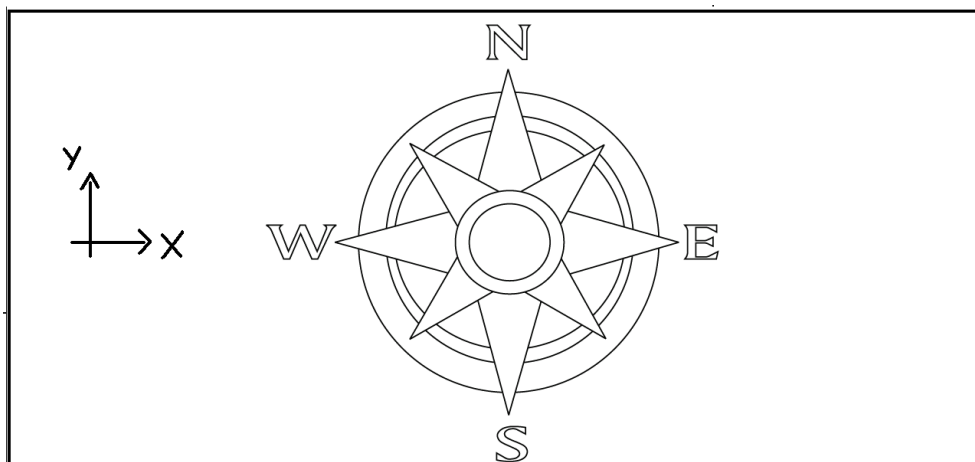
$$s = \mu \times c_e \times c_t \times s_k = 0,80 \times 0,80 \times 1,00 \times 0,80 \times 4,00\text{m} = 2,05\text{kN/m}$$

$$s = 2,05\text{kN/m}$$

#### Φορτίο Ανέμου (WIND)

Ακολουθούν οι τιμές κατανεμημένων και συγκεντρωμένων φορτίων που προέκυψαν από τους υπολογισμούς των ανεμοπιέσεων για διευθύνσεις ανέμου  $0^\circ$  και  $90^\circ$  και για δύο περιπτώσεις, ανοιχτών και κλειστών θυρών. Στο παράρτημα Β παρατίθενται οι εκτενείς υπολογισμοί.

Σχήματα 17-Προσανατολισμός Υπόστεγου



Διεύθυνση Ανέμου  $\theta=0^\circ$  με ανοιχτή θύρα WIND-DO- $0^\circ$

Βόρεια Όψη:	1,93kN/m κατά Y κατανεμημένο στα πίσω υποστυλώματα
Νότια Όψη:	-----
Ανατολική Όψη:	1,92kN/m κατά -X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Δυτική Όψη:	10,60kN/m κατά X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Στέγη:	1,13kN/m κατά Z κατανεμημένο στις άνω δοκούς του ζυγώματος

Διεύθυνση Ανέμου  $\theta=90^\circ$  με ανοιχτή θύρα WIND-DO-90°

Βόρεια Όψη:	11,44kN/m κατά Y κατανεμημένο στα πίσω υποστυλώματα
Νότια Όψη:	-----
Ανατολική Όψη:	12,16kN/m κατά X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Δυτική Όψη:	12,16kN/m κατά -X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Στέγη:	3,60kN/m κατά Z κατανεμημένο στις άνω δοκούς του ζυγώματος

Διεύθυνση Ανέμου  $\theta=0^\circ$  με κλειστή θύρα WIND-DC-0°

Βόρεια Όψη:	5,23kN/m κατά Y κατανεμημένο στα πίσω υποστυλώματα
Νότια Όψη:	11,58 kN κατά -Y συγκεντρωμένο στους άνω & κάτω εξωτερικούς κόμβους του ζυγώματος
Ανατολική Όψη:	4,76kN/m κατά X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Δυτική Όψη:	8,24kN/m κατά X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Στέγη:	1,91kN/m κατά Z κατανεμημένο στις άνω δοκούς του ζυγώματος

Διεύθυνση Ανέμου  $\theta=90^\circ$  με κλειστή θύρα WIND-DC-90°

Βόρεια Όψη:	7,15N/m κατά Y κατανεμημένο στα πίσω υποστυλώματα
Νότια Όψη:	14,50 kN κατά Y συγκεντρωμένο στους άνω & κάτω εξωτερικούς κόμβους του ζυγώματος
Ανατολική Όψη:	9,04kN/m κατά X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Δυτική Όψη:	9,04kN/m κατά -X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Στέγη:	2,52kN/m κατά Z κατανεμημένο στις άνω δοκούς του ζυγώματος

### 3.2.3 Σεισμικά Φορτία Υπόστεγου 1

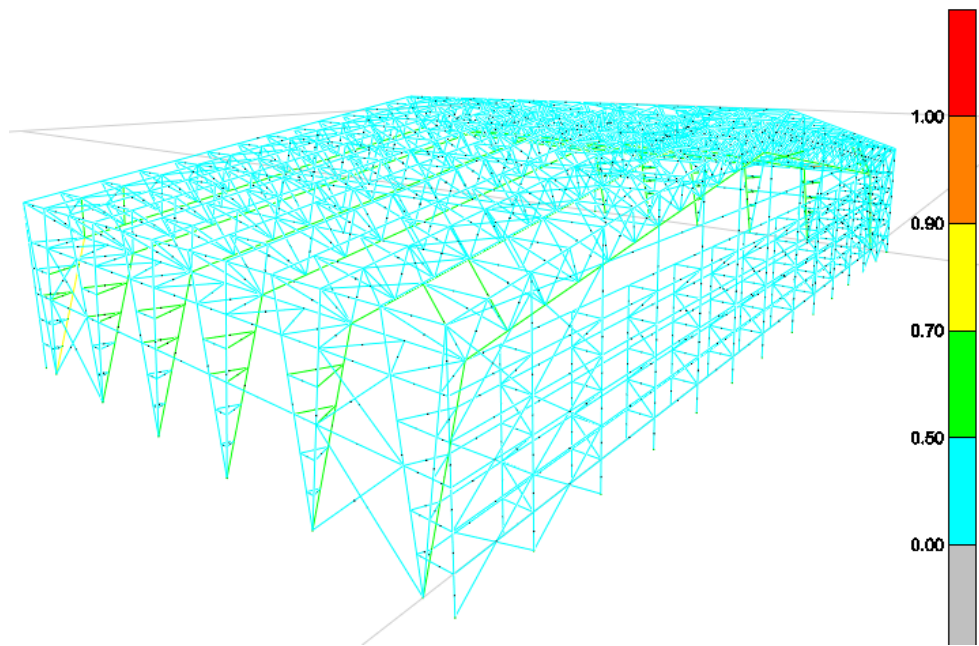
Τα φορτία υπολογίστηκαν απευθείας από το λογισμικό ανάλυσης SAP2000v.14 με την μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης. Για την ανάλυση τα δεδομένα της σεισμικής ζώνης, ο συντελεστής σπουδαιότητας, ο συντελεστής συμπεριφοράς, η κατηγορία του εδάφους καθώς και το φάσμα σχεδιασμού εισήχθησαν όπως αυτά αναφέρονται στην παράγραφο §2.5.2. Η δρώσα ιδιομορφική μάζα λήφθηκε από το συνδυασμό φορτίων  $G+0,80 \times Q$ .

### 3.3 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης Υπόστεγου 1

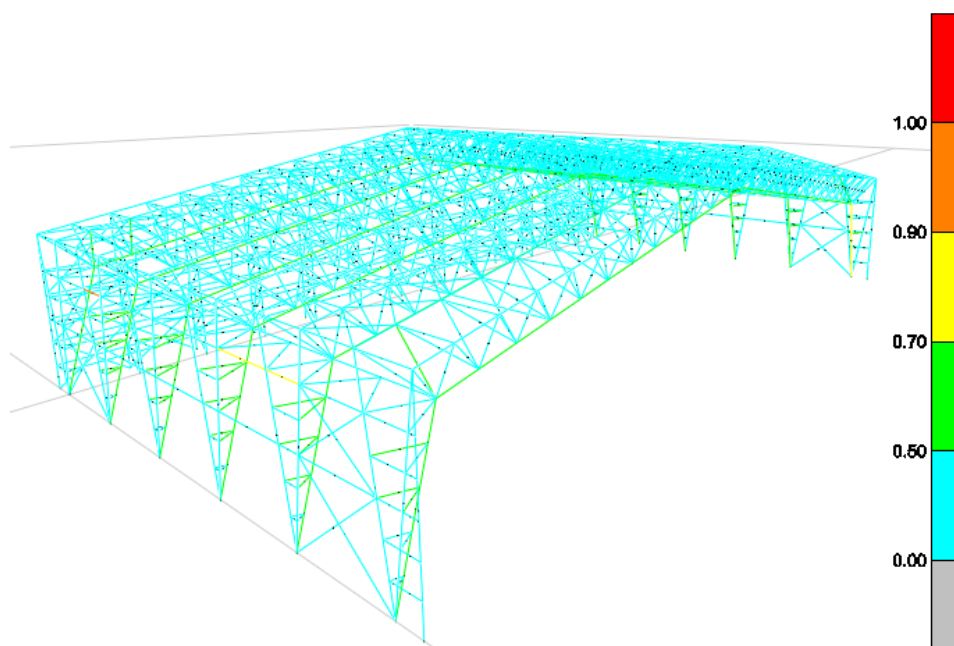
#### 3.3.1 Ανάλυση διαστασιολόγησης

Το υπόστεγο διαστασιολογήθηκε με τα φορτία σχεδιασμού της προηγούμενης παραγράφου και τους συνδυασμούς φορτίσεων της παραγράφου 2.6.5. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται εποπτικά στην παρακάτω εικόνα, όπου παρατίθενται και χρωματική κλίμακα. Ενδεικτικοί αναλυτικοί έλεγχοι στοιχείων του υπόστεγου παρατίθενται στο Παράρτημα Γ.

Εικόνα 7-Αποτελέσματα Ανάλυσης Υπόστεγου 1 σε Χρωματική Κλίμακα ΒΑ άποψη



Εικόνα 8- Αποτελέσματα Ανάλυσης Υπόστεγου 1 σε Χρωματική Κλίμακα ΝΔ άποψη



### 3.3.2 Ιδιομορφές-Ιδιοπερίοδοι Υπόστεγου

Το υπόστεγο μελετήθηκε σεισμικά με τη μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης για δύο διευθύνσεις σεισμού κατά Χ και Υ. Για να καλυφτεί το 90% της ιδιομορφικής μάζας απαιτήθηκαν 103 ιδιομορφές (βλ. Παράρτημα Γ), γεγονός που εξηγείται από το είδος της κατασκευής. Επειδή η κατασκευή είναι μεταλλική και μάλιστα δικτυωτή, κάθε ιδιομορφή ενεργοποιεί πολύ μικρό μέρος της συνολικής μάζας του κτηρίου με αποτέλεσμα να προσθέτει μικρό ποσοστό στη συνολική δρώσα ιδιομορφική μάζα. Ακολουθούν οι δεσπόζουσες ιδιοπερίοδοι μαζί με το ποσοστό μάζας που αυτές ενεργοποιούν ανά διεύθυνση.

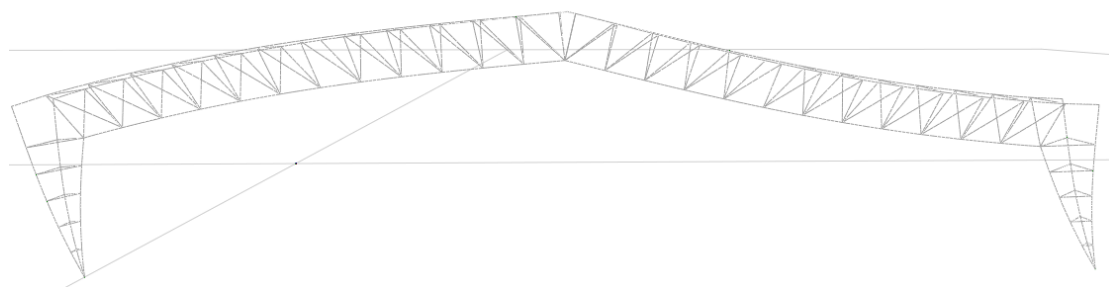
Διεύθυνση σεισμού κατά Χ

Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Χ είναι η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο  $T_x=0,57\text{sec}$  και δρώσα ιδιομορφική μάζα 53%.

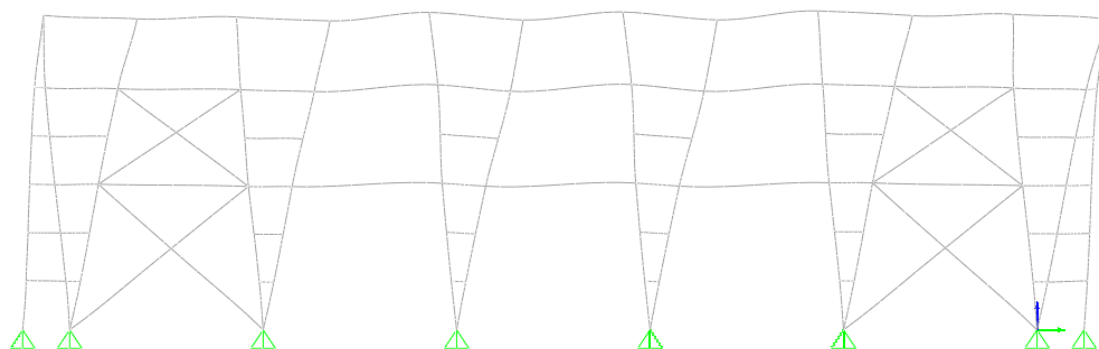
Διεύθυνση σεισμού κατά Υ

Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Υ είναι η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο  $T_y=0,59\text{sec}$  και δρώσα ιδιομορφική μάζα 56%.

Εικόνα 9-Κύρια Ιδιομορφή κατά Χ



Εικόνα 10-Κύρια Ιδιομορφή κατά Υ



### 3.3.3 Μέγιστες Οριζόντιες και Κατακόρυφες Μετακινήσεις

#### *Σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (DLS)*

Η μέγιστη απόλυτη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση X είναι  $\delta_{\max,X}=0,042\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων DLS3, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  και θύρα κλειστή.

Η μέγιστη απόλυτη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση Y είναι  $\delta_{\max,Y}=0,024\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων DLS3, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$  και θύρα κλειστή.

Η μέγιστη απόλυτη βύθιση κατά τη διεύθυνση Z είναι  $\delta_{\max,Z}=0,127\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων DLS2, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$  και θύρα κλειστή.

#### *Σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS)*

Η μέγιστη απόλυτη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση X είναι  $\delta_{\max,X}=0,028\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων SLS3, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  και θύρα κλειστή.

Η μέγιστη απόλυτη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση Y είναι  $\delta_{\max,Y}=0,014\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων SLS3, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$  και θύρα κλειστή.

Η μέγιστη απόλυτη βύθιση κατά τη διεύθυνση Z είναι  $\delta_{\max,Z}=0,090\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων SLS2, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$  και θύρα κλειστή.

### 3.4 Πίνακας Προμέτρησης Υπόστεγου 1

Στον πίνακα παρουσιάζονται οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν, τα μέλη από την κάθε διατομή καθώς και το συνολικό τους μήκος και βάρος. Επιπλέον παρουσιάζεται το είδος των πάνελ που χρησιμοποιήθηκαν, το συνολικό τους εμβαδόν και το βάρος τους. Τέλος συνάγεται το ολικό βάρος της κατασκευής σε kN και σε τόνους (ton).

Πίνακας 17- Πίνακας Προμέτρησης Υπόστεγου 1

Πίνακας Προμέτρησης Υπόστεγου 1			
Διατομή	Αρ. Μελών	Συνολικό Μήκος	Βάρος
		m	kN
CHHF219.1X20	162	2137,257	2097,18
CHHF139.7X10	1024	4095,916	1308,63
HE200B	12	87,934	53,91
2UPN160*/20/	260	988,304	396,75
CHHF168.3X12.5	40	299,157	143,72
IPE240	160	870,446	267,17
IPE270	40	181,561	65,42
HE260B	162	342,514	317,27
UPN180	168	1174,600	258,41
Πάνελ		Εμβαδόν	
ECOPANEL RL 50	-	3235,000	356,50
ECOPANEL RL 40		2351,04	249,68
		<b>Συνολικό Βάρος (kN)</b>	<b>5514,65</b>
		<b>Συνολικό Βάρος (ton)</b>	<b>551,47</b>

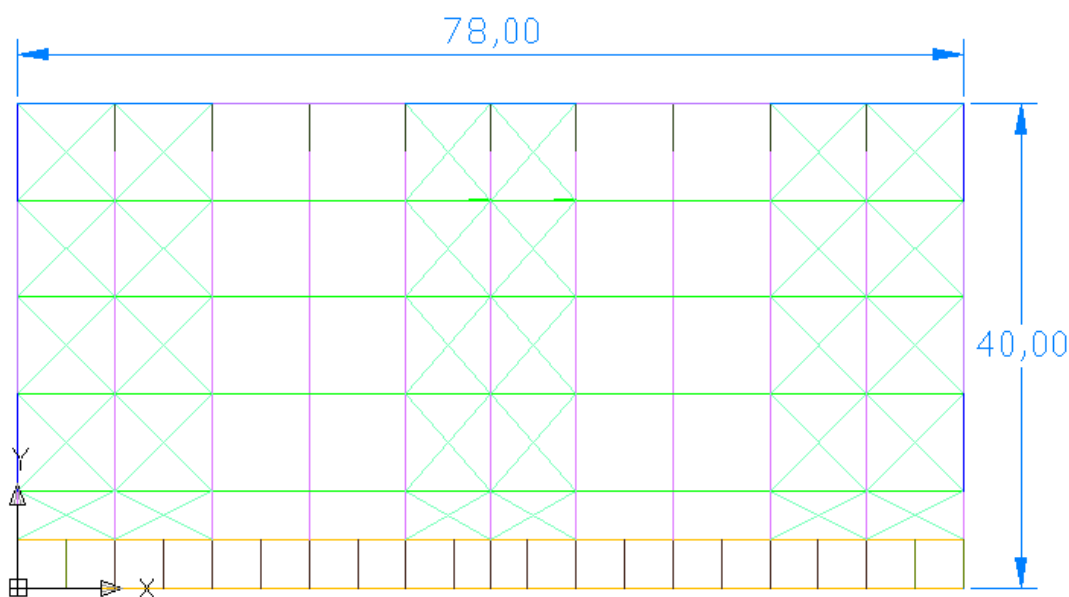


# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Υπόστεγο 2 "Ισχυρού Πλαισίου"

## 4.1 Περιγραφή- Γεωμετρία Υπόστεγου

Το υπόστεγο 2 "Ισχυρού Πλαισίου" σχεδιάστηκε ώστε να ανταποκρίνεται κατ' αρχάς στις γεωμετρικές απαιτήσεις και εν συνεχεία στους κατασκευαστικούς και λειτουργικούς στόχους που περιγράφηκαν αναλυτικά στο κεφάλαιο 1. Είναι ένα αμιγώς μεταλλικό υπόστεγο από δομικό χάλυβα S355 κάτοψης διαστάσεων 78,00m x 40m. Στεγάζεται με μονοκλινή στέγη κλίσης προς το βορρά. Μέγιστο ύψος της στέγης είναι 14,00m και ελάχιστο ύψος 10,00m. Το μέγιστο άνοιγμα θύρας είναι 70m και το μέγιστο ελεύθερο βάθος 40,00m. Ακολουθεί κάτοψη, όψεις του υπόστεγου και προοπτικές εικόνες ώστε να γίνει κατανοητή η μορφή και οι γενικές γεωμετρικές διαστάσεις του.

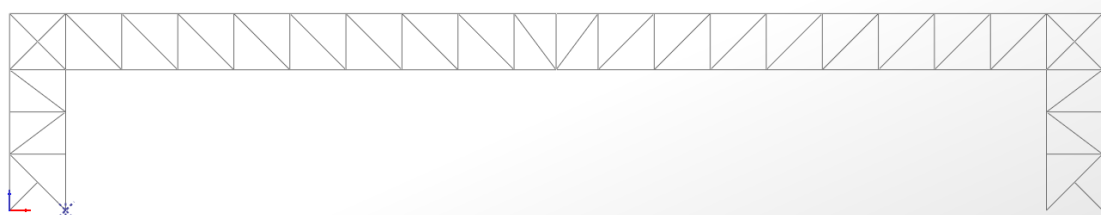
Σχήματα 18-Κάτοψη Υπόστεγο 2



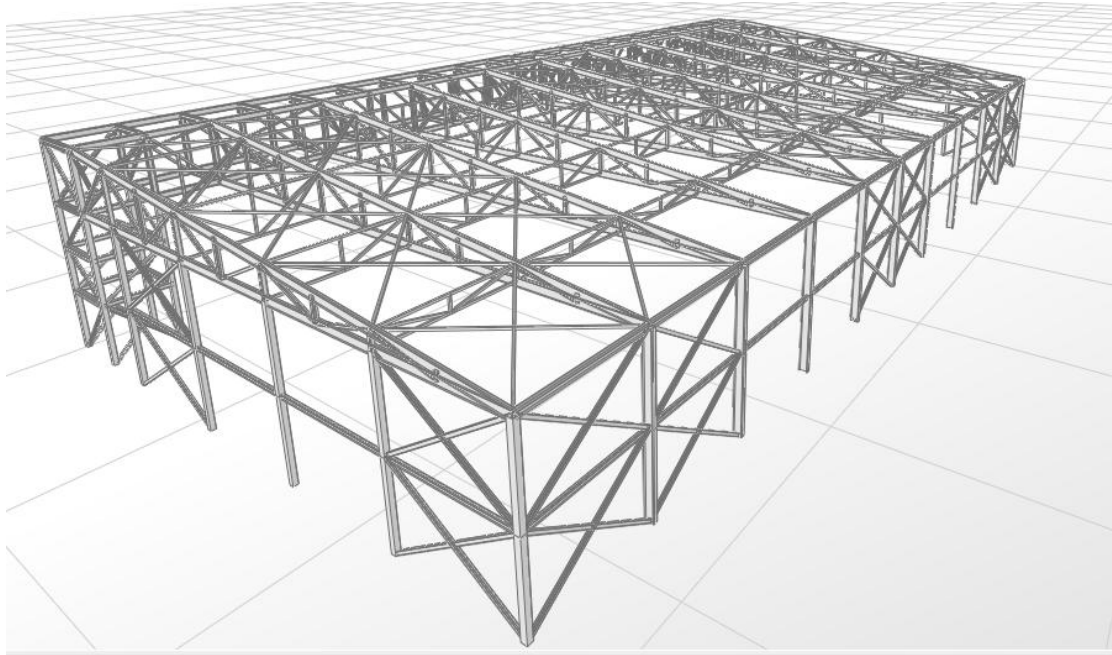
Σχήματα 19-Βόρεια Όψη Υπόστεγο 2



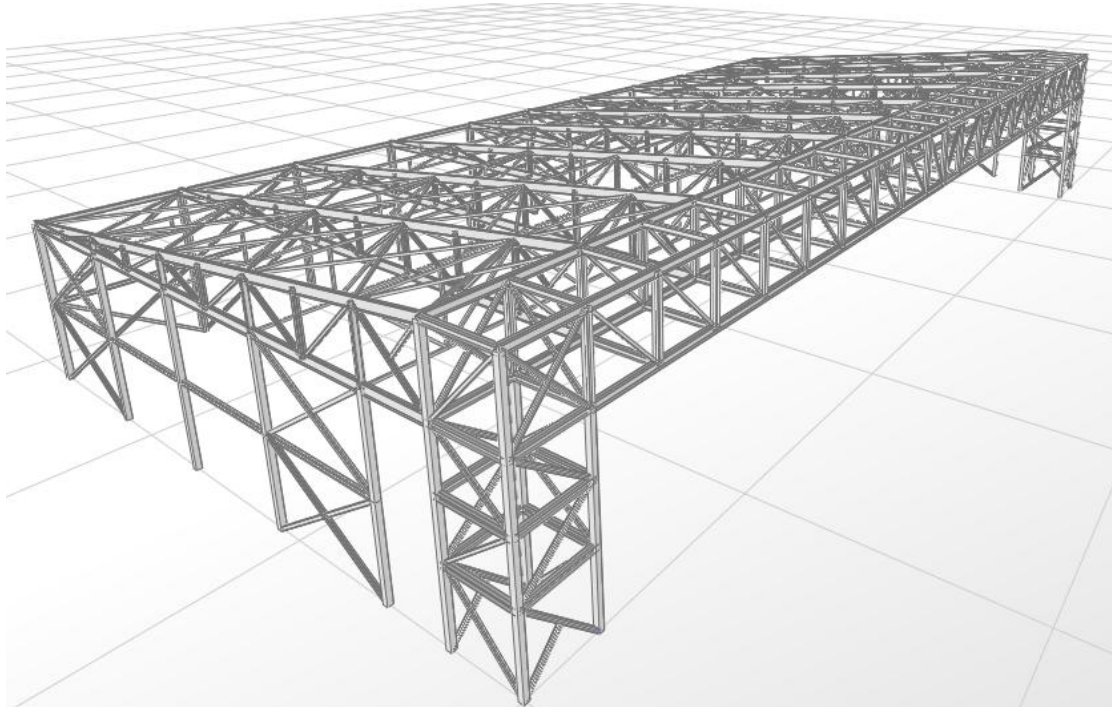
Σχήματα 20-Νότια Όψη Υπόστεγο 2



**Σχήματα 21-Βόρειο Ανατολική Άποψη Υπόστεγο 2**

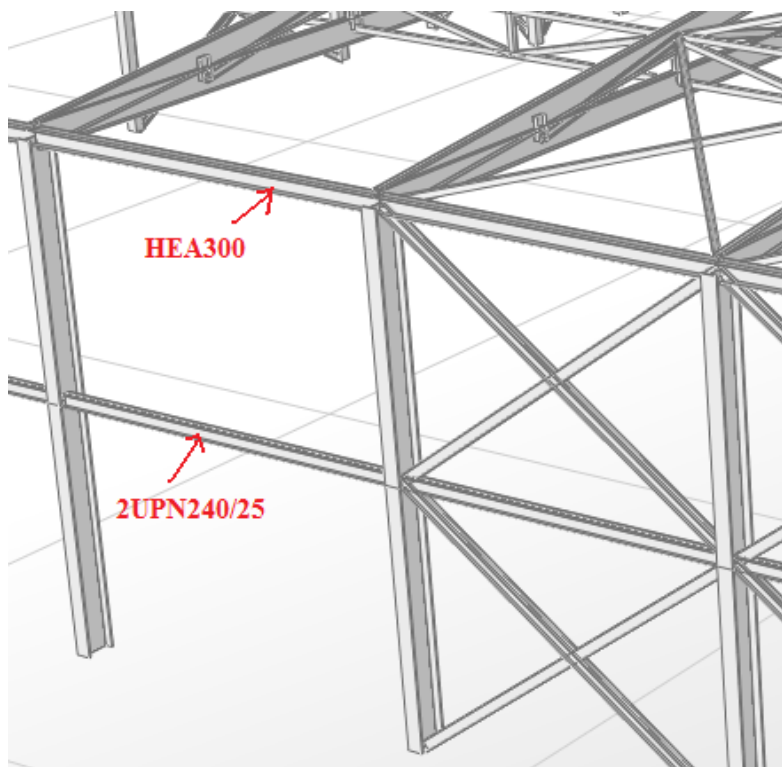


**Σχήματα 22-Νότιο Δυτική Άποψη Υπόστεγο 2**



Το υπόστεγο 2 αποτελείται από ένα στιβαρό διπλό πλαίσιο τετραγωνικής διατομής στη νότια όψη του υπόστεγου και από επάλληλα πλαίσια τοποθετημένα κάθετα στο διπλό πλαίσιο ανά 8,00m. Τα εγκάρσια πλαίσια ενώνονται μεταξύ τους με κεφαλοδοκό διατομής HEA300 στη ζεύξη υποστυλώματος ζυγώματος, καθώς με διπλές αμφιέριστες δοκούς διατομής 2UPN240/25 στο μέσο του ύψους του υποστυλώματος (βλ. Σχήμα-23-).

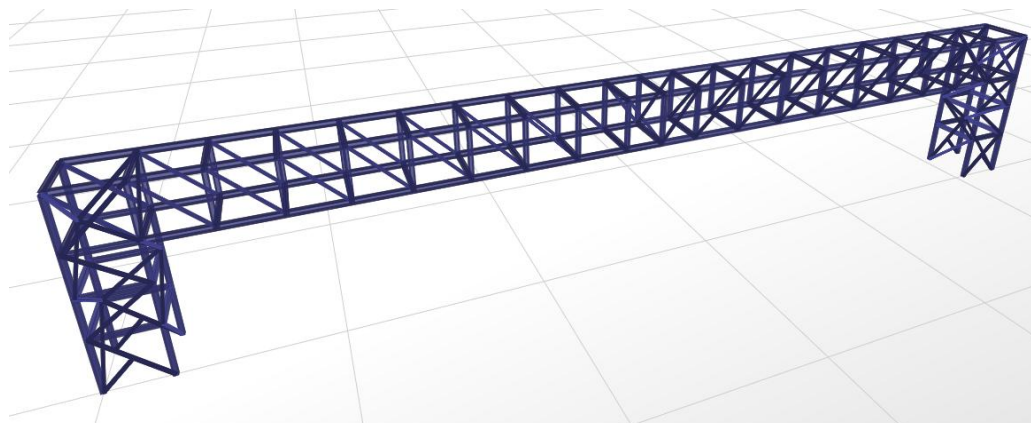
Σχήματα 23-Κεφαλοδοκός & Ενδιάμεση Δοκός



Την εγκάρσια σύνδεση των μονών πλαισίων ολοκληρώνουν τέσσερις ενισχυμένες δικτυωτές ζώνες διατομής SHHF120x120x12.5 (βλ. Σχήμα -18-). Υλικό όλων των παραπάνω μελών, είναι δομικός χάλυβας S355 θερμής ελάσεως.

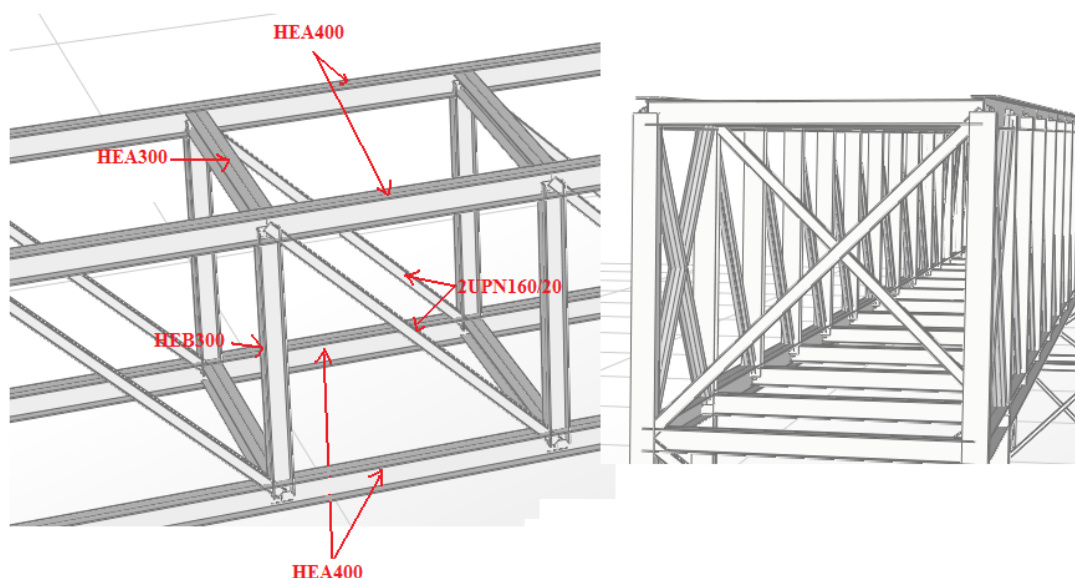
Το στιβαρό πλαίσιο συντίθεται από ένα οριζόντιο ζύγωμα ανοίγματος 70,00m και δύο εκατέρωθεν υποστυλώματα ύψους (μέχρι τη ζεύξη) 10,00m. Τόσο το ζύγωμα όσο και τα υποστυλώματα έχουν διατομή τετραγώνου ακμής  $a=4,00m$ .

Σχήματα 24-Στιβαρό Πλαίσιο Νότιας Όψης

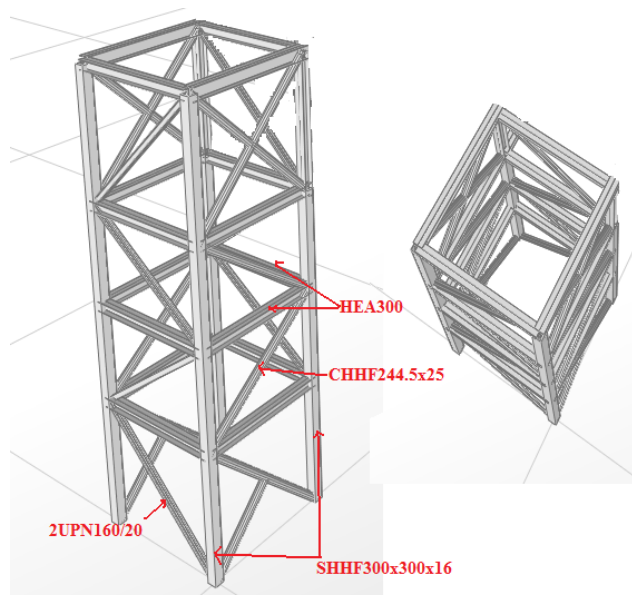


Το οριζόντιο ζύγωμα του σιβαρού πλαισίου αποτελείται από τέσσερις δοκούς διατομής HEA400, ποιότητας χάλυβα S355. Την τετραγωνική διατομή του ζυγώματος συνθέτουν δύο κατακόρυφοι ορθοστάτες διατομής HEB300 και δύο οριζόντιες εγκάρσιες δοκοί διατομής HEA300, ανά 4,00m (βλ.Σχήμα-25-). Τέλος σε κάθε φάτνωμα προβλέπονται εκατέρωθεν δύο διπλοί διαγώνιοι διατομής 2UPN160/20 (βλ.Σχήμα-25-). Όλα τα παραπάνω μέλη είναι ποιότητας δομικού χάλυβα θερμής ελάσεως S355.

Σχήματα 25-Ζύγωμα Σιβαρού Πλαισίου



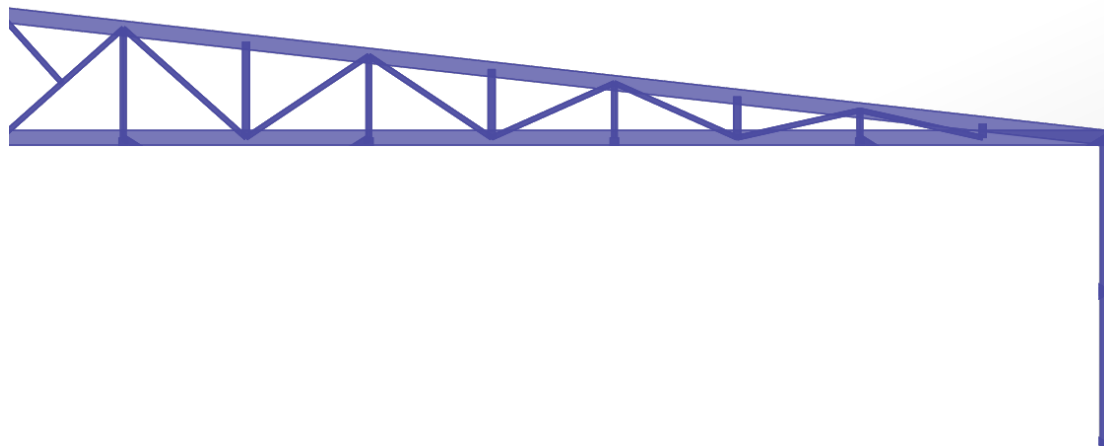
Το υποσύλωμα του σιβαρού πλαισίου αποτελείται από τέσσερις κατακόρυφους στύλους κοίλης τετραγωνικής διατομής SHHF300x300x16, ποιότητας χάλυβα S355. Την τετραγωνική διατομή του υποσυλώματος συνθέτουν οριζόντιοι ορθοστάτες διατομής HEA300 και προς τις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y, ανά 4,00m οι ακραίοι και 3,00m οι μεσαίοι (βλ.Σχήμα-26-). Επιπλέον σε κάθε φάτνωμα προβλέπονται εκατέρωθεν δύο διπλοί διαγώνιοι διατομής 2UPN160/20 κατά X και δύο μονοί διαγώνιοι διατομής CHHF244.5x25 κατά Y (βλ.Σχήμα-26-). Όλα τα παραπάνω μέλη είναι ποιότητας δομικού χάλυβα θερμής ελάσεως S355.



Σχήματα 26-Υποσύλωμα Σιβαρού Πλαισίου

Τα εγκάρσια πλαίσια αποτελούνται από ένα κεκλιμένο δικτυωτό ζύγωμα ανοίγματος 36,00m και ένα υποστύλωμα ύψους 10,00m και διατομής HEM550, ποιότητας S355 (βλ.Σχήμα27-).

Σχήματα 27-Εγκάρσιο Πλαίσιο Υπόστεγο 2



Το ζύγωμα συντίθεται από δύο κύριες δοκούς διατομής IPE500, ορθοστάτες 2UPN240/25 ανά 4,00m και διαγώνιες ράβδους διατομής 2UPN160/20, όπως φαίνονται στο παραπάνω σχήμα.

Για την ανάληψη των σεισμικών και κυρίως των δράσεων του ανέμου τοποθετήθηκαν κατά τη διεύθυνση X και Y του υπόστεγου διπλοί κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας, διατομής 2UPN200/20 (βλ. Σχήμα -19- , -21- & -22-). Επιπλέον τοποθετήθηκαν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο άνω μέρος των άνω δοκών των εγκάρσιων πλαισίων, κοίλης τετραγωνικής διατομής TUBO120x120x22.2, με διάταξη όπως φαίνεται στην κάτοψη του σχήματος 18.

Περιμετρικά το υπόστεγο είναι μόνιμα κλειστό με πάνελ πολυουρεθάνης, ενώ στο Νότιο τμήμα προβλέπεται κατάλληλη διάταξη θύρας μέγιστου ανοίγματος 70,00m. Ενδεικτική διάταξη της θύρας αναπτύσσεται σε επόμενο κεφάλαιο.

## 4.2 Φορτία Σχεδιασμού Υπόστεγου 2

### 4.2.1 Μόνιμα Φορτία Υπόστεγου 2

Για το σχεδιασμό του υπόστεγου 1, λήφθηκαν υπ' όψη οι παρακάτω μόνιμες δράσεις:

- Ίδιο Βάρος Στοιχείων (DEAD): Λαμβάνεται αυτόματα από το λογισμικό ανάλυσης του φορέα (SAP2000v.14), ανάλογα με το ειδικό βάρος του υλικού και τις διαστάσεις των μελών.
- Μόνιμο Στέγης (ROOF DEAD): Για το υπόστεγο θεωρήθηκε ότι η στέγη θα καλυφτεί με πάνελ πολυουρεθάνης οροφής ECOPANEL RL 50 (βλ. Παράρτημα Α). Τα πάνελ θα στερεωθούν σε τεγίδες διατομής UPN180. Για το λόγω αυτό θα τοποθετήθηκαν 18 τεγίδες παράλληλες στο στιβαρό πλαίσιο. Το φορτίο που προέκυψε συνολικά κατανεμήθηκε στις άνω δοκούς του ζυγώματος του εγκάρσιου πλαισίου, με ζώνη επιρροής  $b_{eff}=8,00m$ . Έτσι προέκυψε κατανεμημένο

φορτίο  $g= 1,67 \text{ kN/m}$  στα εγκάρσια πλαίσια και  $g= 0,33 \text{ kN/m}$  κατανεμημένο στις άνω δοκούς του στιβαρού πλαισίου.

#### 4.2.2 Μεταβλητά Φορτία Υπόστεγου 2

##### Κινητά Φορτία

Για το σχεδιασμό του υπόστεγου 2, λήφθηκε υπ' όψη οι παρακάτω κινητή δράση:

- Κινητό Στέγης (ROOF LIVE): Ο Ευρωκώδικας για κατηγορία στέγης Η προτείνει κινητό φορτίο  $q=0,50\text{kN/m}^2$ . Για ζώνη επιρροής  $b_{\text{eff}}=8,00\text{m}$  προέκυψε κατανεμημένο φορτίο  $q=4,00\text{kN/m}$  στις άνω δοκούς ζυγώματος των εγκάρσιων πλαισίων και  $q=1,00\text{kN/m}$  στις άνω δοκούς του στιβαρού πλαισίου στη νότια όψη του υπόστεγου.

##### Φορτίο Χιονιού (SNOW)

Χρησιμοποιώντας τους συντελεστές που αναπτύχθηκαν παραπάνω (§2.4.2) και για κλίση στέγης  $\theta=6^\circ$  δηλαδή συντελεστής μορφής  $\mu=0,80$ , υπολογίστηκε το κατανεμημένο φορτίο στις άνω δοκούς των εγκάρσιων πλαισίων,

$$s= \mu \times c_e \times c_t \times s_k = 0,80 \times 0,80 \times 1,00 \times 0,80 \times 8,00\text{m} = 4,096\text{kN/m}$$

$$s= 4,096\text{kN/m}$$

και στις άνω δοκούς του στιβαρού πλαισίου,

$$s= \mu \times c_e \times c_t \times s_k = 0,80 \times 0,80 \times 1,00 \times 0,80 \times 2,00\text{m} = 1,024\text{kN/m}$$

$$s= 1,024\text{kN/m}$$

##### Φορτίο Ανέμου (WIND)

Ακολουθούν οι τιμές κατανεμημένων και συγκεντρωμένων φορτίων που προέκυψαν από τους υπολογισμούς των ανεμοπιέσεων για διευθύνσεις ανέμου  $0^\circ$  και  $90^\circ$  και για δύο περιπτώσεις, ανοιχτών και κλειστών θυρών. Στο παράρτημα Β παρατίθενται οι εκτενείς υπολογισμοί (ενδεικτικοί για υπόστεγο 1).

Προσανατολισμός υπόστεγου όπως στο Παράρτημα Β

Διεύθυνση Ανέμου  $\theta=0^\circ$  με ανοιχτή θύρα WIND-DO- $0^\circ$

Βόρεια Όψη:	3,20kN/m κατά Y κατανεμημένο στα πίσω υποστυλώματα
Νότια Όψη:	-----
Ανατολική Όψη:	3,60kN/m κατά -X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Δυτική Όψη:	23,60kN/m κατά X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Στέγη:	3,60kN/m κατά Z κατανεμημένο στις άνω δοκούς του ζυγώματος των εγκάρσιων πλαισίων

Διεύθυνση Ανέμου  $\theta=90^\circ$  με ανοιχτή θύρα WIND-DO-90°

Βόρεια Όψη:	16,80kN/m κατά Y κατανεμημένο στα πίσω υποστυλώματα
Νότια Όψη:	-----
Ανατολική Όψη:	25,80kN/m κατά X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Δυτική Όψη:	25,80kN/m κατά -X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Στέγη:	5,19kN/m κατά -Z κατανεμημένο στις άνω δοκούς του ζυγώματος των εγκάρσιων πλαισίων

Διεύθυνση Ανέμου  $\theta=0^\circ$  με κλειστή θύρα WIND-DC-0°

Βόρεια Όψη:	10,40kN/m κατά Y κατανεμημένο στα πίσω υποστυλώματα
Νότια Όψη:	18,20kN κατά -Y συγκεντρωμένο στους άνω & κάτω εξωτερικούς κόμβους του ζυγώματος
Ανατολική Όψη:	3,60kN/m κατά X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Δυτική Όψη:	16,40kN/m κατά X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Στέγη:	5,30kN/m κατά Z κατανεμημένο στις άνω δοκούς του ζυγώματος των εγκάρσιων πλαισίων

Διεύθυνση Ανέμου  $\theta=90^\circ$  με κλειστή θύρα WIND-DC-90°

Βόρεια Όψη:	6,00N/m κατά Y κατανεμημένο στα πίσω υποστυλώματα
Νότια Όψη:	25,20 kN κατά Y συγκεντρωμένο στους άνω & κάτω εξωτερικούς κόμβους του ζυγώματος
Ανατολική Όψη:	15,00kN/m κατά X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Δυτική Όψη:	15,00kN/m κατά -X κατανεμημένο στα υποστυλώματα
Στέγη:	11,00kN/m κατά Z κατανεμημένο στις άνω δοκούς του ζυγώματος των εγκάρσιων πλαισίων

#### 4.2.3 Σεισμικά Φορτία Υπόστεγου

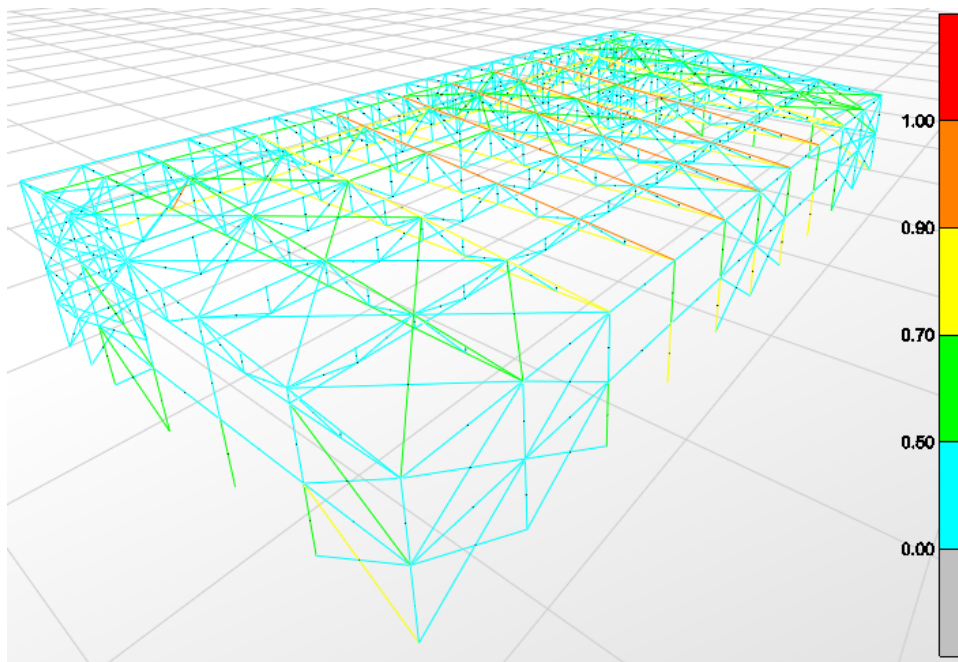
Τα φορτία υπολογίστηκαν απευθείας από το λογισμικό ανάλυσης SAP2000v.14 με την μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης. Για την ανάλυση τα δεδομένα της σεισμικής ζώνης, ο συντελεστής σπουδαιότητας, ο συντελεστής συμπεριφοράς, η κατηγορία του εδάφους καθώς και το φάσμα σχεδιασμού εισήχθησαν όπως αυτά αναφέρονται στην παράγραφο §2.5.2. Η δρώσα ιδιομορφική μάζα λήφθηκε από το συνδυασμό φορτίων  $G+0,80 \times Q$ .

## 4.3 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης Υπόστεγου 2

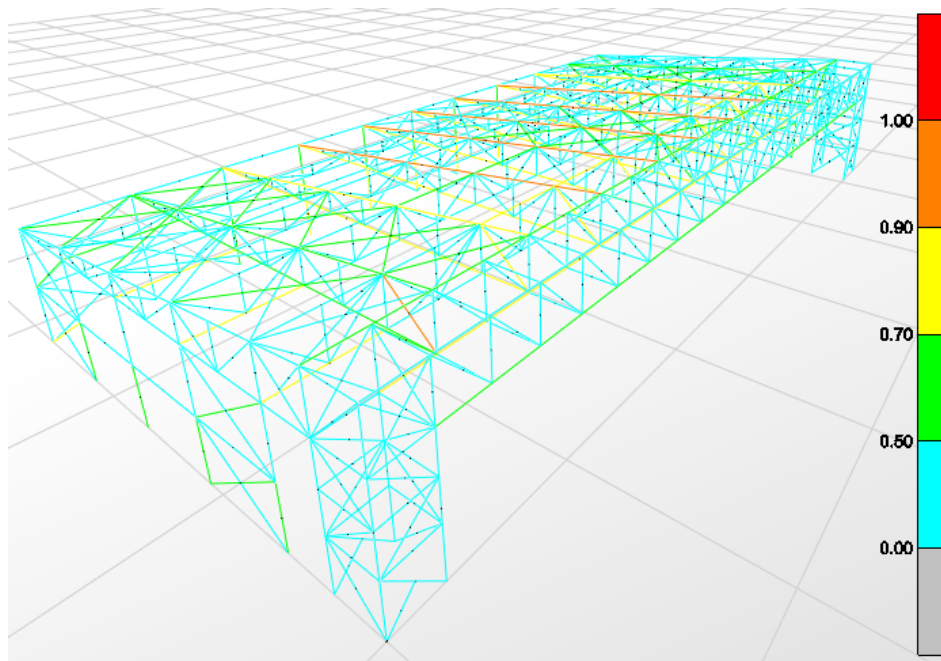
### 4.3.1 Ανάλυση διαστασιολόγησης

Το υπόστεγο διαστασιολογήθηκε με τα φορτία σχεδιασμού της προηγούμενης παραγράφου και τους συνδυασμούς φορτίσεων της παραγράφου 2.6.5. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται εοπτικά στην παρακάτω εικόνα, όπου παρατίθενται και χρωματική κλίμακα ανάλογα με το ποσοστό καταπόνησης-χρήσης των στοιχείων. Ενδεικτικοί αναλυτικοί έλεγχοι στοιχείων του υπόστεγου παρατίθενται στο Παράρτημα Δ.

Εικόνα 11-Αποτελέσματα Ανάλυσης Υπόστεγου 2 σε Χρωματική Κλίμακα ΒΑ άποψη



Εικόνα 12-Αποτελέσματα Ανάλυσης Υπόστεγου 2 σε Χρωματική Κλίμακα ΝΔ άποψη





### 4.3.2 Ιδιομορφές-Ιδιοπερίοδοι Υπόστεγου

Το υπόστεγο μελετήθηκε σεισμικά με τη μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης για δύο διευθύνσεις σεισμού κατά Χ και Υ. Για να καλυφτεί το 90% της ιδιομορφικής μάζας απαιτήθηκαν 200 ιδιομορφές (βλ. Παράρτημα Δ), γεγονός που εξηγείται από το είδος της κατασκευής. Επειδή η κατασκευή είναι μεταλλική και έχει δικτυωτά πλαίσια, κάθε ιδιομορφή ενεργοποιεί πολύ μικρό μέρος της συνολικής μάζας του κτηρίου με αποτέλεσμα να προσθέτει μικρό ποσοστό στη συνολική δρώσα ιδιομορφική μάζα. Ακολουθούν οι δεσπόζουσες ιδιοπερίοδοι μαζί με το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας που αυτές ενεργοποιούν ανά διεύθυνση.

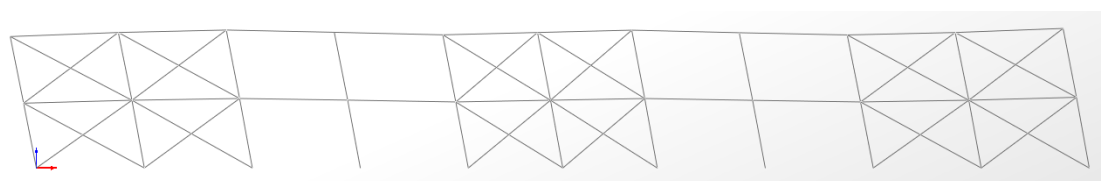
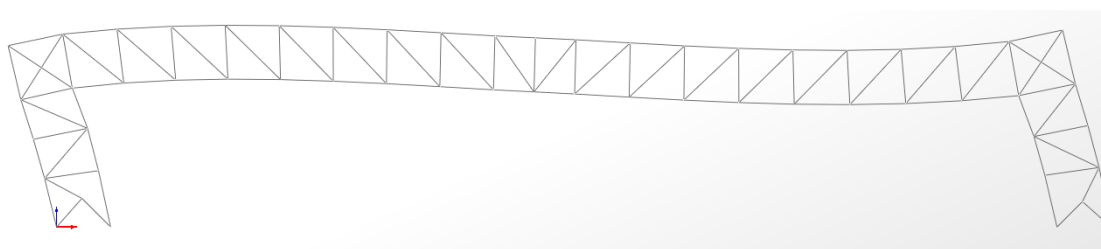
Διεύθυνση σεισμού κατά Χ

Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Χ είναι η 19<sup>η</sup> ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο  $T_x=0,288\text{sec}$  και δρώσα ιδιομορφική μάζα 51,71%.

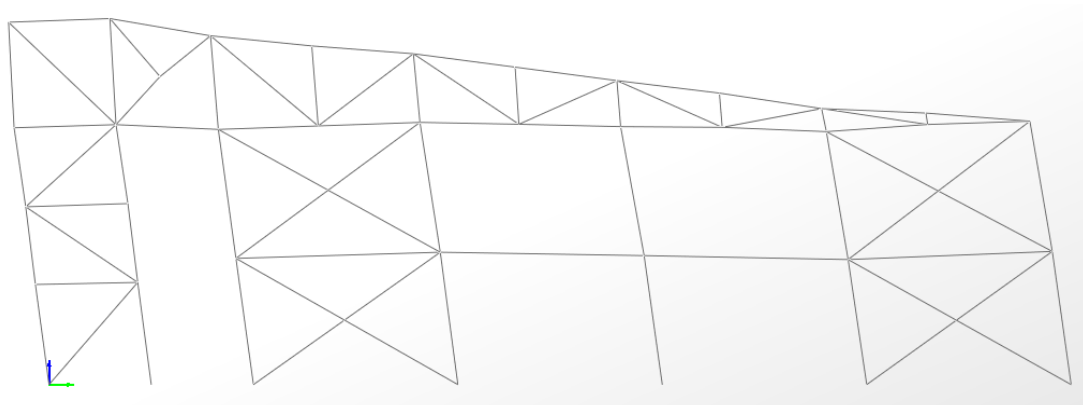
Διεύθυνση σεισμού κατά Υ

Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Υ είναι η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο  $T_y=0,337\text{sec}$  και δρώσα ιδιομορφική μάζα 35,41%.

Εικόνα 13-Κύρια Ιδιομορφή κατά Χ



Εικόνα 14-Κύρια Ιδιομορφή κατά Υ



### 4.3.3 Μέγιστες Οριζόντιες και Κατακόρυφες Μετακινήσεις

#### *Σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (DLS)*

Η μέγιστη απόλυτη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση X είναι  $\delta_{\max,X}=0,0071\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων DLS3, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  και θύρα ανοιχτή.

Η μέγιστη απόλυτη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση Y είναι  $\delta_{\max,Y}=0,012\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων DLS3, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$  και θύρα κλειστή.

Η μέγιστη απόλυτη βύθιση κατά τη διεύθυνση Z είναι  $\delta_{\max,Z}=0,072\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων DLS2, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$  και θύρα ανοιχτή.

#### *Σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS)*

Η μέγιστη απόλυτη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση X είναι  $\delta_{\max,X}=0,005\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων SLS3, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  και θύρα ανοιχτή.

Η μέγιστη απόλυτη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση Y είναι  $\delta_{\max,Y}=0,008\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων SLS3, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$  και θύρα κλειστή.

Η μέγιστη απόλυτη βύθιση κατά τη διεύθυνση Z είναι  $\delta_{\max,Z}=0,050\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων SLS2, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$  και θύρα ανοιχτή.

#### 4.4 Πίνακας Προμέτρησης Υπόστεγου 2

Στον πίνακα παρουσιάζονται οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν, ο αριθμός των μελών από την κάθε διατομή καθώς και το συνολικό τους μήκος και βάρος. Επιπλέον παρουσιάζεται το είδος των πάνελ που χρησιμοποιήθηκαν, το συνολικό τους εμβαδόν και το βάρος τους. Τέλος συνάγεται το ολικό βάρος της κατασκευής σε kN και σε τόνους (ton).

Πίνακας 18-Πίνακας Προμέτρησης Υπόστεγου 2

<b>Πίνακας Προμέτρησης Υπόστεγου 2</b>			
<b>Διατομή</b>	<b>Αρ. Μελών</b>	<b>Συνολικό Μήκος</b>	<b>Συνολικό Βάρος</b>
		m	KN
HE400A	8	296,00	369,45
HE300B	38	152,00	177,79
2UPN160/20/	151	729,11	274,90
HE300A	72	326,00	289,18
2UPN200/20/	40	370,71	187,32
TUBO120X120X22.2	60	637,77	434,82
2UPN240/25/	106	318,00	211,16
SHHF300X300X16	24	176,00	247,31
IPE500	22	794,44	723,41
SHHF350X350X16	4	20,00	33,13
CHHF244.5X25	24	119,20	160,94
HE550M	18	90,00	250,10
SHHF120X120X12.5	200	1078,74	441,19
UPN180	171	1404	308,88
<b>Πάνελ</b>		<b>Εμβαδόν</b>	
ECOPANEL RL 50	-	3450	380,19
ECOPANEL RL 40	-	1740	184,79
<b>Συνολικό Βάρος (kN)</b>			<b>4674,56</b>
<b>Συνολικό Βάρος (ton)</b>			<b>467,46</b>



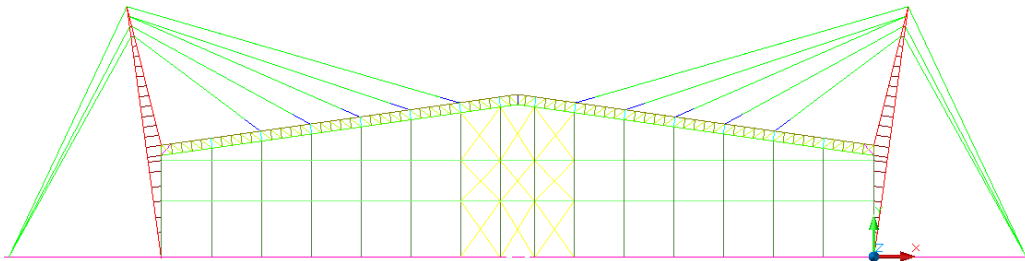
# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Υπόστεγο 3 "Ανηρτημένης Στέγης"

## 5.1 Περιγραφή- Γεωμετρία Υπόστεγου

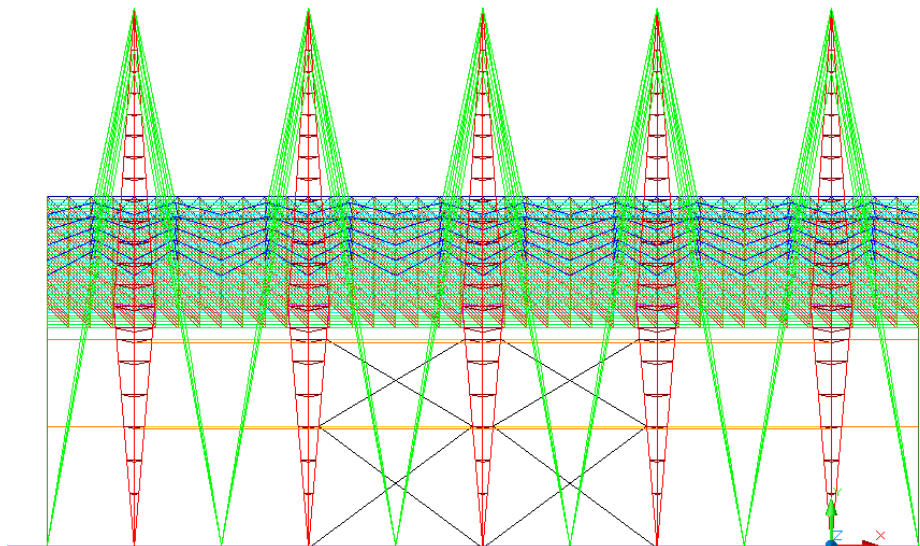
Στο κεφάλαιο 1 αναπτύχθηκαν αναλυτικά οι γενικοί γεωμετρικοί και κατασκευαστικοί περιορισμοί του υπό μελέτη υπόστεγου συντήρησης αεροσκαφών καθώς και οι λειτουργικοί στόχοι. Βάσει αυτών των απαιτήσεων σχεδιάστηκε το υπόστεγο 3- "Ανηρτημένης Στέγης", το οποίο παρουσιάζεται στο παρόν κεφάλαιο. Ο φέρων οργανισμός του υπόστεγου όπως και οι πυλώνες σχεδιάζονται ποιότητας δομικού χάλυβα S355. Τα δε καλώδια ανάρτησης είναι από ανοξείδωτο χάλυβα μέτρου ελαστικότητας  $E=160\text{kN/mm}^2$  και τάσης διαρροής  $f_v=870\text{MPa}$ .

Το υπόστεγο έχει κάτοψη διαστάσεων  $70,00\text{m} \times 40,00\text{m}$ . Στεγάζεται από μία δικλινή στέγη κλίσης  $\theta=8,15^\circ$  μορφής χωροδικτυώματος, με ύψος κορφιά  $16,00\text{m}$  και ύψος πλευράς  $11,08\text{m}$ . Το μέγιστο άνοιγμα θύρας στη Νότια πλευρά του υπόστεγου φτάνει τα  $70\text{m}$  και μέγιστο ελεύθερο βάθος  $39,80\text{m}$ . Ακολουθούν δύο κάθετες όψεις του υπόστεγου, η κάτοψη του και προοπτικές εικόνες του ώστε να γίνει κατανοητή η μορφή και οι γενικές γεωμετρικές του διαστάσεις.

Σχήματα 28-Βόρεια Όψη Υπόστεγο 3



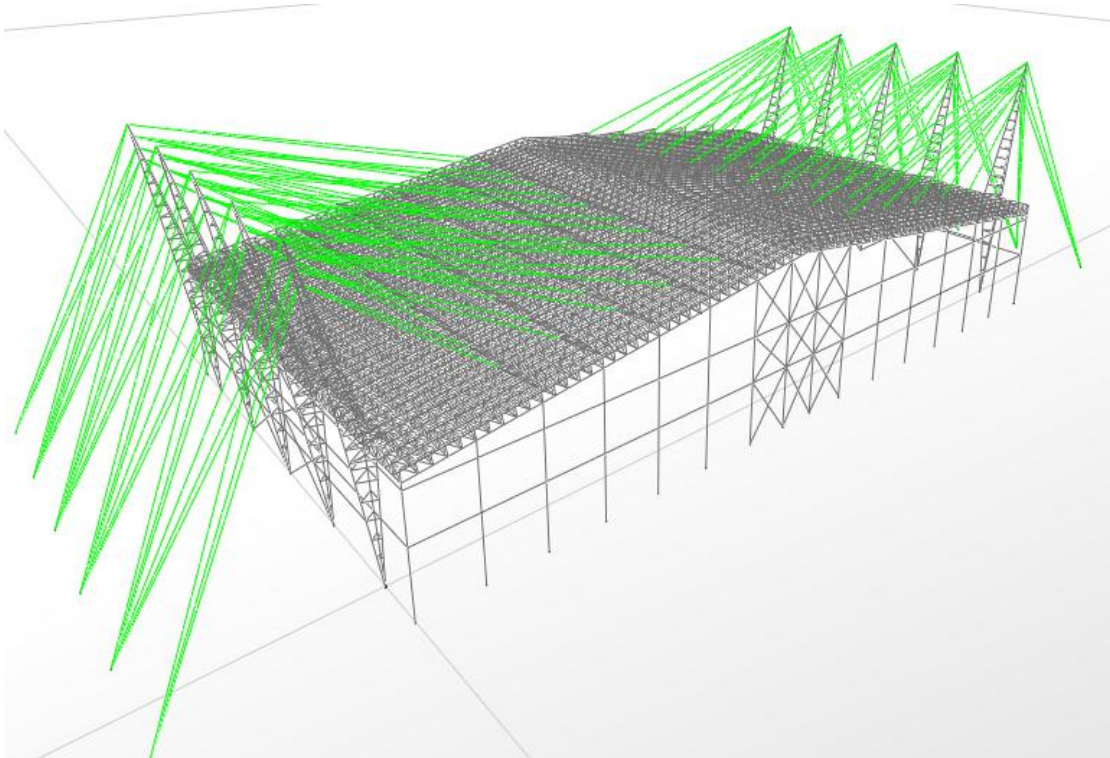
Σχήματα 29-Ανατολική Όψη Υπόστεγο 3



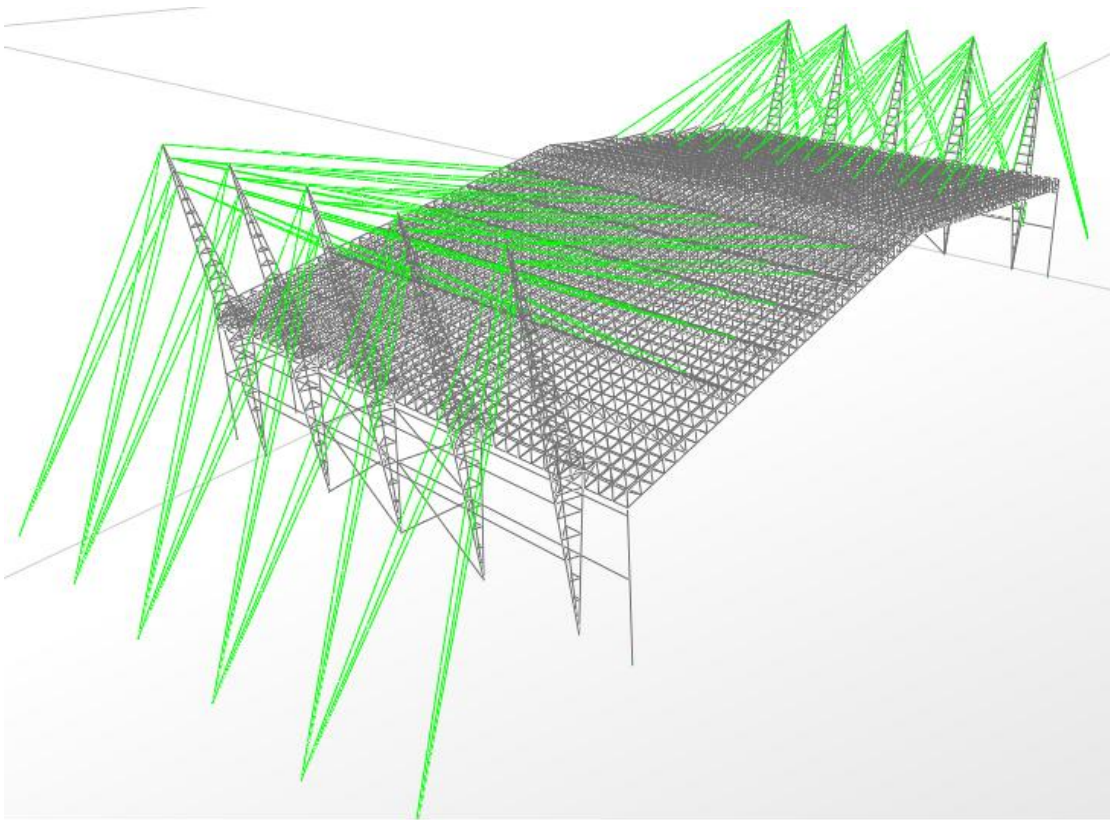
Σχήματα 30-Κάτοψη Υπόστεγο 3



**Σχήματα 31-Βόρειο Ανατολική Άποψη Υπόστεγο 3**



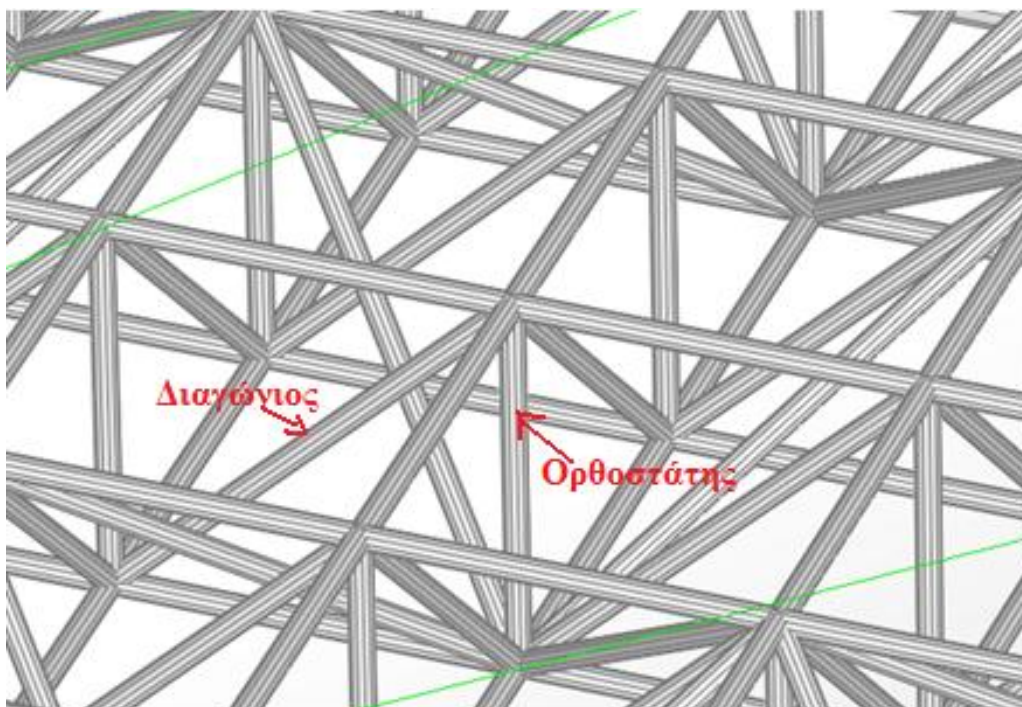
**Σχήματα 32-Νότιο Δυτική Άποψη Υπόστεγο 3**



Το υπόστεγο συντήρησης αεροσκαφών 3 διαφέρει από αυτά των κεφαλαίων 3 και 4 καθώς δε στηρίζεται στην πλαισιακή λειτουργία. Αποτελείται από χωροδικτυωτή στέγη, πέντε ζεύγη πυλώνων, βόρειο εξωτερικό τοίχο, νότια την διάταξη της θύρας, τους εκατέρωθεν κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, κεφαλοδοκούς εγκάρσιας σύνδεσης των πυλώνων και το καλωδιωτό σύστημα ανάρτησης της στέγης.

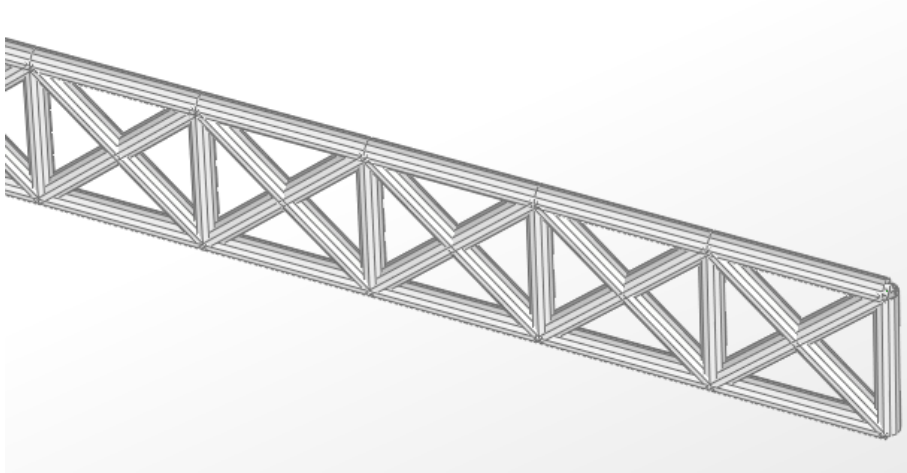
Η στέγη μορφώνεται ως ένα χωροδικτύωμα με ράβδους αρθρωτής σύνδεσης τύπου Mero (Παράρτημα ΣΤ). Οι άνω και κάτω δοκοί, οι ορθοστάτες, και οι διαγώνιοι είναι στοιχεία κοίλης κυκλικής διατομής CHHF60.3x3.6. Το χωροδικτύωμα αναπτύσσεται σε τρισδιάστατο κάναβο 0,9899m x1,00m x0,9899m. Τοπικά στα σημεία όπου γίνεται η ανάρτηση της στέγης, προβλέπονται ενισχυμένες δικτυωτές ζώνες κοίλης κυκλικής διατομής CHHF139.7x10 (βλ. κάτοψη στοιχεία με γαλάζιο χρώμα). Αυτές οι ενισχυμένες ζώνες καταλήγουν σε αναρτήρες που με τη σειρά τους ανά τρεις συνδέονται με το καλώδιο ανάρτησης PV150 (Παράρτημα Ζ), ώστε να μειωθεί ο αριθμός των καλωδίων ανάρτησης. Επιπλέον ενισχυμένες ζώνες τοποθετούνται στον κορφιά και στα πρώτα εκατέρωθεν φατνώματα του χωροδικτυώματος για να συνδράμουν στην ομαλή διανομή των οριζόντιων δράσεων, κάθε είδους, σε όλο το μήκος της κατασκευής. Ακολουθούν σκαριφήματα του χωροδικτυώματος, των ενισχυμένων ζωνών καθώς και ενός φατνώματος αναρτήρων-ενισχυμένης ζώνης με τα αντίστοιχα καλώδια:

**Σχήματα 33-Χωροδικτύωμα Στέγης Υπόστεγο 3**

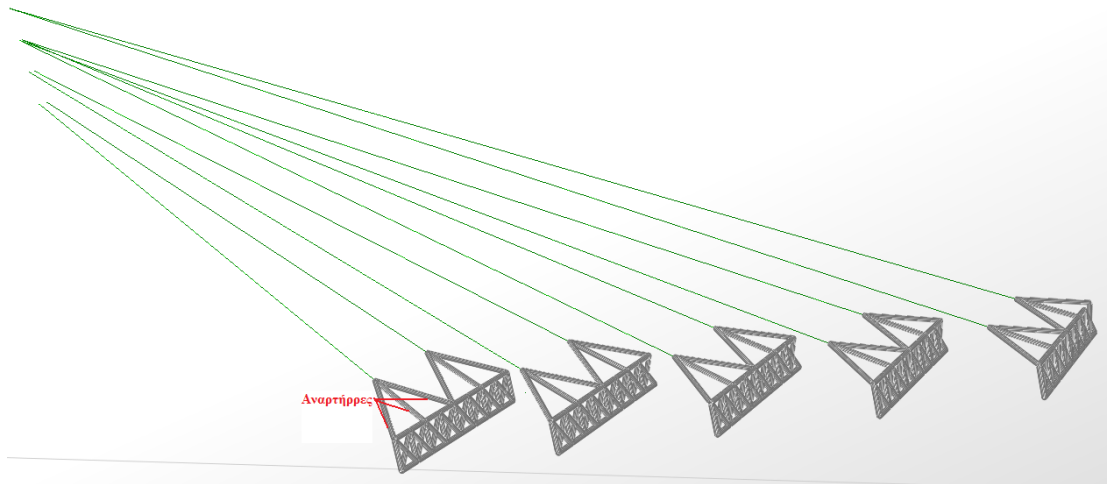




Σχήματα 34-Ενισχυμένη Ζώνη Υπόστεγο 3

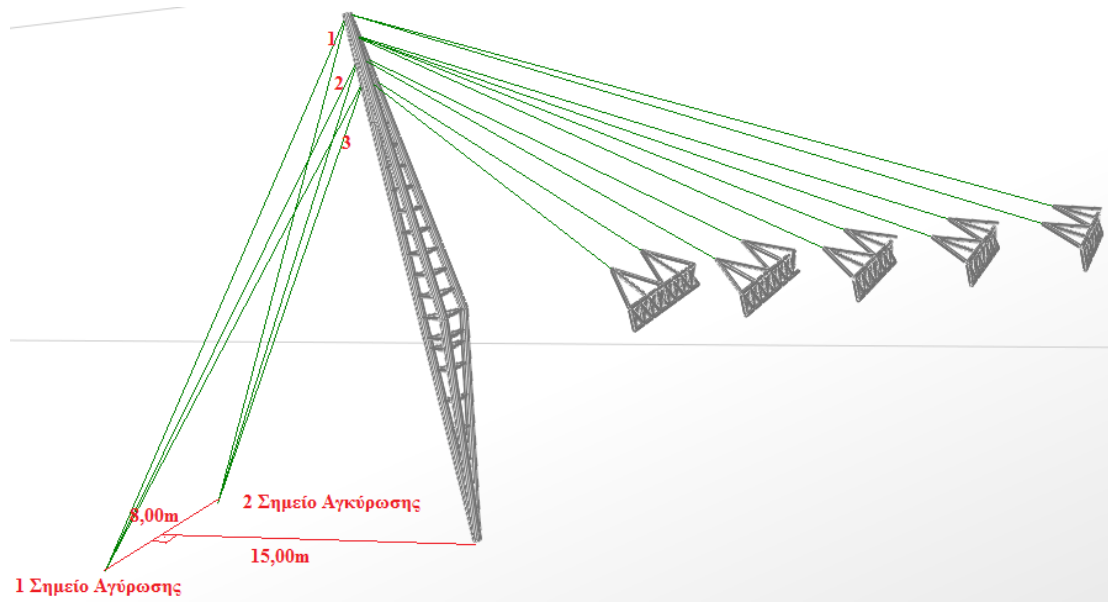


Σχήματα 35- Αναρτήρες-Ενισχυμένες Ζώνες Φατνώματος Υπόστεγο 3



Για την στήριξη του χωροδικτύωματος της στέγης, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, προβλέφθηκαν ενισχυμένες ζώνες που καταλήγουν σε αναρτήρες κ αυτοί με τη σειρά τους ανά τρεις σε καλώδια. Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα κάθε 4,00m του χωροδικτύωματος αποτελούν ένα "φάτνωμα" το οποίο αναρτάται με πέντε ζεύγη καλωδίων PV150 από τον πυλώνα. Επειδή ο πυλώνας στη βάση του είναι αρθρωτά συνδεδεμένος, απαιτούνται για την ισορροπία του συστήματος καλώδια αντιστήριξης. Στην συνολική προοπτική εικόνα του φατνώματος που ακολουθεί φαίνεται ότι χρησιμοποιήθηκαν τρία ζεύγη καλωδίων αντιστήριξης PV150 τα οποία ξεκινούν από τον πυλώνα σε τρία επίπεδα και καταλήγουν σε δύο σημεία αγκύρωσης, σε απόσταση 15,00m από τη βάση του πυλώνα και με μεταξύ τους απόσταση 8,00m.

Σχήματα 36-Σύστημα Καλωδίωσης Φατνώματος Υπόστεγο 3



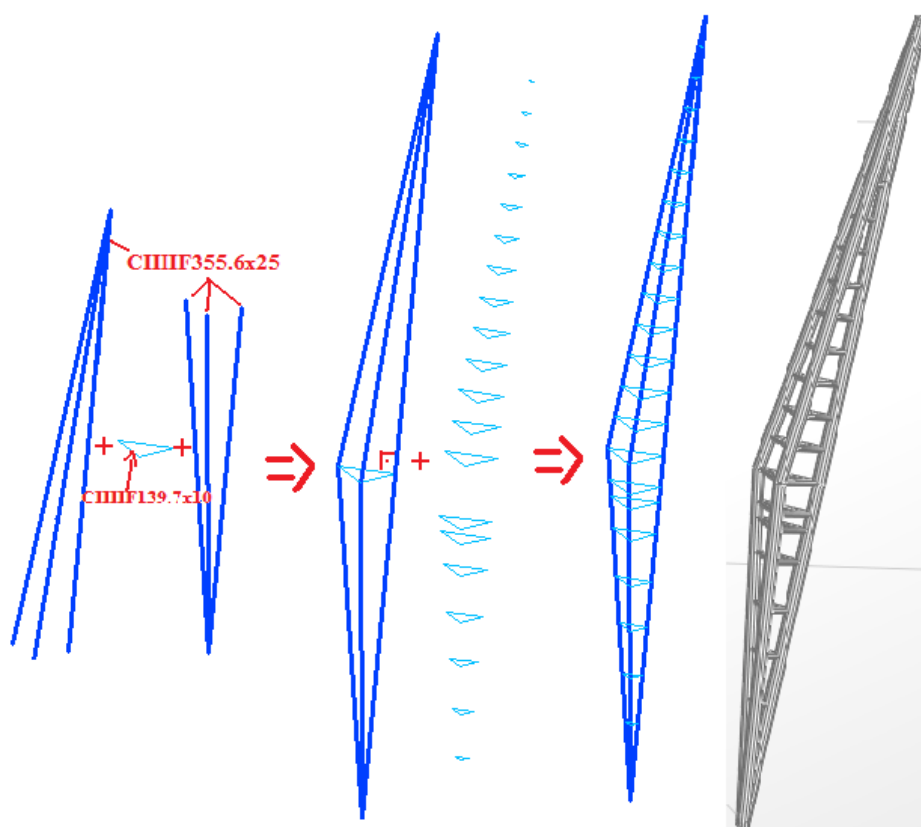
Όλα τα καλώδια είναι προεντεταμένα, ώστε να μην χαλαρώνουν σε περιπτώσεις μικρών μετακινήσεων λόγω σεισμού ή ανέμου και για να περιορίσουν την κατακόρυφη βύθιση της στέγης. Ακολουθεί ο πίνακας προεντάσεως των καλωδίων:

Πίνακας 19-Πίνακας Προεντάσεως Καλωδίων Φατνώματος Υπόστεγο 3

Πίνακας Προεντάσεως		
Καλώδιο	LoadPat	P(kN)
I1	TARGET	225,00
I2	TARGET	95,00
I3	TARGET	58,00
I4	TARGET	42,00
I5	TARGET	72,00
O1	TARGET	310,00
O2	TARGET	188,00
O3	TARGET	125,00
Oi: Εξωτερικό καλώδιο		
Ii: Εσωτερικό καλώδιο		

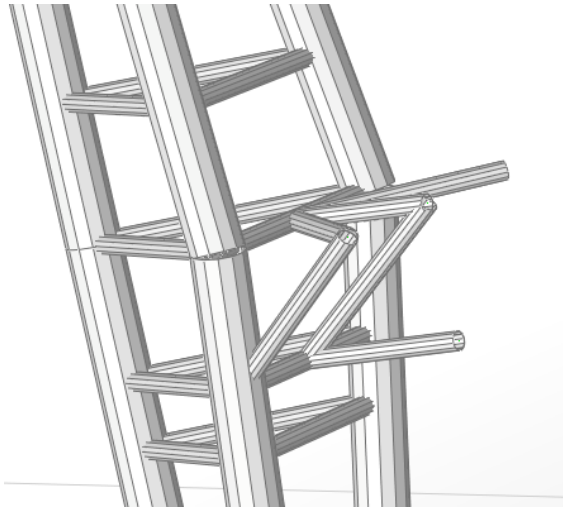
Το σύστημα καλωδίωσης καθίσταται αποδοτικό χάρη στα πέντε ζευγών πυλώνων. Οι πυλώνες απέχουν μεταξύ τους, μετρώντας από την βάση τους 8,00m και είναι αρθρωτοί στη βάση τους. Το μέγιστο ύψος τους πλησιάζει τα 25,00m (24,77m) και συνδέονται με το χωροδικτύωμα σε ύψος 10,07m και 11,07m. Κάθε πυλώνας μορφώνεται από δύο ορθογώνιες τριγωνικές πυραμίδες, κοίλης κυκλικής διατομής CHHF355.6x25, αντικατοπτρικά τοποθετημένες ως προς τη βάση τους. Βάση των πυραμίδων είναι ένα ισοσκελές τρίγωνο σκελών 1,768m και βάσης 1,875m κοίλης κυκλικής διατομής CHHF139.7x10. Η βάση του ισοσκελούς εφάπτεται στο χωροδικτύωμα ενώ η κορυφή του "δείχνει" προς την ορθή γωνία των πυραμίδων. Επιπλέον οι πυλώνες ενισχύονται καθ' ύψος ανά ένα μέτρο με ισοσκελή τρίγωνα διατομής CHHF139.7x10. Όλα τα παραπάνω στοιχεία που συνθέτουν τον πυλώνα είναι ποιότητας χάλυβα S355. Η παραπάνω περιγραφή απεικονίζεται εποπτικά και σταδιακά στο παρακάτω σχήμα:

Σχήματα 37- Μόρφωση Πυλώνα Υπόστεγο 3



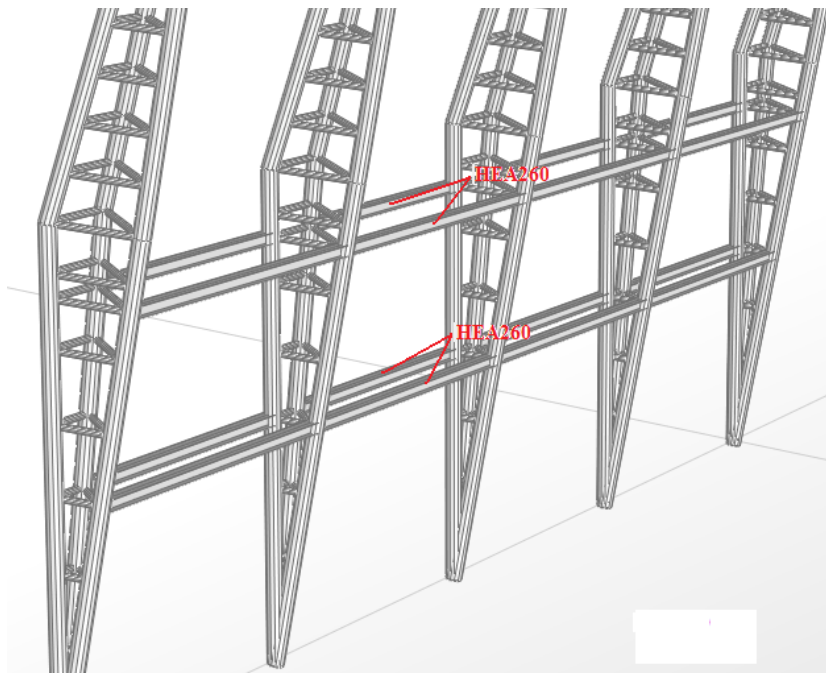
Η σύνδεση των πυλώνων με το χωροδικτύωμα γίνεται με ράβδους κυκλικής διατομής CHHF139.7x10, σταθερά συγκολλημένων στον πυλώνα με την παρακάτω διάταξη:

**Σχήματα 38-Σύνδεση Χωροδικτύωματος Πυλώνων**



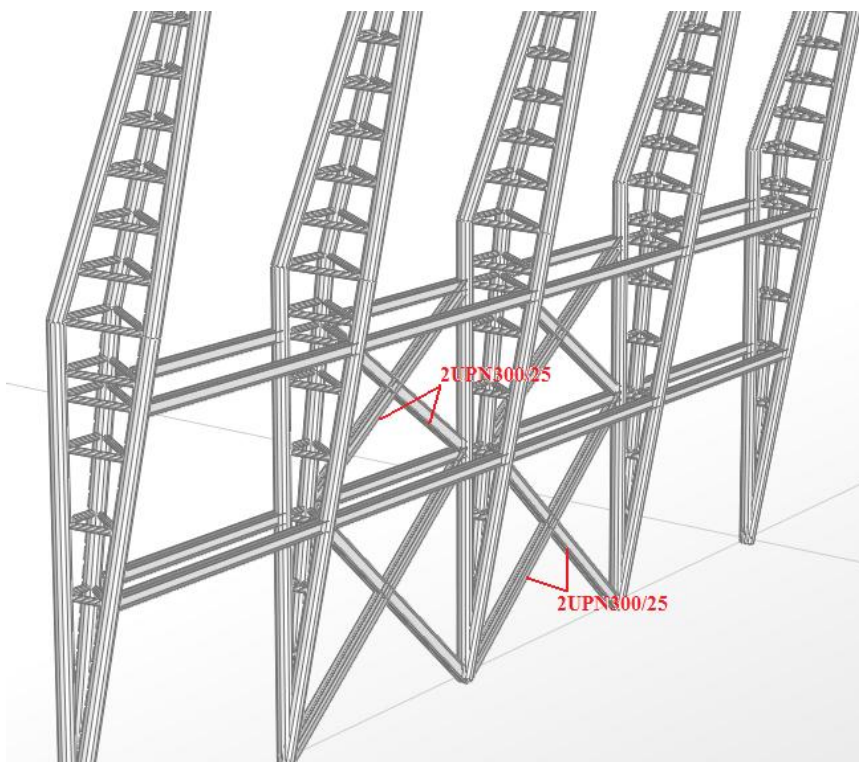
Οι πυλώνες συνδέονται μεταξύ τους με διπλές κεφαλοδοκούς εσωτερικές στη βάση των ισοσκελών τριγώνων και εξωτερικές στις κορυφές τους, διατομής ΗΕΑ260 και ποιότητας χάλυβα S355. Οι κεφαλοδοκοί τοποθετούνται σε δύο υψόμετρα  $h_{in}=9,47m$  &  $h_{out}= 9,30m$  και  $h_{in}=5,47m$  &  $h_{out}= 5,37m$ .

**Σχήματα 39-Κεφαλοδοκοί Εγκάρσιας Σύνδεσης Πυλώνων**



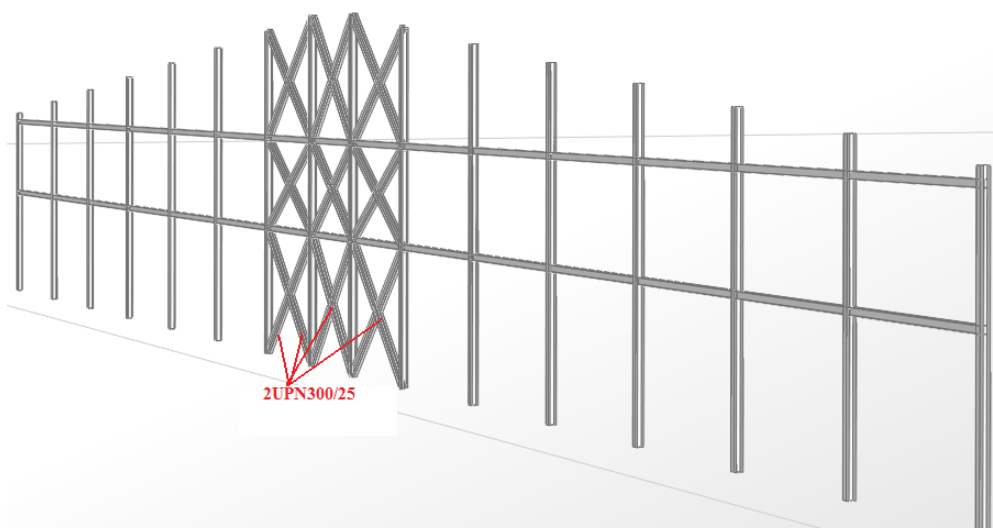
Για την ανάληψη των οριζόντιων φορτίων, είτε αυτά προέρχονται από σεισμικές δράσεις, είτε από δράσεις ανεμοπιέσεων, τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Στην ανατολική και δυτική πλευρά τοποθετήθηκαν στα δύο μεσαία φατνώματα του υπόστεγου, δύο ζεύγη κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας διατομής 2UPN300/25, όπως φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:

**Σχήματα 40-Κατακόρυφοι Χιαστοί Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας Α&Δ Πλευράς Υπόστεγο 3**



Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν και στο Βόρειο τμήμα με τη διάταξη του παρακάτω σχήματος, ώστε να εξασφαλιστεί η αναγκαία δυσκαμψία στη διεύθυνση Α-Δ του υπόστεγου. Επιπλέον την δυσκαμψία σε αυτή τη διεύθυνση ενισχύει σημαντικά το σύστημα καλωδίωσης του υπόστεγου.

**Σχήματα 41- Κατακόρυφοι Χιαστοί Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας Βόρειο Τμήμα Υπόστεγο 3**



Το μεταλλικό μέρος του υπόστεγου ολοκληρώνεται από την σταθερά κλειστή βόρεια πλευρά του που φαίνεται στο παραπάνω σχήμα και τη διάταξη της θύρας στο νότιο τμήμα του. Την Βόρεια πλευρά του υπόστεγου συνθέτουν κατακόρυφα υποστυλώματα διατομής ΗΕΒ260 και αμφιέριστες δοκοί διατομής ΗΕΑ260. Η πλευρά καλύπτεται με πάνελ τα οποία στηρίζονται σε μηκίδες τοποθετημένες ανά 2,00m καθ' ύψος. Στη νότια πλευρά έχουν προβλεφτεί δύο στύλοι στα άκρα του υπόστεγου για να ολοκληρώσουν την κάτοψη του υπόστεγου και να περιορίζουν τοπικά τις βυθίσεις στα άκρα του χωροδικτυώματος. Επίσης την νότια πλευρά ολοκληρώνει η διάταξη της θύρας η οποία αναπτύσσεται σε παρακάτω κεφάλαιο.

## 5.2 Φορτία Σχεδιασμού Υπόστεγου 3

### 5.2.1 Μόνιμα Φορτία Υπόστεγου 3

Για το σχεδιασμό του υπόστεγου 3, λήφθηκαν υπ' όψη οι παρακάτω μόνιμες δράσεις:

- Ίδιο Βάρος Στοιχείων (DEAD): Λαμβάνεται αυτόματα από το λογισμικό ανάλυσης του φορέα (SAP2000v.14), ανάλογα με το ειδικό βάρος του υλικού και τις διαστάσεις των μελών.
- Μόνιμο Στέγης (ROOF DEAD): Για το υπόστεγο θεωρήθηκε ότι η στέγη θα καλυφτεί με πάνελ πολυουρεθάνης οροφής ECOPANEL RL 50 (βλ. Παράρτημα Α). Τα πάνελ θα στερεωθούν απ' ευθείας με ειδικές διατάξεις σύνδεσης στους άνω κόμβους του χωροδικτυώματος. Το φορτίο των πάνελ κατανεμήθηκε στις άνω δοκούς χωροδικτυώματος, με ζώνη επιρροής  $b_{eff}=1,00m$ . Έτσι προέκυψε κατανεμημένο φορτίο  $g=0,11kN/m$  στις άνω ράβδους του χωροδικτυώματος της στέγης.

### 5.2.2 Μεταβλητά Φορτία Υπόστεγου 3

#### Κινητά Φορτία

Για το σχεδιασμό του υπόστεγου 3, λάβαμε υπ' όψη μας την παρακάτω κινητή δράση:

- Κινητό Στέγης (ROOF LIVE): Ο Ευρωκώδικας για κατηγορία στέγης Η προτείνει κινητό φορτίο  $q=0,50kN/m^2$ . Για ζώνη επιρροής  $b_{eff}=1,00m$  προέκυψε κατανεμημένο φορτίο  $q=0,50kN/m$  στις άνω ράβδους του χωροδικτυώματος της στέγης.

#### Φορτίο Χιονιού (SNOW)

Χρησιμοποιώντας τους συντελεστές που αναπτύχθηκαν παραπάνω (§2.4.2) και για κλίση στέγης  $\theta=8,15^\circ$  δηλαδή συντελεστής μορφής  $\mu=0,80$ , υπολογίστηκε το κατανεμημένο φορτίο στις άνω ράβδους του χωροδικτυώματος της στέγης,

$$s = \mu \times c_e \times c_t \times s_k = 0,80 \times 0,80 \times 1,00 \times 0,80 \times 1,00m = 0,64kN/m$$

$$s = 0,64 kN/m$$

### Φορτίο Ανέμου (WIND)

Ακολουθούν οι τιμές κατανεμημένων και συγκεντρωμένων φορτίων που προέκυψαν από τους υπολογισμούς των ανεμοπιέσεων για διευθύνσεις ανέμου  $0^\circ$  και  $90^\circ$  και για δύο περιπτώσεις, ανοιχτών και κλειστών θυρών. Στο παράρτημα Β παρατίθενται εκτενείς υπολογισμοί (ενδεικτικοί για υπόστεγο 1).

Προσανατολισμός υπόστεγου όπως στο Παράρτημα Β

Διεύθυνση Ανέμου  $\theta=0^\circ$  με ανοιχτή θύρα WIND-DO- $0^\circ$

Βόρεια Όψη:	1,60kN/m κατά Y κατανεμημένο στα πίσω υποστυλώματα
Νότια Όψη:	-----
Ανατολική Όψη:	1,64kN/m κατά -X κατανεμημένο στους πυλώνες
Δυτική Όψη:	9,72kN/m κατά X κατανεμημένο στους πυλώνες
Στέγη:	0,24kN/m κατά Z κατανεμημένο στις άνω ράβδους του χωροδικτυώματος της στέγης

Διεύθυνση Ανέμου  $\theta=90^\circ$  με ανοιχτή θύρα WIND-DO- $90^\circ$

Βόρεια Όψη:	10,89kN/m κατά Y κατανεμημένο στα πίσω υποστυλώματα
Νότια Όψη:	-----
Ανατολική Όψη:	8,83kN/m κατά X κατανεμημένο στους πυλώνες
Δυτική Όψη:	8,83kN/m κατά -X κατανεμημένο στους πυλώνες
Στέγη:	0,73kN/m κατά Z κατανεμημένο στις άνω ράβδους του χωροδικτυώματος της στέγης

Διεύθυνση Ανέμου  $\theta=0^\circ$  με κλειστή θύρα WIND-DC- $0^\circ$

Βόρεια Όψη:	3,95kN/m κατά Y κατανεμημένο στα πίσω υποστυλώματα
Νότια Όψη:	13,33kN κατά -Y συγκεντρωμένο στους άνω & κάτω εξωτερικούς κόμβους του ζυγώματος
Ανατολική Όψη:	6,32kN/m κατά X κατανεμημένο στους πυλώνες
Δυτική Όψη:	7,92kN/m κατά X κατανεμημένο στους πυλώνες
Στέγη:	0,24kN/m κατά Z κατανεμημένο στις άνω ράβδους του χωροδικτυώματος της στέγης

Διεύθυνση Ανέμου  $\theta=90^\circ$  με κλειστή θύρα WIND-DC- $90^\circ$

Βόρεια Όψη:	2,53N/m κατά Y κατανεμημένο στα πίσω υποστυλώματα
Νότια Όψη:	5,80 kN κατά Y συγκεντρωμένο στους άνω & κάτω εξωτερικούς κόμβους του ζυγώματος
Ανατολική Όψη:	5,70kN/m κατά X κατανεμημένο στους πυλώνες
Δυτική Όψη:	5,70kN/m κατά -X κατανεμημένο στους πυλώνες
Στέγη:	0,53kN/m κατά Z κατανεμημένο στις άνω ράβδους του χωροδικτυώματος της στέγης

### **5.2.3 Σεισμικά Φορτία Υπόστεγου 3**

Τα φορτία υπολογίστηκαν απευθείας από το λογισμικό ανάλυσης SAP2000v.14 με την μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης. Για την ανάλυση τα δεδομένα της σεισμικής ζώνης, ο συντελεστής σπουδαιότητας, ο συντελεστής συμπεριφοράς, η κατηγορία του εδάφους καθώς και το φάσμα σχεδιασμού εισήχθησαν όπως αυτά αναφέρονται στην παράγραφο §2.5.2. Η δρώσα ιδιομορφική μάζα λήφθηκε από το συνδυασμό φορτίων  $G+0,80 \times Q$ .



## 5.3 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης Υπόστεγου 3

### 5.3.1 Ανάλυση διαστασιολόγησης

Το υπόστεγο 3 διαστασιολογήθηκε με τα φορτία σχεδιασμού της προηγούμενης παραγράφου και τους συνδυασμούς φορτίσεων της παραγράφου 2.6.5. Επειδή στο μοντέλο υπάρχουν στοιχεία με έντονη μη γραμμική συμπεριφορά, για την ανάλυση του ακολουθήθηκε μη γραμμική ανάλυση με τις παρακάτω παραμέτρους:

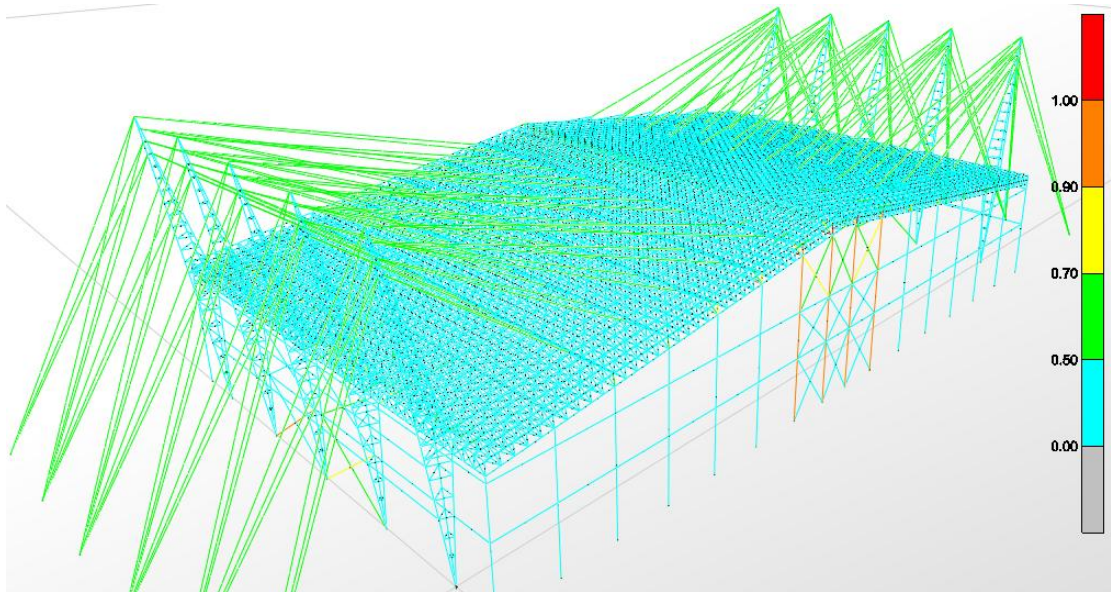
Πίνακας 20-Παράμετροι Μη γραμμικής Ανάλυσης

Section	Parameter	Value
Material Nonlinearity Parameters	Frame Element Tension/Compression Only	<input checked="" type="checkbox"/>
	Frame Element Hinge	<input checked="" type="checkbox"/>
	Cable Element Tension Only	<input checked="" type="checkbox"/>
	Link Gap/Hook/Spring Nonlinear Properties	<input checked="" type="checkbox"/>
	Link Other Nonlinear Properties	<input checked="" type="checkbox"/>
	Time Dependent Material Properties	<input type="checkbox"/>
Solution Control	Maximum Total Steps per Stage	200
	Maximum Null (Zero) Steps per Stage	50
	Maximum Constant-Stiff Iterations per Step	10
	Maximum Newton-Raphson Iter. per Step	40
	Iteration Convergence Tolerance (Relative)	1,000E-03
	Use Event-to-event Stepping	Yes
	Event Lumping Tolerance (Relative)	0,01
	Max Line Searches per Iteration	20
Hinge Unloading Method	Unload Entire Structure	<input checked="" type="radio"/>
	Apply Local Redistribution	<input type="radio"/>
Restart Using Secant Stiffness	Restart Using Secant Stiffness	<input type="radio"/>
	Target Force Iteration	
Target Force Iteration	Maximum Iterations per Stage	2000
	Convergence Tolerance (Relative)	0,05
	Acceleration Factor	1,
	Continue Analysis If No Convergence	No

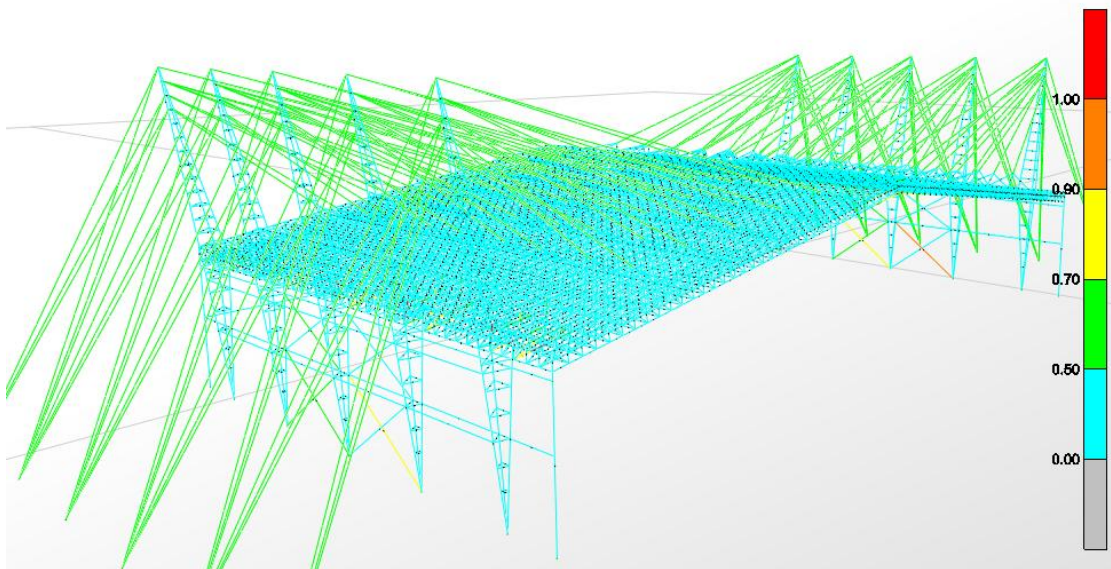
Η ανάλυση έγινε στα σε στάδια. Αρχικά τοποθετήθηκαν τα μόνιμα φορτία και τα ένα μέρος των κινητών ώστε να υπολογιστούν οι απαιτούμενες δυνάμεις προέντασης. Κατόπιν για τον συνδυασμό σε Ο.Κ.Α. υπολογίστηκαν οι μέγιστες αναπτυσσόμενες εφελκυστικές δυνάμεις στα καλώδια, ώστε να επιλεγεί η κατάλληλη διατομή (PV150). Τέλος με αρχική κατάσταση τον συνδυασμό φορτίσεων σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, προσθέτοντας με τους κατάλληλους συντελεστές τα υπόλοιπα φορτία δημιουργήθηκαν μη γραμμικοί συνδυασμοί φορτίσεων, όμοιοι με αυτοί που αναφέρονται στο κεφάλαιο 2.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται εποπτικά στην παρακάτω εικόνα, όπου παρατίθενται και χρωματική κλίμακα ανάλογα με το ποσοστό καταπόνησης-χρήσης των στοιχείων. Ενδεικτικοί αναλυτικοί έλεγχοι στοιχείων του υπόστεγου παρατίθενται στο Παράρτημα Ε.

Εικόνα 15- Αποτελέσματα Ανάλυσης Υπόστεγου 3 σε Χρωματική Κλίμακα ΒΑ άποψη



Εικόνα 16- Αποτελέσματα Ανάλυσης Υπόστεγου 3 σε Χρωματική Κλίμακα ΝΔ άποψη



### 5.3.2 Ιδιομορφές-Ιδιοπερίοδοι Υπόστεγου

Το υπόστεγο μελετήθηκε σεισμικά με τη μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης για δύο διευθύνσεις σεισμού κατά Χ και Υ. Για να καλυφτεί το 90% της ιδιομορφικής μάζας απαιτήθηκαν 100 ιδιομορφές (βλ. Παράρτημα Ε), γεγονός που εξηγείται από το είδος της κατασκευής. Επειδή η κατασκευή είναι μεταλλική και έχει δικτυωτή στέγη, κάθε ιδιομορφή ενεργοποιεί πολύ μικρό μέρος της συνολικής μάζας του κτηρίου με αποτέλεσμα να προσθέτει μικρό ποσοστό στη συνολική δρώσα ιδιομορφική μάζα. Ακολουθούν οι δεσπόζουσες ιδιοπερίοδοι μαζί με το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας που αυτές ενεργοποιούν ανά διεύθυνση.

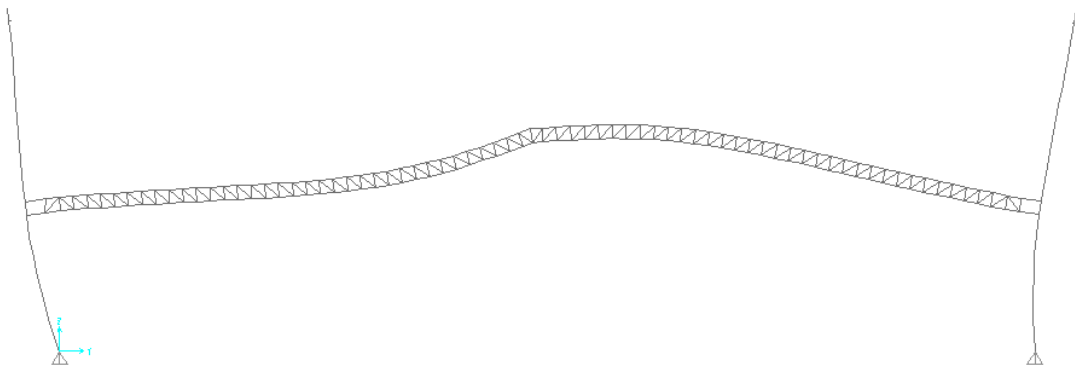
Διεύθυνση σεισμού κατά Χ

Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Χ είναι η 13<sup>η</sup> ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο  $T_Y=0,488\text{sec}$  και δρώσα ιδιομορφική μάζα 55,39%.

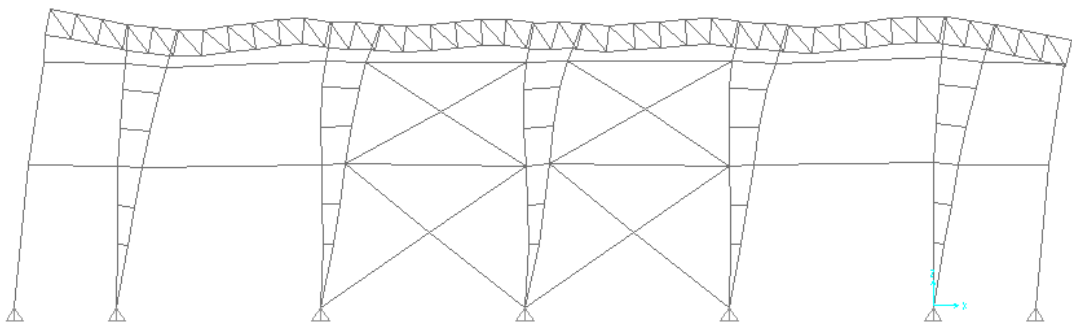
Διεύθυνση σεισμού κατά Υ

Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Υ είναι η 14<sup>η</sup> ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο  $T_X=0,409\text{sec}$  και δρώσα ιδιομορφική μάζα 36,38%.

Εικόνα 17-Κύρια Ιδιομορφή κατά Χ



Εικόνα 18-Κύρια Ιδιομορφή κατά Υ



### 5.3.3 Μέγιστες Οριζόντιες και Κατακόρυφες Μετακινήσεις

#### *Σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (DLS)*

Η μέγιστη απόλυτη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση X είναι  $\delta_{\max,X}=0,048\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων DLS2, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  και θύρα κλειστή.

Η μέγιστη απόλυτη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση Y είναι  $\delta_{\max,Y}=0,052\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων DLS3, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  και θύρα κλειστή.

Η μέγιστη απόλυτη βύθιση κατά τη διεύθυνση Z είναι  $\delta_{\max,Z}=0,251\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων DLS2, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  και θύρα κλειστή.

#### *Σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS)*

Η μέγιστη απόλυτη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση X είναι  $\delta_{\max,X}=0,027\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων SLS2, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  και θύρα κλειστή.

Η μέγιστη απόλυτη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση Y είναι  $\delta_{\max,Y}=0,031\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων SLS3, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  και θύρα κλειστή.

Η μέγιστη απόλυτη βύθιση κατά τη διεύθυνση Z είναι  $\delta_{\max,Z}=0,123\text{m}$  και εμφανίζεται για το συνδυασμό φορτίσεων SLS2, για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  και θύρα κλειστή.

## 5.4 Πίνακας Προμέτρησης Υπόστεγου 3

Στον πίνακα παρουσιάζονται οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν, ο αριθμός των μελών από την κάθε διατομή καθώς και το συνολικό τους μήκος και βάρος. Επιπλέον παρουσιάζεται το είδος των πάνελ που χρησιμοποιήθηκαν, το συνολικό τους εμβαδόν και το βάρος τους. Τέλος συνάγεται το ολικό βάρος της κατασκευής σε kN και σε τόνους (ton).

Πίνακας 21-Πίνακας Προμέτρησης Υπόστεγου 3

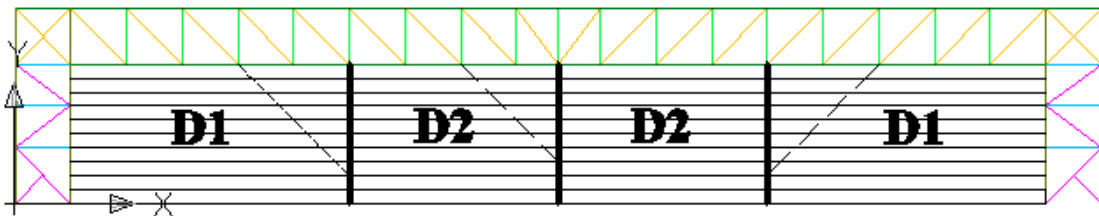
<b>Πίνακας Προμέτρησης Υπόστεγου 3</b>			
<b>Διατομή</b>	<b>Αρ. Μελών</b>	<b>Συνολικό μήκος</b>	<b>Συνολικό Βάρος</b>
		m	kN
CHCF193.7X12.5	160	3854,32	320,72
CHHF60.3X3.6	20430	25074,13	1261,69
CHHF139.7X10	4075	5027,76	1606,34
HE260A	70	403,23	178,98
2UPN300/25/	34	248,54	229,25
HE260B	18	220,68	204,41
CHHF355.6X25	70	803,82	1640,60
PV150	160	3850,89	342,73
<b>Πάνελ</b>		<b>Εμβαδόν</b>	
ECOPANEL RL 50	-	2879,20	322,47
ECOPANEL RL 40	-	1933,00	205,28
<b>Συνολικό Βάρος (kN)</b>			<b>6312,47</b>
<b>Συνολικό Βάρος (ton)</b>			<b>631,257</b>



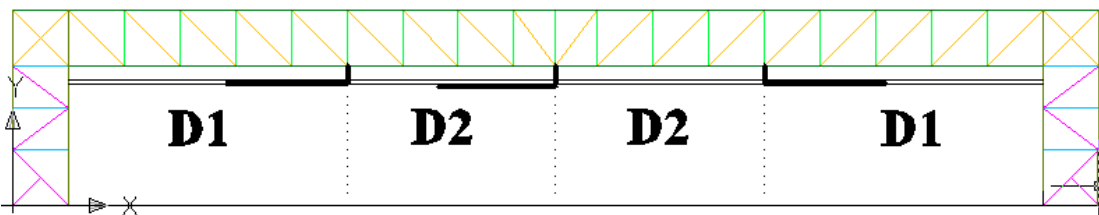
# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6:Ενδεικτική Διάταξη Θύρας

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται η διάταξη της θύρας ενδεικτικά για το Υπόστεγο 2. Το μέγιστο άνοιγμα της θύρας φτάνει τα 70,00m, ώστε να είναι δυνατή η ταυτόχρονη είσοδος ή έξοδος και των δύο αεροσκαφών τύπου ATR 72. Για να πετύχουμε αυτό το άνοιγμα χρησιμοποιήθηκαν τέσσερις θύρες τύπου MEGADOOR S1500 ύψους 10,00m, δύο πλάτους 20,00m (D1) και δύο 15,00m (D2), σύμφωνα με την παρακάτω διάταξη:

Σχήματα 42-Διάταξη Θύρας Υπόστεγο 2 Κλειστή



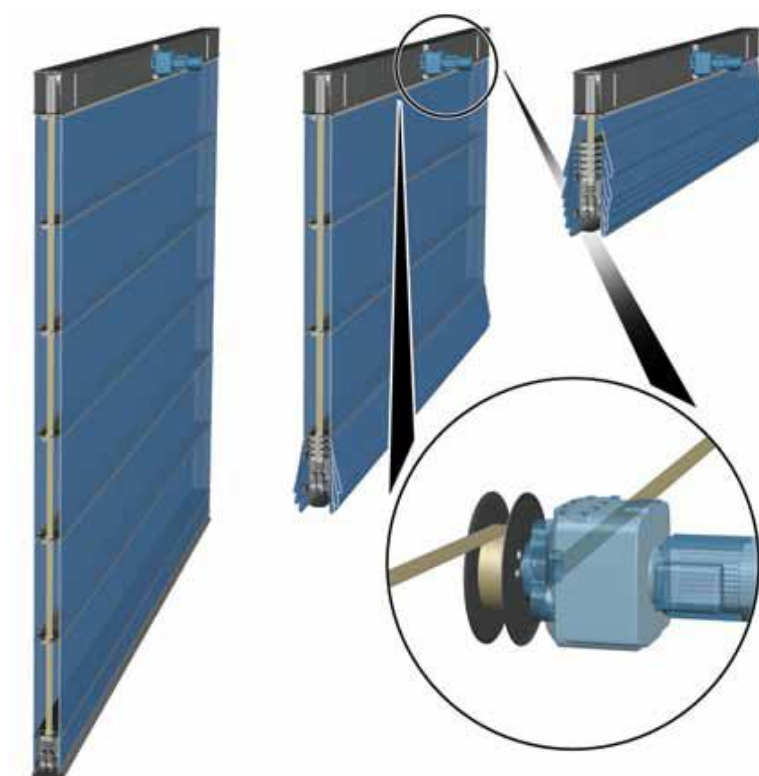
Σχήματα 43-Διάταξη Θύρας Υπόστεγο 2 Πλήρως Ανοιχτή



Να σημειωθεί ότι στα άκρα των θυρών προβλέπονται οδηγοί-ράγες, όπου οι θύρες μεταβιβάζουν τα εγκάρσια φορτία. Οι οδηγοί αυτοί, στην περίπτωση πλήρους ανοίγματος της θύρας αναδιπλώνονται όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα. Περαιτέρω περιγραφή και ανάλυση των οδηγών γίνεται παρακάτω στην αντίστοιχη παράγραφο.

Οι θύρες τύπου MEGADOOR S1500 αποτελούνται από δύο φύλλα υφάσματος με επικάλυψη πολυεστέρα (PVC). Ανάμεσα στα δύο φύλλα υπάρχουν οριζόντια τμήματα από αλουμίνιο. Αυτά τα ενδιάμεσα τμήματα έχουν διατομή κατάλληλη, ώστε να μεταφέρουν επαρκώς τις εγκάρσιες φορτίσεις του ανέμου στις κάθετες ράγες-οδηγούς, εκατέρωθεν της θύρας. Το θυρόφυλλο ανοίγει από το κάτω προς τα πάνω. Τα τμήματα αλουμινίου ανυψώνονται από ιμάντες και στοιβάζονται το ένα κάτω από το άλλο κάνοντας το ύφασμα να δημιουργεί πιέτες. Οι ιμάντες τυλίγονται σε ένα ή περισσότερα τύμπανα (2). Τα τύμπανα κινούνται από έναν ή περισσότερους κινητήρες, ανάλογα με το πλάτος και το βάρος της θύρας. Η παραπάνω περιγραφή γίνεται σαφέστερη στην εικόνα που ακολουθεί για έναν κινητήρα ανύψωσης:

Εικόνα 19-Εποπτική Εικόνα Θύρας S1500



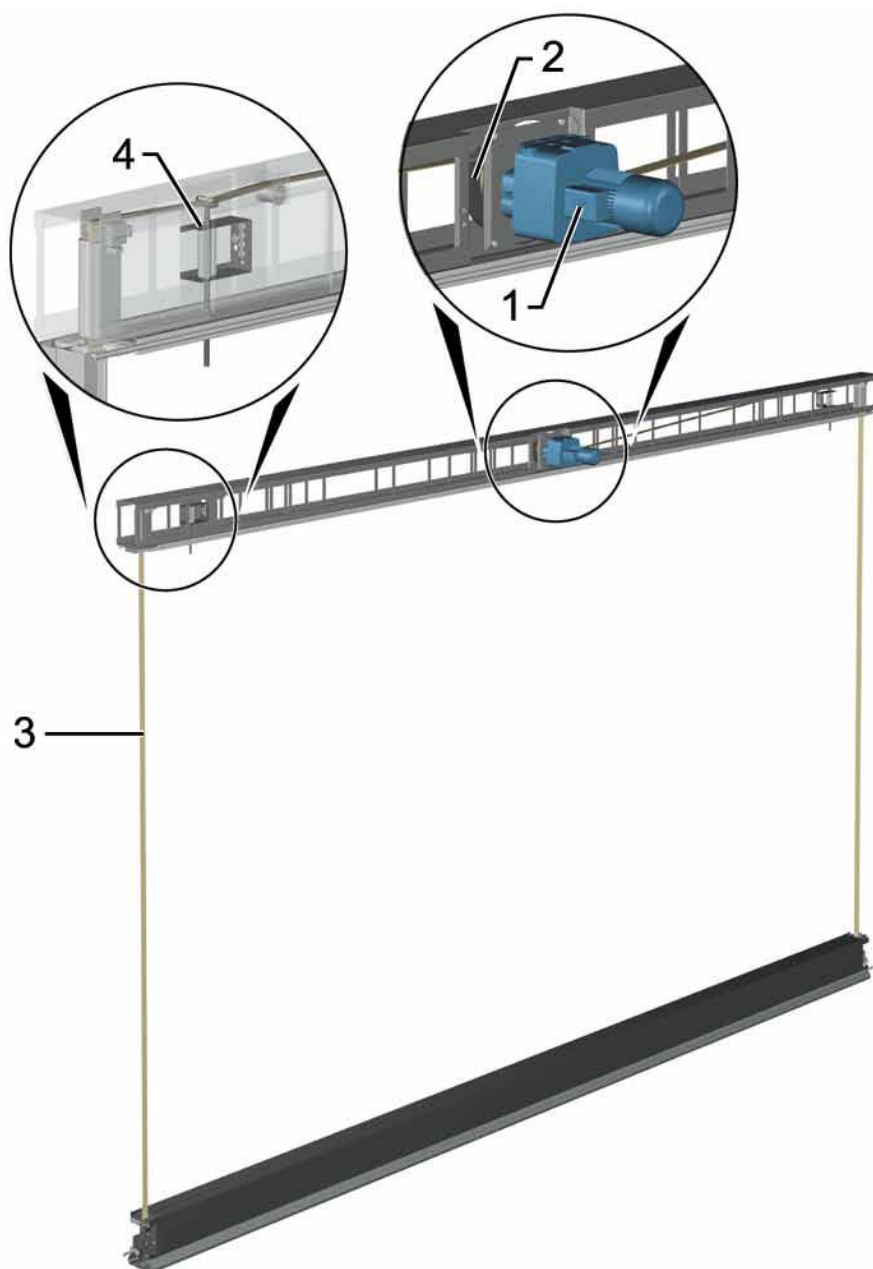
Η θύρα κλείνει υπό τον ίδιο βάρος της και είναι πλήρως κλειστή όταν το κάτω μέρος της φτάσει στο έδαφος και το ύφασμα είναι πλήρως τεντωμένο. Συνοπτικά τα κύρια στοιχεία της θύρας είναι:

- Πλαίσιο Κεφαλής
- Ιμάντες Άρσης
- Θυρόφυλλα
- Διάταξη Βάσης
- Ράγες Οδηγών
- Πίνακας Ελέγχου-Ηλεκτρικός Εξοπλισμός

### 6.1 Πλαίσιο Κεφαλής

Τα θυρόφυλλα και η διάταξη της βάσης αναρτώνται από ένα πλαίσιο σταθερής κοίλης τετραγωνικής διατομής από χάλυβα. Μέσα στο πλαίσιο περιέχονται η κινητήρια μονάδα το ανάλογο τύμπανο και ο διπλός ιμάντας. Επιπλέον υπάρχει και ο διακόπτης ορίου μαζί με αισθητήρες θέσεως και συσκευές για τον έλεγχο της κατάστασης του ιμάντα. Η πόρτα είναι εξοπλισμένη με ένα ή δύο κινητήρες, ανάλογα με το μέγεθος.





Ο κινητήρας (1) για εξοικονόμηση ενέργειας, είναι εξοπλισμένος με ένα αυτόματο σύστημα πέδης. Επιπρόσθετα έχει και ένα χειροκίνητο σύστημα ελεγχόμενης απελευθέρωσης της πέδης και του τυμπάνου, έτσι ώστε η πόρτα να μπορεί να ανοίγει ή να κλείνει, ακόμα και σε περίπτωση διακοπής ρεύματος.

## 6.2 Ιμάντες Άρσης

Η διάταξη βάσης και τα θυρόφυλλα ανυψώνονται χρησιμοποιώντας ιμάντες (3), οι οποίοι τυλίγονται επάνω στο τύμπανο ιμάντα. Οι ιμάντες είναι εφοδιασμένοι με ειδικούς βρόχους έκτακτης ανάγκης, οι οποίοι σε περίπτωση κινδύνου, προσαρτώνται στο σύστημα ασφαλείας ακινητοποιώντας τη θύρα. Επιπλέον οι ιμάντες δεν είναι ευαίσθητοι στην σκουριά, βρωμιά και σκόνη και είναι πλήρως ποιοτικά ελεγμένοι και πιστοποιημένοι.

### 6.3 Θυρόφυλλα

Τα θυρόφυλλα αποτελούνται από δύο φύλλα υφάσματος με επικάλυψη πολυεστέρα (PVC). Ανάμεσα στα δύο φύλλα υπάρχουν οριζόντια τμήματα από αλουμίνιο. Αυτά τα τμήματα έχουν διατομή κατάλληλη, ώστε να μεταφέρουν επαρκώς τις φορτίσεις του ανέμου στις κάθετες ράγες-οδηγούς, εκατέρωθεν της θύρας. Το ύφασμα εκατέρωθεν των ενδιάμεσων τμημάτων τα προστατεύει έναντι κάμψης υπό το ίδιο βάρος τους και έναντι στρέβλωσης. Συνδέεται στα τμήματα αλουμινίου με οριζόντιους αρμούς σε ένα ενιαίο κομμάτι. Είναι ιδιαίτερα ανθεκτικό έναντι μηχανικής φθοράς και χάρη στην "αντοχή" του έναντι φωτιάς, είναι ανθεκτικό σε σπινθήρες που μπορεί να προκληθούν (πχ. από συγκόλληση οξυγόνου ή κοπή μετάλλων). Επιπλέον το ύφασμα έχει υψηλή αντοχή σε εφελκυσμό. Σημαντικό είναι επίσης ότι οι ιδιότητές του παραμένουν ανεπηρέαστες σε θερμοκρασιακές συνθήκες από -35 °C έως 70 °C.

Η θύρα ανοίγει με ιμάντες που τυλίγονται σε ένα τύμπανο. Η ταχύτητα ανοίγματος της θύρας κυμαίνεται συνήθως από 0,15 έως 0,25m/sec. Όταν η πόρτα ανοίγει τα ενδιάμεσα τμήματα στοιβάζονται το ένα κάτω από το άλλο κάτω από το πλαίσιο της κεφαλής δημιουργώντας αναδιπλώσεις στο ύφασμα. Σε περίπτωση της διαφορικής πίεσης, το ύφασμα μπορεί να στοιβαχτεί και ανάμεσα στα αλουμινένια τμήματα κατά τη φάση ανοίγματος. Για εξαιρετικά διαβρωτικά περιβάλλοντα, το θυρόφυλλο μπορεί να παρέχεται με βίδες υλικού ανθεκτικού στην υψηλή διάβρωση.

#### *Κορυφαίο Τμήμα*

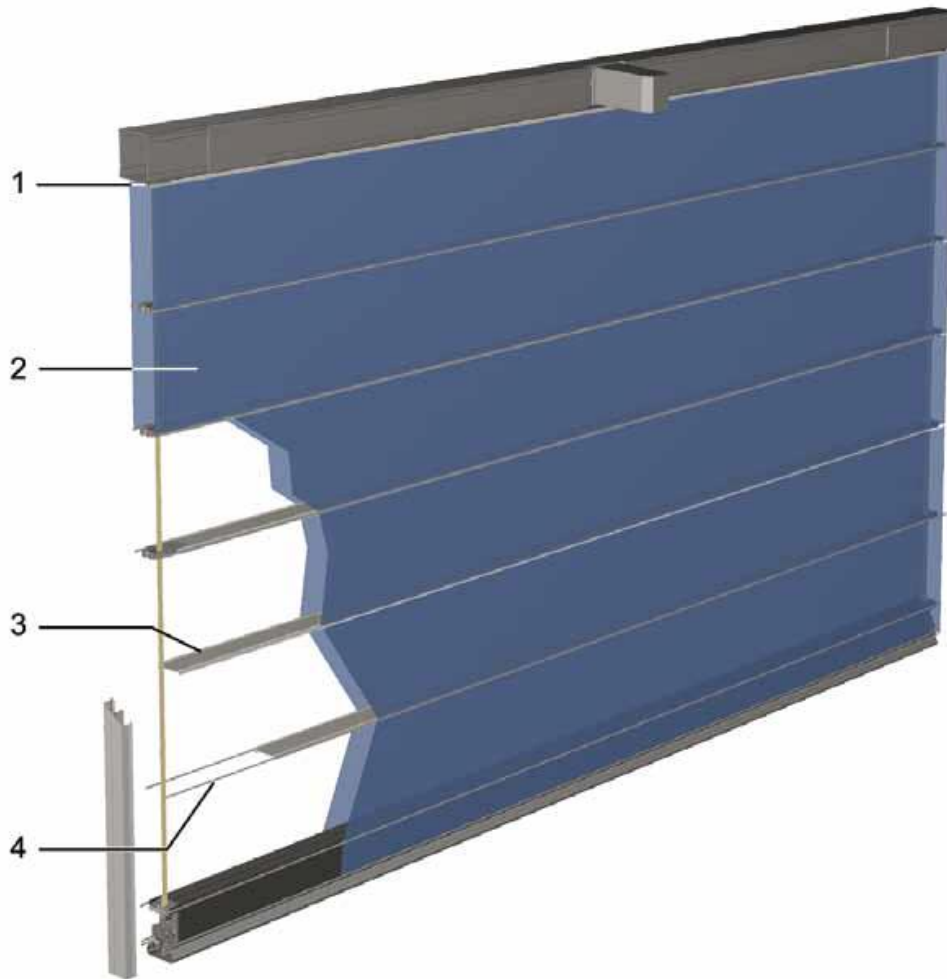
Το επάνω τμήμα του θυρόφυλλου στερεώνεται σταθερά στο κάτω μέρος του πλαισίου κεφαλής.

#### *Ενδιάμεσα Τμήματα*

Τα ενδιάμεσα τμήματα, τα οποία είναι κατασκευασμένα από διατομές αλουμινίου ψυχρής έλασης, είναι εξοπλισμένα στα δύο άκρα τους με ειδικά τεμάχια οδήγησης. Τα τεμάχια αυτά ταξιδεύουν χωρίς την συνδρομή λιπαντικών ουσιών στις σιδηροτροχιές οδήγησης σε κάθε πλευρά του θυρόφυλλου.

Το πάχος του κάθε τμήματος θυρόφυλλου είναι 290 mm, για τον τύπο θύρας MEGADOOR S1500.

Εικόνα 20-Τμήματα Θύρας MEGADOOR S1500

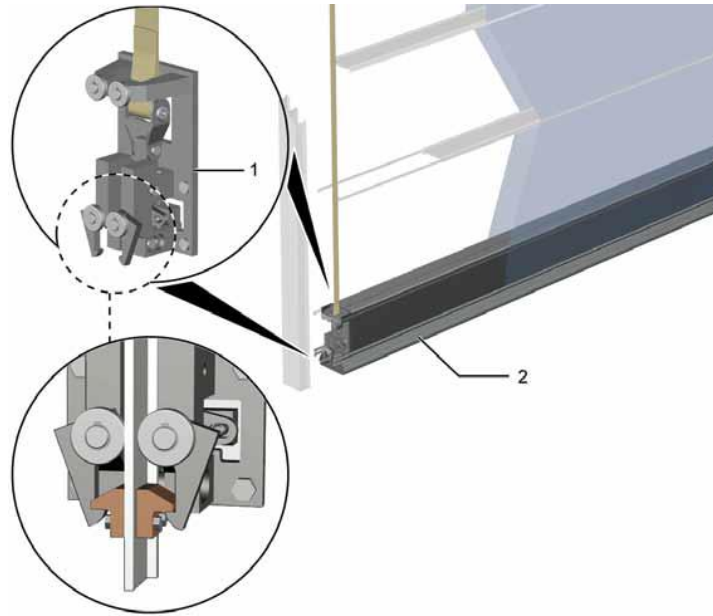


1. Κορυφαίο Τμήμα
2. Υφάσμα Θύρας
3. Ενδιάμεσα Τμήματα
4. Αρμοί Αγκύρωσης Υφάσματος

#### 6.4 Διάταξη Βάσης

Η διάταξη της βάσης είναι κατασκευασμένη από μία δοκό από χάλυβα. Ένα ελαστικό σώμα ικανού πάχους στερεώνεται στο κάτω πέλμα της χαλύβδινης δοκού, ώστε να εξασφαλίζει πλήρες σφράγισμα της θύρας στο έδαφος. Στα πλάγια της διάταξης της βάσης είναι σταθερά συγκολλημένες δικλίδες ασφαλείας εκατέρωθεν. Στην περίπτωση αστοχίας ενός ή και των δύο ιμάντων, οι δικλίδες ασφαλείας ενεργοποιούνται και αμέσως η πόρτα κλειδώνει στις ράγες. Επιπλέον στις δικλίδες ασφαλείας είναι ενσωματωμένα κλειδώματα αέρα, που ενεργοποιούνται αυτόματα όταν η θύρα είναι πλήρως κλειστή.

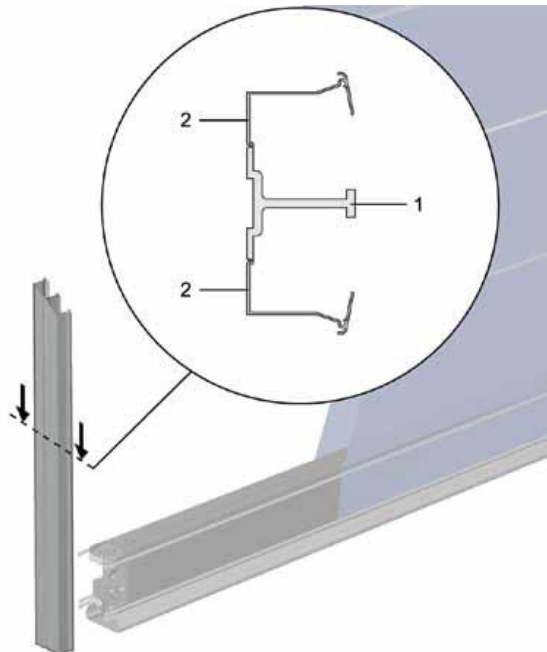
Εικόνα 21-Δικλίδα Ασφαλείας- Κλείδωμα Αέρα



## 6.5 Ράγες Οδηγών

Οι ράγες οδηγών αποτελούνται από τρία μέρη, μία σιδηροτροχιά που περιβάλλεται από δύο εξωτερικά τμήματα. Τα ειδικά τεμάχια οδήγησης ταξιδεύουν κατά μήκος της σιδηροτροχιάς και κατευθύνουν την θύρα. Ο σχεδιασμός των σιδηροτροχιών και των τεμαχίων οδήγησης έχει γίνει έτσι ώστε να διασφαλίζει ότι ελαχιστοποιούνται οι διαρροές αέρα.

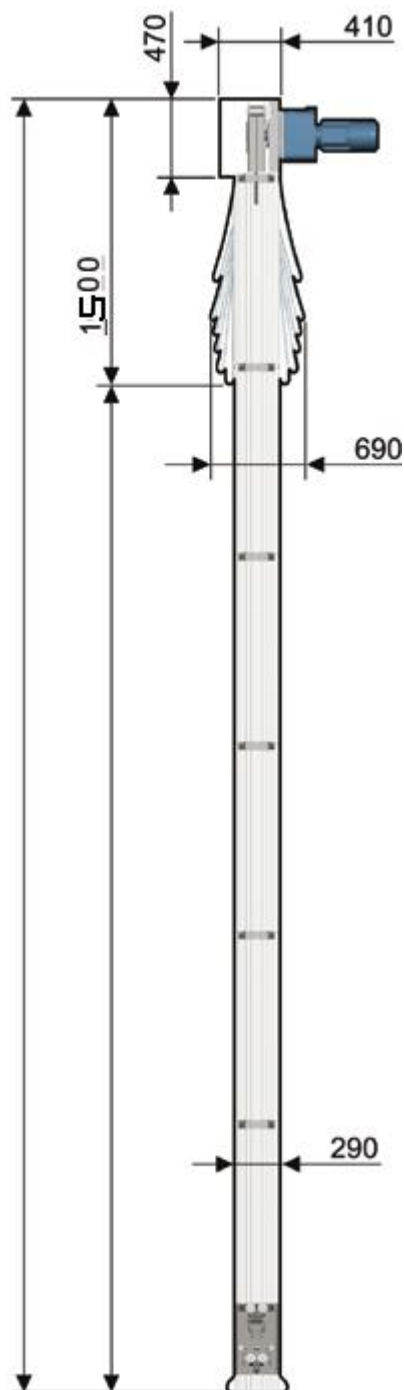
Εικόνα 22- Ράγες Οδηγών Θύρας



- 1.Σιδηροτροχιά
- 2.Εξωτερικά Τμήματα

Στην περίπτωσή μας υπάρχουν και ενδιάμεσες ράγες στην ένωση των δύο θυρών. Για αυτές τις ράγες προβλέπεται ειδική διάταξη άρθρωσης σε απόσταση 1500mm από την ένωση τους με τη δοκό του ζυγώματος, ώστε να είναι δυνατή η πλάγια ανύψωσή τους (βλ. Σχήμα-43-), στην περίπτωση όπου το άνοιγμα πρέπει να φτάσει το μέγιστο άνοιγμά του, δηλαδή αυτό των 70,00m. Η ανύψωση των τροχιών θα γίνει από κινητήρες που μπορούν να εσωκλείονται στο "κουτί" του πλαισίου της κεφαλής και μέσω πρόσθετων ιμάντων ή αλυσίδων, συνδεδεμένων στην εξωτερική/ες πλευρά των τροχιών, 1,00m από το έδαφος.

Εικόνα 23-Γενικές Διαστάσεις Θύρας



## 6.6 Πίνακας Ελέγχου-Ηλεκτρικός Εξοπλισμός

Όταν η πόρτα είναι τελείως ανοικτή, ένας αισθητήρας ορίου τη σταματά. Ως επιπλέον ασφάλεια, υπάρχει επίσης ένας κύριος διακόπτης ορίου. Οι αισθητήρες ενεργοποιούνται από το κορυφαίο ενδιάμεσο τμήμα αλουμινίου. Ένας αισθητήρας χαλαρού ιμάντα σταματά τον κινητήρα όταν η θύρα είναι κλειστή, ή εάν οποιοδήποτε εμπόδιο ανακόπτει την πόρτα από την ελεύθερη κίνησή της προς τα κάτω. Ο κύριος αισθητήρας σταματά τον κινητήρα όταν ο ιμάντας σπάσει.

### *Τοποθεσία του πίνακα ελέγχου*

Το περίβλημα του πίνακα ελέγχου πληροί τις προδιαγραφές του πρωτοκόλλου προστασίας IP 65. Αυτό σημαίνει ότι το ερμάριο μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε απαιτητικά περιβάλλοντα. Το ερμάριο δεν πρέπει να τοποθετηθεί σε ένα εξαιρετικά διαβρωτικό περιβάλλον. Εάν ο θάλαμος θα είναι σε τέτοιο περιβάλλον υπάρχει εναλλακτική λύση ερμαρίου από ανοξείδωτο χάλυβα.

Οι ακόλουθες διαστάσεις των προτεινόμενων ερμαρίων βοηθούν στην λήψη αποφάσεων σχετικά με τη θέση του πίνακα ελέγχου, καθώς και για τυχόν επιπλέον διακόπτες ασφαλείας ρεύματος και υπόλοιπα χρήσιμα καλώδια:

<b>Κινητήρες</b>	<b>Πόρτα ελέγχου</b>	<b>Απαιτήσεις Χώρου (Π x Υ x Β mm)</b>
1 x	0451 (PLC)	600 x 700 x 220
2 x	0452 (PLC)	800 x 800 x 220

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: Σύγκριση Εναλλακτικών Λύσεων Συμπεράσματα

---

## 7.1 Γενικά

Στα παραπάνω κεφάλαια παρουσιάστηκαν τρεις διαφορετικές εναλλακτικές προτάσεις, για το σχεδιασμό υπόστεγου συντήρησης αεροσκαφών, με δυνατότητα ταυτόχρονης φιλοξενίας και συντήρησης δύο αεροσκαφών τύπου ATR 72. Το υπόστεγο 1 ακολούθησε τον σχεδιασμό υπόστεγων με πλαίσια σε παράλληλη διάταξη. Το στοιχείο που το διαφοροποιεί από τον κλασικό σχεδιασμό, είναι η μορφή των πλαισίων. Αποτελούνται από στερεούς σχηματισμούς, τριγωνικά πρισματικά ζυγώματα και από αντεστραμμένες πυραμίδες για υποστυλώματα. Σε αντίθεση, στο υπόστεγο 2 ο προσανατολισμός των πλαισίων αλλάζει διεύθυνση. Στην πρόσοψη του κτηρίου υφίσταται ένα ισχυρό-στιβαρό πλαίσιο στο οποίο "πατάνε" κάθετα, πλαίσια μικτότερου ανοίγματος. Τελευταία εναλλακτική σχεδίαση είναι το υπόστεγο 3. Πρόκειται για μία διαφορετικού είδους κατασκευή (καλωδιωτή) που απαιτεί διαφορετική σχεδιαστική και αναλυτική προσέγγιση και σίγουρα είναι μια πιο "εκλεπτυσμένη" και κατασκευαστικά απαιτητική κατασκευή.

Στο κεφάλαιο 7 λοιπόν, οι εναλλακτικές προτάσεις σχεδιασμού των υπόστεγων συντήρησης αεροσκαφών θα συγκριθούν, ποσοτικά και ποιοτικά. Τα κριτήρια της σύγκρισης θα είναι το βάρος της κάθε κατασκευής και το πώς αυτό μεταφράζεται σε κόστος υλικού, οι ιδιοπερίοδοι των κατασκευών και κατ' επέκταση η συνολική τους δυσκαμψία-ευκαμψία και οι συνολικές μέγιστες μετακινήσεις και βυθίσεις των υπόστεγων. Τέλος θα παρουσιαστούν τα συμπεράσματα από την παραπάνω σύγκριση και θα γίνει επιλογή αυτού του υπόστεγου που κατά τον μελετητή αποτελεί την προσφορότερη και καλύτερη λύση.

## 7.2 Σύγκριση κατά Βάρος-Κόστος

Επειδή στην παρούσα εργασία, για τα υπόστεγα που σχεδιάστηκαν, δεν έχουν μελετηθεί και διαστασιολογηθεί αναλυτικά οι συνδέσεις των μελών τους, δεν μπορούμε να έχουμε ακριβή εικόνα για το βάρος των συνδέσεων. Έτσι και για τα τρία υπόστεγα θα γίνει μία μέση αύξηση 10% του συνολικού τους βάρους, η οποία αφορά τις συνδέσεις. Δεδομένου της παραπάνω αύξησης προκύπτει ο ακόλουθος συγκεντρωτικός πίνακας προμέτρησης των υπόστεγων:

Πίνακας 22-Συνολικός Πίνακας Προμέτρησης Υπόστεγων

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗΣ								
Διατομή	Αρ. Μελών	Συνολικό Μήκος	Συνολικό Εμβαδόν	Συνολικό Βάρος				
		m	m <sup>2</sup>	kN				
<b>Υπόστεγου 1</b>					<b>ΥΠΟΣΤΕΓΟ 1</b>			
CHHF219.1X20	162,00	2137,26		2097,18				
CHHF139.7X10	1024,00	4095,92		1308,63				
HE200B	12,00	87,93		53,91				
2UPN160*/20/	260,00	988,30		396,75			Συν. Βάρος (kN) <b>6005,5</b>	
CHHF168.3X12.5	40,00	299,16		143,72	Συν. Βάρος (ton) <b>600,5</b>			
IPE240	160,00	870,45		267,17	<b>ΥΠΟΣΤΕΓΟ 1</b>			
IPE270	40,00	181,56		65,42				
HE260B	162,00	342,51		317,27				
UPN180	168,00	1174,60		258,41				
<b>Πάνελ</b>								
ECOPANEL RL 50	-	-	3235,00	356,50				
ECOPANEL RL 40	-	-	2351,04	249,68				
<b>Συνδέσεις</b>	-	-	-	490,85				
<b>Υπόστεγο 2</b>							<b>ΥΠΟΣΤΕΓΟ 2</b>	
HE400A	8,00	296,00		369,45				
HE300B	38,00	152,00		177,79				
2UPN160/20/	151,00	729,11		274,90				
HE300A	72,00	326,00		289,18				
2UPN200/20/	40,00	370,71		187,32				
TUBO120X120X22.2	60,00	637,77		434,82				
2UPN240/25/	106,00	318,00		211,16	Συν. Βάρος (kN) <b>5085,5</b>			
SHHF300X300X16	24,00	176,00		247,31	Συν. Βάρος (ton) <b>508,6</b>			
IPE500	22,00	794,44		723,41				
SHHF350X350X16	4,00	20,00		33,13				



CHHF244.5X25	24,00	119,20		160,94	<b>ΥΠΟΣΤΕΓΟ 2</b>	
HE550M	18,00	90,00		250,10		
SHHF120X120X12.5	200,00	1078,74		441,19		
UPN180	171,00	1404,00		308,88		
<b>Πάνελ</b>						
ECOPANEL RL 50	-	-	3450,00	380,19		
ECOPANEL RL 40	-	-	1740,00	184,79		
<b>Συνδέσεις</b>	-	-	-	410,96		
<b>ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3</b>						
<b>Υπόστεγο 3</b>						
CHCF193.7X12.5	160,00	3854,32		320,72	<b>ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3</b>	
CHHF60.3X3.6	20430,00	25074,13		1261,69		
CHHF139.7X10	4075,00	5027,76		1606,34	<b>Συν. Βάρος (kN)</b>	<b>6513,9</b>
HE260A	70,00	403,23		178,98	<b>Συν. Βάρος (ton)</b>	<b>651,4</b>
2UPN300/25/	34,00	248,54		229,25	<b>ΥΠΟΣΤΕΓΟ 3</b>	
HE260B	18,00	220,68		204,41		
CHHF355.6X25	70,00	803,82		1640,60		
<b>Πάνελ</b>						
ECOPANEL RL 50	-	-	2879,20	322,47		
ECOPANEL RL 40	-	-	1933,00	205,28		
<b>Συνδέσεις</b>	-	-	-	544,20		

Από τον παραπάνω πίνακα γίνεται σαφές ότι το πιο ελαφρύ υπόστεγο συντήρησης αεροσκαφών είναι το υπόστεγο 2. Έχει συνολικό βάρος 508,6ton έναντι 600,5 ton του υπόστεγου 1 και 685,67ton του υπόστεγου 3. Για να γίνει πιο σαφής η εικόνα της διαφοράς βάρους των υπόστεγων, σε εκατοστιαία κλίμακα το υπόστεγο 2 είναι περίπου 15% ελαφρύτερο από το υπόστεγο 1 και 26% ελαφρύτερο από το υπόστεγο 3. Αυτή η διαφορά βάρους των υπόστεγων μπορεί να εκφραστεί και σε διαφορά κόστους. Θεωρώντας ως τρέχουσα τιμή χάλυβα τα 1800,00€, πάνελ πλαγιοκάλυψης 16,00€, πάνελ οροφής 18,00€, καλωδίου PV150 80,00€ και παραλείποντας το μισθολογικό, το ασφαλιστικό και τα υπόλοιπα κόστη κάθε κατασκευής, προκύπτει ο παρακάτω πίνακας κόστους των υπόστεγων:

Πίνακας 23-Πίνακας Κόστους Υπόστεγων

Πίνακας Κόστους Υπόστεγων					
		Βάρος (ton)	Επιφάνεια(m <sup>2</sup> )	Τιμή Μονάδας (€/ton) ή (€/m <sup>2</sup> )	Κόστος (€)
<b>υπόστεγο 1</b>	<b>Δομικός Χάλυβας</b>	540,15	-	1800,00	972270,00
	<b>ECOPANEL RL 50</b>	35,65	3235,00	18,00	58230,00
	<b>ECOPANEL RL 40</b>	24,70	2351,04	16,00	37616,64
	<b>Συνολικό Κόστος (€):</b>				

υπόστεγο 2	Δομικός Χάλυβας	451,83	-	1800,00	813294,00
	ECOPANEL RL 50	38,02	3450,00	18,00	62100,00
	ECOPANEL RL 40	18,75	1740,00	16,00	27840,00
	Συνολικό Κόστος (€):				<b>903234</b>
υπόστεγο 3	Δομικός Χάλυβας	598,62	-	1800,00	1077516,00
	Καλώδιο PV150	Μήκος (m)	3851	80,00	308080,00
	ECOPANEL RL 50	32,25	2879,2	18,00	51825,60
	ECOPANEL RL 40	20,53	1933	16,00	30928,00
Συνολικό Κόστος (€):				<b>1468350</b>	

Όπως και από τον πίνακα βάρους έτσι και από τον παραπάνω πίνακα κόστους φαίνεται ότι το δεύτερο υπόστεγο είναι το πιο οικονομικό από άποψη υλικών τουλάχιστον. Το συνολικό του κόστος είναι περίπου εννιακόσιες πέντε χιλιάδες ευρώ (905.000€), ενώ του υπόστεγου 1 ένα εκατομμύριο εξήντα εννιά χιλιάδες ευρώ (1.069.000€) και του υπόστεγου 3 ένα εκατομμύριο εκατόν εξήντα μία χιλιάδες ευρώ 1.469.000€). Είναι δηλαδή 15% οικονομικότερο από το υπόστεγο 1 και 38% οικονομικότερο από το υπόστεγο 3. Αν λάβει κανείς υπ' όψη και το κόστος της θεμελίωσης, που λόγω του μικρότερου βάρους του υπόστεγου 2, θα είναι σαφώς μικρότερο από ότι στα άλλα δύο υπόστεγα, προκύπτει ότι το δεύτερο υπόστεγο είναι οικονομικότερο.

### 7.3 Σύγκριση Δυσκαμψίας-Ιδιοπεριόδων

Παρατηρήσαμε ότι και στα τρία υπόστεγα απαιτήθηκε αυξημένος αριθμός ιδιομορφών για να επιτευχθεί το 90% της δρώσας ιδιομορφικής μάζας. Το γεγονός αυτό μπορεί να εξηγηθεί από δύο λόγους. Αφενός από το μέγεθος των υπόστεγων και το μεγάλο αριθμό φερόντων στοιχείων που τα συνθέτουν και αφετέρου από το είδος των φορέων. Κατά κύριο λόγο είναι δικτυωτοί. Ως αποτέλεσμα, κάθε ιδιομορφή κινητοποιεί μικρό μέρος της δρώσας ιδιομορφικής μάζας και αυξάνει με αργό ρυθμό το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών.

Από τις ιδιοπεριόδους των υπόστεγων, δεν μπορούμε να βγάλουμε άμεσα συμπεράσματα για την δυσκαμψία των κατασκευών, επειδή τα κτήρια έχουν διαφορετικές μάζες τόσο συνολικά, όσο και σε κάθε σεισμική διεύθυνση. Επειδή τα υπόστεγα είναι μονώροφα, μπορούμε προσεγγιστικά να θεωρήσουμε ότι στις κύριες ιδιομορφές τους συμπεριφέρονται περίπου ως μονοβάθμιοι ταλαντωτές. Έτσι για να είναι δυνατή μια ποιοτική σύγκρισή τους, λύσαμε τον τύπο υπολογισμού της ιδιοπεριόδου μονοβάθμιου ταλαντωτή ως προς την δυσκαμψία.

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{m}{K}} \rightarrow K = \frac{4\pi^2 m}{T^2}$$

Επιπλέον θεωρήσαμε ότι σε κάθε διεύθυνση σεισμού, η συνολική μάζα του κάθε υπόστεγου ταυτίζεται με την ολική δρώσα ιδιομορφική μάζα. Έτσι για το κάθε υπόστεγο

και σε κάθε σεισμική διεύθυνση, χρησιμοποιώντας τα ποσοστά της δρώσας ιδιομορφικής μάζας ως ποσοστά της συνολικής και για τις κύριες ιδιοπεριόδους υπολογίζαμε την δυσκαμψία των υπόστεγων σε κάθε διεύθυνση. Ακολουθούν τα αποτελέσματα στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 24-Πίνακας Δυσκαμψίας Υπόστεγων

#	Ti	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό Ιδιομορφικής Μάζας %	Συνολική Μάζα (Mgr)	Δείκτης Ακαμψίας (x10 <sup>3</sup> MN/m)
Υπόστεγο 1	T <sub>x</sub>	0,57	53	600,50	<b>38,67</b>
	T <sub>y</sub>	0,59	56	600,50	<b>38,14</b>
Υπόστεγο 2	T <sub>x</sub>	0,288	51,71	508,60	<b>125,18</b>
	T <sub>y</sub>	0,337	35,41	508,60	<b>62,60</b>
Υπόστεγο 3	T <sub>x</sub>	0,488	55,39	651,40	<b>59,81</b>
	T <sub>y</sub>	0,409	36,38	651,40	<b>55,93</b>

Μελετώντας τα αποτελέσματα του παραπάνω πίνακα και σύμφωνα με όσα υποθέσαμε παραπάνω προκύπτει ότι το υπόστεγο 2 είναι το πιο δύσκαμπτο. Ειδικά προς την διεύθυνση X το υπόστεγο είναι εξαιρετικά πιο δύσκαμπτο. Το γεγονός αυτό πιθανότατα οφείλεται στο πολύ ισχυρό πλαίσιο στη Νότια όψη του υπόστεγου.

#### 7.4 Σύγκριση Μέγιστων Μετακινήσεων-Βυθίσεων

Τέλος τα υπόστεγα που μελετήθηκαν συγκρίνονται ως προς τις μέγιστες μετακινήσεις τους προς τους δύο κύριους άξονες X και Y των υπόστεγων και ως προς τις μέγιστες κατακόρυφες βυθίσεις των ζυγμάτων τους. Τα μέγιστα για κατάσταση οριακής αστοχίας και κατάσταση οριακής λειτουργικότητας παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 25-Πίνακας Μέγιστων Μετακινήσεων-Βυθίσεων Υπόστεγων

	ΟΚΑ/DLS		
	δ <sub>x,max</sub> (mm)	δ <sub>y,max</sub> (mm)	δ <sub>z,max</sub> (mm)
Υπόστεγο 1	42	24	127
Υπόστεγο 2	7	12	72
Υπόστεγο 3	48	52	251
	ΟΚΛ/SLS		
	δ <sub>x,max</sub> (mm)	δ <sub>y,max</sub> (mm)	δ <sub>z,max</sub> (mm)
Υπόστεγο 1	28	14	90
Υπόστεγο 2	5	8	50
Υπόστεγο 3	27	31	123

Από τον παραπάνω πίνακα γίνεται σαφές ότι οι μετακινήσεις όλων των υπόστεγων, σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, κινούνται μέσα στα επιτρεπτά όρια, που ορίζει ο Ευρωκώδικας 3. Επιπλέον το υπόστεγο 2 παρουσιάζει μικρότερες μετακινήσεις και βυθίσεις σε σχέση με τα υπόλοιπα υπόστεγα. Το γεγονός ήταν αναμενόμενο, αφού όπως διαπιστώθηκε στην προηγούμενη παράγραφο έχει τη μεγαλύτερη στιβαρότητα και προς τις

δύο διευθύνσεις. Ακολουθούν ο πίνακας σύγκρισης των κατακόρυφων βυθίσεων και των οριζόντιων μετακινήσεων με τα επιτρεπτά όρια του Ευρωκώδικα 3:

Πίνακας 26-Πίνακας Ελέγχου Μετακινήσεων-Βυθίσεων

Οριζόντιο Όριο: H/150

Κατακόρυφο Όριο: L/200

<b>Υπόστεγο 1</b>	<b>H(m)=</b>	<b>19,50</b>	<b>L(m)=</b>	<b>70,00</b>
<b>Μετακινήσεις</b>	<b>MAX</b>	<b>Όριο</b>	<b>Έλεγχος</b>	
$\delta_{x,max}(mm)$	28	130	ΘΕΤΙΚΟΣ	
$\delta_{y,max}(mm)$	14	130	ΘΕΤΙΚΟΣ	
$\delta_{z,max}(mm)$	90	350	ΘΕΤΙΚΟΣ	
<b>Υπόστεγο 2</b>	<b>H(m)=</b>	<b>14,00</b>	<b>L(m)=</b>	<b>70,0</b>
<b>Μετακινήσεις</b>	<b>MAX</b>	<b>Όριο</b>	<b>Έλεγχος</b>	
$\delta_{x,max}(mm)$	5	93	ΘΕΤΙΚΟΣ	
$\delta_{y,max}(mm)$	8	93	ΘΕΤΙΚΟΣ	
$\delta_{z,max}(mm)$	50	350	ΘΕΤΙΚΟΣ	
<b>Υπόστεγο 3</b>	<b>H(m)=</b>	<b>16,00</b>	<b>L(m)=</b>	<b>70,00</b>
<b>Μετακινήσεις</b>	<b>MAX</b>	<b>Όριο</b>	<b>Έλεγχος</b>	
$\delta_{x,max}(mm)$	27	107	ΘΕΤΙΚΟΣ	
$\delta_{y,max}(mm)$	31	107	ΘΕΤΙΚΟΣ	
$\delta_{z,max}(mm)$	123	350	ΘΕΤΙΚΟΣ	

## 7.5 Συμπεράσματα

Στα πλαίσια αυτής της μεταπτυχιακής εργασίας σχεδιάστηκαν και αναλύθηκαν τρεις εναλλακτικές προτάσεις για το σχεδιασμό ενός υπόστεγου συντήρησης αεροσκαφών, με δυνατότητα ταυτόχρονης φιλοξενίας και συντήρησης δύο αεροσκαφών τύπου ATR72. Στις τρεις προηγούμενες παραγράφους προσπαθήσαμε να συγκρίνουμε ποσοτικά, οικονομικά και ποιοτικά τις εναλλακτικές σχεδιάσεις των υπόστεγων. Από τα αποτελέσματα της μελέτης που έγινε, προέκυψε ότι **το υπόστεγο 2 ή "Ισχυρού Πλαισίου"**, όπως ονομάστηκε, **αποτελεί την πιο συμφέρουσα λύση.**

Από κατασκευαστική άποψη είναι το ελαφρύτερο υπόστεγο (508,60ton), με τις μικρότερες απαιτήσεις υλικού και την πιο ελαφριά θεμελίωση. Το γεγονός αυτό μεταφραζόμενο σε οικονομικούς όρους, το καθιστά ταυτόχρονα και το πιο οικονομικό υπόστεγο με συνολικό κόστος υλικού, εννιακόσιες πέντε χιλιάδες ευρώ (905.000€).

Επιπλέον από λειτουργική άποψη ικανοποιεί πλήρως τους στόχους για τους οποίους σχεδιάστηκε. Έχει ικανοποιητικές διαστάσεις για να φιλοξενεί ταυτόχρονα τα δύο αεροσκάφη και τρεις διαδρόμους 5,00m για άνετη πρόσβαση και εκτέλεση των εργασιών συντήρησης και επισκευής των αεροσκαφών. Ακόμα όπως φαίνεται και στον πίνακα 25, το υπόστεγο 2 υπό συνθήκες λειτουργίας παρουσιάζει παραμορφώσεις που συμμορφώνονται τόσο με τα όρια του Ευρωκώδικα 3 όσο και με τις λειτουργικές ανάγκες της θύρας του υπόστεγου.

Όσον αφορά την αντοχή του έναντι οριζόντιων φορτίσεων (σεισμού και ανεμοπιέσεων), όπως παρουσιάστηκε και στα αποτελέσματα της ανάλυσης του στο αντίστοιχο κεφάλαιο, το υπόστεγο 2 διαθέτει ικανοποιητική αντοχή.

Τέλος αν θα μπορούσαμε να ποσοτικοποιήσουμε την πολυπλοκότητα, την απαιτητικότητα και τη δυσκολία κατασκευής, θα κατατάσσαμε το υπόστεγο 2 σε μία κατασκευή μέτριας δυσκολίας, σε σχέση με τις άλλες δύο εναλλακτικές προτάσεις. Ειδικά σε σύγκριση με το υπόστεγο 3, το οποίο απαιτεί ειδική μελέτη για την ανέγερση και την τοποθέτηση των πυλώνων, ειδικευμένο προσωπικό για την συναρμολόγηση του χωροδικτυώματος τύπου MERO της στέγης και επιπλέον πρόγραμμα για την προένταση των καλωδίων ανάρτησης της, θα μπορούσαμε να πούμε τελικά ότι το υπόστεγο 2 και από την άποψη της δυσκολίας ανέγερσης αποτελεί την προσφορότερη λύση.



# Παράρτημα Α

---

Πληροφορίες για το πάνελ των υπόστεγων από τους καταλόγους της εταιρίας:

## **ECOPANEL**

Θερμομονωτικό πέτασμα είναι το προϊόν που παράγεται όταν δύο μεταλλικά ελάσματα θερμοκολλούνται με πυρήνα από αφρό μονωτικού υλικού και δημιουργούν ένα σύνθετο προϊόν, το οποίο παρουσιάζεται ταυτόχρονα ελαφρύ και ανθεκτικό, πετυχαίνοντας να συνδυάσει τα μέγιστα πλεονεκτήματα των υλικών που το αποτελούν, δηλαδή αντοχή, μόνωση και αισθητική.

Στη σημερινή αγορά έχει επικρατήσει η ονομασία «πάνελ» για το σύνθετο προϊόν που πρωτοπαρουσιάστηκε στην οικοδομική ευρωπαϊκή αγορά τη δεκαετία του 1960.

Η αυτοματοποίηση της παραγωγικής του διαδικασίας βοήθησε το προϊόν να γίνει οικονομικά προσιτό σε σχέση με κάθε άλλη λύση μόνωσης – επένδυσης και να κυριαρχεί στον ευρωπαϊκό κατασκευαστικό χάρτη.

### **Τα βασικά πλεονεκτήματα του υλικού είναι:**

- θερμικά αξιόπιστο
- μονολιθικό υλικό με εγγύηση βιομηχανικής κατασκευής
- ανθεκτικό σε καιρικές, θερμικές και κατασκευαστικές καταπονήσεις
- εύκολο στην τοποθέτησή του
- ελαφρύ ίδιο βάρος επένδυσης που επηρεάζει τη μελέτη του σκελετού
- αβλαβές για την υγεία του ανθρώπου
- στεγανό από προβλήματα συμπύκνωσης ή διαρροής αέρα
- ευέλικτο στην επιλογή χρωμάτων ως εξωτερική ή εσωτερική επιφάνεια.

Το προϊόν με την ονομασία ECOPANEL συνδυάζει τα παραπάνω πλεονεκτήματα αλλά ταυτόχρονα είναι και μια οικονομική λύση επένδυσης κτιριακών εγκαταστάσεων.

Σημαντική επίσης είναι η εναρμόνιση της παραγωγικής μας διαδικασίας σύμφωνα με τις νέες απαιτήσεις της παγκόσμιας αγοράς αφρωδών μονωτικών υλικών.

Η ωρίμανση του αφρού του θερμομονωτικού πετάσματος δεν απαιτεί διογκωτικά μέσα επιβλαβή για το περιβάλλον όπως χλωροφλουοράνθρακες CFC και υδρογονοφλουοράνθρακες HCFC οι οποίοι καταστρέφουν το όζον της ατμόσφαιρας και οι οποίοι οφείλουν βάση του πρωτοκόλλου του Μόντρεαλ να αποσυρθούν κατά ένα μεγάλο ποσοστό έως το 2010.



### Πίνακας επιλογών για κάθε λύση επένδυσης

ΤΥΠΟΣ ΠΑΝΕΛ	ΤΥΠΟΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ				
	ΟΡΟΦΗ κλίση > 3.4°	ΟΡΟΦΗ ΕΣΩΤ. ΧΩΡΩΝ	ΠΛΑΓΙΟΚΑΛΥΨΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ	ΠΛΑΓΙΟΚΑΛΥΨΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ	ΘΑΛΑΜΟΙ ΕΛΕΓΧΟΥ ΑΤΜΟΣΦΑΙΡΑΣ
ECOPANEL RL					
ECOPANEL WL					
ECOPANEL WLC					
ECOPANEL FL					

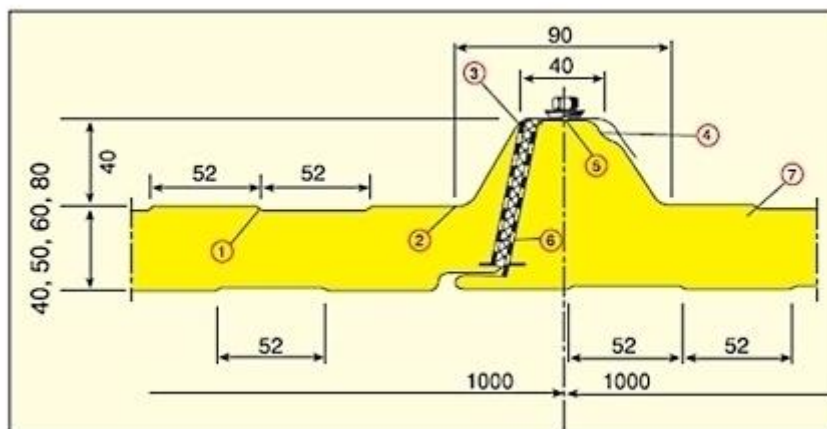
Κλίση > 3.4° για οροφή χωρίς υπερκάλυψη  
 Κλίση > 5.7° για οροφή με υπερκάλυψη

#### Τεχνικά χαρακτηριστικά ECOPANEL RL

1. Φαρδύ αυλάκι για την ευκολότερη διακίνηση των τοποθετητών στη στέγη.
2. Μεγάλης ακτίνας διαμόρφωση των ακμών στα ελάσματα για την αποφυγή δημιουργίας ρηγματώσεων στη βαφή.
3. Αφρώδης ταινία στο θηλυκό μέρος της κατά πλάτος αλληλοεπικάλυψης για επίτευξη αεροστεγανότητας.
4. Ειδική διαμόρφωση του εσωτερικού τραπεζίου της αλληλοεπικάλυψης για εξασφάλιση υδατοστεγανότητας σε περιπτώσεις έντονης βροχόπτωσης.
5. Αυλάκι στην κορυφή του τραπεζίου για τη διευκόλυνση της στερέωσης των πάνελ.



6. Πλευρική αλουμινοταινία για αποτροπή διαφυγής των αερίων από τις κυψέλες πολυουρεθάνης κατά την ωρίμανση του αφρού, με αποτέλεσμα την καλύτερη θερμομονωτική συμπεριφορά του πάνελ στο πέρασμα του χρόνου.
7. Αφρός CFC Free & HCFC Free μη επιβαρυντικός για το περιβάλλον και μη καταστροφικός για το όζον.



#### ΠΙΝΑΚΑΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ

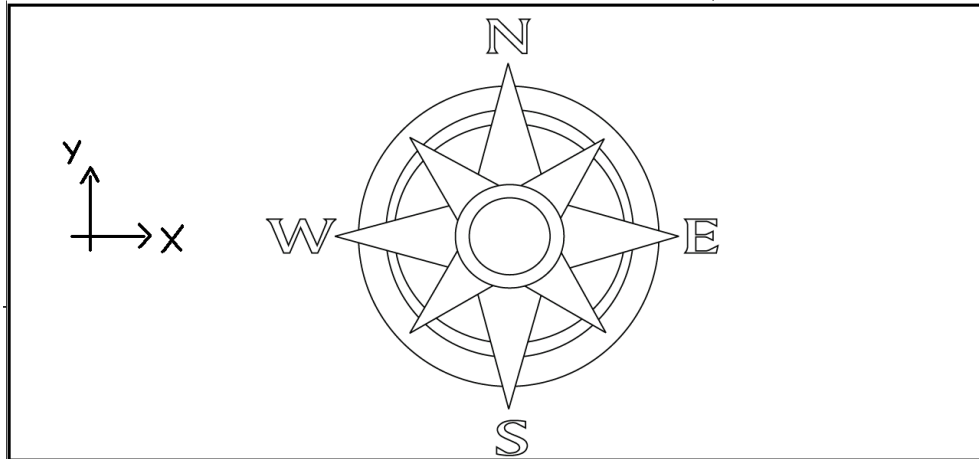
ΤΥΠΟΣ ΠΑΝΕΛ	ΠΑΧΗ ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ (mm)		ΠΑΧΟΣ ΠΑΝΕΛ (mm)	ΒΑΡΟΣ ΠΑΝΕΛ (kg/m <sup>2</sup> )	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΕΡΜΟΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑΣ K (W/m <sup>2</sup> ·K)	ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΘΕΡΜΟΔΙΑΦΥΓΗΣ 1/Λ (m <sup>2</sup> ·K/W)	ΜΕΓΙΣΤΟ ΜΗΚΟΣ ΠΑΡΑΓΩΓΗΣ (m)
	ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ	ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ					
RL 30	0,5	0,5	30	10,22	0,69	1,28	15,0
RL 40	0,5	0,5	40	10,62	0,54	1,68	
RL 50	0,5	0,5	50	11,02	0,47	1,96	
RL 60	0,5	0,5	60	11,42	0,38	2,48	
RL 80	0,5	0,5	80	12,22	0,29	3,28	

ΣΥΝΤ. ΘΕΡΜΙΚΗΣ ΑΓΩΓΙΜΟΤΗΤΑΣ: λ=0,025W/m·K (κατά DIN 52612)



# Παράρτημα Β

Ενδεικτικός υπολογισμός ανεμοπιέσεων Υπόστεγου 1 για δύο διευθύνσεις ανέμου  $\theta=0^\circ$  &  $90^\circ$  και με υπόθεση ανοιχτών και κλειστών θυρών.



Για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω συντελεστές όπως αυτοί υποδεικνύονται από τον Ευρωκώδικα 1:

Συντελεστές:

- i. Κατηγορία εδάφους: I
- ii. Πυκνότητα αέρα  $\rho$ :  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
- iii. Βασική ταχύτητα ανέμου  $v_{b,0} = 33,00 \text{ m/s}$
- iv. Αεροδυναμικοί συντελεστές εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$ : για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν τιμές του  $c_{pi}$  όπως αυτές προκύπτουν από τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 και ανάλογα με την δεσπόζουσα πλευρά ή από το λόγο των ανοιγμάτων του κτηρίου  $\mu$ , όταν δεν υπάρχει σαφής δεσπόζουσα πλευρά.
- v. Δυναμικός συντελεστής  $c_{sd}$ : Θεωρώ δυναμικό συντελεστή  $c_{sd} = 1,00$
- vi. Συντελεστής εποχής  $c_{season}$ :  $c_{season} = 1,00$
- vii. Συντελεστής διεύθυνσης ανέμου  $c_{dir}$ :  $c_{dir} = 1,00$

Για τον υπολογισμό του της εξωτερικής πίεσης ( $w_e$ ) απαιτείται η γνώση της πίεσης ταχύτητας αιχμής και ο αντίστοιχος συντελεστής πίεσης που κατά περίπτωση διαφέρει.

Αρχικά θα υπολογίσουμε την πίεση ταχύτητας αιχμής η οποία δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$q_p(z)=[1+7 \times I_v(z)] \times 0,5 \times \rho \times v_m^2(z) \quad (\text{βλ. §2.3.1})$$

Συνεπώς απαιτείται πρώτα ο υπολογισμός της έντασης του στροβιλισμού  $I_v(z)$  και της μέσης ταχύτητας του ανέμου  $v_m$ .

$$I_v(z) = k_r / (c_0(z) \times I_n(z/z_0)) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

για  $z_0 = 0,01$  (πιν.5) ,

και ύψος αναφοράς  $z_e = 19,50\text{m}$ . (Ύψος αναφοράς για το υπόστεγο 1 θεωρούμε το μέγιστο ύψος της κατασκευής, δηλαδή  $z_e = z_{\max} = 19,50\text{m}$ )

$$I_v(z) = 0,132$$

και

$$k_r = 0,19 \times (z_0/z_{0,II})^{0,007} \approx 0,16975$$

$$c_r(z) = k_r \times \ln(z/z_0) \approx 1,286$$

$$\text{Ταχύτητα ανέμου } v_b = C_{\text{dir}} \times C_{\text{season}} \times v_{b,0} = 33,00\text{m/s}$$

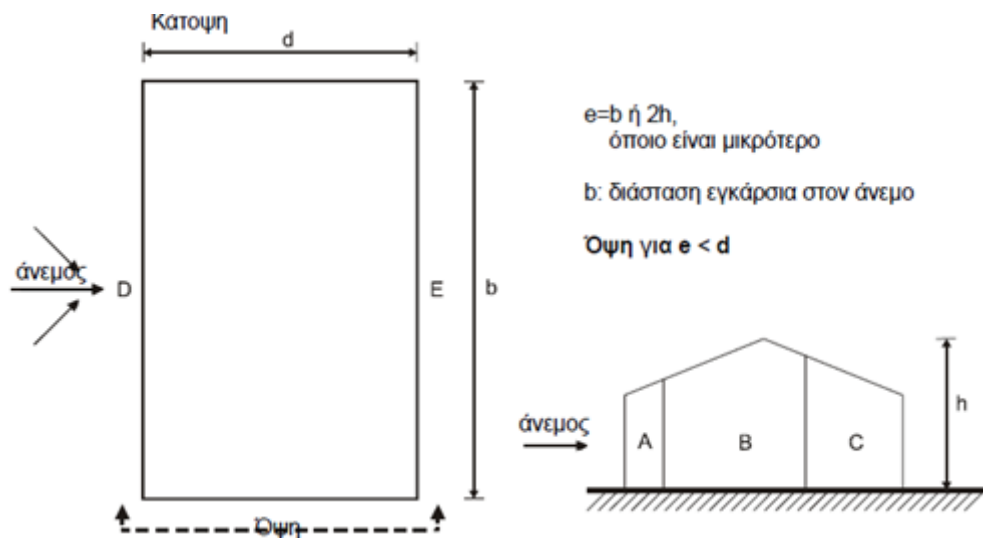
$$v_m = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b = 42,44\text{m/s}$$

$$\Rightarrow q_p(z) = [1+7 \times I_v(z)] \times 0,5 \times \rho \times v_m^2(z) \approx 2,17\text{kN/m}^2$$

Έτσι με την πίεση ταχύτητας αιχμής υπολογίζουμε τα φορτία στις παρακάτω περιπτώσεις.

**WIND-DO-0°** : Διεύθυνση ανέμου 0°, για ανοιχτή θύρα

**Κατακόρυφοι Τοίχοι:**



$$b = 44,00\text{m}$$

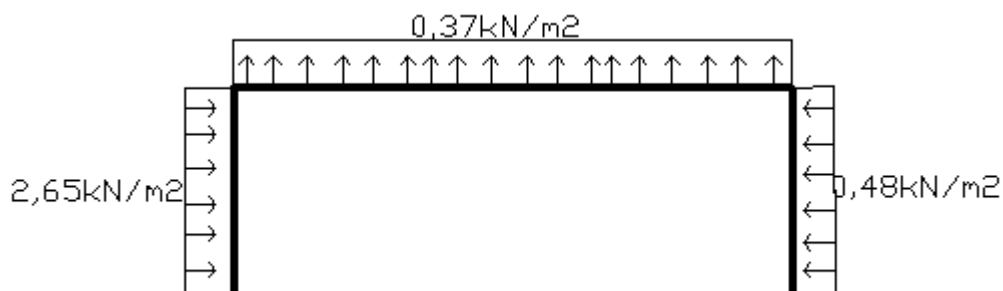
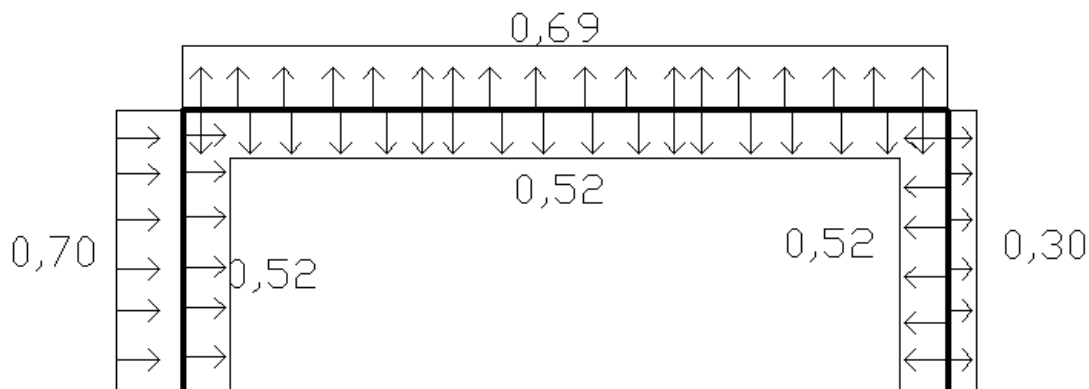
$$d = 76,00\text{m}$$

$$e = \min(44,00\text{m}; 39,00\text{m}) = 39,00\text{m}$$

#	Εμβαδόν (m <sup>2</sup> )	c <sub>pe</sub>	
A	106,55	-1,20	-0,69
B	530,05	-0,80	
C	596,44	-0,50	
D	559,00	+0,70	
E	559,00	-0,30	

Υπολογίζω το συντελεστή εσωτερικής πίεσης θεωρώντας ότι η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων των υπόλοιπων πλευρών. Έτσι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης είναι το 75% του σταθμισμένου (ανάλογα με τα εμβαδά) μέσου όρου των συντελεστών εξωτερικής πίεσης της δεσπόζουσας πλευράς.

$$\Rightarrow c_{pi} = -0,52$$



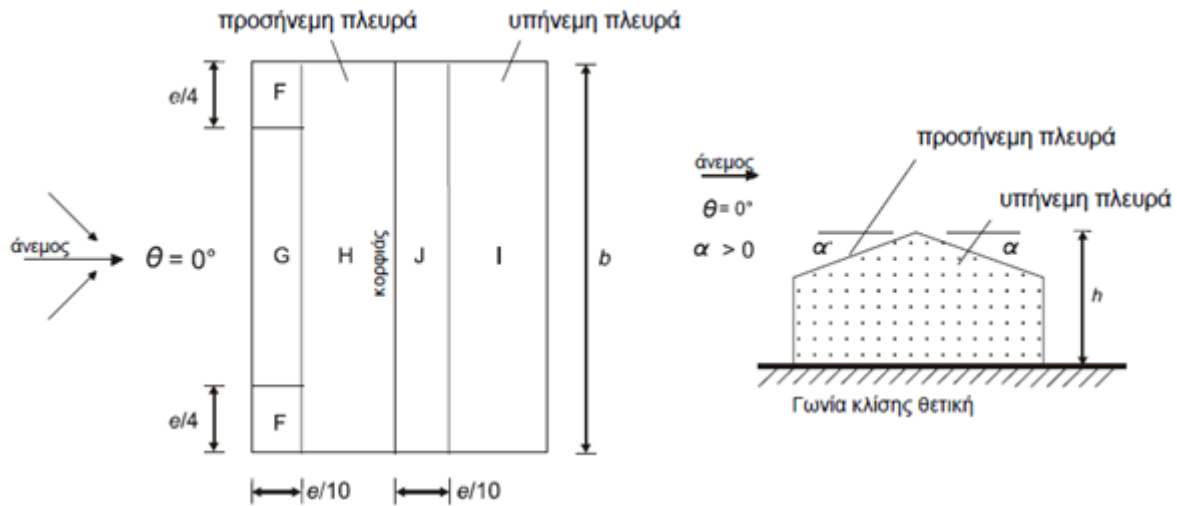
Άρα στη Βόρεια πλευρά για ζώνη επιρροής  $b_{eff}=5,50m$  προκύπτει στα υποστυλώματα καταναμεμημένο φορτίο  $1,93kN/m$ .

Στην δυτική πλευρά (D) για ζώνη επιρροής  $b_{eff}=8,00m$  προκύπτει στα διπλά υποστυλώματα καταναμεμημένο φορτίο  $10,60kN/m$ .

Στην ανατολική πλευρά (E) για ζώνη επιρροής  $b_{eff}=8,00m$  προκύπτει στα διπλά υποστυλώματα καταναμεμημένο φορτίο  $1,92kN/m$ .

Οι διευθύνσεις των κατανεμημένων φορτίων είναι όμοιες με αυτές του παραπάνω σχήματος.

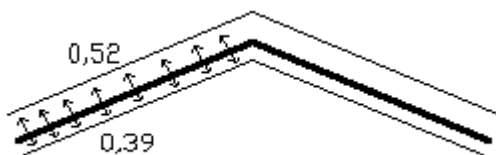
**Στέγη:**



#	Εμβαδόν (m <sup>2</sup> )	$c_{pe}$
F	38,25	-1,30
F	38,25	-1,30
G	91,65	-1,00
H	1489,95	-0,45
J	167,70	-0,40
I	1489,95	-0,50

Υπολογίζω το συντελεστή εσωτερικής πίεσης θεωρώντας ότι η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων των υπόλοιπων πλευρών. Έτσι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης είναι το 75% του σταθμισμένου (ανάλογα με τα εμβαδά) μέσου όρου των συντελεστών εξωτερικής πίεσης της δεσπόζουσας πλευράς.

$$\Rightarrow c_{pi} = -0,39$$

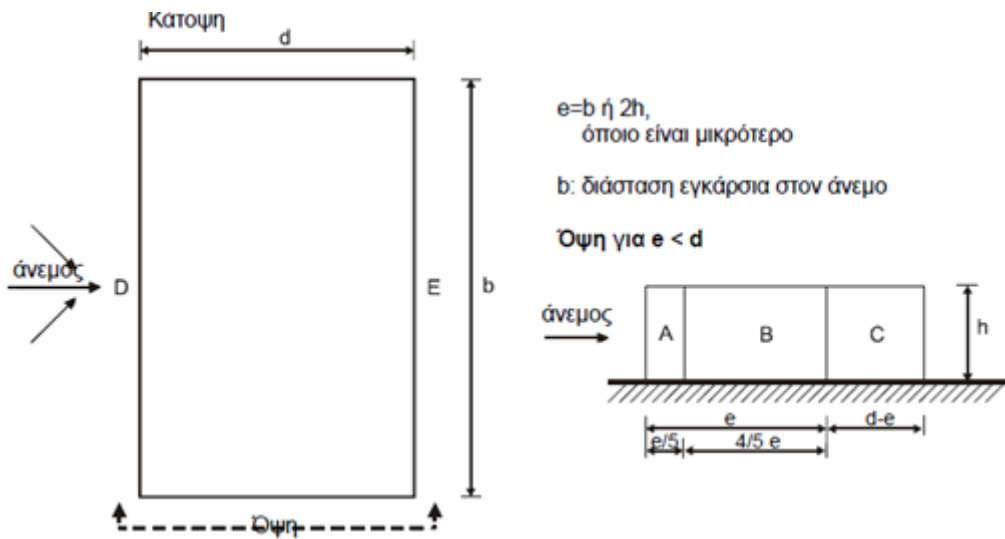


Πολλαπλασιάζοντας τους συντελεστές με την πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει φορτίο  $0,282\text{kN/m}^2$

Άρα στις άνω δοκούς του ζυγώματος, για ζώνη επιρροής  $b_{eff}=4,00\text{m}$  προκύπτει κατανεμημένο φορτίο  $1,13\text{kN/m}$ , με διεύθυνση προς τα άνω.

**WIND-DO-90° : Διεύθυνση ανέμου 90°, για ανοιχτή θύρα**

**Κατακόρυφοι Τοίχοι:**



$b=76,00\text{m}$

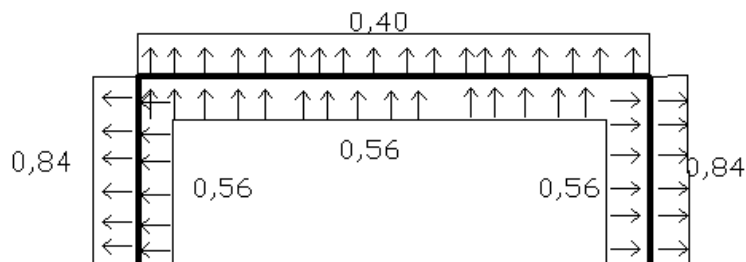
$d=44,00\text{m}$

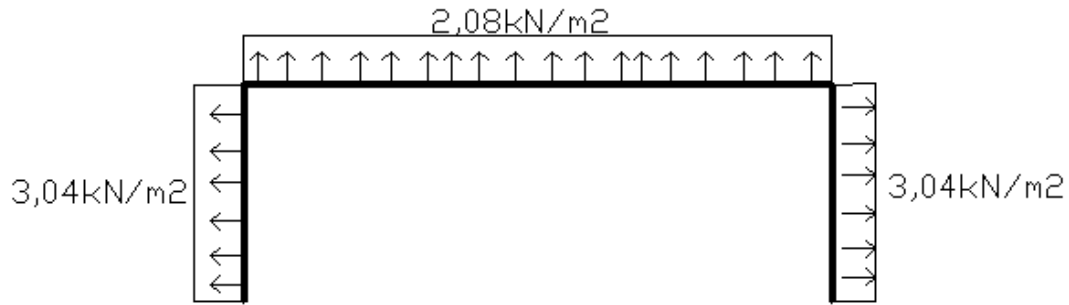
$e = \min(76,00\text{m}; 39,00\text{m}) = 39,00\text{m}$

#	Εμβαδόν (m <sup>2</sup> )	c <sub>pe</sub>	
A	101,40	-1,20	-0,84
B	405,60	-0,80	
C	52,00	-0,50	
D	1235,00	+0,75	
E	1235,00	-0,40	

Υπολογίζω το συντελεστή εσωτερικής πίεσης θεωρώντας ότι η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων των υπόλοιπων πλευρών. Έτσι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης είναι το 75% του σταθμισμένου (ανάλογα με τα εμβαδά) μέσου όρου των συντελεστών εξωτερικής πίεσης της δεσπόζουσας πλευράς (D).

$\Rightarrow c_{pi} = 0,75 \times 0,75 = +0,56$





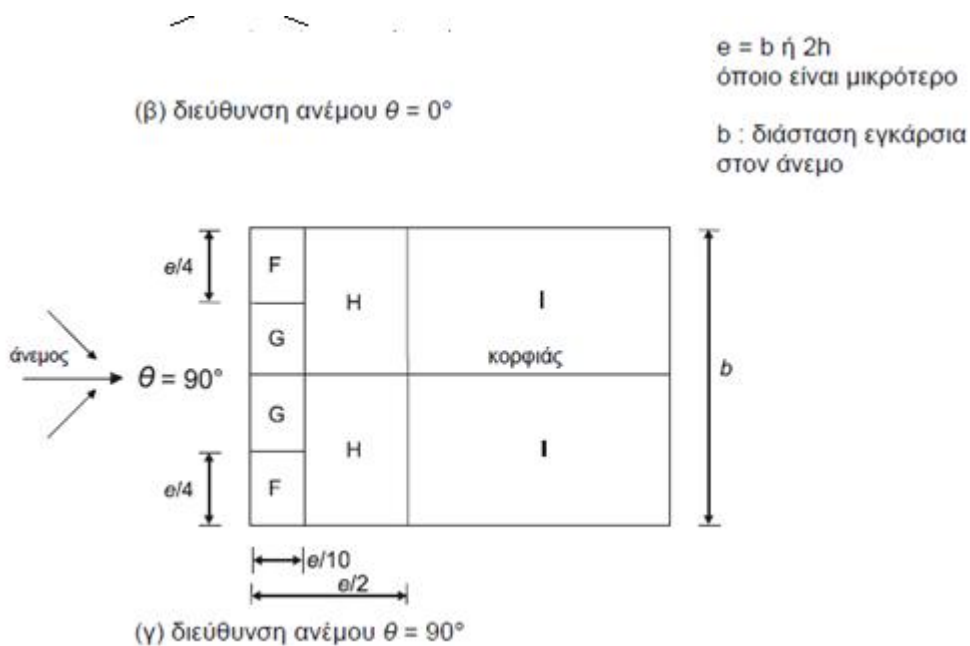
Άρα στη Βόρεια πλευρά για ζώνη επιρροής  $b_{\text{eff}}=5,50\text{m}$  προκύπτει στα υποστυλώματα καταναμημένο φορτίο  $11,44\text{kN/m}$ .

Στην δυτική πλευρά για ζώνη επιρροής  $b_{\text{eff}}=8,00\text{m}$  προκύπτει στα διπλά υποστυλώματα καταναμημένο φορτίο  $12,16\text{kN/m}$ .

Στην ανατολική πλευρά για ζώνη επιρροής  $b_{\text{eff}}=8,00\text{m}$  προκύπτει στα διπλά υποστυλώματα καταναμημένο φορτίο  $12,16\text{kN/m}$ .

Οι διευθύνσεις των καταναμημένων φορτίων είναι όμοιες με αυτές του παραπάνω σχήματος.

**Στέγη:**

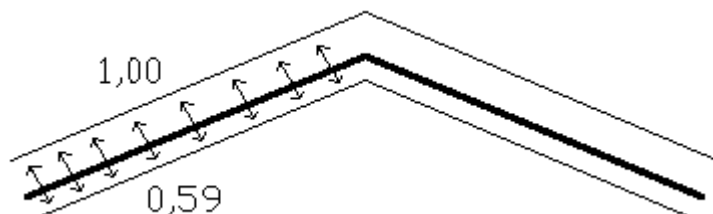


#	Εμβαδόν (m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$
F	38,025	-1,45
F	38,025	-1,45
G	224,64	-1,30
H	1202,76	-0,65
I	1811,85	-0,55



Υπολογίζω το συντελεστή εσωτερικής πίεσης θεωρώντας ότι η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων των υπόλοιπων πλευρών. Έτσι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης είναι το 75% του σταθμισμένου (ανάλογα με τα εμβαδά) μέσου όρου των συντελεστών εξωτερικής πίεσης της δεσπόζουσας πλευράς (F,G).

$$\Rightarrow c_{pi} = -1,00$$



Πολλαπλασιάζοντας τους συντελεστές με την πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει φορτίο  $0,90 \text{ kN/m}^2$

Άρα στις άνω δοκούς του ζυγώματος, για ζώνη επιρροής  $b_{\text{eff}} = 4,00 \text{ m}$  προκύπτει κατανεμημένο φορτίο  $3,60 \text{ kN/m}$ , με διεύθυνση προς τα άνω.

**WIND-DC-0° : Διεύθυνση ανέμου 0°, για κλειστή θύρα**

**Κατακόρυφοι Τοίχοι:**

$$b = 44,00 \text{ m}$$

$$d = 76,00 \text{ m}$$

$$e = \min(44,00 \text{ m}; 39,00 \text{ m}) = 39,00 \text{ m}$$

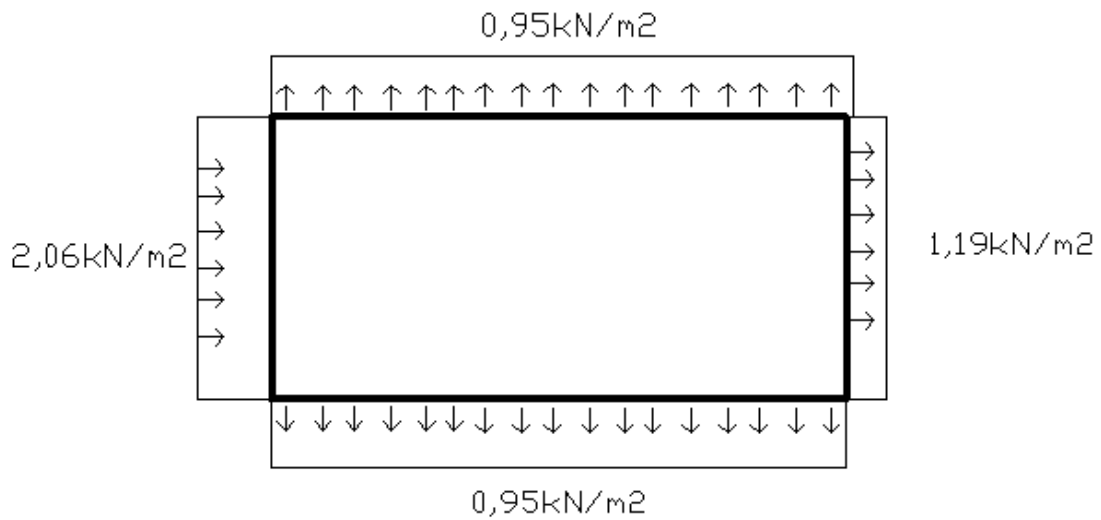
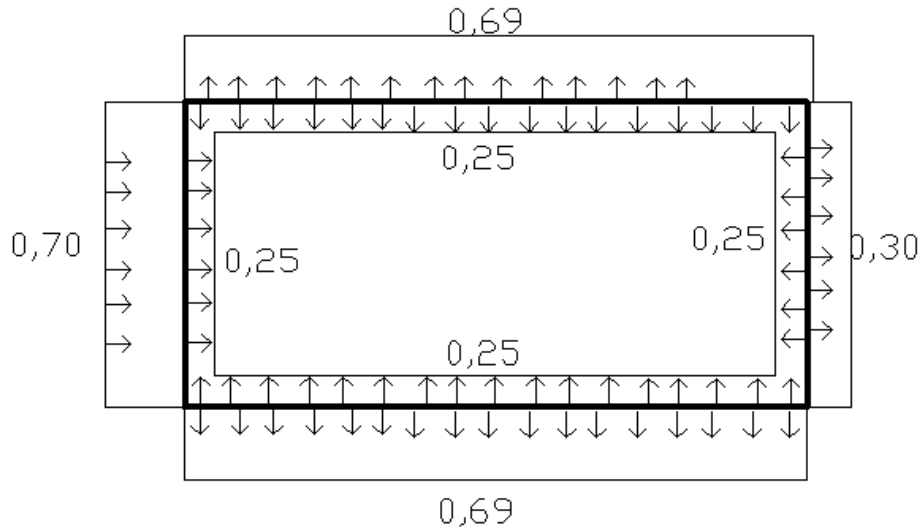
#	Εμβαδόν (m <sup>2</sup> )	$c_{pe}$	
A	106,55	-1,20	-0,69
B	530,05	-0,80	
C	596,44	-0,50	
D	559,00	+0,70	
E	559,00	-0,30	

Σε αυτή την περίπτωση επειδή δεν υπάρχει σαφής δεσπόζουσα πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης θα προσδιοριστεί από τον Ευρωκώδικα 1, χρησιμοποιώντας τον λόγο βάρους προς ύψους του κτηρίου  $h/d$  και του λόγου ανοιγμάτων  $\mu$ .

$$h/d = 19,5/76 \approx 0,25$$

$$\mu = (\text{Επιφάνεια πλευράς όπου } c_{pe} \text{ αρνητικό ή μηδέν}) / (\text{Συνολική επιφάνεια}) = 0,84$$

$$\Rightarrow c_{pi} = -0,25$$



Άρα στη Βόρεια πλευρά για ζώνη επιρροής  $b_{\text{eff}}=5,50\text{m}$  προκύπτει στα υποστυλώματα κατανεμημένο φορτίο  $5,23\text{kN/m}$ .

Στην δυτική πλευρά για ζώνη επιρροής  $b_{\text{eff}}=8,00\text{m}$  προκύπτει στα διπλά υποστυλώματα κατανεμημένο φορτίο  $8,24\text{kN/m}$ .

Στην ανατολική πλευρά για ζώνη επιρροής  $b_{\text{eff}}=8,00\text{m}$  προκύπτει στα διπλά υποστυλώματα κατανεμημένο φορτίο  $4,76\text{kN/m}$ .

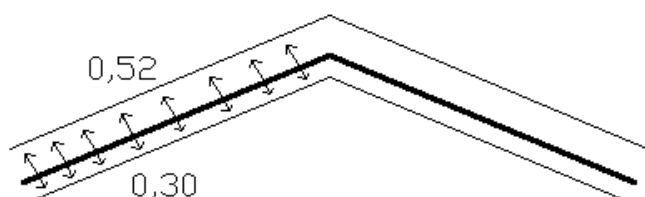
Στη νότια πλευρά θεωρούμε η θύρα λειτουργεί ως αμφιέριστη δοκός και ότι το φορτίο ισομοιράζεται στην έδραση της θύρας και στους εξωτερικούς κόμβους του ζυγώματος. Έτσι προκύπτει συγκεντρωμένο φορτίο  $11,58\text{kN}$ .

Οι διευθύνσεις των κατανεμημένων φορτίων, καθώς και των συγκεντρωμένων, είναι όμοιες με αυτές του παραπάνω σχήματος.

Στέγη:

#	Εμβαδόν (m <sup>2</sup> )	c <sub>pe</sub>
F	38,25	-1,30
F	38,25	-1,30
G	91,65	-1,00
H	1489,95	-0,45
J	167,70	-0,40
I	1489,95	-0,50

Για h/d=0,25 και μ=0,949 προκύπτει c<sub>pi</sub>=-0,3



Πολλαπλασιάζοντας τους συντελεστές με την πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει φορτίο 0,48kN/m<sup>2</sup>

Άρα στις άνω δοκούς του ζυγώματος, για ζώνη επιρροής b<sub>eff</sub>=4,00m προκύπτει κατανεμημένο φορτίο 1,91kN/m, με διεύθυνση προς τα άνω.

**WIND-DC-90° : Διεύθυνση ανέμου 90°, για κλειστή θύρα**

**Κατακόρυφοι Τοίχοι:**

b=76,00m

d=44,00m

e= min(76,00m; 39,00m)= 39,00m

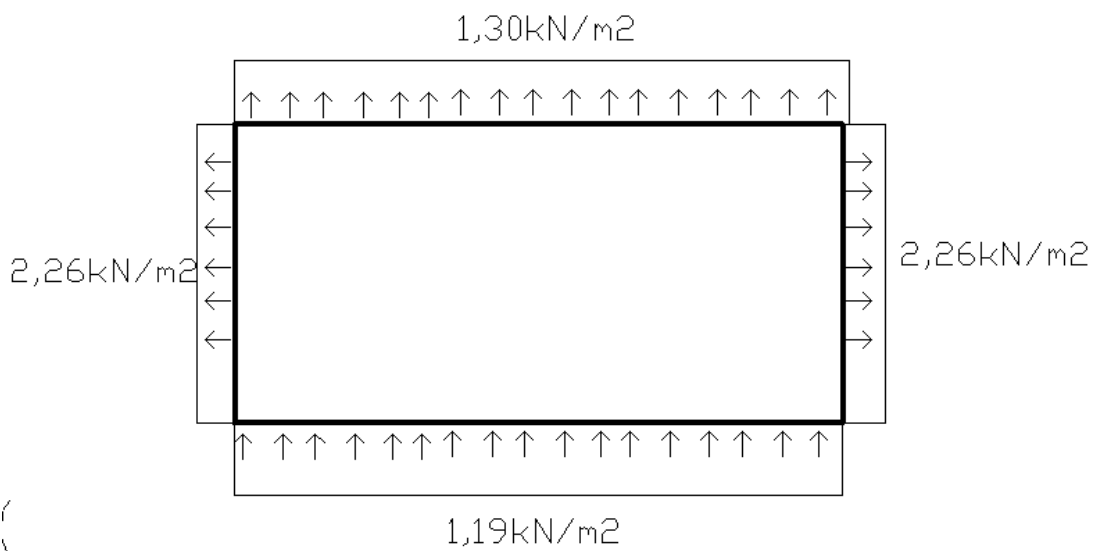
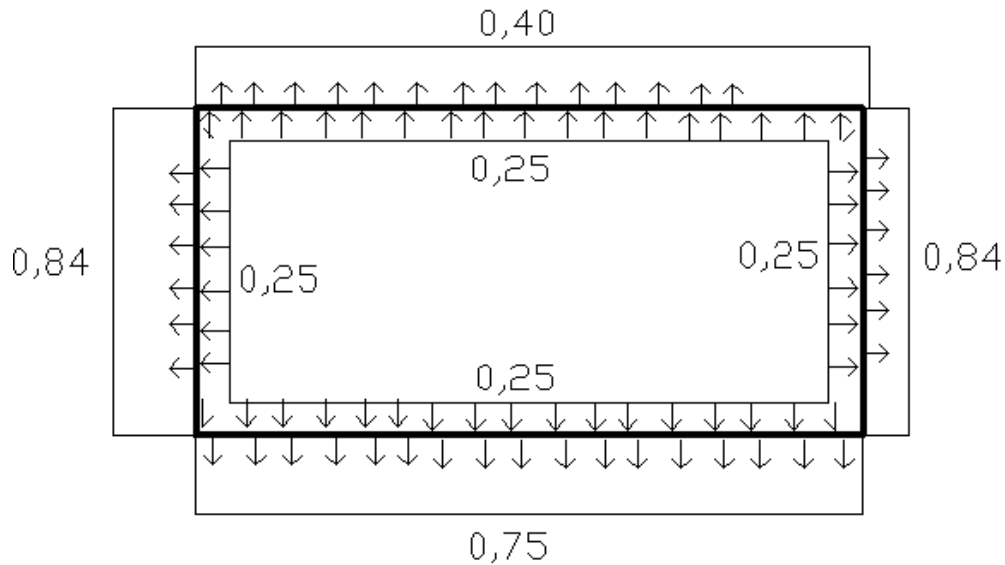
#	Εμβαδόν (m <sup>2</sup> )	c <sub>pe</sub>	
A	101,40	-1,20	-0,84
B	405,60	-0,80	
C	52,00	-0,50	
D	1235,00	+0,75	
E	1235,00	-0,40	

Σε αυτή την περίπτωση επειδή δεν υπάρχει σαφής δεσπόζουσα πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης θα προσδιοριστεί από τον Ευρωκώδικα 1, χρησιμοποιώντας τον λόγο βάθους προς ύψους του κτηρίου h/d και του λόγου ανοιγμάτων μ.

H/d=19,5/76≈0,45

μ=(Επιφάνεια πλευράς όπου c<sub>pe</sub> αρνητικό ή μηδέν)/ (Συνολική επιφάνεια)=0,59

=> c<sub>pi</sub>=0,20



/'  
λ

Άρα στη Βόρεια πλευρά για ζώνη επιρροής  $b_{\text{eff}}=5,50\text{m}$  προκύπτει στα υποστυλώματα κατανεμημένο φορτίο  $7,15\text{kN/m}$ .

Στην δυτική πλευρά για ζώνη επιρροής  $b_{\text{eff}}=8,00\text{m}$  προκύπτει στα διπλά υποστυλώματα κατανεμημένο φορτίο  $9,04\text{kN/m}$ .

Στην ανατολική πλευρά για ζώνη επιρροής  $b_{\text{eff}}=8,00\text{m}$  προκύπτει στα διπλά υποστυλώματα κατανεμημένο φορτίο  $9,04\text{kN/m}$ .

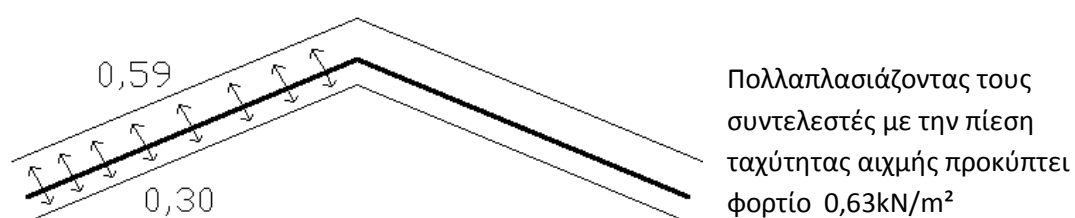
Στη νότια πλευρά θεωρούμε η θύρα λειτουργεί ως αμφιέριστη δοκός και ότι το φορτίο ισομοιράζεται στην έδραση της θύρας και στους εξωτερικούς κόμβους του ζυγώματος. Έτσι προκύπτει συγκεντρωμένο φορτίο  $14,50\text{kN}$ .

Οι διευθύνσεις των κατανεμημένων φορτίων, καθώς και των συγκεντρωμένων, είναι όμοιες με αυτές του παραπάνω σχήματος.

Στέγη:

#	Εμβαδόν (m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>
F	38,025	-1,45
F	38,025	-1,45
G	224,64	-1,30
H	1202,76	-0,65
I	1811,85	-0,55

Επειδή δεν υπάρχουν επαρκή στοιχεία θεωρώ ως προς το δυσμενέστερο συντελεστή εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}=-0,30$ , έχουμε:



Άρα στις άνω δοκούς του ζυγώματος, για ζώνη επιρροής  $b_{eff}=4,00m$  προκύπτει καταναεμημένο φορτίο 2,52kN/m, με διεύθυνση προς τα άνω.



# Παράρτημα Γ

## Αποτελέσματα Ανάλυσης Υπόστεγου 1

### Έλεγχος εσωτερικού στύλου πυραμιδοειδούς υποστύλωματος

SAP2000 Steel Design

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : ULS2-DO-0						
Units : KN, m, C						
Frame : 542	Design Sect: CHHF219.1X20					
X Mid : 1,500	Design Type: Brace					
Y Mid : -24,000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 5,000	Sect Class : Class 1					
Length : 10,440	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0,000	RLLF : 1,000					
Area : 0,013	SMajor : 5,715E-04	rMajor : 0,071	AVMajor: 0,007			
IMajor : 6,261E-05	SMinor : 5,715E-04	rMinor : 0,071	AVMinor: 0,007			
IMinor : 6,261E-05	ZMajor : 7,955E-04	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 7,955E-04	Fy : 355000,000				
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
0,000	-1833,485	-73,019	0,617	-41,705	0,454	-0,503
<b>PMM DEMAND/CAPACITY RATIO</b>						
Governing Equation (6.2)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,672	= 0,413	+ 0,259	+ 0,002	1,000	OK
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	-1833,485	4244,026	4437,500	4244,026	4244,026	
<b>MOMENT DESIGN</b>						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	-73,019	282,396	282,396	282,396		
Minor Moment	0,617	282,396	282,396			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	0,200	1,080	0,978		2,142
Minor Moment	1,000	0,200	1,346		0,807	
<b>SHEAR DESIGN</b>						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	41,705	1410,782	0,030	OK	0,000	
Minor Shear	0,454	1410,782	0,000	OK	0,000	

## Έλεγχος κάτω δοκού ζυγώματος

### SAP2000 Steel Design

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : ULS2-DO-0						
Units : KN, m, C						
Frame : 902	Design Sect: CHHF219.1X20					
X Mid : 20,500	Design Type: Brace					
Y Mid : -40,000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 13,000	Sect Class : Class 1					
Length : 35,511	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 35,511	RLLF : 1,000					
Area : 0,013	SMajor : 5,715E-04	rMajor : 0,071	AVMajor: 0,007			
IMajor : 6,261E-05	SMinor : 5,715E-04	rMinor : 0,071	AVMinor: 0,007			
IMinor : 6,261E-05	ZMajor : 7,955E-04	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 7,955E-04	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
35,511	-1727,362	-52,739	-15,325	25,256	24,233	-0,564
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.61)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,615	= 0,428	+ 0,044	+ 0,182	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	-1727,362	4033,410	4437,500	4033,410	4033,410	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	-52,739	282,396	282,396	282,396		
Minor Moment	-15,325	282,396	282,396			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	0,083	1,149	0,969		1,000
Minor Moment	1,000	0,083	1,343		0,806	
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	25,256	1410,782	0,018	OK	0,000	
Minor Shear	24,233	1410,782	0,017	OK	0,000	



**Έλεγχος στοιχείου διπλού υποστυλώματος Βόρειου Τοίχου**

**SAP2000 Steel Design**

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

<b>Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK</b>						
Combo : ULS3-DO-90						
Units : KN, m, C						
Frame : 1515	Design Sect: HE260B					
X Mid : 41,496	Design Type: Column					
Y Mid : 1,945	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 1,016	Sect Class : Class 1					
Length : 2,033	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0,000	RLLF : 1,000					
Area : 0,012	SMajor : 0,001	rMajor : 0,112	AVMajor: 0,003			
IMajor : 1,492E-04	SMinor : 3,950E-04	rMinor : 0,066	AVMinor: 0,008			
IMinor : 5,135E-05	ZMajor : 0,001	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 6,020E-04	Fy : 355000,000				
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
0,000	-942,481	-14,791	-0,064	-24,718	-0,031	0,000
<b>PMM DEMAND/CAPACITY RATIO</b>						
Governing Equation (6.2)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,258	= 0,225	+ 0,032	+ 0,000	1,000	OK
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	-942,481	4189,000	4189,000	4189,000	4189,000	
<b>MOMENT DESIGN</b>						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	-14,791	455,465	455,465	455,465		
Minor Moment	-0,064	213,710	213,710			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,605	0,974		1,880
Minor Moment	1,000	1,000	0,628		0,377	
<b>SHEAR DESIGN</b>						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	24,718	532,894	0,046	OK	0,000	
Minor Shear	0,031	1554,275	2,016E-05	OK	0,000	

**Έλεγχος κατακόρυφου συνδέσμου δισκαμψίας**

**SAP2000 Steel Design**

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

<b>Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK</b>						
Combo : ULS3-DC-90						
Units : KN, m, C						
Frame : 1337	Design Sect: CHHF168.3X12.5					
X Mid : 0,000	Design Type: Brace					
Y Mid : -3,550	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 3,000	Sect Class : Class 1					
Length : 9,296	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 4,648	RLLF : 1,000					
Area : 0,006	SMajor : 2,220E-04	rMajor : 0,055	AVMajor: 0,003			
IMajor : 1,868E-05	SMinor : 2,220E-04	rMinor : 0,055	AVMinor: 0,003			
IMinor : 1,868E-05	ZMajor : 3,041E-04	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 3,041E-04	Fy : 355000,000				
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
4,648	-178,109	5,351	0,000	0,000	0,000	0,000
<b>PMM DEMAND/CAPACITY RATIO</b>						
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check
(6.61)	0,497	= 0,440	+ 0,000	+ 0,057	1,000	OK
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd	
	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor	
Axial	-178,109	404,907	2172,600	404,907	404,907	
<b>MOMENT DESIGN</b>						
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd		
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity		
Major Moment	5,351	107,945	107,945	107,945		
Minor Moment	0,000	107,945	107,945			
	K	L	k	kzy	kyz	Cl
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	1,000	1,000	1,352	0,941		1,000
Minor Moment	1,000	1,000	1,352		0,811	
<b>SHEAR DESIGN</b>						
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major Shear	0,000	677,301	0,000	OK	0,000	
Minor Shear	0,000	677,301	0,000	OK	0,000	

**Έλεγχος εξωτερικής κεφαλοδοκού**

**SAP2000 Steel Design**

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : ULS3-DC-0						
Units : KN, m, C						
Frame : 1079	Design Sect: IPE270					
X Mid : 0,000	Design Type: Beam					
Y Mid : -28,000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 9,997	Sect Class : Class 1					
Length : 5,001	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0,000	RLLF : 1,000					
Area : 0,005	SMajor : 4,289E-04	rMajor : 0,112	AVMajor: 0,002			
IMajor : 5,790E-05	SMinor : 6,222E-05	rMinor : 0,030	AVMinor: 0,002			
IMinor : 4,200E-06	ZMajor : 4,840E-04	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 9,700E-05	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
0,000	-129,339	-6,313	-0,218	-3,045	-0,076	-0,001
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.61)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,895	= 0,840	+ 0,002	+ 0,053	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	-129,339	153,997	1629,450	153,997	296,397	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	-6,313	171,820	171,820	171,820		
Minor Moment	-0,218	34,435	34,435			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	5,399	1,672	0,744		2,613
Minor Moment	1,000	1,000	0,644		0,387	
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	3,045	365,238	0,008	OK	0,000	
Minor Shear	0,076	470,382	0,000	OK	0,000	

**Ιδιοπερίοδοι & Ποσοστό δρῶσῶν ιδιομορφικῶν μαζῶν**

<b>Ιδιοπερίοδοι Υπόστεγου 1- Ποσοστά Δρῶσῶν Ιδιομορφικῆς Μάζας</b>						
No	StepType	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
	Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	Mode	0,59	0,00	0,56	0,00	0,56
2	Mode	0,57	0,53	0,00	0,53	0,56
3	Mode	0,46	0,00	0,06	0,53	0,62
4	Mode	0,41	0,00	0,09	0,53	0,72
5	Mode	0,34	0,08	0,00	0,61	0,72
6	Mode	0,34	0,00	0,00	0,61	0,72
7	Mode	0,34	0,00	0,00	0,61	0,72
8	Mode	0,34	0,00	0,00	0,61	0,72
9	Mode	0,34	0,00	0,00	0,61	0,72
10	Mode	0,33	0,02	0,00	0,63	0,72
11	Mode	0,33	0,00	0,00	0,63	0,72
12	Mode	0,33	0,00	0,00	0,63	0,72
13	Mode	0,33	0,00	0,00	0,63	0,72
14	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
15	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
16	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
17	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
18	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
19	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
20	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
21	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
22	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
23	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
24	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
25	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
26	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
27	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
28	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
29	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
30	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
31	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
32	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
33	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
34	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
35	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
36	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
37	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
38	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
39	Mode	0,32	0,00	0,00	0,63	0,72
40	Mode	0,30	0,11	0,00	0,74	0,72

41	Mode	0,26	0,00	0,00	0,74	0,72
42	Mode	0,24	0,00	0,00	0,74	0,72
43	Mode	0,22	0,02	0,00	0,76	0,72
44	Mode	0,22	0,00	0,03	0,76	0,74
45	Mode	0,22	0,00	0,00	0,76	0,74
46	Mode	0,22	0,00	0,00	0,76	0,74
47	Mode	0,21	0,00	0,00	0,76	0,74
48	Mode	0,21	0,05	0,00	0,81	0,74
49	Mode	0,20	0,13	0,00	0,94	0,74
50	Mode	0,19	0,00	0,00	0,94	0,74
51	Mode	0,19	0,00	0,00	0,94	0,74
52	Mode	0,18	0,00	0,02	0,94	0,76
53	Mode	0,18	0,00	0,00	0,94	0,76
54	Mode	0,17	0,00	0,00	0,94	0,76
55	Mode	0,17	0,00	0,05	0,94	0,81
56	Mode	0,16	0,00	0,00	0,94	0,81
57	Mode	0,16	0,00	0,00	0,94	0,81
58	Mode	0,15	0,00	0,00	0,94	0,81
59	Mode	0,15	0,00	0,00	0,94	0,81
60	Mode	0,14	0,00	0,00	0,94	0,81
61	Mode	0,14	0,00	0,03	0,94	0,84
62	Mode	0,14	0,00	0,00	0,94	0,84
63	Mode	0,13	0,00	0,00	0,94	0,84
64	Mode	0,13	0,00	0,00	0,94	0,85
65	Mode	0,13	0,00	0,00	0,95	0,85
66	Mode	0,13	0,00	0,00	0,95	0,85
67	Mode	0,13	0,00	0,00	0,95	0,85
68	Mode	0,13	0,00	0,01	0,95	0,86
69	Mode	0,13	0,00	0,00	0,95	0,86
70	Mode	0,12	0,00	0,00	0,95	0,86
71	Mode	0,12	0,00	0,00	0,95	0,86
72	Mode	0,12	0,00	0,00	0,95	0,86
73	Mode	0,12	0,00	0,00	0,95	0,86
74	Mode	0,12	0,00	0,00	0,95	0,86
75	Mode	0,12	0,00	0,00	0,95	0,86
76	Mode	0,12	0,00	0,00	0,95	0,86
77	Mode	0,12	0,00	0,00	0,95	0,86
78	Mode	0,12	0,00	0,00	0,95	0,86
79	Mode	0,12	0,00	0,00	0,95	0,86
80	Mode	0,12	0,00	0,00	0,95	0,86
81	Mode	0,11	0,00	0,00	0,95	0,86
82	Mode	0,11	0,00	0,00	0,95	0,87
83	Mode	0,11	0,00	0,00	0,95	0,87
84	Mode	0,11	0,00	0,00	0,95	0,87

85	Mode	0,11	0,00	0,00	0,95	0,87
86	Mode	0,11	0,00	0,00	0,95	0,87
87	Mode	0,11	0,00	0,00	0,95	0,87
88	Mode	0,11	0,00	0,00	0,95	0,87
89	Mode	0,11	0,00	0,00	0,95	0,87
90	Mode	0,11	0,00	0,00	0,95	0,87
91	Mode	0,10	0,00	0,00	0,95	0,87
92	Mode	0,10	0,00	0,01	0,95	0,88
93	Mode	0,10	0,00	0,00	0,95	0,88
94	Mode	0,10	0,00	0,00	0,95	0,88
95	Mode	0,10	0,00	0,00	0,95	0,88
96	Mode	0,09	0,00	0,00	0,95	0,88
97	Mode	0,09	0,00	0,00	0,95	0,88
98	Mode	0,09	0,00	0,01	0,95	0,89
99	Mode	0,09	0,00	0,00	0,95	0,89
100	Mode	0,09	0,00	0,00	0,95	0,89
101	Mode	0,09	0,00	0,00	0,95	0,89
102	Mode	0,09	0,00	0,00	0,95	0,89
103	Mode	0,09	0,00	0,01	0,95	0,91

# Παράρτημα Δ

## Αποτελέσματα Ανάλυσης Υπόστεγου 2

### Έλεγχος εσωτερικού στύλου υποστυλώματος στιβαρού πλαισίου

#### SAP2000 Steel Design

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : DLS3-DO-90						
Units : KN, m, C						
Frame : 36	Design Sect: SHHF300X300X16					
X Mid : 4,000	Design Type: Column					
Y Mid : 4,000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 5,000	Sect Class : Class 1					
Length : 10,000	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 7,000	RLLF : 1,000					
Area : 0,018	SMajor : 0,002	rMajor : 0,115	AVMajor: 0,009			
IMajor : 2,385E-04	SMinor : 0,002	rMinor : 0,115	AVMinor: 0,009			
IMinor : 2,385E-04	ZMajor : 0,002	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 0,002	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
7,000	-1731,262	1,495	-11,566	0,997	-7,711	0,000
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check
(6.61)	0,486	= 0,470	+ 0,014	+ 0,003	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd	
	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor	
Axial	-1731,262	3684,284	6354,500	3684,284	3988,860	
MOMENT DESIGN						
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd		
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity		
Major Moment	1,495	674,003	674,003	674,003		
Minor Moment	-11,566	674,003	674,003			
	K	L	k	kzy	kyz	C1
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	2,478	0,400	1,376	0,942		1,000
Minor Moment	2,324	0,400	1,347		0,808	
SHEAR DESIGN						
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major Shear	0,997	1877,529	0,001	OK	0,000	
Minor Shear	7,711	1877,529	0,004	OK	0,000	

## Έλεγχος κάτω δοκού ζυγώματος ισχυρού πλαισίου

### SAP2000 Steel Design

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : DLS2-DO-90						
Units : KN, m, C						
Frame : 45	Design Sect: HE400A					
X Mid : 21,500	Design Type: Beam					
Y Mid : 4,000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 10,000	Sect Class : Class 2					
Length : 35,000	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0,000	RLLF : 1,000					
Area : 0,016	SMajor : 0,002	rMajor : 0,168	AVMajor: 0,004			
IMajor : 4,507E-04	SMinor : 5,709E-04	rMinor : 0,073	AVMinor: 0,010			
IMinor : 8,564E-05	ZMajor : 0,003	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 8,730E-04	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
0,000	-986,064	-464,620	11,164	-234,556	5,582	0,000
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check
(6.2)	0,722	= 0,175	+ 0,511	+ 0,036	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd	
	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor	
Axial	-986,064	4380,938	5644,500	5644,500	4380,938	
MOMENT DESIGN						
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd		
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity		
Major Moment	-464,620	909,510	909,510	909,510		
Minor Moment	11,164	309,915	309,915			
	K	L	k	kzy	kzy	Cl
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	1,000	0,114	1,019	0,979		1,000
Minor Moment	1,000	0,114	1,186		0,712	
SHEAR DESIGN						
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major Shear	234,556	879,276	0,267	OK	0,000	
Minor Shear	5,582	1947,114	0,003	OK	0,000	



Έλεγχος στοιχείου διπλού υποστυλώματος εγκάρσιου πλαισίου

**SAP2000 Steel Design**

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : DLS3-DO-90						
Units : KN, m, C						
Frame : 740	Design Sect: HE550M					
X Mid : 24,000	Design Type: Column					
Y Mid : 40,000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 2,500	Sect Class : Class 1					
Length : 5,000	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0,000	RLLF : 1,000					
Area : 0,035	SMajor : 0,007	rMajor : 0,236	AVMajor: 0,012			
IMajor : 0,002	SMinor : 0,001	rMinor : 0,074	AVMinor: 0,020			
IMinor : 1,916E-04	ZMajor : 0,008	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 0,002	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
0,000	-716,238	475,666	2,072	232,266	0,829	0,000
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check
(6.61)	0,726	= 0,519	+ 0,000	+ 0,207	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd	
	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor	
Axial	-716,238	1380,277	12567,000	1380,277	8394,127	
MOMENT DESIGN						
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd		
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity		
Major Moment	475,666	2816,215	2816,215	2816,215		
Minor Moment	2,072	687,635	687,635			
	K	L	k	kzy	kyz	C1
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	5,258	2,000	1,415	0,949		2,700
Minor Moment	1,000	1,000	0,440		0,264	
SHEAR DESIGN						
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major Shear	232,266	2461,972	0,094	OK	0,000	
Minor Shear	0,829	4181,171	0,000	OK	0,000	

**Έλεγχος κατακόρυφου συνδέσμου δισκαμψίας**

**SAP2000 Steel Design**

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

<b>Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK</b>						
Combo : DLS3-DO-90						
Units : KN, m, C						
Frame : 707	Design Sect: 2UPN200/20/					
X Mid : 0,000	Design Type: Brace					
Y Mid : 36,000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 2,500	Sect Class : Class 1					
Length : 9,434	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 4,717	RLLF : 1,000					
Area : 0,006	SMajor : 3,821E-04	rMajor : 0,077	AVMajor: 0,003			
IMajor : 3,821E-05	SMinor : 1,034E-04	rMinor : 0,037	AVMinor: 0,003			
IMinor : 8,786E-06	ZMajor : 4,583E-04	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 1,936E-04	Fy : 355000,000				
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
4,717	-128,027	6,435	0,000	0,000	0,000	0,000
<b>PMM DEMAND/CAPACITY RATIO</b>						
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check
(6.62)	0,750	= 0,719	+ 0,000	+ 0,030	1,000	OK
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd	
Axial	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor	
	-128,027	177,998	2285,135	647,856	177,998	
<b>MOMENT DESIGN</b>						
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd		
Major Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity		
Minor Moment	6,435	162,697	162,697	40,238		
	0,000	68,728	68,728			
	K	L	k	kzy	kyz	C1
Major Moment	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Minor Moment	1,000	1,000	1,158	0,904		1,000
	1,000	1,000	1,575		0,945	
<b>SHEAR DESIGN</b>						
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
Major Shear	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Minor Shear	0,000	696,862	0,000	OK	0,000	
	0,000	589,258	0,000	OK	0,000	

**Έλεγχος άνω δοκού ζυγώματος εγκάρσιου πλαισίου**

**SAP2000 Steel Design**

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : DLS2-DO-90						
Units : KN, m, C						
Frame : 8	Design Sect: IPE500					
X Mid : 24,000	Design Type: Brace					
Y Mid : 22,000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 12,000	Sect Class : Class 1					
Length : 36,222	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 8,049	RLLF : 1,000					
Area : 0,012	SMajor : 0,002	rMajor : 0,204	AVMajor: 0,005			
IMajor : 4,820E-04	SMinor : 2,142E-04	rMinor : 0,043	AVMinor: 0,005			
IMinor : 2,142E-05	ZMajor : 0,002	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 3,360E-04	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
8,049	-314,655	-400,904	-0,090	-226,099	-0,045	0,000
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check
(6.62)	0,914	= 0,528	+ 0,001	+ 0,385	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd	
	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor	
Axial	-314,655	596,388	4118,000	4118,000	596,388	
MOMENT DESIGN						
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd		
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity		
Major Moment	-400,904	778,870	778,870	778,870		
Minor Moment	-0,090	119,280	119,280			
	K	L	k	kzy	kyz	C1
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	1,000	0,111	1,004	0,930		1,000
Minor Moment	1,000	0,222	1,739		1,043	
SHEAR DESIGN						
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major Shear	226,099	1045,293	0,216	OK	0,000	
Minor Shear	0,045	1093,117	4,091E-05	OK	0,000	

**Ιδιοπερίοδοι & Ποσοστό δρώσων ιδιομορφικών μαζών**

<b>Ιδιοπερίοδοι Υπόστεγο 2- Ποσοστό Δρώσας Ιδιομορφικής Μάζας</b>						
<b>StepType</b>	<b>StepNum</b>	<b>Period</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,337	0,0000	0,3541	0,0000	0,3541
Mode	2	0,311	0,0000	0,0117	0,0000	0,3657
Mode	3	0,310	0,0018	0,0000	0,0018	0,3657
Mode	4	0,309	0,0000	0,0050	0,0018	0,3707
Mode	5	0,309	0,0017	0,0000	0,0035	0,3707
Mode	6	0,308	0,0000	0,0010	0,0035	0,3717
Mode	7	0,308	0,0003	0,0000	0,0038	0,3717
Mode	8	0,308	0,0000	0,0000	0,0038	0,3718
Mode	9	0,308	0,0000	0,0000	0,0038	0,3718
Mode	10	0,305	0,0000	0,0324	0,0038	0,4042
Mode	11	0,296	0,0121	0,0000	0,0159	0,4042
Mode	12	0,295	0,0000	0,0047	0,0159	0,4088
Mode	13	0,295	0,0124	0,0000	0,0283	0,4088
Mode	14	0,294	0,0000	0,0011	0,0283	0,4099
Mode	15	0,294	0,0016	0,0000	0,0299	0,4099
Mode	16	0,294	0,0000	0,0000	0,0299	0,4099
Mode	17	0,294	0,0000	0,0000	0,0299	0,4099
Mode	18	0,292	0,0000	0,0128	0,0299	0,4227
Mode	19	0,288	0,5171	0,0000	0,5470	0,4227
Mode	20	0,283	0,0103	0,0000	0,5573	0,4227
Mode	21	0,282	0,0000	0,0045	0,5573	0,4272
Mode	22	0,281	0,0101	0,0000	0,5674	0,4272
Mode	23	0,281	0,0000	0,0013	0,5674	0,4285
Mode	24	0,281	0,0000	0,0000	0,5674	0,4285
Mode	25	0,281	0,0000	0,0000	0,5674	0,4285
Mode	26	0,281	0,0111	0,0000	0,5785	0,4285
Mode	27	0,280	0,0000	0,0051	0,5785	0,4337
Mode	28	0,271	0,0012	0,0000	0,5796	0,4337
Mode	29	0,271	0,0000	0,0040	0,5796	0,4377
Mode	30	0,270	0,0017	0,0000	0,5813	0,4377
Mode	31	0,270	0,0000	0,0016	0,5813	0,4393
Mode	32	0,270	0,0000	0,0000	0,5813	0,4394
Mode	33	0,270	0,0009	0,0000	0,5823	0,4394
Mode	34	0,270	0,0000	0,0000	0,5823	0,4394
Mode	35	0,269	0,0000	0,0023	0,5823	0,4417
Mode	36	0,247	0,0000	0,0000	0,5823	0,4417
Mode	37	0,246	0,0167	0,0000	0,5990	0,4417
Mode	38	0,245	0,0000	0,0000	0,5990	0,4417
Mode	39	0,245	0,0000	0,0000	0,5990	0,4417
Mode	40	0,244	0,0000	0,0000	0,5990	0,4417

Mode	41	0,244	0,0000	0,0000	0,5990	0,4417
Mode	42	0,244	0,0000	0,0000	0,5990	0,4417
Mode	43	0,244	0,0000	0,0000	0,5990	0,4417
Mode	44	0,244	0,0000	0,0000	0,5990	0,4417
Mode	45	0,244	0,0000	0,0000	0,5990	0,4417
Mode	46	0,244	0,0000	0,0000	0,5990	0,4417
Mode	47	0,244	0,0000	0,0001	0,5990	0,4419
Mode	48	0,243	0,0002	0,0000	0,5992	0,4419
Mode	49	0,243	0,0000	0,0000	0,5992	0,4419
Mode	50	0,243	0,0005	0,0000	0,5997	0,4419
Mode	51	0,243	0,0000	0,0000	0,5997	0,4419
Mode	52	0,243	0,0012	0,0000	0,6009	0,4419
Mode	53	0,243	0,0000	0,0000	0,6009	0,4419
Mode	54	0,243	0,0025	0,0000	0,6034	0,4419
Mode	55	0,243	0,0000	0,0000	0,6034	0,4419
Mode	56	0,243	0,0001	0,0000	0,6035	0,4419
Mode	57	0,243	0,0000	0,0000	0,6035	0,4419
Mode	58	0,242	0,0000	0,0000	0,6036	0,4419
Mode	59	0,242	0,0000	0,0003	0,6036	0,4422
Mode	60	0,242	0,0001	0,0000	0,6036	0,4422
Mode	61	0,242	0,0000	0,0087	0,6036	0,4509
Mode	62	0,241	0,0000	0,0003	0,6036	0,4512
Mode	63	0,241	0,0000	0,0000	0,6037	0,4512
Mode	64	0,241	0,0000	0,0000	0,6037	0,4512
Mode	65	0,241	0,0000	0,0000	0,6037	0,4512
Mode	66	0,241	0,0000	0,0000	0,6037	0,4512
Mode	67	0,241	0,0000	0,0000	0,6037	0,4512
Mode	68	0,241	0,0000	0,0000	0,6037	0,4512
Mode	69	0,241	0,0000	0,0000	0,6037	0,4512
Mode	70	0,241	0,0038	0,0000	0,6075	0,4512
Mode	71	0,240	0,0000	0,0000	0,6075	0,4512
Mode	72	0,240	0,0000	0,0000	0,6075	0,4512
Mode	73	0,240	0,0000	0,0000	0,6075	0,4512
Mode	74	0,240	0,0000	0,0000	0,6075	0,4512
Mode	75	0,240	0,0000	0,0000	0,6075	0,4512
Mode	76	0,240	0,0000	0,0000	0,6075	0,4512
Mode	77	0,240	0,0000	0,0000	0,6075	0,4512
Mode	78	0,240	0,0000	0,0000	0,6075	0,4512
Mode	79	0,234	0,0021	0,0000	0,6096	0,4512
Mode	80	0,234	0,0000	0,0000	0,6097	0,4512
Mode	81	0,234	0,0000	0,0000	0,6097	0,4512
Mode	82	0,231	0,0000	0,0254	0,6097	0,4766
Mode	83	0,230	0,0000	0,0000	0,6097	0,4766
Mode	84	0,226	0,0000	0,0173	0,6097	0,4939

Mode	85	0,223	0,0001	0,0000	0,6097	0,4939
Mode	86	0,222	0,0000	0,0047	0,6097	0,4986
Mode	87	0,222	0,0000	0,0000	0,6097	0,4986
Mode	88	0,222	0,0000	0,0000	0,6097	0,4987
Mode	89	0,222	0,0000	0,0000	0,6097	0,4987
Mode	90	0,222	0,0000	0,0001	0,6097	0,4988
Mode	91	0,220	0,0000	0,0000	0,6097	0,4988
Mode	92	0,219	0,0000	0,0124	0,6097	0,5112
Mode	93	0,218	0,0000	0,0000	0,6098	0,5112
Mode	94	0,216	0,0000	0,0042	0,6098	0,5154
Mode	95	0,214	0,0003	0,0000	0,6101	0,5154
Mode	96	0,214	0,0000	0,0048	0,6101	0,5202
Mode	97	0,213	0,0000	0,0000	0,6101	0,5202
Mode	98	0,213	0,0000	0,0000	0,6101	0,5202
Mode	99	0,213	0,0000	0,0000	0,6101	0,5202
Mode	100	0,213	0,0000	0,0002	0,6101	0,5204
Mode	101	0,211	0,0000	0,0000	0,6101	0,5204
Mode	102	0,211	0,0000	0,0110	0,6101	0,5314
Mode	103	0,205	0,0026	0,0000	0,6127	0,5314
Mode	104	0,205	0,0000	0,0058	0,6127	0,5372
Mode	105	0,204	0,0003	0,0000	0,6130	0,5372
Mode	106	0,204	0,0000	0,0000	0,6130	0,5372
Mode	107	0,204	0,0000	0,0000	0,6130	0,5372
Mode	108	0,204	0,0000	0,0000	0,6130	0,5372
Mode	109	0,203	0,0002	0,0023	0,6132	0,5394
Mode	110	0,203	0,0000	0,0009	0,6132	0,5404
Mode	111	0,202	0,0060	0,0015	0,6192	0,5419
Mode	112	0,201	0,0232	0,0003	0,6424	0,5422
Mode	113	0,198	0,0001	0,0000	0,6425	0,5422
Mode	114	0,196	0,0117	0,0000	0,6542	0,5422
Mode	115	0,195	0,0000	0,0066	0,6542	0,5488
Mode	116	0,195	0,0002	0,0000	0,6544	0,5488
Mode	117	0,195	0,0000	0,0000	0,6544	0,5488
Mode	118	0,195	0,0000	0,0000	0,6544	0,5488
Mode	119	0,195	0,0000	0,0000	0,6544	0,5489
Mode	120	0,194	0,0007	0,0000	0,6551	0,5489
Mode	121	0,194	0,0000	0,0018	0,6551	0,5507
Mode	122	0,191	0,1039	0,0000	0,7590	0,5507
Mode	123	0,174	0,0001	0,0000	0,7591	0,5507
Mode	124	0,173	0,0000	0,0000	0,7591	0,5507
Mode	125	0,166	0,0001	0,0000	0,7591	0,5507
Mode	126	0,166	0,0000	0,0472	0,7591	0,5979
Mode	127	0,166	0,0000	0,0332	0,7591	0,6311
Mode	128	0,158	0,0000	0,0000	0,7592	0,6311

Mode	129	0,158	0,0000	0,0009	0,7592	0,6320
Mode	130	0,156	0,0696	0,0003	0,8288	0,6323
Mode	131	0,156	0,0001	0,2905	0,8289	0,9229
Mode	132	0,150	0,0000	0,0000	0,8289	0,9229
Mode	133	0,150	0,0000	0,0008	0,8289	0,9236
Mode	134	0,146	0,0000	0,0074	0,8289	0,9310
Mode	135	0,135	0,0003	0,0000	0,8292	0,9310
Mode	136	0,132	0,0000	0,0001	0,8292	0,9312
Mode	137	0,132	0,0000	0,0000	0,8292	0,9312
Mode	138	0,132	0,0000	0,0000	0,8292	0,9312
Mode	139	0,132	0,0000	0,0000	0,8292	0,9312
Mode	140	0,132	0,0000	0,0000	0,8292	0,9312
Mode	141	0,132	0,0000	0,0000	0,8292	0,9312
Mode	142	0,132	0,0000	0,0000	0,8292	0,9312
Mode	143	0,132	0,0000	0,0000	0,8292	0,9312
Mode	144	0,132	0,0000	0,0000	0,8292	0,9312
Mode	145	0,132	0,0000	0,0000	0,8292	0,9312
Mode	146	0,132	0,0019	0,0000	0,8312	0,9312
Mode	147	0,127	0,0000	0,0000	0,8312	0,9312
Mode	148	0,126	0,0000	0,0000	0,8312	0,9312
Mode	149	0,126	0,0000	0,0000	0,8312	0,9312
Mode	150	0,126	0,0000	0,0000	0,8312	0,9312
Mode	151	0,126	0,0000	0,0000	0,8312	0,9312
Mode	152	0,126	0,0000	0,0000	0,8312	0,9312
Mode	153	0,126	0,0000	0,0000	0,8312	0,9312
Mode	154	0,126	0,0000	0,0000	0,8312	0,9312
Mode	155	0,126	0,0000	0,0000	0,8312	0,9312
Mode	156	0,126	0,0000	0,0000	0,8312	0,9312
Mode	157	0,125	0,0074	0,0000	0,8386	0,9312
Mode	158	0,123	0,0000	0,0001	0,8386	0,9313
Mode	159	0,122	0,0005	0,0000	0,8391	0,9313
Mode	160	0,122	0,0002	0,0000	0,8393	0,9313
Mode	161	0,122	0,0000	0,0000	0,8393	0,9313
Mode	162	0,121	0,0000	0,0000	0,8393	0,9313
Mode	163	0,121	0,0000	0,0000	0,8393	0,9313
Mode	164	0,121	0,0000	0,0000	0,8393	0,9313
Mode	165	0,121	0,0000	0,0000	0,8393	0,9313
Mode	166	0,121	0,0000	0,0000	0,8393	0,9313
Mode	167	0,121	0,0000	0,0000	0,8393	0,9313
Mode	168	0,121	0,0000	0,0000	0,8393	0,9313
Mode	169	0,119	0,0048	0,0000	0,8440	0,9313
Mode	170	0,118	0,0000	0,0001	0,8440	0,9314
Mode	171	0,117	0,0001	0,0000	0,8441	0,9314
Mode	172	0,117	0,0000	0,0000	0,8441	0,9315

Mode	173	0,117	0,0000	0,0000	0,8441	0,9315
Mode	174	0,117	0,0000	0,0000	0,8441	0,9315
Mode	175	0,117	0,0000	0,0000	0,8441	0,9315
Mode	176	0,117	0,0000	0,0000	0,8441	0,9315
Mode	177	0,117	0,0000	0,0000	0,8441	0,9315
Mode	178	0,117	0,0000	0,0000	0,8441	0,9315
Mode	179	0,117	0,0000	0,0000	0,8441	0,9315
Mode	180	0,115	0,0024	0,0000	0,8465	0,9315
Mode	181	0,114	0,0000	0,0002	0,8465	0,9317
Mode	182	0,108	0,0138	0,0000	0,8603	0,9317
Mode	183	0,106	0,0000	0,0004	0,8603	0,9321
Mode	184	0,105	0,0000	0,0000	0,8603	0,9321
Mode	185	0,105	0,0000	0,0000	0,8603	0,9321
Mode	186	0,105	0,0000	0,0000	0,8603	0,9321
Mode	187	0,105	0,0000	0,0000	0,8603	0,9321
Mode	188	0,105	0,0000	0,0000	0,8603	0,9321
Mode	189	0,105	0,0000	0,0000	0,8603	0,9321
Mode	190	0,105	0,0000	0,0000	0,8603	0,9321
Mode	191	0,105	0,0000	0,0000	0,8603	0,9321
Mode	192	0,105	0,0000	0,0000	0,8603	0,9321
Mode	193	0,102	0,0009	0,0000	0,8612	0,9321
Mode	194	0,099	0,0003	0,0000	0,8615	0,9321
Mode	195	0,093	0,0000	0,0001	0,8615	0,9322
Mode	196	0,092	0,0000	0,0004	0,8615	0,9325
Mode	197	0,091	0,0297	0,0000	0,8912	0,9325
Mode	198	0,088	0,0000	0,0005	0,8912	0,9330
Mode	199	0,088	0,0100	0,0000	0,9012	0,9330
Mode	200	0,088	0,0000	0,0023	0,9012	0,9353



# Παράρτημα Ε

## Αποτελέσματα Ανάλυσης Υπόστεγου 3

### Έλεγχος εσωτερικού στύλου πυραμιδοειδούς πυλώνα

#### SAP2000 Steel Design

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : DLS2-DC-0						
Units : KN, m, C						
Frame : 31	Design Sect: CHHF355.6X25					
X Mid : -32,469	Design Type: Column					
Y Mid : 0,000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 5,439	Sect Class : Class 1					
Length : 11,122	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 1,505	RLLF : 1,000					
Area : 0,026	SMajor : 0,002	rMajor : 0,117	AVMajor: 0,014			
IMajor : 3,568E-04	SMinor : 0,002	rMinor : 0,117	AVMinor: 0,014			
IMinor : 3,568E-04	ZMajor : 0,003	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 0,003	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
1,505	-2053,074	-38,631	-136,111	35,377	4,196	11,472
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.62)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,390	= 0,222	+ 0,165	+ 0,030	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	-2053,074	8275,970	9230,000	8275,970	9230,000	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	-38,631	971,854	971,854	971,854		
Minor Moment	-136,111	971,854	971,854			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kzy Factor	C1 Factor
Major Moment	2,074	0,226	1,095	0,881		1,000
Minor Moment	1,000	0,226	1,178		0,707	
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	35,377	2862,130	0,012	OK	0,000	
Minor Shear	4,196	2862,130	0,001	OK	0,000	

Έλεγχος άνω ράβδου χωροδικτύωματος στέγης

**SAP2000 Steel Design**

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : DLS2-DC-0						
Units : KN, m, C						
Frame : 2836	Design Sect: CHHF60.3X3.6					
X Mid : -34,000	Design Type: Brace					
Y Mid : 31,990	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 14,550	Sect Class : Class 1					
Length : 0,990	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0,495	RLLF : 1,000					
Area : 6,410E-04	SMajor : 8,590E-06	rMajor : 0,020	AVMajor: 3,410E-04			
IMajor : 0,000	SMInor : 8,590E-06	rMInor : 0,020	AVMInor: 3,410E-04			
IMInor : 0,000	ZMajor : 1,159E-05	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMInor : 1,159E-05	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
0,495	141,534	0,008	0,000	0,000	0,000	-0,007
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.2.1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMInor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,624	= 0,622	+ 0,002	+ 0,000	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	141,534	198,494	227,555	198,494	198,494	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	0,008	4,114	4,114	4,114		
Minor Moment	0,000	4,114	4,114			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	1,317	0,939		1,000
Minor Moment	1,000	1,000	1,570		0,942	
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	0,000	69,889	0,000	OK	0,000	
Minor Shear	0,000	69,889	0,000	OK	0,000	

Έλεγχος εγκάρσιας εσωτερικής κεφαλοδοκού

**SAP2000 Steel Design**

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : DLS2-DO-90						
Units : KN, m, C						
Frame : 1126	Design Sect: HE260A					
X Mid : -12,000	Design Type: Beam					
Y Mid : 0,000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 5,480	Sect Class : Class 3					
Length : 7,056	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0,000	RLLF : 1,000					
Area : 0,009	SMajor : 8,360E-04	rMajor : 0,110	AVMajor: 0,002			
IMajor : 1,045E-04	SMinor : 2,822E-04	rMinor : 0,065	AVMinor: 0,005			
IMinor : 3,668E-05	ZMajor : 9,200E-04	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 4,300E-04	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
0,000	122,815	-4,470	-1,202	-3,429	-0,270	-0,001
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.2.1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,067	= 0,040	+ 0,015	+ 0,012	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	122,815	1053,028	3081,400	2152,299	1053,028	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	-4,470	296,780	296,780	296,780		
Minor Moment	-1,202	100,165	100,165			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,456	0,970		1,148
Minor Moment	1,000	1,000	0,428		0,428	
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	3,429	384,299	0,009	OK	0,000	
Minor Shear	0,270	1110,196	0,000	OK	0,000	

Έλεγχος κατακόρυφου χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας

**SAP2000 Steel Design**

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : DLS2-DO-90						
Units : KN, m, C						
Frame : 774	Design Sect: 2UPN300/25/					
X Mid : -11,764	Design Type: Brace					
Y Mid : 0,000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 2,689	Sect Class : Class 1					
Length : 9,372	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 9,372	RLLF : 1,000					
Area : 0,012	SMajor : 0,001	rMajor : 0,117	AVMajor: 0,006			
IMajor : 1,604E-04	SMInor : 2,497E-04	rMInor : 0,049	AVMInor: 0,005			
IMInor : 2,809E-05	ZMajor : 0,001	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMInor : 4,626E-04	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
9,372	-323,900	0,000	0,000	2,256	0,075	0,000
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check
(6.62)	0,590	= 0,590	+ 0,000	+ 0,000	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd	
	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor	
Axial	-323,900	549,203	4171,250	4171,250	549,203	
MOMENT DESIGN						
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd		
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity		
Major Moment	0,000	450,140	450,140	450,140		
Minor Moment	0,000	164,223	164,223			
	K	L	k	kzy	kyz	C1
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	1,000	0,531	1,028	0,921		1,000
Minor Moment	1,000	1,000	1,472		0,883	
SHEAR DESIGN						
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major Shear	2,256	1229,756	0,002	OK	0,000	
Minor Shear	0,075	1093,048	6,903E-05	OK	0,000	

Έλεγχος Υποστυλώματος Βόρειου τμήματος

**SAP2000 Steel Design**

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : DLS2-DO-90						
Units : KN, m, C						
Frame : 1093	Design Sect: HE260B					
X Mid : 4,000	Design Type: Column					
Y Mid : 29,540	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 7,049	Sect Class : Class 1					
Length : 14,302	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 8,720	RLLF : 1,000					
Area : 0,012	SMajor : 0,001	rMajor : 0,112	AVMajor: 0,003			
IMajor : 1,492E-04	SMinor : 3,950E-04	rMinor : 0,066	AVMinor: 0,008			
IMinor : 5,135E-05	ZMajor : 0,001	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 6,020E-04	Fy : 355000,000				
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
8,720	-137,243	-152,419	1,344	-5,255	-0,718	-0,026
<b>PMM DEMAND/CAPACITY RATIO</b>						
Governing Equation (6.61)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,952	= 0,565	+ 0,004	+ 0,383	1,000	OK
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	-137,243	242,967	4189,000	242,967	2012,030	
<b>MOMENT DESIGN</b>						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	-152,419	455,465	455,465	455,465		
Minor Moment	1,344	213,710	213,710			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	2,394	1,000	1,326	0,991		1,000
Minor Moment	1,000	0,390	1,095		0,657	
<b>SHEAR DESIGN</b>						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	5,255	532,894	0,010	OK	0,000	
Minor Shear	0,718	1554,275	0,000	OK	0,000	

Έλεγχος αμφιέριστης δοκού Βόρειου τμήματος

**SAP2000 Steel Design**

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : DLS2-DO-90						
Units : KN, m, C						
Frame : 23062	Design Sect: HE260A					
X Mid : 4,000	Design Type: Beam					
Y Mid : 31,500	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 9,480	Sect Class : Class 3					
Length : 3,920	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 3,920	RLLF : 1,000					
Area : 0,009	SMajor : 8,360E-04	rMajor : 0,110	AVMajor: 0,002			
IMajor : 1,045E-04	SMinor : 2,822E-04	rMinor : 0,065	AVMinor: 0,005			
IMinor : 3,668E-05	ZMajor : 9,200E-04	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 4,300E-04	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
3,920	0,000	-1,798	-7,302	0,832	1,311	0,005
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check
(6.2.1)	0,079	= 0,000	+ 0,006	+ 0,073	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd	
	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor	
Axial	0,000	14,881	3081,400	2768,046	14,881	
MOMENT DESIGN						
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd		
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity		
Major Moment	-1,798	296,780	296,780	296,780		
Minor Moment	-7,302	100,165	100,165			
	K	L	k	kzy	kyz	C1
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,400	1,000		1,000
Minor Moment	1,000	17,929	1,000		1,000	
SHEAR DESIGN						
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major Shear	0,832	384,299	0,002	OK	0,000	
Minor Shear	1,311	1110,196	0,001	OK	0,000	

Έλεγχος αναρτήρα ενισχυμένης ζώνης

**SAP2000 Steel Design**

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : DLS3-DC-0						
Units : KN, m, C						
Frame : 951	Design Sect: CHHF139.7X10					
X Mid : -33,941	Design Type: Brace					
Y Mid : 41,839	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 15,458	Sect Class : Class 1					
Length : 2,000	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0,000	RLLF : 1,000					
Area : 0,004	SMajor : 1,234E-04	rMajor : 0,046	AVMajor: 0,002			
IMajor : 8,620E-06	SMinor : 1,234E-04	rMinor : 0,046	AVMinor: 0,002			
IMinor : 8,620E-06	ZMajor : 1,686E-04	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 1,686E-04	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
0,000	170,319	-1,648	-0,062	-1,336	0,032	0,141
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check
(6.2.1)	0,145	= 0,118	+ 0,028	+ 0,001	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd	
	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor	
Axial	170,319	1302,468	1444,850	1302,468	1302,468	
MOMENT DESIGN						
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd		
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity		
Major Moment	-1,648	59,837	59,837	59,837		
Minor Moment	-0,062	59,837	59,837			
	K	L	k	kzy	kyz	C1
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,579	0,975		2,052
Minor Moment	1,000	1,000	0,880		0,528	
SHEAR DESIGN						
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major Shear	1,336	449,763	0,003	OK	0,000	
Minor Shear	0,032	449,763	7,149E-05	OK	0,000	

Έλεγχος εσωτερικής ενίσχυσης πυλώνα

**SAP2000 Steel Design**

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : DLS3-DC-0						
Units : KN, m, C						
Frame : 542	Design Sect: CHHF139.7X10					
X Mid : -24,000	Design Type: Beam					
Y Mid : 70,280	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 9,980	Sect Class : Class 1					
Length : 1,706	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 1,706	RLLF : 1,000					
Area : 0,004	SMajor : 1,234E-04	rMajor : 0,046	AVMajor: 0,002			
IMajor : 8,620E-06	SMinor : 1,234E-04	rMinor : 0,046	AVMinor: 0,002			
IMinor : 8,620E-06	ZMajor : 1,686E-04	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 1,686E-04	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	V2	V3	T
1,706	72,969	-6,228	4,466	11,356	-10,324	0,821
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check
(6.2.1)	0,179	= 0,051	+ 0,104	+ 0,075	1,000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd	
	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor	
Axial	72,969	1431,270	1444,850	1431,270	1431,270	
MOMENT DESIGN						
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd		
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity		
Major Moment	-6,228	59,837	59,837	59,837		
Minor Moment	4,466	59,837	59,837			
	K	L	k	kzy	kyz	C1
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	1,000	0,500	1,002	0,843		1,000
Minor Moment	1,000	0,500	1,041		0,624	
SHEAR DESIGN						
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major Shear	11,356	449,763	0,025	OK	0,000	
Minor Shear	10,324	449,763	0,023	OK	0,000	



**Ιδιοπερίοδοι & Ποσοστό δρώσων ιδιομορφικών μαζών**

<b>Ιδιοπερίοδοι Υπόστρου 3- Ποσοστό Δρώσας Ιδιομορφικής Μάζας</b>						
<b>StepType</b>	<b>StepNum</b>	<b>Period</b>	<b>UY</b>	<b>UX</b>	<b>SumUY</b>	<b>SumUX</b>
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,742	0,0637	0,0000	0,0637	0,0000
Mode	2	0,659	0,0000	0,0000	0,0637	0,0000
Mode	3	0,659	0,0000	0,0002	0,0637	0,0003
Mode	4	0,638	0,0000	0,0000	0,0637	0,0003
Mode	5	0,638	0,0000	0,0004	0,0637	0,0007
Mode	6	0,622	0,0000	0,0006	0,0637	0,0013
Mode	7	0,622	0,0000	0,0026	0,0637	0,0039
Mode	8	0,610	0,0000	0,0040	0,0637	0,0079
Mode	9	0,610	0,0000	0,0000	0,0637	0,0079
Mode	10	0,597	0,0000	0,0000	0,0637	0,0079
Mode	11	0,597	0,0000	0,0125	0,0637	0,0204
Mode	12	0,553	0,2176	0,0000	0,2814	0,0204
Mode	13	0,488	0,0000	0,5539	0,2814	0,5743
Mode	14	0,409	0,3638	0,0000	0,6452	0,5743
Mode	15	0,391	0,0000	0,0247	0,6452	0,5990
Mode	16	0,380	0,0000	0,3629	0,6452	0,9620
Mode	17	0,339	0,0225	0,0000	0,6677	0,9620
Mode	18	0,300	0,0000	0,0002	0,6677	0,9621
Mode	19	0,299	0,0022	0,0000	0,6700	0,9621
Mode	20	0,284	0,0000	0,0003	0,6700	0,9624
Mode	21	0,275	0,1093	0,0000	0,7792	0,9624
Mode	22	0,257	0,0001	0,0000	0,7793	0,9624
Mode	23	0,255	0,0000	0,0000	0,7793	0,9624
Mode	24	0,254	0,0000	0,0000	0,7794	0,9624
Mode	25	0,250	0,0000	0,0000	0,7794	0,9624
Mode	26	0,248	0,0000	0,0000	0,7794	0,9624
Mode	27	0,248	0,0099	0,0000	0,7893	0,9624
Mode	28	0,246	0,0002	0,0000	0,7894	0,9624
Mode	29	0,245	0,0000	0,0000	0,7894	0,9624
Mode	30	0,245	0,0042	0,0000	0,7936	0,9624
Mode	31	0,243	0,0000	0,0000	0,7936	0,9624
Mode	32	0,233	0,0041	0,0000	0,7977	0,9624
Mode	33	0,225	0,0000	0,0000	0,7977	0,9624
Mode	34	0,225	0,0000	0,0014	0,7977	0,9639
Mode	35	0,225	0,0000	0,0000	0,7977	0,9639
Mode	36	0,225	0,0000	0,0000	0,7977	0,9639
Mode	37	0,205	0,0000	0,0002	0,7977	0,9640
Mode	38	0,202	0,0005	0,0000	0,7982	0,9640
Mode	39	0,199	0,0001	0,0000	0,7982	0,9640
Mode	40	0,199	0,0000	0,0000	0,7982	0,9641

Mode	41	0,192	0,0000	0,0000	0,7982	0,9641
Mode	42	0,191	0,0000	0,0000	0,7982	0,9641
Mode	43	0,183	0,0001	0,0000	0,7983	0,9641
Mode	44	0,182	0,0000	0,0000	0,7983	0,9641
Mode	45	0,179	0,0000	0,0000	0,7983	0,9641
Mode	46	0,177	0,0000	0,0001	0,7983	0,9642
Mode	47	0,170	0,0040	0,0000	0,8023	0,9642
Mode	48	0,164	0,0000	0,0000	0,8023	0,9642
Mode	49	0,161	0,0000	0,0000	0,8024	0,9642
Mode	50	0,159	0,0000	0,0000	0,8024	0,9642
Mode	51	0,158	0,0000	0,0001	0,8024	0,9643
Mode	52	0,158	0,0009	0,0000	0,8032	0,9643
Mode	53	0,157	0,0000	0,0000	0,8032	0,9643
Mode	54	0,156	0,0000	0,0000	0,8032	0,9644
Mode	55	0,155	0,0035	0,0000	0,8067	0,9644
Mode	56	0,154	0,0008	0,0000	0,8075	0,9644
Mode	57	0,152	0,0024	0,0000	0,8099	0,9644
Mode	58	0,152	0,0000	0,0000	0,8099	0,9644
Mode	59	0,149	0,0010	0,0000	0,8109	0,9644
Mode	60	0,143	0,0019	0,0000	0,8128	0,9644
Mode	61	0,136	0,0123	0,0000	0,8251	0,9644
Mode	62	0,135	0,0000	0,0000	0,8251	0,9644
Mode	63	0,130	0,0000	0,0000	0,8251	0,9644
Mode	64	0,130	0,0102	0,0000	0,8353	0,9644
Mode	65	0,129	0,0395	0,0000	0,8747	0,9644
Mode	66	0,125	0,0000	0,0010	0,8747	0,9654
Mode	67	0,125	0,0029	0,0000	0,8776	0,9654
Mode	68	0,124	0,0000	0,0000	0,8777	0,9654
Mode	69	0,124	0,0000	0,0000	0,8777	0,9655
Mode	70	0,122	0,0007	0,0000	0,8784	0,9655
Mode	71	0,119	0,0001	0,0000	0,8785	0,9655
Mode	72	0,118	0,0000	0,0000	0,8785	0,9655
Mode	73	0,117	0,0000	0,0000	0,8785	0,9655
Mode	74	0,115	0,0007	0,0000	0,8792	0,9655
Mode	75	0,112	0,0000	0,0000	0,8792	0,9655
Mode	76	0,111	0,0000	0,0001	0,8792	0,9656
Mode	77	0,111	0,0004	0,0000	0,8796	0,9656
Mode	78	0,111	0,0000	0,0000	0,8796	0,9656
Mode	79	0,111	0,0002	0,0000	0,8798	0,9656
Mode	80	0,109	0,0000	0,0000	0,8798	0,9656
Mode	81	0,109	0,0000	0,0000	0,8798	0,9656
Mode	82	0,108	0,0000	0,0000	0,8798	0,9656
Mode	83	0,106	0,0000	0,0000	0,8798	0,9656
Mode	84	0,105	0,0008	0,0000	0,8806	0,9656

Mode	85	0,105	0,0000	0,0000	0,8806	0,9656
Mode	86	0,104	0,0000	0,0000	0,8806	0,9656
Mode	87	0,104	0,0000	0,0000	0,8806	0,9656
Mode	88	0,104	0,0001	0,0000	0,8807	0,9656
Mode	89	0,103	0,0016	0,0000	0,8823	0,9656
Mode	90	0,103	0,0010	0,0000	0,8833	0,9656
Mode	91	0,102	0,0001	0,0000	0,8834	0,9656
Mode	92	0,101	0,0000	0,0001	0,8834	0,9657
Mode	93	0,101	0,0001	0,0000	0,8835	0,9657
Mode	94	0,101	0,0000	0,0025	0,8835	0,9682
Mode	95	0,100	0,0000	0,0000	0,8835	0,9682
Mode	96	0,100	0,0000	0,0000	0,8835	0,9682
Mode	97	0,100	0,0024	0,0000	0,8859	0,9682
Mode	98	0,099	0,0000	0,0000	0,8859	0,9682
Mode	99	0,099	0,0093	0,0000	0,8951	0,9682
Mode	100	0,098	0,0000	0,0000	0,8952	0,9682



# Παράρτημα ΣΤ

---

## ***Χωροδικτύωμα με μεταλλικές ράβδους τύπου Mero***

Τα χωροδικτυώματα Mero είναι τρισδιάστατοι δικτυωτοί φορείς που αποτελούνται από μεταλλικούς κόμβους και ράβδους τύπου MERO. Το σύστημα MERO αποτελείται από μεταλλικούς σωλήνες και σφαιρικούς κόμβους από συμπαγή χάλυβα. Στα άκρα κάθε σωλήνα συγκολλούνται ειδικοί κώνοι μέσα από τους οποίους διαπερνούν κοχλίες υψηλής εφελκυστικής αντοχής, ελεύθερα περιστρεφόμενοι με ειδικά εξαγωνα (με πείρο) που χαρακτηρίζουν το σύστημα, οι οποίοι κοχλιώνονται στους κόμβους. Η θλιπτική δύναμη της ράβδου μεταφέρεται στον κόμβο μέσω του κώνου, του εξαγώνου και της ειδικά διαμορφωμένης έδρας του κόμβου. Οι επίπεδες (φρεζαριστές) έδρες των κόμβων που κι αυτές χαρακτηρίζουν το σύστημα, εξασφαλίζουν την ομοιόμορφη μεταβίβαση των θλιπτικών τάσεων από τους σωλήνες στους κόμβους. Η εφελκυστική δύναμη της ράβδου μεταφέρεται στον κόμβο μέσω του κώνου και του κοχλίου. Το σύνολο αυτό αποτελεί το σύστημα MERO και είναι αποτέλεσμα μακροχρόνιας εργαστηριακής έρευνας και πρακτικής εφαρμογής.





# Παράρτημα Z

## Τύπος Καλωδίων PV:

# PV

VVS-1



VVS-2



VVS-3



### Technische Daten

**Material:**  
unlegierter Qualitätsstahl

**Elastizitätsmodul:**  
160 ± 10 kN/mm<sup>2</sup>

**Toleranz d<sub>S</sub>:**  
+ 3%

**Korrosionsschutz:**  
innere Lagen: feuerverzinkt  
mit Innenverfüllung  
äußere Lagen: GALFAN verzinkt  
ohne Innenverfüllung

### Technical Data

**Material:**  
unalloyed quality steel

**Modulus of Elasticity:**  
160 ± 10 kN/mm<sup>2</sup>

**Tolerance d<sub>S</sub>:**  
+ 3%

**Corrosion Protection:**  
inner layers: hot dip galvanized  
with inner filling  
outer layers: GALFAN coated  
without inner filling



Größe size	Charakt. Bruchkraft charact. breaking load Z <sub>B,k</sub> DIN 18800* kN	Grenzzugkraft limit tension Z <sub>R,d</sub> DIN 18800 kN	Metall. Querschnitt metallic cross section ca./approx. mm <sup>2</sup>	Gewicht weight ca./approx. kg/m	Konstruktion construction **	Seil-Neindurchmesser nomln. strand dia. d <sub>S</sub> mm
PV 40	405	245	281	2,4	VVS-1	21
PV 60	621	376	430	3,6	VVS-1	26
PV 90	916	555	634	5,3	VVS-2	31
PV 115	1170	709	808	6,8	VVS-2	35
PV 150	1520	921	1060	8,9	VVS-2	40
PV 195	1930	1170	1340	11,2	VVS-2	45
PV 240	2380	1442	1650	13,8	VVS-2	50
PV 300	3020	1830	2090	17,2	VVS-3	55
PV 360	3590	2176	2490	20,5	VVS-3	60
PV 420	4220	2558	2920	24,1	VVS-3	65
PV 490	4890	2964	3390	27,9	VVS-3	70
PV 560	5620	3406	3890	32,1	VVS-3	75
PV 640	6390	3873	4420	36,4	VVS-3	80
PV 720	7210	4370	4990	41,1	VVS-3	85
PV 810	8090	4903	5600	46,2	VVS-3	90
PV 910	9110	5521	6310	52,0	VVS-3	95
PV 1010	10100	6121	6990	57,6	VVS-3	100
PV 1110	11100	6727	7710	63,5	VVS-3	105
PV 1220	12200	7394	8460	69,7	VVS-3	110
PV 1340	13400	8121	9240	76,2	VVS-3	115
PV 1450	14500	8788	10100	83,2	VVS-3	120
PV 1580	15800	9576	10900	89,8	VVS-3	125
PV 1730	17300	10485	11900	96,7	VVS-3	130
PV 1860	18600	11273	12900	104,8	VVS-3	135
PV 2000	20000	12121	13900	112,9	VVS-3	140





# Βιβλιογραφία

---

- [1] Ι. Ερμόπουλος «**Ευρωκώδικας 1**», Κλειδάριθμος, Β' εκδ. 2008
- [2] Κ. Τρέζος, Ζ. Μπαμπίρη «**Νεότερα στοιχεία για τη Βασική Ταχύτητα του Ανέμου**», περιοδ. Τεχνικά Χρονικά τχ 2, τόμ. 21, Ιαν-Δεκ 2001.
- [3] Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης «**Σχεδιασμός δομικών έργων από Χάλυβα**», Κλειδάριθμος, εκδ. 2005
- [4] R. Brockenbrough, F. Merritt «**Structural Steel Designers Handbook**», McGraw-Hill, 3rd ed. (available at: <http://www.futuretg.com/FTHumanEvolutionCourse/FTFreeLearningKits/11-EG-Engineering>)
- [5] Ν. Μαλακάτας, Κ. Τρέζος «**EN 1990**», Εκπαιδευτικές σημειώσεις του ΤΕΕ
- [6] Γρ. Φουρναράκου «**Σιδηρές Κατασκευές**» τόμος III, Αθήνα 1986
- [7] Γ. Μιχάλτσου «**Ελαφρές Μεταλλικές Κατασκευές Θεωρία και Εφαρμογές**», Σιμεών, 3<sup>η</sup> έκδοση, Αθήνα 2009
- [8] Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης «**Σιδηρές Κατασκευές**», Κλειδάριθμος, Τόμος Ι, Αθήνα 2008
- [9] Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης «**Σιδηρές Κατασκευές**», Κλειδάριθμος, Τόμος ΙΙ, Αθήνα 2008
- [10] Ι. Βάγιας «**Σιδηρές Κατασκευές-Ανάλυση και Διαστασιολόγηση**», Κλειδάριθμος, Αθήνα 2006
- [11] Anil K. Chopra «**Δυναμική των Κατασκευών, θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική**», Μ. Γκιούρδας, Αθήνα 2010
- [12] Eurocode 0 «**Eurocode - Basis of Structural Design**», European Standard EN 1990
- [13] Eurocode 1 «**Basis of Design and Actions on Structures**», European Standard EN 1991
- [14] Eurocode 3 «**Design of Steel Structures**», European Standard EN 1993
- [15] Eurocode 8 «**Design provisions for earthquake resistance of structures**», European Standard EN 1998
- [16] Α. Καλπίνης – Ν. Σίμος ΑΕΒΕ «**ECOPANEL**» Πληροφορίες σχετικά με τα πάνελ οροφής και πλαγιοκάλυψης από τα φυλλάδια παρουσίασης των προϊόντων της εταιρίας.
- [17] Product datasheet, ASSA ABLOY «**MEGADOO RS1500 Vertical lifting fabric door**», 2013
- [18] Berkeley, California, USA «**SAP2000® Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures-STEEL DESIGN MANUAL**», Computers and Structures, Inc.
- [19] AutoCAD «**AutoCAD 2010 Professional Manual**»

