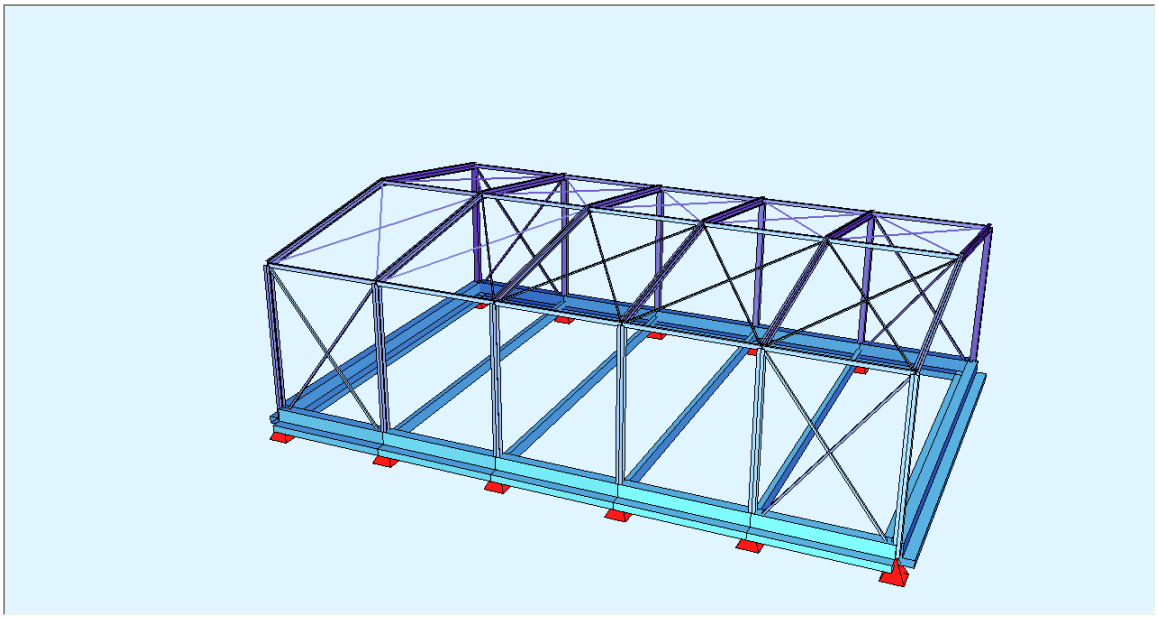
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

“ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΣΚΕΛΕΤΟ”

Χαραλαμπίδης Νικόλαος



Επιβλέπων καθηγητής : Ιωάννης Ραυτογιάννης
Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Ευχαριστίες

Οφείλω πριν την παρουσίαση της διπλωματικής μου εργασίας να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Ραυτογιάννη Ιωάννη, ο οποίος με την ιδιότητα του επιβλέποντα καθηγητή, μου προσέφερε απλόχερα τις γνώσεις και τον πολύτιμο χρόνο του και με βάση τη σωστή καθοδήγησή του κατάφερα να ολοκληρώσω την παρούσα διπλωματική εργασία.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα την οικογένειά μου για την αμέριστη συμπαράσταση και υπομονή που έδειξε όλο το χρονικό διάστημα της φοίτησης μου στη σχολή, σε βάρος του χρόνου που θα έπρεπε να αφιερώνω σε εκείνη.

Αθήνα, Ιούλιος 2011

Χαραλαμπίδης Νικόλαος

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

	Σελ.
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΕΙΣΑΓΩΓΗ	**1**
1.1. Γενικά	1
1.2. Διαδικασία μελέτης	1
1.3 Μεταλλικές κατασκευές	2
1.4 Στρατιωτική χρήση κατασκευής	3
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ – ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	**4**
2.1 Σύντομη περιγραφή του έργου	4
2.2 Κύριοι φορείς – Πλαίσια	4
2.3 Τεγίδες	6
2.4 Μηκίδες	7
2.5 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	9
2.6 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	11
2.7 Μόρφωση επικάλυψης	13
2.8 Ανάλυση κατασκευής – Γενικά	15
2.9 Επιλογή υλικών - διατομών	15
2.10 Γεωμετρία φορέα	16
2.10.1 Ομαδοποίηση αρίθμησης κόμβων και μελών φορέα	16
2.10.2 Μόρφωση φορέα	17
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	**20**
3.1 Φορτία - Γενικά	20
3.2 Μόνιμα φορτία	20
3.3 Κινητά φορτία - Γενικά	21
3.4 Φορτία χιονιού	21
3.4.1 Υπολογισμός σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα	21
3.4.1.1 Γενικά	21
3.4.1.2 Προσομοίωση του φορτίου χιονιού	22
3.4.1.3 Φορτίο χιονιού σε στέγες	23
3.4.1.3.1 Προσδιορισμός χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού επί του εδάφους	23
3.4.1.3.2 Προσδιορισμός συντελεστή μορφής χιονιού	25
3.4.2 Υπολογισμός σύμφωνα με Ελληνικό κανονισμό	27
3.4.2.1 Βάρος χιονιού	27
3.5 Φορτία ανέμου	28

3.5.1 Υπολογισμός σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 28
3.5.1.1 Γενικά 28
3.5.1.2 Μέθοδοι υπολογισμού φορτίων ανέμου 29
3.5.1.3 Πίεση λόγω ανέμου σε επιφάνειες 30
3.5.1.4 Δυνάμεις ανέμου 33
3.5.1.5 Συντελεστές 34
3.5.1.5.1 Συντελεστής έκθεσης 34
3.5.1.5.2 Συντελεστής τραχύτητας 36
3.5.1.5.3 Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης 37
3.5.1.5.4 Συντελεστής δυναμικής αποκρίσεως σε ανεμορριπή 39
3.5.1.6 Αεροδυναμικοί συντελεστές κατασκευών 42
3.5.1.6.1 Γενικά 42
3.5.1.6.2 Συντελεστής εξωτερικής πίεσης σε κτίρια 42
3.5.1.6.3 Συντελεστής εξωτερικής πίεσης σε κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη 43
3.5.1.6.4 Οριζόντιες οροφές 45
3.5.1.6.5 Μονοκλινείς στέγες 46
3.5.1.6.6 Δικλινείς στέγες 49
3.5.1.7 Συντελεστής εσωτερικής πίεσης σε κτίρια χωρίς εσωτερικά χωρίσματα 51
3.5.2 Υπολογισμός σύμφωνα με Ελληνικό Κανονισμό 52
3.5.2.1 Πίεση του ανέμου 52
3.5.3 Υπολογισμός τελικής πίεσης 54
3.6 Φορτία σεισμού 55
3.6.1 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης 55
3.6.2 Προσδιορισμός σεισμικού σχεδιασμού με βάση ΕΑΚ 2000 58
3.6.3 Δυναμική ανάλυση με το SOFISTIK 65
3.6.4 Ιδιομορφές κτιρίου και ιδιομορφικές μάζες 66
3.7 Συνδυασμοί φορτίσεων 68
3.7.1 Συνδυασμοί φορτίσεων γενικά 68
3.7.2 Οριακές καταστάσεις 68
3.7.3 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας 69
3.7.4 Περιβάλλουσα εντατικών μεγεθών 73
3.7.5 Υποπρόγαμμα DBview 73
3.7.6 Υποπρόγραμμα AQB 73

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ 74
4.1 Γενικά 74
4.2 Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον EC3 74
4.2.1 Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού 74
4.2.2 Κατάταξη των διατομών 75
4.2.3 Αντοχή διατομών 80
4.2.3.1 Αντοχή σε μονοαξονικό εφελκυσμό 80
4.2.3.2 Αντοχή σε λυγισμό 80
4.2.3.3 Αντοχή σε τέμνουσα 80
4.2.3.4 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη 81
4.2.3.5 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη 82
4.3 Υποστυλώματα 87
4.3.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων 87
4.4 Έλεγχος κύριων δοκών ζυγώματος στέγης 93
4.5 Έλεγχος δευτερεύουσων δοκών 96
4.6 Έλεγχος διαγώνιων στοιχείων κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας 100
4.7. Έλεγχος διαγώνιων στοιχείων οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας 102
4.8 Τεγίδες 103
4.8.1 Γενικά 103
4.8.2 Έλεγχος τεγίδων 103
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ 107
5.1 Γενικά 107
5.2 Προβλέψεις κανονισμού 108
5.3 Έλεγχος συνδέσεων στο INSTANT2000 111
5.3.1 Σύνδεση δοκών ζυγώματος με υποστύλωμα 113
5.3.2 Έδραση υποστυλωμάτων 122
5.3.3 Σύνδεση κορφιά 127
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ 133
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1ο
ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Αντικείμενο της παρούσας, είναι η Στατική και Δυναμική ανάλυση και **ο σχεδιασμός ενός υπόστεγου από μεταλλικό σκελετό,** στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας, με χρήση των προγραμμάτων SOFISTIK (εύρεση εντατικών μεγεθών σχεδιασμού) και INSTANT (μόρφωση και έλεγχος συνδέσεων).

και η μελέτη του περιλαμβάνει:

-τη λεπτομερή περιγραφή των δομικών στοιχείων του στεγάστρου

-την εύρεση των αριθμητικών τιμών των φορτίων που καταπονούν το στέγαστρο

- τους ελέγχους στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας

- τους έλεγχους συνδέσεων.

1.2 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ

Στο **δεύτερο κεφάλαιο** γίνεται η παρουσίαση του έργου η οποία περιλαμβάνει:

- τη διαστασιολόγηση του κτιρίου μας
- μια πλήρη αναφορά στα δομικά στοιχεία από τα οποία αποτελείται αυτό.

Συγκεκριμένα αναλύονται τα κύρια πλαίσια, οι τεγίδες, οι μηκίδες, οι οριζόντιοι (στέγης) και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, η επικάλυψη από τα οποία αποτελείται το στέγαστρο.

Επίσης περιγράφεται το μέσο που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχο του κτιρίου δηλαδή το πρόγραμμα ανάλυσης κατασκευών SOFISTIK 2003.

Στο **τρίτο κεφάλαιο** παρουσιάζονται τα φορτία από τα οποία καταπονείται η κατασκευή μας, δηλαδή τα φορτία χιονιού, ανέμου και σεισμού οι αντίστοιχες διατάξεις του ***Ευρωκώδικα 1***., καθώς και οι συνδυασμοί δράσεων που απαιτούνται για τη διαστασιολόγηση του κτιρίου στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας .

Στο **τέταρτο κεφάλαιο** περιγράφονται αναλυτικότερα και στη συνέχεια πραγματοποιούνται οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας για τα εντατικά μεγέθη των διατομών των μελών που προέκυψαν μέσα από την ανάλυση στο SOFISTIK 2003.

Τέλος, στο **πέμπτο κεφάλαιο** παρουσιάζονται οι έλεγχοι συνδέσεων όπως αυτοί πραγματοποιήθηκαν στο INSTANT2000.

1.3 ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Η χρήση του χάλυβα ως δομικού στοιχείου άρχισε στα τέλη του 19^{ου} αιώνα. Στις μέρες μας ο χάλυβας ως ένα «εξαιρετικό υλικό», καταλαμβάνει διαρκώς μεγαλύτερο μερίδιο στο κατασκευαστικό κλάδο ιδιαίτερα σε ότι αφορά βιομηχανικούς, αθλητικούς, εκθεσιακούς και άλλους χώρους. Η αλματώδης ανάπτυξη των μεταλλικών κτιριακών κατασκευών στη χώρα μας τα τελευταία χρόνια και η ευρεία εφαρμογή σε πλήθος χρήσεων είναι γεγονός αναμφισβήτητο αφού ξεπεράστηκαν τα όποια στερεότυπα και τεχνικές αδυναμίες. Σε αυτή την ανάπτυξη βοήθησε η ύπαρξη σοβαρών και σύγχρονων εγχώριων βιομηχανιών χάλυβα που έχουν τη δυνατότητα παραγωγής μεγάλης ποικιλίας προϊόντων καθώς επίσης τα σοβαρά πλεονεκτήματα που έχουν οι μεταλλικές κατασκευές έναντι των κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα, όπως:

1 μεγάλη αντοχή (μείωση των μονίμων φορτίων της κατασκευής, οικονομία υλικού και χώρου κ.λ.π.)

2 ομοιογένεια υλικού (αμετάβλητο στο χρόνο, ακρίβεια παραδοχών ανάλυσης και ελέγχων αντοχής)

3 ελαστικότητα-ολκιμότητα

4 μονιμότητα (με κατάλληλη συντήρηση απεριόριστη διάρκεια ζωής)

5 επαναχρησιμοποίηση του υλικού (ως έχει ή μετά από ανάτηξη)

6 ενίσχυση υπαρχουσών κατασκευών (για αύξηση φέρουσας ικανότητας)

7 ταχύτητα κατασκευής και ανέγερσης

8 ευκολία προκατασκευής

9 άριστα αισθητικά αποτελέσματα

10 ικανοποιητική απόκριση σε συνθήκες σεισμού

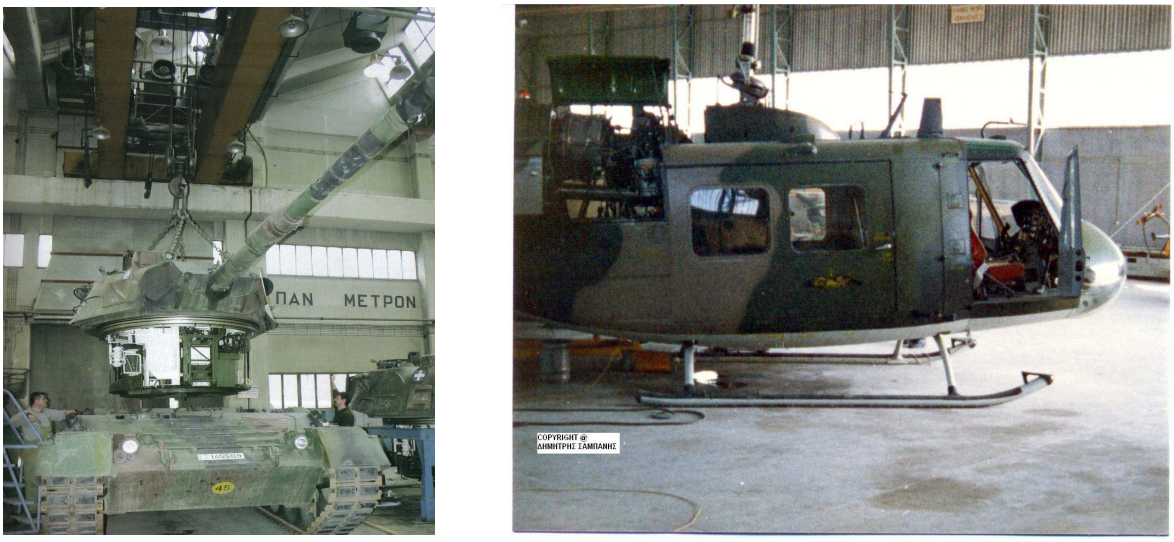
Όπως είναι φυσικό και τα μονώροφα μεταλλικά κτίρια όπως για παράδειγμα τα βιομηχανικά μεταλλικά υπόστεγα γνωρίζουν και αυτά ανάπτυξη. Παρόμοιες μορφές χρησιμοποιούνται ευρέως σήμερα από τη βιομηχανία στη χώρα μας τόσο για την παραγωγή αλλά και την αποθήκευση προϊόντων. Οι απαιτήσεις για μεγάλα ανοίγματα, η απουσία ωφέλιμων φορτίων επί της οροφής, η χρήση ελαφρών υλικών για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση τους καθώς και ταχύτητα κατασκευής επιβάλουν την επιλογή μεταλλικής κατασκευής.

1.4 ΣΤΡΑΤΙΩΤΙΚΗ ΧΡΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ο υπό μελέτη χώρος μπορεί να χρησιμοποιηθεί και σε κατασκευές που προορίζονται για καθαρά στρατιωτική χρήση (εντός στρατοπέδου σε ειρηνική περίοδο) αφού θα μπορούσε για παράδειγμα να είναι ένα είδος υπόστεγου συντήρησης αρμάτων μάχης (π.χ. Leopard 2A6 Hel). Επίσης πέρα από αυτό θα μπο-

Σχήμα 1.1 Άρμα μάχης μπροστά από μεταλλικό υπόστεγο

ρούσε να χρησιμοποιηθεί και σαν ευρύτερος χώρος εκπαίδευσης με κατάλληλες τροποποιήσεις (εργοστάσια βάσης), για συντήρηση και επισκευή όλων των ειδών μηχανοκίνητου εξοπλισμού (μηχανήματα, τροχοφόρα, ερπυστριοφόρα) που διαθέτει ο στρατός μας. Η χρήση ενός βιομηχανικού χώρου ως υπόστεγου συντήρησης θα μπορούσε να δώσει λύση στις αυξημένες ανάγκες συντηρήσεως και γενικής επιθεώρησης τόσο των αρμάτων όσο και των ελικοφόρων.



Σχήμα 1.2 Άρμα μάχης και ελικοφόρο κατά την συντήρηση

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^{ο}

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ- ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 ΣΥΝΤΟΜΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

Η κατασκευή μας είναι ένα υπόστεγο διαστάσεων $30^{m} \times 20^{m}$ και ύψους $9{,}5^{m}$, με αποστάσεις των πλαισίων μεταξύ τους ανά 6^{m}. Αποτελείται από τα κύρια πλαίσια, τις τεγίδες, τα οριζόντια χιαστί της στέγης και τα κατακόρυφα χιαστί, τα οποία αναλύονται στις παρακάτω παραγράφους.

Τέτοιας μορφής υπόστεγα χρησιμοποιούνται στη βιομηχανία για την παραγωγή και την αποθήκευση προϊόντων καθώς και σαν αποθηκευτικοί χώροι οχημάτων και μηχανημάτων. Οι περισσότερες σύγχρονες βιομηχανικές μονάδες με μεγάλες απαιτήσεις αποθηκευτικών χώρων αλλά και χώρων παρασκευής στεγάζουν τις εγκαταστάσεις τους σε τέτοιας μορφής στέγαστρα. Επίσης η επιλογή μεταλλικής κατασκευής λόγω απαίτησης μεγάλων ανοιγμάτων απουσία υποστυλωμάτων και κυρίως ταχύτητας κατασκευής έχει πλέον ευρεία χρήση και για στρατιωτικούς σκοπούς.

2.2 ΚΥΡΙΟΙ ΦΟΡΕΙΣ ΠΛΑΙΣΙΑ

Οι κύριοι φορείς στη τελική ανάλυση είναι οι τελικοί αποδέκτες των φορτίων της κατασκευής, τα οποία και μεταβιβάζουν μέσω της θεμελίωσής τους στο έδαφος.

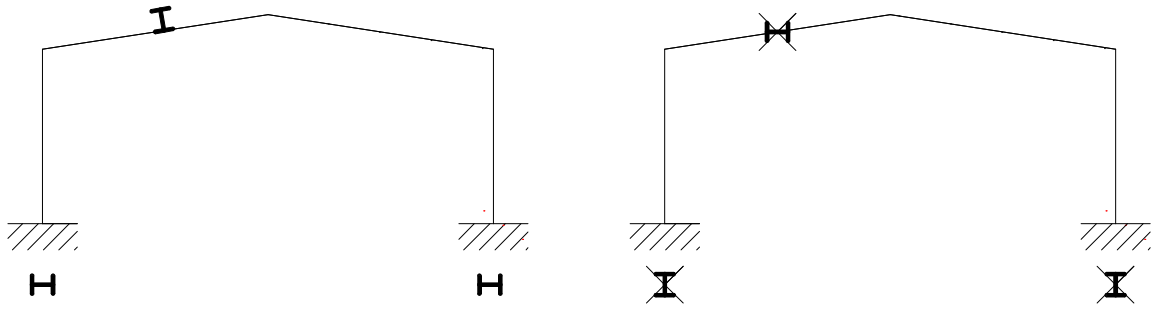
Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών (ή τουλάχιστον ορισμένοι εξ αυτών) πρέπει να έχουν την δυνατότητα παραλαβής ροπών.

Τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί να είναι:

- Ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής
- Δικτυωτά

Οι κύριοι φορείς αποτελούνται από τα υποστυλώματα και το ζύγωμα το οποίο συνήθως είναι δίριχτο με κλίση περίπου 10°, ώστε να παραλαμβάνει τα κατακόρυφα φορτία και με αξονική, όχι μόνο με καμπτική δράση. Τόσο τα υποστυλώματα όσο και, κυρίως τα ζυγώματα των κύριων φορέων καταπονούνται κυρίως σε κάμψη. Για το λόγο αυτό για τα μέλη των κυρίων φορέων, όταν αυτά είναι ολόσωμα, προτιμώνται διατομές διπλού ταυ αφού, όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από

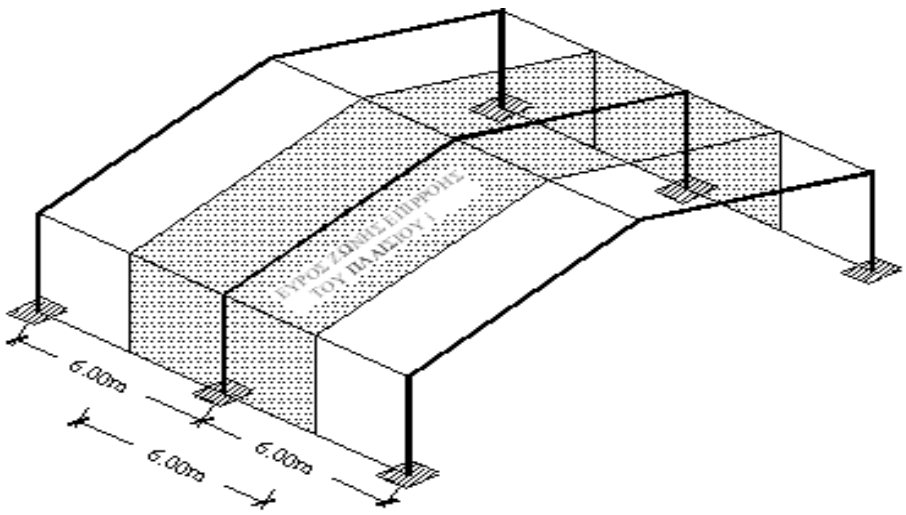
το κ.β. της τόσο καλύτερη συμπεριφορά έχει σε κάμψη γιατί το υλικό συγκεντρώνεται στις θέσεις αυξημένων τάσεων και μεγαλώνουν η ροπή αδρανείας που είναι μέτρο καμπτικής δυσκαμψίας και η ροπή αντίστασης που είναι μέτρο καμπτικής αντοχής. Τα ζυγώματα κατασκευάζονται συνήθως από υψίκορμες διατομές όπως IPE και τα υποστυλώματα από πλατύπελμες όπως HEA ή HEB. Όσον αφορά τον προσανατολισμό των κύριων φορέων οι διατομές των μελών των κυρίων φορέων τοποθετούνται έτσι ώστε κατά την δράση μεγάλων φορτίων κατά μια ορισμένη διεύθυνση να ενεργοποιούνται –αντιστέκονται- οι ισχυροί τους άξονες όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 2.1



Σχήμα 2.1: Ορθός και λάθος προσανατολισμός διατομών διπλού ταυ επίπεδων πλαισίων.

Στη περίπτωση μας αποτελείται από δυο υποστυλώματα ολόσωμης, ενιαίας διατομής διπλού ταυ σε όλο το ύψος. Η στέγη του στεγάστρου είναι δικλινής με απλά ζυγώματα και πάνω σε αυτά στηρίζονται τεγίδες, και συστήματα δυσκαμψίας. Αρχίζει από ύψος 8,0 μέτρων και φτάνει σε μέγιστο ύψος 9,50 μέτρων στο μέσο του ανοίγματος, έχοντας δηλαδή κλίση 15,0%.(8,53^{o}).

Όπως ειπώθηκε και πριν οι κύριοι φορείς παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό των δρώσων φορτίων στην κατασκευή, (άνεμος, χιόνι, σεισμός και το ίδιο βάρος επικάλυψης, τεγίδων, μηκίδων και του εαυτού τους). Όλα αυτά τα μεταβιβάζουν στα θεμέλιά τους, και από εκεί στο έδαφος. Ο τρόπος που αυτοί μορφώνονται (όλοι στην ίδια ευθεία και ισαπέχοντες) επιτρέπει να θεωρηθεί πως το ιδεατό εμβαδό με το οποίο συμμετέχουν στην ανάληψη των φορτίων της κατασκευής, είναι αυτό που φαίνεται στο σχήμα 2.2. Το εμβαδό αυτό προκύπτει από τις τεθλασμένες ευθείες που διέρχονται από τα μέσα των αποστάσεων δυο διαδοχικών πλαισίων, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.2, ενώ η πράξη έχει δείξει πως το σφάλμα αυτής της θεώρησης είναι πολύ μικρό σε σχέση με την επιθυμητή ακρίβεια.



Σχήμα 2.2: Εμβαδόν επιφάνειας επιρροής τυπικού ενδιάμεσου πλαισίου στο έργο μας

2.3 ΤΕΓΙΔΕΣ

Είναι δευτερεύουσες δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κυρίων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία που ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο του χιονιού, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατό από τις τεγίδες (ή ορισμένες εξ αυτών) να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου. Το υλικό των τεγίδων, για σιδηρές στέγες είναι συνήθως χάλυβας και σπανιότερα ξύλο. Ξύλινες τεγίδες χρησιμοποιούνται για απόσταση ζευκτών μέχρι 4m και υπό την προϋπόθεση περιορισμένου ίδιο βάρος επικαλύψεως.

Οι τεγίδες τοποθετούνται όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3, με το κάτω πέλμα τους να εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών του ζυγώματος. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση του ισχυρού τους άξονα έναντι της κύριας δράσης των κατακόρυφων φορτίων του χιονιού, του ίδιο βάρος της επικάλυψης και του ανέμου.

Όσον αφορά τις αποστάσεις μεταξύ των τεγίδων, οι συνήθεις είναι 1.30m έως 4.00m. Τα συνήθη ανοίγματα των τεγίδων, που ισοδυναμούν με τις αποστάσεις των κύριων φορέων είναι περί τα 6m. Τα στατικά συστήματα των τεγίδων που συνήθως εφαρμόζονται στην πράξη είναι:

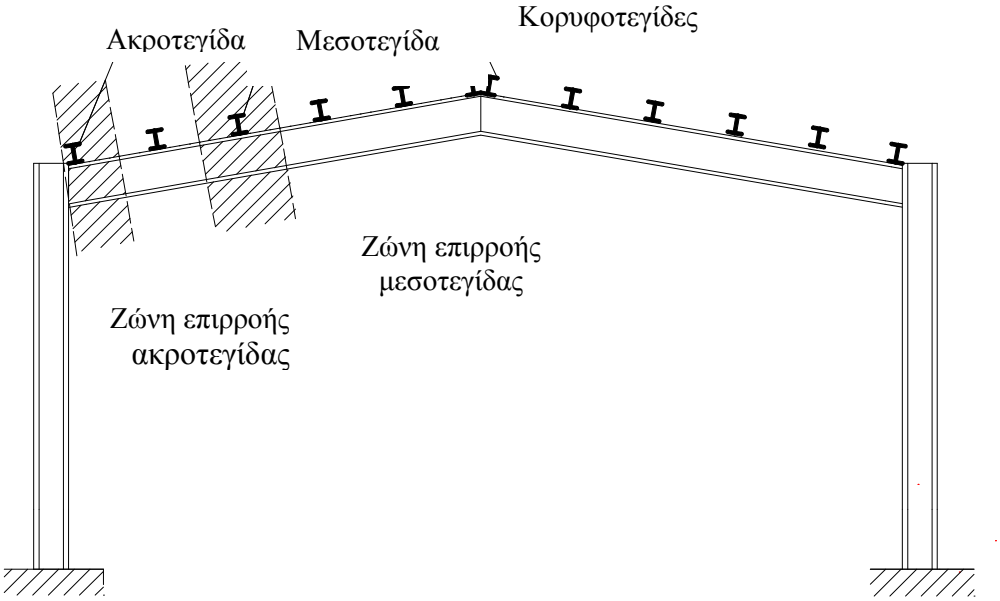
α. Αμφιέρειστες δοκοί, στηριζόμενες επί γειτονικών κύριων φορέων όπου παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις και ευκολία στην ανέγερση. Όμως για

δεδομένα φορτία σχεδιασμού καταπονούνται από μεγάλες καμπτικές ροπές και παρουσιάζουν μεγάλες παραμορφώσεις, και έτσι απαιτούν σχετικά μεγάλες διατομές.

β. Συνεχείς δοκοί δύο ανοιγμάτων, έχουν τις ίδιες καμπτικές ροπές στην ενδιάμεση στήριξη όσο και ένα αμφιέρειστο στοιχείο αλλά μικρότερες παραμορφώσεις.

γ. Δοκοί Gerber, σύνηθες τεγίδα όταν έχουμε ελατές διατομές.

Ανάλογα με τη θέση τους πάνω στο μέλος του ζυγώματος οι τεγίδες διακρίνονται σε: ακροτεγίδες, μεσοτεγίδες και κορυφοτεγίδες (Σχήμα 2.3).



Σχήμα 2.3: Τοποθέτηση τεγίδων επί του ζυγώματος

2.4 ΜΗΚΙΔΕΣ

Οι μηκίδες είναι οριζόντιοι δοκοί που τοποθετούνται, ανά αποστάσεις, σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιακών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Κύρια φόρτιση είναι η ανεμοπίεση.

Ανάλογα με τη θέση τους πάνω στους στύλους οι μηκίδες διακρίνονται σε:

α. Ακραίες μηκίδες, πρόκειται για αυτές που βρίσκονται στο ύψος της ένωσης στύλων – ζυγώματος, αλλά και αυτές που βρίσκονται χαμηλά και συνδέουν τον πόδα κάθε στύλου.

β. Ενδιάμεσες μηκίδες, που βρίσκονται σε όλα τα άλλα ενδιάμεσα ύψη.

Ο ρόλος των μηκίδων είναι τετραπλός:

α. Αποτελούν μέσα σύνδεσης των στύλων των παράλληλων ζευκτών αλλά και των δύο στύλων του πρώτου και τελευταίου κύριου φορέα.

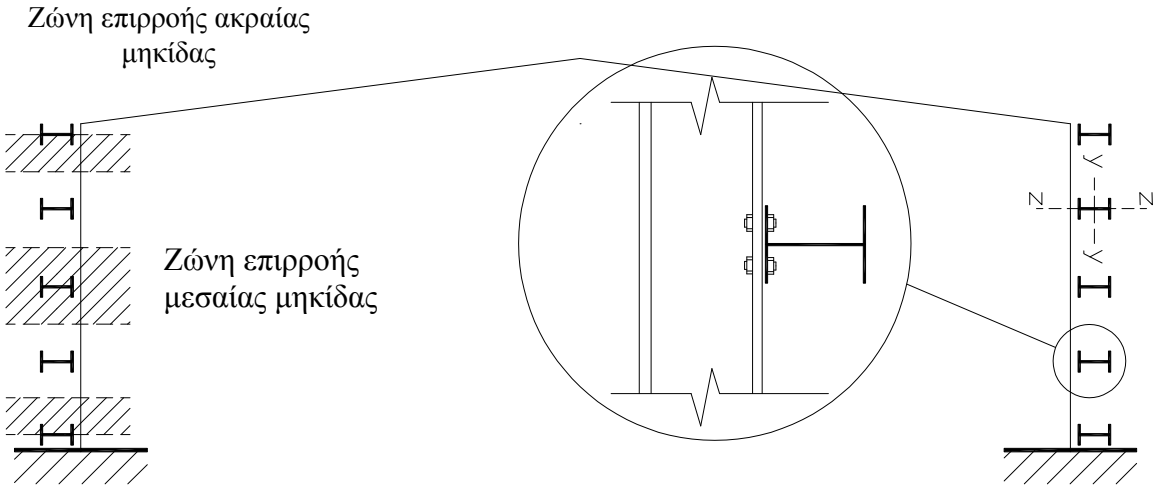
β. Αποτελούν βάση στήριξης της κατακόρυφης περιμετρικής επικάλυψης

γ. Παραλαμβάνουν όλα τα φορτία της πλευρικής επικάλυψης. Τα φορτία αυτά –μαζί με το ίδιο βάρος τους – τα μεταβιβάζουν στους στύλους των κύριων φορέων.

δ. Είναι δε σημαντικά στοιχεία οικονομίας του έργου, αφού λόγω του μεγάλου αριθμού τους αγγίζουν (μαζί με τις τεγίδες) το 30%-40% του συνολικού βάρους του φορέα που μελετάμε. Συνεπώς έχει μεγάλη σημασία η σωστή επιλογή της διατομής τους, ο απαιτούμενος αριθμός τους, η μεταξύ τους απόσταση και η μόρφωση του καταλληλότερου στατικού τους συστήματος στην εκάστοτε κατασκευή.

Οι μηκίδες καταπονούνται κυρίως από άνεμο, οπότε ο προσανατολισμός της διατομής τους γίνεται έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να παραλαμβάνει τον άνεμο και ο ασθενής τα ίδια βάρη της επικάλυψης και του εαυτού τους. Με τον προσανατολισμό των διατομών των μηκίδων που φαίνεται στο σχήμα 2.4 επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση και των δύο κύριων αξόνων αδρανείας τους, έναντι της δράσης των φορτίων που έχουν διεύθυνση οριζόντια και κατακόρυφη.

Όπως και στις τεγίδες, έτσι και στις μηκίδες, οι συνήθεις αποστάσεις είναι μεταξύ 1.50m έως 2.50m.Τα στατικά συστήματα των μηκίδων είναι τα ίδια με αυτά των τεγίδων (αμφιέρειστες δοκοί, συνεχείς δοκοί δύο ανοιγμάτων, δοκοί Gerber). Οι συνήθεις διατομές μηκίδων είναι πρότυπες διατομές υψίκορμων διπλών ταυ IPE ή διατομές U .



Σχήμα 2.4: Τοποθέτηση μηκίδων επί των στύλων των ζευκτών

2.5 ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή αλλιώς αντιανέμιοι σύνδεσμοι), διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων, παρακολουθούν την κλίση τους και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κυρίων φορέων. Η δυσκαμψία του φατνώματος, στο επίπεδό του, επιτυγχάνεται με την προσθήκη ράβδων, οι οποίες σε συνδυασμό με άλλα στοιχεία του φέροντος οργανισμού (ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων και τεγίδες) διαμορφώνουν δικτυωτούς φορείς.

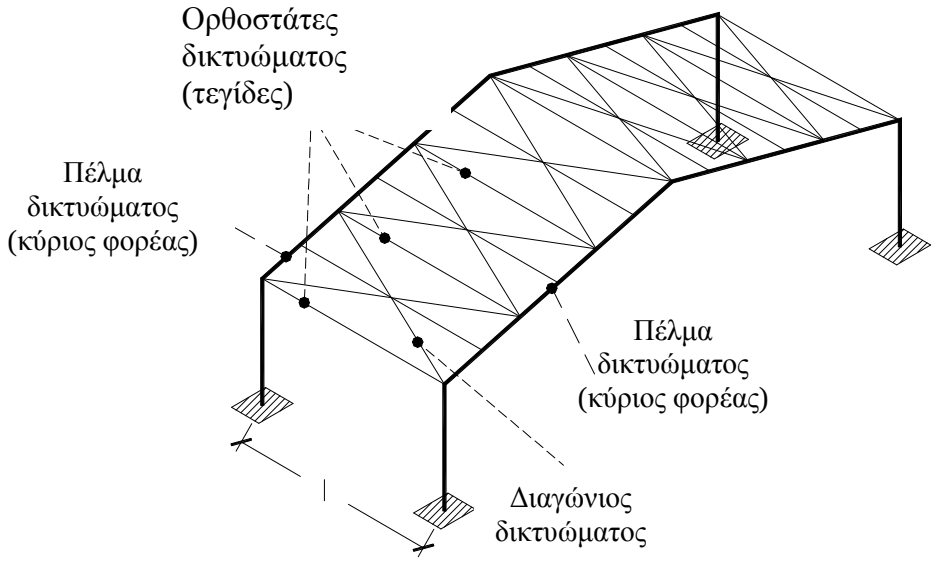
Σε περιπτώσεις δίκλινων πλαισίων με τις συνήθεις ,μικρές κλίσεις, οι δικτυωτοί φορείς, όταν γίνονται αρχικοί ή απλοποιημένοι υπολογισμοί, επιτρέπεται να θεωρούνται ως επίπεδοι, αν και δεν είναι παράλληλοι προς το επίπεδο του κτιρίου.

Ο ρόλος τους είναι να παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία ανέμου που δρουν κάθετα στο επίπεδο των κύριων φορέων και να τα μεταβιβάζουν στο έδαφος μέσω των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.

Φορτία καταπόνησης των συνδέσμων δυσκαμψίας στέγης

- Μόνιμα φορτία για τους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης δεν υπάρχουν. Τα μέλη των δικτυωμάτων θεωρούνται αβαρή, αφού μπορούν να αναλάβουν μόνο αξονικά φορτία.
- Τα κινητά φορτία που καταπονούν τους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης είναι ο άνεμος που δρα κάθετα στο επίπεδο των πλαισίων (άνεμος ‘όψεως’).
- Τυχηματικά φορτία, είναι τα ‘φορτία’ σεισμού που δρουν κάθετα στο επίπεδο των πλαισίων.

Κάθε δικτύωμα αποτελείται από πέλματα, ορθοστάτες και διαγώνιους. Στο σχήμα 2.5 φαίνεται ο ρόλος των στοιχείων ενός τυπικού φατνώματος.



Σχήμα 2.5 : Μέλη δικτυώματος οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας

Τα μέλη ενός τυπικού φατνώματος, μέσα στο οποίο μορφώνεται ο σύνδεσμος δυσκαμψίας στέγης, αναλαμβάνουν τους παρακάτω ρόλους:

- Πέλματα, είναι τα ζυγώματα των κύριων φορέων.
- Ορθοστάτες, είναι οι διαδοκίδες στέγης (τεγίδες).
- Διαγώνιοι, είναι διατομές κυρίως ισσκελή ή ανισοσκελή γωνιακά τύπου (L).

Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τους τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι, ακόμα και για τις τεγίδες (ορθοστάτες), αλλά και για τους κύριους φορείς (πέλματα) - μέλη για τα οποία δεχτήκαμε πως κάμπτονται όταν εξετάστηκαν ανεξάρτητα – γίνεται η παραδοχή πως, καταπονούνται μόνο αξονικά, όταν συμμετέχουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης.

Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύονται, είτε θλίβονται και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η επικάλυψη στέγης είναι τοποθετημένη πάνω στις τεγίδες (ορθοστάτες), οι οποίες με τη σειρά τους τοποθετούνται πάνω στους κύριους φορείς (πέλματα). Οι διαγώνιοι του δικτυώματος δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, είναι εκτός του επιπέδου της αλλά παράλληλες με αυτή. Αξίζει να σημειωθεί πως στη μελέτη των δικτυωμάτων αγνοούνται οι θλιβόμενες διαγώνιοι γιατί σε αντίθετη περίπτωση ο έλεγχος έναντι λυγισμού θα επέβαλλε χρήση πολύ μεγάλων διατομών (αντιοικονομικό).

Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης τοποθετούνται υποχρεωτικά στα δύο ακραία φατνώματα της κατασκευής, για να παραλάβουν τα θλιπτικά ή εφελκυστικά φορτία

των κεφαλών των μετωπικών στύλων. Ύπαρξη επιπλέον συνδέσμων δυσκαμψίας σε ενδιάμεσα φατνώματα του υπόστεγου, κρίνεται απαραίτητη για μεγάλου μήκους κτίρια. Τότε είναι δυνατόν να μορφωθεί ένας επιπλέον σύνδεσμος δυσκαμψίας στο μεσαίο φάτνωμα ή και δύο σύνδεσμοι δυσκαμψίας, κατά προτίμηση σε συμμετρικά από το μέσο φατνώματα (εκατέρωθεν του αρμού διαστολής).

2.6 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Όταν τα οριζόντια φορτία δρουν κατά την διεύθυνση των κύριων φορέων παραλαμβάνοντας από αυτούς μέσω της πλαισιακής τους λειτουργίας και μεταφέρονται στη θεμελίωση. Προϋπόθεση για την πλαισιακή λειτουργία είναι η διαμόρφωση κόμβων με ικανότητα παραλαβής εκτός των αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων, καμπτικών ροπών. Όταν τα φορτία δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας και η μεταφορά τους στη θεμελίωση μπορεί να γίνει είτε μέσω αντιστοιχών πλαισίων που θα διαμορφωθούν κατάλληλα είτε μέσω δύσκαμπτων φατνωμάτων, δικτυωτής κατά κανόνα μορφής, που κατασκευάζονται μεταξύ των υποστυλωμάτων σε επιλεγμένες θέσεις(αντιανέμιοι σύνδεσμοι μεταξύ υποστυλωμάτων ή κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας).

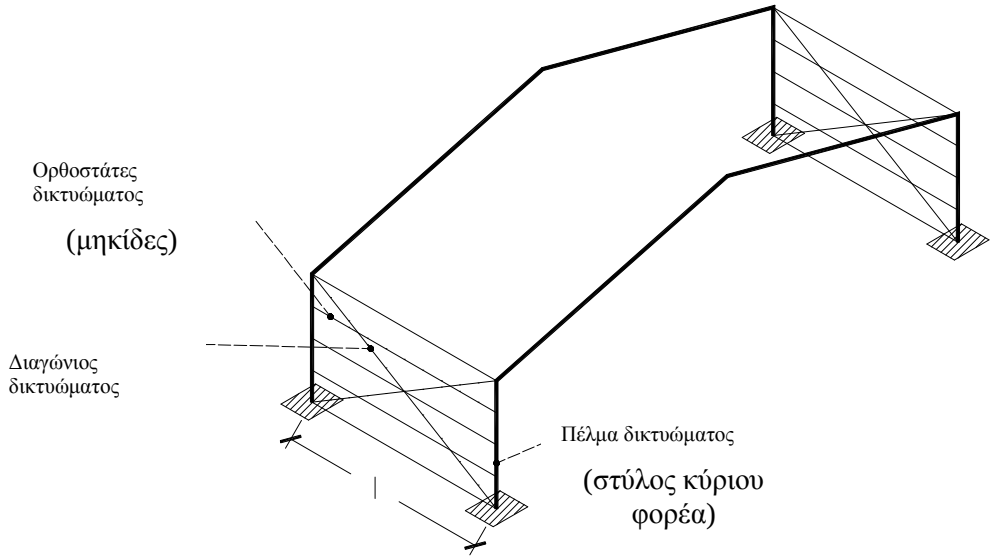
Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας των υπόστεγων μπορούν να συνοψίσουν στα εξής:

α. παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζοντίων φορτίων που δρουν κατά την διαμήκη διεύθυνση του υπόστεγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση,

β. παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο όποιο να απολήξουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα,

γ. παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσης της.

Κάθε δικτύωμα αποτελείται από πέλματα, ορθοστάτες και διαγώνιους. Στο σχήμα 2.6 φαίνεται ο ρόλος των στοιχείων ενός τυπικού φατνώματος.



Σχήμα 2.6 : Μέλη πλευρικών συνδέσμων δυσκαμψίας

Τα μέλη ενός τυπικού φατνώματος, μέσα στο οποίο μορφώνεται πλευρικός σύνδεσμος δυσκαμψίας, αναλαμβάνουν τους παρακάτω ρόλους:

- Πέλματα, είναι οι στύλοι των κύριων φορέων.
- Ορθοστάτες, είναι οι διαδοκίδες πλευρικών επικαλύψεων (μηκίδες).
- Διαγώνιοι, είναι διατομές που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή των διαγωνίων είναι συνήθως διπλά γωνιακά ή διπλά U.

Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τους τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι, ακόμα και για τις μηκίδες (ορθοστάτες), αλλά και για τους στύλους των κύριων φορέων (πέλματα) - μέλη για τα οποία δεχτήκαμε πως κάμπτονται όταν εξετάστηκαν ανεξάρτητα –γίνεται η παραδοχή πως όταν συμμετέχουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης, φέρουν μόνο αξονικά φορτία.

Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύονται, είτε θλίβονται και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η πλευρική επικάλυψη στηρίζεται πάνω στις μηκίδες (ορθοστάτες), οι οποίες με τη σειρά τους στηρίζονται στα έξω πέλματα των στύλων των κύριων φορέων. Οι διαγώνιοι του δικτυώματος δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, είναι εκτός του επιπέδου της αλλά παράλληλες με αυτή και από τη μέσα μεριά.

Αξίζει να σημειωθεί πως στη μελέτη των δικτυωμάτων αγνοούνται οι θλιβόμενες διαγώνιοι γιατί σε αντίθετη περίπτωση ο έλεγχος έναντι λυγισμού θα επέβαλλε χρήση πολύ μεγάλων διατομών (αντιοικονομικό).

Τέλος πρέπει να αναφερθεί ότι πλήθος των πλευρικών συνδέσμων δυσκαμψίας είναι όσο και των συνδέσμων δυσκαμψίας στέγης. Οι πλευρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας πρέπει να διατάσσονται στα ίδια φατνώματα με τους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης, αφού αποτελούν ουσιαστικά στηρίξεις αυτών.

2.7 ΜΟΡΦΩΣΗ ΕΠΙΚΑΛΥΨΗΣ

Με τον όρο επικάλυψη εννοούμε τα φύλλα με τα όποια επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς ακυρωθεί επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρικής επένδυσης) τις πιέσεις και υποπιέσεις που εξασκούν ο άνεμος ή άλλα φορτία. Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτουμένη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχειά του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς τον οποίο μεταφέρουν τα φορτία.

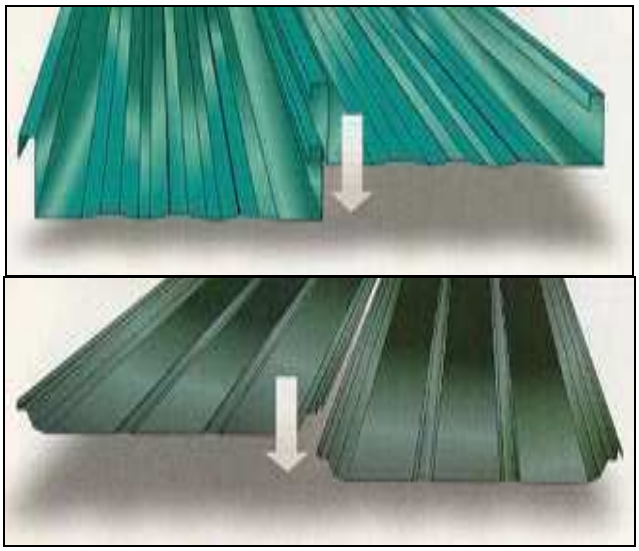
Δύο είναι οι κύριες μορφές των φύλλων επικάλυψης που κυκλοφορούν στο εμπόριο:

α. Η ‘απλή’ μορφή φύλλων επικάλυψης, αποτελούμενη από ένα μόνο προκατασκευασμένο πτυχωτό χαλυβδόφυλλο με προφίλ κυματοειδές ή τραπεζοειδές, το οποίο είναι συνήθως γαλβανισμένο για προστασία έναντι σκωρίασης.

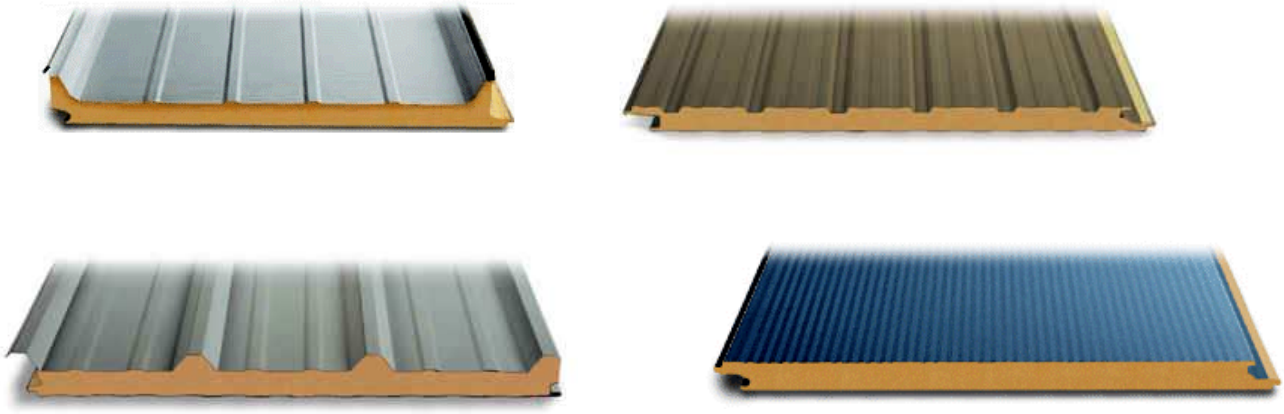
β. Τα θερμό-ηχομονωτικά προκατασκευασμένα φύλλα επικάλυψης, των οποίων η γενική μορφή είναι ένα σκληρό στρώμα πολυουρεθανίου (θερμο-ηχομονωτικό υλικό) πάχους 30mm έως 80mm, με επικάλυψη φύλλου αλουμινίου στην εξωτερική πλευρά και επικάλυψη φύλλου χάλυβα στην εσωτερική.

Οι τύποι των φύλλων επικάλυψης που φαίνονται στα σχήματα 2.7 και 2.8 χρησιμοποιούνται τόσο για επιστεγάσματα, όσο και για πλαγιοκαλύψεις. Το τι τύπος φύλλου επικάλυψης θα χρησιμοποιηθεί σε κάθε έργο εξαρτάται από τις απαιτήσεις σε θερμομόνωση και ηχομόνωση, που είναι συνάρτηση του μέρους στο οποίο κατασκευάζεται, αλλά και από τις απαιτήσεις και την οικονομική δυνατότητα του κύριου του έργου. Προφανώς τα συνθετότερα φύλλα επικάλυψης έχουν και το ανάλογο αυξημένο κόστος.

Στην Ελλάδα υπάρχουν αρκετές βιομηχανίες παραγωγής τυποποιημένων ‘πάνελς’. Όλες οι βιομηχανίες παραγωγής επιστεγασμάτων υποχρεούνται να διαθέτουν τα προϊόντα τους με πιστοποιήσεις και συγκεκριμένες προδιαγραφές υλικών, αλλά και με πίνακες των τεχνικών χαρακτηριστικών τους.



Σχήμα 2.7: Απλή μορφή φύλλων επικάλυψης, προκατασκευασμένα πτυχωτά χαλυβδόφυλλα



Σχήμα 2.8: Προκατασκευασμένα θερμομονωτικά φύλλα επικάλυψης

Τα φύλλα επικάλυψης παράγονται συνήθως σε λωρίδες πλάτους 1m και μήκους το πολύ 12m. Οι διαστάσεις αυτές προκύπτουν, εκτός των άλλων, και για λειτουργικούς λόγους, ώστε να είναι εύκολη η φορτοεκφόρτωσή τους στα οχήματα μεταφοράς και η ανέγερσή τους από τα συνεργεία.

Τα φύλλα επικάλυψης έχουν, κατά μήκος της μεγάλης τους διάστασης, διαμορφωμένες υποδοχές (κρυφές ή φανερές) και από τις δύο τους πλευρές για εύκολη συναρμογή μεταξύ τους στο εργοτάξιο.

Στο υπόστεγο που μελετάται στην παρούσα εργασία, θα χρησιμοποιηθούν θερμομονωτικά πανέλλα ίδιου τύπου τόσο για τα επιστεγάσματα, όσο και για τις πλαγιοκαλύψεις, για τα οποία ισχύουν:

α. Ίδιο βάρος: $20.00\frac{kg*}{m^2} \cong 0.20\frac{kN}{m^2}$.

β. Οι συνδέσεις που θα επιλεγούν είναι δύσκαμπτες συνδέσεις, των πανέλλων μεταξύ τους αλλά και με τις διαδοκίδες, υλοποιούμενες με αυτοδιατρούμενους κοχλίες.

2.8 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ - ΓΕΝΙΚΑ

Το SOFISTIK ήταν το βασικό πρόγραμμα ανάλυσης, σχεδιασμού και διαστασιολόγησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας που περιλαμβάνει τη μελέτη ενός μεταλλικού υποστέγου. Το SOFISTIK αποτελεί ένα λογισμικό πρόγραμμα ανάλυσης, σχεδιασμού και διαστασιολόγησης έργων αρμοδιότητας Πολιτικού Μηχανικού. Είναι δυνατός ο υπολογισμός των παραπάνω με στατική ή δυναμική ανάλυση, μη γραμμικότητα υλικού (ελαστοπλαστικότητα, ρηγμάτωση) και γεωμετρίας (θεωρία 2ης, 3ης τάξεως), καθώς και μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Η διαστασιολόγηση περιλαμβάνει οπλισμένο, προεντεταμένο σκυρόδεμα και ελέγχους σιδηρών κατασκευών σύμφωνα με Ευρωκώδικα, Γερμανικούς και άλλους διεθνείς κανονισμούς.

Παρακάτω γίνεται παράθεση των βασικών υποπρογραμμάτων που χρησιμοποιήθηκαν ενώ παράλληλα αναλύεται και επεξηγείται ο σχεδιασμός και η ανάλυση της παρούσας κατασκευής.

2.9 ΕΠΙΛΟΓΗ ΥΛΙΚΩΝ - ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Σε όλο το υπόστεγο επιλέχθηκε ως κύριο δομικό υλικό χάλυβας ποιότητας **S235 (**$f_y = 235N/mm^2$**).** Ο χάλυβας χρησιμοποιείται ουσιαστικά για την απόκτηση εύκαμπτων κατασκευών, για επίτευξη μεγαλύτερης ακαμψίας μπορούν να ενσωματωθούν στο χαλύβδινο σκελετό διαγώνιοι σύνδεσμοι, όπως έγινε και στην παρούσα κατασκευή.

Πέραν της μεταλλικής κατασκευής το κτίριο περιλαμβάνει και θεμελίωση από οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας **C20/25** **(** $f_{ck} = 30N/mm^2$**)** με ποιότητα χάλυβα οπλισμού S500.

Η εισαγωγή των δεδομένων που αφορούν την ποιότητα των ανωτέρω υλικών καθώς και τον καθορισμό των τυποποιημένων διατομών, έγινε μέσω της υπορουτίνας **AQUA**. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι επιλεχθείσες διατομές καθώς και η αντίστοιχη αρίθμησή τους στο πρόγραμμα:

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	ΤΥΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΡΙΘΜΗΣΗ ΣΕ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ
Υποστυλώματα	HEB 320	No1
Κύριοι δοκοί	IPE 500	No2
Δοκοί κορφιά	IPE 300	No3
Δευτερεύουσες δοκοί	IPE 300	No3
Κατακόρυφα χιαστί	SH 100x100x5	No4
Οριζόντια χιαστί	L 60x60x6	No5
Πεδιλοδοκοί ισογείου Β/Η	Οπλισμένο σκυρόδεμα 25x60	No6
Πεδιλοδοκοί ισογείου Β/Η/ΒΟ/ΗΟ	Οπλισμένο σκυρόδεμα 50x100x150x65	No7

2.10 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ

Μέσω της υπορουτίνας **GENF** έγινε ο ορισμός της γεωμετρίας του φορέα, εισάγοντας αρχικά τις συντεταγμένες των κόμβων και στην συνέχεια προχωρώντας στον καθορισμό των δοκών και στύλων του φορέα. Η κατασκευή είναι ένα μονώροφο κτίριο, διαστάσεων $30^m \times 20^m$ και ύψος $9{,}5^m$. Το ύψος του ισογείου είναι $8{,}00^m$. Με βάση αυτά τα δεδομένα έγινε ο σχεδιασμός της κατασκευής.

2.10.1 Ομαδοποίηση Αρίθμησης Κόμβων και Μελών Φορέα

Στους παρακάτω πίνακες γίνεται επεξήγηση της αρίθμησης των κόμβων, δοκών και στύλων του φορέα.

Η αρίθμηση των κόμβων ξεκινάει από το επίπεδο του δαπέδου του ισογείου και είναι η εξής:

ΕΠΙΠΕΔΟ	Αρίθμηση
Δάπεδο ισογείου	Από 1 έως 12
Οροφή ισογείου	Από 101 έως 112
Κορφιάς	Από 201 έως 206

Η αρίθμηση των δοκών ξεκινάει από το επίπεδο του δαπέδου του ισογείου και είναι η εξής:

ΕΠΙΠΕΔΟ	Αρίθμηση δοκών κατά τον άξονα Χ	Αρίθμηση δοκών κατά τον άξονα Ψ
Δάπεδο ισογείου	Από 1 έως 10	Από 11 έως 16
Οροφή ισογείου	Από 101 έως 110	Από 2001 έως 2012
Κορφιάς	Από 201 έως 205	

Η αρίθμηση των στύλων ξεκινάει από το επίπεδο του δαπέδου του ισογείου και είναι η εξής:

ΕΠΙΠΕΔΟ	Αρίθμηση
Στύλοι ισογείου	Από 1001 έως 1012

Η αρίθμηση των κάθετων χιαστί συνδέσμων ξεκινάει από το επίπεδο του δαπέδου του ισογείου και είναι η εξής:

ΕΠΙΠΕΔΟ	Αρίθμηση
Χιαστί σύνδεσμοι ισογείου	Από 10001 έως 10008

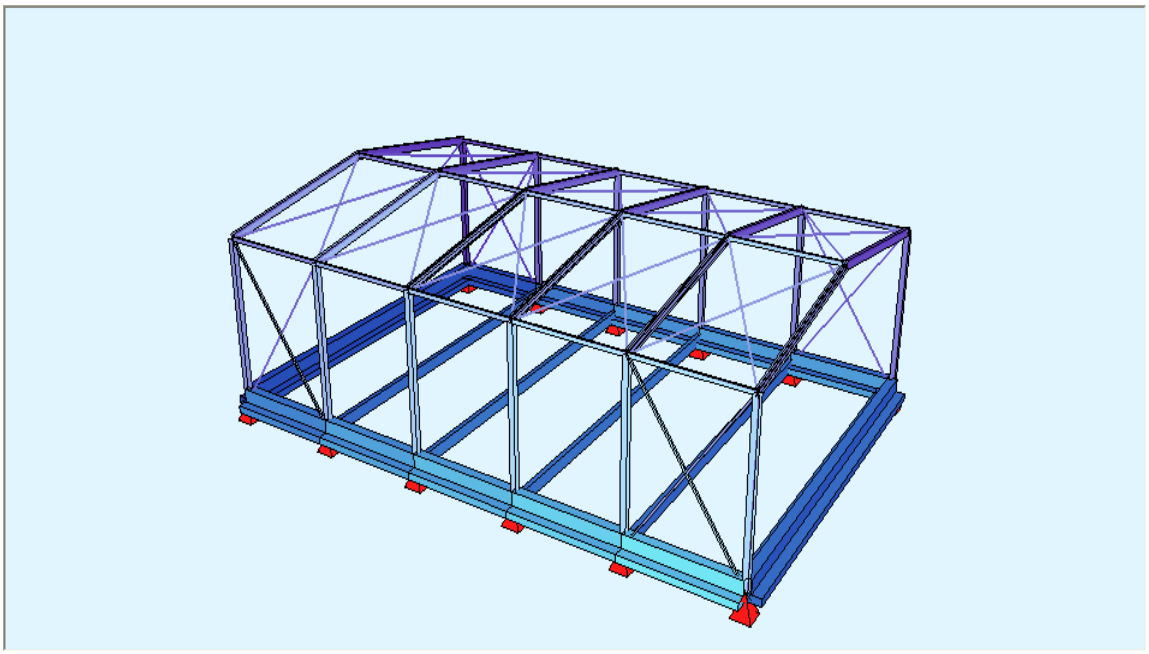
Η αρίθμηση των οριζόντιων χιαστί συνδέσμων, που εξασφαλίζουν την διαφραγματική λειτουργία ορόφων , ξεκινάει από το επίπεδο οροφής ισογείου και είναι η εξής:

ΕΠΙΠΕΔΟ	Αρίθμηση
Χιαστί σύνδεσμοι οροφής ισογείου	Από 20001 έως 20020

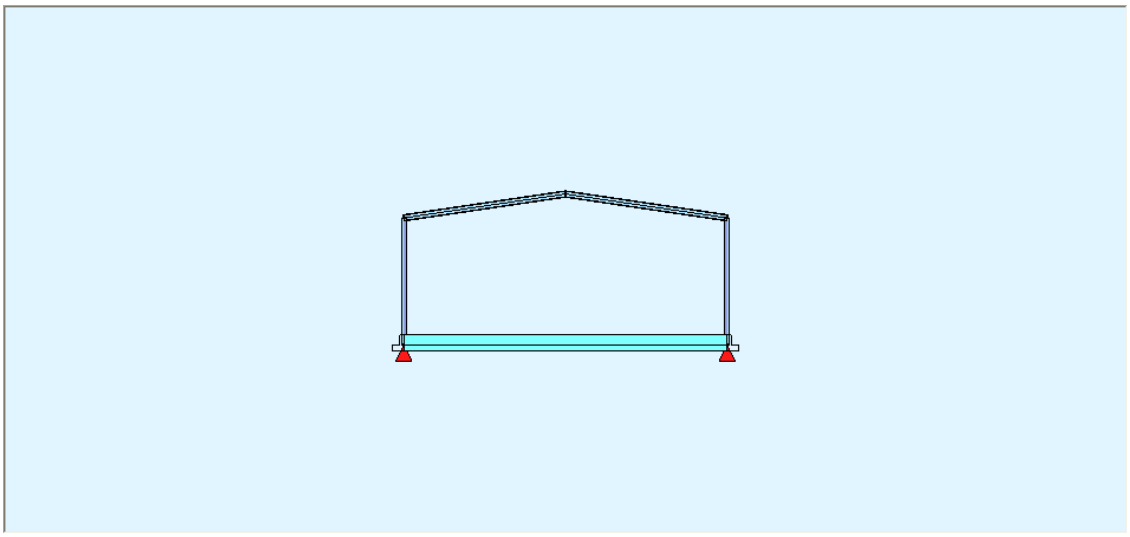
2.10.2 Μόρφωση Φορέα

Στο στάδιο αυτό, και μετά τις υπορουτίνες **AQUA** και **GENF**, έχει ουσιαστικά μορφωθεί ο φορέας. Κύριο χαρακτηριστικό της κατασκευής είναι οι κάθετοι χιαστί σύνδεσμοι στις γωνίες που παραλαμβάνουν και μεταφέρουν στο έδαφος τα οριζόντια φορτία μιας κατασκευής (ανεμοπίεση , σεισμός). Επίσης

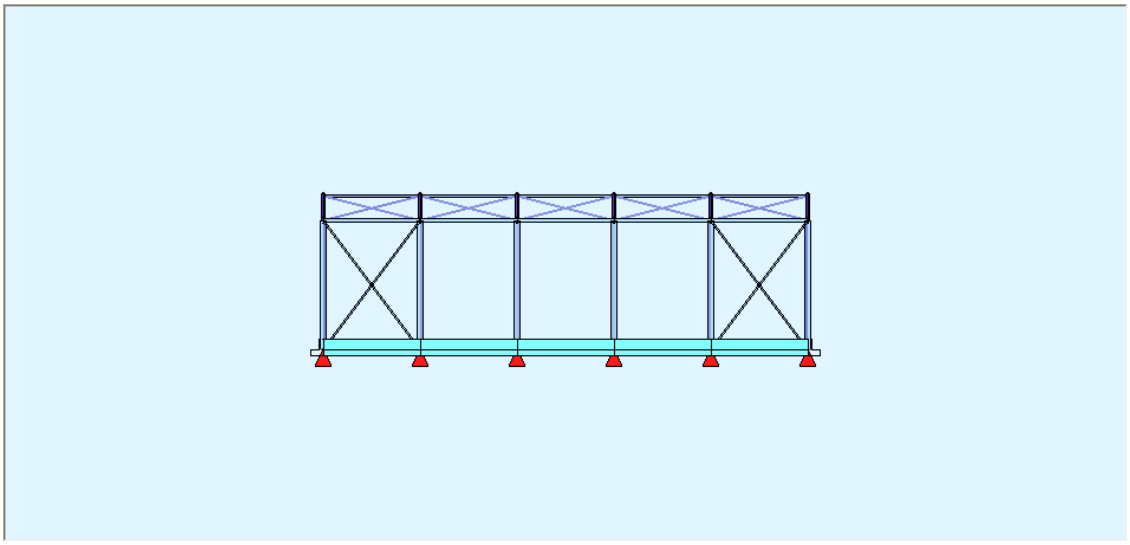
τοποθετήθηκαν στις οροφές οριζόντιοι χιαστοί σύνδεσμοι που εξασφαλίζουν την διαφραγματική λειτουργία της κατασκευής. Παρακάτω φαίνονται οι βασικές όψεις του κτιρίου.



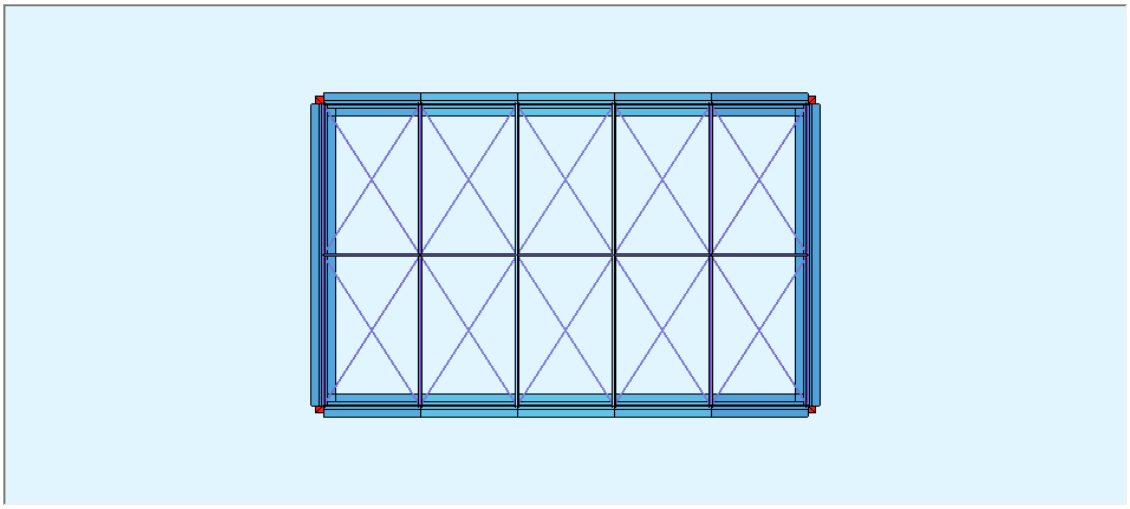
Σχήμα 2.9 :Προοπτική απεικόνιση του μεταλλικού πλαισίου



Σχήμα 2.10: Όψη πλαισίου κατά Χ



Σχήμα 2.11: Όψη πλαισίου κατά Ψ



Σχήμα 2.12: Κάτοψη πλαισίου

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3ο

ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

3.1 ΦΟΡΤΙΑ – ΓΕΝΙΚΑ

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατή με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

1 Τα Μόνιμα Φορτία (Dead Loads)

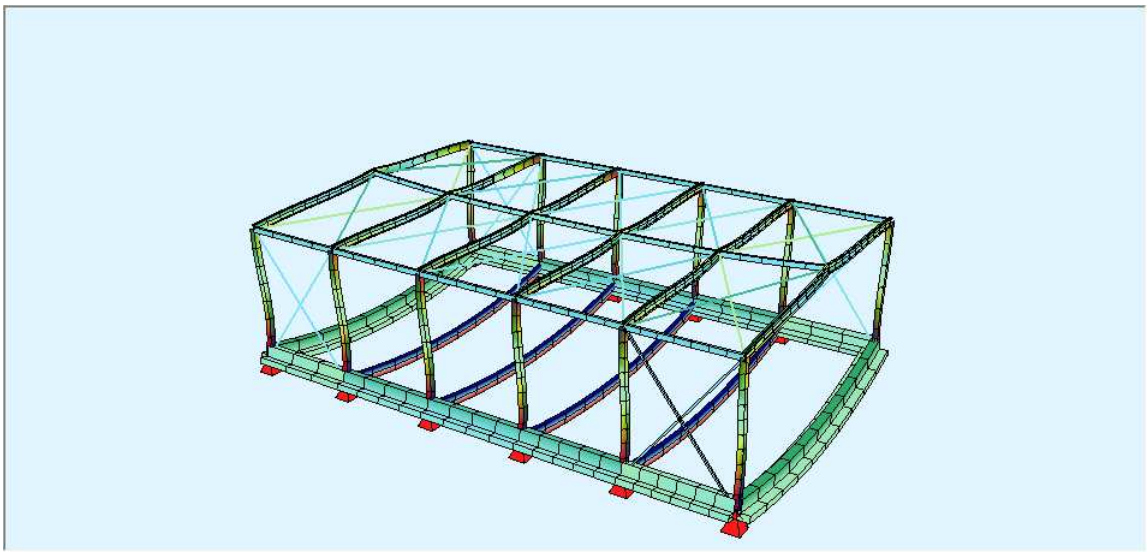
2 Τα Κινητά Φορτία (Live Loads)

3 Τα Τυχηματικά Φορτία (Accidental Loads).

Στο συγκεκριμένο πρόγραμμα η εισαγωγή των δεδομένων που αφορούν τα μόνιμα και κινητά φορτία του φορέα έγινε με την υπορουτίνα **STAR2**.

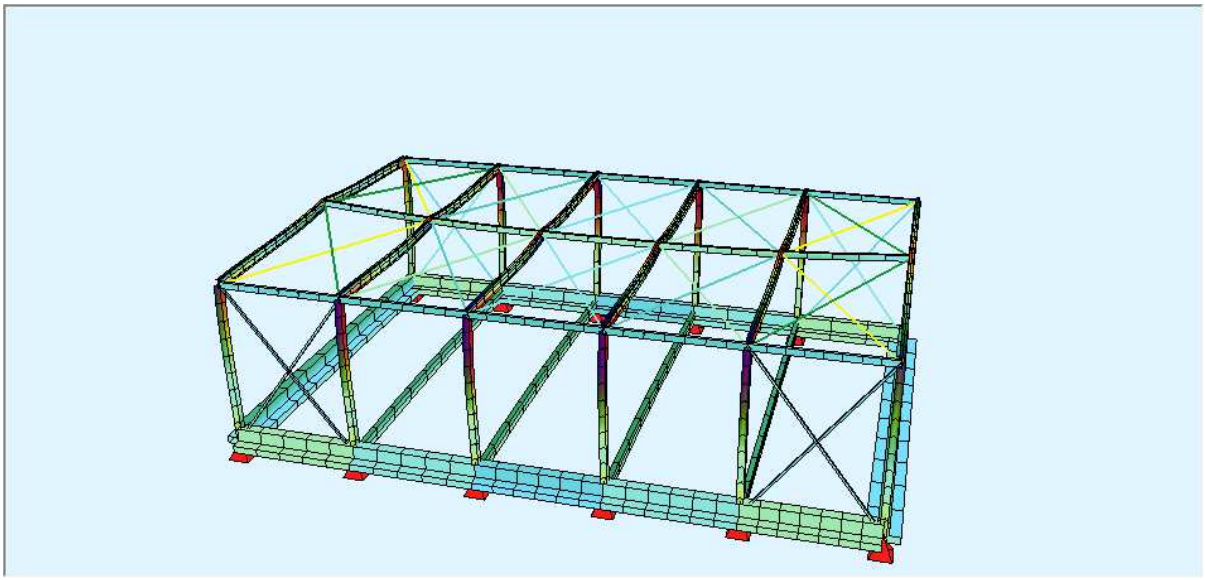
3.2 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

Το Μόνιμο ή Νεκρό φορτίο είναι ένα φορτίο σταθερής διεύθυνσης, γιατί ενεργεί συνεχώς επί της κατασκευής με κατεύθυνση το κέντρο της γης, δηλαδή είναι στατικό φορτίο. Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνεται το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ΄ αυτής κατά τη διάρκεια της ζωής της (π.χ. μονώσεις, επιστρώσεις, τοίχοι). Στην ανάλυση εκτιμήθηκε μόνιμο φορτίο κατασκευής **0,35 KN/m^2** βάση των διατομών και των διαστάσεων της κατασκευής. Παρακάτω παρουσιάζεται η εικόνα της παραμόρφωσης από μόνιμα φορτία όπως αυτή υλοποιήθηκε στο SOFISTIK.



3.3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ - ΓΕΝΙΚΑ

Τα Κινητά ή Μεταβλητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν, όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε λειτουργία, και μεταβάλλονται ως προς τη θέση και το μέγεθός τους. Αυτά μπορεί να έχουν μόνιμο ή και παροδικό χαρακτήρα. Στα κτίρια τα φορτία αυτά λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Στα κινητά φορτία βαρύτητας περιλαμβάνονται άτομα, έπιπλα, αποθηκευμένα αντικείμενα κ.λ.π. Στην ανάλυση εκτιμήθηκαν, βάση του σκοπού της λειτουργίας του κτιρίου κινητά φορτία ορόφων **0,50 KN/m^2**. Παρακάτω παρουσιάζεται η εικόνα της παραμόρφωσης από κινητά φορτία όπως αυτή υλοποιήθηκε στο SOFISTIK.



Τα υπόλοιπα κινητά φορτία που θεωρούμε πως καταπονούν την κατασκευή είναι το χιόνι, η ανεμοπίεση και οι σεισμικές δυνάμεις που αναλύονται παρακάτω.

3.4 ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ

3.4.1 Υπολογισμός σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα

3.4.1.1Γενικά

Το φορτίο του χιονιού θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης, κατατάσσεται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις και υπολογίζεται σύμφωνα με το ***Μέρος 1 EC 1***. Σε πολύ ειδικές περιπτώσεις (ακραίες τιμές χιονόπτωσης εκτός στατιστικών δεδομένων) τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται ως τυχηματικές δράσεις.

Τα φορτία αυτά έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης και δεν λαμβάνουν υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή του χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση, ενώ αναφέρονται σε κτίρια και γενικότερα σε έργα

Πολιτικού Μηχανικού, που κατασκευάζονται σε περιοχές με υψόμετρα κάτω των 1500m. Για τις περιοχές εκείνες όπου επικρατούν ιδιαίτερες κλιματολογικές συνθήκες (όπως υψηλές ταχύτητες ανέμου, λιώσιμο του χιονιού) στον ***EC 1*** προβλέπονται ειδικές διατάξεις και συντελεστές ***(Παράρτημα Β)***.

Το ***Μέρος 2-3 του EC 1*** δεν καλύπτει τις ακόλουθες περιπτώσεις, οι οποίες είναι δυνατό να λάβουν χώρα και μπορεί να αποτελέσουν αίτια μερικής ή και ολικής αστοχίας της κατασκευής:

α. Φορτία από την πτώση χιονιού λόγω ολίσθησης από υψηλότερη προς χαμηλότερη στέγη.

β. Φορτία τα οποία μπορεί να προκύψουν από το φράξιμο των αποχετευτικών ή αποστραγγιστικών συστημάτων λόγω χιονιού ή πάγου.

γ. Πρόσθετα φορτία ανεμοπίεσης που μπορεί να προκύψουν από την αλλαγή του σχήματος ή των διαστάσεων της κατασκευής λόγω της παρουσίας χιονιού ή πάγου.

δ. Φορτία πάγου.

ε. Πλευρική φόρτιση λόγω χιονιού.

ζ. Αύξηση των φορτίων λόγω μεγάλης έντασης βροχόπτωσης πάνω στο χιόνι.

3.4.1.2 Προσομοίωση του φορτίου χιονιού

Για τον υπολογισμό της έντασης που προκαλείται στην κατασκευή λόγω χιονόπτωσης, είναι σύνηθες να μελετάται η ομοιομορφία του χιονιού που έχει συσσωρευτεί κάτω από ήπιες καιρικές συνθήκες, το σχήμα της μορφής της στέγης και το σχήμα της χιονοστιβάδας που έχει δημιουργηθεί υπό συνθήκες ανέμου.

Το φορτίο του χιονιού **(s)**, όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω, θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης. Επιπλέον θεωρούμε ότι το φορτίο δημιουργείται από εναποθέσεις διαφόρων σχημάτων και δεν ερμηνεύονται ως τοπικές ανομοιομορφίες εξ' αιτίας κάποιας τεχνητής μετακίνησης ή της διασποράς του χιονιού στην στέγη.

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

Τελικά όμως για την εκτίμηση του φορτίου χιονιού συνήθως θεωρείται αρχικά το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή του φορτίου λόγω χιονόπτωσης προκύπτει για συνθήκες όπου επικρατούν άνεμοι.

3.4.1.3 Φορτίο χιονιού (s) σε στέγες

Με βάση λοιπόν τις πιο πάνω παραδοχές, το φορτίο του χιονιού στη στέγη της εκάστοτε κατασκευής υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \left[kN/m^2\right] \quad \text{.....} \quad (3.1)$$

όπου: μ_i είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού.

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης στις καιρικές επιδράσεις, ο οποίος συνήθως λαμβάνει την τιμή 1.0, εκτός εάν μπορεί να εκτιμηθεί καλύτερα για περίπτωση ισχυρών ανέμων οπότε μπορεί να ληφθεί μικρότερος της μονάδας.

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος συνήθως λαμβάνει την τιμή 1.0 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης, μπορεί όμως να λάβει και μικρότερες τιμές αρκεί να ληφθεί υπ' όψη η επιρροή των απωλειών θερμότητας μέσω της στέγης.

s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους $\left(kN/m^2\right)$, (βλέπε ***EC1 – Μέρος 2-3 / Παράρτημα Α***).

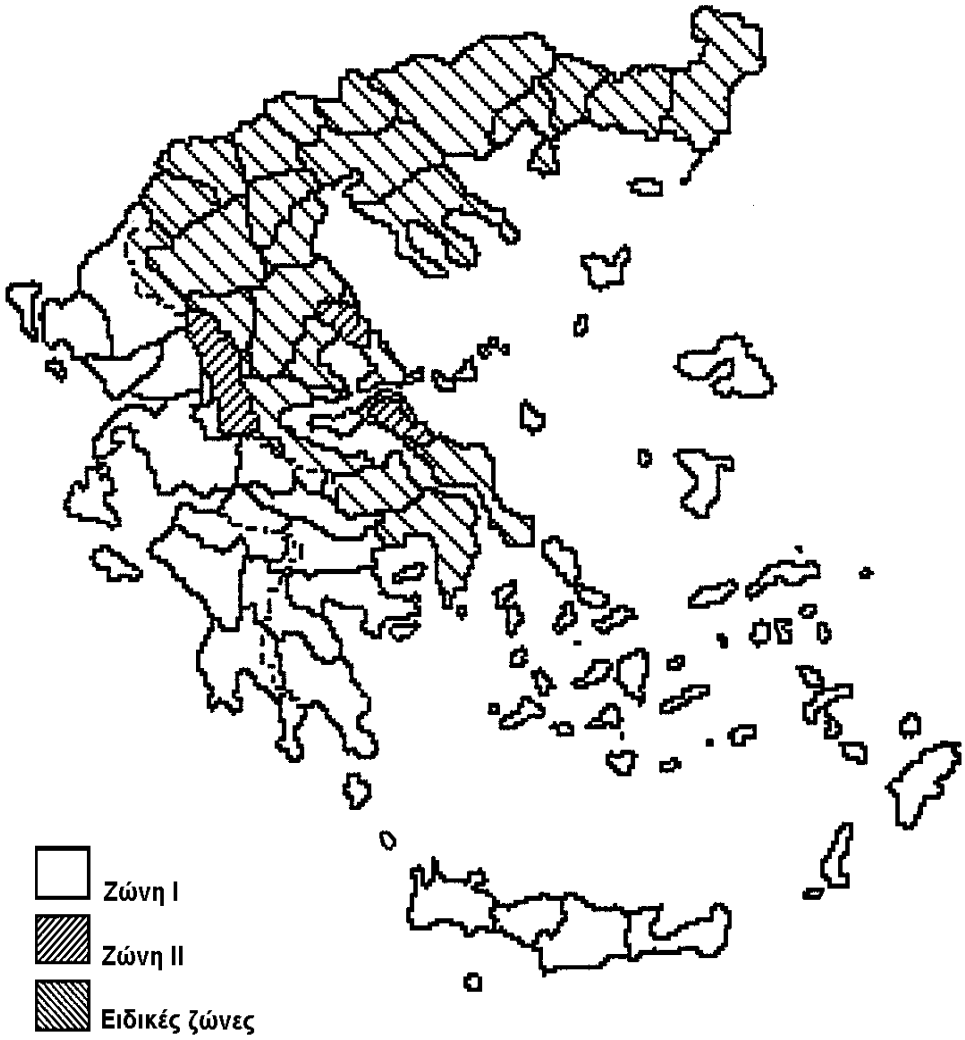
3.4.1.3.1 Προσδιορισμός της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού ($s_κ$) επί του εδάφους:

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης οι τιμές του s_k δίνονται στο ***Παράρτημα Α*** του ***EC 1 - Μέρος 2-3*** και ειδικότερα για την Ελλάδα σύμφωνα με το ***Παράρτημα*** αυτό, το οποίο είναι πληροφοριακό, ισχύουν τα ακόλουθα :

α. Υπάρχουν δύο ζώνες χιονιού και μια ειδική ζώνη, όπως φαίνεται και στο χάρτη του σχήματος 3.1.

β. Για κάθε ζώνη και ανάλογα με το υψόμετρο της περιοχής, ισχύουν οι χαρακτηριστικές τιμές s_k που αναφέρονται στους πίνακες 3.1 και 3.2.

- Στην ειδική ζώνη θα πρέπει ο μελετητής να παίρνει τη γνώμη ειδικού και να συλλέγει στοιχεία από τις κατά τόπους αρμόδιες υπηρεσίες σε ότι αφορά το ύψος της χιονόπτωσης.



Σχήμα. 3.1: Ζώνες χιονοπτώσεως στον Ελλαδικό χώρο, κατά EC1.

ΖΩΝΗ I

Περιοχές : Πελοπόννησος, Δυτική Στερεά, Ήπειρος, Νησιά (εκτός από περιοχές με υψόμετρο μεγαλύτερο των 600m στα νησιά Εύβοια και Κρήτη).

Υψόμετρο*	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
s_k **	0.22	0.27	0.33	0.39	0.47	0.57	0.68	0.82	0.9	1.19	
* Υψόμετρο εδάφους σε μέτρα (m) ** Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού σε (kN/m^2)											

Πίνακας 3.1 : Χαρακτηριστικές τιμές φορτίου χιονιού επί του εδάφους, στη Ζώνη I

ΖΩΝΗ II

Περιοχές : Θράκη, Ανατολική Στερεά, Μακεδονία, Θεσσαλία, Εύβοια και Κρήτη (για υψόμετρα μεταξύ 600m και 1000m στα νησιά Εύβοια και Κρήτη).

Υψόμετρο*	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
s_k **	0.44	0.52	0.62	0.73	0.86	1.01	1.19	1.41	1.67	1.97	

Πίνακας 3.2. : Χαρακτηριστικές τιμές φορτίου χιονιού επί του εδάφους, στην Ζώνη ΙΙ

3.4.1.3.2 Προσδιορισμός του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού (μ_i)

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή μορφής λαμβάνονται υπόψη τρεις μορφές κατανομής φορτίου:

α. Η πρώτη μορφή προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου.

β. Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μια αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη προς την υπήνεμη πλευρά της στέγης).

γ. Η τρίτη μορφή προκύπτει από ανακατανομή του χιονιού στα υψηλότερα τμήματα του κτιρίου (λόγω ολίσθησης).

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή σχήματος φορτίου χιονιού (μ_i) θα πρέπει να χρησιμοποιούνται οι τιμές που δίνονται στο ***Κεφάλαιο 7 του EC 1 1991-2-3:1995.***

Σε περίπτωση που οι κλιματολογικές συνθήκες σε μια περιοχή είναι ιδιάζουσες επιβάλλεται να γίνει χρήση του ***Παραρτήματος Β του EC 1 1991-2-3:1995***.

Ο συντελεστής σχήματος φορτίου εξαρτάται από τη μορφή και τη γεωμετρία της στέγης, δηλαδή από το εάν ή στέγη είναι:

α. Κεκλιμένη (μονοκλινής, δικλινής ή πολυκλινής)

β. Επαναλαμβανόμενη

γ. Κυλινδρική

δ. Με απότομες αλλαγές υψών μεταξύ διαδοχικών στεγών

ε. Με προβόλους ή άλλου τύπου εμπόδια

Ο συντελεστής σχήματος φορτίου υπολογίζεται θεωρώντας ως δεδομένο ότι ο συντελεστής εκθέσεως στις καιρικές συνθήκες **(**C_e**)** είναι ίσος με **1.0**, αλλά και ότι ο θερμικός συντελεστής **(**C_t**)** θεωρείται ίσος με **1.0**, για συνήθεις θερμικές μονώσεις στέγης.

Θα πρέπει να αναφέρουμε ότι μείωση στο φορτίο χιονιού μπορεί να επιτραπεί εφ' όσον εισαχθούν τιμές, τόσο για το συντελεστή εκθέσεως όσο και για το θερμικό συντελεστή, μικρότερες από **1.0**, λαμβάνοντας υπόψη μας την επίδραση ποικιλόμορφων συνθηκών ανέμου και την επίδραση απωλειών θερμότητας από τη στέγη, αντίστοιχα.

Παρακάτω αναφέρονται οι περιπτώσεις υπολογισμού του συντελεστή σχήματος φορτίου χιονιού για κεκλιμένες και δικλινείς στέγες αντίστοιχα :

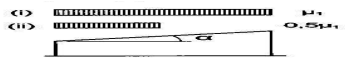
α . Προσδιορισμός του συντελεστή μορφής χιονιού σε μονοκλινείς στέγες

Στο Σχήμα 3.2 φαίνονται οι προβλεπόμενες διατάξεις για το συντελεστή μορφής σε μονοκλινείς στέγες. Η περίπτωση (i) αντιστοιχεί σε ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια ενώ η (ii) αντιστοιχεί σε φόρτιση του δυσμενέστερου μισού τμήματος της στέγης.

Οι συντελεστές μορφής δίνονται στο παρακάτω πίνακα για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης όταν η ολίσθηση του χιονιού δε παρεμποδίζεται.

Κλίση στέγης	$0^o \le a \le 30^o$	$30^o < a < 60^o$	$60^o \le a$
Συντελεστής μορφής μ_1	0.8	0.8(60-α)/30	0,0

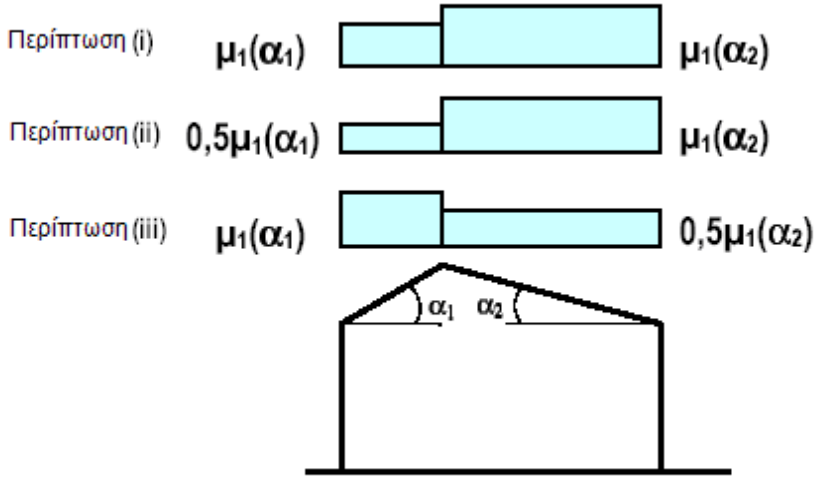
Πίνακας 3.3 : Χαρακτηριστικές τιμές του συντελεστή μορφής μ_1 ανάλογα με την κλίση της στέγης



Σχήμα 3.2: Συντελεστής μορφής σε μονοκλινής στέγες.

β. Προσδιορισμός του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού (μ_i) σε δικλινείς στέγες με ελεύθερη ολίσθηση χιονιού

Οι τιμές του συντελεστή μορφής του φορτίου χιονιού, σε δικλινείς στέγες, δίνονται στον πίνακα 3.3 για διάφορες τιμές της γωνίας 'α' της στέγης. Θεωρείται ως δεδομένο ότι το χιόνι δεν εμποδίζεται να ολισθήσει από την σκεπή. Αν η κατάντη παρειά της στέγης καταλήγει σε προπέτασμα, φράχτη ή άλλο εμπόδιο τότε ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού δεν θα πρέπει να μειώνεται πέραν του 0,8. Επιπλέον, θα λαμβάνεται υπ' όψη κατά τους υπολογισμούς η δυσμενέστερη από τις ταξινομήσεις του φορτίου, περιπτώσεις i έως iv όπως φαίνονται στο σχήμα 3.3.



Σχήμα 3.3: Συντελεστής μορφής σε δικλινείς στέγες

3.4.2 Υπολογισμός σύμφωνα με Ελληνικό Κανονισμό

3.4.2.1 Βάρος χιονιού

Αυτό κατ' αρχήν λαμβάνεται αναλόγως των τοπικών συνθηκών βάση του πίνακα 3.4.

α=	0^0	20^0	40^0	60^0	60^0
$P_{S=}$	125h	125h	90h	60h	0

Πίνακας 3.4 : Βάρος χιονιού συναρτήσει της γωνίας α και του h

α= Γωνία της στέγης ως προς τον ορίζοντα

$P_{S=}$ Βάρος χιονιού σε kg. Ανά m^2 οριζόντιας προβολής της στέγης

h= Μέγιστο πάχος σε μέτρα του στρώματος του χιονιού σε οριζόντια και ελεύθερη επιφάνεια. Ενδιάμεσες τιμές παρεμβάλλονται γραμμικώς. Όπου το h δεν είναι επαρκώς γνωστό, λαμβάνεται ίσο προς 0,50 m. Σε μεγάλα υψόμετρα ή θέσεις εξαιρετικά επιβαρυνόμενες από την πτώση χιονιού η τιμή αυτή αυξάνεται αναλόγως. Εάν η μορφή της στέγης προκαλεί μεγάλη τοπική συσσώρευση χιονιού αυξάνεται αναλόγως το αντίστοιχο φορτίο. Απαιτείται να λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό το ενδεχόμενο κανονικής ή μονόπλευρου φορτίσεως της στέγης από χιόνι.

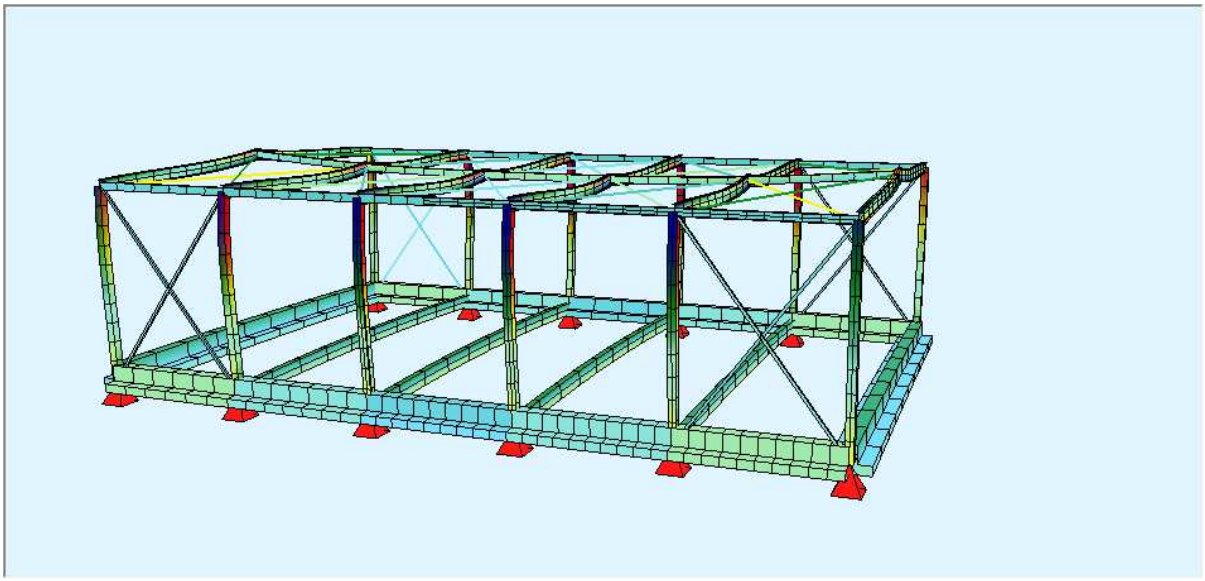
Στη περίπτωση μας για πάχος χιονιού 0,5m και για κλίση στέγης $8,53^o$ επιλύοντας τη σχέση 3.1. προκύπτει:

$$S_i, a_i = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,80 = 0,65 \left[kN / m^2 \right]$$

$$\mu_1, a_1 = \mu_1, a_2 = \mu_2, a_1 = \mu_2, a_2 = 0,8$$

Όμως λαμβάνεται, **S = 1,0** $\left(kN/m^2\right)$ σύμφωνα με τα δεδομένα της μελέτης.

Παρακάτω παρουσιάζεται η εικόνα της παραμόρφωσης από φορτία χιονιού όπως αυτή υλοποιήθηκε στο Sofistik.



3.5 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ

3.5.1 Υπολογισμός σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα

3.5.1.1Γενικά

Τα φορτία του ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις. Η συνολική απόκριση των κατασκευών, στη δράση του ανέμου, θεωρείται ως επαλληλία μιας 'βασικής' (που δρα ως οιονεί στατική) και μιας 'συντονιστικής' συνιστώσας (που δρα ως δυναμική).

Για τις περισσότερες κατασκευές η 'συντονιστική' συνιστώσα είναι πολύ μικρή και μπορεί να αγνοηθεί, με συνέπεια, ο υπολογισμός να γίνεται μόνο βάσει της πρώτης (βασικής συνιστώσας) μέσω της απλοποιημένης μεθόδου που προτείνεται στο ***Μέρος 2-4 του EC1***.

Απεναντίας, οι εύκαμπτες κατασκευές,(όπως καπνοδόχοι, πύργοι παρατήρησης, στοιχεία ανοικτών πλαισίων ή δικτυωμάτων, γέφυρες κ.λ.π.) πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αντέχουν στη δυναμική επιρροή της τυρβώδους ροής του ανέμου, η οποία είναι μεταβαλλόμενη συναρτήσει του χρόνου.

Γενικά η μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο Μέρος αυτό του **EC1** αφορά, επαρκώς δύσκαμπτες επιφάνειες ώστε να αμελούνται οι δυναμικές ταλαντώσεις που προκαλούνται από τον άνεμο. Στη γενική περίπτωση, ο άνεμος ασκεί πίεση προς την

προσήνεμη πλευρά και υποπίεση (αναρρόφηση) προς την υπήνεμη. Η δράση του ανέμου υπολογίζεται για κάθε προσβαλλόμενη επιφάνεια, η οποία μπορεί να είναι ολόκληρη η κατασκευή ή κάποια επιμέρους μέλη αυτής.

Οι δράσεις του ανέμου μεταβάλλονται με το χρόνο και δρουν άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής (πίεση) και έμμεσα στις εσωτερικές επιφάνειες αυτής (υποπίεση), μέσω του πορώδους των εξωτερικών επιφανειών.

Ενδέχεται επίσης, οι δράσεις του ανέμου να επιδρούν εμμέσως στις εσωτερικές επιφάνειες ανοικτών κατασκευών. Οι αναπτυσσόμενες πιέσεις προκαλούν δυνάμεις κάθετες στις επιφάνειες των κατασκευών ή των μεμονωμένων στοιχείων επένδυσης.

3.5.1.2 Μέθοδοι Υπολογισμού Φορτίων Ανέμου

Προκειμένου να πραγματοποιηθεί ο προσδιορισμός των φορτίων που προέρχονται από την ανεμοπίεση, προτείνονται από τον EC1 δύο μέθοδοι υπολογισμού :

α. απλή μέθοδος και

β. λεπτομερής μέθοδος

Η απλή μέθοδος εφαρμόζεται κυρίως σε κατασκευές οι οποίες δεν είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση, αλλά μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για κτίρια ή καπνοδόχους με ύψος μικρότερο των 200m, καθώς επίσης και για οδικές ή σιδηροδρομικές γέφυρες με άνοιγμα μικρότερο των 200m, με την προϋπόθεση, ότι $c_d < 1.2$ (όπου c_d: είναι ο συντελεστής δυναμικής απόκρισης της κατασκευής σε ανεμορριπή για ένταση εντός του επιπέδου ροής του ανέμου). Ο συντελεστής αυτός εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής (χάλυβα, σκυρόδεμα ή σύμμικτη), καθώς επίσης και από το ύψος και το πλάτος την κατασκευής, μπορεί δε να εκτιμηθεί με τη βοήθεια διαγραμμάτων.

Η λεπτομερής μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές οι οποίες είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση και ο δυναμικός συντελεστής c_d είναι μεγαλύτερος του 1,2. Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμόζεται σε κάθε περίπτωση, δίνοντας κάθε φορά τα πλέον ακριβή αποτελέσματα σε σχέση με την απλή μέθοδο. Συνιστάται δε να χρησιμοποιείται όταν $1,0 \leq c_d \leq 1,2$.

3.5.1.3 Πίεση λόγω ανέμου σε επιφάνειες

Οι σχέσεις της πίεσης του ανέμου, που ακολουθούν, ισχύουν για επιφάνειες αρκετά δύσκαμπτες, ώστε να μπορούν να αγνοηθούν τα φαινόμενα ταλάντωσης, λόγω συντονισμού, που προκαλούνται από τον άνεμο. Εάν η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα της ταλάντωσης μιας επιφάνειας είναι χαμηλή, η ταλάντωση μπορεί να έχει σημαντικές επιπτώσεις που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη. (Δεν καλύπτεται όμως η περίπτωση αυτή από το ***Μέρος 2-4 του EC1***

α. Εξωτερική πίεση (w_e)

Η πίεση του ανέμου (w_e) επί μιας εξωτερικής επιφάνειας της κατασκευής, υπολογίζεται μέσω της σχέσης (3.2).

$$w_e = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{pe} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.2)$$

Όπου: q_{ref} είναι η πίεση αναφοράς, που προκαλείται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου, η αντιστοιχούσα στη μέση ταχύτητα αναφοράς του ανέμου (χρησιμοποιείται ως χαρακτηριστική τιμή).

$c_e(z_e)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη του τη μορφολογία του εδάφους αλλά και το υψόμετρο z_e από την επιφάνεια του εδάφους. Ο συντελεστής αυτός τροποποιεί επίσης και τη μέση πίεση λαμβάνοντας υπ' όψη του και την τυρβώδη ροή.

c_{pe} είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης που ορίζεται στο ***Μέρος 2-4, Τμήμα 8 του EC1.***

$z_{(e,i)}$ είναι το ύψος αναφοράς, το οποίο ορίζεται στο ***Μέρος 2-4, Τμήμα 10 του EC1*** για τον καθορισμό του αντίστοιχου συντελεστή πίεσης και για το οποίο ισχύουν:

1/ $z = z_e$ για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης και

2/ $z = z_i$ για τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης.

Αξίζει να σημειωθεί πως το ύψος αναφοράς για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης (z_e) δεν είναι πάντα μονοσήμαντα ορισμένο και εξαρτάται από το εκάστοτε θεωρούμενο πλάτος της κατασκευής, ανάλογα με τη διεύθυνση πνοής του ανέμου. Επίσης, το ύψος αναφοράς για τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης, επίσης δεν είναι μονοσήμαντα ορισμένο και εξαρτάται από τη μορφή του εσωτερικού του κτιρίου. Πάντως, για κτίριο χωρίς εσωτερικά χωρίσματα και δάπεδα, το εσωτερικό ύψος αναφοράς (z_i) είναι το μέσο ύψος των ανοιγμάτων.

β. Πίεση αναφοράς ανέμου (q_{ref})

1/ Η πίεση αναφοράς του ανέμου (q_{ref}) υπολογίζεται από τη σχέση (3.3).

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2 \text{ [N/m}^2\text{]} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.3)$$

Όπου: v_{ref} είναι η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου.

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, η οποία επηρεάζεται από το υψόμετρο και εξαρτάται από τη θερμοκρασία και την αναμενόμενη βαρομετρική πίεση στην περιοχή κατά τη διάρκεια της καταιγίδας, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο ***Παράρτημα Α, Μέρος 2-4 του EC1***. Συνήθως η τιμή της πυκνότητας του αέρα λαμβάνεται ίση με $1.25 kg/m^3$.

2/ Ταχύτητα αναφοράς του ανέμου (v_{ref})

Η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου (v_{ref}) ορίζεται ως η μέση ταχύτητα δεκαλέπτου σε ύψος 10m από την επιφάνεια του εδάφους κατηγορίας ΙΙ .Έχει πιθανότητα υπέρβασης 2% ετησίως, με μέση περίοδο επαναφοράς 50 έτη. Προσδιορίζεται μέσω της σχέσης (3.4).

$$v_{ref} = C_{DIR} \cdot C_{TEM} \cdot C_{ALT} \cdot v_{ref,0} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.4)$$

Όπου: $v_{ref,0}$ είναι η βασική τιμή της ταχύτητας αναφοράς του ανέμου, όπως ορίζεται στο ***Παράρτημα Α, Μέρος 2-4 του EC1***.

C_{DIR} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.0, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο ***Παράρτημα Α***.

C_{TEM} είναι ο συντελεστής προσωρινότητας, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.0, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο ***Παράρτημα Α***.

C_{ALT} είναι ο συντελεστής υψομέτρου, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.0, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο ***Παράρτημα Α***.

Σύμφωνα με στοιχεία του ***Παραρτήματος Α, του EC1, Τμήμα 7*** (πληροφοριακό για τις συνθήκες της Ελλάδας), οι ζώνες στις οποίες χωρίζεται ο Ελλαδικός χώρος για τον προσδιορισμό της ταχύτητας αναφοράς του ανέμου είναι:

α/ Νησιά και παραθαλάσσια ζώνη της ηπειρωτικής χώρας σε βάθος 10 km από την θάλασσα έχουν: $v_{ref} = 36 m/s$.

β/ Υπόλοιπο της χώρας: $v_{ref} = 30 m/s$.

και για τις δύο ζώνες ισχύει: $C_{DIR} = 1.0$, $C_{TEM} = 1.0$, $C_{ALT} = 1.0$.

3/ Μέση ταχύτητα ανέμου (v_m)

Η μέση ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται μέσω της σχέσης (3.5) και βάσει της μεταβολής της, διαμορφώνεται και ο συντελεστής τραχύτητας στην περιοχή όπου θα κατασκευαστεί η εκάστοτε κατασκευή.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_t(z) \cdot v_{ref} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.5)$$

Όπου: v_{ref} είναι η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου.

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας.

$c_t(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης.

γ. Εσωτερική πίεση (w_i)

Η πίεση του ανέμου (w_i) επί μιας εσωτερικής επιφάνειας της κατασκευής, υπολογίζεται μέσω της σχέσης (3.6).

$$w_i = q_{ref} \cdot c_e(z_i) \cdot c_{pi} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.6)$$

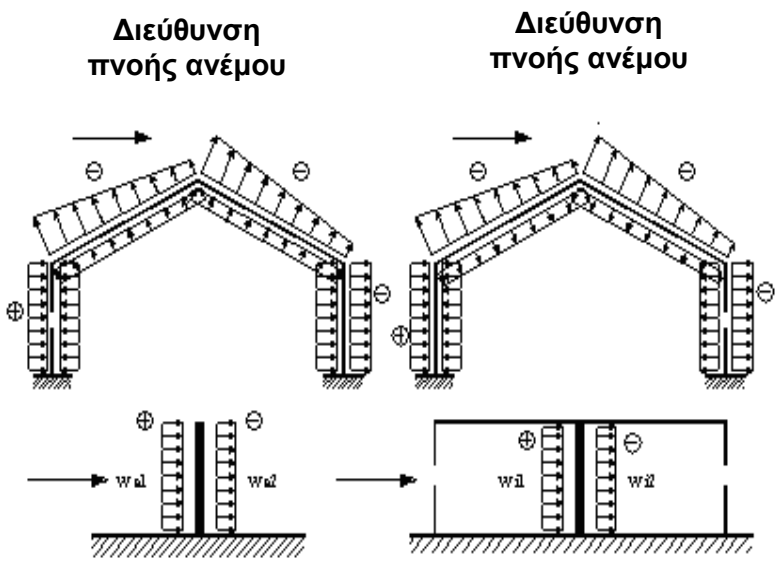
όπου: q_{ref} υπολογίζεται από τη σχέση (3.3)

$c_e(z_i)$ είναι ο συντελεστής εκθέσεως ανάλογος του $c_e(z_e)$ και υπολογίζεται βάσει της σχέσεως (3.9).

c_{pi} είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης ο οποίος ορίζεται στο μέρος 2-4, τμήμα 8 του EC1 (για κτίρια με ανοίγματα στους τοίχους).

δ. Τελική πίεση

Η τελική πίεση του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπ' όψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια του τοίχου ή του στοιχείου λαμβάνεται ως θετική (υπερπίεση), ενώ η αναρρόφηση (το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια του τοίχου ή του στοιχείου) λαμβάνεται ως αρνητική (υποπίεση). Στο σχήμα 3.4 φαίνονται μερικά παραδείγματα της σήμανσης της πίεσης.



Σχήμα 3.4: Προσήμανση των πιέσεων επί των επιφανειών

3.5.1.4 Δυνάμεις ανέμου

α. Συνολική δύναμη του ανέμου (F_w)

Η συνολική δύναμη του ανέμου (F_w), που ενεργεί επί μιας κατασκευής, ή τμήματος αυτής και με την προϋπόθεση ότι η κατασκευή δεν είναι ευαίσθητη σε δυναμική καταπόνηση (δηλαδή όταν c_d<1,2), δίνεται ως το άθροισμα των πιέσεων επί όλων των επιφανειών της και υπολογίζεται μέσω της σχέσης (3.7).

$$F_w = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_d \cdot c_f \cdot A_{ref} \quad \text{.....} \quad (3.7)$$

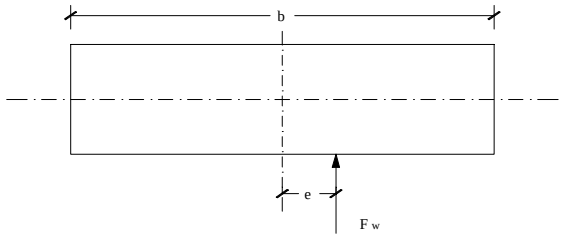
c_d είναι ο δυναμικός συντελεστής.

c_f είναι ο συντελεστής δύναμης.

A_{ref} είναι η επιφάνεια αναφοράς, μετρούμενη γενικά ως η προβολή της κατασκευής σε επίπεδο κάθετο προς τη διεύθυνση του ανέμου.

Για δικτυωτές κατασκευές και για κατακόρυφες κατασκευές υπό μορφή προβόλου για παράδειγμα υψηλά κτίρια, καπνοδόχοι, πύργοι, ιστοί κτλ με λυγηρότητα ύψος/πλάτος>2 και σταθερή διατομή, η δύναμη λόγω ανέμου υπολογίζεται με την σχέση 3.7 όπου αντί για τον όρο $\mathbf{z_e}$ έχουμε τον όρο $\mathbf{z_j}$ όπου ο όρος **j** αναφέρεται στα χαρακτηριστικά στοιχεία της επιμέρους επιφάνειας **Aj**, που βρίσκεται σε ύψος $\mathbf{z_j}$**.** Προκειμένου να ληφθούν υπόψη στρεπτικές καταπονήσεις που προέρχονται από αστάθμητους παράγοντες (π.χ. διεύθυνση πνοής ανέμου υπό

γωνία) η δύναμη του ανέμου (F_w) εφαρμόζεται με εκκεντρότητα e ίση με $e = b/10$, όπου b είναι η διάσταση της κατασκευής, η κάθετη προς τη διεύθυνση πνοής του ανέμου, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.5.



Σχήμα 3.5: Έκκεντρη δράση δύναμης ανέμου.

β. Δύναμη τριβής του ανέμου (F_{fr})

Εκτός των δυνάμεων που δρουν καθέτως προς τις επιφάνειες προσβολής της κατασκευής, και προκειμένου για κατασκευές με μεγάλες προσβαλλόμενες επιφάνειες, θα πρέπει να συνυπολογίζονται και οι δυνάμεις τριβής **(**F_{fr}**)**, οι οποίες δρουν εφαπτομενικά στην εκάστοτε επιφάνεια προσβολής και ενδέχεται να είναι σημαντικές. Οι δυνάμεις τριβής υπολογίζονται μέσω της σχέσης (3.8).

$$F_{fr} = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{fr} \cdot A_{fr} \quad \text{.....} \quad (3.8)$$

όπου: q_{ref} υπολογίζεται από τη σχέση (4.3)

$c_e(z_e)$ ορίζεται στη συνέχεια

c_{fr} είναι ο συντελεστής τριβής.

A_{fr} είναι η επιφάνεια τριβής.

3.5.1.5 Συντελεστές

3.5.1.5.1 Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$

Ο συντελεστής έκθεσης υπολογίζεται μέσω της σχέσης:

$$c_e(z) = c_r^2(z) \cdot c_t^2(z) \cdot [1 + 2 \cdot g \cdot I_v(z)] \quad \text{.....} \quad (3.9)$$

Όπου: z Είναι το εκάστοτε θεωρούμενο ύψος αναφοράς και διακρίνεται σε:

α. z_e, όταν μιλάμε για εξωτερική πίεση.

β. z_i, όταν μιλάμε για εσωτερική πίεση (για κτίρια όμοια με αυτό που εξετάζουμε συνήθως είναι το μέσο ύψος των ανοιγμάτων)

g είναι ο συντελεστής αιχμής (μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 3.5 για κατασκευές με δυναμικό συντελεστή $c_d \rangle 1$)

Και είναι ο συντελεστής που δίνεται από τη σχέση (3.10) και λαμβάνει υπόψη του την ένταση των στροβιλισμών:

$$I_v(z) = \frac{k_T}{c_r(z) \cdot c_t(z)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.10)$$

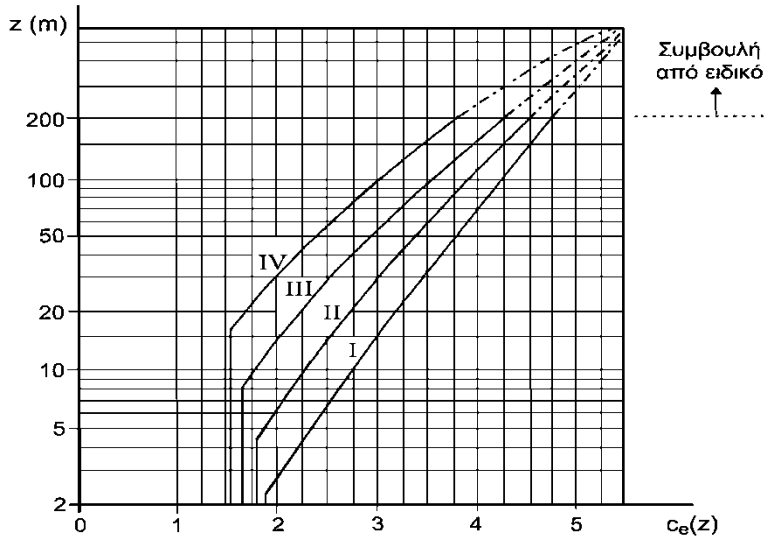
Όπου: k_T είναι ο συντελεστής εδάφους και υπολογίζεται από τον πίνακα 4.5

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας.

$c_t(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης.

Για επίπεδα εδάφη, ο συντελεστής εκθέσεως μπορεί, εναλλακτικά, να υπολογιστεί και από το σχήμα 3.6 για κάθε κατηγορία εδάφους.

Επίπεδα χαρακτηρίζονται τα εδάφη, τα οποία έχουν συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης ίσο με 1 ($c_t = 1$).



Σχήμα 3.6: Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ συναρτήσει του ύψους z, πάνω από το έδαφος, για διάφορες κατηγορίες εδάφους I έως IV και για συντελεστή ανάγλυφου $c_t = 1$.

3.5.1.5.2 Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$

Για τον συντελεστή τραχύτητας $c_r(z)$, λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή της μέσης ταχύτητας του ανέμου στην περιοχή όπου πρόκειται να κατασκευαστεί η εκάστοτε κατασκευή, λόγω:

α. του ύψους της κατασκευής από την επιφάνεια του εδάφους, και

β. της τραχύτητας του εδάφους ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου.

Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται συναρτήσει του ύψους (z) μέσω της σχέσης:

για	$z_{min} \le z \le 200m$	$c_r(z) = k_T \cdot \ell n\left(\frac{z}{z_0}\right)$ ……..	(3.11)
για	$z < z_{min}$	$c_r(z) = k_T \cdot \ell n\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)$ ……	

Όπου:	k_T	είναι ο συντελεστής εδάφους και υπολογίζεται από τον Πίνακα 3.5, ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους.
	z_0	είναι το μήκος τραχύτητας και υπολογίζεται από τον Πίνακα 3.5.
	z_{min}	είναι το ελάχιστο ύψος και υπολογίζεται από τον Πίνακα 3.5.

Τα παραπάνω ισχύουν για ύψη μικρότερα των 200m από τη επιφάνεια του εδάφους, ενώ για μεγαλύτερα απαιτείται η γνώμη ειδικού.

Κατηγορία εδάφους		k_T	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Τρικυμιώδης ανοιχτή θάλασσα, λίμνες με μήκος ανάπτυξης κυματισμού τουλάχιστον 5Km, καθώς και λείες επίπεδες επιφάνειες εδάφους χωρίς εμπόδια.	0.17	0.01	2
II	Αγροτικές εκτάσεις με περιμετρική περίφραξη, μικρές διάσπαρτες αγροτικές κατασκευές, κατοικίες ή δένδρα.	0.19	0.05	4
III	Προαστιακές ή βιομηχανικές περιοχές και μόνιμες δασικές εκτάσεις.	0.22	0.3	8
IV	Αστικές περιοχές όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται από κτίρια, των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	0.24	1	16

Πίνακας 3.5 : Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Εάν η απόσταση της κατασκευής από την πλησιέστερη αλλαγή της τραχύτητας του εδάφους είναι μικρότερη από:

α. 2Km από το πιο λείο έδαφος με τραχύτητα I, ή

β. 1Km από το πιο λείο έδαφος με τραχύτητες I & III,

τότε θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η κατηγορία με τη μικρότερη τραχύτητα προς την προσήνεμη πλευρά.

Σε περίπτωση αμφιβολίας ως προς την κατάταξη του εδάφους σε κάποια κατηγορία, το έδαφος κατατάσσεται στην αντίστοιχη δυσμενέστερη.

3.5.1.5.3 Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_t(z)$

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις, σε περιοχές που δεν είναι ορεινές ή πτυχωτές. Ο συντελεστής αναγλύφου λαμβάνεται υπόψη για θέσεις οι οποίες απέχουν λιγότερο από:

α. 0.5 u (u: το μήκος της πλαγιάς από την κορυφή) ή

β. 1.5 H (H: το ύψος του γκρεμού).

και προσδιορίζεται από τη σχέση:

για Φ<0.05 $c_t = 1$ ……..

για 0.05<Φ<0.3 $c_t = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi$ …… (3.12)

για Φ>0,3 $c_t = 1 + 0.6 \cdot s$ ……..

όπου: s είναι ο συντελεστής που προκύπτει από τα σχήματα 3.7 & 3.8 συναρτήσει των x/L_e και z/L_e.

$\Phi = H/L$ είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά (πίνακας 3.6).

L_e είναι το ενεργό μήκος προς την προσήνεμη πλαγιά (πίνακας 3.6).

L_u είναι το πραγματικό μήκος προς την προσήνεμη πλαγιά.

H είναι το ενεργό ύψος της εδαφικής ανωμαλίας.

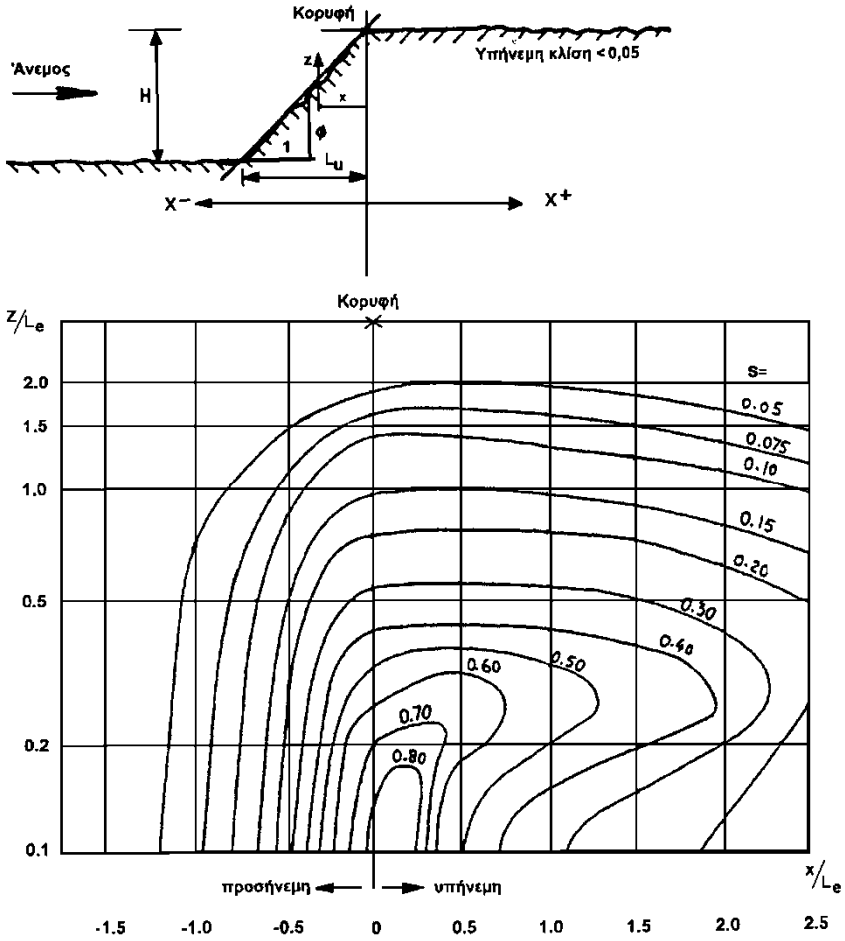
x είναι η οριζόντια απόσταση της κατασκευής από την κορυφή του λόφου.

z είναι η κατακόρυφη απόσταση της κατασκευής από την επιφάνεια του εδάφους

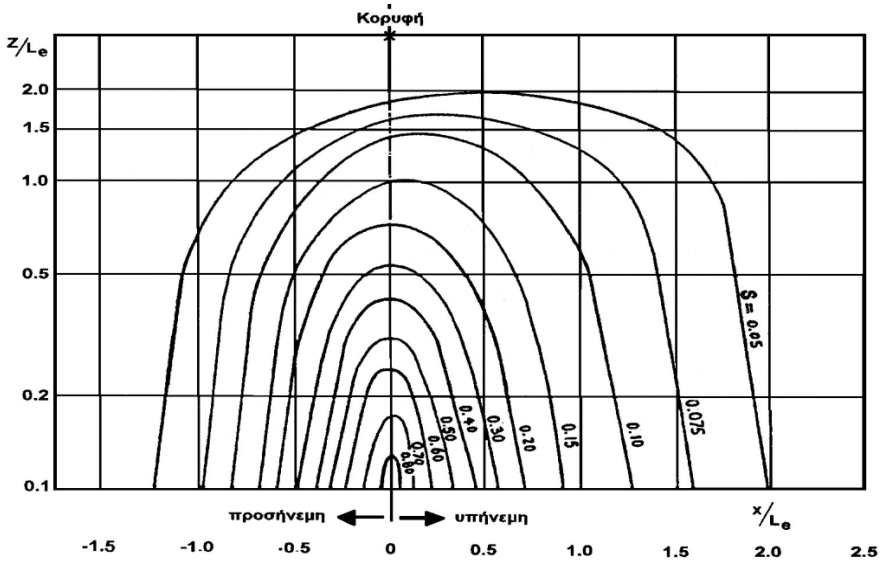
Σε κοιλάδες ο συντελεστής αναγλύφου, $c_t(z)$, μπορεί να λαμβάνει τιμές ίσες με 1.0, εάν βέβαια δεν αναμένεται αύξηση της ταχύτητας.

Κλίση ($\Phi = H/L$)		L_e
Ελαφρά	0.05<Φ<0.3	$L_e = L_u$
Απότομη	0.3<Φ	$L_e = H/0.3$

Πίνακας 3.6: Τιμές ενεργού μήκους ανάντη της πλαγιάς (L_e)



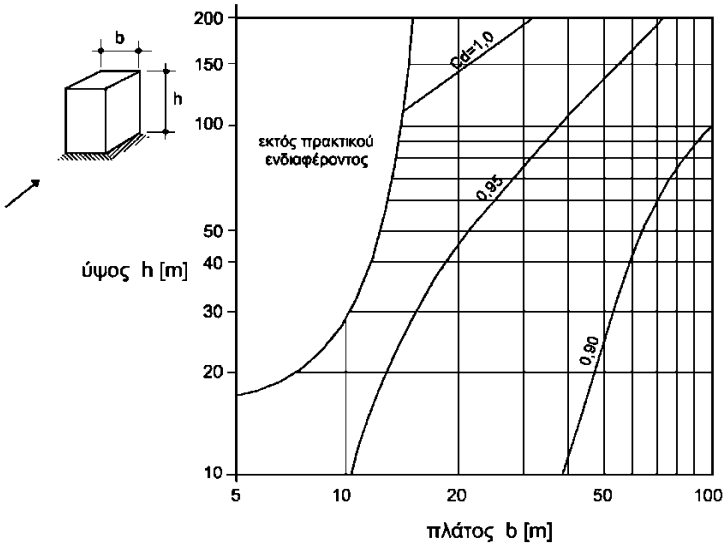
Σχήμα 3.7: Συντελεστής (s) για γκρεμούς και εξάρσεις.



Σχήμα 3.8: Συντελεστής (s) για λόφους και προεξοχές.

3.5.1.5.4 Συντελεστής δυναμικής αποκρίσεως σε ανεμορριπή (c_d)

Για τον καθορισμό του δυναμικού συντελεστή c_d λαμβάνονται υπ' όψη αφ' ενός μεν μειωτικά φαινόμενα λόγω της μη ταυτόχρονης μέγιστης ταχύτητας του ανέμου σε όλα τα σημεία της επιφάνειας προσβολής της κατασκευής και αφ' ετέρου τα μεγεθυντικά φαινόμενα λόγω του περιεχομένου των συχνοτήτων της ανεμορριπής πλησίον της δεσπόζουσας ιδιοσυχνότητας της κατασκευής.

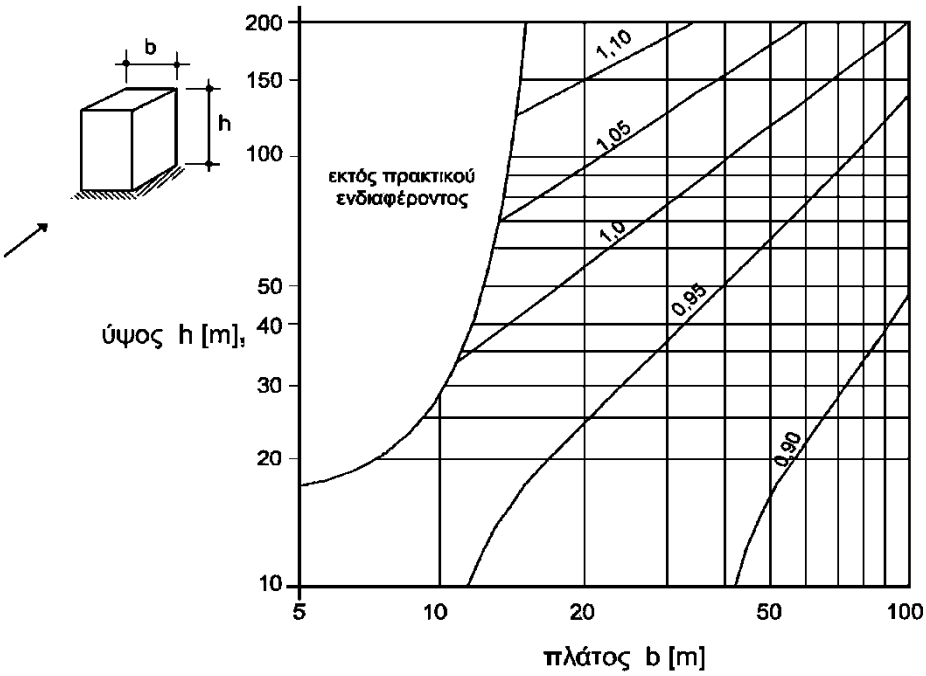


Σχήμα 3.9: Τιμές του c_d για κτίρια από σκυρόδεμα και τοιχοποιία.

Οι τιμές των παραμέτρων του σχήματος 3.9 είναι:

$v_{ref} = 28m/s$ $\delta_s = 0.045\eta_1 + 0.05 \geq 0.10$

Έδαφος κατηγορίας I $\delta_a = 0$



Σχήμα 3.10: Τιμές του c_d για κτίρια από χάλυβα.

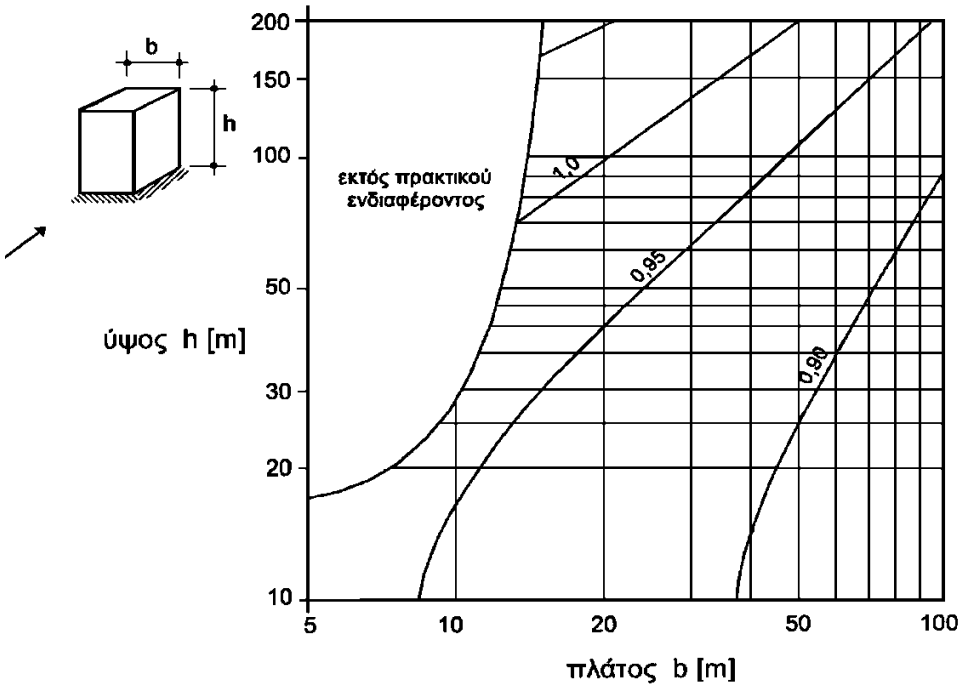
Οι τιμές των παραμέτρων του σχήματος 3.10 είναι:

$v_{ref} = 28m/s$

Έδαφος κατηγορίας I

$\delta_s = 0.045\eta_1 \geq 0.10$

$\delta_a = 0$



Σχήμα 3.11: Τιμές του c_d για κτίρια από σκυρόδεμα και χάλυβα.

- Οι τιμές των παραμέτρων του σχήματος 3.11 είναι:

  $v_{ref} = 28 m/s$

  Έδαφος κατηγορίας I

  $\delta_s = 0.08\eta_1 \geq 0.08$

  $\delta_a = 0$

όπου η_1 είναι η δεσπόζουσα καμπτική συχνότητα πολυώροφου κτιρίου.

δ_s είναι η δεσπόζουσα λογαριθμική αποσβεστική μείωση της κατασκευής.

δ_a είναι η δεσπόζουσα αεροδυναμική λογαριθμική αποσβεστική μείωση της κατασκευής.

Τα κριτήρια που καθορίζονται από τα σχήματα 3.9 έως και 3.11 δεν καλύπτουν απαιτήσεις ανέσεως στις καταστάσεις λειτουργικότητας. Αν πρέπει να αντιμετωπισθούν τέτοιες καταστάσεις, τότε απαιτείται η χρήση λεπτομερέστερων μεθόδων.

3.5.1.6 Αεροδυναμικοί συντελεστές κατασκευών

3.5.1.6.1 Γενικά

Οι βασικές κατηγορίες κατασκευών και κατασκευαστικών στοιχείων που οι αεροδυναμικοί συντελεστές (εξωτερικής και εσωτερικής πίεσης) τροποποιούνται προκειμένου να υπολογισθούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών τους, είναι:

Κτίρια.

Στέγαστρα.

Ελεύθεροι διαχωριστικοί τοίχοι, φράχτες και πινακίδες.

Δομικά στοιχεία με ορθογωνική διατομή.

Δομικά στοιχεία με οξείες ακμές.

Δομικά στοιχεία με διατομή κανονικού πολυγώνου.

Κυκλικοί κύλινδροι.

Σφαίρες.

Δικτυώματα και σκαλωσιές.

Γέφυρες.

Σημαίες.

Με τον όρο ***'αεροδυναμικοί'*** χαρακτηρίζονται οι συντελεστές:

α. Εξωτερικής πίεσης (c_{pe})

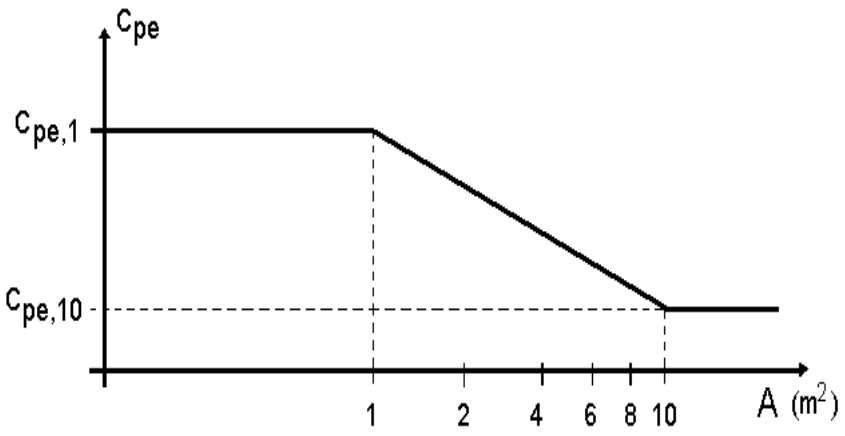
β. Εσωτερικής πίεσης (c_{pi})

γ. Δύναμης (c_f)

Με χρήση των παραπάνω συντελεστών υπολογίζονται οι τελικές πιέσεις ή οι δυνάμεις στις επιφάνειες των κατασκευών.

3.5.1.6.2 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε κτίρια (c_{pe})

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κτίρια και μεμονωμένα τμήματα κτιρίων εξαρτώνται, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.12, από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A και συμβολίζονται ως ($c_{pe,1}$) και ($c_{pe,10}$) για επιφάνειες ίσες με $1m^2$ και $10m^2$ αντίστοιχα.



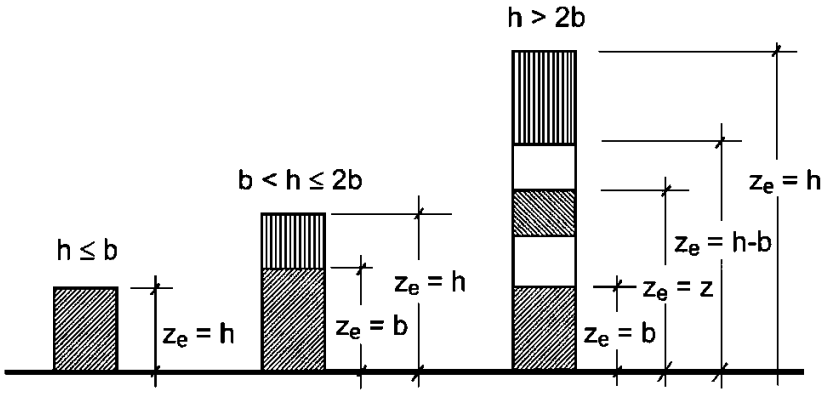
Σχήμα 3.12: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης (c_{pe}), για κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας (A).

$A \leq 1.0m^2$ $\quad c_{pe} = c_{pe,1}$ ……

$1m^2 < A < 10m^2$ $\quad c_{pe,A} = c_{pe,1} + \left(c_{pe,10} - c_{pe,1}\right) \cdot \ell og_{10}(A)$ ……(3.13)

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

3.5.1.6.3 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη



Σχήμα 3.13: Προσδιορισμός του ύψους αναφοράς (z_e) συναρτήσει των h και b.

Σύμφωνα με το σχήμα 3.13, μπορούμε συνοπτικά να γράψουμε:

$h \le b$ Λαμβάνεται $z_e = h$.

$b < h \le 2b$ Το κτίριο θεωρείται πως απαρτίζεται από δύο τμήματα με ύψος

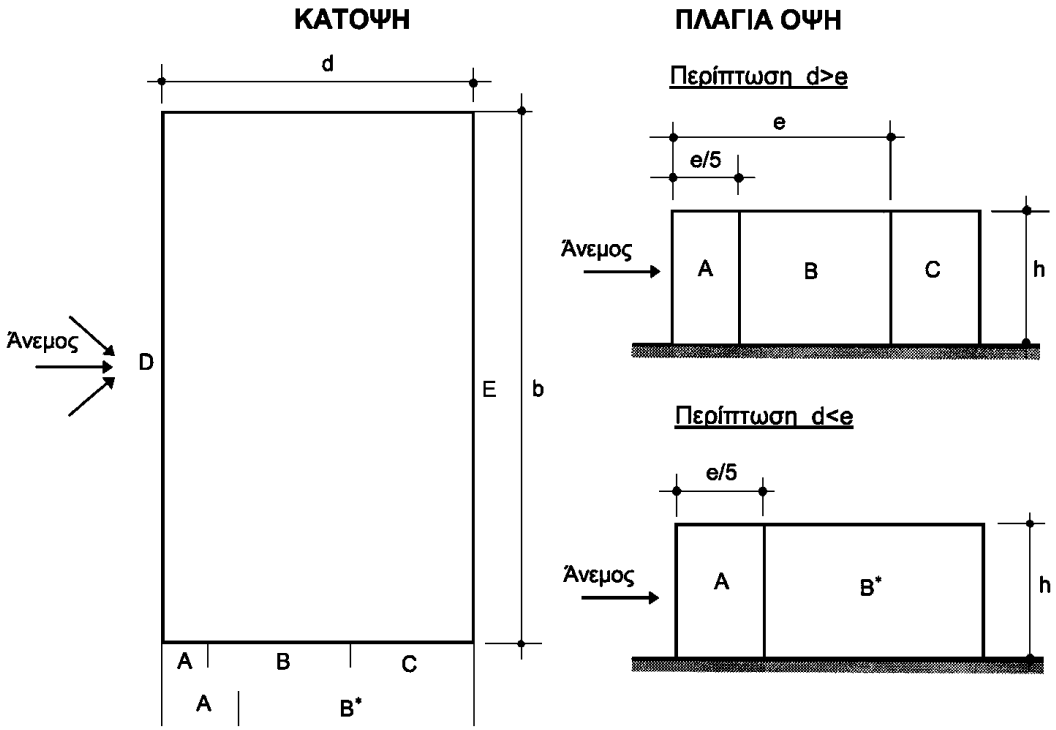
- $z_e = b$ για το χαμηλότερο και
- $z_e = h$ για το υπερκείμενο.

$h > 2b$ Το κτίριο θεωρείται πως απαρτίζεται από πολλά τμήματα, εκ των οποίων

- το χαμηλότερο έχει ύψος $z_e = b$
- το ψηλότερο έχει ύψος $z_e = h$
- το ενδιάμεσο τμήμα χωρίζεται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήμα ίσο με b.

Όπου: b Είναι το πλάτος του κτιρίου εγκάρσια στη διεύθυνση πνοής του ανέμου, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.14.

h Είναι το ύψος του κτιρίου σε πλάγια όψη, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.14.



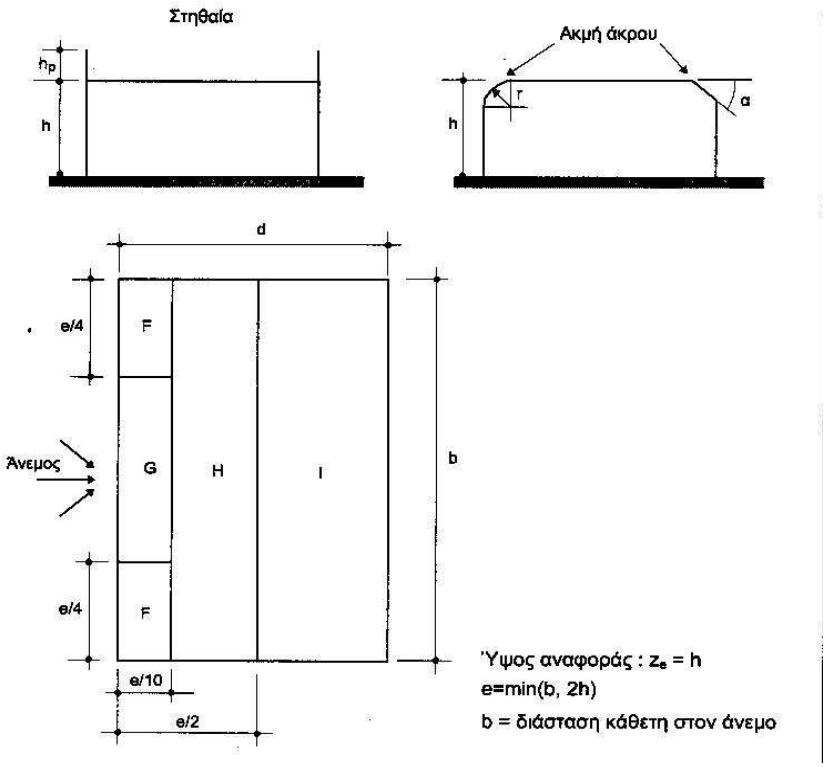
Σχήμα 3.14: Ορισμοί για κατακόρυφους τοίχους. (e=min[b,2h]).

d/h	Ζώνη									
	A		B, B*		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
≤ 1	-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	+1.0	-0.3	
≥ 4	-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.6	+1.0	-0.3	

Πίνακας 3.7:Συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

3.5.1.6.4 Οριζόντιες οροφές

Οριζόντιες οροφές (σχήμα 3.15) θεωρούνται οι οροφές με κλίση μέχρι 4^0 ως προς το οριζόντιο επίπεδο. Οι εξωτερικής πίεσης δίνονται στον παρακάτω πίνακα. Για οροφές μεγάλης επιφάνειας θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι δυνάμεις τριβής.



Σχήμα 3.15: Συμβολισμοί για οριζόντιες οροφές.

ΖΩΝΗ									
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα		-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	±0.2	
με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	
	$h_p/h=0,05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	±0.2	
	hp/h=0,1	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	±0.2	
καμπύλα άκρα	$h_p/h=0,05$	-1.0	-1.5	-1.2	-1.8	-0.4		±0.2	
	$h_p/h=0,1$	-0.7	-1.2	-0.8	-1.4	-0.3		±0.2	
	$h_p/h=0,2$	-0.5	-0.8	-0.5	-0.8	-0.3		±0.2	
κεκλιμένα άκρα	$h_p/h=30^o$	-1.0	-1.5	-1.0	-1.5	-0.3		±0.2	
	$h_p/h=45^o$	-1.2	-1.8	-1.3	-1.9	-0.4		±0.2	
	$h_p/h=60^o$	-1.3	-1.9	-1.3	-1.9	-0.5		±0.2	

Πίνακας 3.8: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης οριζόντιων οροφών

Σημείωση:

i. Σε οροφές με στηθαία ή καμπύλα άκρα μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές των λόγων hp/h και r/h

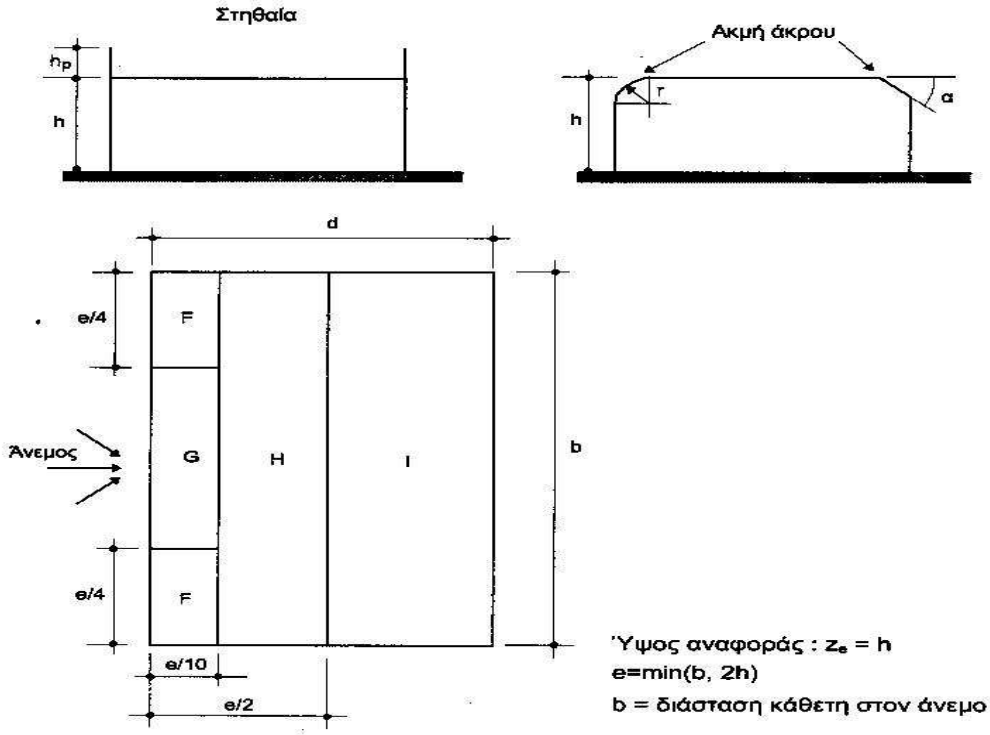
ii. Σε οροφές με κεκλιμένα άκρα μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των 30°,45° και 60°.Για α.60° γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών α=60° και των τιμών για αιχμηρά άκρα.

iii. Για το ίδιο καμπύλο άκρο οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών που αντιστοιχούν στον τοίχο και την οροφή.

3.5.1.6.5 Μονοκλινείς στέγες

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε μονοκλινείς στέγες δίνονται στο παρακάτω πίνακα.3.8 σύμφωνα με το συμβολισμό του σχήματος 3.16. Για οροφές μεγάλης επιφάνειας θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις τριβής. Όταν η στέγη προεξέχει υπό τη μορφή προβόλου πέραν του κατακόρυφου

εξωτερικού τοίχου, ασκείται σε αυτή πίεση ίση με αυτήν του κατακόρυφου τοίχου. Ο κανόνας αυτός ισχύει και για άλλους τύπους οροφών (οριζόντιες, δικλινείς).



Σχήμα 3.16: Συμβολισμοί για μονοκλινείς στέγες.

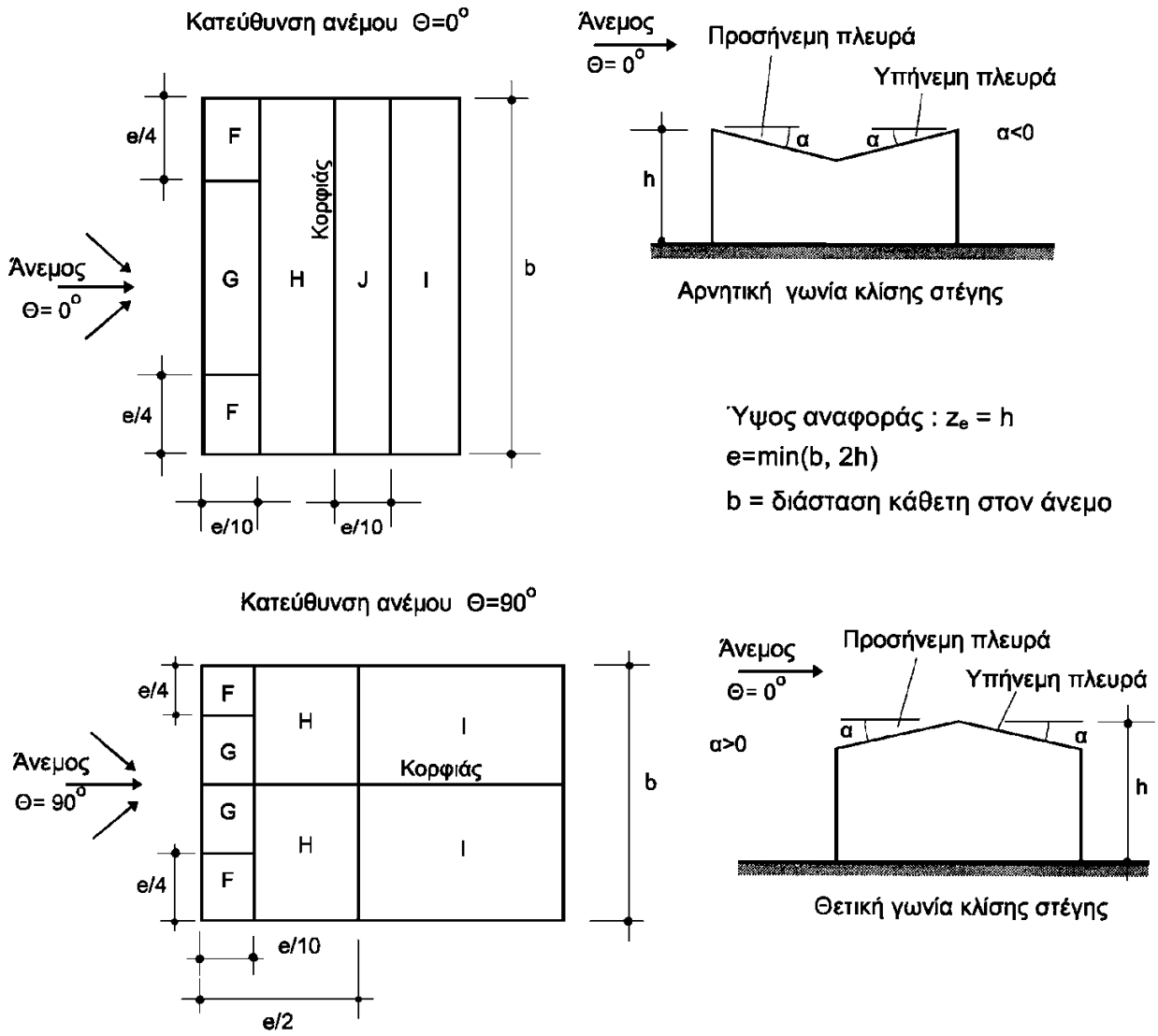
	ΖΩΝΗ ΓΙΑ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ Θ=90°						ΖΩΝΗ ΓΙΑ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ Θ=90°					
Γωνία κλίσης στέγης α	**F**		**G**		**H**		**F**		**G**		**H**	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-2.3	-2.5	-1.3	-2.0	-0.8	-1.2
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-2.5	-2.8	-1.3	-2.0	-0.9	-1.2
	+0.2		+0.2		+0.2							
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-1.1	-2.3	-0.8	-1.5	-0.8	
	+0.7		+0.7		+0.4							
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.6	-1.3	-0.5		-0.7	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.5	-1.0	-0.5		-0.5	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.5	-1.0	-0.5		-0.5	

	ΖΩΝΗ ΓΙΑ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ Θ=90°							
Γωνία κλίσης στέγης α	**F**		**G**		**H**		**I**	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1.6	-2.2	-1.8	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
15°	-1.3	-2.0	-1.9	-2.5	-0.8	-1.2	-0.7	-1.2
30°	-1.2	-2.0	-1.5	-2.0	-1.0	-1.3	-0.8	-1.2
45°	-1.2	-2.0	-1.4	-2.0	-1.0	-1.3	-0.9	-1.2
60°	-1.2	-2.0	-1.2	-2.0	-1.0	-1.3	-0.7	-1.2
75°	-1.2	-2.0	-1.2	-2.0	-1.0	-1.3	-0.5	

Πίνακας 3.9 : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονοκλινείς στέγες.

3.5.1.6.6 Δικλινείς στέγες

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε δικλινείς στέγες δίνονται στους πίνακες 3.10 και 3.11 σύμφωνα με το συμβολισμό του σχήματος 3.17. Για οροφές μεγάλης επιφάνειας θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις τριβής.



Σχήμα 3.17: Ορισμοί για δίριχτες στέγες.

	Ζώνη (για διεύθυνση ανέμου θ=0°)									
Κλίση στέγης α°	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	-0.3		-0.3	
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-0.3		-0.3	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
	+0.2		+0.2		+0.2					
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4					
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	

Πίνακας 3.10.: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίρριχτες στέγες.

	Ζώνη (για διεύθυνση ανέμου θ=90°)							
Κλίση στέγης α°	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1.4	-2.0	-1.2	-2.0	-1.0	-1.3	-0.9	-1.2
-30°	-1.5	-2.1	-1.2	-2.0	-1.0	-1.3	-0.9	-1.2
-15°	-1.9	-2.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.2	-0.8	-1.2
-5°	-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	-0.6	-1.2
5°	-1.6	-2.2	-1.3	-2.0	-0.7	-1.2	-0.5	
15°	-1.3	-2.0	-1.3	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
30°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.8	-1.2	-0.5	
45°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5	
60°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	
75°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	

Πίνακας 3.11 : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίριχτες στέγες.

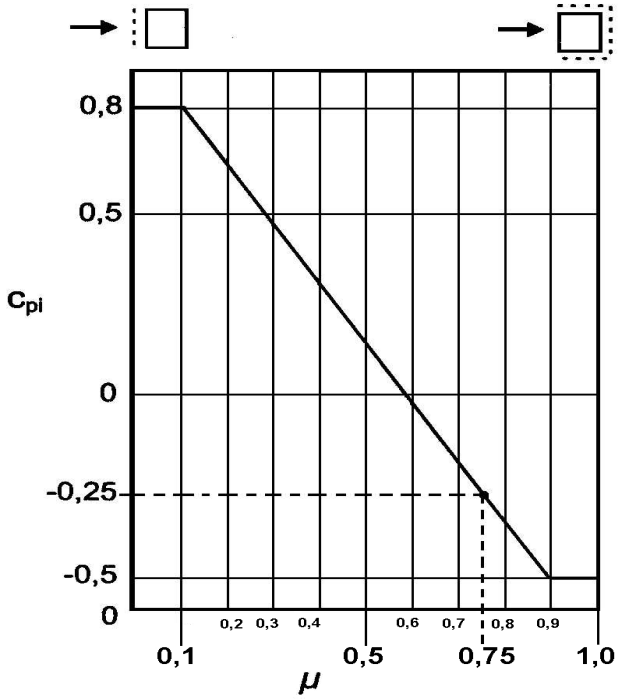
i. Για γωνία θ = 0° οι συντελεστές πίεσης εναλλάσσονται μεταξύ θετικών και αρνητικών τιμών για κλίσεις στέγης από $\alpha = +15^o$ έως και $\alpha = +30^o$ στην προσήνεμη πλευρά. Για τον λόγο αυτό δίνονται θετικές και αρνητικές τιμές στους πίνακες (3.10) και (3.11).

ii. Μπορεί να γίνει γραμμική παρεμβολή μόνο μεταξύ συντελεστών με το ίδιο πρόσημο. Για γωνίες από $\alpha = -5^o$ έως $\alpha = +5^o$ δεν γίνεται γραμμική παρεμβολή, αλλά χρησιμοποιούνται οι τιμές για τις επίπεδες στέγες.

Τέλος πρέπει να αναφερθεί πως και σ' αυτή την περίπτωση, εάν πρόκειται για στέγες μεγάλου μήκους θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη οι δυνάμεις τριβής.

3.5.1.7 Συντελεστές εσωτερικής πίεσης (c_{pi}) σε κτίρια χωρίς εσωτερικά χωρίσματα

Ο αεροδυναμικός συντελεστής εσωτερικής πίεσης (c_{pi}) για κτίρια χωρίς εσωτερικά διαχωριστικά δίνεται στο σχήμα 3.18 και είναι συνάρτηση του ποσοστού ανοιγμάτων **'$\mu = A_i/A_T$'** .



Σχήμα 3.18: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης (c_{pi}) για κτίρια με ανοίγματα στους τοίχους.

3.5.2 Υπολογισμός σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό

3.5.2.1 Πίεση του ανέμου

Η ανά m^2 επιπέδου επιφανείας, κάθετη προς την διεύθυνση του ανέμου, πίεση W_s λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.12.

	W_0 χγ/μ^2
Για τμήματα κατασκευών, πλην στεγών μέχρι ύψους $h \leq 15m$ από το έδαφος	100
Για τμήματα κατασκευών σε ύψος $15h \leq 25m$ και για στέγες σε ύψος $h \leq 25m$	125
Για τμήματα κατασκευών και στεγών σε ύψος $25m \leq h$	150
Για κατασκευές με μικρή προσβαλλόμενη επιφάνεια (δικτυώματα, ικριώματα κτλ)	150

Πίνακας 3.12: Πίεση ανέμου σε kg/m^2

Για επιφάνεια κεκλιμένη κατά γωνία προς τον ορίζοντα ή κάθετη σε αυτόν, ανά $1m^2$ κεκλιμένης επιφάνειας, η ενεργούσα πίεση του ανέμου λαμβάνεται ίση προς $W=W_{0*}$ημα.

Σε τόπους εξαιρετικά προσβαλλόμενους υπό του ανέμου οι παραπάνω τιμές πρέπει να αυξάνονται κατά 50 %.

Για γωνίες $\alpha \leq 25^0$ είναι δυνατόν να παραλείπεται κατά τον υπολογισμό της στέγης η επιρροή της οριζόντιας πιέσεως του ανέμου.

Σε ανοικτά υπόστεγα ελέγχεται ιδιαιτέρως η ασφάλεια από αναρπαγή της στέγης ή της επικαλύψεως αυτής, υπό φόρτιση που λαμβάνει το μόνιμο φορτίο και το κατακόρυφο φορτίο ανέμου, ίσο με 60 kg/m^2 .

Στα στοιχεία της στέγης πρέπει να εξετάζεται και η περίπτωση φορτίσεως με κατακόρυφο συγκεντρωμένου φορτίου 100 kg στην δυσμενέστερη θέση. Κατά την εξέταση αυτήν παραλείπεται η φόρτιση από το χιόνι και τον άνεμο, εφόσον η επίσκεψη της στέγης μπορεί να γίνει με ασφάλεια χωρίς τις παραπάνω επιφορτίσεις ορισμένων στοιχείων αυτής (π.χ. σανιδώματα μικρού ανοίγματος κ.τ.λ.).Για τα στοιχεία αυτά η εξέταση αυτή επιτρέπεται να παραλειφθεί.

Σε οικοδομήματα που παρουσιάζουν επαρκή ακαμψία, από άκαμπτα τοιχώματα και δάπεδα, δεν απαιτείται έλεγχος της ευστάθειας λόγω πιέσεως του ανέμου. Για τοίχους μεμονωμένους, μεγάλου ύψους ή από ιδιαιτέρως ελαφρά υλικά κατασκευαζόμενους και για κατασκευές ή εγκαταστάσεις ιδιαιτέρως ελαφρές (π.χ. ξύλινα παραπήγματα, ικριώματα κ.τ.λ.), απαιτείται έλεγχος της ασφάλειας αυτών λόγω πιέσεως του ανέμου και με συντελεστή ασφαλείας 2.

$$\mu = \frac{A_i}{A_T} \quad \text{.....} \quad (3.14)$$

Όπου: A_i είναι το άθροισμα των επιφανειών των ανοιγμάτων που υπάρχουν στην υπήνεμη πλευρά αλλά και στις παράλληλες πλευρές στη διεύθυνση του ανέμου.

A_T είναι το άθροισμα των επιφανειών των ανοιγμάτων που υπάρχουν σε όλες τις πλευρές του κτιρίου.

Αξίζει να σημειώσουμε πως η εσωτερική πίεση δρα σε μια κατασκευή ταυτόχρονα με την εξωτερική και πρέπει να λαμβάνεται κι αυτή υπόψη στον υπολογισμό της τελικής πίεσης που ασκείται σε μια επιφάνεια. Η τελική πίεση επί μιας επιφάνειας είναι το διανυσματικό άθροισμα των πιέσεων που ασκούνται εξωτερικά (υπερπιέσεις) και εσωτερικά (υποπιέσεις) αυτής.

Για τον συντελεστή εσωτερικής πίεσης, το ύψος αναφοράς (z_i) χωρίς εσωτερικά χωρίσματα και δάπεδα είναι το μέσο ύψος των ανοιγμάτων με ομοιόμορφη κατανομή ύψους του καθοριστικού ανοίγματος.

Ένα άνοιγμα θεωρείται καθοριστικό εάν ο λόγος της επιφάνειάς του προς την επιφάνεια των υπόλοιπων ανοιγμάτων είναι μεγαλύτερος του 10. Επίσης, το ύψος αναφοράς (z_i) για κτίρια χωρίς εσωτερικά διαχωριστικά, αλλά με διαμερισματοποίηση μέσω εσωτερικών δαπέδων, είναι το μέσο ύψος της θεωρούμενης στάθμης.

Για ομοιόμορφη κατανομή των ανοιγμάτων σε ένα περίπου τετράγωνο κτίριο, θα πρέπει να χρησιμοποιείται η τιμή $c_{pi} = -0.25$. Γενικά κατά τον υπολογισμό του συντελεστή εσωτερικής πίεσης θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ο δυσμενέστερος συνδυασμός ανοιγμάτων.

Για κλειστά κτίρια με εσωτερικά διαχωριστικά και ανοικτά παράθυρα, μπορούν να λαμβάνονται υπόψη οι ακραίες τιμές του σχήματος 3.18 (γενική περίπτωση) δηλαδή $c_{pi} = -0.50$ ή $c_{pi} = +0.80$.

3.5.3 Υπολογισμός Πιέσεων Κατασκευής

Στη περίπτωση του υπό μελέτη στεγάστρου με βάση τον Ευρωκώδικα Ι και με τη παραδοχή ότι για τη γεωγραφική περιοχή ισχύουν:

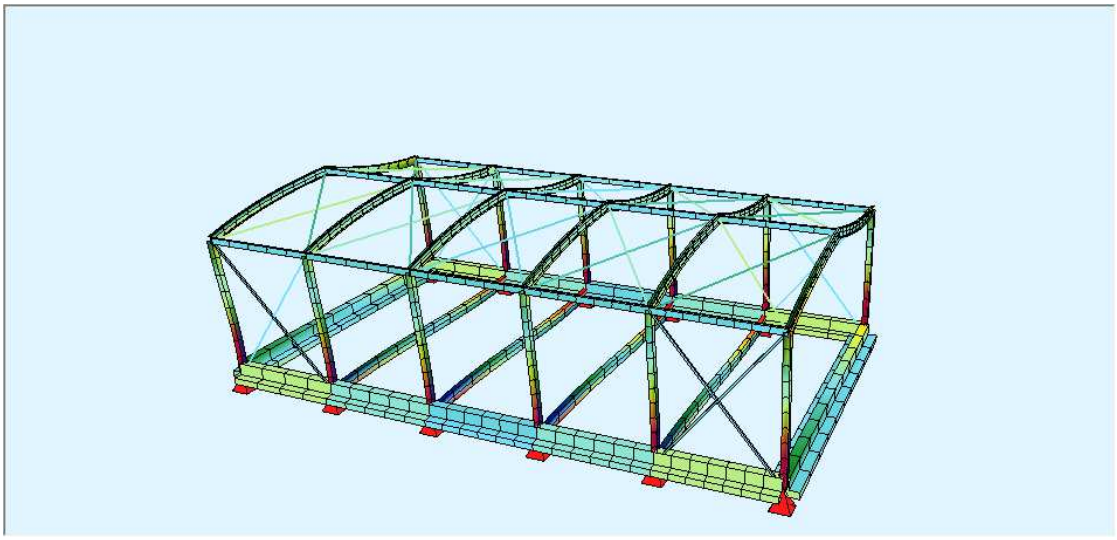
α. Ταχύτητα αναφοράς ανέμου: $v_{ref} = 33 m/s$

β. Κατηγορία εδάφους: Β

γ. Συντελεστής ανάγλυφου: $c_t = 1.0$

ελήφθη ως **S = 1,25** $\left(kN/m^2\right)$ **.**

Παρακάτω παρουσιάζεται η εικόνα της παραμόρφωσης από φορτία ανέμου όπως αυτή υλοποιήθηκε στο Sofistik.



3.6 ΦΟΡΤΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ

Ως σεισμός, ορίζεται ένα φυσικό φαινόμενο, το οποίο προκαλείται από ξαφνική απελευθέρωση μηχανικής ενέργειας από το εσωτερικό της γης με συνέπεια τη δημιουργία σεισμικών κυμάτων. Τα κύματα αυτά μεταφέρουν την ενέργεια του σεισμού και προκαλούν ταλαντώσεις και αναταράξεις του εδάφους δηλαδή επιβάλλουν μετακινήσεις μεταβαλλόμενης φοράς σε μια περιοχή (περισσότερο ή λιγότερο εκτεταμένη) της επιφάνειας της γης.

Κατά συνέπεια, κατά την διάρκεια ενός σεισμού, οι κατασκευές υποβάλλονται σε ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις, οφειλόμενες στη μετακίνηση του εδάφους.

Τα δομήματα αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος, επιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους σε κάμψη, σε διάτμηση, σε θλίψη κ.λ.π.

Είναι, λοιπόν, φανερό ότι ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή, αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενης φοράς. Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται μέσα σε αυτό είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικώς επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Για τον λόγο αυτό κατατάσσονται τα ‘φορτία’ του σεισμού στις έμμεσες δράσεις.

3.6.1 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

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

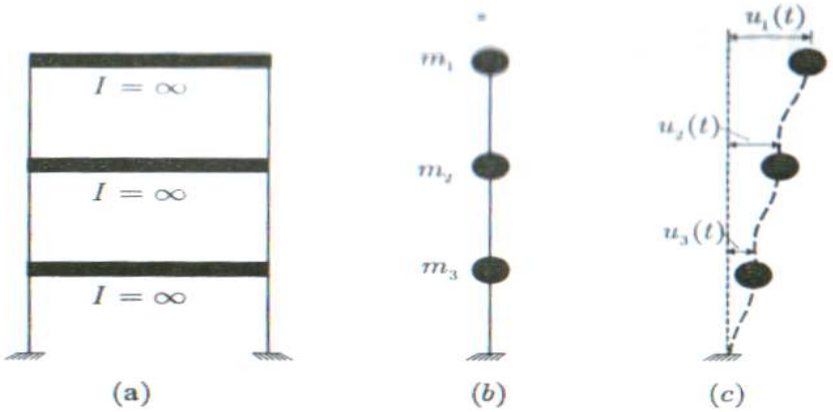
α. Η Δυναμική Φασματική Μέθοδος.

β. Η Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος (Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος)

Η Δυναμική Φασματική Μέθοδος είναι γενικής εφαρμογής και μεγαλύτερης ακρίβειας από την Ισοδύναμη Στατική. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, η απόκριση της κατασκευής προκύπτει από κατάλληλη επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή. Το πλήθος των ιδιομορφών ταλάντωσης της κατασκευής που λαμβάνουμε υπόψη μας διαφέρει κάθε φορά, ανάλογα με την επιθυμητή ακρίβεια.

Στην Ισοδύναμη Στατική Μέθοδο (δεν απαιτείται Ιδιομορφική Ανάλυση) η απόκριση της κατασκευής προκύπτει από την εφαρμογή ισοδύναμων σεισμικών φορτίων, τα οποία εφαρμόζονται στις θέσεις των συγκεντρωμένων μαζών της κατασκευής σαν στατικά φορτία, δηλαδή κατά τέτοιο τρόπο ώστε οι αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις να είναι αμελητέες. Με αυτή τη μέθοδο λαμβάνεται υπόψη μόνο η πρώτη (θεμελιώδης) ιδιομορφή ταλάντωσης της κατασκευής η οποία και ενισχύετε κατάλληλα ώστε τα αποτελέσματα να είναι προς την πλευρά της ασφάλειας.

Και οι δύο μέθοδοι υιοθετούν την παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων. Αναλυτικότερα η μάζα, ενώ είναι κατανεμημένη σε όλα τα μέλη τους, συχνά εμφανίζει συγκεντρώσεις σε ορισμένα σημεία ή περιοχές, στα κτίρια π.χ. η μάζα συγκεντρώνεται στις στάθμες των ορόφων, υιοθετείται δηλαδή η παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων τους. Αυτό επιτρέπει να περιγράψουμε την κίνηση του απειροβάθμιου συστήματος με πολυβάθμιο λαμβάνοντας ως συντεταγμένες της παραμόρφωσης τις συνιστώσες μετατοπίσεως των σημείων της κατασκευής που παρουσιάζουν συγκέντρωση των αδρανειακών χαρακτηριστικών τους(μαζών, ροπών αδρανείας). Στο σχήμα 4.30 παρουσιάζεται ένα τριώροφο κτίριο και πώς αυτό προσομοιώνεται με τη παραδοχή των συγκεντρωμένων μαζών.



Σχήμα 3.19: Τριώροφο κτίριο με παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών.

Στη παρούσα εργασία προτιμήθηκε η **Δυναμική Φασματική Μέθοδος** κυρίως επειδή η κατασκευή μας εξετάστηκε ως χωρικό και όχι ως επίπεδο μοντέλο. Επιπλέον η Δυναμική Φασματική Μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο ΕΑΚ2000. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού.

Αντίθετα στην Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδο κατά την εφαρμογή της οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού Φd(T). Η μέθοδος με βάση τον ΕΑΚ2000 εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

α. Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους.

β. Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ_4 άνω των δύο ορόφων σε οποιαδήποτε σεισμική ζώνη και τα κτίρια σπουδαιότητας Σ_3 άνω των δύο ορόφων στις σεισμικές ζώνες III και IV.

Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό, όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

α) Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδό τους. Η λειτουργία αυτή, αν δεν γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου.

β) Η αύξηση ή μείωση $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i$ της σχετικής δυσκαμψίας K_i ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές $0{,}35\ K_i$ και $0{,}50\ K_i$ αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών EI/h των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.

γ) Η αύξηση ή μείωση $\Delta M_i = M_{i+1} - M_i$ της μάζας M_i ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές $0{,}35\ M_i$ και $0{,}50\ M_i$, αντίστοιχα. Από τον έλεγχο του κριτηρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου.

Τέλος ο βασικότερος λόγος για τον οποίο δεν χρησιμοποιήθηκε η Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος είναι ότι αυτή προκύπτει από τη Δυναμική Φασματική Μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού. Στη κατασκευή μας λόγω της παρουσίας υποστυλωμάτων και δικτυωμάτων δεν υπάρχει μια θεμελιώδη ιδιομορφή η οποία να κυριαρχεί σε ένα σημαντικό ποσοστό της ταλαντούμενης. Αντίθετα απαιτήθηκε μεγάλος αριθμός ιδιομορφών για να καλυφθεί ο αριθμός των βασικών ιδιομορφών που απαιτεί ο ΕΑΚ2000.

3.6.2 Προσδιορισμός σεισμού σχεδιασμού με βάση ΕΑΚ2000.

Ως φάσμα σχεδιασμού ορίζεται το φάσμα αποκρίσεως, το οποίο αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού. Το φάσμα σχεδιασμού περιγράφεται από τις ακόλουθες σχέσεις.

$$0 \le \mathrm{T} < \mathrm{T}_1 \qquad \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{\theta}{q} \cdot \beta_o - 1 \right) \right]$$

$$\mathrm{T}_1 \le \mathrm{T} \le \mathrm{T}_2 \qquad \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\theta}{q} \cdot \beta_o$$

$$\mathrm{T}_2 < \mathrm{T} \qquad \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\theta}{q} \cdot \beta_o \left(\mathrm{T}_2 / \mathrm{T} \right)^{2/3}$$

Όπου: A είναι η μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους Ισχύει $\mathrm{A} = \alpha \cdot \mathrm{g}$, όπου α είναι η εδαφική επιτάχυνση ανηγμένη στην επιτάχυνση της βαρύτητας. Τιμές για το α δίνονται στον πίνακα (3.15).

γ_1 είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας του δομήματος, που δίνεται στον πίνακα (3.16).

q συντελεστής συμπεριφοράς ή πλαστιμότητας.

θ είναι ο συντελεστής επιρροής θεμελίωσης και εξαρτάται γενικά από το βάθος και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης. Σε εδάφη κατηγορίας Α και Β ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1.0, ενώ σε εδάφη κατηγορίας Γ και Δ επιτρέπεται να λαμβάνει τις τιμές που δίνονται στον πίνακα (3.17), όταν ισχύει τουλάχιστον μια από τις προϋποθέσεις που αναφέρθηκαν σε αυτόν κι εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος κατηγορίας Β.

T_1 και T_2 είναι οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος σχεδιασμού, οι οποίες ορίζονται στον πίνακα (3.13) ανάλογα με τη σεισμική επικινδυνότητα του εδάφους θεμελίωσης.

- Κατασκευή με $T < T_1$ θεωρείται πλέον δύσκαμπτη, καθώς $T \sim \frac{1}{K}$
- Κατασκευή με $T > T_2$ θεωρείται πλέον εύκαμπτη.

β_o ο συντελεστής φασματικής επιτάχυνσης που λαμβάνεται ίσος με 2.5

Στο Πίνακα 3.13 δίνονται οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T_1, T_2 ανάλογα με τη κατηγορία εδάφους και στο πίνακα 3.14 οι κατηγορίες εδάφους .

Κατηγορία εδάφους	Α	Β	Γ	Δ
T_1	0.10	0.15	0.20	0.20
T_2	0.40	0.60	0.80	1.20

Πίνακας 3.13 : Τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T_1, T_2 (sec).

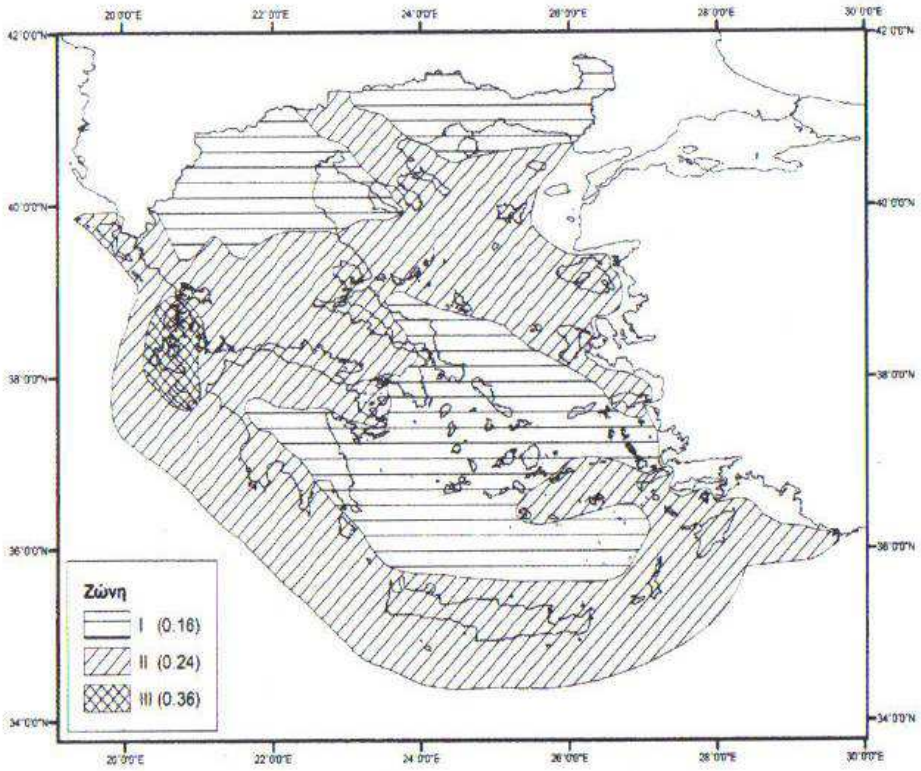
Κατηγορία	Περιγραφή
Α	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση. Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργυλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70m. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους έως 70m.
Β	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανικής άποψης μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70m.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ($\ell_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10m.

Πίνακας 3.14 : Κατηγορίες Εδάφους

Στο Πίνακα 3.15 δίνεται η εδαφική επιτάχυνση ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ενώ στο Σχήμα 3.20 φαίνονται οι ζώνες της σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I	II	III
α	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 3.15: Εδαφική επιτάχυνση ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας



Σχήμα 3.20: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος.

Στο Πίνακα 3.16 δίνεται ο συντελεστής σπουδαιότητας των κτιρίων ,ενώ στο Πίνακα 3.17 ο συντελεστής θεμελίωσης και στο Πίνακα 3.18 ο συντελεστής συμπεριφοράς.

Κατηγορία σπουδαιότητας		γ_1
Σ_1	• Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα (υπόστεγα, στάβλοι, κ.λ.π.).	0.85
Σ_2	• Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία, κ.λ.π.	1.00

Σ_3	• Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά τη διάρκεια του 24ώρου. • Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής αξίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, κ.λ.π.).	1.15
Σ_4	• Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. • Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία, κ.λ.π.).	1.30

Πίνακας 3.16: Συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων.

Προϋποθέσεις		θ
1.1 1.2 1.3	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο. Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση. Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς συνδέσεως στην κεφαλή.	0.90
2.1 2.2	Το κτίριο διαθέτει τουλάχιστον δύο υπόγεια. Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση.	0.80
2.3	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους).	
Παρατήρηση:	Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχεία έτσι ώστε οι συνδεόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.	

Πίνακας 3.17 : Συντελεστής θεμελίωσης θ

Ωπλισμένο σκυρόδεμα		
Δομικό σύστημα		q
α.	Πλαίσια ή μικτά συστήματα.	3.5
β.	Φορείς αποτελούμενοι μόνο από τοιχώματα που λειτουργούν σαν πρόβολοι.	3.0
γ.	Φορείς οι οποίοι συνίστανται ουσιαστικώς από ένα πρόβολο και άνω του 50% της συνολικής μάζας του δομήματος είναι συγκεντρωμένο στο ανώτερο 1/3 του ύψους του δομήματος.	2.0
Οι παραπάνω τιμές του q αφορούν κυρίως μονολιθικές κατασκευές.		
Τοιχοποιίες		
Δομικό σύστημα		q
α.	Τοιχοποιία με οριζόντια διαζώματα.	1.5
β.	Τοιχοποιία με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα.	2.0
γ.	Τοιχοποιία ωπλισμένη (κατακορύφως και οριζοντίως).	2.5
Χάλυβας		
Δομικό σύστημα		q
α.	Πλαίσια.	4.0
β.	Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα.	
β.1	Δικτυωτοί σύνδεσμοι.	3.0
β.2	Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ.	1.5
β.3	Σύνδεσμοι τύπου Κ (όπου επιτρέπονται).	1.0
γ.	Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα.	4.0

Πίνακας 3.18 : Μέγιστες Τιμές Συντελεστών Σεισμικής Συμπεριφοράς q.

Στο κτίριο μας επιλέχθηκε συντελεστής συμπεριφοράς q=1,50, πραγματοποιήθηκε δηλαδή ελαστικός σχεδιασμός.

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στην Ζώνη ΙΙ επομένως προκύπτει σεισμική επιτάχυνση εδάφους A= α*g=0.24g.

Το έδαφος στο οποίο θεμελιώθηκε είναι κατηγορίας Β και με βάση το Πίνακα 3.13 προκύπτει:

T_1=0,15 sec και T_2=0,60 sec

Η κατηγορία σπουδαιότητας επιλέχθηκε Σ2 άρα συντελεστής (από Πίνακα 3.16): γ_1=1,00

Ο συντελεστής φασματικής ενίσχυσης β_0 =2,5 και ο συντελεστής θεμελίωσης θ = 1 αφού έχουμε κατηγορία εδάφους Β.

Τέλος από τον Πίνακα 3.19 για μεταλλική κατασκευή με συγκολλήσεις προκύπτει ζ=2%, άρα ο διορθωτικός συντελεστής είναι:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+2}} = 1{,}32 \geq 0.7$$

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

Πίνακας 3.19: Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ

Με όσα αναφέρθηκαν παραπάνω προκύπτουν οι ακόλουθες τιμές:

$$0 \le T \lhd 0.15\sec \qquad \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{\theta}{q} \cdot \beta_o - 1 \right) \right] = 2.4 + 36.72 * T$$

$$0.15\sec \le T \le 0.60\sec \qquad \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\theta}{q} \cdot \beta_o = 7.92$$

$$0.60\sec < T \qquad \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\theta}{q} \cdot \beta_o (\mathrm{T}_2 / \mathrm{T})^{2/3} = 5.634 / T^{2/3}$$

3.6.3 Δυναμική ανάλυση με το SOFISTIK

Το υποπρόγραμμα DYNA του SOFISTIK είναι αυτό με το οποίο πραγματοποιείται η δυναμική ανάλυση του κτιρίου. Το πρόγραμμα προσφέρει πολλές δυνατότητες παραμετροποίησης και διεκπεραιώνει δυναμική ανάλυση με φάσμα ή με χρονοϊστορίες. Το υποπρόγραμμα STAR2 του SOFISTIK είναι αυτό με το οποίο, αφού εισάγουμε τα είδη, τις τιμές των φορτίσεων και τα στοιχεία στα οποία ασκούνται, πραγματοποιείται η στατική επίλυση του κτιρίου.

Αναλυτικότερα το DYNA μετατρέπει αυτόματα τα ίδια βάρη του φορέα σε επικόμβιες μάζες,ενώ και οι κατακόρυφες δράσεις που μετέχουν στο σεισμικό συνδυασμό θα πρέπει να εισαχθούν ως επικόμβιες μάζες. Για να πετύχουμε κάτι τέτοιο αρχικά κάναμε μια ξεχωριστή επίλυση στο υποπρόγραμμα STAR2 λαμβάνοντας υπόψη μόνο τα μόνιμα και τα κινητά φορτία του εκάστοτε κτιρίου σε σεισμικό συνδυασμό G+0.3*S+0.5*C**.**

Η βασική λογική της διαδικασίας ήταν να μετατραπούν τα κατακόρυφα αυτά φορτία σε επικόμβιες δράσεις PZ και αφού διαιρεθούν με την επιτάχυνση της βαρύτητας g=9.81m/sec^2 ώστε να γίνουν μάζες, να εισαχθούν ως επικόμβιες μεταφορικές μάζες και κατά τις τρεις διευθύνσεις MX ,MY ,MZ σε κάθε αστήρικτο κόμβο του χωρικού μας μοντέλου στο DYNA.

Τέλος θα πρέπει να αναφερθεί ότι οι παράμετροι του φάσματος σχεδιασμού του ΕΑΚ μπορούν να καθοριστούν μέσω του υποπρογράμματος του SOFISTIK, DYNA.

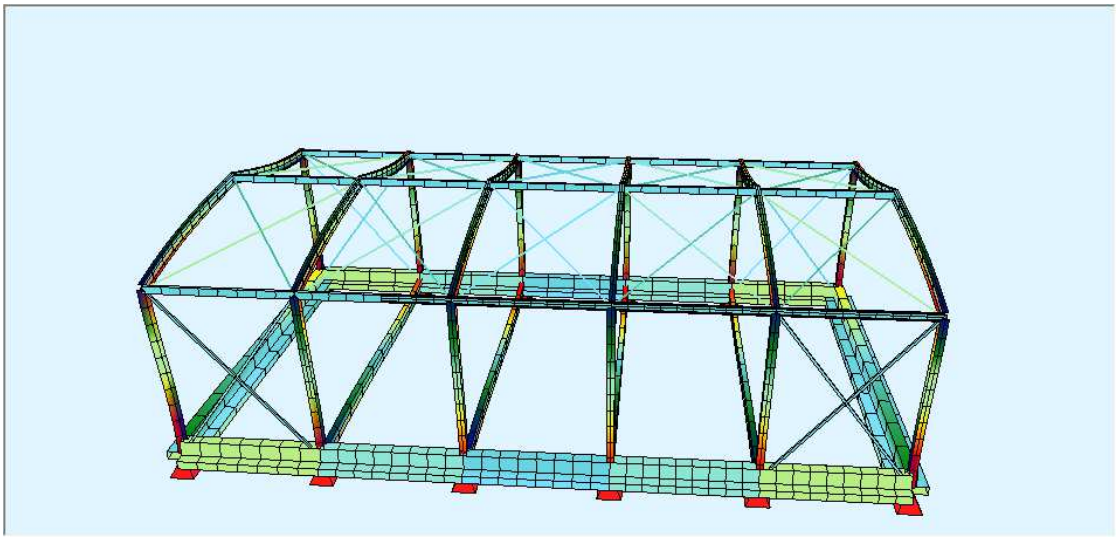
3.6.4 Ιδιομορφές κτιρίου και ιδιομορφικές μάζες

Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το **μητρώο μάζας [m]** και το **μητρώο ακαμψίας** της κατασκευής **[K].** Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών ΣΜ φθάσει στο **90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας Μ** του συστήματος (ΕΑΚ2000).

Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής-εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Σε κτίρια με υπόγειο η παραπάνω διεπιφάνεια λαμβάνεται στην οροφή του υπογείου.

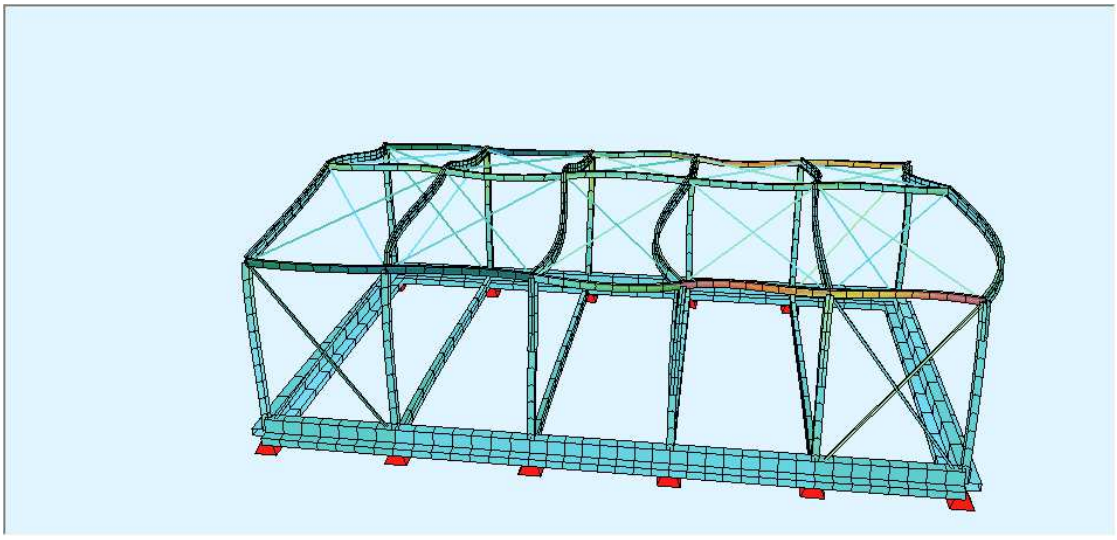
Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης**.** Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0{,}20$ sec λαμβάνονται πάντοτε υπόψη. Ο αριθμός των απαιτούμενων ιδιομορφικών μαζών προσδιορίστηκε κάνοντας επάλληλες δοκιμές και αυξάνοντας κάθε φορά τον αριθμό των απαιτούμενων ιδιομορφών και τρέχοντας το DYNA. Μετά από πολλές δοκιμές καταλήξαμε στον απαιτούμενο αριθμό ιδιομορφών για τον οποίο το ποσοστό των ιδιομορφικών μαζών ήταν πάνω από το 90% των δρώσων ιδιομορφικών μαζών όπως φαίνεται στους πίνακες που ακολουθούν.

Η πρώτη ιδιομορφή που αντιστοιχεί στην μικρότερη ιδιοσυχνότητα ω=12,64 rad/sec φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα:



Για τον υπολογισμό των δρώσων μαζών κάθε ιδιομορφής ακολουθήθηκε η εξής διαδικασία: Από την επίλυση με το Sofistik πήραμε τους συντελεστές R*V*Factor, υπολογίσαμε τα τετράγωνά τους, στη συνέχεια υπολογίσαμε τη συνολική δρώσα μεταφορική μάζα η οποία λαμβάνεται πάλι από το Sofistik. Για την εύρεση του ποσοστού συμμετοχής κάθε ιδιομορφής επί της συνολικής δρώσας μάζας υπολογίσαμε το ποσοστό επί της συνολικής δρώσας μάζας και τέλος το συνολικό ποσοστό.

Συνολικά απαιτήθηκαν 16 ιδιομορφές για να λάβουμε ποσοστό πάνω από 90% της δρώσας ιδιομορφικής μάζας, εκ των οποίων η μεγαλύτερη με συχνότητα 1.342 Hertz φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



3.7 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

3.7.1 Συνδυασμοί Φορτίσεων Γενικά

Οι συνδυασμοί των φορτίσεων από τις οποίες καταπονείται η κατασκευή μας εκτελέσθηκε, από το SOFISTIK, μέσω της υπορουτίνας MAXIMA. Μέσω της υπορουτίνας αυτής κατασκευάστηκε επίσης η περιβάλλουσα για το συνδυασμό στατικών και σεισμικών φορτίσεων και προσδιορίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη.

Στις παρακάτω παραγράφους περιγράφονται οι αρχές και οι απαιτήσεις για ασφάλεια, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα των κατασκευών με βάση τη θεωρία των οριακών καταστάσεων και τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας. Η ανάλυση γίνεται σύμφωνα με τον ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 1 (EC1).

3.7.2 Οριακές Καταστάσεις

Το κτίριο σχεδιάστηκε με σκοπό να ικανοποιεί τις ακόλουθες θεμελιώδεις απαιτήσεις :

α. Να παραμένει κατάλληλο για τη χρήση για την οποία προορίζεται

β. Να παραλαμβάνει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις που πιθανόν να λάβουν χώρα κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης του

γ. Να αποφεύγεται ο κίνδυνος να υποστεί δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις, προσκρούσεις ή συνέπειες ανθρώπινου λάθους, μέσω επιλογής κατάλληλων μέτρων (προφυλακτικά μέτρα, επιλογή κατάλληλου δομικού συστήματος).

Ο έλεγχος της κατασκευής 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). Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται ως εξής :

- *Καταστάσεις διάρκειας*, που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- *Παροδικές καταστάσεις,* που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες (π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών).

- *Τυχηματικές καταστάσεις,* που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες (π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόκρουση).
- *Καταστάσεις σεισμού,* που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπονησης στην κατασκευή.

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε α) οριακές καταστάσεις αστοχίας και β) οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης στην παρούσα εργασία). Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις). Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών, ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

1. *Μόνιμες* (G), ίδια βάρη της κατασκευής
2. *Μεταβλητές* (Q,S,W), επιβεβλημένα(κινητά) φορτία , φορτία χιονιού και ανέμου αντίστοιχα
3. *Σεισμικές* (E), οι οποίες μελετήθηκαν και ως στατικές και ως δυναμικές δράσεις.

Οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των παραπάνω δράσεων προσδιορίστηκαν ανάλογα με το είδος τη μορφή και τη θέση της κατασκευής.

3.7.3 Συνδυασμοί Στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού). Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

α) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\Sigma\gamma_{Gj}G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \Sigma\gamma_{Qi}\psi_{oi}Q_{ki}$$

β) Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\Sigma\gamma_{GAj}G_{kj} + \gamma_{pA}P_k + A_d + \psi_{11}Q_{k1} + \Sigma\psi_{1i}Q_{ki}$$

γ) Για καταστάσεις σεισμού

$$\Sigma G_{kj} + P_k + \gamma_I A_{Ed} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

+	σημαίνει « επαλληλία με »
G_{kj}	είναι η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων
P_k	είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
Q_{k1}	είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
A_d	είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{Gj}, \gamma_{GAj}$	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_p, γ_{pA}	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
γ_{Qi}	είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
γ_I	είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας
$\psi_{oi}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$	είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι επιμέρους **συντελεστές ασφαλείας γ_f** χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων. Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση του ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή μέλους του είναι :

1. Καταστάσεις διάρκειας και παροδικές
   - Για μόνιμες δράσεις , γ_{Gsup} = 1,35 (δυσμενής επιρροή)
     γ_{Ginf} = 1,00 (ευμενής επιρροή)
   - Για μεταβλητές δράσεις γ_Q = 1,50
2. Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς γ_A = 1,00

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

Ο **συντελεστής σπουδαιότητας γ_I** αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για

τον άνθρωπο, αλλά και για τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους.

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

Παρακάτω επισυνάπτονται οι προτεινόμενες από τον EC1 τιμές των επιμέρους συντελεστών συνδυασμού ψ_i , τις οποίες και χρησιμοποιήσαμε:

Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον EC1			
Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Μεταβλητά φορτία σε κτίρια(1)			
Κατηγορία κατοικίες	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία γραφεία	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία επιφάνειες συνάθροισης σχολεία εστιατόρια εκκλησίες θέατρα κινηματογράφοι κλπ	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία καταστήματα	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία αποθηκευτικοί χώροι	[1,0]	[0,9]	[0,8]
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχημάτων □ 30kN	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία G: 30kN □ βάρος οχημάτων □ 160kN	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία H: στέγες	[0]	[0]	[0]
Φορτία χιονιού σε κτίρια	[0,6](2)	[0,2](2)	[0] (2)
Φορτία ανέμου σε κτίρια	[0,6](2)	[0,5](2)	[0] (2)
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός φωτιάς)(3)	[0,6](2)	[0,5](2)	[0] (2)

(1) Για συνδυασμούς επιβεβλημένων φορτίων σε πολυώροφα κτίρια βλ. EC1:Μέρος 2-1

(2) Ενδέχεται να απαιτούνται τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές περιοχές

(3) Βλ. EC1:Μέρος 2-5

Πίνακας 3.20: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον EC1

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 στο σεισμικό συνδυασμό δράσεις καταναγκασμού, όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας και υποχωρήσεις στηρίξεων, δεν χρειάζεται να συμπεριλαμ-βάνονται. Επίσης, ο σεισμός δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις (π.χ. κρούσεις οχημάτων ή πλοίων). Μέχρι να καθοριστούν από σχετικό ειδικό κανονισμό, οι τιμές του συντελεστή συνδυασμού δράσεων λαμβάνονται από τον παραπάνω πίνακα.

Στην παρούσα εργασία οι συνδυασμοί φορτίσεων που επιλέχθηκαν για την επίλυση είναι οι εξής:

1) ΟΚΑ – Δυσμενής συνδυασμός

Κινητά βασικός: $1{,}35G + 1{,}50Q \pm 0{,}90W_x \pm 0{,}90W_y + 0{,}90S$

Άνεμος κατά x βασικός: $1{,}35G \pm 1{,}50W_x + 0{,}90Q \pm 0{,}90W_y + 0{,}90S$

Άνεμος κατά y βασικός: $1{,}35G \pm 1{,}50W_y + 0{,}90Q \pm 0{,}90W_x + 0{,}90S$

2) ΟΚΑ – Ευμενής συνδυασμός (κατασκευή υπό ανέγερση)

Η επίλυση έγινε μόνο με μόνιμα φορτία, $1{,}00G$

3) Σεισμικοί συνδυασμοί

Σεισμός κατά x βασικός: $1{,}00G + 0{,}50\,Q \pm E_x \pm 0{,}30E_y \pm 0{,}30E_z$

Σεισμός κατά y βασικός: $1{,}00G + 0{,}50\,Q \pm E_y \pm 0{,}30\,E_x \pm 0{,}30E_z$

Σεισμός κατά z βασικός: $1{,}00G + 0{,}50\,Q \pm 0{,}70\,E_z \pm 0{,}30E_y \pm 0{,}30E_z$

3.7.4 Περιβάλλουσα Εντατικών Μεγεθών

Όπως προαναφέρθηκε για την εισαγωγή των παραπάνω συνδυασμών φορτίσεων στο SOFISTIK, χρησιμοποιήθηκε το υποπρόγραμμα MAXIMA. Μέσω αυτού βρέθηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη των συνδυασμών αυτών αλλά και των συνδυασμών που προέκυψαν από την επαλληλία τους (περιβάλλουσα στατικών και σεισμικών φορτίσεων). Τα αποτελέσματα της περιβάλλουσας των εντατικών μεγεθών των μελών λόγω στατικών φορτίων βρίσκονται στα Load Cases από 51 εώς 62 και των συνδέσμων στα Load Cases από 63 εώς 64. Τα αποτελέσματα της περιβάλλουσας των εντατικών μεγεθών των μελών λόγω σεισμικών φορτίων βρίσκονται στα Load Cases από 51 εώς 62 και των συνδέσμων στα Load Cases από 63 εώς 64. Τέλος, τα αποτελέσματα της επαλληλίας των στατικών και σεισμικών φορτίων για τα μελη βρίσκονται στα Load Cases από 51 εώς 62 και για τους συνδέσμους στα Load Cases από 63 εώς 64.

3.7.5 Υποπρόγραμμα DBview

Οι μέγιστες και οι ελάχιστες τιμές της επαλληλίας των στατικών και σεισμικών φορτίων φαίνονται αναλυτικότερα στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α. Τα ανωτέρω αποτελέσματα συγκεντρώθηκαν μέσω του υποπρογράμματος DBview και είναι ουσιαστικά τα στοιχεία που θα χρησιμοποιηθούν στους ελέγχους του επόμενου κεφαλαίου.

3.7.6 Υποπρόγραμμα AQB

Τέλος μέσω του υποπρογράμματος AQB έγινε ο υπολογισμός των διατομών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β φαίνονται αναλυτικά όλες οι δοκοί των οποίων το δομικό υλικό είναι το οπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ παρατίθενται και οι απαιτήσεις οπλισμού αυτών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^{ο}

ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ

4.1 Γενικά

Όπως προαναφέραμε η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα **SOFISTIK 2003.** Το πρόγραμμα αυτό έχει τη δυνατότητα της εύρεσης της περιβάλλουσας των εντατικών μεγεθών που καταπονούν τα στοιχεία που απαρτίζουν την κατασκευή για όλα τα φορτία και για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων που επιβάλλονται στο φορέα. Στη συνέχεια έγινε ομαδοποίηση των στοιχείων της κατασκευής (δοκοί, υποστυλώματα, κλπ), και με την βοήθεια εντολών (DBView) παρουσιάστηκαν οι περιβάλλουσες των εντατικών μεγεθών που μας ενδιέφεραν, βάση των οποίων έγιναν οι έλεγχοι.

4.2 Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον EC3

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm^2]	f_u [N/mm^2]	f_y [N/mm^2]	f_u [N/mm^2]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360

Πίνακας 4.1: Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες.

4.2.1 Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες οι οποίοι καλύπτονται από αυτό το Μέρος του Ευρωκώδικα πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

- μέτρο ελαστικότητας $E = 210\,000\, N/mm^2$
- μέτρο διάτμησης $G = \dfrac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000\ N/mm^2$
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0{,}3$
- συντελεστής (N/mm^2) $\varepsilon = \sqrt{\dfrac{235}{f_y}}$

4.2.2 Κατάταξη των διατομών

Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών είναι να αναγνωρίσει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό. Αναλυτικότερα:

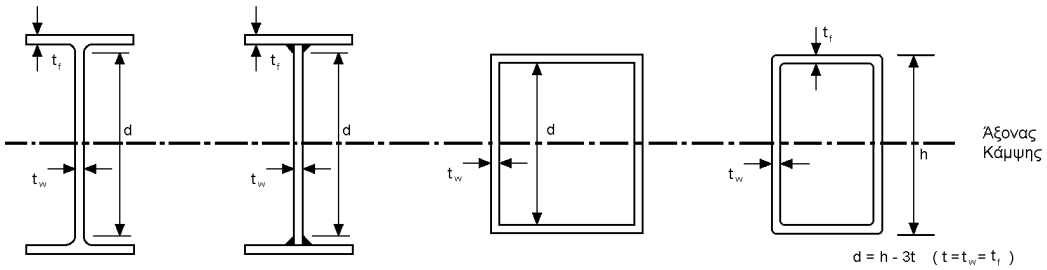
α. Διατομές κατηγορίας 1: εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.

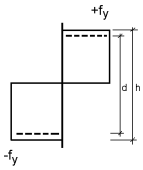
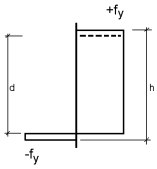
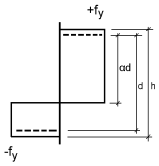
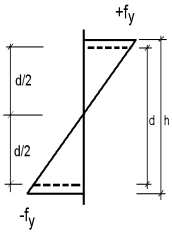
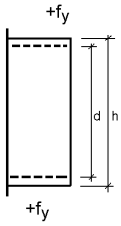
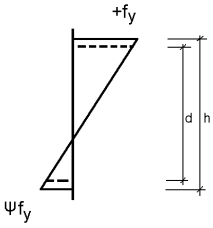
β. Διατομές κατηγορίας 2: εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.

γ. Διατομές κατηγορίας 3: εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φτάσει την αντοχή διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

δ. Διατομές κατηγορίας 4: εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

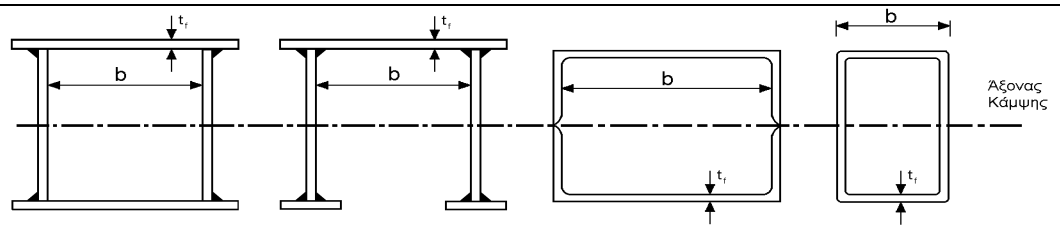
Για την κατάταξη των διατομών της κατασκευής σε κατηγορίες χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω πίνακες κατάταξης πέλματος και κορμού.

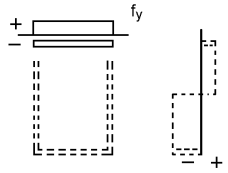
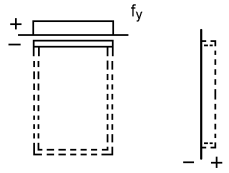
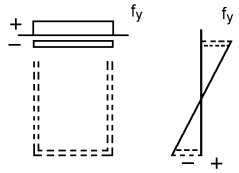
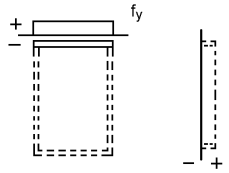


Κατηγορία	Κορμός καμπτόμενος	Κορμός θλιβόμενος	Κορμός υπό θλίψη και κάμψη
Κατανομή τάσεων (+θλίψη)			
1	$\frac{d}{t_w} \le 72\varepsilon$	$\frac{d}{t_w} \le 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0.5$: $\frac{d}{t_w} \le \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$ όταν $\alpha \le 0.5$: $\frac{d}{t_w} \le \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$\frac{d}{t_w} \le 83\varepsilon$	$\frac{d}{t_w} \le 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0.5$: $\frac{d}{t_w} \le \frac{456\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$ όταν $\alpha \le 0.5$: $\frac{d}{t_w} \le \frac{41.5\varepsilon}{\alpha}$
Κατανομή τάσεων			
3	$\frac{d}{t_w} \le 124\varepsilon$	$\frac{d}{t_w} \le 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1.0$: $\frac{d}{t_w} \le \frac{42\varepsilon}{(0.67 + 0.33\psi)}$ όταν $\psi \le -1.0$: $\frac{d}{t_w} \le 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$

		Fe 360	Fe 430	Fe 510
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow N/mm^2$	235	275	355
	ε	1	0.92	0.81

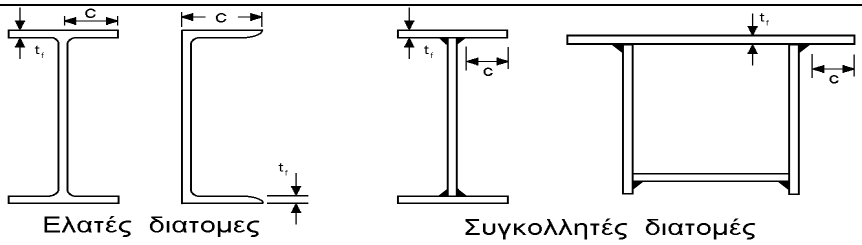
Πίνακας 4.2 Κορμοί δοκών (εσωτερικά μέλη διατομών κάθετα ως προς τον άξονα κάμψης)

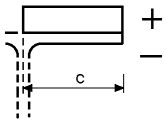
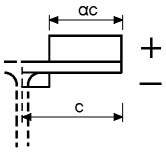
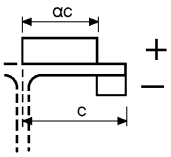
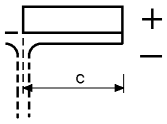
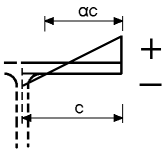
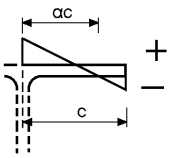


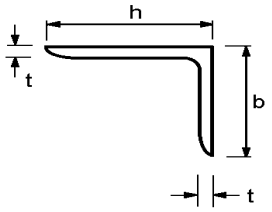
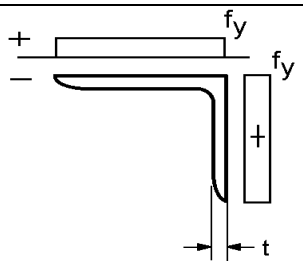
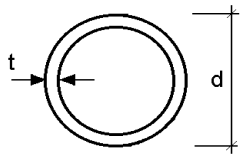
Κατηγορία	Τύπος διατομής	Καμπτόμενη διατομή	Θλιβόμενη διατομή
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής			
1	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b-3t_f}{t_f}\right) \le 33\varepsilon$	$\left(\frac{b-3t_f}{t_f}\right) \le 42\varepsilon$
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \le 33\varepsilon$	$\frac{b}{t_f} \le 42\varepsilon$
2	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b-3t_f}{t_f}\right) \le 38\varepsilon$	$\left(\frac{b-3t_f}{t_f}\right) \le 42\varepsilon$
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \le 38\varepsilon$	$\frac{b}{t_f} \le 42\varepsilon$
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής			
3	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b-3t_f}{t_f}\right) \le 42\varepsilon$	$\left(\frac{b-3t_f}{t_f}\right) \le 42\varepsilon$
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \le 42\varepsilon$	$\frac{b}{t_f} \le 42\varepsilon$

		Fe 360	Fe 430	Fe 510
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow N/mm^2$	235	275	355
	ε	1	0.92	0.81

Πίνακας 4.3 Εσωτερικά τμήματα πελμάτων (παράλληλα ως προ τον άξονα κάμψης)



Κατηγορία	Τύπος διατομής	Θλιβόμενο μέλος	Μέλος υπό κάμψη και ταυτόχρονη αξονική δύναμη	
			Θλιβόμενο άκρο	Εφελκυόμενο άκρο
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής				
1	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \le 10\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \le 9\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \le \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \le \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \le 11\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \le \frac{11\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \le \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \le 10\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής				
3	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \le 15\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \le 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ $\frac{c}{t_f} \le 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για τον υπολογισμό του k_σ βλέπε πίνακες (10.14) και (10.15)	
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \le 14\varepsilon$		
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow N/mm^2$	235	275	355
	ε	1	0.92	0.81

Γωνιακά Βλέπε και φύλλο 3 'Εξωτερικά πέλματα'	 (Δεν εφαρμόζεται σε περιπτώσεις γωνιακών σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία της κατασκευής)
Κατηγορία	Θλιβόμενη διατομή
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θετική η θλίψη)	
3	$\frac{h}{t} \le 15\varepsilon$ και $\frac{b+h}{2t} \le 11.5\varepsilon$
Κοίλες κυκλικές διατομές	
Κατηγορία	Διατομή καμπτόμενη και/ή θλιβόμενη
1	$\frac{d}{t} \le 50\varepsilon^2$
2	$\frac{d}{t} \le 70\varepsilon^2$
3	$\frac{d}{t} \le 90\varepsilon^2$

		Fe 360	Fe 430	Fe 510
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow N/mm^2$	235	275	355
	ε	1	0.92	0.81
	ε^2	1	0.85	0.66

Πίνακας 4.4 Τμήματα πελμάτων με ελεύθερο άκρο

4.2.3 Αντοχή διατομών

4.2.3.1 Αντοχή σε μονοαξονικό εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Sd} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 1{,}0$$

Πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής: $N_{pl,Rd} = \frac{A\, f_y}{\gamma_{M0}}$

4.2.3.2 Αντοχή σε λυγισμό

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} \leq 1{,}0$$

Όπου N_{Sd} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{pl,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

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

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

4.2.3.3 Αντοχή σε τέμνουσα

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{Sd} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 1{,}0$$

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από:

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

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

α. ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό:

$A_v = A-2bt_f+(t_w+2r)\ t_f$

β. ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στα πέλματα:

$A_v = n\sum hwtw$

γ. κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιόμορφου πάχους:

$2A/\pi$ όπου:

A είναι η επιφάνεια της διατομής

b είναι το συνολικό πλάτος

h είναι το συνολικό ύψος

h_w είναι το ύψος του κορμού

t_f είναι το πάχος του πέλματος

4.2.3.4 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min}\cdot A\cdot\frac{f_y}{\gamma_\mu}}+\frac{k_y\cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_\mu}}+\frac{k_z\cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z}\cdot\frac{f_y}{\gamma_\mu}}\le 1{,}00$$ όπου:

N_{Sd}, $M_{y,Sd}$ και $M_{z,Sd}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\chi_{\min} = \min\{\chi_y, \chi_z\}$

χ_y ,χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού από την

$$\chi_{y,z}=\frac{1}{\Phi_{y,z}+\sqrt{\Phi_{y,z}^2-\bar{\lambda}_{y,z}^2}}\ \text{αλλά}\ \chi_{y,z}\le 1{,}0$$

όπου $\Phi_{y,z}=0{,}5\left[1+\alpha_{y,z}\left(\bar{\lambda}_{y,z}-0{,}2\right)+\bar{\lambda}_{y,z}^2\right]$

$\alpha_{y,z}$ είναι συντελεστής ατελειών

$\lambda_{y,z}$ ανηγμένη λυγηρότητα

$$\lambda_{y,z} = \frac{l_{y,z}\sqrt{\beta_A}}{i_{y,z}93{,}9\varepsilon}$$ ($\beta_A = 1{,}0$ κατηγορία διατομής 1,2,3)

k_y , k_z είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

$$k_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \cdot N_{Sd}}{\chi_{y,z} \cdot A \cdot f_y} \leq 1{,}50$$

όπου $\mu_{y,z} = \overline{\lambda}_{y,z} \cdot \left(2 \cdot \beta_{My,z} - 4\right) + \left(\frac{w_{pl,y,z} - w_{el,y,z}}{w_{el,y,z}}\right) \leq 0.90$

$\beta_{My,z}$ δίνεται στους παρακάτω πίνακες

4.2.3.5 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^{\ 2}} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^{\ 2} \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Όπου

k_w συντελεστής που αφορά τη στρέβλωση του άκρου, λαμβάνεται ίσος με 1,00

k συντελεστής που αφορά τη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο, λαμβάνεται ίσος με : 0,5 για πλήρη πάκτωση

1,0 για απλές στηρίξεις

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} \leq 1{,}00$$

Όπου

N_{Sd}, $M_{y,Sd}$ και $M_{z,Sd}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\chi_{\min} = \min\{\chi_y, \chi_z\}$

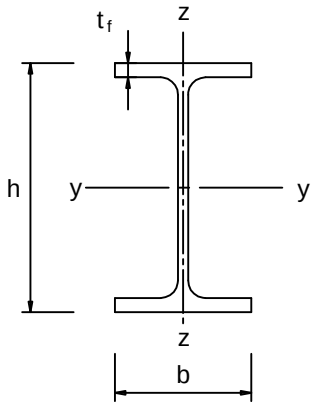
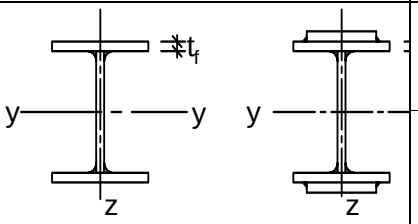
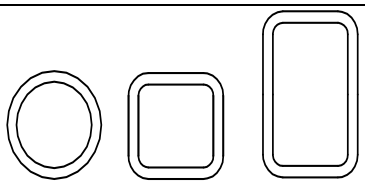
χ_y ,χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

k_z είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

k_{LT} $$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1{,}50$$

όπου $\mu_{LT} = 0{,}15 \cdot \overline{\lambda_z} . \beta_{M,LT} - 0{,}15 \leq 0.90$ ($\beta_{M,LT}$ δίνεται στους παρακάτω πίνακες)

λ_{LT} ανηγμένη λυγηρότητα για τον πλευρικό λυγισμό $\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}}$

Διατομή		Όρια		Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές		h/b > 1,2	$t_f \leq 40$ mm	y – y z – z	a b
			40 mm < $t_f \leq 100$	y – y z – z	b c
		h/b ≤ 1,2	$t_f \leq 100$ mm	y – y z – z	b c
			$t_f > 100$ mm	y – y z – z	d d
Συγκολλητές I-διατομές		$t_f \leq 40$ mm		y – y z – z	b c
		$t_f > 40$ mm		y – y z – z	c d
Κοίλες Διατομές		Εν θερμώ έλαση		Κάθε	a
		Ψυχρή έλαση		Κάθε	c

Πίνακας 4.5:Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Ο συντελεστής ατελειών α που αντιστοιχεί στην κατάλληλη καμπύλη λυγισμού μπορεί να λαμβάνεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Οι προτεινόμενες τιμές του α δίνονται στον Πίνακα 4.6

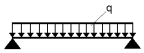
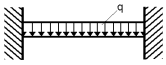
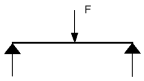
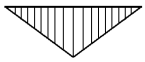
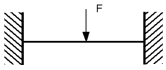
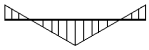
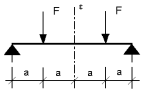
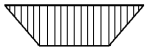
Καμπύλη λυγισμού	**a**	**b**	**c**	**d**
Συντελεστής ατελειών α	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 4.6: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

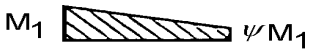
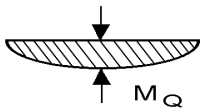
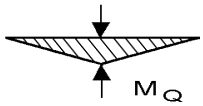
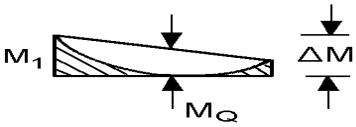
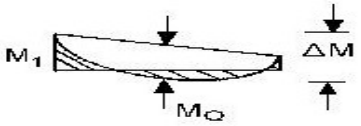
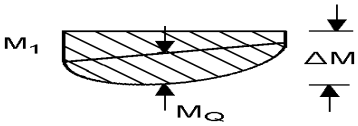
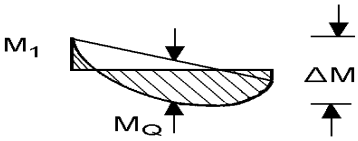
Οι συστάσεις για τις καμπύλες λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιούνται δίνονται στον Πίνακα 4.7.

Διατομή	**Όρια**	**Καμπύλη λυγισμού**
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	**a** **b**
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	**c** **d**
Άλλες διατομές	-	**d**

Πίνακας4.7: Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές

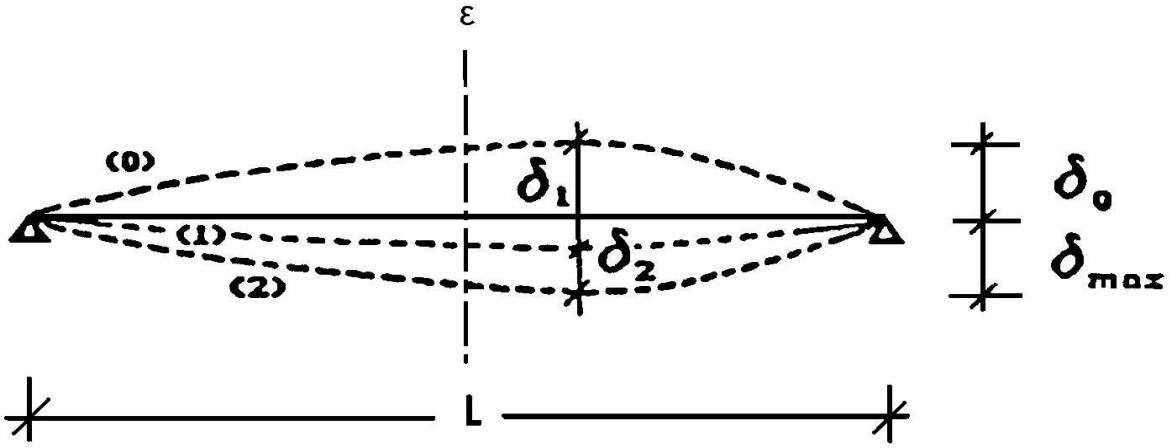
Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	**Διάγραμμα καμπτικών ροπών**	**Τιμές του συντελεστή k**	**Συντελεστές**		
			C_1	C_2	C_3
		1.0	1.132	0.459	0.525
		0.5	0.972	0.304	0.980
		1.0	1.285	1.562	0.753
		0.5	0.712	0.652	1.070
		1.0	1.365	0.553	1.730
		0.5	1.070	0.432	3.050
		1.0	1.565	1.267	2.640
		0.5	0.938	0.715	4.800
		1.0	1.046	0.430	1.120
		0.5	1.010	0.410	1.890

Πίνακας 4.8: Συντελεστές C_1, C_2 και C_3 για διάφορες τιμές του K σε περίπτωση φόρτισης μόνο με εγκάρσια φορτία

Ροπές άκρων  $-1.0 \leq \psi \leq +1.0$	$\beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.7\,\psi$
Ροπές λόγω εγκάρσιας φόρτισης   	$\beta_{M,Q} = 1.3$ $\beta_{M,Q} = 1.4$
Ροπές λόγω συνδυασμού των προηγούμενων περιπτώσεων     	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} \cdot \left(\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi}\right)$ Μόνο λόγω της εγκάρσιας φόρτισης $M_Q = \lvert \max M \rvert$ Για ομόσημο διάγραμμα ροπών $\Delta M = \lvert \max M \rvert$ Για διάγραμμα ροπών με αλλαγή προσήμου $\Delta M = \lvert \max M \rvert + \lvert \min M \rvert$

Πίνακας 4.9: Συντελεστής ομοιόμορφης ισοδύναμης ροπής β_M

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

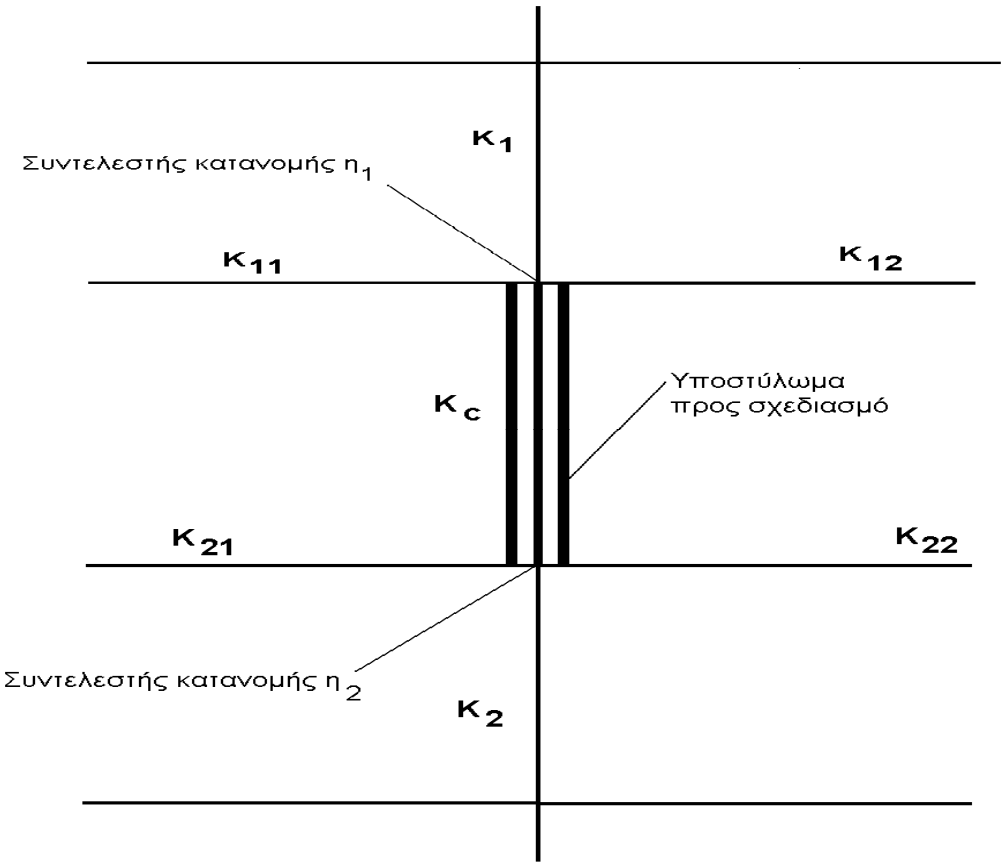


Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$ όπου $\delta_{max} < \frac{l}{250}$, $\delta_2 < \frac{l}{300}$

για δάπεδα γενικά και για οροφές υποδεχόμενες πρόσωπα πέραν του προσωπικού συντηρήσεως.

Συντελεστές κατανομής για συνεχή υποστυλώματα



$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$n_2 = \frac{K_2 + K_c}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού

$$k_y = 0{,}5 + 0{,}14(n_1 + n_2) + 0{,}055(n_1 + n_2)^2$$

4.3 Υποστυλώματα

Στο **SOFISTIK** εισήχθη κάθε μέλος του υποστυλώματος με τα αδρανειακά του χαρακτηριστικά.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι σε όλα τα κύρια μέλη ο άξονας **y-y** της διατομής είναι παράλληλος με τη διαμήκη έννοια του κτιρίου ενώ ο άξονας **z-z** είναι παράλληλος με τα πλαίσια. Αυτό σημαίνει ότι για κάμψη/λυγισμό εντός του επιπέδου του πλαισίου ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας ενώ για κάμψη/λυγισμό εκτός του επιπέδου του πλαισίου ενεργοποιείται ο ασθενής άξονας, λειτουργία η οποία είναι επιθυμητή στη περίπτωση των υποστυλωμάτων.

4.3.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα αυτά έχουν ύψος 8,00 μέτρα (εισαγωγή του στο SOFISTIK ως BEAM).

Ράβδοι: **1001-1012**

Επιλογή διατομής: **HEB 320**

Στοιχεία Διατομής

h=	320	mm	I_y =	30820	cm^4	I_t =	225,1	cm^4
b=	300	mm	I_z =	9239	cm^4	I_w =	2069×10^{-3}	cm^6
t_w =	11,5	mm	$W_{el,y}$ =	1926	cm^3	$W_{pl,y}$ =	2149	cm^3
t_f =	20,5	mm	$W_{el,z}$ =	615,9	cm^3	$W_{pl,z}$ =	939,1	cm^3
h-2c=d=	225	mm	i_y =	13,82	cm			
A=	161,3	cm^2	i_z =	7,57	cm			

Για τις ανωτέρω ράβδους δημιουργώ την περιβάλλουσα (Loadcases: 51-62) των εντατικών μεγεθών και έχω τα ακόλουθα αποτελέσματα:

	N[kN]	VY[kN]	VZ[kN]	MT[kNm]	MY[kNm]	MZ[kNm]
Max MY	-81.8	-67.18	120.88	-0.01	-468.04	-99.06
Max N	-223.7	-0.72	-24.8	0.00	103.57	-2.70

Χρησιμοποιώντας τους δυσμενέστερους συνδυασμούς έχω τους παρακάτω ελέγχους:

Κατάταξη Διατομής

κορμός

h-2c/ t_w = d/ t_w = 225/11,5=19,57≤ 33 ε=33 Κατηγορία 1

πέλμα

c/t_f=[(b-t_w)/2-r]/t_f= [(300-11,5)/2-27]/20,5= 5,72≤ 9ε=9 Κατηγορία 1

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

Καμπύλες λυγισμού

h/b= 320/300=1≤1,2 λυγισμός περί τον άξονα y-y' ⇒ καμπύλη λυγισμού "b"

t_f = 20,5 ≤ 100 mm λυγισμός περί τον άξονα z-z' ⇒ καμπύλη λυγισμού "c"

Ράβδος 1011 (Φόρτιση 55)

α. Έλεγχος σε τέμνουσα

$V_{z,sd}$ = 141,64 kN

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{51{,}77 \circ 23{,}5}{\sqrt{3} \circ 1{,}0} = 702{,}4\, kN > V_{z,sd} = 141{,}64\, kN$$

Επειδή $V_{z,sd} < 0{,}5\, V_{pl,z,Rd}$ δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής της διατομής.

Ράβδος 1007 (Φόρτιση 55)

N_{Sd} = -81,8 kN

$M_{y,Sd}$ = -468.04 kN .m

$M_{z,sd}$ = -99,06 kN .m

β. Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} =$ 3790.55kN

$N_{Ed} =$ 81.8 kN ≤ 0.25 $N_{pl,Rd} =$ 947.638kN

$N_{Ed} =$ 81.8 kN ≤ $\frac{0.5\, h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} =$ 377.00kN

$N_{Ed} =$ 81.8 kN ≤ $\frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} =$ 754.00kN

οπότε δεν απαιτείται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην Mpl,y,Rd

$M_{y,Ed} =$ 46804kN cm ≤ $M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} =$ 50501.5kN cm

$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} =$ 0.02

γ. Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

α= 2

β= 5n= 0.11 < 1,0 → β= 1

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_M}}\right)^a + \left(\frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_M}}\right)^b = 1.00 \le 1$$

0.859 0.2015

L_C =800 cm

<u>Ισοδύναμο μήκος λυγισμού y-y</u> L_{12}=2000 cm

$I_{y(IPE\ 500)}$ = 48200 cm^4

$k_c = \dfrac{I_{y(HEB320)}}{L_c} =$ 38.525cm^3

$k_{12} = \dfrac{1{,}5 I_{y(IPE500)}}{L_{12}} =$ 36.15cm^3 $n_1 = \dfrac{k_c}{k_c + k_{12}} =$ 0.52

$n_2 =$ 1.00

οπότε συντελεστής ισοδύναμου μήκους: $\beta = 2.8$ →

$L_y = \beta L_c = 2240$ cm

<u>Ισοδύναμο μήκος λυγισμού z-z</u>

το υποστύλωμα είναι εξασφαλισμένο στα άκρα του → L_Z = 800 cm

<u>Καμπύλες λυγισμού</u>

h/b =	1.06667≤ 1,2	περί y-y καμπ. λυγισμού :[b]	→	α_y = 0.34
t_f =	2.05≤ 10 cm	περί z-z καμπ. λυγισμού :[c]	→	α_z = 0.49

λ_1 =93.865

$\lambda_y = \dfrac{L_y}{i_y} =$ 162.08 $\lambda_z =$ 105.68

$_\lambda_y = \dfrac{\lambda_y}{\lambda_1} =$ 1.7268 $_\lambda_z =$ 1.1259

$\varphi_y =$ 2.2504 $\varphi_z =$ 1.3606

$x_y =$ 0.2707 ≤ 1,0 $x_z =$ 0.4707 ≤ 1,0

Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$E = 21000\ KN/cm^2$

L_{LT}= 800cm $\qquad$ $v = 0.3$

k_w = 1, όπως προτείνεται από EC3 $\qquad$ $G = 8076.92 KN/cm^2$

k = 1, θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού

C_1 = 1.285

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^{\ 2}} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^{\ 2} \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 110801 \text{ KN cm}$$

$M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_y =$ 50501.5kNcm $\qquad$ $M_{y,Ed}$ = 46804 kN cm

$$_\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 0.6751$$ ή $M_{y,Ed}/M_{cr}$ = 0.4224

> 0,2 $\qquad$ **> 0,04**

(θα μπορούσαν να αγνοηθούν οι επιδράσεις του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού)

h/b = 1.06667< 2 → καμπύλη [a] → α_{LT} = 0.21

φ_{LT} = 0.7778 $\qquad$ $M_{b,Rd} = \chi_{LT} . W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M} =$ 43386.62KN cm

χ_{LT} = 0.8591 ≤ 1,0

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd}$ =1.0788 ≤ 1,0

<u>Συντελεστές αλληλεπίδρασης</u>

ψM_h =-32639 ÷ -47882

ψ =-0.6974 ÷ -1.023

C_{my} = 0.4 $\qquad$ $_\lambda_y$ - 0,2 =1.53 ≥ 0.80

C_{mz} = 0.9 $\qquad$ 2$_\lambda_y$ - 0,6 =2.85 ≥ 1.40

$$k_{yy} = C_{my}\left(1+(\bar{\lambda}_y - 0{,}2)\frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}\right) = 0.40191$$ $\qquad$ k_{zy} =0,6 k_{yy}=0.24115

$$k_{zz} = C_{mz}\left(1+(2\bar{\lambda}_y - 0{,}6)\frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}\right) = 0.90434$$ $\qquad$ k_{yz} =0,6 k_{zz}=0.5426

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = \mathbf{0.75684} \leq 1$$

0.0797 0.4336 0.2436

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = \mathbf{0.71192} \leq 1$$

0.0459 0.2601 0.4059

<u>Ράβδος 1003, (Φόρτιση 52)</u>

N_{Sd} = -223,7 kN

$M_{y,Sd}$ = 103.57 kN.m

$M_{z,sd}$ = -2,70 kN.m

δ. Έλεγχος σε λυγισμό

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{\mu 1}} = \frac{0,471 \cdot 161,3 \cdot 23,5}{1,1} = 1623,6 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{Nb,Rd} = \frac{223,7}{1623,6} = 0,14 < 1,0$$

4.4 Έλεγχος κύριων δοκών ζυγώματος στέγης

Ράβδοι: **2001-2012**

Επιλογή διατομής: **IPE 500**

Στοιχεία Διατομής

h=	500	mm	I_y =	48200	cm^4	I_t =	89,29	cm^4
b=	200	mm	I_z =	2142	cm^4	I_w =	1249×10^{-3}	cm^6
t_w =	10,2	mm	$W_{el,y}$ =	1928	cm^3	$W_{pl,y}$ =	2194	cm^3
t_f =	16,0	mm	$W_{el,z}$ =	214,2	cm^3	$W_{pl,z}$ =	335,9	cm^3
h-2c=d=	426	mm	i_y =	20,43	cm			
A=	115,5	cm^2	i_z =	4,31	cm			

Για τις ανωτέρω ράβδους δημιουργώ την περιβάλλουσα (Loadcases: 51-62) των εντατικών μεγεθών και έχω τα ακόλουθα αποτελέσματα:

	N[kN]	VY[kN]	VZ[kN]	MT[kNm]	MY[kNm]	MZ[kNm]
Max MY	-106.7	-0.03	131.79	0.00	-449.70	-0.16
Max N	-134.6	-0.14	179.90	0.03	-355.11	-0.58

Χρησιμοποιώντας τους δυσμενέστερους συνδυασμούς έχω τους παρακάτω ελέγχους:

<u>Κατάταξη Διατομής</u>

κορμός

h-2c/ t_w = 426/10,2=41,76 $\leq 72\varepsilon$=72 Κατηγορία 1

πέλμα

c/t_f = 69/16 =4,62$\leq$ 9ε=9 Κατηγορία 1

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

<u>Καμπύλες λυγισμού</u>

h/b= 500/200=2,5>1,2 λυγισμός περί τον άξονα y-y'$\Rightarrow$ καμπύλη λυγισμού "a"

t_f = 16,0 $\leq$ 40 mm λυγισμός περί τον άξονα z-z'$\Rightarrow$ καμπύλη λυγισμού "b"

Ράβδος 2005 (Φόρτιση 52)

α. Έλεγχος σε εφελκυσμό

N_{Sd} = 134,6 kN

$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_\mu}$ = 115,5 * 23,5 / 1,1= 2467,5 kN > N_{Sd} = 134,6 kN

β. Έλεγχος σε τέμνουσα

$V_{z,sd}$ = 179,90 kN

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu}$ = 59,87 *23,5/1,1* √3= 738,45 kN > $V_{z,sd}$ = 179,90 kN

γ. Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} =$ 2714.25 kN

N_{Ed} = 106.7 kN ≤ 0.25 $N_{pl,Rd}$ = 678.563kN

N_{Ed} =106.7 kN ≤ $\frac{0.5\, h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} =$ 560.90 kN

N_{Ed} =106.7 kN ≤ $\frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} =$ 1121.80 kN

→ δεν απαιτείται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην $M_{pl,y,Rd}$

$M_{y,Ed}$ = 44970 kN cm ≤ $M_{pl,y,Rd}$= $W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} =$ 51559kN cm

$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} =$ n=0.04

δ. Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

α= 2

β= 5n= 0.20 < 1,0 → β= 1

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_M}}\right)^a + \left(\frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_M}}\right)^b = \mathbf{0.761} \leq 1$$

0.761 0.0000

E =21000 KN/cm^2

v =0.3

G = 8076.92 KN/cm^2

<u>Ισοδύναμο μήκος λυγισμού y-y</u> L=1011.19 cm

θεωρώ συντελεστή ισοδύναμου μήκους: β = 1.2 →

L_y =1213.43 cm

<u>Ισοδύναμο μήκος λυγισμού z-z</u>

το ζύγωμα είναι εξασφαλισμένο λόγω τεγίδων και συνδέσμων δυσκαμψίας → λαμβάνω 1/3 L → L_Z =337.063 cm

<u>Καμπύλες λυγισμού</u>

h/b = 2.5≤ 1,2 | περί y-y καμπ. λυγισμού :[b] → $α_y$ =0.34

t_f = 1.6≤ 10 cm | περί z-z καμπ. λυγισμού :[c] → $α_z$ =0.49

$λ_1$ = 93.865

$λ_y = \frac{L_y}{i_y} =$ 59.39 $λ_z$ = 78.20

$\bar{λ}_y = \frac{λ_y}{λ_1} =$ 0.6328 $\bar{λ}_z$ = 0.8332

$φ_y$ = 0.7738 $φ_z$ = 1.0022

x_y = 0.8203 ≤ 1,0 x_z = 0.6414 ≤ 1,0

<u>Συντελεστές αλληλεπίδρασης</u> $ψM_h$ = -22307 ÷ -18471

ψ = -0.496 ÷ -0.411

C_{my} = 0.4 $\bar{λ}_y$ - 0,2 = 0.43 ≥ 0.80

C_{mz} = 0.9 2$\bar{λ}_y$ - 0,6 = 0.67≥1.40

$$k_{yy} = C_{my}\left(1+(\bar{\lambda}_y-0{,}2)\frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_M}}\right) = 0.40081$$

k_{zy} = 0,6 k_{yy}= 0.24048

$$k_{zz} = C_{mz}\left(1+(2\bar{\lambda}_y-0{,}6)\frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_M}}\right)= \quad 0.90407 \qquad k_{yz} = 0{,}6\ k_{zz} = 0.54244$$

$$\underbrace{\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}}}_{0.0479} + \underbrace{\frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_M}}}_{0.3496} + \underbrace{\frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}}}_{0.0011} = \mathbf{0.39861} \le 1$$

$$\underbrace{\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}}}_{0.0613} + \underbrace{\frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_M}}}_{0.2098} + \underbrace{\frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}}}_{0.0018} = \mathbf{0.27288} \le 1$$

4.5 Έλεγχος δευτερεύουσων δοκών

Ράβδοι: **101–110** και **201-205**

Επιλογή διατομής: **IPE 300**

Στοιχεία Διατομής

h=	300	mm	I_y =	8356	cm^4	I_t =	20,12	cm^4
b=	150	mm	I_z =	603,8	cm^4	I_w =	$125{,}9\times10^{-3}$	cm^6
t_w =	7,1	mm	$W_{el,y}$ =	557,1	cm^3	$W_{pl,y}$ =	628,4	cm^3
t_f =	10,7	mm	$W_{el,z}$ =	80,50	cm^3	$W_{pl,z}$ =	125,2	cm^3
h-2c=d=	248,6	mm	i_y =	12,46	cm			
A=	53,81	cm^2	i_z =	3,35	cm			

Για τις ανωτέρω ράβδους δημιουργώ την περιβάλλουσα (Loadcases: 51-62) των εντατικών μεγεθών και έχω τα ακόλουθα αποτελέσματα:

	N[kN]	VY[kN]	VZ[kN]	MT[kNm]	MY[kNm]	MZ[kNm]
Max MY	-107.1	0.00	1.71	0.00	1.66	0.00
Max N	-24.5	0.13	15.84	0.00	-65.59	0.27

Χρησιμοποιώντας τους δυσμενέστερους συνδυασμούς έχω τους παρακάτω ελέγχους:

<u>Κατάταξη Διατομής</u>

κορμός

h-2c/ t_w = 24,86/0,71=35,01 ≤38 ε=38 Κατηγορία 2

πέλμα

c/t_f = 5,65/1,07 =5,28≤ 9ε=9 Κατηγορία 1

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

<u>Καμπύλες λυγισμού</u>

h/b= 300/150=2≥1,2 λυγισμός περί τον άξονα y-y'⇒ καμπύλη λυγισμού "b"

t_f = 1,07 ≤ 40 mm λυγισμός περί τον άξονα z-z'⇒ καμπύλη λυγισμού "c"

α. Έλεγχος σε τέμνουσα

$V_{z,sd}$ = 15,84 kN

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = 348{,}2\,kN > V_{z,sd} = 15{,}84\,kN$$

β. Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1264.54 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 24.5 \text{ kN} \leq 0.25\, N_{pl,Rd} = 316.134 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 24.5 \text{ kN} \leq \frac{0.5\, h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 232.422 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 24.5 \text{ kN} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 464.84 \text{ kN}$$

→ δεν απαιτείται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην $M_{pl,y,Rd}$

$M_{y,Ed}$ =6559 kN cm ≤ $M_{pl,y,Rd}$= $W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_{M1}}$ = 14767.4 kN cm

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0.02$$

γ. Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

α= 2

β= 5n= 0.42 < 1,0 → β=1

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_M}}\right)^a + \left(\frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_M}}\right)^b = \mathbf{0.197} \leq 1$$

0.197 0.0001

<u>Ισοδύναμο μήκος λυγισμού y-y</u> L_y =600 cm

<u>Ισοδύναμο μήκος λυγισμού z-z</u> L_z =600 cm

<u>Καμπύλες λυγισμού</u>

h/b =	2≤ 1,2	περί y-y καμπ. λυγισμού :[b]	→	a_y = 0.34
t_f =	1.07≤ 10 cm	περί z-z καμπ. λυγισμού :[c]	→	a_z = 0.49

λ_1 = 93.865

$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y}$ = 48.15 λ_z = 179.10

$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$ = 0.5130 $\bar{\lambda}_z$ = 1.9081

φ_y = 0.6848 φ_z = 2.7389

x_y = 0.8784 ≤ 1,0 x_z = 0.2126 ≤ 1,0

δ. Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

E = 21000 KN/cm^2

L_{LT}= 600cm v = 0.3

k_w = 1, όπως προτείνεται από EC3 G = 8076.92 KN/cm^2

k = 1 θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού

C_1 = 1.285

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^{\ 2}} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^{\ 2} \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 11606.4 \text{ KN cm}$$

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_y = 14767.4 \text{kNcm}$$

$M_{y,Ed}$ = 6559 kNcm

$$_\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 1.1280$$

> 0,2

ή $M_{y,Ed}/M_{cr}$ = 0.5651

> 0,04

h/b = 2 ≥ 1. 2 → καμπύλη [a] → α_{LT} = 0.21

φ_{LT} = 1.2336

χ_{LT} = 0.5770 ≤ 1,0

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} . W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M} = 8520.95 \text{ KN cm}$$

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd}$ = 0.7697 ≤ 1,0

<u>Συντελεστές αλληλεπίδρασης</u>

ψM_h= -12218

ψ= -73.602

C_{my} = 0.5

C_{mz} = 0.9

$_\lambda_y$ - 0,2= 0.31 ≥ 0.80

2$_\lambda_y$ - 0,6= 0.43 ≥ 1.40

$$k_{yy} = C_{my}\left(1+(\bar{\lambda}_y - 0{,}2)\frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}\right) = 0.5033$$

K_{zy} = 0,6 k_{yy}= 0.30198

$$k_{zz} = C_{mz}\left(1+(2\bar{\lambda}_y - 0{,}6)\frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}\right) = 0.94298$$

k_{yz} = 0,6 k_{zz}= 0.56579

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = \mathbf{0.1049} \leq 1$$

0.0964 0.0085 0.0000

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = \mathbf{0.40347} \leq 1$$

0.3984 0.0051 0.0000

4.6 Έλεγχος Διαγώνιων Στοιχείων Κατακόρυφων Συνδέσμων Δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι προσφέρουν μεγάλη δυσκαμψία στην κατασκευή έναντι των οριζόντιων φορτίων. Στον υπό μελέτη χώρο, χρησιμοποιήσαμε διαγώνιους συνδέσμους διατομής SH 100 100 5. Σε αυτή τη κατηγορία συνδέσμων οι οριζόντιες δυνάμεις εναλλασσόμενης φοράς αναλαμβάνονται μόνο από τις εφελκυστικές διαγωνίους, ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβόμενων. Έτσι δεν γίνεται έλεγχος σε θλίψη.

Ράβδοι: **10001-10008**

Επιλογή διατομής: **SH 100 100 5**

Στοιχεία Διατομής

h=	100	mm
b=	100	mm
t=	5,0	mm
A=	18,73	cm^2

Για τις ανωτέρω ράβδους δημιουργώ την περιβάλλουσα (Loadcases: 63-64) των εντατικών μεγεθών και έχω τα ακόλουθα αποτελέσματα:

	N[kN]
Min.	-69.2
Max	58.4

Χρησιμοποιώντας τους δυσμενέστερους συνδυασμούς έχω τους παρακάτω ελέγχους:

Ράβδος 10007 (Φόρτιση 63)

α. Έλεγχος σε εφελκυσμό

N_{Sd} = 58,4 kN

$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_\mu} = \frac{18{,}73 \circ 23{,}5}{1{,}1}$ = 400,14 kN > N_{Sd} = 58,4 kN

Ράβδος 10006 (Φόρτιση 64)

β. Έλεγχος σε θλίψη - λυγισμό

N_{Sd} = -69,2 kN

για κοίλες εν θερμώ διατομές → καμπ. λυγισμού : [a] → α_y =0.21

$$\lambda_y = \frac{0{,}50 L_y}{i_y} = 129.46$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 1.38$$

$$\varphi_y = 1.5749$$

$$\chi_y = 0{,}43 \leq 1{,}0$$

$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} \leq 1{,}0$ $N_{bRd} = \chi \frac{A \cdot f_y}{\gamma_\mu} = 0{,}43 \circ \frac{18{,}73 \circ 23{,}5}{1{,}0}$ =189,26 kN > N_{Sd} =69,2 kN

$$\frac{Nsd}{Nb,Rd} = \frac{69{,}2}{189{,}26} = 0{,}37 \leq 1{,}0$$

4.7 Έλεγχος Διαγώνιων Στοιχείων Οριζόντιων Συνδέσμων Δυσκαμψίας

Οι συγκεκριμένοι σύνδεσμοι αποτελούν διαφράγματα με κύριο σκοπό την ανάληψη σημαντικών οριζόντιων δυνάμεων και τη μεταφορά αυτών στους κατακόρυφους φορείς. Αυτή η μεταφορά θα πρέπει να γίνεται με επαρκή υπεραντοχή. Γι' αυτό οι δράσεις που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς θα πρέπει να πολλαπλασιάζονται με ένα συντελεστή μεγεθύνσεως. Στη παρούσα εργασία δεν απαιτήθηκε η χρήση του παραπάνω συντελεστή, αφού ο σεισμικός έλεγχος του κτιρίου μας έγινε με ελαστικό σχεδιασμό. Η διατομή που επιλέχθηκε είναι **L 60 60 6**.

Ράβδοι: **20001-20020**

Επιλογή διατομής: **L 60 60 6**.

Στοιχεία Διατομής

h=	60	mm
b=	60	mm
t=	6,0	mm
A=	6,91	cm^2

Για τις ανωτέρω ράβδους δημιουργώ την περιβάλλουσα (Loadcases: 63-64) των εντατικών μεγεθών και έχω τα ακόλουθα αποτελέσματα:

	N[kN]
Min.	-55.3
Max	47.4

Χρησιμοποιώντας τους δυσμενέστερους συνδυασμούς έχω τους παρακάτω ελέγχους:

<u>Ράβδος 20019 (Φόρτιση 63)</u>

α. Έλεγχος σε εφελκυσμό

$N_{Sd} = 47,4$ kN

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_\mu} = \frac{6,91 \cdot 23,5}{\cdot 1,1} = 147,6 \text{ kN} > N_{Sd} = 47,4 \text{ kN}$$

<u>Ράβδος 20011 (Φόρτιση 64)</u>

β. Έλεγχος σε λυγισμό

N_{Sd} = -55,3 kN

για διατομές τύπου L → καμπ. λυγισμού : [c] → α_y =0.49

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad N_{bRd} = \chi \frac{A \cdot f_y}{\gamma_\mu} = 1,0 \circ \frac{6,91 \circ 23,5}{1,0} = 162,38 \text{ kN} > N_{Sd} = 55,3 \ kN$$

$$\frac{Nsd}{Nb,Rd} = \frac{55,3}{162,38} = 0,34 \leq 1,0$$

4.8 Τεγίδες

4.8.1 Γενικά

Ο υπολογισμός των τεγίδων έγινε στο χέρι σύμφωνα με τις φορτίσεις τόσο του χιονιού όσο και του ανέμου. Τέλος αναλόγως του αποτελέσματος έγινε εισαγωγή τους στο **SOFISTIK** ως φόρτιση για παραλαβή του ιδίου τους βάρους από τους κύριους φορείς της κατασκευής.

4.8.2 Έλεγχος τεγίδων

Έλεγχος διατομής **IPE 200:**

h =	200mm	i_y =	8,26cm	$W_{pl,y}$ =	221	cm^3
b =	100mm	i_z =	2,24cm	$W_{el,z}$ =	28,5	cm^3
t_w =	5,6mm	I_y =	1940cm^4	$W_{pl,z}$ =	1,6	cm^3
t_f =	8,5mm	I_z =	142cm^4	$W_{el,z}$ =	45,6	cm^3
d =	159mm	A =	28,5cm^2			

Κατάταξη Διατομής

$\kappa o \rho \mu \acute{o} \varsigma$

$\frac{(h-2c)}{t_w} = 28,39 \leq 33\varepsilon = 33$ Κατηγορία 1

$\pi \acute{\varepsilon} \lambda \mu \alpha$

$\frac{c}{t_f} = 5,88 \leq 9\varepsilon = 9$ Κατηγορία 1

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

Τοποθετώ 8 τεγίδες ανά 1.45m κλίση στέγης φ = 8.53^o

μόνιμο	g =	0.35kN/m^2	→	0.441 kN/m
κινητό	q =	0.5kN/m^3	→	0.63 kN/m
άνεμος	w =	1.25kN/m^4	→	1.575 kN/m
χιόνι	s =	1.0kN/m^5	→	1.26 kN/m

α. Έλεγχος τεγίδας σε διαξονική κάμψη

Npl,Rd = A * fy /γ_{Mo} =608,86 kN

$W_{pl,y}$ =221 cm^3

$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} * f_y / \gamma_{Mo}$ =47,21 kNm

a = (A - 2*b*t_f)/ A =0,40 , n < a

$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd}$ * (1- n) / (1- 0,5* a) =59,15 kNm > $M_{pl,y,Rd} \geq M_{Ny,Rd}$ =47,21kNm

$W_{pl,z} = 1,15\ W_{el,z}$ =1,15*52,9=45,60 cm^3

Επειδή το n < a

$M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} = W_{pl,z} * f_y / \gamma_{Mo}$ =9,74 kNm

β. Έλεγχος τεγίδας σε τέμνουσα

$V_{pl,y,Rd} = A_V * f_y / (\sqrt{3} * \gamma_{Mo})$ = **143,67**kN

Επειδή $V_{z,sd} < 0,5\ V_{pl,z,Rd}$ δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής της διατομής.

γ. Έλεγχος σε οριακές καταστάσεις αστοχίας

L = 6.00 m γ_{M0} = 1.00

f_y = 23.5kN/cm^2

$q_{Ed,y}$ = [1,35 g + 1,50 (q +s)] cosφ= 3.3924 kN/m

$q_{Ed,z}$ = [1,35 g + 1,50 (q +s)] sinφ= 0.5086 kN/m

$M_{ed,y} = \frac{q_{Ed,y} L^2}{8} =$ 15.27 kNm $V_{ed,y} = \frac{q_{Ed,y} L}{2} =$ 10.18kN

$M_{ed,z} = \frac{q_{Ed,z} L^2}{8} =$ 2.29 kNm $V_{ed,z} = \frac{q_{Ed,z} L}{2} =$ 1.53 kN

Ελαστικός έλεγχος αντοχής σε διαξονική κάμψη

$$\frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}\frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z}\frac{f_y}{\gamma_{M0}}} = 0.6764 \le 1$$

0.33434 0.3421

E =21000KN/cm^2

v =0.3

G =8076.92KN/cm^2

<u>Έλεγχος διατμητικών τάσεων κατά z</u>

$A_w = h_w t_w =$ 10.25 cm^2

$\tau_{Ed,xz} = \frac{V_{Ed,z}}{A_w} =$ 0.15kN/cm^2 $\frac{\tau_{Ed,xz}}{\frac{f_y}{\gamma_M \sqrt{3}}} =$ 0.011 ≤1

<u>Έλεγχος διατμητικών τάσεων κατά y</u>

$A_f =$ b t_f= 8.50cm^2

$\tau_{Ed,xy} = 1{,}50 \frac{V_{Ed,y}}{2A_f} =$ 0.90kN/cm^2 $\frac{\tau_{Ed,xy}}{\frac{f_y}{\gamma_M \sqrt{3}}} =$ 0.066 ≤1

δ. Έλεγχος σε οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (βέλη)

κινητά και μόνιμα φορτία - βέλος κάμψεως για βατές στέγες

$q_{Ed,y}$ = [1,00 g + 1,00 (s+q)] cosφ= 2.3052 kN/m

$q_{Ed,z}$ = [1,00 g + 1,00 (s+q)] sinφ= 0.3456 kN/m

$$w_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_z \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 0.14292\text{cm}$$

$$w_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y \cdot l^4}{E \cdot I_z} = 2.16\text{cm}$$

$$w = \sqrt{w_z^2 + w_y^2} = 2.34 \text{ cm} < \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

κινητά φορτία- βέλος κάμψεως για βατές στέγες

$q_{Ed,y}$ = 1,00 (s+q) cosφ= 1.8691 kN/m

$q_{Ed,z}$ = 1,00 (s+q) sinφ= 0.2802 kN/m

$$w_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_z \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 0.11588\text{cm}$$

$$w_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y \cdot l^4}{E \cdot I_z} = 1.85475\text{cm}$$

$$w = \sqrt{w_z^2 + w_y^2} = 1.948\text{cm} < \frac{l}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^{ο}
ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ

5.1 Γενικά

Μια μεταλλική κατασκευή είναι φυσικό να αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα τα όποια μπορεί να μεταφέρονται στο χώρο του έργου και να συνδέονται εκεί κατάλληλα μεταξύ τους. Ομοίως κάθε προκατασκευασμένο τμήμα μπορεί να αποτελείται από επιμέρους στοιχεία τα οποία θα πρέπει να συνδέονται μεταξύ τους.

Έτσι με απώτερο σκοπό την εκμετάλλευση στο έπακρο της αντοχής και πλαστιμότητας των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου, οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα για ανάπτυξη ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών.

Επειδή όμως η συμπεριφορά των συνδέσεων δεν είναι τόσο καλά γνωστή όπως των μελών, απαιτείται μία συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτή των μελών. Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη.

Επίσης δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου, ενώ θα πρέπει δε να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσων υψηλής ειδίκευσης καθώς και θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα επιθεώρησης κατά τη διάρκεια κατασκευής.

Ανεξάρτητα ή σε συνδυασμό μπορεί να χρησιμοποιηθούν στις συνδέσεις οι εσωραφές, οι εξωραφές, οι κοχλιώσεις και οι ηλώσεις. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίωση ή ήλωση τείνουν να είναι δαπανηρές και μεγάλες σε μέγεθος, και έτσι οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση ή με συνδυασμό συγκόλλησης και κοχλίωσης αποτελούν την πιο διαδεδομένη μορφή συνδέσεων.

Συνοψίζοντας καταλήγουμε ότι, κύριος σκοπός των συνδέσεων είναι η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων καθώς και η αποκατάσταση των μελών και των επιμέρους τμημάτων.

Στη περίπτωσή μας οι έλεγχοι συνδέσεων έγιναν μέσω του προγράμματος INSTANT 2000 (INteractive STeelwork ANalysis Tools) με την εισαγωγή των εντατικών μεγεθών όπως αυτά προέκυψαν από το SOFISTIK,μετά από τον υπολογισμό στο χέρι.

5.2 Προβλέψεις κανονισμού

Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων(δοκών, υποστυλωμάτων) και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Η διάκριση γίνεται ως προς τον τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού. Η σύνδεση μπορεί να είναι συγκολλητή, με μετωπικές πλάκες, με εγκάρσια συγκολλητά στο πέλμα του υποστυλώματος ελάσματα, με χρήση γωνιακών, με απλή έδραση των σιδηροδοκών επί συγκολλητών χαλύβδινων τάκων ή χωρίς καμία σύνδεση των σιδηροδοκών. Στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 5.1.) παρουσιάζονται αναλυτικά όλες οι κατηγορίες συνδέσεων που καλύπτονται από το πρόγραμμα INSTANT 2000.

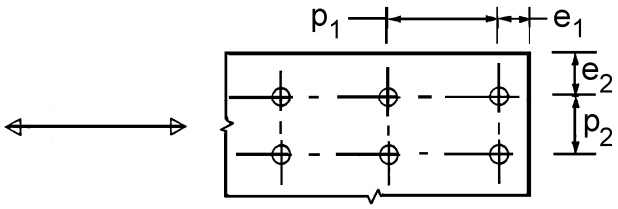
Α. Ημιάκαμπτες συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα	
Α.1 Συγκολλητές	Η δοκός συγκολλάται στο πέλμα του υποστυλώματος.
Α.2 Κοχλιωτές	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στο πέλμα του υποστυλώματος.
Β. Αρθρωτές συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα & δοκού σε δοκό	
Β.1 Μέσω ζεύγους γωνιακού	Ζεύγος γωνιακών που κοχλιώνεται στη δοκό και στο πέλμα/κορμό του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
Β.2 Μέσω μετωπικής πλάκας	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στον κορμό ή στο πέλμα του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
Γ. Συνέχεια μελών	
Γ.1 Ημιάκαμπτη/μετωπική	Τα μέλη συγκολλούνται σε μετωπικές πλάκες. Οι μετωπικές πλάκες κοχλιώνονται μεταξύ τους.
Γ.2 Αρθρωτή/Αρμοκαλλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού.
Γ.3 Ροπή/Αρμοκαλλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού και πελμάτων.
Δ. Κόμβος δικτυώματος	
Δ.1 Συγκολλητός/Γωνιακών	Γωνιακά συγκολλούνται σε κομβοέλασμα.
Δ.2 Κοχλιωτός/Γωνιακών	Γωνιακά κοχλιώνονται σε κομβοέλασμα.
Δ.3 Συγκολλητός/Κοιλοδοκών	Συγκόλληση μεταξύ κοιλοδοκών.

Πίνακας 5.1 Κατηγορίες συνδέσεων

Ε. Έδραση υποστυλώματος	
Ε.1 Αρθρωτή/Γωνιακού	Έδραση γωνιακού μέσω τεσσάρων αγκυρίων.
Ε.2 Πάκτωση	Έδραση διατομών τύπου I ή H.
Ε.3 Άρθρωση	Έδραση διατομών τύπου I ή H.
Ε.4 Άρθρωση μέσω γωνιακών	Έδραση διατομών τύπου I ή H μέσω γωνιακών.

Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή, δυσκαμψία και στροφική ικανότητα του κόμβου. Με κριτήριο την αντοχή οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως πλήρους αντοχής ή μερικής αντοχής ,αν η ροπή αντοχής τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Έξάλλου οι κόμβοι αντιμετωπίζονται ως αρθρωτοί αν η ροπή αντοχής τους είναι μικρότερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού που συνδέουν. Με κριτήριο τη δυσκαμψία οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι. Αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, άκαμπτοι ως πακτώσεις, ημιάκαμπτοι με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Το πρόγραμμα περιλαμβάνει τους κανονισμούς που αφορούν στον έλεγχο των συνδέσεων των μεταλλικών κατασκευών σύμφωνα με τον **EC 3 – Τμήμα 1.1**. οι οποίοι παρατίθενται στους παρακάτω πίνακες.



Συμβολισμός αποστάσεων μέσων σύνδεσης

Αποστάσεις και κενά	**Ελάχιστο**	**Μέγιστο**	
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες	**Χάλυβας μη εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες**
e_1	$1{,}2d_0$	$4t$ + 40 mm	
e_2	$1{,}2d_0$	$4t$ + 40 mm	

Αποστάσεις και κενά	**Ελάχιστο**	**Μέγιστο**	
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες	**Χάλυβας μη εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες**
p_1	$2{,}2d_0$	Min(14t, 200mm)	Min(14t, 200mm)
p_2	$2{,}4d_0$	Min(14t, 200mm)	Min(14t, 200mm)

Πίνακας 5.2 Ελάχιστα και μέγιστα αποστάσεων μέσων συνδέσεως

Ποιότητα κοχλία	**4.6**	**5.6**	**6.8**	**8.8**	**10.9**
f_{yb} (N/mm^2)	240	300	480	640	900
f_{ub} (N/mm^2)	400	500	600	800	1000

Πίνακας 5.3.Ποιότητες κοχλίων

	Διάμετροι οπών
M12-M14	$d_0 = d + 1$mm
M16-M24	$d_0 = d + 2$mm
M27-M36	$d_0 = d + 3$mm

Πίνακας 5.4 Μηχανικά χαρακτηριστικά κοχλίων

Είδος Αστοχίας	Κοχλίες	Ήλοι
Αντοχή κοχλία σε διάτμηση	*A)* $F_{v,Rd} = \dfrac{\alpha_v \ f_{ub} \ A_s}{\gamma_{M2}}$ Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης τέμνει το σπείρωμα: - για ποιότητες 4.6, 5.6 and 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - για ποιότητες 4.8, 5.8, 6.8 and 10.9: $\alpha_v = 0,5$ *B)* $F_{v,Rd} = \dfrac{\alpha_v \ f_{ub} \ A}{\gamma_{M2}}$ Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης δεν τέμνει το σπείρωμα: $\alpha_v = 0,6$	$F_{v,Rd} = \dfrac{0,6 \ f_{ur} \ A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας	$F_{b,Rd} = \dfrac{k_1 \, a_b \ f_u \, d \, t}{\gamma_{M2}}$ - όπου $\alpha_b = \min\left(\dfrac{e_1}{3d_0}, \dfrac{p_1}{3d_0} - \dfrac{1}{4}, \dfrac{f_{ub}}{f_u}, 1,0\right)$ - για ακραίους κοχλίες: $k_1 = \min\left(2,8\dfrac{e_2}{d_0} - 1,7, 2,5\right)$ - για μεσαίους κοχλίες: $k_1 = \min\left(1,4\dfrac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5\right)$	
Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό [2)]	$F_{t,Rd} = \dfrac{k_2 \ f_{ub} \ A_s}{\gamma_{M2}}$ όπου $k_2 = 0,9$.	$F_{t,Rd} = \dfrac{0,6 \ f_{ur} \ A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή κοχλία σε ταυτόχρονο εφελκυσμό και διάτμηση	$\dfrac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \dfrac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \le 1,0$	

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας γ_{M2}=1,25.

Πίνακας 5.5. Έλεγχοι αντοχής κοχλιών

5.3 Έλεγχος συνδέσεων στο INSTANT 2000

Ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών των υπό μελέτη κτιρίων πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος Έλεγχος Συνδέσεων INSTANT 2000. Το πρόγραμμα αυτό παρέχει την δυνατότητα της διαστασιολόγησης ενός συνόλου διαφορετικών κόμβων σε μια ενιαία εργασία. Υπάρχει η δυνατότητα επιλογής των συνδέσεων οι οποίες θα ελεγχθούν, καθώς και για ποιες περιπτώσεις φορτίσεων και συνδυασμών. Στο

πρόγραμμα υπάρχει μια σύνδεση πάντοτε επιλεγμένη και οι ενέργειες ορισμού μελών και δυνάμεων καθώς και λεπτομερειών αφορούν την συγκεκριμένη σύνδεση. Ανάλογα με τον τύπο της ενεργής σύνδεσης ενεργοποιούνται και τα σχετικά παράθυρα διαλόγου. Οι λεπτομέρειες κάθε σύνδεσης εμφανίζονται στην περιοχή σχεδίου σε διαφορετικές όψεις και σε κλίμακα, έτσι ώστε να υπάρχει και γραφική απεικόνιση των δεδομένων. Κάθε αλλαγή σε διατομές, κοχλίες, αποστάσεις επηρεάζει το σχέδιο και απεικονίζεται σε αυτό.

Για κάθε κόμβο αρχικά ορίστηκε ο τύπος του (π.χ. δοκός σε υποστύλωμα ή δικτύωμα, ή έδραση κτλ). Στην συνέχεια καθορίστηκαν οι διατομές των μελών που συντρέχουν καθώς και τα εντατικά μεγέθη των μελών στην θέση του κόμβου. Το επόμενο βήμα ήταν ο καθορισμός των λεπτομερειών της σύνδεσης, δηλαδή πλάκες, συγκολλήσεις, κοχλίες, ενισχύσεις κτλ. Όταν ολοκληρώθηκε η εισαγωγή των δεδομένων της σύνδεσης έγιναν οι έλεγχοι σύμφωνα με τον κανονισμό και παράχθηκε η αναφορά (αναλυτική ή περιληπτική).

Ακολουθούν τα αποτελέσματα των ελέγχων που προέκυψαν από την επίλυση στο INSTANT. Οι έλεγχοι έγιναν για τις εξής περιπτώσεις συνδέσεων :

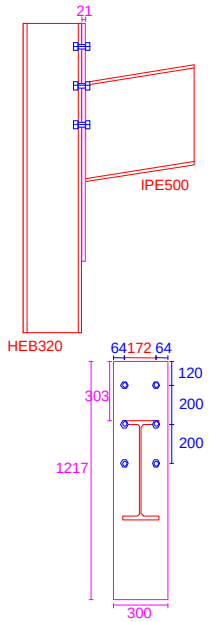
α. Σύνδεση δοκών ζυγώματος με υποστύλωμα

β. Έδραση υποστυλωμάτων

γ. Σύνδεση Κορφιά

5.3.1 Σύνδεση δοκών ζυγώματος με υποστύλωμα

α. Κατασκευαστικά σχέδια σύνδεσης



β. Αποτελέσματα

```
=========================================================
                                              INSTANT
        Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα
                ( Αναλυτική αναφορά )
=========================================================

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ
===================

   Αρχείο...........................:Δοκός σε Υποστήλωμα
   Ημερομηνία.......................:Ιουν 2011
   Μηχανικός........................:Χαραλαμπίδης Νικόλαος
   Εργασία..........................:

ΜΟΝΑΔΕΣ
=======
   Μήκος............................:[    mm ]
   Δύναμη...........................:[    kN ]
   Γωνία............................:[   deg ]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
================================
   Κανονισμός.......................:ENV(1993-1-1)
```

```
   γ Mo.............................: 1.10
   γ Mb (διάτμηση)..................: 1.25
   γ Mb (εφελκυσμός)................: 1.25
   γ Mw.............................: 1.25
   γ M2.............................: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ
==========
  Α.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού
=========================================================
ΈΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3
             ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :
ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤ.ΜΕ ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ (ΚΟΧΛΙΩΤΗ)
Όνομα...........:Δοκός σε υποστήλωμα
Περιγραφή.......:
=========================================================

ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
=============================
 - Οι διατομές είναι Τάξης 1, 2 ή 3
 - NSd < 0.1 * NplRd,  όπου
   NSd   : αξονική δύναμη στη δοκό
   NplRd : αντοχή σε αξονική διατομής της δοκού

ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ
===========
   Διατομή.......................................:       IPE500
   Τάξη διατομής.................................:            1
   Ύψος (h)......................................:       500.00mm
   Πλάτος πέλματος (bf)..........................:       200.00mm
   Πάχος πέλματος (tf)...........................:        16.00mm
   Πάχος κορμού (tw).............................:        10.20mm
   Ακτίνα καμπυλότητας (r)......................:        21.00mm
   Γωνία.........................................:         8.53deg
   Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h').................:       505.00mm
   Μήκος (l).....................................:         0.00mm
   Εμβαδόν διατομής (A)..........................:     11600.00mm2
   Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.......: 482000000.00mm4
   Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.:   1930000.00mm3
   Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.:   2194000.00mm3
   Ποιότητα υλικού...............................:         S235
   Όριο διαρροής πέλματος........................:        0.235kN/mm2
   Όριο αστοχίας πέλματος........................:        0.360kN/mm2
   Όριο διαρροής κορμού..........................:        0.235kN/mm2
   Όριο αστοχίας κορμού..........................:        0.360kN/mm2

ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ
==============
   Ύψος (hp).....................................:      1217.00mm
   Πλάτος (bp)...................................:       300.00mm
   Πάχος (tp)....................................:        21.00mm
   Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού:       303.00mm
   Τύπος.........................................:  Προεξέχουσα

ΚΟΧΛΙΕΣ
=======
   Τύπος.........................................:    ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
   Διάμετρος (d).................................:        22.00mm
   Διάμετρος οπής (d0)...........................:        24.00mm
   Εμβαδόν κοχλία (A)............................:       380.00mm2
```

```
   Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (As)................:       303.00mm2
   Πάχος κεφαλής κοχλία..........................:        14.00mm
   Πάχος παξιμαδιού..............................:        18.00mm
   Ποιότητα......................................:         10.9
   Όριο διαρροής.................................:        0.900kN/mm2
   Όριο αστοχίας.................................:        1.000kN/mm2
   Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία
ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
=================
   Κάθετη απόσταση μεταξύ της 1ης σειράς κοχλιών
   και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e1).........:       120.00mm
   Οριζόντια απόσταση κοχλιών
   και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e2).........:        64.00mm
   Απόσταση μεταξύ των στηλών κοχλιών............:       172.00mm
   Αποστάσεις μεταξύ των σειρών κοχλιών :
   1 και 2.......................................:       200.00mm
   2 και 3.......................................:       200.00mm

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ
==========
   Διατομή.......................................:       HEB320
   Ύψος (h)......................................:       320.00mm
   Πλάτος πέλματος (bf)..........................:       300.00mm
   Πάχος πέλματος (tf)...........................:        20.50mm
   Πάχος κορμού (tw).............................:        11.50mm
   Ακτίνα καμπυλότητας (r)......................:        27.00mm
   Εμβαδόν διατομής (A)..........................:     16130.00mm2
   Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.......: 308200000.00mm4
   Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.:   1930000.00mm3
   Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.:   2149000.00mm3
   Ποιότητα υλικού...............................:         S235
   Όριο διαρροής πέλματος........................:        0.235kN/mm2
   Όριο αστοχίας πέλματος........................:        0.360kN/mm2
   Όριο διαρροής κορμού..........................:        0.235kN/mm2
   Όριο αστοχίας κορμού..........................:        0.360kN/mm2

*******************************************************
 Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α   Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ  **[ ΦΟΡΤΩΣΗ 1 ]**
*******************************************************
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ
===============
(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)
              Αξονική(NSd)   Τέμνουσα(VSd)    Ροπή(MSd)
Δεξιά δοκός        -85.97kN     114.51kN       -383.05kNmm
Υποστύλωμα        -207.90kN     -96.84kN          0.00kNmm

                ******************************
                  ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ
                ******************************

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ {J.3.5.2}
=========================================
   Εμβαδόν διάτμησης κορμού υποστυλώματος............:  5172.75mm2
   Συντελεστής β {J.2.6.3}...........................:     1.00
   Πλαστική ροπή σχεδιασμού κορμού υποστυλώματος.....:   574.22kN
   Πλαστική ροπή σχεδιασμού κορμού υποστυλώματος/β...:   574.22kN

ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ {J.3.5.5}
=====================================
Γεωμετρικά στοιχεία (Σχήμα J.25)
```

```
e.................................................:    64.00mm
emin..............................................:    64.00mm
m.................................................:    58.65mm
n.................................................:    64.00mm

ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΕΝΩΣΗΣ ΒΡΑΧΕΩΣ Τ/Πίνακας J.6
-----------------------------------------------------
1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες
   --------------------------
* Σειρά κοχλιών No................................:1
 Ενεργό μήκος 1...................................:   314.60mm
 Ενεργό μήκος 2...................................:   314.60mm
* Σειρά κοχλιών No................................:2
 Ενεργό μήκος 1...................................:   314.60mm
 Ενεργό μήκος 2...................................:   314.60mm
2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών
   ---------------------------------------
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές : ..................:1+2
 Ενεργό μήκος 1...................................:   514.60mm
 Ενεργό μήκος 2...................................:   514.60mm

ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ {J.3.5.5.2}
---------------------------------------------
Α.ΣΧ. σε εφελκυσμό κοχλία........................:   218.16kN
1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες
   --------------------------
Διαμήκεις θλιπτικές τάσεις στο πέλμα..............:    -0.01kN/mm2
Μειωτικός συντελεστής kfc που οφείλεται στις διαμήκεις
θλιπτικές τάσεις..................................:     1.00
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό πέλματος ισοδ/μης έν. βραχέως Τ {J.3.2.1}
-------------------------------------------------------------
* Σειρά κοχλιών No................................:1
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως Τ (J.7a,J.7b)
 - Mpl1Rd........................................:  7061.25kNmm
 - Mpl2Rd........................................:  7061.25kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος................:   481.59kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος....:   342.82kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών........................:   436.32kN
Αντοχή σχεδιασμού.................................:   342.82kN
* Σειρά κοχλιών No................................:2
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως Τ (J.7a,J.7b)
 - Mpl1Rd........................................:  7061.25kNmm
 - Mpl2Rd........................................:  7061.25kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος................:   481.59kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος....:   342.82kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών........................:   436.32kN
Αντοχή σχεδιασμού.................................:   342.82kN

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών
   --------------------------------------
Διαμήκεις θλιπτικές τάσεις στο πέλμα..............:    -0.01kN/mm2
Μειωτικός συντελεστής kfc που οφείλεται στις διαμήκεις
θλιπτικές τάσεις..................................:     1.00
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό πέλματος ισοδ/μης έν. βραχέως Τ {J.3.2.1}
-------------------------------------------------------------
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές : ..................:1+2
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως Τ (J.7a,J.7b)
 - Mpl1Rd........................................: 11550.28kNmm
 - Mpl2Rd........................................: 11550.28kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος................:   787.74kN
```

```
   Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος....:   643.70kN
   Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.......................:   872.64kN
   Αντοχή σχεδιασμού................................:   643.70kN

ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ {J.3.5.7}
=================================
Γεωμετρικά στοιχεία (Σχήμα J.28)
   e................................................:    64.00mm
   m................................................:    77.51mm
   ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΕΝΩΣΗΣ ΒΡΑΧΕΩΣ Τ/Πίνακας J.8
   ----------------------------------------------------
   1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες
      --------------------------
   * Σειρά κοχλιών No...............................:1
       Γεωμετρικά στοιχεία (Εξίσωση J.27)
       m1...........................................:    77.51mm
       m2...........................................:   268.61mm
       λ1...........................................:   0.5477
       λ2...........................................:   1.8982
       α............................................:    6.280
    Ενεργό μήκος 1..................................:   486.74mm
    Ενεργό μήκος 2..................................:   486.74mm
   * Σειρά κοχλιών No...............................:2
       Γεωμετρικά στοιχεία (Εξίσωση J.27)
       m1...........................................:    77.51mm
       m2...........................................:   468.61mm
       λ1...........................................:   0.5477
       λ2...........................................:   3.3116
       α............................................:    6.280
    Ενεργό μήκος 1..................................:   486.74mm
    Ενεργό μήκος 2..................................:   486.74mm
   2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών
      ---------------------------------------
   * Ομάδα κοχλίων με τις σειρές : .................:1+2
    Ενεργό μήκος 1..................................:   783.45mm
    Ενεργό μήκος 2..................................:   783.45mm

   1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες
      --------------------------
   Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό μετ/κής πλάκας ένωσης βραχέως Τ {J.3.2.1}
   ------------------------------------------------------------
   * Σειρά κοχλιών No...............................:1
   Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως Τ (J.7a,J.7b)
    - Mpl1Rd........................................: 11464.32kNmm
    - Mpl2Rd........................................: 11464.32kNmm
   Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος...............:   591.66kN
   Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος....:   359.37kN
   Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.......................:   436.32kN
   Αντοχή σχεδιασμού................................:   359.37kN
   * Σειρά κοχλιών No...............................:2
   Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως Τ (J.7a,J.7b)
    - Mpl1Rd........................................: 11464.32kNmm
    - Mpl2Rd........................................: 11464.32kNmm
   Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος...............:   591.66kN
   Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος....:   359.37kN
   Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.......................:   436.32kN
   Αντοχή σχεδιασμού................................:   359.37kN
   2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών
      ---------------------------------------
   Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό μετ/κής πλάκας ένωσης βραχέως Τ {J.3.2.1}
```

```
   ----------------------------------------------------------
   * Ομάδα κοχλίων με τις σειρές : ..................:1+2
   Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως Τ (J.7a,J.7b)
    - Mpl1Rd.........................................: 18452.93kNmm
    - Mpl2Rd.........................................: 18452.93kNmm
   Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος................:   952.34kN
   Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος....:   655.48kN
   Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών........................:   872.64kN
   Αντοχή σχεδιασμού.................................:   655.48kN

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ {J.3.5.6}
==========================================
    Το ενεργό πλάτος του κορμού υποστ. σε εφελκυσμό είναι ίσο
    με το ενεργό μήκος της ισοδύναμης ένωσης βραχέως Τ
    του πέλματος υποστυλώματος σε κάμψη
    Ενεργό πάχος tweff κορμού υποστ/τος σε εφελκυσμό..:    11.50mm
   1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες
      --------------------------
   * Σειρά κοχλιών No................................:1
    Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων......:   0.7818
    Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος................:   604.29kN
   * Σειρά κοχλιών No................................:2
    Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων......:   0.7818
    Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος................:   604.29kN
   2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών
      ---------------------------------------
   * Ομάδα κοχλίων με τις σειρές : ..................:1+2
    Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων......:   0.6084
    Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος................:   769.20kN

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ {J.3.5.3}
=======================================
    Ενεργό πάχος tweff κορμού υποστυλώματος
    σε θλίψη..........................................:    11.50mm
    Ενεργό πλάτος beff κορμού υποστυλώματος σε θλίψη.:   303.99mm
    Μειωτικός συντελεστής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.:   0.7921
    Μειωτικός συντελεστή ρ για λυγισμό πλάκας........:     0.97
    Μειωτικός συντελεστής kwc που οφείλεται
    στις διαμήκεις θλιπτικές τάσεις...................:     1.00
    Αντοχή Σχεδιασμού σε θλίψη κορμού υποστυλώματος..:   575.47kN

ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ {J.3.5.8}
===================================
    Το ενεργό πλάτος του κορμού δοκού σε εφελκυσμό είναι ίσο
    με το ενεργό μήκος ισοδύναμης ένωσης βραχέως Τ
    της μετωπικής πλάκας σε κάμψη
   1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες
      --------------------------
   * Σειρά κοχλιών No................................:1
    Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού......:  1060.64kN
   * Σειρά κοχλιών No................................:2
    Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού......:  1060.64kN
   2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών
      ---------------------------------------
   * Ομάδα κοχλίων με τις σειρές : ..................:1+2
    Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού......:  1707.21kN

ΚΟΡΜΟΣ ΚΑΙ ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ {J.3.5.4}
=========================================
   Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή διατομής δοκού..........:468718.19kNmm
```

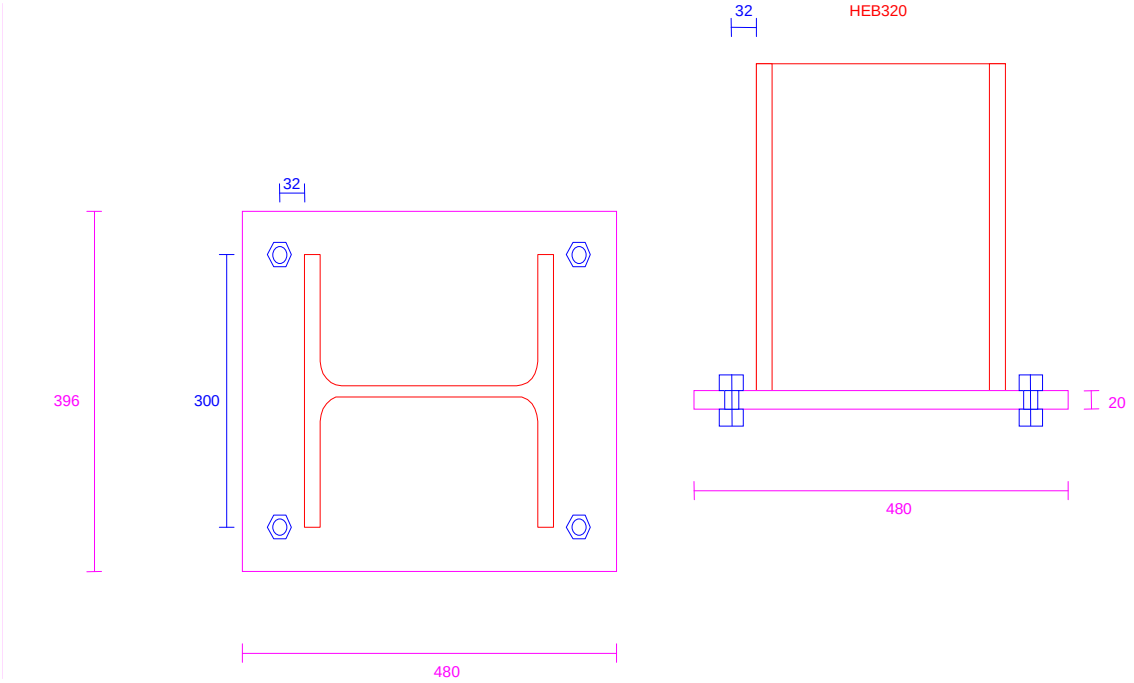
```
   Αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη δοκού..................:   968.43kN

ΑΝΤΟΧΕΣ ΚΟΧΛΙΩΝ {J.3.6.2}
=========================
   1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες
      --------------------------
   * Σειρά κοχλιών No.................................:1
   - Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση................:   574.22kN
   - Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη...................:   575.47kN
   - Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.................:   968.43kN
   - Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη....................:   342.82kN
   - Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό...............:   604.29kN
   - Μετωπική πλάκα σε κάμψη.........................:   359.37kN
   - Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.......................:  1060.64kN
   - Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[  1].............:   342.82kN
   * Σειρά κοχλιών No.................................:2
   - Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση................:   231.40kN
   - Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη...................:   232.65kN
   - Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.................:   625.61kN
   - Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη....................:   342.82kN
   - Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό...............:   604.29kN
   - Μετωπική πλάκα σε κάμψη.........................:   359.37kN
   - Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.......................:  1060.64kN
   - Κοχλίες σε εφελκυσμό............................:   414.50kN
   2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών
      ---------------------------------------
   * Ομάδα κοχλίων με τις σειρές : ...................:1+2
   - Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη....................:   300.88kN
   - Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό...............:   426.38kN
   - Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.......................:  1364.39kN
   - Μετωπική πλάκα σε κάμψη.........................:   312.66kN
   - Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[  2].............:   231.40kN

ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ
=========================================

   * Σειρά κοχλιών No.................................:1
   Τρόπος αστοχίας : Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη
   Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[  1]........:   342.82kN
   * Σειρά κοχλιών No.................................:2
   Τρόπος αστοχίας : Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση
   Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[  2]........:   231.40kN

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ
=========================
   Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή {J.3.6} MRd.............: 73732.15kNmm
   Λόγος Ροπής MSd / Αντοχή σε ροπή MRd..............:  0.01
   Η αντοχή σε ροπή είναι.........................: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ
==================
   Αντοχή σε διάτμηση κοχλία {Πίνακας 6.5.3}.........:   242.40kN
   Αντοχή σε διάτμηση όλων των σειρών κοχλιών που υπόκεινται
   σε διάτμηση και εφελκυσμό.........................:   138.51kN
   Α.σε διάτμηση των μή εφελκυομένων σ.κοχλιών........:   242.40kN
   Α.σε σύνθλιψη άντυγας των εφελκυομένων σ.κοχλιών..:  1298.88kN
   Α.σε σύνθλιψη άντυγας των μή εφελκ/νων σ.κοχλιών..:   649.44kN
   Α.σε διάτμηση των εφελκυομένων  σ.κοχλιών.........:   138.51kN
   Α.σε διάτμηση των μη εφελκυομένων σ.κοχλιών........:   242.40kN
   Συνολική αντοχή σε διάτμηση κοχλιών................:   380.91kN
```

```
   Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση VRd...............:   380.91kN
   Λόγος τέμνουσας VSd / αντοχή σε τέμνουσα VRd......:  0.30
   Η αντοχή σε διάτμηση είναι.....................: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ
============
  * Το πάχος των συγκολλήσεων του κορμού δοκού
    στην μετωπική πλάκα είναι.......................:     3.00mm
     - Η απαιτούμενη τιμή είναι.....................:     3.00mm
  * Το πάχος των συγκολλήσεων του πέλματος δοκού
    στην μετωπική πλάκα είναι.......................:     3.00mm
     - Η απαιτούμενη τιμή για μεταθετό πλαίσιο είναι.:     3.00mm
     - Η απαιτούμενη τιμή για αμετάθετο πλαίσιο είναι:     3.00mm

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.4}
==============================
   ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ(ΕΣ)  k1
 * Μη ενισχυμένος κορμός υποστ/τος στην διατεμνόμενη περιοχή:
   Παράμετρος β {J.2.6.3}...........:     1.00
   Μοχλοβράχιονας z {J.4.3}........................:   200.74mm
   ** Συντελεστής δυσκαμψίας k1....................:     9.79mm
   ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ(ΕΣ)  k2
 * Μη ενισχυμένος κορμός υποστ/τος στην θλιβόμενη περιοχή:
   Ενεργό πλάτος beff κορμού υποστυλώματος σε θλίψη..:   303.99mm
   Ενεργό πάχος tweff κορμού υποστυλώματος σε θλίψη..:    11.50mm
   ** Συντελεστής δυσκαμψίας k2....................:    10.88mm
   ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ(ΕΣ)  k3
 * Πέλμα υποστυλώματος, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό
   ** Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T
   { Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες
     ή τμήμα ομάδας κοχλιών }
   Σειρά κοχλιών No   1 : leff.....................:   257.30mm
   Σειρά κοχλιών No   2 : leff.....................:   257.30mm
   Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.25)  m.............:    58.65mm
   **Συντελεστής δυσκαμψίας k3 για σειρά κοχλιών   1.:     9.34mm
   **Συντελεστής δυσκαμψίας k3 για σειρά κοχλιών   2.:     9.34mm
   ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ(ΕΣ)  k4
 * Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό, για ενισχυμένη ή μή
   σύνδεση με μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό
   ** Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T
   { Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες
     ή τμήμα ομάδας κοχλιών }
   Σειρά κοχλιών No   1 : leff.....................:   257.30mm
   Σειρά κοχλιών No   2 : leff.....................:   257.30mm
   **Συντελεστής δυσκαμψίας k4 για σειρά κοχλιών   1.:     9.21mm
   **Συντελεστής δυσκαμψίας k4 για σειρά κοχλιών   2.:     9.21mm
   ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ(ΕΣ)  k5
 * Μετωπική πλάκα, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό :
   ** Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T
   { Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες
     ή τμήμα ομάδας κοχλιών }
   Σειρά κοχλιών No   1 : leff.....................:   391.73mm
   Σειρά κοχλιών No   2 : leff.....................:   391.73mm
   Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28)   m............:    77.51mm
   **Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλιών   1.:     6.62mm
   Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28)   m............:    77.51mm
   **Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλιών   2.:     6.62mm
   ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ(ΕΣ)  k7
 * Κοχλίες, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό:
   Πάχος bolt head.................................:    14.00mm
```

```
   Πάχος of the bolt nut.............................:    18.00mm
   * Σειρά κοχλιών No................................:1
   Μήκος Lb κοχλία...................................:    57.50mm
   **Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλιών.....:     8.43mm
   * Σειρά κοχλιών No................................:2
   Μήκος Lb κοχλία...................................:    57.50mm
   **Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλιών.....:     8.43mm

ΕΝΕΡΓΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.3.1}
========================================
   Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας :
   * Σειρά κοχλιών No   1 : keff.....................:     2.06mm
   * Σειρά κοχλιών No   2 : keff.....................:     2.06mm

ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ {J.4.3}
=================================
   Απόσταση hr μεταξύ σειράς κοχλιών και κέντρου θλίψης:
   * Σειρά κοχλίων No   1............................:   209.00mm
   * Σειρά κοχλίων No   2............................:     9.00mm
   Ισοδύναμος μοχλοβραχίονας z ......................:   200.74mm

ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.3.1}
==========================================
   Ισοδύναμος συντελεστής δυσκαμψίας keq.............:     2.24mm
ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ {J.4.1}
==========================
   * Ιδεατή ακαμψία Sj...............................:230432.59kNmm/deg

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ {J.5}
========================
   * Δεν παρέχεται πληροφορία στον EC3

ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
=================
    * Ταξινόμηση με την ακαμψία
        ΑΡΘΡΩΤΗ          για l(δοκού) <= L1
        ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ       για L1 < l(δοκού) < L2
        ΑΚΑΜΠΤΗ          για L2 <= l(δοκού)
        Για μεταθετό πλαίσιο :
         - L1 είναι ίσο με............................  3833.21mm
         - L2 είναι ίσο με........................... 61331.35mm
        Για αμετάθετο πλαίσιο :
         - L1 είναι ίσο με............................  3833.21mm
         - L2 είναι ίσο με...........................191660.47mm
```

5.3.2 Έδραση υποστυλωμάτων

α. Κατασκευαστικά σχέδια σύνδεσης



β. Αποτελέσματα

```
=========================================================
                                          INSTANT
        Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα
                ( Αναλυτική αναφορά )
=========================================================

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ
===================

   Αρχείο...........................:Έδραση Υποστηλώματος
   Ημερομηνία.......................:Ιουν 2011
   Μηχανικός........................:Χαραλαμπίδης Νικόλαος
   Εργασία..........................:

ΜΟΝΑΔΕΣ
=======
   Μήκος............................:[    mm ]
   Δύναμη...........................:[    kN ]
   Γωνία............................:[   deg ]
```

```
ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
================================
   Κανονισμός.........................:ENV(1993-1-1)
   γ Mo............................: 1.10
   γ Mb (διάτμηση).................: 1.25
   γ Mb (εφελκυσμός)...............: 1.25
   γ Mw............................: 1.25
   γ M2............................: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ
==========
  Α.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού
=========================================================
ΈΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3
            ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :
ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΟΡΦΗΣ Η (ΠΑΚΤΩΣΗ)
Όνομα...........:Έδραση Υποστηλώματο
Περιγραφή.......:
=========================================================

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ
==========
   Διατομή.....................................:       HEB320
   Ύψος (h)....................................:       320.00mm
   Πλάτος πέλματος (bf)........................:       300.00mm
   Πάχος πέλματος (tf)........................:        20.50mm
   Πάχος κορμού (tw)..........................:        11.50mm
   Ποιότητα υλικού............................:         S235
   Όριο διαρροής..............................:        0.235kN/mm2
ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ
=============
   Πλευρά (hp)..................................:   480.00mm
   Πλευρά (bp)..................................:   396.00mm
   Πάχος (tp)...................................:    20.00mm
   Ποιότητα υλικού............................:         S235
   Όριο διαρροής..............................:        0.235kN/mm2
   Πάχος συγκόλλησης στον κορμό (aw)...........:     3.00mm
   Πάχος συγκολλήσης στα πέλματα (af)..........:     3.00mm
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
=========
   Ποιότητα....................................:          C16
   Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού..................:     0.01067kN/mm2
   Διατμητική αντοχή σχεδιασμού................:     0.00095kN/mm2
   Μέτρο Ελαστικότητος.........................:    28.00kN/mm2
   Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γc..........:  1.5
ΑΓΚΥΡΙΑ (ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ)
=====================
   Διάμετρος (d)...............................:        16.00mm
   Ποιότητα....................................:          8.8
   Όριο διαρροής...............................:        0.640kN/mm2
   Διάμετρος ράβδου αγκύρωσης..................:     0.00mm
   Διάμετρος αγκίστρου (D)....................:     0.00mm
   Ευθύγραμμο μήκος αγκίστρου  (l2)...........:     0.00mm
   Μήκος αγκυρίου (H)..........................:     0.00mm
ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ
==================
   Αριθμός αγκυρίων...........................:4
   Απόσταση s των αγκυρίων μεταξύ τους........:   300.00mm
   Απόσταση a2 αγκυρίων από πέλμα υποστυλώματος..:    32.00mm
ΣΤΟΙΧΕΙΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ
```

==========
Διατομή.....:
Ύψος.....: 0.00mm

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ
==========

* Ο έλεγχος γίνεται για μονοαξονική κάμψη (ως προς τον ισχυρό άξονα αδρανείας) αξονική δύναμη και διάτμηση.
* Γραμμική ελαστική συμπεριφορά για την σύνδεση (υπόθεση Navier-Bernoulli).
* Στην περίπτωση διαμόρφωσης με περισσότερα από 2 εφελκυόμενα αγκύρια σε διαφορετικές αποστάσεις από τον ουδέτερο άξονα, το κέντρο εφαρμογής της συνισταμένης εφελκυσμού υπολογίζεται θεωρώντας οτι όλα τα αγκύρια παραλαμβάνουν ίση εφελκυστική δύναμη (υπερ της ασφάλειας).
* Τα θλιβόμενα αγκύρια αγνοούνται στους υπολογισμούς.
* Οι ορθές και διατμητικές τάσεις λόγω κάμψης της πλάκας έδρασης θεωρούνται ανεξάρτητα από τις τάσεις λόγω επαφής με το σκυρόδεμα θεμελίωσης.
* Το μέγιστο ενεργό πλάτος των ελασμάτων στην ζώνη των εφελκυόμενων αγκυρίων είναι (ανά αγκύριο) ίσο με π.α2.
* Ο συντελεστής συγκέντρωσης τάσης για το σκυρόδεμα ισούται με 1.5
* Για την επίλυση της πλάκας έδρασης στην περιοχή μεταξύ κορμού και πελμάτων υποστυλώματος θεωρείται μοντέλο τριέρειστης πλάκας υποκείμενης σε πίεση ίση με την μέση τιμή της εφαρμοζόμενης από την επαφή με το σκυρόδεμα.
* Ο έλεγχος της ακαμψίας της πλάκας έδρασης γίνεται με βάση σχέση πειραματικής προέλευσης.
* Για τον έλεγχο των συγκολλήσεων θεωρείται ότι:
  - η συγκόλληση γίνεται με περιμετρικές συνεχείς εξωραφές. Οι εξωραφές των πελμάτων και του κορμού είναι διπλές και του ιδίου πάχους για τα δύο πέλματα.
  - η αξονική δύναμη σχεδιασμού κατανέμεται ομοιόμορφα στην διατομή όλων των εξωραφών.
  - η διατμητική δύναμη σχεδιασμού κατανέμεται ομοιόμορφα στην διατομή των εξωραφών του κορμού.
  - η ροπή σχεδιασμού αναλύεται σε ζεύγος δυνάμεων οι οποίες κατανέμονται ομοιόμορφα στην διατομή των εξωραφών των πελμάτων.
* Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού μεταφέρεται στο σκυρόδεμα θεμελίωσης μόνο μέσω τριβής μεταξύ του θλιβόμενου τμήματος της πλάκας έδρασης και του σκυροδέματος ή μέσω πρόσθετου διατμητικού στοιχείου (αγνοείται η συμμετοχή των αγκυρίων). Ο συντελεστής τριβής ισούται με 0.3.
* Η εφελκυστική δύναμη στα αγκύρια μεταφέρεται στο σκυρόδεμα θεμελίωσης μέσω:
  - συνάφειας και τριβής στην περίπτωση αγκυρίων με άγκιστρο (καμπύλο).
  - συνάφειας και πίεσης στην περίπτωση αγκυρίων με πλάκα αγκύρωσης.

****
Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ **[ΦΟΡΤΙΣΗ 2]**
****

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ
==========

	Αξονική(NSd)	Τέμνουσα(VSd)	Ροπή(MSd)
Υποστύλωμα	-81.80kN	120.88kN	468.04kNmm

ΟΥΔΕΤΕΡΟΣ ΑΞΟΝΑΣ
==========

Ο ουδέτερος άξονας είναι εκτός της πλάκας
Αριθμός εφελκυομένων αγκυρίων.....:4

ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
==========

Δεν αναπτύσσεται θλιπτική τάση

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ
==========

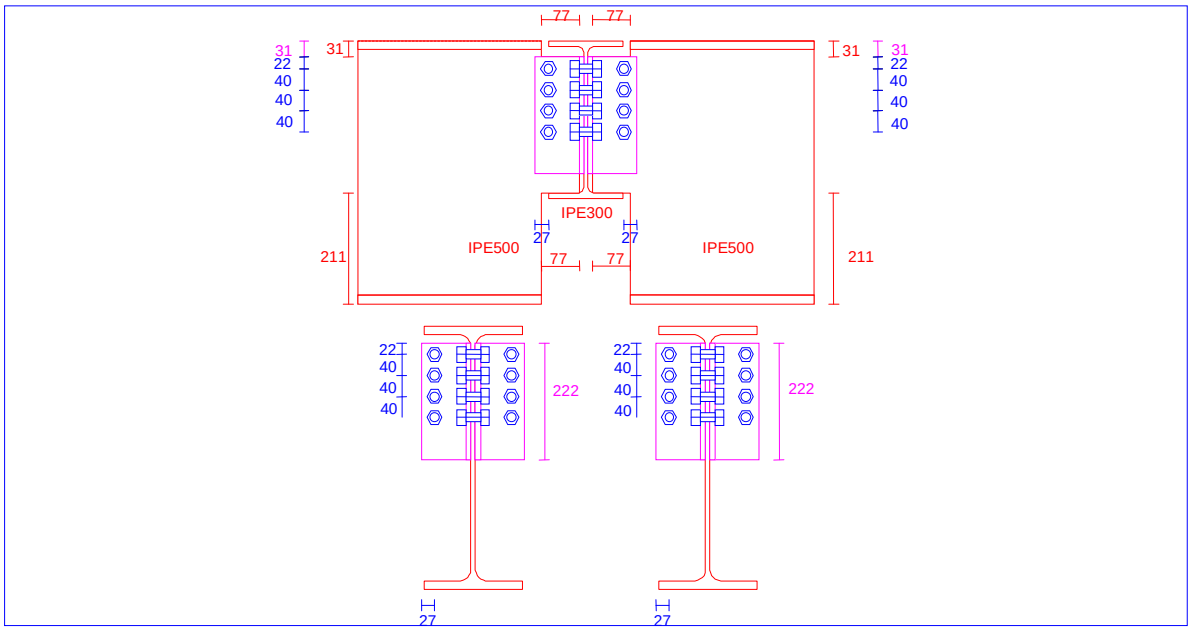
Μέγιστη εφελκυστική δύναμη ανά αγκύριο Nj.....: 21.06kN

```
   Αντοχή διατομής αγκυρίου NRd.....................:    80.38kN
   Λόγος Nj/NRd.....................................:  0.26
   Η διατομή είναι..................................: ΕΠΑΡΚΗΣ
   Ικανότητα συνάφειας με σκυρόδεμα NRd..............: 22349.94kN
   Λόγος Nj/NRd.....................................:  0.00
   Η αντοχή είναι...................................: ΕΠΑΡΚΗΣ
ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ
=====================================
   Μήκος ενεργού ζώνης εφελκυσμού πέλματος leff......:    51.00mm
   Μέγιστη εφελκυστική δύναμη πέλματος...............:    21.06kN
   Αντοχή.............................................:   245.69kN
   Λόγος..............................................:  0.09
   Η αντοχή είναι...................................: ΕΠΑΡΚΗΣ
ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΑΧΟΥΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ
========================================
   Δυσμενέστερη περιοχή :
      πρός την πλευρά εφελκυσμού αγκυρίων
   Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος (tp minimum).......:    10.00mm
   Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ (tp>=tp minimum)
ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ
=========================================
   Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος (tp minimum).......:     3.00mm
   Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ (tp>=tp minimum)
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
===================================
   Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης κορμού/πλάκας...........:     3.00mm
   Η συγκόλληση είναι...............................ΕΠΑΡΚΗΣ
   Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης πέλματος/πλάκας.........:     3.00mm
   Η συγκόλληση είναι...............................ΕΠΑΡΚΗΣ
   Ορθή τάση...........................................:     0.01750kN/mm2
   Διατμητική τάση.....................................:     0.10979kN/mm2
   Αντοχή..............................................:     0.23500kN/mm2
   Λόγος...............................................:  0.47
   Η αντοχή είναι...................................: ΕΠΑΡΚΗΣ

*******************************************************
 Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α   Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ  **[ ΦΟΡΤΙΣΗ 1 ]**
*******************************************************
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ
===============
              Αξονική(NSd)   Τέμνουσα(VSd)    Ροπή(MSd)
Υποστύλωμα         -223.70kN      24.80kN        103.57kNmm

ΟΥΔΕΤΕΡΟΣ ΑΞΟΝΑΣ
================
   Ο ουδέτερος άξονας είναι εκτός της πλάκας
   Αριθμός εφελκυομένων αγκυρίων.....................:4
ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
=====================================
   Δεν αναπτύσσεται θλιπτική τάση

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ
================
   Μέγιστη εφελκυστική δύναμη ανά αγκύριο Nj.........:    56.06kN
   Αντοχή διατομής αγκυρίου NRd.....................:    80.38kN
   Λόγος Nj/NRd.....................................:  0.70
   Η διατομή είναι..................................: ΕΠΑΡΚΗΣ
   Ικανότητα συνάφειας με σκυρόδεμα NRd..............:  4945.70kN
   Λόγος Nj/NRd.....................................:  0.01
   Η αντοχή είναι...................................: ΕΠΑΡΚΗΣ
```

```
ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ
=====================================
   Μήκος ενεργού ζώνης εφελκυσμού πέλματος leff......:    51.00mm
   Μέγιστη εφελκυστική δύναμη πέλματος...............:    56.06kN
   Αντοχή.............................................:   245.69kN
   Λόγος..............................................:  0.23
   Η αντοχή είναι.................................: ΕΠΑΡΚΗΣ
ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΑΧΟΥΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ
========================================
   Δυσμενέστερη περιοχή :
      πρός την πλευρά εφελκυσμού αγκυρίων
   Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος (tp minimum).......:    16.00mm
   Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ (tp>=tp minimum)
ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ
=========================================
   Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος (tp minimum).......:     8.00mm
   Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ (tp>=tp minimum)
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
===================================
   Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης κορμού/πλάκας...........:     3.00mm
   Η συγκόλληση είναι..............................ΕΠΑΡΚΗΣ
   Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης πέλματος/πλάκας.........:     3.00mm
   Η συγκόλληση είναι..............................ΕΠΑΡΚΗΣ
   Ορθή τάση...........................................:     0.04499kN/mm2
   Διατμητική τάση.....................................:     0.04998kN/mm2
   Αντοχή..............................................:     0.23500kN/mm2
   Λόγος...............................................:  0.21
   Η αντοχή είναι.................................: ΕΠΑΡΚΗΣ
```

5.3.3 Σύνδεση Κορφιά

α. Κατασκευαστικά σχέδια σύνδεσης



β. Αποτελέσματα

```
=========================================================
                                              INSTANT
        Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα
                ( Αναλυτική αναφορά )
=========================================================

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ
===================

   Αρχείο...........................:Κορφιάς 1
   Ημερομηνία.......................:Ιουν 2011
   Μηχανικός........................:Χαραλαμπίδης Νικόλαος
   Εργασία..........................:

ΜΟΝΑΔΕΣ
=======
   Μήκος............................:[    mm ]
   Δύναμη...........................:[    kN ]
   Γωνία............................:[   deg ]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
================================
   Κανονισμός.........................:ENV(1993-1-1)
   γ Mo............................: 1.10
```

```
   γ Mb (διάτμηση)..................: 1.25
   γ Mb (εφελκυσμός)................: 1.25
   γ Mw............................: 1.25
   γ M2............................: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ
==========
  Α.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού
=========================================================
ΈΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3
            ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :
ΑΡΘΡΩΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΔΟΚΟ (ΓΩΝΙΑΚΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ)
Όνομα...........:Κορφιάς 1
Περιγραφή.......:
=========================================================

ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ
===========
   Διατομή.......................................:       IPE300
   Ύψος (h)......................................:       300.00mm
   Πλάτος πέλματος (bf)..........................:       150.00mm
   Πάχος πέλματος (tf)...........................:        10.70mm
   Πάχος κορμού (tw).............................:         7.10mm
   Ακτίνα καμπυλότητας (r)......................:        15.00mm
   Εμβαδόν διατομής (A)..........................:      5380.00mm2
   Ποιότητα υλικού...............................:         S235
   Όριο διαρροής.................................:        0.235kN/mm2
   Όριο αστοχίας.................................:        0.360kN/mm2

ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ
===========
   Διατομή.......................................:       IPE500
   Ύψος (h)......................................:       500.00mm
   Πλάτος πέλματος (bf)..........................:       200.00mm
   Πάχος πέλματος (tf)...........................:        16.00mm
   Πάχος κορμού (tw).............................:        10.20mm
   Ακτίνα καμπυλότητας (r)......................:        21.00mm
   Εμβαδόν διατομής (A)..........................:     11600.00mm2
   Ποιότητα υλικού...............................:         S235
   Όριο διαρροής.................................:        0.235kN/mm2
   Όριο αστοχίας.................................:        0.360kN/mm2

ΖΕΥΓΟΣ ΓΩΝΙΑΚΩΝ
===============
   Διατομή.......................................:      L100x10
   Εμβαδόν διατομής (A)..........................:      1920.00mm2
   Σκέλος που συνδέεται στην κύρια δοκό/υποστ/α..:      100.000mm
   Σκέλος που συνδέεται στη δοκό.................:      100.000mm
   Πάχος.........................................:       10.000mm
   Μήκος γωνιακού................................:      222.000mm
   Ποιότητα υλικού...............................:         S235
   Όριο διαρροής.................................:        0.235kN/mm2
   Όριο αστοχίας.................................:        0.360kN/mm2
   Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού
    και το πάνω πέλμα της δοκού (qclb)...........:        31.00mm

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ
==================================
   Τύπος.........................................:    ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
   Διάμετρος (d).................................:        16.00mm
```

Διάμετρος οπής (d0).....: 18.00mm
Εμβαδόν κοχλία (A).....: 201.00mm2
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (As).....: 157.00mm2
Ποιότητα.....: 8.8
Όριο διαρροής.....: 0.640kN/mm2
Όριο αστοχίας.....: 0.800kN/mm2
Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία
Απόσταση από άκρο (e1).....: 22.00mm
Απόσταση από άκρο (e2).....: 27.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1).....: 40.00mm
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2).....: 54.00mm
Αριθμός σειρών κοχλιών.....: 4
Αριθμός κολονών κοχλιών.....: 1

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΔΟΚΟ
==========
Τύπος.....: ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
Διάμετρος (d).....: 16.00mm
Διάμετρος οπής (d0).....: 18.00mm
Εμβαδόν κοχλία (A).....: 201.00mm2
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (As).....: 157.00mm2
Ποιότητα.....: 8.8
Όριο διαρροής.....: 0.640kN/mm2
Όριο αστοχίας.....: 0.800kN/mm2
Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία
Απόσταση από άκρο (e1).....: 22.00mm
Απόσταση από άκρο (e2).....: 27.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1).....: 40.00mm
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2).....: 54.00mm
Αριθμός σειρών κοχλιών.....: 4
Αριθμός κολονών κοχλιών.....: 1

ΑΠΟΤΜΗΣΕΙΣ
==========
Μήκος πάνω απότμησης.....: 77.00mm
Πλάτος πάνω απότμησης.....: 31.00mm
Μήκος κάτω απότμησης.....: 77.00mm
Πλάτος κάτω απότμησης.....: 211.00mm

ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ
==========
Πάνω πέλμα δοκού & πέλμα κύριας δοκού (qbfcf).: 0.00mm
Δοκός από την κύρια δοκό/υποστύλωμα (qbc).....: 10.00mm

ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΔΟΚΟΣ
==========
Διατομή.....: IPE500
Ύψος (h).....: 500.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....: 200.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....: 16.00mm
Πάχος κορμού (tw).....: 10.20mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....: 21.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....: 11600.00mm2
Ποιότητα υλικού.....: S235
Όριο διαρροής.....: 0.235kN/mm2
Όριο αστοχίας.....: 0.360kN/mm2

ΖΕΥΓΟΣ ΓΩΝΙΑΚΩΝ
==========
Διατομή.....: L100x10

```
   Εμβαδόν διατομής (A)........................:      1920.00mm2
   Σκέλος που συνδέεται στην κύρια δοκό/υποστ/α..:      100.000mm
   Σκέλος που συνδέεται στη δοκό................:      100.000mm
   Πάχος........................................:       10.000mm
   Μήκος γωνιακού...............................:      222.000mm
   Ποιότητα υλικού..............................:         S235
   Όριο διαρροής................................:        0.235kN/mm2
   Όριο αστοχίας................................:        0.360kN/mm2
   Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού
    και το πάνω πέλμα της δοκού (qclb)..........:        31.00mm

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ
==================================
   Τύπος........................................:    ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
   Διάμετρος (d)................................:        16.00mm
   Διάμετρος οπής (d0)..........................:        18.00mm
   Εμβαδόν κοχλία (A)...........................:       201.00mm2
   Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (As)...............:       157.00mm2
   Ποιότητα.....................................:          8.8
   Όριο διαρροής................................:        0.640kN/mm2
   Όριο αστοχίας................................:        0.800kN/mm2
   Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία
   Απόσταση από άκρο (e1)......................:        22.00mm
   Απόσταση από άκρο (e2)......................:        27.00mm
   Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1)....:        40.00mm
   Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2)....:        54.00mm
   Αριθμός σειρών κοχλιών......................:            4
   Αριθμός κολονών κοχλιών.....................:            1

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΔΟΚΟ
==========================
   Τύπος........................................:    ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
   Διάμετρος (d)................................:        16.00mm
   Διάμετρος οπής (d0)..........................:        18.00mm
   Εμβαδόν κοχλία (A)...........................:       201.00mm2
   Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (As)...............:       157.00mm2
   Ποιότητα.....................................:          8.8
   Όριο διαρροής................................:        0.640kN/mm2
   Όριο αστοχίας................................:        0.800kN/mm2
   Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία
   Απόσταση από άκρο (e1)......................:        22.00mm
   Απόσταση από άκρο (e2)......................:        27.00mm
   Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1)....:        40.00mm
   Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2)....:        54.00mm
   Αριθμός σειρών κοχλιών......................:            4
   Αριθμός κολονών κοχλιών.....................:            1

ΑΠΟΤΜΗΣΕΙΣ
==========
   Μήκος πάνω απότμησης........................:        77.00mm
   Πλάτος πάνω απότμησης.......................:        31.00mm
   Μήκος κάτω απότμησης........................:        77.00mm
   Πλάτος κάτω απότμησης.......................:       211.00mm

ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ
==========
   Πάνω πέλμα δοκού & πέλμα κύριας δοκού (qbfcf).:         0.00mm
   Δοκός από την κύρια δοκό/υποστύλωμα (qbc).....:        10.00mm

*****************************************************
```

```
 Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α   Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ  **[ ΦΟΡΤΩΣΗ 3 ]**
*****************************************************
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ
===============
Τέμνουσα στην δεξιά δοκό.........................:      -72.620kN
Τέμνουσα στην αριστερή δοκό......................:      -18.550kN

                ******************************
                  ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ
                ******************************

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
=============================================

* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε δοκό {6.5.5}
============================================================
    Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών........................   120.58kN
  Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία..........................:    43.71kN
  Λόγος.............................................:  0.36
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.5}
============================================================
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd..........:    46.93kN
  Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία..........................:    21.85kN
  Λόγος.............................................:  0.47
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}
=================================================
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd..........:    47.87kN
  Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία..........................:    43.71kN
  Λόγος.............................................:  0.91
* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.2.2}
============================================================
   Αντοχή σε διάτμηση................................:   249.42kN
  Διατμητική Δύναμη.................................:    36.31kN
  Λόγος.............................................:  0.15
* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού {6.5.2.2}
============================================================
   Αντοχή σε διάτμηση................................:   282.72kN
  Διατμητική Δύναμη.................................:    72.62kN
  Λόγος.............................................:  0.26
* Αντοχή σε διάτμηση δοκού {5.4.6}
==================================
   Αντοχή σε διάτμηση................................:   744.40kN
  Διατμητική Δύναμη.................................:    72.62kN
  Λόγος.............................................:  0.10
* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε κύρια δοκό {6.5.5}
============================================================
    Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών........................   120.58kN
  Διατμητική Δύναμη στην κύρια δοκό.................:    11.40kN
  Λόγος.............................................:  0.09
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.5}
============================================================
    Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας........................    46.93kN
  Διατμητική Δύναμη στην κύρια δοκό.................:    11.40kN
  Λόγος.............................................:  0.24
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κύριας δοκού {6.5.5}
=================================================
    Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας........................    40.14kN
  Διατμητική Δύναμη στην κύρια δοκό.................:    11.40kN
  Λόγος.............................................:  0.28
* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.2.2}
```

```
=========================================================
   Αντοχή σε διάτμηση.................................:   249.42kN
  Διατμητική Δύναμη στην κύρια δοκό....................:    45.58kN
  Λόγος...............................................:  0.18
* Αντοχή σε τοπική διάτμηση κύριας δοκού {5.4.6}
=================================================
   Αντοχή σε διάτμηση.................................:   388.83kN
  Διατμητική Δύναμη στην κύρια δοκό....................:    91.17kN
  Λόγος...............................................:  0.23

Ο μεγαλύτερος λόγος παρατηρείται στον έλεγχο :
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}
  Λόγος...............................................:  0.91 < 1.00
   Η αντοχή είναι....................................ΕΠΑΡΚΗΣ

              ******************************
              ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΔΟΚΟ
              ******************************

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
=========================================

* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε δοκό {6.5.5}
============================================================
    Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών........................   120.58kN
  Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία...........................:    11.16kN
  Λόγος...............................................:  0.09
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.5}
============================================================
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd...........:    46.93kN
  Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία...........................:     5.58kN
  Λόγος...............................................:  0.12
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}
=================================================
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd...........:    47.87kN
  Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία...........................:    11.16kN
  Λόγος...............................................:  0.23
* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.2.2}
============================================================
   Αντοχή σε διάτμηση.................................:   249.42kN
  Διατμητική Δύναμη..................................:     9.27kN
  Λόγος...............................................:  0.04
* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού {6.5.2.2}
============================================================
   Αντοχή σε διάτμηση.................................:   282.72kN
  Διατμητική Δύναμη..................................:    18.55kN
  Λόγος...............................................:  0.07
* Αντοχή σε διάτμηση δοκού {5.4.6}
==================================
   Αντοχή σε διάτμηση.................................:   744.40kN
  Διατμητική Δύναμη..................................:    18.55kN
  Λόγος...............................................:  0.02
* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε κύρια δοκό {6.5.5}
============================================================
    Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών........................   120.58kN
  Διατμητική Δύναμη στην κύρια δοκό....................:    11.40kN
  Λόγος...............................................:  0.09
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.5}
============================================================
    Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας........................    46.93kN
```

```
  Διατμητική Δύναμη στην κύρια δοκό....................:    11.40kN
  Λόγος...............................................:  0.24
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κύριας δοκού {6.5.5}
==================================================
    Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας.......................    40.14kN
  Διατμητική Δύναμη στην κύρια δοκό....................:    11.40kN
  Λόγος...............................................:  0.28
* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.2.2}
==========================================================
   Αντοχή σε διάτμηση................................:   249.42kN
  Διατμητική Δύναμη στην κύρια δοκό....................:    45.58kN
  Λόγος...............................................:  0.18
* Αντοχή σε τοπική διάτμηση κύριας δοκού {5.4.6}
=================================================
   Αντοχή σε διάτμηση................................:   388.83kN
  Διατμητική Δύναμη στην κύρια δοκό....................:    91.17kN
  Λόγος...............................................:  0.23

Ο μεγαλύτερος λόγος παρατηρείται στον έλεγχο :
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κύριας δοκού {6.5.5}
  Λόγος...............................................:  0.28 < 1.00
   Η αντοχή είναι...................................ΕΠΑΡΚΗΣ
```

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Α»

```
+PROG AQUA urs:1
HEAD
ECHO   FULL
CONC   1 C 25 ; STEE 2 S 500 ; STEE 3 S 235
SECT   1 3 FSYM YES
PROF   101 HEB 320
SECT   2 3 FSYM YES
PROF   201 IPE 500
SECT   3 3 FSYM YES
PROF   301 IPE 300
SECT   4 3 FSYM YES
PROF   401 SH 100 100 5
SECT   5 3 FSYM YES
PROF   501 L 60 60 6
SREC   6  .6  .25  SO 5. MNO 1 MRF 2
SREC   7  1.  1.5  .65 .5 SO 5. MNO 1 MRF 2
END
+PROG GENF urs:2
PAGE   FIRS 1 LINE 65 LANO 1
ECHO   FULL
SYST   SPAC
NODE   1    0.00    0.00    0.00   PP
       2    6.00    0.00    0.00   PP
       3   12.00    0.00    0.00   PP
       4   18.00    0.00    0.00   PP
       5   24.00    0.00    0.00   PP
       6   30.00    0.00    0.00   PP
       7    0.00   20.00    0.00   PP
       8    6.00   20.00    0.00   PP
       9   12.00   20.00    0.00   PP
      10   18.00   20.00    0.00   PP
      11   24.00   20.00    0.00  PP
      12   30.00   20.00    0.00  PP
     101    0.00    0.00   -8.00
     102    6.00    0.00   -8.00
     103   12.00    0.00   -8.00
     104   18.00    0.00   -8.00
     105   24.00    0.00   -8.00
     106   30.00    0.00   -8.00
     107    0.00   20.00   -8.00
     108    6.00   20.00   -8.00
     109   12.00   20.00   -8.00
     110   18.00   20.00   -8.00
     111   24.00   20.00   -8.00
     112   30.00   20.00   -8.00
     201    0.00   10.00   -9.50
```

```
        202    6.00   10.00  -9.50
        203   12.00   10.00  -9.50
        204   18.00   10.00  -9.50
        205   24.00   10.00  -9.50
        206   30.00   10.00  -9.50
BEAM  1      1      2      0      7
      2      2      3      0      7
      3      3      4      0      7
      4      4      5      0      7
      5      5      6      0      7
      6      7      8      0      7
      7      8      9      0      7
      8      9      10     0      7
      9      10     11     0      7
     10      11     12     0      7
     11      1      7      0      7
     12      2      8      0      6
     13      3      9      0      6
     14      4      10     0      6
     15      5      11     0      6
     16      6      12     0      7
    101      101    102    0      3
    102      102    103    0      3
    103      103    104    0      3
    104      104    105    0      3
    105      105    106    0      3
    106      107    108    0      3
    107      108    109    0      3
    108      109    110    0      3
    109      110    111    0      3
    110      111    112    0      3
    201      201    202    0      3
    202      202    203    0      3
    203      203    204    0      3
    204      204    205    0      3
    205      205    206    0      3
    1001     1      101    0      1
    1002     2      102    0      1
    1003     3      103    0      1
    1004     4      104    0      1
    1005     5      105    0      1
    1006     6      106    0      1
    1007     7      107    0      1
    1008     8      108    0      1
    1009     9      109    0      1
    1010     10     110    0      1
```

```
        1011    11    111  0     1
        1012    12    112  0     1
        2001    101   201  0     2
        2002    102   202  0     2
        2003    103   203  0     2
        2004    104   204  0     2
        2005    105   205  0     2
        2006    106   206  0     2
          2007    107   201    0    2
          2008    108   202    0    2
          2009    109   203    0    2
          2010    110   204    0    2
          2011    111   205    0    2
          2012    112   206    0    2
TRUS      10001   1     102    4
          10002   2     101    4
          10003   7     108    4
          10004   8     107    4
          10005   5     106    4
          10006   6     105    4
          10007   11    112    4
          10008   12    111    4
          20001   102   201    5
          20002   101   202    5
          20003   103   202    5
          20004   102   203    5
          20005   104   203    5
          20006   103   204    5
          20007   105   204    5
          20008   104   205    5
          20009   106   205    5
          20010   105   206    5
          20011   107   202    5
          20012   108   201    5
          20013   108   203    5
          20014   109   202    5
          20015   109   204    5
          20016   110   203    5
          20017   110   205    5
          20018   111   204    5
          20019   111   206    5
          20020   112   205    5
+PROG STAR2 urs:3
HEAD
PAGE LINE 65 LANO 1
ECHO LOAD
```

```
ECHO FORC
ECHO DEFO
ECHO REAC
CTRL  I
HEAD IDIO BAROS & LOIPA MONIMA (0.35kN/m2)
LC 1 DLZ 1.00
UL  2001              PZ 0.35*6.00/2
UL (2002 2005 1)      PZ 0.35*6.00
UL  2006              PZ 0.35*6.00/2
UL  2007              PZ 0.35*6.00/2
UL (2008 2011 1)      PZ 0.35*6.00
UL  2012              PZ 0.35*6.00/2
END
CTRL I
HEAD KINHTO FORTIO (0.50kN/m2)
LC 2
UL  2001              PZ 0.5*6.00/2
UL (2002 2005 1)      PZ 0.5*6.00
UL  2006              PZ 0.5*6.00/2
UL  2007              PZ 0.5*6.00/2
UL (2008 2011 1)      PZ 0.5*6.00
UL  2012              PZ 0.5*6.00/2
END
CTRL I
HEAD ANEMOS Y (125 kg/m2)
LC 3
UL  1001              PY  1.25*0.8*6.00/2
UL (1002 1005 1)      PY  1.25*0.8*6.00
UL  1006              PY  1.25*0.8*6.00/2
UL  2001              PZ  1.25*0.6*6.00/2
UL (2002 2005 1)      PZ  1.25*0.6*6.00
UL  2006              PZ  1.25*0.6*6.00/2
UL  2007              PZ -1.25*0.5*6.00/2
UL (2008 2011 1)      PZ -1.25*0.5*6.00
UL  2012              PZ -1.25*0.5*6.00/2
UL  1007              PY  1.25*0.5*6.00/2
UL (1008 1011 1)      PY  1.25*0.5*6.00
UL  1012              PY  1.25*0.5*6.00/2
END
CTRL I
HEAD ANEMOS X (125 kg/m2)
LC 4
UL  1001        Px  1.25*0.8*10.00
UL  1007        Px  1.25*0.8*10.00
UL  1006        Px  1.25*0.5*10.00
UL  1012        Px  1.25*0.5*10.00
```

```
END
CTRL I
HEAD XIONI (100 kg/m2)
LC 5
UL  2001              PZ 1.00*6.00/2
UL (2002 2005 1)   PZ 1.00*6.00
UL  2006              PZ 1.00*6.00/2
UL  2007              PZ 1.00*6.00/2
UL (2008 2011 1)   PZ 1.00*6.00
UL  2012              PZ 1.00*6.00/2
END
-PROG STAR2 urs:14
HEAD
PAGE LINE 65 LANO 1
ECHO LOAD
ECHO FORC
ECHO DEFO
ECHO REAC
CTRL I
HEAD SEISMOS - X (E=0.432)
LC 6 DLX 0.432
UL (214 215 1)   Px 0.432*0.5*6.50
UL (209 213 1)   Px 0.432*0.5*6.50/2
UL (201 208 1)   Px 0.432*0.5*1.20
END
CTRL I
HEAD SEISMOS - Y (E=0.432)
LC 7 DLY 0.432
UL (214 215 1)   Py 0.432*0.5*6.50
UL (209 213 1)   Py 0.432*0.5*6.50/2
UL (201 208 1)   Py 0.432*0.5*1.20
END
+prog ASE -e urs:4
HEAD ΦΟΡΤΙΣΗ 899- ΕΚΤΥΠΩΣΗ ΕΠΙΚΟΜΒΙΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ

ctrl beam 2      $ Για ενεργοποίηση του "πλήρους" beam (αντιστοίχου του STAR)
ctrl solv -1     $ Για αποφυγή επίλυσης (μείωση χρόνου)

lc 899
  lcc   1      1.00
  lcc   2      0.30
END
END
```

```
$*************************************************************
$                                                            *
$  Δημιουργία μιας βοηθητικής φόρτισης στο ASE (π.χ. Lc 99) που  *
$  περιέχει το σύνολο των φορτίων από τα οποία προκύπτουν οι     *
$  πρόσθετες μάζες για την δυναμική ανάλυση.                     *
$                                                            *
$*************************************************************

+prog DYNA M 130000000 -e urs:6
head ΕΥΡΕΣΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ
echo eige full
MASS -899      $ Υπολογισμός συγκεντρωμένων πρόσθετων μαζών (από Lc 899)
eige 20   lc  1031  type lanc
END


#DEFINE FASMA          $ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
LET#g1  1.00           $ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ γ1: Σ2
LET#U   1.00           $ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ θ
LET#bo  2.5            $ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΜΕΓΕΘΥΝΣΗΣ β0
LET#q   1.5            $ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ q
LET#n   1.08           $ ΔΙΟΡΘΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ η
LET#a      0.16      $ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ A=αg (ζώνη Ι)
LET#T1     0.15      $ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΠΕΡΙΟΔΟΙ ΦΑΣΜΑΤΟΣ (έδαφος Β)
LET#T2     0.60
LET#Fm     0.25      $ ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΕΠΙΤΡΕΠΤΗ ΤΙΜΗ  Φd/(A*γI) - σχέση (2.3) ΕΑΚ 2000
LET#S      #a*#g1*9.81    $ ή #a*#g1*10  αφού στη μετατροπή φορτίων σε μάζες έχουμε
(1/g=0.1)
LET#SB     #S*#n*#U*#bo/#q
LET#Sm     #S*#Fm
LET#T3     #T2*(#SB/#Sm)^1.5
#ENDDEF


+prog DYNA urs:5
head ΣΕΙΣΜΟΣ Ex

eige 20  type rest  lc 1031

#INCLUDE FASMA
Lc 999
RESP  SA #S  SB #SB  SMIN #Sm  TB #T1  TC #T2  TD #T3  K1 2/3  K2 0.001

acce 0  ax 1.0

extr  beam 451  styp cqc
```

```
EXTR  TRUS 452  STYP CQC
EXTR     S 453  STYP CQC
END



+prog DYNA urs:8
head ΣΕΙΣΜΟΣ Ey

eige 20  type rest   lc  1031

#INCLUDE FASMA
Lc 999
RESP  SA #S  SB #SB  SMIN #Sm  TB #T1  TC #T2  TD #T3  K1 2/3  K2 0.001

acce 0  ay 1.0

extr   beam 461  styp    cqc
extr  TRUS 462  styp    cqc
EXTR     S 463  STYP CQC
END
END

+PROG MAXIMA urs:7
HEAD OPIAKH KATASTASH (MELH & SYNDESMOI)
PAGE LINE 65 LANO 1
ECHO FULL
LC 1 AG 1.35 ;   2 P    1.50 ;
                 3 A1  0.90 ;    5  F 0.90 ;
                 4 A1  0.90 ;    5  F 0.90 ;
LC 1 AG 1.35 ;   3 P    1.50 ;
                 2 A1  0.90 ;    5  F 0.90 ;
                 4 A1  0.90 ;    5  F 0.90 ;
LC 1 AG 1.35 ;   4 P    1.50 ;
                 2 A1  0.90 ;    5  F 0.90 ;
                 3 A1  0.90 ;    5  F 0.90 ;
LC 1 AG 1.00
BEAM
SUPE MAMI STN; MAMI STQY; MAMI STQZ; MAMI STMT; MAMI STMY; MAMI STMZ
TRUS
SUPE MAMI TRUSS
CTRL LCST 11
END
+PROG MAXIMA urs:13
HEAD SEISMOS (MELH)
PAGE LINE 65 LANO 1
```

```
ECHO FULL
LC 1 AG 1.00;   2    P   0.60;
                451 A1  1.00;  461 F  0.30
                451 A1  1.00;  461 F -0.30
                451 A1 -1.00;  461 F  0.30
                451 A1 -1.00;  461 F -0.30
                461 A1  1.00;  451 F  0.30
                461 A1  1.00;  451 F -0.30
                461 A1 -1.00;  451 F  0.30
                461 A1 -1.00;  451 F -0.30
BEAM
SUPE MAMI STN; MAMI STQY; MAMI STQZ; MAMI STMT; MAMI STMY; MAMI STMZ
CTRL LCST 31
END
+PROG MAXIMA urs:9
HEAD SEISMOS  (SYNDESMOI)
PAGE LINE 65 LANO 1
ECHO FULL
LC 1 AG 1.00;   2    P   0.60;
                452 A1  1.00; 462 F  0.30
                452 A1  1.00; 462 F -0.30
                452 A1 -1.00; 462 F  0.30
                452 A1 -1.00; 462 F -0.30
                462 A1  1.00; 452 F  0.30
                462 A1  1.00; 452 F -0.30
                462 A1 -1.00; 452 F  0.30
                462 A1 -1.00; 452 F -0.30
TRUS
SUPE MAMI TRUSS
CTRL LCST 43
END
+PROG MAXIMA urs:10
HEAD PERIBALLOYSA STATIKWN KAI SEISMIKWN FORTISEWN (MELH)
PAGE LINE 65 LANO 1
ECHO FULL
LC 1 AG 0.00;  (11 22 1) A1 1.00
           (31 42 1) A1 1.00
BEAM
SUPE MAMI STN; MAMI STQY; MAMI STQZ; MAMI STMT; MAMI STMY; MAMI STMZ
CTRL LCST 51
END
+PROG MAXIMA urs:11
HEAD PERIBALLOYSA STATIKWN KAI SEISMIKWN FORTISEWN (SYNDESMOI)
PAGE LINE 65 LANO 1
ECHO FULL
LC 1 AG 0.00;  (23 24 1) A1 1.00
```

```
        (43 44 1) A1 1.00
TRUS
SUPE MAMI TRUSS
CTRL LCST 63
END
+PROG AQB urs:12
HEAD OPLISH DIATOMWN APO SKYRODEMA KATA EC2
PAGE LINE 65 LANO 1
ECHO FULL
LC (51 62 1)
BEAM
REIN ( 0 0 0 )
DESI MOD SECT STAT EC2
END
```

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των Κατασκευών. Μέρος 1-1: «Βασικές Αρχές Σχεδιασμού». CEN, ENV 1991-1: 1994. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.

Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των Κατασκευών. Μέρος 2-3: «Φορτία Χιονιού». CEN, ENV 1991-2-3: 1994. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.

Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των Κατασκευών. Μέρος 2-4: «Φορτία Ανέμου». CEN, ENV 1991-2-4: 1994. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.

Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των Κατασκευών. Μέρος 3: «Δράσεις Προκαλούμενες από Γερανογέφυρες και Μηχανήματα». CEN, ENV 1991-3. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.

Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα. Μέρος 1-1: «Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για Κτίρια». CEN, ENV 1993-1: 1995. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.

Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα. Παράρτημα Ε: «Μήκος Λυγισμού Θλιβόμενων Μελών». CEN, ENV 1993-1: 1997. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.

Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα. Παράρτημα F: «Πλευρικός Λυγισμός». CEN, ENV 1993-1: 1997. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000 (Ε.Α.Κ. 2000). Εκδόσεις ΣΙΔΕΝΟΡ: Αθήνα, 2006.

Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι. Χ., και Γ. Ιωαννίδης. *Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με Βάση τα Τελικά Κείμενα των Ευρωκωδίκων*. Εκδόσεις Κλειδάριθμος: Αθήνα, 2008.

Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι. Χ., και Γ. Ιωαννίδης. *Σιδηρές Κατασκευές: Παραδείγματα Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3.* Τόμοι Ι και ΙΙ. Εκδόσεις Κλειδάριθμος: Αθήνα, 2008.

Ερμόπουλος Ι. Χ. *Ευρωκώδικας 1: Βάσεις Σχεδιασμού και Δράσεις επί των Κατασκευών: Ερμηνευτικά Σχόλια και Παραδείγματα Εφαρμογής*. Εκδόσεις Κλειδάριθμος: Αθήνα 1997.

Ερμόπουλος Ι. Χ., *Στοιχεία Σχεδιασμού Μεταλλικών Κατασκευών*. Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου: Αθήνα, 2000.

Βάγιας Ι. *Σιδηρές Κατασκευές Ανάλυση και διαστασιολόγηση* Εκδόσεις Κλειδάριθμος: Αθήνα, 2009.

Κατσικαδέλης Ι. Θ. *Δυναμική των Κατασκευών.* Τόμοι Ι και ΙΙ. Εκδόσεις Συμμετρία: Αθήνα 2004.

Εγχειρίδιο Προγράμματος SOFISTIK, Έκδοση 2003.

Εγχειρίδιο Προγράμματος INSTANT, Έκδοση 2000.