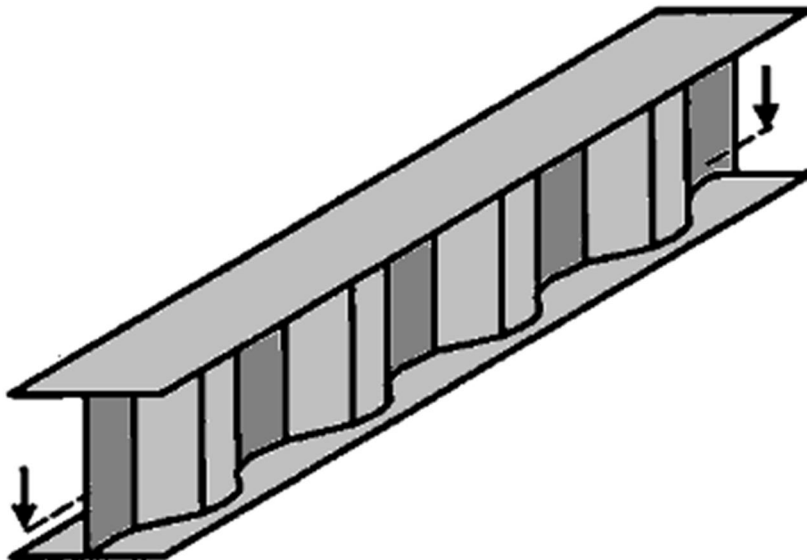




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

Υπολογισμός μεταλλικών κτιρίων με φέροντα στοιχεία από αυλακτούς κορμούς



Χονδρόπουλος Δημήτριος
Επιβλέπων καθηγητής:
Βάγιας Ιωάννης
Αθήνα 2013

Περιεχόμενα

Περίληψη	4
Abstract	5
Κεφάλαιο 1. Εισαγωγή	8
1.1 Γενικά.....	8
1.2 Περιγραφή τεχνικού έργου	9
1.2.1 Αντικείμενο εργασίας και παρουσίαση του προς μελέτη κτιρίου.....	9
1.2.2 Σκοπός και πορεία επίλυσης της εργασίας.....	10
1.2.3 Ποιότητα των υλικών της κατασκευής	11
1.2.4 Δομή της εργασίας.....	11
Κεφάλαιο 2. Δράσεις επί της κατασκευής.....	13
2.1 Εισαγωγή.....	13
2.2 Ίδιον βάρος φορέα (G)	13
2.3 Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης ($G_{επ.}$).....	14
2.4 Πρόσθετο φορτίο αναρτήσεων ($G_{αν.}$).....	14
2.5 Κινητό φορτίο στέγης (Q).....	14
2.6 Φορτία χιονιού (S)	14
2.6.1 Προσομοίωση φορτίου χιονιού επί της οριζόντιας στέγης.....	15
2.7 Φορτίο ανέμου (W).....	16
2.7.1 Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής	17
2.8 Οριακές καταστάσεις και συνδυασμοί δράσεων	19
2.8.1 Υπολογισμός συντελεστών ασφαλείας γ και ψ	19
2.8.2 Συνδυασμοί δράσεων σε Ο.Κ.Α.	20
2.8.3 Συνδυασμοί σχεδιασμού σε Ο.Κ.Λ.....	22
2.9 Σεισμικές δράσεις (E_i).....	23
2.9.1 Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού	23
2.9.2 Υπολογισμός εδαφικής επιτάχυνσης a_{gR}	24
2.9.3 Υπολογισμός χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους.....	24

2.9.4 Υπολογισμός συντελεστών σπουδαιότητας και απόσβεσης.....	24
2.9.5 Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς q	24
2.9.6 Μέθοδος ανάλυσης και προσομοίωση σεισμικής δύναμης	26
2.10 Συνδυασμοί δράσεων για σεισμικό φορτίο.....	29
Κεφάλαιο 3. Διαστασιολόγηση της κατασκευής με δοκούς με αυλακωτούς κορμούς. ...	31
3.1 Κάποια γενικά πράγματα που αφορούν την χρήση δοκών με αυλακωτούς κορμούς.	31
3.2 Διαστασιολόγηση δοκού με αυλακωτούς κορμούς	33
3.2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής δοκού	33
3.2.2 Προσδιορισμός των δυσκαμψιών κάμψης και συστροφής	34
3.2.3 Διατμητικός λυγισμός (κύρτωση) ορθοτρόπων πλακών	36
3.2.4 Αντοχή έναντι τέμνουσας.....	40
3.2.5 Συγκεντρωμένα φορτία.....	44
3.2.6 Αντοχή έναντι αξονικών δυνάμεων και ροπών	46
3.2.7 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού	53
3.3 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος με αυλακωτούς κορμούς	56
3.3.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής υποστυλώματος.....	56
3.3.2 Προσδιορισμός δυσκαμψιών κάμψης και συστροφής	57
3.3.3 Διατμητικός λυγισμός (κύρτωση) ορθοτρόπων πλακών	59
3.3.4 Αντοχή έναντι τέμνουσας.....	62
3.3.5 Συγκεντρωμένα φορτία.....	65
3.3.6 Αντοχή έναντι αξονικών δυνάμεων και ροπών	66
3.3.7 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υποστυλώματος	71
3.4 Ικανοτικοί έλεγχοι	75
3.4.1 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου.....	75
3.4.2 Ικανοτικός έλεγχος τέμνουσας για τη δοκό	75
3.4.3 Ικανοτικός έλεγχος τέμνουσας για το υποστύλωμα.....	76
Κεφάλαιο 4. Σύνδεση δοκού υποστυλώματος με κοχλίωση.....	77

4.1 Απαιτούμενοι έλεγχοι	77
4.2 Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση	78
4.3 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη	78
4.4 Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη	80
4.5 Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....	81
4.5.1 Έλεγχος βραχέως T πέλματος υποστυλώματος.....	81
4.5.2 Άνω πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά).....	82
4.5.3 Δεύτερη σειρά κοχλιών (εσωτερική σειρά)	85
4.5.4 Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών	86
4.6 Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....	88
4.6.1 Άνω πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά).....	89
4.6.2 Δεύτερη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκυσμένο πέλμα).....	91
4.6.3 Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών	93
4.6.4 Τρίτη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκυσμένο πέλμα).....	94
4.7 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό	94
4.8 Δοκός κορμού σε εφελκυσμό	94
4.9 Αποτελέσματα ελέγχων για τις εφελκυσμένες σειρές κοχλιών	95
4.10 Αντοχή κόμβου.....	96
Κεφάλαιο 5. Συμπεράσματα	97
Κεφάλαιο 6. Βιβλιογραφία	99

Περίληψη

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας μελετάται η κατασκευή ενός απλού μονώροφου κτιρίου από χάλυβα S235, με χρήση δοκών με αυλακωτούς κορμούς. Συνήθως για πλαίσια με μεγάλα ανοίγματα, γίνεται χρήση δικτυωτής δοκού, όπου μέσω μεταβολής του εμβαδού των ράβδων και του στατικού ύψους, επιτυγχάνεται η βελτιστοποίηση του βάρους. Όμως, η μείωση του κόστους συνδέεται με πρόσθετα μέτρα όσον αφορά την οργάνωση, την παραγωγή και την ανέγερση του έργου. Η χρήση δικτυωμάτων για τα συνήθη ανοίγματα και στατικά ύψη συνίσταται αντικοινομική λόγω κόστους των συνδέσεων των ράβδων. Έτσι, αποφασίστηκε χρήση δοκών με αυλακωτούς κορμούς για τις δοκούς και τα υποστυλώματα του υπό μελέτη κτιρίου. Οι δοκοί με αυλακωτούς κορμούς είναι συγκολλητές διατομές, η παραγωγή των οποίων γίνεται τελείως αυτόματα. Η κάμψη των ελασμάτων των κορμών, η σύνδεσή τους και η συγκόλληση τους με τα πέλματα γίνεται σε μια φάση εργασίας.

Αρχικά, γίνεται υπολογισμός των δράσεων του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, που προέρχονται από μόνιμα (ίδιον βάρος κατασκευής, φορτία αναρτήσεων, φορτία επικαλύψεων), κινητά (χιόνι, άνεμος) και σεισμικά φορτία. Στην συνέχεια γίνεται διαστασιολόγηση της δοκού και του υποστυλώματος για τους επιμέρους ελέγχους που απαιτούνται, όσον αφορά τη χρήση δοκών με αυλακωτούς κορμούς, όπως έλεγχος έναντι διατμητικού λυγισμού (κύρτωση) της ορθότροπης πλάκας, αντοχή έναντι τέμνουσας, έναντι συγκεντρωμένου φορτίου και συνδυαστική αντοχή έναντι αξονικών δυνάμεων και ροπών. Αναλυτικά, ξετάστηκαν δύο περιπτώσεις πλαισίων, ένα με δοκούς με κυματοειδής κορμούς και ένα με δοκούς με τραπεζοειδείς κορμούς.

Στη συνέχεια, προχωρήσαμε στη σύνδεση δοκού και υποστυλώματος μέσω μια κοχλίωσης. Αρχικά τοποθετήθηκε μια μετωπικά πλάκα, πάνω στην οποία συγκολλήθηκε η δοκός και στη συνέχεια με χρήση κοχλιώσεων έγινε η σύνδεση δοκού και υποστυλώματος. Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε είναι S235, ενώ οι κοχλίες είναι M24 και ποιότητας 10.9.

Η πραγμάτωση των παραπάνω ελέγχων για τον φέροντα οργανισμό και την κοχλίωση έγινε με χρήση του προγράμματος Microsoft Excel, ενώ η σχεδίαση της λεπτομέρειας της κοχλίωσης έγινε με Autocad.

Abstract

In the present of this diploma thesis , we deal with the construction of a simple storey metal building, using beams with corrugated trunks. For frames with large openings, use is made of lattice girder, wherein by varying the area of the bars and the static height, we can achieve weight optimization. However, the cost savings are associated with additional measures regarding the organization, production and construction of the project. The use of a netting for standard openings and static heights is uneconomical due to cost of connections of rods. Thus, it was decided using beams with corrugated trunks for beams and columns of the studied building. The beams with corrugated trunks are welded sections, the production of which is fully automatic. The bending of plates of logs, connecting a bonding with soles are made in a working phase.

First, we start with a calculation of the actions of the metal structure of the building from permanent (self-weight construction, suspension loads, loads of coatings), mobile (snow, wind) and seismic loads. Then becomes dimensioning of the beam and the columns for the individual controls required in the use of beams with corrugated trunks, as control versus shear buckling of orthotropic plate, shear resistance and concentrated load versus combined resistance to axial forces and torques. Analytically, we examined two cases of frames, one with undulatory beams and a corrugated web beams with trapezoidal trunks.

Then we proceeded to connect beams and columns via a screw. Initially, we placed frontally a plate, on which the beam was annealed, and then by using bolting we ade the connection of the beam and the column. The steel used is S235 , while the screws are M24 and 10.9 quality.

The making of these checks for load bearing and bolting was performed by using the program Microsoft Excel, while the design detail of the screw was performed by using Autocad.

Ευχαριστίες

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή του Ε.Μ.Π. κ. Ιωάννη Βάγια, για τη συνεχή βοήθειά του κατά τη διάρκεια εκπόνησης αυτής της διπλωματικής εργασίας.

Στην συνέχεια θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την υπομονή και την πίστη που μου έδειξαν τόσο κατά τη διάρκεια περαίωσης αυτής της διπλωματικής εργασίας όσο και καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου καθώς και τους φίλους μου Κατρή Κωνσταντίνο και Λύτη Έλενα, που με βοήθησαν στην πραγμάτωση της εργασίας.

Κεφάλαιο 1. Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Τα μονώροφα κτίρια για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις, αλλά και για άλλες παραγωγικές, εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες αποτελούν προνομιακό πεδίο εφαρμογής φερόντων οργανισμών από χάλυβα, που μάλιστα τείνει να καθιερωθεί και στην Ελλάδα με αλματώδεις ρυθμούς.

Παρατίθενται μερικά από τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα που χαρακτηρίζουν τα μονώροφα μεταλλικά κτίρια:

- Το ποσοστό αντοχής ως προς το βάρος του χάλυβα εμφανίζει ιδιαίτερα υψηλές τιμές, οδηγώντας σε σχετικά μειωμένο ίδιο βάρος κατασκευών. Ως εκ τούτου επιτρέπεται η οικονομικότερη και ευχερέστερη θεμελίωση ,ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη. Επιπλέον ,επιτυγχάνεται αισθητή μείωση της βλάβης ,μέσω της «αδράνειας» κατά τη διάρκεια ενός πιθανού σεισμού ,αφού υπάρχει λιγότερη μάζα για να κινηθεί (μειωμένες σεισμικές δυνάμεις).
- Μέσω αυξημένης αντοχής και δυσκαμψίας της κατασκευής, μπορεί να εξασφαλιστεί η δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων, επιτρέποντας αύξηση των εκμεταλλεύσιμων επιφανειών, καθώς και ευελιξία στην αναδιαμόρφωση των χώρων. Επιπλέον, η γενικά όλκιμη συμπεριφορά του υλικού επιτρέπει την εξαιρετική αντισεισμική συμπεριφορά των μεταλλικών κατασκευών, ακόμα και στην περίπτωση αυξημένου βάρους ανωδομής.
- Υπάρχει η δυνατότητα ανέγερσης με ταχύτατους ρυθμούς. Στο εργοτάξιο , η συναρμολόγηση και σύνδεση των μελών μπορεί να εξελιχθεί αδιάκοπα, χωρίς να απαιτείται χρόνος αναμονής μεταξύ των διάφορων φάσεων ανέγερσης, όπως αντίθετα συμβαίνει στις συμβατικές κατασκευές από σκυρόδεμα. Με συντονισμένες κινήσεις είναι εφικτή η πραγματοποίηση της βιομηχανικής κατεργασίας των χαλύβδινων μελών, παράλληλα με τη φάση των εκσκαφών, της θεμελίωσης και της διαμόρφωσης της υπόβασης του δαπέδου, μειώνοντας με τον τρόπο αυτό ακόμα περισσότερο το χρόνο κατασκευής.
- Το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου επιτρέπει έναν πιο εμπεριστατωμένο έλεγχο ποιότητας, καθώς και την μεγαλύτερη αξιοπιστία και

ακρίβεια στη μόρφωση των εκάστοτε επιθυμητών διατομών. Επιπροσθέτως, ο χάλυβας σαν υλικό μπορεί εύκολα να ανακυκλωθεί και να επαναχρησιμοποιηθεί.

- Ο εντοπισμός και η αποκατάσταση βλαβών στις υπάρχουσες κατασκευές μπορεί να πραγματοποιηθεί με μεγάλη ευχέρεια ,ενώ είναι εφικτή η ενίσχυση των υφισταμένων μελών, προκειμένου να παραλάβουν μεγαλύτερα φορτία.

Τα βασικά μειονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών ,τα οποία ωστόσο δεν μπορούν να αντισταθμίσουν τα καίρια οφέλη τους είναι τα εξής:

- Ο χάλυβας αποτελεί πρώτη ύλη με υψηλό κόστος παραγωγής, ενώ απαιτούνται ιδιαίτερα λεπτομερείς υπολογισμοί στην περιοχή των συνδέσεων. Σημαντική του αδυναμία είναι η ευαισθησία σε πυρκαγιά και διάβρωση, καθιστώντας αναγκαία τη λήψη κατάλληλων μέτρων προστασίας και συντήρησης.
- Η τεχνογνωσία πάνω στο αντικείμενο των μεταλλικών κατασκευών δεν είναι ακόμα ιδιαίτερα ανεπτυγμένη στην Ελλάδα.

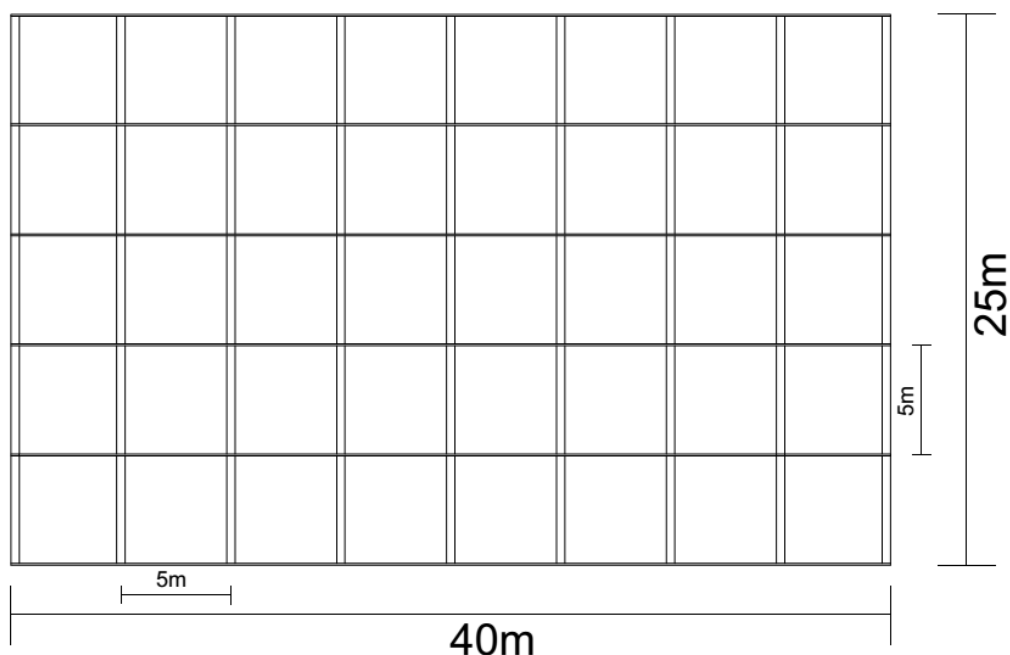
Στην υπό μελέτη κατασκευή θα χρησιμοποιηθούν δοκοί με αυλακωτούς κορμούς, όπως έχει αναφερθεί και προηγουμένως. Οι συγκεκριμένοι δοκοί θα χρησιμοποιηθούν τόσο ως δοκοί όσο και ως υποστυλώματα και καλύπτουν όλες τις ανωτέρω προϋποθέσεις για τα μονώροφα μεταλλικά κτίρια. Επιπλέον, θα πρέπει να αναφερθεί ότι οι δοκοί με αυλακωτούς κορμούς υπερτερούν στο κριτήριο της γρήγορης ανέγερσης και συναρμολόγησης των απαιτούμενων μελών της κατασκευής σε σχέση με άλλες διατάξεις (όπως τα δικτυώματα) ενώ μειωνεκτούν ελαφρώς όσον αφορά το ελάχιστο βάρος.

1.2 Περιγραφή τεχνικού έργου

1.2.1 Αντικείμενο εργασίας και παρουσίαση του προς μελέτη κτιρίου.

Προκειμένου να εξασφαλιστεί η μείωση του κόστους που απαιτείται για την ανέγερση, την οργάνωση και την παραγωγή της κατασκευής επιλέχθηκε η χρήση δοκών με αυλακωτούς κορμούς, παρά το γεγονός ότι δεν βελτιστοποιείται το βάρος της κατασκευής, που θα ήταν βέλτιστο με μια ενδεχόμενη χρήση δικτυωτών δοκών. Επιπλέον, η χρήση δοκών με αυλακωτούς κορμούς υπερτερεί της αντίστοιχης δικτυωτής λόγω οικονομικότητας των συνδέσεων των ράβδων.

Το κτίριο που επιλέχθηκε προς κριτική διερεύνηση είναι ένα βιομηχανικό κτίριο, όπου πρόκειται να στεγαστούν αποθήκες και βρίσκεται στην περιοχή του Γαλασίου, στην Αττική. Στη συνέχεια παρατίθεται μια κάτοψη του υπό μελέτη κτιρίου.



Σχήμα 1.1. Κάτοψη του υπό μελέτη βιομηχανικού χώρου.

Πρόκειται ουσιαστικά για έναν ενιαίο χώρο μεγάλων διαστάσεων, με μικρότερους βοηθητικούς χώρους. Συνεπώς, ενδείκνυται ένας φορέας από χάλυβα καθώς επιτρέπει τη δημιουργία χώρων μεγάλων ανοιγμάτων, χωρίς την παρεμβολή ενδιάμεσων υποστυλωμάτων.

Η εν λόγω κατασκευή προβλέπεται να στεγάσει επιφάνεια συνολικού εμβαδού $40\text{m} \times 25\text{m} = 1000 \text{ m}^2$ και ύψους 6m. Ο φέρων οργανισμός της κατασκευής συντίθεται από 7 πανομοιότυπα ενδιάμεσα πλαίσια και 2 ακραία πλαίσια. Όλα τα πλαίσια, ανοίγματος 25m, θεωρούνται αμφίπακτα, ενώ διατάσσονται σε απόσταση 5 μέτρων το ένα από το άλλο. Η στέγη είναι οριζόντια και τη διατρέχουν συνολικά 6 τεγίδες, πλάτους επιρροής 5 μέτρα η κάθε μία.

1.2.2 Σκοπός και πορεία επίλυσης της εργασίας

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας πραγματοποιήθηκε η συγκριτική μελέτη ενός τυπικού ενδιάμεσου στεγαστρου, σε δυσδιάστατο επίπεδο (επίπεδο πλαισίου),

με στόχο τον προσδιορισμό των απαιτούμενων διατομών των μελών. Συγκεκριμένα, μορφώθηκαν δύο διαφορετικά πλαίσια, ένα με δοκούς και υποστυλώματα με κυματοειδείς κορμούς και ένα με ισοδύναμους τραπεζοειδείς κορμούς. Στην συνέχεια και αφού πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι που απαιτούνται έγινε και η σύνδεση δοκού και υποστυλώματος με κοχλίωση. Επιπλέον, πρέπει να αναφερθεί και η ανάγκη σύνταξης του απαραίτητου λογισμικού (χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Microsoft Excel) προς επίλυση των εν λόγω μονώροφων κτιρίων σαν ένας από τους στόχους της εν λόγω διπλωματικής.

1.2.3 Ποιότητα των υλικών της κατασκευής

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-1: 2005, παράγραφος 3.2.6) ,το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα λαμβάνεται ίσο με $E=210 \text{ GPa}$, ενώ το ειδικό βάρος του είναι $\gamma=78,50 \text{ KN/m}^3$. Ο λόγος του συντελεστή Poisson έχει τιμή $\nu=0,3$ και ο συντελεστής γραμμικής συστολής έχει τιμή $\alpha=12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$. Για τη σύνδεση δοκού και υποστυλώματος χρησιμοποιούνται κοχλίες M24 και ποιότητας 10.9. Οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής είναι $f_{yb}=900 \text{ MPa}$ και της εφελκυστικής αντοχής είναι $f_{ub}=100 \text{ MPa}$. Η χρήση κοχλιών υψηλής αντοχής κρίνεται απαραίτητη στην συγκεκριμένη περίπτωση, λόγω των μεγάλων ροπών και τεμνουσών δυνάμεων που αναπτύσσονται στον κόμβο δοκού και υποστυλώματος.

1.2.4 Δομή της εργασίας

Στο Κεφάλαιο 1, δίνεται μια συνοπτική περιγραφή του προς επίλυση αντικειμένου, καθώς επίσης και μια περίληψη της παρούσας εργασίας.

Στο Κεφάλαιο 2, παρουσιάζεται ο υπολογισμός των φορτίων, καθώς και οι συνδυασμοί φόρτισης που λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση της κατασκευής (όπως ορίζονται σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 1 και 8).

Στο Κεφάλαιο 3, περιλαμβάνονται οι συγκριτικές δοκιμές σε κάθε μία από τις δύο περιπτώσεις μόρφωσης του κύριου φορέα, συνοδευόμενες από τους απαραίτητους ελέγχους επάρκειας των διατομών και των μελών και την αντίστοιχη διαστασιολόγηση των στοιχείων του πλαισίου.

Στο Κεφάλαιο 4, πραγματοποιούνται αναλυτικά όλοι οι έλεγχοι που απαιτούνται για τη σύνδεση δοκού και υποστυλώματος.

Στο κεφάλαιο 5, εξάγονται κάποια συμπεράσματα σχετικά με την εκπόνηση της παρούσας διερεύνησης.

Στο κεφάλαιο 6, παρατίθεται η βιβλιογραφία που χρησιμοποιήθηκε στα πλαίσια της εργασίας.

Κεφάλαιο 2. Δράσεις επί της κατασκευής

2.1 Εισαγωγή

Οι δράσεις που ασκήθηκαν στον υπό μελέτη φορέα και με βάση τις οποίες υπολογίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη είναι τα εξής:

1. Μόνιμες δράσεις

- Ίδιον βάρος φέροντος οργανισμού
- Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης
- Φορτίο αναρτήσεων

2. Κινητές δράσεις

- Φορτίο χιονιού
- Φορτίο ανέμου
- Κινητό φορτίο στέγης

3. Σεισμικές δράσεις

Οι δράσεις αυτές υπολογίζονται σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα και ο αναλυτικός τους υπολογισμός παρατίθεται παρακάτω.

2.2 Ίδιον βάρος φορέα (G)

Ο υπολογισμός και η ομοιόμορφη κατανομή του ίδιου βάρους του φορέα υπολογίζεται στο Microsoft Excel.

Το βάρος του ζυγώματος είναι ίσο με : $[2 \cdot b(\text{cm}) \cdot t_w(\text{cm}) \cdot 10^{-4} + (h(\text{cm}) - 2 \cdot t_w(\text{cm})) \cdot t_i(\text{cm}) \cdot w(\text{cm}) / l(\text{cm})] \cdot \gamma(\text{KN/m}^3) = 1,105 \text{ KN/cm}^2$. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί κατά την προκαταρκτική συγκριτική μελέτη του κύριου φορέα, όπου η μελέτη διεξάγεται στο επίπεδο του κύριου πλαισίου, επομένως απαιτείται να εισαχθεί χειροκίνητα και το μήκος των τεγίδων. Στην προκειμένη περίπτωση θεωρούμε συγκεντρωμένα φορτία στο ζύγωμα στις θέσεις των τεγίδων. Μετά από μια σύντομη ενδεικτική μελέτη εισάγουμε τεγίδες IPE140 εμβαδού $A = 13,21 \text{ cm}^2$ και μήκους $l = 5 \text{ m}$, όσο δηλαδή είναι και η απόσταση μεταξύ των μεμονωμένων πλαισίων της κατασκευής μας. Επομένως το συνολικό πρόσθετο

βάρος των τειγίδων επί του ζυγώματος θα είναι : $5 \cdot A(\text{cm}^2) \cdot 10^{-4} \cdot \gamma(\text{KN/m}^3) / L(\text{m}) = 5 \cdot 13,21(\text{cm}^2) \cdot 10^{-4} \cdot 78,5(\text{KN/m}^3) / 25 = 0,026 \text{ KN/m}$.

2.3 Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης ($G_{\text{επ.}}$)

Το πρόσθετο φορτίο επικάλυψης είναι επί της ουσίας το ίδιο βάρος των πανέλων που χρησιμοποιήθηκαν για την επικάλυψη της στέγης, των μετώπων και των πλευρών του κτιρίου. Αναλυτικότερα, χρησιμοποιήθηκαν ορθογωνικά πανέλα πάχους 50mm, με πυρήνα από οικολογικό, σκληρό αφρό πολυουρεθάνης και επιφάνειες από χαλβανισμένα και έγχρωμα χαλυβδόφυλλα, προσθέτοντας στο φέροντα οργανισμό πρόσθετη μόνιμη δράση 0,15 KN/m, η οποία κατανέμεται ομοιόμορφα επί των τειγίδων.

2.4 Πρόσθετο φορτίο αναρτήσεων ($G_{\text{αν.}}$)

Πρόκειται για το ίδιο βάρος του ενσωματωμένου στην κατασκευή μηχανολογικού εξοπλισμού, ψευδοροφών, καναλιών κλιματισμού, φωτιστικών σωμάτων και γενικά των αναρτήσεων στην κορυφή του κτιρίου. Σύμφωνα με τις παραδοχές της μελέτης, το φορτίο των αναρτήσεων θεωρήθηκε ίσο με 0,40 KN/m.

2.5 Κινητό φορτίο στέγης (Q)

Όπως προκύπτει από τους σχετικούς πίνακες του Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1-2) ,η οροφή της κατασκευής ανήκει στη κατηγορία Η, καθώς πρόκειται για οροφή προσιτή μόνον για κανονική συντήρηση, βαφές, επισκευές και μικροεπισκευές. Οπότε το κινητό φορτίο της κατασκευής μπορεί να έχει τιμές από 0,0 έως 1,0 KN/m, ενώ η προτεινόμενη τιμή από το Εθνικό Προσάρτημα είναι ίση με $q_k=0,5 \text{ KN/m}$. Ωστόσο, εφόσον το φορτίο χιονιού, όπως θα προκύψει από τους υπολογισμούς της επόμενης παραγράφου, υπερκαλύπτει την τιμή αυτή, κρίνεται σκόπιμο να μην συμπεριληφθεί στην ανάλυση κινητό φορτίο στέγης, καθώς τα δύο αυτά φορτία δεν εμφανίζουν ταυτόχρονα τη δυσμενέστερη επιρροή τους.

2.6 Φορτία Χιονιού (S)

Το χιόνι εκτιμάται για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές ως εξής:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k, \text{ όπου}$$

- μ_i : συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού
- C_e : συντελεστής έκθεσης ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα
- C_t : θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με τη μονάδα για κανονικές συνθήκες έκθεσης και μόνωσης της στέγης
- $S_k : S_{k,0} * (1+(A/917)^2)$.

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ,για τοποθεσίες με υψόμετρο χαμηλότερο από 1500m, ορίζονται τρεις ζώνες χιονιού στον Ελλαδικό χώρο. Όπως προκύπτει από το σχετικό σχήμα (1-3) η περιοχή της Αττικής κατατάσσεται στη ζώνη II, με αντίστοιχη χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας $s_{k,0}=0,8 \text{ KN/m}^2$. Το υψόμετρο A από τη στάθμη της θάλασσας για την συγκεκριμένη τοποθεσία, όπου θα κατασκευαστεί και το έργο είναι 90m, οπότε με στρογγυλοποίηση στην επόμενη εκατοντάδα λαμβάνουμε $A=100\text{m}$. Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού προκύπτει τελικά, σύμφωνα με την παραπάνω σχέση :

$$S_k = S_{k,0} * (1+(A/917)^2) = 0,8 * (1+(100/917)^2) = 0,8095 \text{ KN/m}^2 .$$

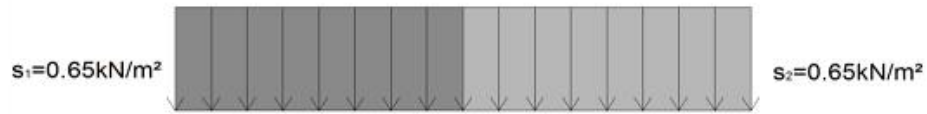
Επόμενο βήμα είναι ο υπολογισμός του συντελεστή στέγης μ_i . Στα πλαίσια της παρούσας κατασκευής επιλέγεται οριζόντια στέγη.

2.6.1 Προσομοίωση φορτίου χιονιού επί της οριζόντιας στέγης

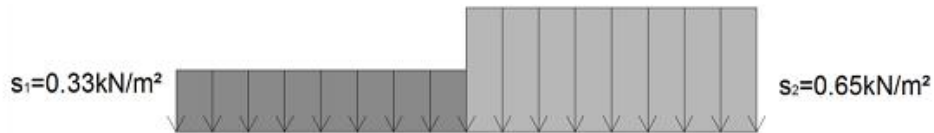
Σ' αυτόν τον τύπο στέγης, ο συντελεστής μορφής μ_1 δίνεται στο EN 1991-1-3 ,συναρτήσει της γωνίας α της στέγης. Στην παρούσα κατασκευή και καθώς $0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = 0^\circ \leq 30^\circ$, είναι $\mu_1(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2) = 0,80$.

Δεδομένου ότι δεν παρεμποδίζεται η ολίσθηση του χιονιού στην περίπτωση μας προκύπτουν οι τρεις παραπάνω φορτίσεις χιονιού επί της οριζόντιας στέγης:

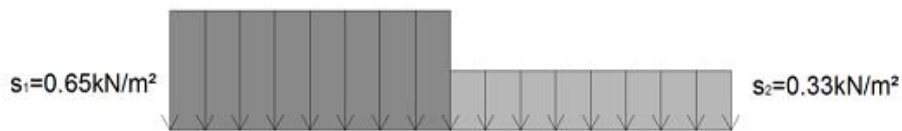
1. Περίπτωση (i)



2. Περίπτωση (ii)



3. Περίπτωση (iii)



Όπου $s_1 = s_2 = 0,8 * 1,00 * 1,00 * 0,8095 \text{ kN/m}^2 = 0,6476 \text{ kN/m}^2$.

2.7 Φορτίο ανέμου (W)

Τα φορτία ανέμου κατατάσσονται στις στατικές, μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις, όπως προβλέπεται από τις διατάξεις του EN 1990, το prEN 1991-1-4 (Ευρωκώδικας 1, μέρος 1-4). Στη γενική περίπτωση η δράση του ανέμου προσδιορίζεται ως πίεση κάθετα επιβαλλόμενη στην κάθε προσβαλλόμενη επιφάνεια, στην οποία μπορεί να επιδρά με δυο τρόπους, είτε άμεσα ως εξωτερική πίεση, είτε έμμεσα ως εσωτερική πίεση. Στην περίπτωση της παρούσας κατασκευής, το κτίριο δεν διαθέτει ανοίγματα τέτοιου μεγέθους, ώστε να προκαλούν ανάπτυξη εσωτερικής πίεσης, ικανής να επηρεάσει την κατασκευή, καθώς το μέγεθος των ανοιγμάτων θεωρείται πολύ μικρό συγκριτικά με το εμβαδόν των πλευρών και της στέγης. Κατά συνέπεια, το κτίριο μπορεί να θεωρείται κλειστό και η εσωτερική πίεση μπορεί επομένως να αμεληθεί.

Άρα, η τελική πίεση ανέμου επί των επιφανειών της κατασκευής, προκύπτει μόνον από την εξωτερική πίεση επί των επιφανειών της κατασκευής, η οποία προκύπτει από την ακόλουθη σχέση (EN 1991-1-4):

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe} \quad (2.1)$$

Όπου:

$q_p(z_e)$: πίεση ταχύτητας αιχμής,

z_e : ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} : συντελεστής εξωτερικής πίεσης

Το ύψος του κτιρίου κυμαίνεται μεταξύ των τιμών $5,6\text{m} < H < 8,8\text{m}$ και το πλάτος του b είναι ίσο με 25m στη μικρή πλευρά 50m στη μεγάλη πλευρά. Σε κάθε περίπτωση ισχύει $H < b$, οπότε το ύψος αναφοράς z_e λαμβάνεται ως ένα τμήμα με $z_e = H = 6\text{m}$, με ομοιόμορφη κατανομή ανέμου καθ' ύψος.

2.7.1 Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z_e)$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση (EN 1991-1-4):

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z), \quad (2.2)$$

Όπου:

ρ : πυκνότητα του αέρα

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

$v_m(z)$: μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος z

Παρακάτω παρατίθεται αναλυτικά ο υπολογισμός των βασικών αυτών μεγεθών.

2.7.1.1 Πυκνότητα αέρα ρ

Συνήθως στους υπολογισμούς λαμβάνεται η τιμή: $\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$ για την πυκνότητα του αέρα ρ [1-3].

2.7.1.2 Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$ σε ύψος z πάνω από το έδαφος υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση (EN 1991-1-4):

$$v_m(z) = c_r(z) c_{\theta}(z) v_b \quad (2.3)$$

Όπου:

$c_r(z)$: συντελεστής τραχύτητας

$c_{\theta}(z)$: συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (λαμβάνεται ίσος με 1.0)

v_b : βασική ταχύτητα ανέμου

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ λαμβάνεται συναρτήσει του ύψους z , χρησιμοποιώντας τις ακόλουθες λογαριθμικές σχέσεις (EN 1991-1-4):

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

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) = k_r \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right), \text{ για } z \leq z_{\min} \quad (2.4)$$

Όπου:

z_0 : μήκος τραχύτητας σε m ανάλογα με την κατηγορία εδάφους

$z_{0,II}$: μήκος τραχύτητας για κατηγορία εδάφους II (λαμβάνεται ίσο με 0.05m)

z_{\min} : ελάχιστο ύψος ανάλογα με την κατηγορία εδάφους

z_{\max} : μέγιστο ύψος (λαμβάνεται ίσο με 200m)

k_r : συντελεστής εδάφους, όπως ορίζεται από τη σχέση:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (2.5)$$

Η παρούσα κατασκευή βρίσκεται σε πυκνοκατοικημένη περιοχή στην Αττική, οπότε και σύμφωνα με τον σχετικό πίνακα του κανονισμού θεωρούμε ότι έχουμε κατηγορία τραχύτητας τους εδάφους IV. Άρα προκύπτουν $z_0=1,00\text{m}$ και $z_{\min}=6,0\text{m}$. Σε κάθε περίπτωση, όπως προέκυψε από πιο πάνω είναι $z_e=H=6,00\text{m}$.

Επομένως, από τις άνωθεν σχέσεις (2.4) και (2.5) υπολογίζουμε για $z \leq z_{\min}$:

$$K_r = 0,19 \cdot (1/0,05)^{0,07} = 0,234 \text{ και } c_r(z) = c_r(z_{\min}) = 0,234 \cdot \ln(6,00/1,00) = 0,4198$$

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) $c_a(z)$, για ελαφριά κλίση εδάφους $\Phi = H/L_a < 0.05$, όταν δεν υπάρχουν απότομες αλλαγές υψομέτρου, λαμβάνεται ίσος με 1,00.

Η βασική ταχύτητα ανέμου v_b ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, κατά τη σχέση (EN 1991-1-4):

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 27\text{m/s} = 27\text{m/s} \quad (2.6)$$

Όπου:

c_{dir} : συντελεστής διεύθυνσης (λαμβάνεται ίσος με 1.0)

c_{season} : συντελεστής εποχής (λαμβάνεται ίσος με 1.0)

$v_{b,0}$: θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου, που ορίζεται σε 33m/s για τα νησιά και για παράλιες περιοχές μέχρι 10 km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη χώρα (Εθνικό Προσάρτημα) $\rightarrow v_{b,0} = 27\text{m/s}$

Επομένως από τη σχέση (2.3) έχουμε:

$$V_m(z) = 0,4198 \cdot 1,00 \cdot 27,0 \text{ m/s} = 11,336 \text{ m/s}$$

2.7.1.3 Ένταση στροβιλισμού

Η ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z προσδιορίζεται ,για $z \leq z_{\min}=6,00\text{m}$ από την παρακάτω σχέση:

$$I_v(z)=I_v(z_{\min})= k_1/[c_0(z) \cdot \ln(z_{\min}/z_0)]=1,00/[1 \cdot \ln(6,00/1,00)]=0,5581 \quad (2.7)$$

Όπου :

k_1 : συντελεστής στροβιλισμού (ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1,00)

Συνεπώς, η αντικατάσταση των αντίστοιχων μεγεθών από τις σχέσεις (2.6) και (2.7) στη σχέση (2.2), η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει:

$$q_p(z)=(1+7 \cdot 0,5581) \cdot 0,5 \cdot 1,25 \text{Kg/m}^3 \cdot (11,336 \text{m/s}^2)^2=0,3941 \text{ N/m}^2 .$$

Επομένως η τελική πίεση της κατασκευής, η οποία προκύπτει μόνον από την εξωτερική πίεση επί των επιφανειών της κατασκευής, θα είναι:

$$w_e=q_p(z_e) \cdot c_{pe}=0,3941(\text{N/m}^2) \cdot 1,2=0,4729 (\text{KN/m}^2).$$

2.8 Οριακές καταστάσεις και συνδυασμοί δράσεων

2.8.1 Υπολογισμός συντελεστών ασφαλείας γ και ψ

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ σε κτίρια λαμβάνονται από τον παρακάτω Πίνακα 2.5, αναλόγως της περίπτωσης δυσμενούς ή ευμενούς επίδρασης του αντίστοιχου φορτίου.

Πίνακας 2.5: Τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας σε κτίρια, EN1990

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

Με βάση σχετικό πίνακα του EN 1990, υπολογίζονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ των μεταβλητών δράσεων. Στην περίπτωση που εξετάζουμε, έχουμε:

1. Για τα φορτία χιονιού για υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$: $\psi_0 = 0.50$, $\psi_1 = 0.20$, $\psi_2 = 0.0$
2. Για τα φορτία ανέμου σε κτίρια: $\psi_0 = 0.60$, $\psi_1 = 0.20$, $\psi_2 = 0.0$
3. Για τα φορτία θερμοκρασιακής μεταβολής σε κτίρια: $\psi_0 = 0.60$, $\psi_1 = 0.50$, $\psi_2 = 0.0$

2.8.2 Συνδυασμοί δράσεων σε Ο.Κ.Α.

Οι συνδυασμοί δράσεων σε Ο.Κ.Α., που έχουν ληφθεί υπόψη στην παρούσα εργασία, σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του EN1990-6, είναι οι ακόλουθοι:

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση το χιόνι:

$$ULS1: 1.35 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 1.50 \cdot S_i$$

$$ULS2: 1.35 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 1.50 \cdot S_i + 1.50 \cdot 0.60 \cdot W_j$$

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση ο άνεμος (δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω):

$$ULS3: 1.35 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 1.50 \cdot W_j$$

$$ULS4: 1.35 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 1.50 \cdot W_j + 1.50 \cdot 0.50 \cdot S_i$$

Σεισμικοί συνδυασμοί :

$$ULS7: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i + E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$ULS8: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i + E_x - 0.30 \cdot E_y$$

$$ULS9: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i - E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$ULS10: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i - E_x - 0.30 \cdot E_y$$

$$ULS11: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i + 0.30 \cdot E_x + E_y$$

$$ULS12: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i + 0.30 \cdot E_x - E_y$$

$$ULS13: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i + 0.30 \cdot E_x + E_y$$

$$ULS14: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\pi\alpha\nu} + G_{\alpha\nu}) + 0.30 \cdot S_i + 0.30 \cdot E_x + E_y$$

Όπου:

S_i : οι διαφορετικές περιπτώσεις φορτίων χιονιού (για παρασυρμένο ή μη χιόνι) και

W_j : οι διαφορετικές περιπτώσεις φορτίων ανέμου.

Παρατηρούμε από τους υπολογισμούς που έχουν γίνει στο Excel και παρατίθενται και στις άνωθεν σελίδες, ότι επικρατής δράση μεταξύ ανέμου και χιονιού προκύπτει στην προκειμένη περίπτωση το χιόνι, με $S_1=0,6476 \text{ KN/m}^2$, ενώ για τον άνεμο έχει υπολογιστεί αντίστοιχα $W_1=0,4729 \text{ KN/m}^2$. Επιπρόσθετα, κατά την επίλυση του πλαισίου θα υπολογίσουμε και πλευρικό άνεμο $W_2=0,4729 \text{ KN/m}^2$.

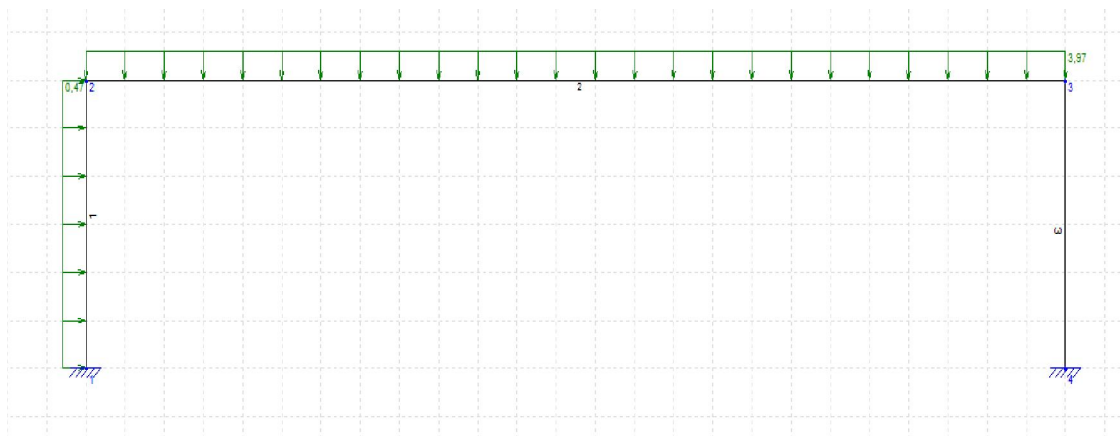
Επομένως το καταναμημένο φορτίο επί του ζυγώματος θα είναι ίσο με:

$$ULS = 1,35 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\alpha\nu} + G_{\pi\alpha\nu}) + 1,50 S_1 + 1,50 \cdot 0,50 W_1 =$$

$$= 1,35 \cdot (1,105 + 0,40 + 0,15) + 1,50 \cdot 0,6476 + 1 \cdot 0,4729 = 3,678 \text{ KN/m}^2.$$

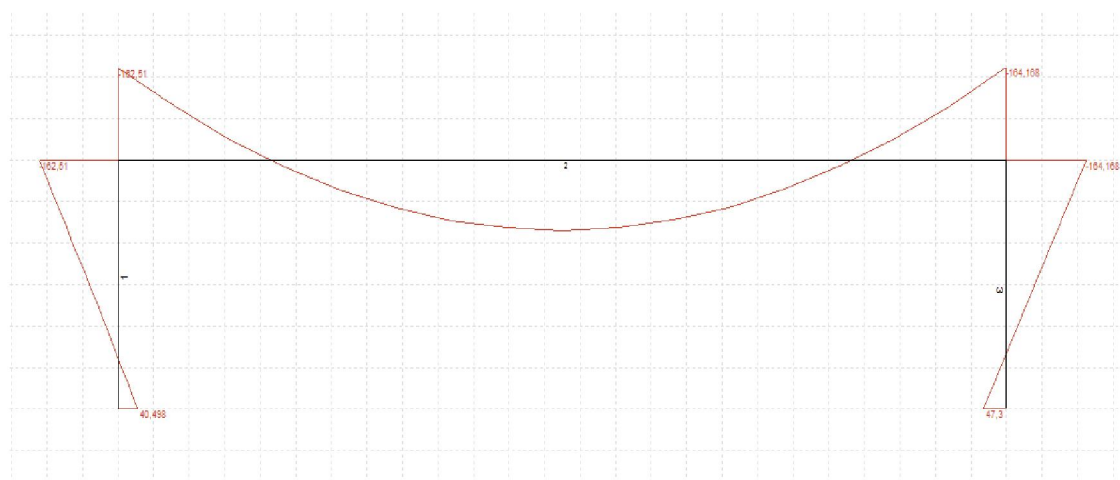
Ενώ το πλευρικό φορτίο στο πλαίσιο, λόγω ταυτόχρονου πλευρικού ανέμου θα είναι $W_2=0,4729 \text{ KN/m}^2$, όπως έχουμε επισημάνει και παραπάνω.

Με χρήση του προγράμματος Beam!2D Ntua Edition , το στατικό προσομοίωμα του πλαισίου διαμορφώνεται ως εξής:

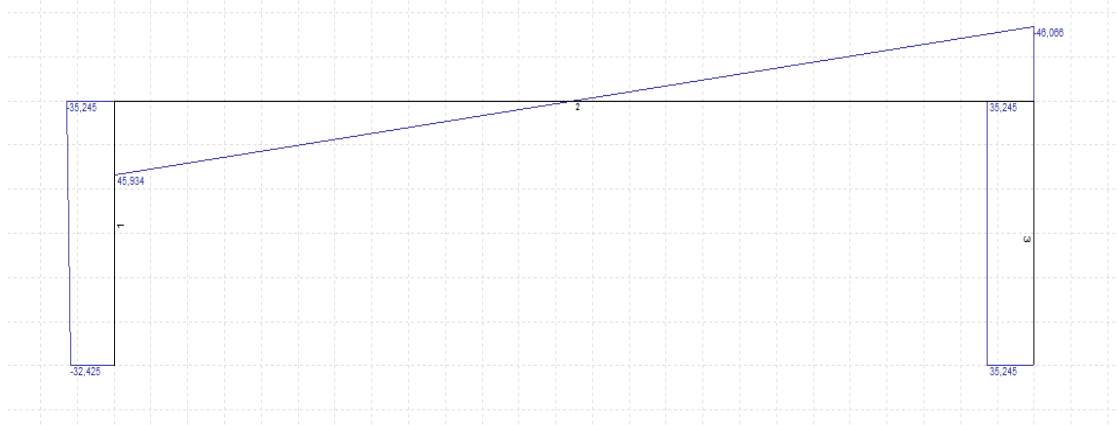


Σχήμα 2.1. Στατικό προσομοίωμα πλαισίου.

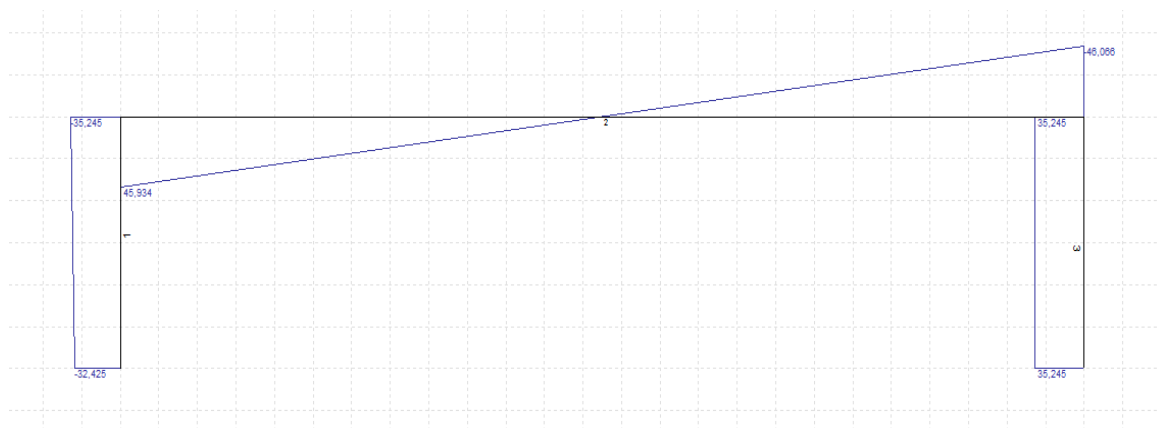
Επομένως τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη M, Q, N για τη συγκεκριμένη φόρτιση προκύπτουν με επίλυση του πλαισίου στην ανωτέρω εφαρμογή:



Σχήμα 2.2. Διάγραμμα ροπών M του πλαισίου



Σχήμα 2.3. Διάγραμμα τεμνουσών Q του πλαισίου



Σχήμα 2.4 Διάγραμμα αξονικών N του πλαισίου.

Επομένως, σύμφωνα με την ανωτέρω επίλυση η κρίσιμη ροπή για τη δοκό είναι στον κόμβο με το υποστύλωμα και είναι ίση με $M_{cr,δοκ}=164,17 \text{ KN}\cdot\text{m}$. Η κρίσιμη τέμνουσα είναι επίσης στον κόμβο με το υποστύλωμα και είναι $V_{cr,δοκ}=46,07 \text{ KN}$, ενώ η δοκός καταπονείται και από αξονική δύναμη ίση με $N_{cr,δοκ}=35,25 \text{ KN}$.

Αντοίστοιχα, για το υποστύλωμα, η κρίσιμη ροπή εμφανίζεται στον κόμβο με τη δοκό και είναι ίση με $M_{cr,υπ}=164,17 \text{ KN}\cdot\text{m}$, η κρίσιμη τέμνουσα είναι ίση με $V_{cr,υπ}=35,25 \text{ KN}$, ενώ η κρίσιμη αξονική δύναμη είναι $N_{cr,υπ}= 46,07 \text{ KN}$.

2.8.3 Συνδυασμοί σχεδιασμού σε Ο.Κ.Λ.

Οι συνδυασμοί δράσεων σε Ο.Κ.Λ. που έχουν ληφθεί υπόψη στην παρούσα διπλωματική εργασία είναι οι εξής:

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση το χιόνι:

$$SLS1: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\mu\nu} + G_{av}) + 1.00 \cdot S_i$$

$$SLS2: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\mu\nu} + G_{av}) + 1.00 \cdot S_i + 1.00 \cdot 0.60 \cdot W_j$$

Επικρατέστερη μεταβλητή δράση ο άνεμος:

$$SLS3: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\mu\nu} + G_{av}) + 1.00 \cdot W_j$$

$$SLS4: 1.00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{\mu\nu} + G_{av}) + 1.00 \cdot W_j + 1.00 \cdot 0.50 \cdot S_i$$

Το μέγιστο βέλος κάμψης στο μέσον μιας αμφιέριστης δοκού είναι:

$$w = 5qL^4 / 384EI.$$

Για επικρατέστερη μεταβλητή δράση το χιόνι είναι:

$$SLS1: q = 1,00 \cdot (G_{i,\beta} + G_{av} + G_{επ}) + 1,00 \cdot S = 2,302 \text{ KN/m.}$$

Επομένως:

$$w = 5 \cdot 2,302 (\text{KN/m}) \cdot 25^4 \text{m}^4 / (384 \cdot 21000 (\text{KN/cm}^2) \cdot 56282,7 \text{cm}^4 / 10000)$$

$$= 0,099 \text{m} = 9,9 \text{cm} < L/250 = 0,1 \text{m} = 10 \text{cm.}$$

2.9 Σεισμικές δράσεις (E_i)

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου Ι. Ωστόσο, για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό φάσμα απόκρισης, το οποίο ονομάζεται φάσμα σχεδιασμού. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

2.9.1 Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Παρακάτω παρατίθενται αναλυτικά ο υπολογισμός των βασικών συνιστωσών του φάσματος σχεδιασμού, όπως αυτός ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 8.

2.9.2 Υπολογισμός εδαφικής επιτάχυνσης a_{gR}

Σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN1998 , η Ελλάδα υποδιαιρείται από τις εθνικές αρχές σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, σε κάθε μια από τις οποίες αντιστοιχεί μια συγκεκριμένη τιμή εδαφικής επιτάχυνσης a_{gR} . Η περιοχή της Αττικής, στην οποία και βρίσκεται η υπό μελέτη κατασκευή, ανήκει στη ζώνη 2, με αντίστοιχη εδαφική επιτάχυνση $a_{gR}= 0,24 \text{ m/s}^2$.

2.9.3 Υπολογισμός χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας , θεωρήθηκε ότι το έδαφος πάνω στο οποίο θα θεμελιωθεί η κατασκευή μας ανήκει στην κατηγορία B, το οποίο αντιστοιχεί σε αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων με το βάθος. Πρόκειται για σύνηθες έδαφος με σχετικά καλή μηχανική συμπεριφορά. Για αυτή την κατηγορία εδάφους προκύπτουν οι χαρακτηριστικές περίοδοι και ο συντελεστής εδάφους : $T_B=0,15 \text{ sec}$, $T_C=0,50 \text{ sec}$, $T_D=2,50 \text{ sec}$ και $S=1,20$.

2.9.4 Υπολογισμός συντελεστών σπουδαιότητας και απόσβεσης

Η κατασκευή θεωρείται συνήθης , επομένως ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II με αντίστοιχο συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_i=1,00$. Για μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις προκύπτει κρίσιμη απόσβεση $\zeta=5\%$ και υπολογίζεται ο συντελεστής απόσβεσης η από τη σχέση:

$$\eta=[10/(\zeta+5)]^{0,5}=1,0>0,55$$

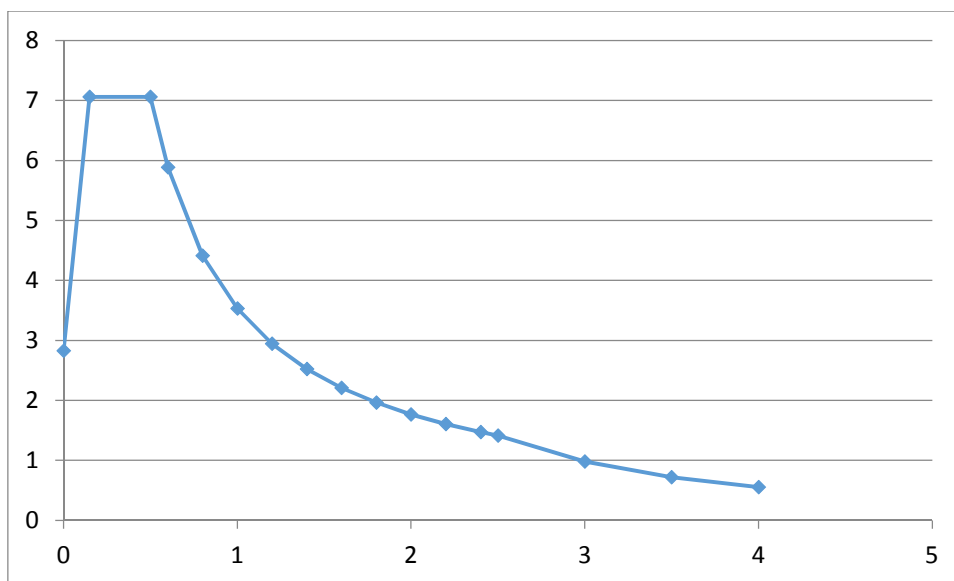
2.9.5 Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς q

Σε αντίστοιχο πίνακα του pr EN 1998-1:2003 ,ορίζονται οι ανώτατες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q κανονικών σε όψη συστημάτων χάλυβα, ανάλογα με το στατικό σύστημα και την κατηγορία πλαστιμότητας. Η δεδομένη κατασκευή θεωρείται κανονική σε όψη και κάτοψη, ενώ είναι Υψηλή Κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠΥ). Επιπλέον, το στατικό σύστημα κατά τη διεύθυνση x είναι πλαίσια παραλαβής ροπών, ενώ κατά τη

διεύθυνση y θεωρούνται πλαίσια με κατακόρυφους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα. Επομένως έχει θεωρηθεί $q=4$ τόσο για τη διεύθυνση x ($q \leq 5a_u/a_1 = 5 * 1,1 = 5,5$), όσο και για τη διεύθυνση y ($q \leq 4$).

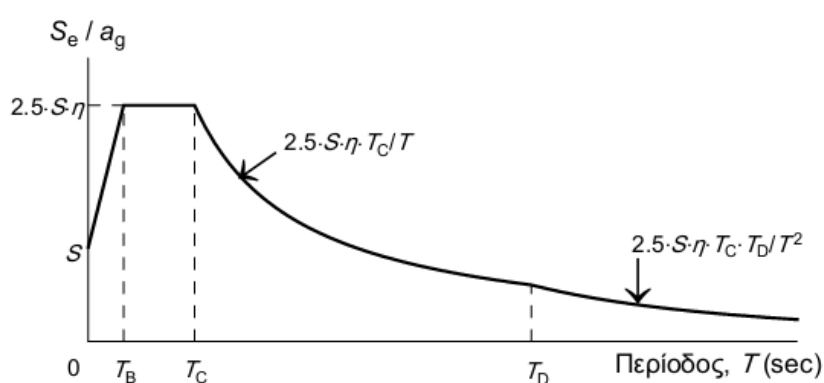
Στο παρακάτω σχήμα παρατίθεται το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, όπως αυτό έχει υπολογιστεί για την παρούσα κατασκευή στο φύλλο του Excel:

Se(T)	T
2,82528	0
7,0632	0,15
7,0632	0,5
5,886	0,6
4,4145	0,8
3,5316	1
2,943	1,2
2,522571429	1,4
2,20725	1,6
1,962	1,8
1,7658	2
1,605272727	2,2
1,4715	2,4
1,41264	2,5
0,981	3
0,720734694	3,5
0,5518125	4



Σχήμα 2.5: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής

Μετά από υπολογισμούς στο Excel, η ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής (στη μάζα του ζυγώματος προστέθηκε και το μισό της μάζας των υποστυλωμάτων) υπολογίστηκε ότι είναι ίση με $m'=3,202 \text{ KNm}^{-1}\text{s}^2$, ενώ η δυσκαμψία της κατασκευής, η οποία υπολογίστηκε ως το άθροισμα των δυσκαμψιών των δύο υποστυλωμάτων, που θεωρήθηκαν αμφίπακτα, βρέθηκε $K_{ολ}=9094,07 \text{ KN/m}$. Επομένως η ιδιοπερίοδος της κατασκευής για το ελαστικό φάσμα απόκρισης θα είναι $T=2\pi(m_{ολ}/K_{ολ})^{0,5}=0,118 \text{ sec}$. Επομένως, και σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 η ελαστική επιτάχυνση της κατασκευής θα προκύπτει σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα:



$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Δηλαδή, για $0 \leq T = 0,118 \text{ sec} \leq 0,15 \text{ sec}$ θα είναι $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot [1 + T/T_B \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)] = 6,16 \text{ m/s}^2$

Η ισοδύναμη ελαστική δύναμη του σεισμού θα είναι $F_e = m \cdot S_e(T) = 19,71 \text{ KN}$.

2.9.6 Μέθοδος ανάλυσης και προσομοίωση σεισμικής δύναμης

Στα πλαίσια της παρούσας μελέτης η προσομοίωση της σεισμικής δύναμης θα πραγματοποιηθεί ως εξής:

Στο επίπεδο της συγκριτικής μελέτης σε επίπεδο πλαισίου, η προσομοίωση έγινε μέσω της μεθόδου της ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης, κατά την οποία δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση, αλλά στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφικής ταλάντωσης. Η σεισμική δράση προσομοιάζεται μέσω μιας οριζόντιας δύναμης, με τη διεύθυνση της να ταυτίζεται με τον άξονα Χ, η οποία υπολογίζεται από τη σχέση:

$F_1 = F_b \cdot (m_i \cdot \phi_i) / (\sum m_j \cdot \phi_j) = F_b$, αφού στην προκειμένη περίπτωση πρόκειται για μονώροφο στοιχείο. Αναλυτικά η διαδικασία υπολογισμού της σεισμικής δράσης σχεδιασμού (που ισούται στην προκειμένη περίπτωση με την τέμνουσα δύναμη βάσης) παρατίθεται παρακάτω:

Τέμνουσα δύναμη βάσης: $F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$

όπου: $T_1 =$ θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην εξεταζόμενη διεύθυνση
 $S_d(T_1) =$ φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού για περίοδο T_1
 $m =$ συνολική μάζα κτιρίου
 $\lambda =$ διορθωτικός συντελεστής:
 $\lambda = 0,85$ εάν $T_1 \leq 2 \cdot T_c$ και το κτίριο έχει πάνω από 2 ορόφους
 $\lambda = 1,00$ σε κάθε άλλη περίπτωση

Για κτίρια με ύψος $H \leq 40$ m, η ιδιοπερίοδος T_1 (σε sec) μπορεί να προσεγγιστεί από τις παρακάτω εμπειρικές σχέσεις:

1. $T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$

όπου $C_t = \begin{cases} 0,085 & \text{για χαλύβδινα πλαίσια} \\ 0,075 & \text{για πλαίσια από σκυρόδεμα και για χαλύβδινα πλαίσια με έκκεντρους δικτυωτούς συνδέσμους} \\ 0,050 & \text{για κάθε άλλο φορέα} \end{cases}$

Εναλλακτικά, για κτίρια με τοιχώματα: $C_t = 0,075 / \sqrt{A_c}$

όπου: $A_c = \sum [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi}/H))^2]$

$A_c =$ συνολική δρώσα επιφάνεια των τοιχωμάτων στον 1^ο όροφο πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης (σε m²)

$A_i =$ δρώσα επιφάνεια του τοιχώματος i στον 1^ο όροφο πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης (σε m²)

2. $T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$

όπου: $d =$ οριζόντια ελαστική μετακίνηση του δώματος (σε m) για οριζόντια φορτία ίσα με τα φορτία βαρύτητας

Κατανομή σεισμικών δυνάμεων: $F_i = F_b \frac{m_i \cdot \phi_i}{\sum m_j \cdot \phi_j}$

Για 1^η ιδιομορφή τριγωνικής μορφής: $F_i = F_b \frac{m_i \cdot z_i}{\sum m_j \cdot z_j}$

Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού S_d για ελαστοπλαστική συμπεριφορά της κατασκευής προσδιορίζεται ως εξής:

Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά (S_d =φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού)

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

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η τιμή β ορίζεται σε $\beta=0.2$.

Επομένως, σύμφωνα με τα παραπάνω, η θεμελιώδης περίοδος στην εξεταζόμενη διεύθυνση T_1 θα είναι για κτίριο με ύψος $H=6\text{m}<40\text{m}$ ίση με

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0,085 \cdot 6^{3/4} = 0,326 \text{ sec.}$$

Αντίστοιχα, η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού θα είναι:

$$S_d(T=0,326) = a_g \cdot S \cdot 2,5/q = 1,77 \text{ m/s}^2.$$

Άρα, η σεισμική δύναμη σχεδιασμού της κατασκευής θα είναι $F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 6,89 \text{ KN}$.

Σύμφωνα με τα παραπάνω και εφόσον $F_1 = F_b = 6,89 \text{ KN} < F_e = 19,71 \text{ KN}$ προκύπτει ότι η κατασκευή μας έχει διαρρεύσει, κάτι το οποίο το επιδιώκαμε καθώς θέλουμε η μετακίνηση της κατασκευής από τον σεισμό να βρίσκεται στη λεγόμενη πλαστική περιοχή.

Η μετακίνηση διαρροής της κατασκευής είναι:

$$d_y = S_d(T_1) \cdot q \cdot (2\pi/T_1)^2 = 0,019 \text{ m} = 1,9 \text{ cm},$$

ενώ η μέγιστη επιτρεπτή μετακίνηση της κατασκευής θα είναι:

$$d_u = q \cdot D_y = 4 \cdot 0,019 = 0,076 \text{ m} = 7,6 \text{ cm}.$$

Η πλαστιμότητα που απαιτήσε ο σεισμός είναι: $q_{\text{απαιτητό}} = F_e/F_1 = 2,86 < q=4$, επομένως η κατασκευή μας δεν θα αντιμετωπίσει πρόβλημα κατάρρευσης από τον σεισμό, ενώ η μετακίνηση της κατασκευής κατά το σεισμό θα είναι:

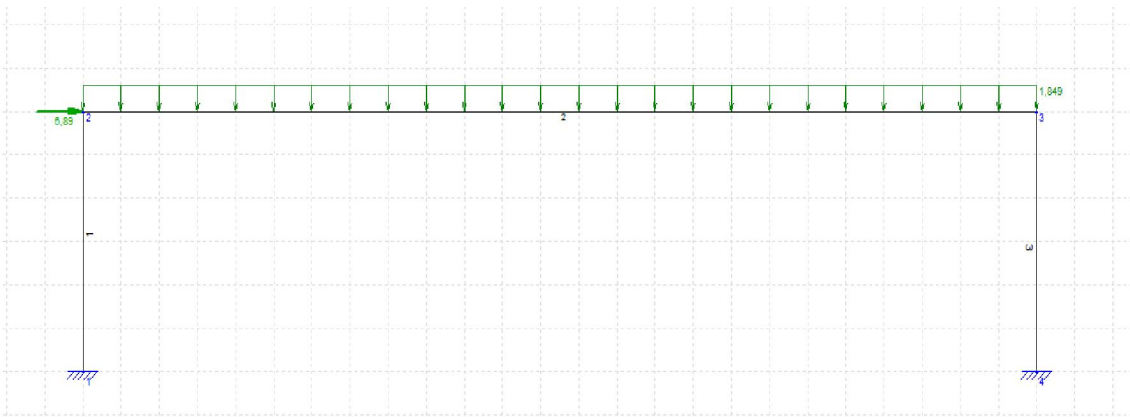
$$d_{\text{τελ}} = q_{\text{απαιτητό}} \cdot D_y = 0,054 \text{ m} = 5,4 \text{ cm}.$$

2.10 Συνδυασμοί δράσεων για σεισμικό φορτίο

Για τις αντίστοιχες σεισμικές δράσεις, το καταναμεμένο φορτίο που παραλαμβάνει το ζύγωμα, προκύπτει:

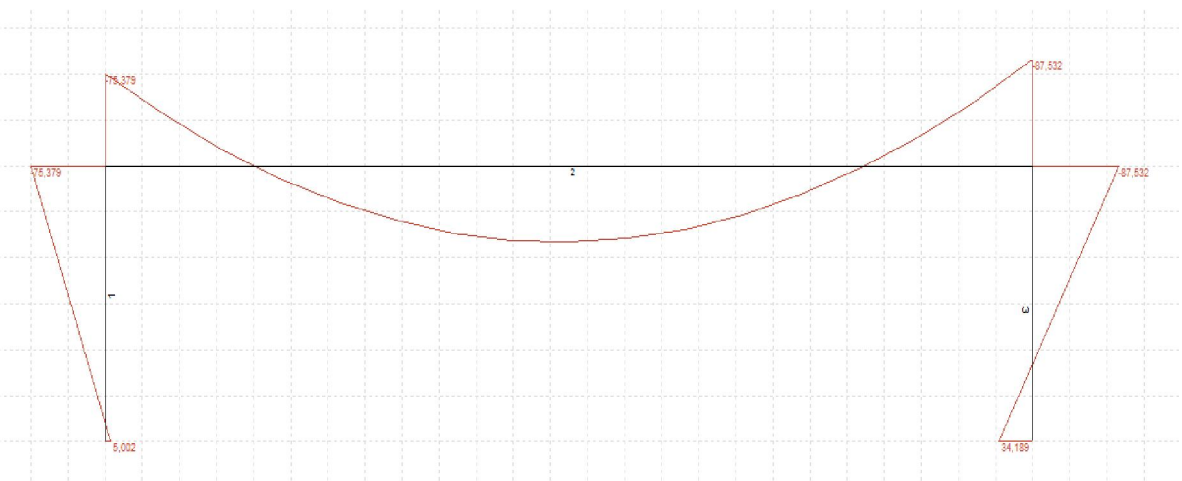
$ULS7 = 1,00 \cdot (G_{L,\beta} + G_{επικ.} + G_{αν.}) + 0,3 \cdot S_1 = 1,00 \cdot (1,105 + 0,40 + 0,15) + 0,3 \cdot 0,6476 = 1,849 \text{ KN/m}$, όπου κρίσιμο είναι το φορτίο του χιονιού. Η αντίστοιχη σεισμική δύναμη σχεδιασμού, όπως αυτή προέκυψε προηγουμένως είναι ίση με $F_b = 6,89 \text{ KN}$.

Με τη χρήση του προγράμματος Beam2D! Ntua Edition, το στατικό προσομοίωμα του πλαισίου για σεισμικές δράσεις θα είναι το παρακάτω:

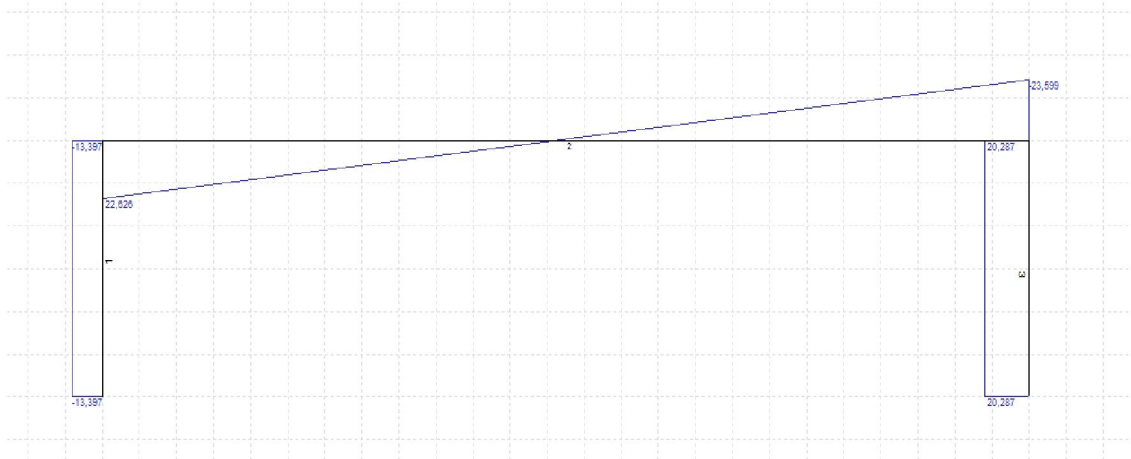


Σχήμα 2.6: Στατικό προσομοίωμα πλαισίου για σεισμικές δράσεις.

Τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη του σεισμού προκύπτουν ως εξής:



Σχήμα 2.7: Διάγραμμα ροπών σεισμικής φόρτισης



Σχήμα 2.8. Διάγραμμα τεμνουσών σεισμικής φόρτισης



Σχήμα 2.8. Διάγραμμα αξονικών σεισμικής φόρτισης

Σύμφωνα με την παραπάνω επίλυση, οι ροπές λόγω σεισμικής φόρτισης στους κόμβους 1,2,3 και 4 θα είναι αντίστοιχα:

$$M_{1,σεισμ} = 5,00 \text{ KNm}$$

$$M_{2,σεισμ} = 75,38 \text{ KNm}$$

$$M_{3,σεισμ} = 87,53 \text{ KNm}$$

$$M_{4,σεισμ} = 34,20 \text{ KNm}$$

Τα μεγέθη αυτά θα αξιοποιηθούν στο επόμενο κεφάλαιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Συγκεκριμένα, χρήση των ανωτέρω ροπών των κόμβων θα γίνει για τους ικανοτικούς ελέγχους τεμνουσών δυνάμεων της δοκού καθώς και των υποστυλωμάτων.

Κεφάλαιο 3. Διαστασιολόγηση της κατασκευής με δοκούς με αυλακωτούς κορμούς.

3.1 Κάποια γενικά πράγματα που αφορούν την χρήση δοκών με αυλακωτούς κορμούς.

Η βελτιστοποίηση του βάρους των δοκών οδηγεί σε επιλογή δυο μαζών σε κατά το δυνατόν μεγαλύτερη απόσταση μεταξύ τους. Οι μάζες αυτές, τα πέλματα, παραλαμβάνουν τις ροπές και κατά περίπτωση, τις αξονικές δυνάμεις. Οι τέμνουσες και τα συγκεντρωμένα φορτία παραλαμβάνονται από τους κορμούς που συνδέουν τα πέλματα. Επειδή οι ροπές αυξάνονται με το τετράγωνο του ανοίγματος και οι τέμνουσες γραμμικά με το άνοιγμα, απαιτείται αύξηση του ύψους για μεγαλύτερα ανοίγματα και μείωση της μάζας μεταξύ των πελμάτων.

Μια πρώτη λύση είναι η δικτυωτή δοκός, όπου μέσω της μεταβολής του εμβαδού των ράβδων και του στατικού ύψους επιτυγχάνεται μια βέλτιστης προσαρμογή στα δεδομένα της φόρτισης. Η βελτιστοποίηση του κόστους όμως δεν ταυτίζεται αναγκαστικά με τη βελτιστοποίηση του βάρους. Η μείωση του κόστους συνδέεται και με πρόσθετα μέτρα όπως η οργάνωση, η παραγωγή και η ανέγερση. Σε αυτά ανήκει η τυποποίηση, ο τρόπος χειραγώγησης των μεμονωμένων ράβδων και η αυτοματοποίηση της παραγωγής. Για τα συνήθη ανοίγματα μεταξύ 10 και 20 μέτρων, η χρήση των δικτυωμάτων κρίνεται αντικοινομική, λόγω του υψηλού κόστους των συνδέσεων μεταξύ των ράβδων.

Μια από τις δυνατότητες που υπάρχουν για να ξεφύγει κανείς από τη λογική των δικτυωμάτων είναι η χρήση συγκολλητών διατομών από ελάσματα χαλυβδορολλών. Με την αυτόματη συγκόλληση και τη μεταβολή του πάχους, είναι δυνατή η πολύ οικονομική παραγωγή τέτοιων δοκών σε ύψη μέχρι και 1,5 μέτρων και η συναρμολόγησή τους σε πλήρη κτίρια. Για μείωση του βάρους μειώνεται πάρα πολύ το πάχος του κορμού με αποτέλεσμα να κινδυνεύει ο κορμός σε κύρτωση (τοπικό λυγισμό). Για να λυθεί το πρόβλημα τοποθετούνται διαμήκεις και εγκάρσιες ενισχύσεις. Αυτή η λύση είναι συνήθης στη γεφυροποιία και δεν προσφέρεται για τα συνήθη ύψη των οικοδομικών έργων. Η ενίσχυση μπορεί να επιτευχθεί και με κάμψη των ελασμάτων των κορμών. Δοκοί με τραπεζοειδείς κορμούς χρησιμοποιούνται από το 1960 στη Σουηδία, ενώ από το 1975 κυριαρχούν στη Σουηδική αγορά για στέγες μικρού έως μεσαίου ανοίγματος.

Η παραγωγή δοκών με κυματοειδείς κορμούς γίνεται τελείως αυτόματα. Τα πέλματα αποτελούνται από ελάσματα πάχους από 10 έως 30 mm και οι κορμοί από υλικό χαλυβδορολλών μικρού πάχους (έως 3 mm). Τα συνήθη ανοίγματα που εξετάζουμε κυμαίνονται μεταξύ 6 και 20 μέτρων, ενώ τα στατικά ύψη μεταξύ 0,5 και 1,5 μέτρου αντίστοιχα. Στην υπό μελέτη κατασκευή εκλέγουμε πάχος χαλυβδόφυλλου ίσο με 5 mm, διότι το άνοιγμα μας είναι μεγαλύτερο από 20 μέτρα (για την ακρίβεια 25 μέτρα). Η κάμψη των ελασμάτων των κορμών, η σύνδεση τους και η συγκόλληση με τα πέλματα γίνεται σε μια φάση εργασίας. Τα πέλματα πιέζονται με πρέσες κόντρα στον κεντραρισμένο κορμό, έτσι ώστε να μην χρειάζεται ποντάρισμα των τμημάτων. Η συγκόλληση γίνεται με μονόπλευρες εξωραφές μέσω συγκόλλησης MAG. Με την πίεση των πελμάτων και τη διείσδυση της εξωραφής μέχρι το 1/3 περίπου του πάχους του ελάσματος του κορμού, εξασφαλίζεται ότι δε θα δημιουργηθεί κενό μεταξύ των ελασμάτων, το οποίο θα αύξανε την ευαισθησία της μη συγκολλημένης πλευράς έναντι διάβρωσης.

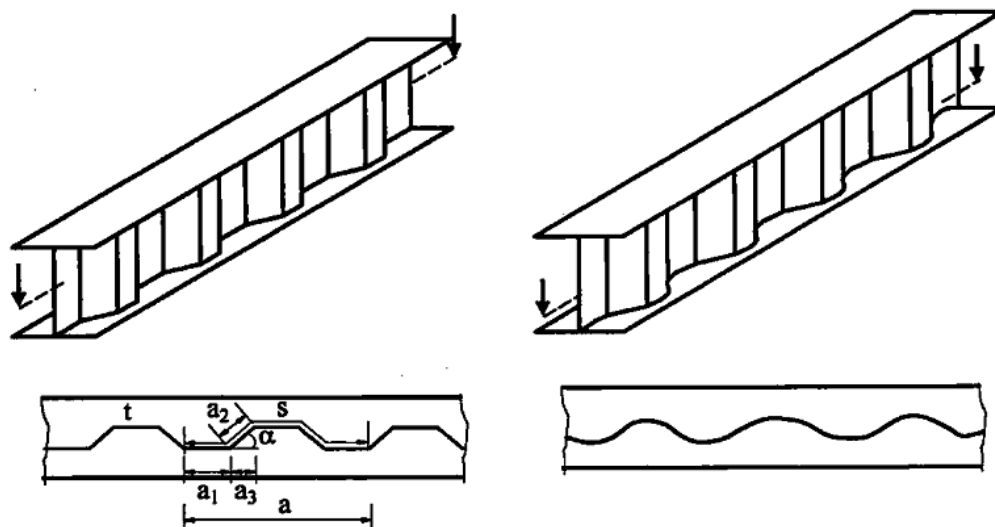
Τέτοια στοιχεία χρησιμοποιούνται τόσο ως δοκοί ,όσο και ως υποστυλώματα σε οικοδομικά έργα. Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα χρησιμοποιηθούν τόσο ως δοκοί ,όσο και ως υποστυλώματα. Ανάλογα με τη χρήση οι δοκοί καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις ροπές και τέμνουσες, όπως και συγκεντρωμένα φορτία από τις τεγίδες ή από τα φορτία γερανών.

Για λόγους απλοποίησης υποτίθεται ότι τα πέλματα παραλαμβάνουν τις αξονικές δυνάμεις και τις ροπές, ενώ ο κορμός τις τέμνουσες. Επιπλέον, συγκεντρωμένα φορτία παραλαμβάνονται από τον κορμό, λαμβάνοντας υπόψη και την αντίσταση των πελμάτων.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία ασχολούμαστε με μια κατασκευή μεγάλου ανοίγματος (25 μέτρων), η οποία αποτελείται από πανομοιότυπα πλαίσια, που απέχουν μεταξύ τους 5 μέτρα ακριβώς. Τα πλαίσια αποτελούνται από μια δοκό και δυο υποστυλώματα σε διάταξη Π, τα οποία είναι διαστασιολογημένα να γίνουν με χρήση δοκών με αυλακτούς κορμούς. Ο χάλυβας που έχει χρησιμοποιηθεί είναι S235, το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα είναι $E=21000 \text{ KN/cm}^2$, ο λόγος Poisson είναι $\nu=0,3$, ενώ το αντίστοιχο μέτρο διάτμησης είναι $G=E/(2*(1+\nu))=8076,92 \text{ KN/cm}^2$.

Επιπλέον, θα πραγματοποιηθούν δυο διαφορετικές διαστασιολογήσεις, οι οποίες θα γίνονται παράλληλα. Μία για χρήση κυματοειδών κορμών στις δοκούς και τα υποστυλώματα και άλλη μια για χρήση τραπεζοειδών κορμών. Για χρήση κυματοειδών κορμών, το μήκος του ημικύματος επιλέχθηκε να είναι $w=10,5 \text{ cm}$, ενώ το ανάπτυγμα του

ημικύματος θα είναι αντίστοιχα $l=15$ cm. Για τα αντίστοιχα μεγέθη στην εφαρμογή τραπεζοειδούς κορμού θα γίνεται υπολογισμός παρακάτω.



Σχήμα 3.1: Δοκοί με τραπεζοειδείς και κυματοειδείς κορμούς.

3.2 Διαστασιολόγηση δοκού με αυλακωτούς κορμούς

3.2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής δοκού

Όπως προέκυψε μετά από επίλυση στο Microsoft Excel, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά που προέκυψαν για τη δοκό είναι αυτά που δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Γεωμετρικά στοιχεία διατομής			
h (cm)	61	A (cm ²)	107,5
b (cm)	32	I _y (cm ⁴)	56282,67
t _r (cm)	1,5	I _z (cm ⁴)	24707,54
t _w (cm)	0,5		

Όπου:

- h το ύψος της διατομής
- b το πλάτος της διατομής

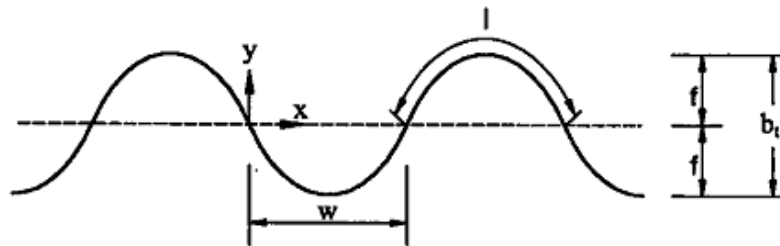
- t_f το πάχος του πέλματος
- t_w το πάχος του κορμού
- A το εμβαδόν της διατομής
- I_y η ροπή αδράνειας της διατομής στον y άξονα
- I_z η ροπή αδράνειας της διατομής στον z άξονα.

Οι μονάδες μέτρησης του εκάστοτε μεγέθους φαίνονται στον πίνακα.

3.2.2 Προσδιορισμός των δυσκαμψιών κάμψης και συστροφής

3.2.2.1 Κυματοειδείς πλάκες

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται οι διαστάσεις της κυματοειδούς πλάκας:



Σχήμα 3.2: Διαστάσεις κυματοειδούς πλάκας.

Οι πλάκες αποτελούνται από ισότροπο υλικό, η δε ανισοτροπία προέρχεται από τη μορφή τους. Αν υποτεθεί ότι ο άξονας y ταυτίζεται με τη γενέτειρα, τότε είναι $D_y \gg D_x$ και η κάμψη στο επίπεδο xz επηρεάζει την καμπυλότητα της πλάκας στο επίπεδο yz τόσο λίγο, ώστε μπορεί να γραφεί:

$$v_x = 0$$

$$\text{Και } D_y = (E^* I)_y = E^* I_x^* = E^* I_x / w, \text{ αφού } I_x^* = I_x / w.$$

$$\text{Όμως } I_x = 0,522 * w * f^2 = 10,96 \text{ cm}^3. \text{ Άρα } I_x^* = I_x / w = 1,044 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Επομένως, η δυσκαμψία } D_y \text{ θα είναι με τη σειρά της : } D_y = 21924 \text{ KNcm}.$$

Η δυσκαμψία D_x είναι μικρότερη από αυτή της επίπεδης πλάκας ίδιου πάχους. Η γωνία κατά την οποία στρέφονται αμοιβαία οι τομές $x=0$ και $x=w$ της πλάκας υπό την υπό την επίδραση της ροπής m_x , είναι l/w φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη γωνία της επίπεδης πλάκας. Τελικά προκύπτει:

$D_x = w/I * E * t^3 / (12 * (1 - \nu^2)) = 168,30 \text{ KNcm}$, όπου t είναι το πάχος του ελάσματος και είναι ίσο με $t = 0,5 \text{ cm}$.

Η δυσκαμψία συστροφής της κυματοειδούς πλάκας αντίστοιχα είναι $1/w$ φορές μεγαλύτερη από αυτή της αντίστοιχης επίπεδης πλάκας:

$$D_{xy} = I/w * G * t^3 / 6 = 240,38 \text{ KNcm}.$$

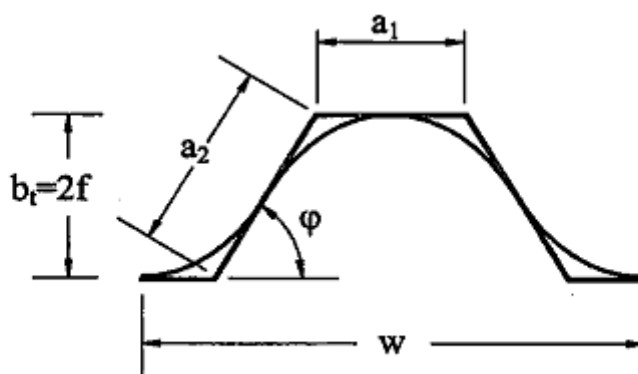
3.2.2.2 Τραπεζοειδείς πλάκες.

Κυματοειδή φύλλα μπορούν να διαστασιολογηθούν και ως τραπεζοειδή φύλλα. Για το σκοπό αυτό προσδιορίζεται η γεωμετρία ενός ισοδύναμου τραπεζοειδούς φύλλου. Τα δυο φύλλα έχουν το ίδιο βέλος f και μήκος ημικύματος w . Οι διαστάσεις του τραπεζοειδούς φύλλου προκύπτουν από την εξίσωση των γωνιών κλίσης στην αρχή των αξόνων. Η γωνία αυτή για το κυματοειδές φύλλο είναι :

$$\tan \alpha = y'(x=0) = f * \pi / w.$$

Τότε θα είναι: $a_1 = w - 2 * f / \tan \alpha = w * (1 - 2/\pi)$, $a_2 = 2 * f / \sin \alpha$ και $a_3 = w - a_1 = 2 * f / \tan \alpha$. Όπου τα a_1, a_2, a_3 είναι τα μήκη που αντιστοιχούν στη γεωμετρία ενός τραπεζοειδούς φύλλου, ισοδύναμου προς ένα κυματοειδές φύλλο.

Στο παρακάτω σχήμα προσδιορίζεται η γεωμετρία ενός τραπεζοειδούς φύλλου, ισοδύναμου προς ένα κυματοειδές φύλλο:



Σχήμα 3.3: Γεωμετρία τραπεζοειδούς φύλλου, ισοδύναμο προ ένα κυματοειδές φύλλο.

Αυτές οι πλάκες έχουν όμοιες ιδιότητες όπως οι κυματοειδείς πλάκες. Η διαφορά έγκειται στη μορφή της αυλάκωσης που είναι τραπεζοειδής κι όχι κυματοειδής. Οι δυσκαμψίες των τραπεζοειδών πλακών προσδιορίζονται μετά από κατάλληλη τροποποίηση

των αντίστοιχων δυσκαμψιών των κυματοειδών πλακών. Κατά αυτόν τον τρόπο, το μήκος ημικύματος είναι ίσο με:

$$W = a_1 + 2 \cdot f / \tan \phi = a_1 + a_3 .$$

Το ανάπτυγμα ισούται με :

$$l = a_1 + 2 \cdot f / \sin \phi = a_1 + a_2 \text{ και σε ανηγμένη μορφή:}$$

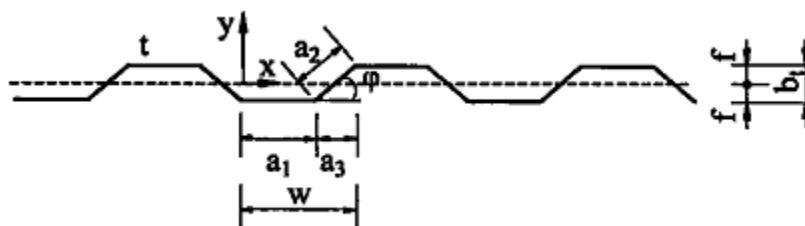
$$l/w = (a_1 + (2 \cdot f / \sin \phi)) / (a_1 + (2 \cdot f / \tan \phi)) = (a_1 + a_2) / (a_1 + a_3), \text{ ενώ για } \phi = 45^\circ$$

$$l/w = (a_1 + 2 \cdot 2^{0,5} \cdot f) / (a_1 + 2 \cdot f)$$

Στην περίπτωση μας και με εφαρμογή των τύπων της προηγούμενης παραγράφου 3.3.1 προκύπτουν : $a_1 = 6,5 \text{ cm}$, $a_2 = 5,66 \text{ cm}$ και $a_3 = 4 \text{ cm}$, ενώ επιλέγουμε $f = 2 \text{ cm}$.

Με την εισαγωγή στην ανωτέρω εξίσωση των $b_t = 2 \cdot f = 4 \text{ cm}$ και $a_2 = 2 \cdot 20,5 \cdot f = 5,66 \text{ cm}$ προκύπτει η σχέση που δίνεται στη γερμανική οδηγία DAST-Richtlinie-015 (8.3):

$$D_x = (a_1 + b_t) / (a_1 + a_2) \cdot E \cdot t^3 / 12 = 188,94 \text{ KNcm.}$$



Σχήμα 3.4: Προσδιορισμός ιδιοτήτων τραπεζοειδούς ελάσματος.

Για τη ροπή αδράνειας ισχύει:

$$I_x = a_1 \cdot f^2 \cdot t + (2 \cdot f)^3 \cdot t / (12 \cdot \sin \phi) = 16,77 \text{ cm}^4 \text{ και ανηγμένη στο μήκος ημικύματος:}$$

$$I_x/w = (a_1 \cdot f^2 + (8 \cdot f^3) / (12 \cdot \sin \phi)) / (a_1 + (2 \cdot f / \tan \phi)) \cdot t, \text{ ενώ για } \phi = 45^\circ$$

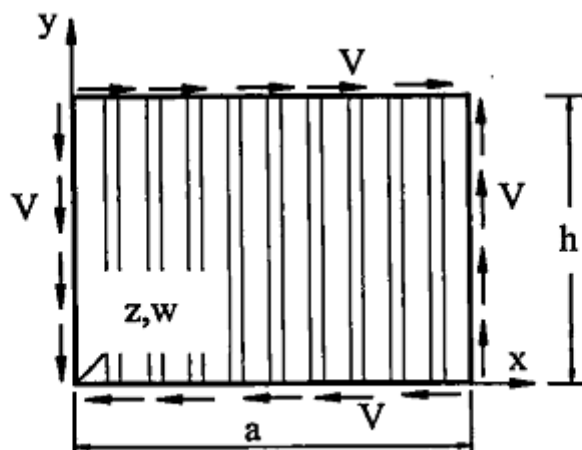
$I_x/w = (12 \cdot a_1 \cdot f^2 + 8 \cdot 2^{0,5} \cdot f^3) / (a_1 + 2 \cdot f) \cdot t / 12$ και με χρήση των ανωτέρω εκφράσεων για τα μήκη b_t και a_2 προκύπτει η σχέση που επίσης δίνεται την οδηγία DAST-Richtlinie-015 (8.3):

$$D_y = (3 \cdot a_1 \cdot b_t^2 + 2 \cdot 0,5 \cdot b_t^3) / (a_1 + b_t) \cdot E \cdot t / 12 = 33542,47 \text{ KNcm.}$$

3.2.3 Διατμητικός λυγισμός (κύρτωση) ορθοτρόπων πλακών

Προς διερεύνηση του προβλήματος απαιτείται, όπως και σε ανάλογες περιπτώσεις, ο προσδιορισμός, με τη βοήθεια της γραμμικής θεωρίας ευστάθειας, της κρίσιμης

διατμητικής τάσης ή του φορτίου λυγισμού. Το φορτίο λυγισμού βρίσκεται με ολοκλήρωση της διαφορικής εξίσωσης της επιφάνειας κύρτωσης. Επειδή η ακριβής μορφή της ανωτέρω επιφάνειας δεν είναι γνωστή, χρειάζεται η διατύπωση προσεγγιστικών σχέσεων, οι οποίες ικανοποιούν τις οριακές συνθήκες. Ως μεθοδολογία επίλυσης επιλέγεται η ενεργειακή μέθοδος.



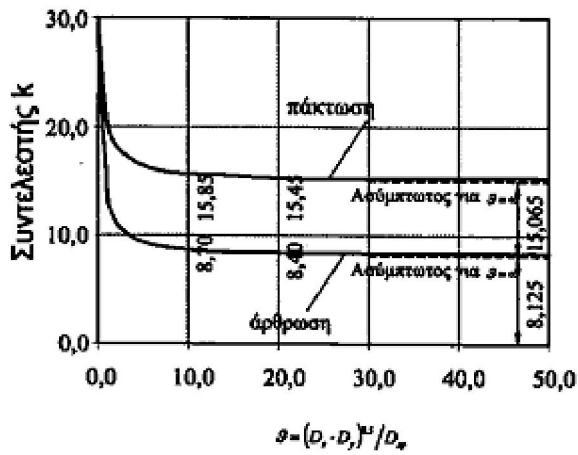
Σχήμα 3.5: Διαστάσεις και φόρτιση της πλάκας.

Για τιμές της παραμέτρου $\theta = (D_x \cdot D_y) / 0,5 / D_{xy} > 1$ προσδιορίστηκε το κρίσιμο φορτίο λυγισμού ανά μονάδα μήκους (διατμητική ροή), το οποίο εκφράζεται από τη σχέση:

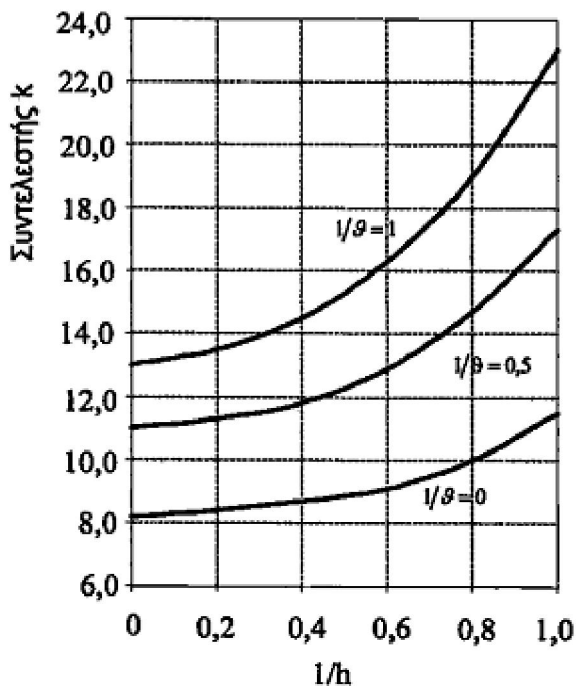
$$V_{cr} = 4 \cdot k \cdot (D_x \cdot D_y^3)^{1/4} / h^2$$

Ο συντελεστής k προσδιορίζεται ως συνάρτηση της παραμέτρου θ και των συνθηκών στήριξης, ενώ για αρθρωτή στήριξη στις 4 πλευρές, ο συντελεστής k προσδιορίζεται ως συνάρτηση της παραμέτρου θ και του αριθμού n των ημικυμάτων της κυρτώμενης επιφάνειας με

$$l/n = h/a \cdot (D_x / D_y)^{1/4}$$
 από τους εξής πίνακες:



Πίνακας 3.1: Συντελεστής k ως συνάρτηση της παραμέτρου θ και των συνθηκών στήριξης.



Πίνακας 3.2: Συντελεστής k ως συνάρτηση της παραμέτρου θ και του αριθμού n των ημικυμάτων της κυρτώμενης επιφάνειας για αρθρωτή στήριξη στις τέσσερις πλευρές.

Για $\theta < 1$, το κρίσιμο φορτίο διατμητικού λυγισμού δίνεται από τη σχέση:

$$V_{cr} = 4 \cdot k \cdot (D_y \cdot D_{xy})^{1/4} / h^2$$

Για συνθήκες στήριξης κατά Navier (άρθρωση στις 4 πλευρές) προσδιορίστηκε η τιμή $k=11,71$.

3.2.3.1 Κυματοειδείς πλάκες

Για κυματοειδή και τραπεζοειδή ελάσματα ισχύει όμως $\theta > 1$, έτσι ώστε η ακριβής εξίσωση προσδιορισμού του V_{cr} να είναι η (3.4.1). Μια ασφαλής τιμή για οριακές συνθήκες Navier είναι $k=8,125$. Τότε ισχύει για το κρίσιμο φορτίο:

$$V_{cr} = 32,5 \cdot (D_x \cdot D_y^3)^{1/4} / h^2 = 56,68 \text{ KN} > 46,07 \text{ KN} = V_{cr, \text{δοκού}}.$$

Οι Easley και McFarland εξέτασαν το πρόβλημα με εφαρμογή της ενεργειακής μεθόδου. Το συνολικό δυναμικό της κυρτωμένης πλάκας με την παραδοχή μικρών παραμορφώσεων γράφεται:

$$U^T = 1/2 \cdot \int (D_x \cdot k_x^2 + D_y \cdot k_y^2 + D_{xy} \cdot \partial w^2 / (\partial x \cdot \partial y) + 2 \cdot V \cdot \partial^2 w / (\partial x \cdot \partial y)) \cdot dA, \quad k_x \quad \text{και} \quad k_y \quad \text{οι} \\ \text{καμπυλότητες που προσδιορίζονται από τις σχέσεις } k_x = -\partial^2 w / \partial x^2 \text{ και } k_y = \partial^2 w / \partial y^2.$$

Η κρίσιμη κατάσταση υπολογίζεται από τη συνθήκη $\Delta U^T = \min$ ή $\partial U^T / \partial A = 0$, όπου η επιφάνεια κύρτωσης πρέπει να προσδιοριστεί μέσω μιας προσεγγιστικής σχέσης.

Μια ακριβής συνάρτηση για την επιφάνεια κύρτωσης είναι η :

$$W(x,y) = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m A_{ij} \cdot \sin(i \cdot \pi \cdot x / a) \cdot \cos(j \cdot \pi \cdot y / h)$$

Η ακριβής ελάχιστη τιμή της V_{cr} βρίσκεται λαμβάνοντας υπόψη επαρκή αριθμό προσθετέων Fourier.

Οι Easley και McFarland θεώρησαν συνάρτηση σχήματος με έναν προσθετέο, επειδή εξέτασαν αργότερα τη συμπεριφορά στη μεταλυγισμική κατάσταση, όπου μια πολυπλοκότερη συνάρτηση όπως η προηγούμενη θα ήταν πολύ σύνθετη.

Η νέα συνάρτηση σχήματος με έναν προσθετέο είναι η εξής:

$$W(x,y) = A \cdot \sin(n \cdot \pi \cdot (x - \lambda \cdot y) / a) \cdot \sin(\pi \cdot y / h), \text{ όπου } a, h \text{ είναι οι διαστάσεις της πλάκας και } n \\ \text{ο αριθμός των ημικυμάτων της κύρτωσης.}$$

Με ορισμένες παραδοχές για τη σχέση μεταξύ των δυσκαμψιών (οι D_x και D_{xy} έχουν την ίδια τάξη μεγέθους, ενώ $D_y = 4 \cdot D_x$) προσδιορίστηκε η παρακάτω προσεγγιστική σχέση:

$$V_{cr} = 36 \cdot (D_x \cdot D_y^3) / h^2 = 62,78 \text{ KN} > 46,07 \text{ KN} = V_{cr, \text{δοκού}}.$$

Διακρίνεται η ομοιότητα της σχέσης αυτής με την αντίστοιχη σχέση προηγουμένως για κρίσιμο φορτίο λυγισμού.

Με τη γραμμική θεωρία κύρτωσης βρίσκεται μόνο η κρίσιμη κατάσταση. Η μεταλυγισμική συμπεριφορά προσδιορίζεται με μη γραμμική θεωρία κύρτωσης, όπου για τις καμπυλότητες k_x και k_y ισχύουν ακριβέστερες σχέσεις από αυτές που υπολογίστηκαν παραπάνω. Οι Easley και McFarland βρήκαν ότι το ελάχιστο φορτίο στη μεταλυγισμική περιοχή είναι περίπου το 95% του κρίσιμου φορτίου. Για το λόγο αυτό η Γερμανική οδηγία DAST-Richtlinie-015 προτείνει την εφαρμογή ενός μειωτικού συντελεστή 0,9. Η κρίσιμη διατμητική τάση δίνεται τότε από τη σχέση :

$$T_{cr}=32,4*(D_x*D_y^3)^{1/4}/(t*h^2)=113,01 \text{ KN/cm}^2.$$

3.2.3.2 Τραπεζοειδείς πλάκες

Ακριβώς οι ίδιες σχέσεις ισχύουν και για τις αντίστοιχες τραπεζοειδείς πλάκες. Το μόνο που αλλάζει είναι οι δυσκαμψίες D_x, D_y και D_{xy} . Έχουμε λοιπόν:

$$V_{cr}=32,5*(D_x*D_y^3)/h^2=80,26 \text{ KN} > 46,07 \text{ KN}=V_{cr,δοκού}$$

ή κατά Easley και McFarland:

$$V_{cr}=36*(D_x*D_y^3)/h^2=88,90 \text{ KN}.$$

Τέλος η κρίσιμη διατμητική τάση προκύπτει:

$$T_{cr}=32,4*(D_x*D_y^3)/(t*h^2)=147,41 \text{ KN/cm}^2.$$

Σε κάθε περίπτωση, είτε πρόκειται για κυματοειδή είτε πρόκειται για τραπεζοειδή πλάκα η κρίσιμη τέμνουσα που υπολογίστηκε είναι αρκετά μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τέμνουσα που προέκυψε για μέγιστο στατικό ή δυναμικό φορτίο και υπολογίστηκε ίση με $V_{cr}=46,07 \text{ KN} < 56,68 \text{ KN}$ ($V_{cr,κύρτωσης}$ για κυματοειδείς πλάκες) .

3.2.4 Αντοχή έναντι τέμνουσας

3.2.4.1 Δοκοί με τραπεζοειδή κορμό

Οι ανωτέρω διατυπώσεις αφορούν τον καθολικό λυγισμό ορθοτρόπων πλακών, κατά τον οποίο η επιφάνεια κύρτωσης εκτείνεται σε περισσότερα τραπέζια. Αγνοώντας μια πιθανή

πάκτωση του κορμού από τα πέλματα, οι συνθήκες στήριξης είναι παντού Navier (αρθρωτές δηλαδή) και η κρίσιμη τάση δίνεται από τη σχέση: $\tau_{cr,g}=32,4*(D_x*D_y^3)/(t*h^2)= 160,03$ KN/cm².

Για τραπεζοειδείς πλάκες οφείλουμε όμως να εξετάσουμε και τον τοπικό λυγισμό (κύρτωση) ενός τραpezίου. Η κρίσιμη τάση για το μεμονωμένο φάτνωμα δίνεται γενικώς από τη σχέση: $\tau_{cr}=k_\tau*(\pi^2*E)/(12*(1-\nu^2)*(b/t)^2)$

Με αντικατάσταση στην ανωτέρω σχέση του συντελεστή κύρτωσης $k_\tau=5,34$ και για το πλάτος του φατνώματος το μέγιστο πλάτος του τραpezίου a_1 ή a_3 , προσδιορίζεται η κρίσιμη τάση τοπικού λυγισμού. Θεωρώντας $a_1>a_3$ προκύπτει έτσι:

$$\tau_{cr,l}=5,34*(\pi^2*E)/(12*(1-0,3^2)*a_1/t)^2 \text{ ή}$$

$$\tau_{cr,l}=4,83*E*(t/a_1)^2 =600,18 \text{ KN/cm}^2 .$$

Ο προσδιορισμός των οριακών τάσεων ακολουθεί τη γενική μεθοδολογία των προβλημάτων ευστάθειας. Οι ανηγμένες λυγηρότητες δίνονται από τις σχέσεις:

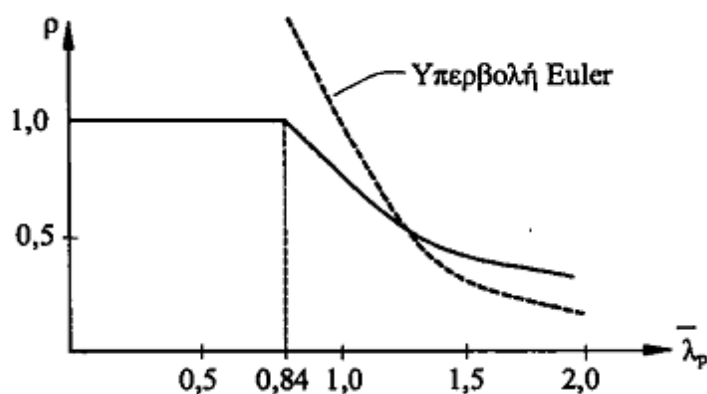
$$\bar{\lambda}_{p,l}=(\tau_y/\tau_{cr,l})^{0,5}=(f_y/\tau_{cr,l}*3^{0,5})^{0,5} =0,15$$

$$\bar{\lambda}_{p,g}=(\tau_y/\tau_{cr,g})^{0,5}=(f_y/\tau_{cr,g}*3^{0,5})^{0,5} =0,29$$

και από αυτές προκύπτουν με τη βοήθεια της καμπύλης κύρτωσης οι μειωτικοί συντελεστές. Στην οδηγία DAST-Richtlinie 015(8.3) χρησιμοποιείται μια ελαφρώς τροποποιημένη καμπύλη Karman ως καμπύλη κύρτωσης που λαμβάνει υπόψη τη μεταλυγισμική αντοχή και δίνεται από τις σχέσεις:

$$\text{για } \bar{\lambda}_p \leq 0,84 \quad \rho = 1$$

$$\text{για } \bar{\lambda}_p \geq 0,84 \quad \rho = 0,84/\bar{\lambda}_p$$



Σχήμα 3.5: Καμπύλη διατμητικού λυγισμού.

Οι μειωτικοί συντελεστές της ανωτέρω εξίσωσης παίρνουν το δείκτη I ή g, ανάλογα με το αν ισχύουν για τοπικό ή καθολικό λυγισμό. Οι αντίστοιχες οριακές τάσεις σχεδιασμού δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\tau_{Rd,I} = \rho_I \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_M) = 12,334 \text{ (αφού } \rho_I = 1)$$

$$\tau_{Rd,g} = \rho_g \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_M) = 12,334 \text{ (αφού } \rho_g = 1)$$

$$\text{με } \gamma_M = 1,1$$

Ο τοπικός και ο καθολικός λυγισμός αλληλοεπηρεάζονται κι έτσι πρέπει να εξεταστεί η αλληλεπίδρασή τους. Διάφορες καμπύλες αλληλεπίδρασης εξετάστηκαν από διάφορους ερευνητές. Η διερεύνηση έδειξε ότι μια προσέγγιση υπέρ της ασφαλείας είναι να λαμβάνεται υπόψη η μικρότερη κρίσιμη τάση και να μειώνεται κατά 30%, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση, ή κατά 40% ώστε να λαμβάνεται υπόψη η διακύμανση των αποτελεσμάτων. Η οριακή τάση είναι λοιπόν ίση με :

$$\tau_{Rd} = 0,6 \cdot \min(\tau_{Rd,I}; \tau_{Rd,g}) = 7,4006$$

Λαμβάνοντας υπόψη ότι $0,6/\sqrt{3} = 0,35$ προκύπτει τελικά ως οριακή τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού η μικρότερη από τις παρακάτω τιμές:

$$V_{Rd,I} = 0,35 \cdot \rho_I \cdot f_y \cdot h \cdot t / \gamma_{M1} = 228,06 \text{ KN} > 46,07 \text{ (μέγιστη τέμνουσα σχεδιασμού)}$$

$$V_{Rd,g} = 0,35 \cdot \rho_g \cdot f_y \cdot h \cdot t / \gamma_{M1} = 228,06 \text{ KN} > 46,07 \text{ (μέγιστη τέμνουσα σχεδιασμού)}$$

όπου:

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$\rho_{I,g}$: μειωτικοί συντελεστές ως συνάρτηση των αντίστοιχων ανηγμένων λυγηροτήτων

$\lambda_{p,I}$: ανηγμένη λυγηρότητα τοπικού λυγισμού

$\tau_{cr,I}$: κρίσιμη διατμητική τάση κύρτωσης για τοπικό λυγισμό

$\lambda_{p,g}$: ανηγμένη λυγηρότητα καθολικού λυγισμού

$\lambda_{p,g} = (2 \cdot f_y / \sqrt{3} \tau_{cr,g})^{0,5}$, για $0,5 \leq \tau_{cr,g} / \tau_{cr,I} \leq 2$ $\lambda_{p,g} = (f_y / \sqrt{3} \tau_{cr,g})$ στις άλλες περιπτώσεις

$\tau_{cr,g}$: κρίσιμη διατμητική τάση κύρτωσης για καθολικό λυγισμό

D_x, D_y : δυσκαμψίες τραπεζοειδούς ελάσματος

3.2.4.2 Δοκοί με κυματοειδή κορμό

Μια μέθοδος προσδιορισμού της οριακής τέμνουσας δύναμης σχεδιασμού για κυματοειδείς κορμούς είναι η προσομοίωση του με ένα ισοδύναμο τραπεζοειδή κορμό ίδιου βέλους f , μήκους ημικύματος w και πάχους t . Η γωνία κλίσης του κορμού του ισοδύναμου τραπεζοειδούς ελάσματος προσδιορίζεται από την εξίσωση :

$$\tan\phi = f \cdot \pi / w ,$$

το πλάτος του τραπεζίου από την εξίσωση:

$$a_1 = w \cdot (1 - 2/\pi)$$

$$a_2 = 2 \cdot f / \sin\phi$$

$$a_3 = 2 \cdot f / \tan\phi$$

Η οριακή τέμνουσα δίνεται τότε από την εξίσωση:

$$V_{Rd} = 0,35 \cdot \rho \cdot f_y \cdot h \cdot t / \gamma_{M1} .$$

Σε μια σειρά πειραματικών και αριθμητικών διερευνήσεων, εξετάστηκε η ακρίβεια του ανωτέρω προσομοιώματος . Για τις εξετασθείσες δοκούς , με διαστάσεις ανάλογες αυτών της πράξης, βρέθηκε ότι η οριακή τάση είναι ίση με το όριο διαρροής ,πράγμα που δείχνει ότι η οριακή κατάσταση δεν οφείλεται σε κύρτωση αλλά σε πλαστικοποίηση. Εξάλλου παραμετρικές διερευνήσεις με πολύ μικρά πάχη έδειξαν ότι δεν επέρχεται ποτέ τοπικός λυγισμός ,ούτε αλληλεπίδραση με τον καθολικό λυγισμό ,ο οποίος συμβαίνει για πολύ μικρά πάχη. Έτσι τελικά προτάθηκε η εξής σχέση προσδιορισμού της οριακής τέμνουσας (και είναι αυτή η οποία υπολογίσαμε):

$$V_{Rd} = \rho \cdot f_y \cdot h \cdot t / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}) = 376,20 \text{ KN (για } \rho=1) > 49,69 \text{ (μέγιστη τέμνουσα σχεδιασμού)}$$

Όπου:

$$\text{για } \lambda_p \leq 1 \quad \rho = 1$$

$$\text{για } \lambda_p > 1 \quad \rho = 1 / \lambda_p^{1,5}$$

$$\lambda_p = (f_y / \sqrt{3} \tau_{cr})^{0,5} = 0,29 : \text{ ανηγμένη λυγηρότητα}$$

$$\tau_{cr} = 160,03 \text{ KN/cm}^2: \text{ κρίσιμη διατμητική τάση κύρτωσης για καθολικό λυγισμό}$$

D_x, D_y : δυσκαμψίες κυματοειδούς ελάσματος

$$\gamma_{M1}=1,1$$

3.2.5 Συγκεντρωμένα φορτία

Συχνά οι κορμοί δοκών καταπονούνται από συγκεντρωμένα φορτία. Παραδείγματα είναι στα οικοδομικά έργα υπό την επίδραση τεγίδων, στη γεφυροποιία κατά τη διάρκεια προώθησης ή σε γερανοδοκούς από τους τροχούς της γερανογέφυρας. Είναι φυσικό ότι ο κίνδυνος κύρτωσης, της λεγόμενης σύνθλιψης, είναι μεγαλύτερος στις περιοχές συγκεντρωμένων φορτίων. Στη συνέχεια υπολογίζονται οι αντοχές, ξεχωριστά για κάθε τύπο δοκού.

3.2.5.1 Δοκοί με τραπεζοειδή κορμό

Η οριακή δύναμη δίνεται από τη σχέση:

$$F_{Rd}=40 \cdot f_{y,w} \cdot t_w^2 \cdot M_{pl,f} / ((M_{pl,f} + 20 \cdot f_{y,w} \cdot t_w^3) \cdot \gamma_{M1}) = 36,87 \text{ KN}$$

Όπου:

$M_{pl,f} = b_{f,ef} \cdot t_f^2 \cdot f_{y,f} / 4 = 47 \text{ KNm}$ που είναι η πλαστική ροπή του πέλματος υπό το συγκεντρωμένο φορτίο λαμβάνοντας υπόψη του ενεργού του πλάτους

$f_{y,w}$ και $f_{y,f}$: όρια διαρροής του κορμού και του πέλματος (αμφότερα ίσα με $23,5 \text{ KN/cm}^2$)

t_w, t_f : πάχη κορμού και πέλματος $\gamma_{M1}=1,1$

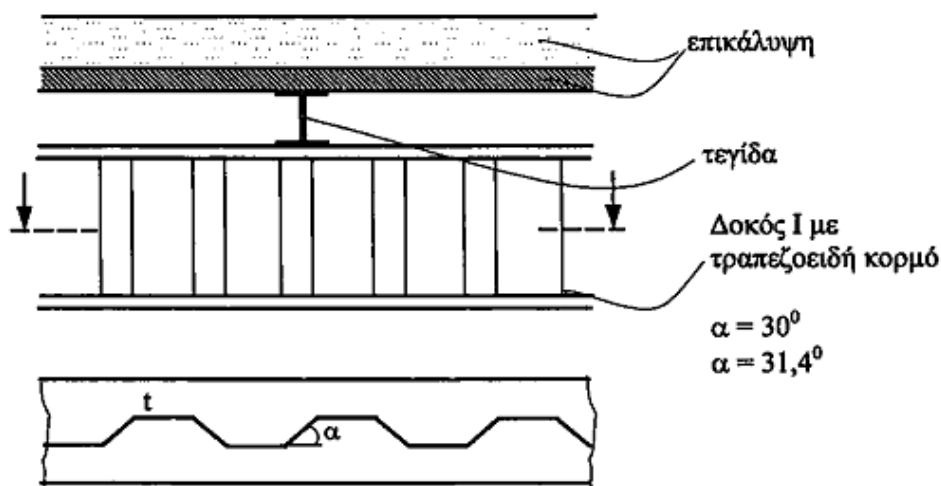
Η σχέση ελέγχου είναι

$$F_{Sd} < F_{Rd} \text{ όπου } F_{Sd} \text{ η δρώσα συγκεντρωμένη δύναμη.}$$

Η συγκεντρωμένη δύναμη με την οποία καταπονούν οι τεγίδες την κατασκευή είναι ίση με:

$$F_{Sd} = A_{\text{τεγ}} \cdot \gamma \cdot I_{\text{τεγ}} = 13,21 \text{ cm}^2 \cdot 78,3 \text{ KN/m}^3 \cdot 10^{-4} \cdot 5 \text{ m} = 0,52 \text{ KN} < 36,87 \text{ KN} = F_{Rd}.$$

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται μια σχηματική απεικόνιση εφαρμογής συγκεντρωμένης δύναμης (λόγω τεγίδας σε στέγη) σε έναν τραπεζοειδή κορμό:



Σχήμα 3.6 Παράδειγμα εφαρμογής συγκεντρωμένης δύναμης σε δοκό με τραπεζοειδή κορμό.

3.2.5.2 Δοκοί με κυματοειδή κορμό

Πειραματικές διερευνήσεις σε δοκούς με κυματοειδή κορμό έδειξαν μεγάλες αποκλίσεις μεταξύ των οριακών φορτίων των πειραμάτων και των προηγούμενων αναλυτικών τύπων για τραπεζοειδείς κορμούς. Τα αποτελέσματα σχετικών πειραμάτων και θεωρητικών αναλύσεων, έδειξαν ότι η μη γραμμική συμπεριφορά εμφανίζεται πολύ κοντά στο οριακό φορτίο και οφείλεται σε τοπικές παραμορφώσεις του κορμού κοντά στη θέση εφαρμογής του φορτίου, οι οποίες μεγάλωναν στη μετελαστική περιοχή.

Με τη βοήθεια εκτεταμένης παραμετρικής διερεύνησης, προτάθηκε τελικώς η παρακάτω σχέση προσδιορισμού του οριακού φορτίου σχεδιασμού:

$$F_{Rd} = 10 * (W_{el,f} * t_w / I_x)^{0,4} * 2 * f * t_w * f_{y,w} / \gamma_{M1} = 418,25 \text{ KN όπου:}$$

$$W_{el,y} = b_f * t_f^2 / 6 = 1,333 \text{ cm}^3: \text{πλαστική ροπή του πέλματος υπό το συγκεντρωμένο φορτίο.}$$

$I_x / t_w = 0,522 * w * f^2 = 21,93$: λόγος ροπής αδράνειας του κύματος προς το πάχος του ελάσματος

f : το ύψος του ημικύματος

$$f_{y,w} = 23,5 \text{ KN/cm}^2 \text{ :όριο διαρροής του κορμού } \gamma_{M1} = 1,1.$$

Για ταυτόχρονη επίδραση ροπών και συγκεντρωμένων φορτίων μπορεί να χρησιμοποιηθεί η παρακάτω σχέση αλληλεπίδρασης του Ευρωκώδικα 8:

$$M_{Sd} / M_{Rd} + F_{Sd} / F_{Rd} < 1,5$$

Η ροπή στη θέση της πρώτης τεγίδας είναι ίση με $M_{sd}=164,17-3,68*5= 145,77$ KNm , επομένως

$$M_{sd}/M_{Rd} + F_{sd}/F_{Rd} = 145,77/640,91 + 0,52/418,25 = 0,227 + 0,0012 = 0,2282 < 1,5 .$$

Η ροπή M_{Rd} υπολογίζεται αναλυτικά στο αμέσως επόμενο κεφάλαιο.

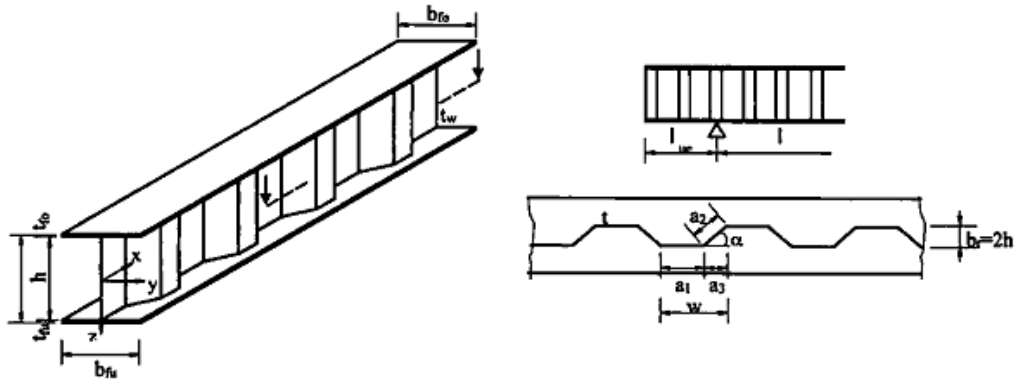
3.2.6 Αντοχή έναντι αξονικών δυνάμεων και ροπών

Διατομές με κυματοειδείς ή τραπεζοειδείς κορμούς μπορούν να χρησιμοποιηθούν τόσο ως δοκοί όσο και ως υποστυλώματα. Έτσι καταπονούνται εν γένει από αξονικές δυνάμεις και τέμνουσες και ροπές περί τους 2 κύριους άξονες. Οι αξονικές και οι ροπές θεωρούνται ότι παραλαμβάνονται από τα πέλματα ενώ οι τέμνουσες δυνάμεις από τον κορμό. Για τον έλεγχο αντοχής και ευστάθειας έναντι αξονικών δυνάμεων και ροπών, η διατομή θεωρείται ότι αποτελείται από δύο πέλματα μόνο. Η θέση εφαρμογής της αξονικής δύναμης θεωρείται ότι βρίσκεται στο κέντρο βάρους της διατομής αυτής. Οι έλεγχοι ευστάθειας περιλαμβάνουν ελέγχους καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Κατά τον προσδιορισμό των σταθερών στρέψης και στρέβλωσης λαμβάνεται υπόψη και ο κορμός, για την πρώτη ως επίπεδο έλασμα, για τη δεύτερη ως νευρωμένο.

Υποτίθεται ότι οι λόγοι b/t των πελμάτων αντιστοιχούν τουλάχιστον στην κατηγορία διατομής, ώστε τα πέλματα να είναι πλήρως ενεργά. Κατά την κατάταξη μπορεί να θεωρηθεί ένας αυξημένος συντελεστής κύρτωσης, λόγω της μερικής πάκτωσης που προσφέρει ο νευρωμένος κορμός στο θλιβόμενο πέλμα. Έτσι, για σταθερή θλίψη του πέλματος λαμβάνεται για την τριέριστη πλάκα $k_{cr}=0,6$ αντί $k_{cr}=0,425$, πράγμα που έχει ως συνέπεια την αύξηση των οριακών λόγων b/t με το συντελεστή $(0,6/0,425)^{0,5}=1,188$. Οι μέγιστες τιμές του θλιβόμενου πέλματος για νευρωμένους κορμούς δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Κατηγορία 1	Κατηγορία 2	Κατηγορία 3
$bf/(2*tf) \leq 10,7*\epsilon$	$bf/(2*tf) \leq 11,9*\epsilon$	$bf/(2*tf) \leq 16,6*\epsilon$

Όπου $\epsilon = (235/f_y)^{0,5} = 1$, f_y σε MPa.



Σχήμα 3.7: Συμβολισμοί για τη διατομή δυο πελμάτων.

Στην προκειμένη περίπτωση είναι $bf/(2*tf)=32/3=10,67 < 10,7*\epsilon = 10,7$, επομένως διατομή κατηγορίας 1.

Σε περίπτωση λεπτότοιχων πελμάτων, κατηγορία 4, εισάγεται το ενεργό πλάτος. Οι επόμενες σχέσεις για τη διατομή δύο πελμάτων δίνονται με την προϋπόθεση ότι το όριο διαρροής και των δύο πελμάτων f_{yf} είναι το ίδιο.

- Εμβαδά διατομής πελμάτων

$$A_{f0}=b_{f0} * t_{f0}=48 \text{ cm}^2.$$

$$A_{fu}=b_{fu} * t_{fu}=48 \text{ cm}^2.$$

- Ολικό εμβαδόν διατομής:

$$A=A_{f0}+A_{fu}= 96 \text{ cm}^2.$$

- Απόσταση κέντρου βάρους πελμάτων

$$h_m= h+(t_{f0}+t_{fu})/2=62,5 \text{ cm}$$

- Θέση κέντρου βάρους (αποστάσεις από κάτω και άνω πέλμα)

$$z_{su}=A_{f0}/A * h_m =31,25 \text{ cm}$$

$$z_{so}=A_{fu}/A * h_m =31,25 \text{ cm}$$

- Ροπές αδράνειας

$$I_y=(A_{f0}^3+A_{fu}^3)*h_m/A^2=93750 \text{ cm}^4.$$

$$I_z=I_{z,f0}+I_{z,fu}=(b_{f0}^3*t_{f0}+b_{fu}^3*t_{fu})/12=8192 \text{ cm}^4.$$

- Ελαστικές ροπές αντίστασης

$$W_{el,y,o}=(A_{fo}^3+A_{fu}^3)*h_m/(A*A_{fo})=3000 \text{ cm}^3.$$

$$W_{el,y,u}=(A_{fo}^3+A_{fu}^3)*h_m/(A*A_{fu})= 3000 \text{ cm}^3.$$

$$W_{el,z,o}=(b_{fo}^3*t_{fo}+b_{fu}^3*t_{fu})/(6*b_{fo})= 512 \text{ cm}^3.$$

$$W_{el,z,u}=(b_{fo}^3*t_{fo}+b_{fu}^3*t_{fu})/(6*b_{fu})= 512 \text{ cm}^3.$$

- Πλαστικές ροπές αντίστασης

$$W_{pl,y}=2*A_{fo}*A_{fu}*h_m/A =3000 \text{ cm}^3.$$

$$W_{pl,z}=(b_{fo}^2*t_{fo}+b_{fu}^2*t_{fu})/4= 768 \text{ cm}^3.$$

- Σταθερά στρέψης

Η σταθερά στρέψης προσδιορίζεται θεωρώντας το έλασμα του κορμού ως επίπεδο.

$$I_t=(t_{fo}^3*b_{fo}+t_{fu}^3*b_{fu}+h*t_w^3)/3= 140,625 \text{ cm}^4.$$

- Σταθερά στρέβλωσης

Για τον προσδιορισμό της σταθεράς στρέβλωσης λαμβάνεται υπόψη η δέσμευση της ελεύθερης στρέβλωσης των πελμάτων λόγω της έκκεντρης θέσης των διαμήκων ελασμάτων του τραπεζοειδούς κορμού ως προς το κέντρο βάρους της διατομής. Έτσι, αυξάνει η τιμή της σταθεράς σε $I_{w,prof}$, συγκρινόμενη με την τιμή I_w της διατομής I , με επίπεδο έλασμα κορμού. Μια περαιτέρω αύξηση επέρχεται σε πιθανή επέκταση της δοκού πέραν των θέσεων της στήριξης. Ο τραπεζοειδής κορμός θεωρείται για το πέλμα ως συνεχές στρεβλωτικό ελατήριο, με σταθερά c_w που προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$c_w=(f^2*h_m^2)/(2*u*(a_1+a_3)) = 354500,47$$

$$u=h/(2*G*a_1*t_w)+(h^2*(a_1+a_3)^3*(I_{y,fo}+I_{y,fu}))/((600*a_1^2*E*I_{y,fo}*I_{y,fu}))= 0,0028$$

$$I_{y,fo}=b_{fo}*t_{fo}^3/12= 9 \text{ cm}^4$$

$$I_{y,fu}=b_{fu}*t_{fu}^3/12= 9 \text{ cm}^4$$

$$I_{z,fo}= 4096 \text{ cm}^4$$

$$I_{z,fu}= 4096 \text{ cm}^4$$

$$I_w=I_{y,fo}*I_{z,fu}*h_m^2/I_z=8000000 \text{ cm}^6$$

$$I_{w,prof} = I_w + C_w * (l^2 + 4l * I_{ue}) / (E * \pi^2) = 8000384,4 \text{ cm}^6$$

Η ανωτέρω αύξηση είναι εν γένει αμελητέα.

- Επιρροή των εγκάρσιων ροπών κάμψης και στα πέλματα

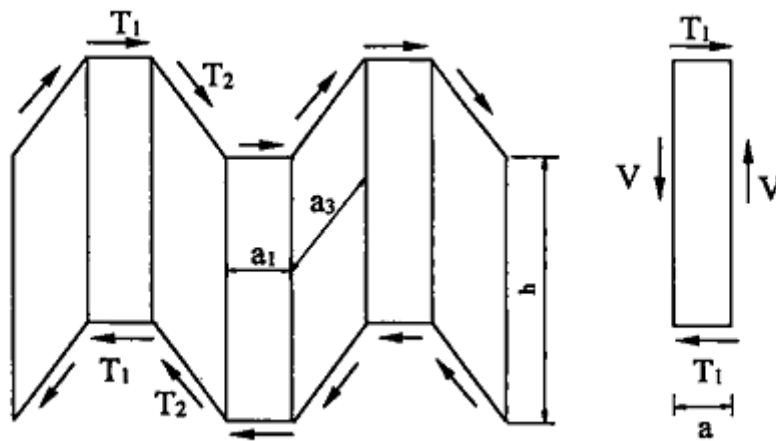
Οι διαμήκεις διατμητικές δυνάμεις στον κορμό προσδιορίζονται ως εξής:

$$T = V * a / h$$

V: τέμνουσα δύναμη

a: πλάτος τραπεζίου

h: ύψος κορμού

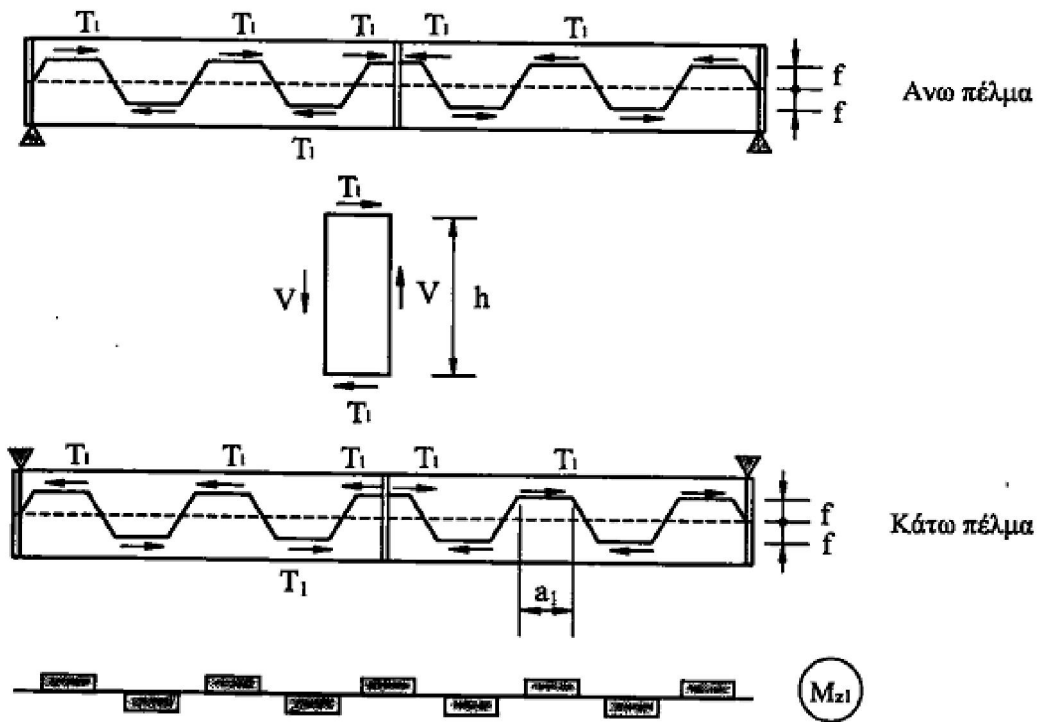


Σχήμα 3.8: Διατμητικές δυνάμεις στον κορμό

Λόγω των διατμητικών δυνάμεων T_1 αναπτύσσονται εγκάρσιες ροπές M_{z1} . Είναι:

$$T_1 = V * a_1 / h = 9,22 \text{ KN και}$$

$$M_{z1} = T_1 * f = 18,44 \text{ KNcm}$$



Σχήμα 3.9: Εγκάρσιες ροπές στα πέλματα λόγω T_1 .

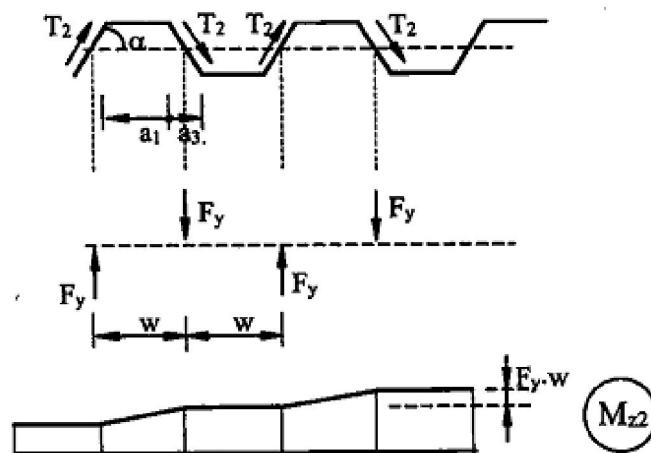
Λόγω των διατμητικών δυνάμεων T_2 στα κεκλιμένα τμήματα του κορμού αναπτύσσονται εγκάρσια φορτία, τα οποία γράφονται:

$$T_2 = V \cdot a_2 / h = 13,91 \text{ KN}$$

$$F_y = T_2 \cdot \sin\phi = 9,84 \text{ KN}$$

Έτσι δημιουργούνται ροπές:

$$M_{z2} = F_y \cdot (a_1 + a_3) = V \cdot 2 \cdot f \cdot (a_1 + a_3) / h = 76,23 \text{ KNcm}$$



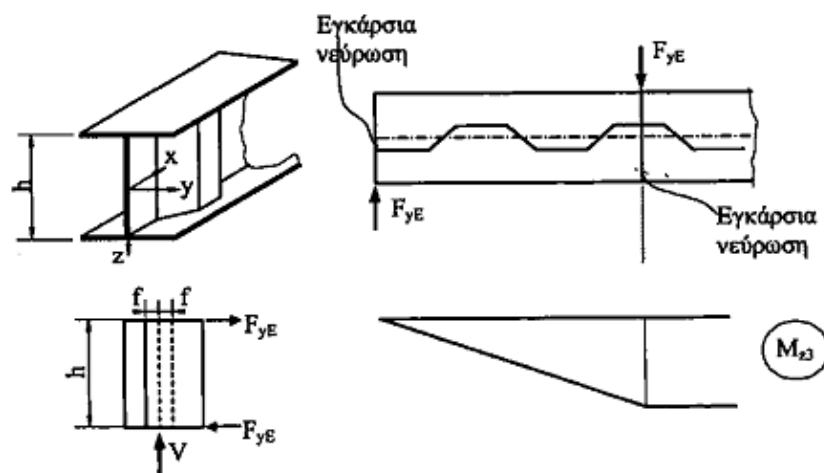
Σχήμα 3.10 Εγκάρσιες ροπές στα πέλματα λόγω T_2 .

Αντίθετα προς τις ροπές M_{z2} δρουν ροπές M_{z3} λόγω έκκεντρης θέσης του κορμού στη θέση των συγκεντρωμένων φορτίων. Εξετάζοντας τις συνθήκες ισορροπίας στην εγκάρσια νεύρωση της στήριξης, δημιουργούνται τέμνουσες δυνάμεις στα πέλματα:

$$F_{yE} = V * f / h = 4,92 \text{ KN}$$

οι οποίες δημιουργούν ροπές στη θέση x του φορέα:

$M_{z3} = F_{yE} * x = V * f / h * x = 150 \text{ KNcm}$, για $x = 30,5 \text{ cm}$, όπου είναι η απόσταση του κέντρου βάρους της διατομής ως το κάτω άκρο του πέλματος της διατομής .



Σχήμα 3.11: Εγκάρσιες ροπές στα πέλματα λόγω συγκεντρωμένων φορτίων.

Οι ροπές M_{z2} και M_{z3} αλληλοαναιρούνται μερικώς. Από το άθροισμα των επιμέρους ροπών M_{zi} προκύπτει η συνισταμένη εγκάρσια ροπή, η οποία προσεγγιστικά είναι ίση με:

$$M_z = V * (2 * a_1 + a_3) * f / h = 56,56 \text{ KNcm}.$$

Λόγω της εγκάρσιας αυτής ροπής αναπτύσσονται ορθές τάσεις στα πέλματα:

$$\sigma_x = M_z / W_{f,el,z} = 0,1105 \text{ KN/cm}^2.$$

Η ανηγμένη ροπή των πελμάτων είναι ίση με:

$$m = M_z / M_{pl,z} = \sigma_x * W_{f,el,z} / (f_y * W_{f,pl,z}) = 0,0031$$

και για την ορθογωνική διατομή: $m = \sigma_x / (1,5 * f_y) = 0,0031$

Λόγω των ροπών αυτών μειώνεται η δυνατότητα παραλαβής αξονικών από τα πέλματα. Η μείωση προσδιορίζεται από τη σχέση αλληλεπίδρασης M-N της ορθογωνικής διατομής.

$m + n^2 = 1$ η οποία λαμβάνεται υπόψη μέσω εφαρμογής στο όριο διαρροής των πελμάτων ενός μειωτικού συντελεστή f_t :

$$f_t = \sigma_N / f_y = n = (1-m)^{0,5} = 0,998432$$

ή λαμβάνοντας υπόψη τη σχέση

$$f_t = (1-0,66 * \sigma_x / f_y)^{0,5} = 0,998448$$

Η ελάχιστη τιμή του ανωτέρω συντελεστή για πλήρη εξάντληση της ελαστικής αντοχής των πελμάτων από τις εγκάρσιες ροπές είναι 0,66. Η επιρροή τους όμως είναι συνήθως αμελητέα. Στις επόμενες σχέσεις προσδιορισμού των αντοχών δεν λαμβάνεται υπόψη η ανωτέρω μείωση. Αυτό θα μπορούσε να συμβεί εισάγοντας, για τραπεζοειδείς κορμούς μόνο, τη μειωτική τιμή $f_t * f_{yf}$.

- Οριακή αξονική σχεδιασμού

$$N_{pl,Rd} = A * f_{yf} / \gamma_{M1} = 2296,59 \text{ KN} > 35,25 \text{ KN (κρίσιμη αξονική σχεδιασμού)}$$

- Οριακές ροπές σχεδιασμού

Οι οριακές ροπές ως προς τους άξονες y και z προσδιορίζονται, ανάλογα με την κατηγορία, από τα ελαστικά ή πλαστικά μεγέθη αντοχής.

Για πέλματα κατηγορία 1 ή 2 (όπως στην περίπτωση μας):

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} * f_{yf} / \gamma_{M1} = 640,91 \text{ KNm} > 164,17 \text{ KNm (κρίσιμη ροπή σχεδιασμού)}.$$

$$M_{pl,z,Rd} = W_{pl,z} * f_{yf} / \gamma_{M1} = 164,07 \text{ KNm}.$$

όπου $\gamma_{M1} = 1,1$.

- Γραμμική σχέση αλληλεπίδρασης ροπών και αξονικών

$$N_{Sd} / N_{Rd} + M_{y,Sd} / M_{y,Rd} + M_{z,Sd} / M_{z,Rd} = 35,25 / 2296,59 + 164,17 / 640,91 + 0 / 164,07 = 0,272 < 1.$$

Ο Ευρωκώδικας 3 και η οδηγία DAST-Richtlinie 015 προτείνουν εναλλακτικά τον ξεχωριστό έλεγχο των δύο πελμάτων. Για το σκοπό αυτό προσδιορίζεται η αξονική δύναμη των πελμάτων που προέρχονται από αντικατάσταση της ροπής της δοκού από ένα ζεύγος δυνάμεων και την κατανομή της αξονικής δύναμης της δοκού στα πέλματα ανάλογα με το εμβαδόν τους. Η συνολική αξονική των πελμάτων ισούται με το άθροισμα ή την διαφορά των επιμέρους αξονικών. Στη συνέχεια γίνεται ο έλεγχος τάσεων του εφελκόμενου πέλματος και έλεγχος καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z του θλιβόμενου πέλματος.

3.2.7 Έλεγχος έναντι στρεπτακμπτικού λυγισμού

Για δοκό σταθερής διατομής, συμμετρική ως προς τον ασθενή άξονα αδράνειας και υποκείμενη σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδράνειας y , η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού δίνεται από τον τύπο:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

Όπου

L : το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

I_t : σταθερά στρέψης

I_w : σταθερά στρέβλωσης

I_z : ροπή αδράνειας περί ασθενή άξονα

E : μέτρο ελαστικότητας

G : μέτρο διάτμησης

C_1, C_2, C_3 : συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

k, k_w : συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευόμενου τμήματος

Οι συντελεστές k και k_w :

για πλήρη πάκτωση λαμβάνουν τιμή 0,5

για απλές στηρίξεις λαμβάνουν την τιμή 1,0

για περιπτώσεις που έχουμε το ένα άκρο απλά στηριζόμενο και το άλλο πακτωμένο λαμβάνει τιμή 0,7

Ο συντελεστής k αφορά τη στροφή του άκρου στο εγκάρσιο προς τη φόρτιση επίπεδο και είναι του συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού θλιβόμενου στοιχείου. Στην περίπτωση μας λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα (1,0)

Ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου και λαμβάνεται ίσος προς 1,0 εκτός κι αν έχουν λάβει ειδικά μέτρα πάκτωσης έναντι στρέβλωσης . Στην περίπτωση μας λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα (1,0).

$z_g = z_a - z_s = 31,25$ cm: απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου

$z_a = 31,25$ cm: τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y

$z_s = 0$ cm: τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y

Οι τεταγμένες μετρώνται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένες με θετική φορά προς το θλιβόμενο πελμα της διατομής

$z_j = 0$,για διατομές διπλής συμμετρίας όπως η συγκεκριμένη

Οι τιμές των συντελεστών C_1, C_2, C_3 λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα:

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα <u>καμπτικών</u> 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 3.3 Τιμές των συντελεστών C_1, C_2, C_3 .

Επομένως έχουμε $C_1 = 1,285$, $C_2 = 1,562$ και $C_3 = 0,753$.

Με βάση τα παραπάνω η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίστηκε στο φύλλο του Excel και βρέθηκε ίσο με:

$$M_{cr} = 59731,18 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

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

Όπου για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 είναι:

$$W_y = W_{pl,y} = 3000 \text{ cm}^3.$$

Υπολογίζουμε την ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda_{LT} = (W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})^{0,5} = 1,087.$$

Ο μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό υπολογίζεται ως εξής:

$$\chi_{LT} = 1 / (\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0,5}) = 0,425 < 1,00 \text{ αφού πρώτα έχει υπολογιστεί ο συντελεστής}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) = 1,427$$

Η συνιστώμενη τιμή του συντελεστή ατελειών α_{LT} προσδιορίζεται με βάση τον παρακάτω πίνακα:

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Ενώ η επιλογή της καμπύλης λυγισμού προσδιορίζεται με βάση τις απαιτήσεις του παρακάτω πίνακα:

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

Στην προκειμένη περίπτωση (συγκολλητή διατομή με $h/b > 2$) η καμπύλη λυγισμού που επιλέγουμε είναι η d, ενώ ο αντίστοιχος συντελεστής ατελειών α_{LT} θα είναι 0,76.

Τελικά η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_{pl,y} * f_y / \gamma_{M0} = 299,72 \text{ KNm} > M_{pl,y,Sd} = 164,17 \text{ KNm} \text{ (κρίσιμη ροπή σχεδιασμού)}$$

Επομένως, διατομή της δοκού επαρκεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

3.3 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος με αυλακτούς κορμούς

3.3.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής υποστυλώματος

Όπως προέκυψε από την επίλυση στο Microsoft Excel τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής του υποστυλώματος είναι τα παρακάτω:

Γεωμετρικά στοιχεία διατομής υποστυλώματος			
h (cm)	67	A (cm ²)	159,7
b (cm)	38	I _y (cm ⁴)	92323,97
t _f (cm)	2,1	I _z (cm ⁴)	51893,13
t _w (cm)	0,5		

Όπου:

- h το ύψος της διατομής
- b το πλάτος της διατομής
- t_w το πάχος του κορμού
- t_f το πάχος του πέλματος
- A το εμβαδόν της διατομής
- I_y η ροπή αδράνειας της διατομής στον y άξονα
- I_z η ροπή αδράνειας της διατομής στον z άξονα.

Οι μονάδες μέτρησης του εκάστοτε μεγέθους φαίνονται στον ανωτέρω πίνακα.

3.3.2 Προσδιορισμός δυσκαμψιών κάμψης και συστροφής

3.3.2.1 Κυματοειδείς πλάκες

Αρχικά, να τονιστεί ότι το μήκος ημικύματος w επιλέχθηκε να είναι το ίδιο με εκείνο της δοκού, όπως αντίστοιχα και τα ανάπτυγμα ημικύματος. Δηλαδή:

$$w=10,5 \text{ cm και}$$

$$l=15 \text{ cm}$$

Οι πλάκες αποτελούνται από ισότροπο υλικό, η δε ανισοτροπία προέρχεται από τη μορφή τους. Αν υποτεθεί ότι ο άξονας y ταυτίζεται με τη γενέτειρα, τότε είναι $D_y \gg D_x$ και η κάμψη στο επίπεδο xz επηρεάζει την καμπυλότητα της πλάκας στο επίπεδο yz τόσο λίγο, ώστε μπορεί να γραφεί:

$$v_x=0$$

$$\text{Και } D_y=(E \cdot I)_y=E \cdot I_x^*=E \cdot I_x/w, \text{ αφού } I_x^*=I_x/w.$$

$$\text{Όμως } I_x=0,522 \cdot w \cdot f^2=10,96 \text{ cm}^3. \text{ Άρα } I_x^*=I_x/w=1,044 \text{ cm}^2.$$

Επομένως, η δυσκαμψία D_y θα είναι με τη σειρά της : $D_y=21924 \text{ KNcm}$.

Η δυσκαμψία D_x είναι μικρότερη από αυτή της επίπεδης πλάκας ίδιου πάχους. Η γωνία κατά την οποία στρέφονται αμοιβαία οι τομές $x=0$ και $x=w$ της πλάκας υπό την υπό την επίδραση της ροπής m_x , είναι l/w φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη γωνία της επίπεδης πλάκας. Τελικά προκύπτει :

$D_x=w/l \cdot E \cdot t^3/(12 \cdot (1-\nu^2))= 168,30 \text{ KNcm}$, όπου t είναι το πάχος του ελάσματος και είναι ίσο με $t=0,5 \text{ cm}$.

Η δυσκαμψία συστροφής της κυματοειδούς πλάκας αντίστοιχα είναι l/w φορές μεγαλύτερη από αυτή της αντίστοιχης επίπεδης πλάκας:

$$D_{xy}= l/w \cdot G \cdot t^3/6=240,38 \text{ KNcm}.$$

3.3.2.2 Τραπεζοειδείς πλάκες

Κυματοειδή φύλλα μπορούν να διαστασιολογηθούν και ως τραπεζοειδή φύλλα. Για το σκοπό αυτό προσδιορίζεται η γεωμετρία ενός ισοδύναμου τραπεζοειδούς φύλλου. Τα δυο φύλλα έχουν το ίδιο βέλος f και μήκος ημικύματος w . Οι διαστάσεις του τραπεζοειδούς φύλλου προκύπτουν από την εξίσωση των γωνιών κλίσης στην αρχή των αξόνων. Η γωνία αυτή για το κυματοειδές φύλλο είναι :

$$\tan \varphi = \gamma'_{(x=0)} = f \cdot \pi / w.$$

Τότε θα είναι : $a_1 = w - 2 \cdot f / \tan \varphi = w \cdot (1 - 2/\pi)$, $a_2 = 2 \cdot f / \sin \varphi$ και $a_3 = w - a_1 = 2 \cdot f / \tan \varphi$. Όπου τα a_1, a_2, a_3 είναι τα μήκη που αντιστοιχούν στη γεωμετρία ενός τραπεζοειδούς φύλλου, ισοδύναμου προς ένα κυματοειδές φύλλο.

Αυτές οι πλάκες έχουν όμοιες ιδιότητες όπως οι κυματοειδείς πλάκες. Η διαφορά έγκειται στη μορφή της αυλάκωσης που είναι τραπεζοειδής κι όχι κυματοειδής. Οι δυσκαμψίες των τραπεζοειδών πλακών προσδιορίζονται μετά από κατάλληλη τροποποίηση των αντίστοιχων δυσκαμψιών των κυματοειδών πλακών. Κατά αυτόν τον τρόπο, το μήκος ημικύματος είναι ίσο με:

$$W = a_1 + 2 \cdot f / \tan \varphi = a_1 + a_3 .$$

Το ανάπτυγμα ισούται με :

$$l = a_1 + 2 \cdot f / \sin \varphi = a_1 + a_2 \text{ και σε ανηγμένη μορφή:}$$

$$l/w = (a_1 + (2 \cdot f / \sin \varphi)) / (a_1 + (2 \cdot f / \tan \varphi)) = (a_1 + a_2) / (a_1 + a_3), \text{ ενώ για } \varphi = 45^\circ$$

$$l/w = (a_1 + 2 \cdot 2^{0,5} \cdot f) / (a_1 + 2 \cdot f)$$

Στην περίπτωση μας και με εφαρμογή των τύπων της προηγούμενης παραγράφου 3.3.1 προκύπτουν : $a_1 = 6,5 \text{ cm}$, $a_2 = 5,66 \text{ cm}$ και $a_3 = 4 \text{ cm}$, ενώ επιλέγουμε $f = 2 \text{ cm}$.

Με την εισαγωγή στην ανωτέρω εξίσωση των $b_t = 2 \cdot f = 4 \text{ cm}$ και $a_2 = 2 \cdot 20,5 \cdot f = 5,66 \text{ cm}$ προκύπτει η σχέση που δίνεται στη γερμανική οδηγία DAST-Richtlinie-015 (8.3):

$$D_x = (a_1 + b_t) / (a_1 + a_2) \cdot E \cdot t^3 / 12 = 188,94 \text{ KNcm}^2.$$

Για τη ροπή αδράνειας ισχύει:

$$I_x = a_1 \cdot f^2 \cdot t + (2 \cdot f)^3 \cdot t / (12 \cdot \sin \varphi) = 16,77 \text{ cm}^4 \text{ και ανηγμένη στο μήκος ημικύματος:}$$

$$I_x/w = (a_1 \cdot f^2 + (8 \cdot f^3 / (12 \cdot \sin \varphi))) / (a_1 + (2 \cdot f / \tan \varphi)) \cdot t, \text{ ενώ για } \varphi = 45^\circ$$

$I_x/w=(12*a_1*f^2+8*2^{0.5}*f^3)(a^1+2*f)*t/12$ και με χρήση των ανωτέρω εκφράσεων για τα μήκη b_t και a_2 προκύπτει η σχέση που επίσης δίνεται την οδηγία DAST-Richtlinie-015 (8.3):

$$D_y=(3*a_1*b_t^2+2^{0.5}*b_t^3)/(a_1+b_t)*E*t/12=33542,47 \text{ KNcm.}$$

3.3.3 Διατμητικός λυγισμός (κύρτωση) ορθοτρόπων πλακών

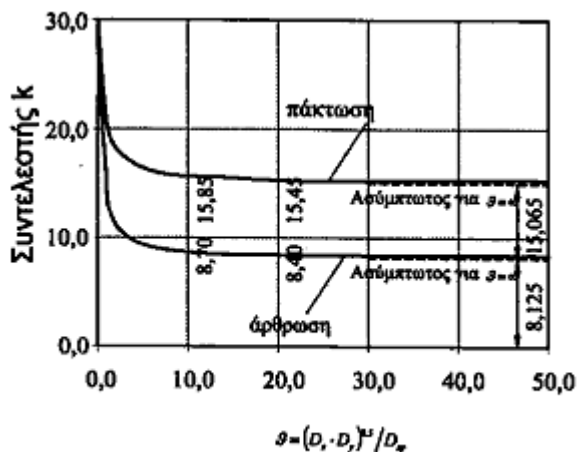
Προς διερεύνηση του προβλήματος απαιτείται ,όπως και σε ανάλογες περιπτώσεις, ο προσδιορισμός, με τη βοήθεια της γραμμικής θεωρίας ευστάθειας, της κρίσιμης διατμητικής τάσης ή του φορτίου λυγισμού. Το φορτίο λυγισμού βρίσκεται με ολοκλήρωση της διαφορικής εξίσωσης της επιφάνειας κύρτωσης. Επειδή η ακριβής μορφή της ανωτέρω επιφάνειας δεν είναι γνωστή, χρειάζεται η διατύπωση προσεγγιστικών σχέσεων, οι οποίες ικανοποιούν τις οριακές συνθήκες. Ως μεθοδολογία επίλυσης επιλέγεται η ενεργειακή μέθοδος.

Για τιμές της παραμέτρου $\theta=(D_x*D_y)0,5/D_{xy}>1$ προσδιορίστηκε το κρίσιμο φορτίο λυγισμού ανά μονάδα μήκους (διατμητική ροή) ,το οποίο εκφράζεται από τη σχέση:

$$V_{cr}=4*k*(D_x*D_y^3)^{1/4}/h^2 \text{ (3.4.1).}$$

Ο συντελεστής k προσδιορίζεται ως συνάρτηση της παραμέτρου θ και των συνθηκών στήριξης, ενώ για αρθρωτή στήριξη στις 4 πλευρές , ο συντελεστής k προσδιορίζεται ως συνάρτηση της παραμέτρου θ και του αριθμού n των ημικυμάτων της κυρτώμενης επιφάνειας με

$$l/n=h/a*(D_x/D_y)^{1/4} \text{ από τον πίνακα 3.1:}$$



Πίνακας 3.1: Συντελεστής k ως συνάρτηση της παραμέτρου θ και των συνθηκών στήριξης.

Για $\theta < 1$, το κρίσιμο φορτίο διατμητικού λυγισμού δίνεται από τη σχέση:

$$V_{cr} = 4 * k * (D_y * D_{xy})^{1/4} / h^2$$

Για συνθήκες στήριξης κατά Navier (άρθρωση στις 4 πλευρές) προσδιορίστηκε η τιμή $k=11,71$.

3.3.3.1 Κυματοειδείς πλάκες

Για κυματοειδή και τραπεζοειδή ελάσματα ισχύει όμως $\theta > 1$, έτσι ώστε η ακριβής εξίσωση προσδιορισμού του V_{cr} να είναι η (3.4.1). Μια ασφαλής τιμή για οριακές συνθήκες Navier είναι $k=8,125$. Τότε ισχύει για το κρίσιμο φορτίο:

$$V_{cr} = 32,5 * (D_x * D_y^3)^{1/4} / h^2 = 46,98 \text{ KN} > 35,25 \text{ KN} = V_{Sd,cr}$$

Οι Easley και McFarland εξέτασαν το πρόβλημα με εφαρμογή της ενεργειακής μεθόδου. Το συνολικό δυναμικό της κυρτωμένης πλάκας με την παραδοχή μικρών παραμορφώσεων γράφεται:

$$U^T = 1/2 * \int (D_x * k_x^2 + D_y * k_y^2 + D_{xy} * \partial w^2 / (\partial x * \partial y) + 2 * V * \partial^2 w / (\partial x * \partial y)) * dA, \quad k_x \quad \text{και} \quad k_y \quad \text{οι} \\ \text{καμπυλότητες που προσδιορίζονται από τις σχέσεις } k_x = -\partial^2 w / \partial x^2 \text{ και } k_y = \partial^2 w / \partial y^2.$$

Η κρίσιμη κατάσταση υπολογίζεται από τη συνθήκη $\Delta U^T = \min$ ή $\partial U^T / \partial A = 0$, όπου η επιφάνεια κύρτωσης πρέπει να προσδιοριστεί μέσω μιας προσεγγιστικής σχέσης.

Μια ακριβής συνάρτηση για την επιφάνεια κύρτωσης είναι η :

$$W(x,y)=\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m A_{ij} * \sin(i * \pi * x / a) * \cos(j * \pi * y / h)$$

Η ακριβής ελάχιστη τιμή της V_{cr} βρίσκεται λαμβάνοντας υπόψη επαρκή αριθμό προσθετέων Fourier.

Οι Easley και McFarland θεώρησαν συνάρτηση σχήματος με έναν προσθετέο, επειδή εξέτασαν αργότερα τη συμπεριφορά στη μεταλυγισμική κατάσταση, όπου μια πολυπλοκότερη συνάρτηση όπως η προηγούμενη θα ήταν πολύ σύνθετη.

Η νέα συνάρτηση σχήματος με έναν προσθετέο είναι η εξής:

$W(x,y)=A * \sin(n * \pi * (x - \lambda * y) / a) * \sin(\pi * y / h)$, όπου a, h είναι οι διαστάσεις της πλάκας και n ο αριθμός των ημικυμάτων της κύρτωσης.

Με ορισμένες παραδοχές για τη σχέση μεταξύ των δυσκαμψιών (οι D_x και D_{xy} έχουν την ίδια τάξη μεγέθους, ενώ $D_y=4 * D_x$) προσδιορίστηκε η παρακάτω προσεγγιστική σχέση:

$$V_{cr} = 36 * (D_x * D_y^3) / h^2 = 52,04 \text{ KN} > 35,25 \text{ KN} = V_{sd,cr}$$

Διακρίνεται η ομοιότητα της σχέσης αυτής με την αντίστοιχη σχέση προηγουμένως για κρίσιμο φορτίο λυγισμού.

Με τη γραμμική θεωρία κύρτωσης βρίσκεται μόνο η κρίσιμη κατάσταση. Η μεταλυγισμική συμπεριφορά προσδιορίζεται με μη γραμμική θεωρία κύρτωσης, όπου για τις καμπυλότητες k_x και k_y ισχύουν ακριβέστερες σχέσεις από αυτές που υπολογίστηκαν παραπάνω. Οι Easley και McFarland βρήκαν ότι το ελάχιστο φορτίο στη μεταλυγισμική περιοχή είναι περίπου το 95% του κρίσιμου φορτίου. Για το λόγο αυτό η Γερμανική οδηγία DAST-Richtlinie-015 προτείνει την εφαρμογή ενός μειωτικού συντελεστή 0,9. Η κρίσιμη διατμητική τάση δίνεται τότε από τη σχέση:

$$T_{cr} = 32,4 * (D_x * D_y^3)^{1/4} / (t * h^2) = 93,67 \text{ KN/cm}^2$$

3.3.3.2 Τραπεζοειδείς πλάκες

Ακριβώς οι ίδιες σχέσεις ισχύουν και για τις αντίστοιχες τραπεζοειδείς πλάκες. Το μόνο που αλλάζει είναι οι δυσκαμψίες D_x, D_y και D_{xy} . Έχουμε λοιπόν:

$$V_{cr} = 32,5 * (D_x * D_y^3) / h^2 = 66,53 \text{ KN} > 35,25 = V_{sd,cr} \text{ ή κατά Easley και McFarland:}$$

$$V_{cr} = 36 * (D_x * D_y^3) / h^2 = 73,69 \text{ KN}$$

Τέλος η κρίσιμη διατμητική τάση προκύπτει:

$$\tau_{cr}=32,4*(D_x*D_y^3)/(t*h^2)=132,65 \text{ KN/cm}^2.$$

Σε κάθε περίπτωση, είτε πρόκειται για κυματοειδή είτε πρόκειται για τραπεζοειδή πλάκα η κρίσιμη τέμνουσα που υπολογίστηκε είναι αρκετά μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τέμνουσα που προέκυψε για μέγιστο στατικό ή δυναμικό φορτίο και υπολογίστηκε ίση με $V_{cr}=35,25 \text{ KN} < 46,98 \text{ KN}$ ($V_{cr,κύρτωσης}$ για κυματοειδείς πλάκες).

3.3.4 Αντοχή έναντι τέμνουσας

3.2.4.1 Δοκοί με τραπεζοειδή κορμό

Οι ανωτέρω διατυπώσεις αφορούν τον καθολικό λυγισμό ορθοτρόπων πλακών, κατά τον οποίο η επιφάνεια κύρτωσης εκτείνεται σε περισσότερα τραπέζια. Αγνοώντας μια πιθανή πάκτωση του κορμού από τα πέλματα, οι συνθήκες στήριξης είναι παντού Navier (αρθρωτές δηλαδή) και η κρίσιμη τάση δίνεται από τη σχέση: $\tau_{cr,g}=32,4*(D_x*D_y^3)/(t*h^2)= 132,65 \text{ KN/cm}^2$.

Για τραπεζοειδείς πλάκες οφείλουμε όμως να εξετάσουμε και τον τοπικό λυγισμό(κύρτωση) ενός τραπεζίου. Η κρίσιμη τάση για το μεμονωμένο φάνωμα δίνεται γενικώς από τη σχέση: $\tau_{cr,l}=k_t*(\pi^2*E)/(12*(1-\nu^2)*(b/t)^2)$

Με αντικατάσταση στην ανωτέρω σχέση του συντελεστή κύρτωσης $k_t=5,34$ και για το πλάτος του φανώματος το μέγιστο πλάτος του τραπεζίου a_1 ή a_3 , προσδιορίζεται η κρίσιμη τάση τοπικού λυγισμού. Θεωρώντας $a_1 > a_3$ προκύπτει έτσι:

$$\tau_{cr,l}=5,34*(\pi^2*E)/(12*(1-0,3^2)*a_1/t^2) \text{ ή}$$

$$\tau_{cr,l}=4,83*E*(t/a_1)^2 =600,18 \text{ KN/cm}^2.$$

Ο προσδιορισμός των οριακών τάσεων ακολουθεί τη γενική μεθοδολογία των προβλημάτων ευστάθειας. Οι ανηγμένες λυγηρότητες δίνονται από τις σχέσεις:

$$\lambda_{p,l}=(\tau_y/\tau_{cr,l})^{0,5}=(f_y/\tau_{cr,l}*3^{0,5})^{0,5}=0,15$$

$$\lambda_{p,g}=(\tau_y/\tau_{cr,g})^{0,5}=(f_y/\tau_{cr,g}*3^{0,5})^{0,5}=0,32$$

και από αυτές προκύπτουν με τη βοήθεια της καμπύλης κύρτωσης οι μειωτικοί συντελεστές. Στην οδηγία DASt-Richtlinie 015(8.3) χρησιμοποιείται μια ελαφρώς

τροποποιημένη καμπύλη Karman ως καμπύλη κύρτωσης που λαμβάνει υπόψη τη μεταλυγισμική αντοχή και δίνεται από τις σχέσεις:

$$\text{για } \lambda_p \leq 0,84 \quad \rho = 1$$

$$\text{για } \lambda_p \geq 0,84 \quad \rho = 0,84/\lambda_p$$

Οι μειωτικοί συντελεστές της ανωτέρω εξίσωσης παίρνουν το δείκτη I ή g, ανάλογα με το αν ισχύουν για τοπικό ή καθολικό λυγισμό. Οι αντίστοιχες οριακές τάσεις σχεδιασμού δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\tau_{Rd,I} = \rho_I * f_y / (\sqrt{3} * \gamma_M) = 12,334 \text{ (αφού } \rho_I = 1)$$

$$\tau_{Rd,g} = \rho_g * f_y / (\sqrt{3} * \gamma_M) = 12,334 \text{ (αφού } \rho_g = 1)$$

$$\text{με } \gamma_M = 1,1$$

Ο τοπικός και ο καθολικός λυγισμός αλληλοεπηρεάζονται κι έτσι πρέπει να εξεταστεί η αλληλεπίδρασή τους. Διάφορες καμπύλες αλληλεπίδρασης εξετάστηκαν από διάφορους ερευνητές. Η διερεύνηση έδειξε ότι μια προσέγγιση υπέρ της ασφαλείας είναι να λαμβάνεται υπόψη η μικρότερη κρίσιμη τάση και να μειώνεται κατά 30%, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση, ή κατά 40% ώστε να λαμβάνεται υπόψη η διακύμανση των αποτελεσμάτων. Η οριακή τάση είναι λοιπόν ίση με :

$$\tau_{Rd} = 0,6 * \min(\tau_{Rd,I}, \tau_{Rd,g}) = 7,4006$$

Λαμβάνοντας υπόψη ότι $0,6/\sqrt{3} = 0,35$ προκύπτει τελικά ως οριακή τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού η μικρότερη από τις παρακάτω τιμές:

$$V_{Rd,I} = 0,35 * \rho_I * f_y * h * t / \gamma_{M1} = 250,49 \text{ KN}$$

$V_{Rd,g} = 0,35 * \rho_g * f_y * h * t / \gamma_{M1} = 250,49 \text{ KN}$, αμφότερες πολύ μεγαλύτερες από την κρίσιμη τέμνουσα σχεδιασμού ($V_{cr} = 35,25 \text{ KN}$)

όπου:

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$\rho_{I,g}$: μειωτικοί συντελεστές ως συνάρτηση των αντίστοιχων ανηγμένων λυγηροτήτων

$\lambda_{p,I}$: ανηγμένη λυγηρότητα τοπικού λυγισμού

$\tau_{cr,I}$: κρίσιμη διατμητική τάση κύρτωσης για τοπικό λυγισμό

$\lambda_{p,g}$: ανηγμένη λυγηρότητα καθολικού λυγισμού

$\lambda_{p,g}=(2*f_y/\sqrt{3}\tau_{cr,g})^{0,5}$, για $0,5\leq\tau_{cr,g}/\tau_{cr,l}\leq 2$ $\lambda_{p,g}=(f_y/\sqrt{3}\tau_{cr,g})$ στις άλλες περιπτώσεις

$\tau_{cr,g}$: κρίσιμη διατμητική τάση κύρτωσης για καθολικό λυγισμό

D_x, D_y : δυσκαμψίες τραπεζοειδούς ελάσματος .

3.3.4.2 Δοκοί με κυματοειδή κορμό

Μια μέθοδος προσδιορισμού της οριακής τέμνουσας δύναμης σχεδιασμού για κυματοειδείς κορμούς είναι η προσομοίωση του με ένα ισοδύναμο τραπεζοειδή κορμό ίδιου βέλους f , μήκους ημικύματος w και πάχους t . Η γωνία κλίσης του κορμού του ισοδύναμου τραπεζοειδούς ελάσματος προσδιορίζεται από την εξίσωση :

$$\tan\phi=f*\pi/w ,$$

το πλάτος του τραπεζίου από την εξίσωση:

$$a_1=w*(1-2/\pi)$$

$$a_2=2*f/\sin\phi$$

$$a_3=2*f/\tan\phi$$

Η οριακή τέμνουσα δίνεται τότε από την εξίσωση:

$$V_{Rd}=0,35*\rho*f_y*h*t/\gamma_{M1} .$$

Σε μια σειρά πειραματικών και αριθμητικών διερευνήσεων, εξετάστηκε η ακρίβεια του ανωτέρω προσομοιώματος. Για τις εξετασθείσες δοκούς, με διαστάσεις ανάλογες αυτών της πράξης, βρέθηκε ότι η οριακή τάση είναι ίση με το όριο διαρροής, πράγμα που δείχνει ότι η οριακή κατάσταση δεν οφείλεται σε κύρτωση αλλά σε πλαστικοποίηση. Εξάλλου παραμετρικές διερευνήσεις με πολύ μικρά πάχη έδειξαν ότι δεν επέρχεται ποτέ τοπικός λυγισμός, ούτε αλληλεπίδραση με τον καθολικό λυγισμό, ο οποίος συμβαίνει για πολύ μικρά πάχη. Έτσι τελικά προτάθηκε η εξής σχέση προσδιορισμού της οριακής τέμνουσας (και είναι αυτή η οποία υπολογίσαμε):

$$V_{Rd}=\rho*f_y*h*t/(\sqrt{3}\gamma_{M1})=413,20 \text{ KN (για } \rho=1) >35,25 \text{ (κρίσιμη τέμνουσα σχεδιασμού)}$$

Όπου:

$$\text{για } \lambda_p \leq 1 \quad \rho=1$$

$$\text{για } \lambda_p > 1 \quad \rho=1/\lambda_p^{1,5}$$

$$\lambda_p=(f_y/\sqrt{3}\tau_{cr})^{0,5}=0,32 \text{ :ανηγμένη λυγηρότητα}$$

$\tau_{cr} = 132,65 \text{ KN/cm}^2$: κρίσιμη διατμητική τάση κύρτωσης για καθολικό λυγισμό

D_x, D_y : δυσκαμψίες κυματοειδούς ελάσματος

$\gamma_{M1} = 1,1$.

3.3.5 Συγκεντρωμένα φορτία

3.3.5.1 Δοκοί με τραπεζοειδή κορμό

Η οριακή δύναμη δίνεται από τη σχέση:

$$F_{Rd} = 40 * f_{y,w} * t_w^2 * M_{pl,f} / ((M_{pl,f} + 20 * f_{y,w} * t_w^3) * \gamma_{M1}) = 43,57 \text{ KN}$$

Όπου:

$M_{pl,f} = b_{f,ef} * t_f^2 * f_{y,f} / 4 = 55,81 \text{ KNm}$ που είναι η πλαστική ροπή του πέλματος υπό το συγκεντρωμένο φορτίο λαμβάνοντας υπόψη του ενεργού του πλάτους

$f_{y,w}$ και $f_{y,f}$: όρια διαρροής του κορμού και του πέλματος (αμφότερα ίσα με $23,5 \text{ KN/cm}^2$)

t_w, t_f : πάχη κορμού και πέλματος $\gamma_{M1} = 1,1$

Η σχέση ελέγχου είναι

$F_{Sd} < F_{Rd}$ όπου F_{Sd} η δρώσα συγκεντρωμένη δύναμη.

Η συγκεντρωμένη δύναμη με την οποία καταπονούν οι τεγίδες την κατασκευή είναι ίση με:

$$F_{Sd} = A_{τεγ} * \gamma * I_{τεγ} = 13,21 \text{ cm}^2 * 78,3 \text{ KN/m}^3 * 10^{-4} * 5 \text{ m} = 0,52 \text{ KN} < 43,57 \text{ KN} = F_{Rd}.$$

3.3.5.2 Δοκοί με κυματοειδή κορμό

Όπως έχει δειχθεί και παραπάνω, στην διαστασιολόγηση της δοκού, το οριακό φορτίο σχεδιασμού για συγκεντρωμένα φορτία δοκού με κυματοειδή κορμό είναι:

$$F_{Rd} = 10 * (W_{el,f} * t_w / I_x)^{0,4} * 2 * f * t_w * f_{y,w} / \gamma_{M1} = 448,01 \text{ KN} \text{ όπου:}$$

$W_{el,y} = b_f * t_f^2 / 6 = 1,5833 \text{ cm}^3$: πλαστική ροπή του πέλματος υπό το συγκεντρωμένο φορτίο.

$I_x / t_w = 0,522 * w * f^2 = 21,924$: λόγος ροπής αδράνειας του κύματος προς το πάχος του ελάσματος

f: το ύψος του ημικύματος

$f_{y,w}=23,5 \text{ KN/cm}^2$:όριο διαρροής του κορμού $\gamma_{M1}=1,1$.

Για ταυτόχρονη επίδραση ροπών και συγκεντρωμένων φορτίων μπορεί να χρησιμοποιηθεί η παρακάτω σχέση αλληλεπίδρασης του Ευρωκώδικα 8:

$$M_{Sd}/M_{Rd} + F_{Sd}/F_{Rd} < 1,5$$

Το υποστυλώμα δεν αναμένεται να παραλάβει κάποιο συγκεντρωμένο φορτίο, όπως η δοκός, πάνω στην οποία θα τοποθετηθούν τεγίδες.

3.3.6 Αντοχή έναντι αξονικών δυνάμεων και ροπών

Διατομές με κυματοειδείς ή τραπεζοειδείς κορμούς μπορούν να χρησιμοποιηθούν τόσο ως δοκοί όσο και ως υποστυλώματα. Έτσι καταπονούνται εν γένει από αξονικές δυνάμεις και τέμνουσες και ροπές περί τους 2 κύριους άξονες. Οι αξονικές και οι ροπές θεωρούνται ότι παραλαμβάνονται από τα πέλματα ενώ οι τέμνουσες δυνάμεις από τον κορμό. Για τον έλεγχο αντοχής και ευστάθειας έναντι αξονικών δυνάμεων και ροπών, η διατομή θεωρείται ότι αποτελείται από δύο πέλματα μόνο. Η θέση εφαρμογής της αξονικής δύναμης θεωρείται ότι βρίσκεται στο κέντρο βάρους της διατομής αυτής. Οι έλεγχοι ευστάθειας περιλαμβάνουν ελέγχους καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Κατά τον προσδιορισμό των σταθερών στρέψης και στρέβλωσης λαμβάνεται υπόψη και ο κορμός, για την πρώτη ως επίπεδο έλασμα, για τη δεύτερη ως νευρωμένο.

Υποτίθεται ότι οι λόγοι b/t των πελμάτων αντιστοιχούν τουλάχιστον στην κατηγορία διατομής, ώστε τα πέλματα να είναι πλήρως ενεργά. Κατά την κατάταξη μπορεί να θεωρηθεί ένας αυξημένος συντελεστής κύρτωσης, λόγω της μερικής πάκτωσης που προσφέρει ο νευρωμένος κορμός στο θλιβόμενο πέλμα. Έτσι, για σταθερή θλίψη του πέλματος λαμβάνεται για την τριέριστη πλάκα $k_{cr}=0,6$ αντί $k_{cr}=0,425$, πράγμα που έχει ως συνέπεια την αύξηση των οριακών λόγων b/t με το συντελεστή $(0,6/0,425)^{0,5}=1,188$. Οι μέγιστες τιμές του θλιβόμενου πέλματος για νευρωμένους κορμούς δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Κατηγορία 1	Κατηγορία 2	Κατηγορία 3
$bf/(2*tf) \leq 10,7*\epsilon$	$bf/(2*tf) \leq 11,9*\epsilon$	$bf/(2*tf) \leq 16,6*\epsilon$

Όπου $\epsilon = (235/f_y)^{0,5}$, f_y σε MPa.

Σε περίπτωση λεπτότοιχων πελμάτων, κατηγορία 4, εισάγεται το ενεργό πλάτος. Οι επόμενες σχέσεις για τη διατομή δύο πελμάτων δίνονται με την προϋπόθεση ότι το όριο διαρροής και των δύο πελμάτων f_{yf} είναι το ίδιο.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση είναι $b_f/(2*t_w) = 38/(2*1,5) = 12,66$, επομένως τα πέλματα είναι Κατηγορίας 2.

- Εμβαδά διατομής πελμάτων

$$A_{f0} = b_{f0} * t_{f0} = 57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{fu} = b_{fu} * t_{fu} = 57 \text{ cm}^2.$$

- Ολικό εμβαδόν διατομής:

$$A = A_{f0} + A_{fu} = 114 \text{ cm}^2.$$

- Απόσταση κέντρου βάρους πελμάτων

$$h_m = h + (t_{f0} + t_{fu})/2 = 68,5 \text{ cm}$$

- Θέση κέντρου βάρους (αποστάσεις από κάτω και άνω πέλμα)

$$z_{su} = A_{f0}/A * h_m = 34,25 \text{ cm}$$

$$z_{so} = A_{fu}/A * h_m = 34,25 \text{ cm}$$

- Ροπές αδράνειας

$$I_y = (A_{f0}^3 + A_{fu}^3) * h_m / A^2 = 133729,125 \text{ cm}^4.$$

$$I_z = I_{z,f0} + I_{z,fu} = (b_{f0}^3 * t_{f0} + b_{fu}^3 * t_{fu}) / 12 = 13718 \text{ cm}^4.$$

- Ελαστικές ροπές αντίστασης

$$W_{el,y,o} = (A_{f0}^3 + A_{fu}^3) * h_m / (A * A_{f0}) = 3904,5 \text{ cm}^3.$$

$$W_{el,y,u} = (A_{f0}^3 + A_{fu}^3) * h_m / (A * A_{fu}) = 3904,5 \text{ cm}^3.$$

$$W_{el,z,o} = (b_{f0}^3 * t_{f0} + b_{fu}^3 * t_{fu}) / (6 * b_{f0}) = 722 \text{ cm}^3.$$

$$W_{el,z,u}=(b_{fo}^3*t_{fo}+b_{fu}^3*t_{fu})/(6*b_{fu})= 722 \text{ cm}^3.$$

- Πλαστικές ροπές αντίστασης

$$W_{pl,y}=2*A_{fo} * A_{fu} * h_m/A =3904,5 \text{ cm}^3.$$

$$W_{pl,z}=(b_{fo}^2*t_{fo}+b_{fu}^2*t_{fu})/4= 1083 \text{ cm}^3.$$

- Σταθερά στρέψης

Η σταθερά στρέψης προσδιορίζεται θεωρώντας το έλασμα του κορμού ως επίπεδο.

$$I_t=(t_{fo}^3*b_{fo}+t_{fu}^3*b_{fu}+h*t_w^3)/3= 160,875 \text{ cm}^4.$$

- Σταθερά στρέβλωσης

Για τον προσδιορισμό της σταθεράς στρέβλωσης λαμβάνεται υπόψη η δέσμευση της ελεύθερης στρέβλωσης των πελμάτων λόγω της έκκεντρης θέσης των διαμήκων ελασμάτων του τραπεζοειδούς κορμού ως προς το κέντρο βάρους της διατομής. Έτσι, αυξάνει η τιμή της σταθεράς σε $I_{w,prof}$, συγκρινόμενη με την τιμή I_w της διατομής I , με επίπεδο έλασμα κορμού. Μια περαιτέρω αύξηση επέρχεται σε πιθανή επέκταση της δοκού πέραν των θέσεων της στήριξης. Ο τραπεζοειδής κορμός θεωρείται για το πέγμα ως συνεχές στρεβλωτικό ελατήριο, με σταθερά c_w που προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$c_w=(f^2*h_m^2)/(2*u*(a_1+a_3)) =411281,76$$

$$u=h/(2*G*a_1*t_w)+(h^2*(a_1+a_3)^3*(I_{y,fo}+I_{y,fu}))/600*a_1^2*E*I_{y,fo}*I_{y,fu})= 0,0294$$

$$I_{y,fo}=b_{fo} * t_{fo}^3/12=10,6875$$

$$I_{y,fu}=b_{fu} * t_{fu}^3/12=10,6875$$

$$I_w=I_{y,fo} * I_{z,fu} * h_m^2/I_z=16092071,38$$

$$I_{w,prof}=I_w+c_w*(I^2+4I*I_{ue})/(E*\pi^2)=16092517,86$$

Η ανωτέρω αύξηση είναι εν γένει αμελητέα.

- Επιρροή των εγκάρσιων ροπών κάμψης και στα πέγματα

Οι διαμήκεις διατμητικές δυνάμεις στον κορμό προσδιορίζονται ως εξής:

$$T=V*a/h$$

V: τέμνουσα δύναμη

a: πλάτος τραπεζίου

h: ύψος κορμού

Λόγω των διατμητικών δυνάμεων T_1 αναπτύσσονται εγκάρσιες ροπές M_{z1} . Είναι:

$$T_1 = V \cdot a_1 / h = 8,396 \text{ KN και}$$

$$M_{z1} = T_1 \cdot f = 16,791 \text{ KNcm}$$

Λόγω των διατμητικών δυνάμεων T_2 στα κεκλιμένα τμήματα του κορμού αναπτύσσονται εγκάρσια φορτία, τα οποία γράφονται:

$$T_2 = V \cdot a_2 / h = 12,665 \text{ KN}$$

$$F_y = T_2 \cdot \sin \phi = 8,995 \text{ KN}$$

Έτσι δημιουργούνται ροπές:

$$M_{z2} = F_y \cdot (a_1 + a_3) = V \cdot 2 \cdot f \cdot (a_1 + a_3) / h = 69,403 \text{ KNcm}$$

Αντίθετα προς τις ροπές M_{z2} δρουν ροπές M_{z3} λόγω έκκεντρης θέσης του κορμού στη θέση των συγκεντρωμένων φορτίων. Εξετάζοντας τις συνθήκες ισορροπίας στην εγκάρσια νεύρωση της στήριξης, δημιουργούνται τέμνουσες δυνάμεις στα πέλματα:

$$F_{yE} = V \cdot f / h = 4,478 \text{ KN}$$

οι οποίες δημιουργούν ροπές στη θέση x του φορέα:

$$M_{z3} = F_{yE} \cdot x = V \cdot f / h \cdot x = 150 \text{ KNcm, για } x = 33,5 \text{ cm.}$$

Οι ροπές M_{z2} και M_{z3} αλληλοαναιρούνται μερικώς. Από το άθροισμα των επιμέρους ροπών M_{zi} προκύπτει η συνισταμένη εγκάρσια ροπή, η οποία προσεγγιστικά είναι ίση με:

$$M_z = V \cdot (2 \cdot a_1 + a_3) \cdot f / h = 51,493 \text{ KNcm.}$$

Λόγω της εγκάρσιας αυτής ροπής αναπτύσσονται ορθές τάσεις στα πέλματα:

$$\sigma_x = M_z / W_{f,el,z} = 0,0713 \text{ KN/cm}^2.$$

Η ανηγμένη ροπή των πελμάτων είναι ίση με:

$$m = M_z / M_{pl,z} = \sigma_x \cdot W_{f,el,z} / (f_y \cdot W_{f,pl,z}) = 0,0020$$

και για την ορθογωνική διατομή: $m = \sigma_x / (1,5 \cdot f_y) = 0,0020$

Λόγω των ροπών αυτών μειώνεται η δυνατότητα παραλαβής αξονικών από τα πέλματα. Η μείωση προσδιορίζεται από τη σχέση αλληλεπίδρασης M-N της ορθογωνικής διατομής.

$m+n^2=1$ η οποία λαμβάνεται υπόψη μέσω εφαρμογής στο όριο διαρροής των πελμάτων ενός μειωτικού συντελεστή f_t :

$$f_t = \sigma_N / f_y = n = (1-m)^{0,5} = 0,9990$$

ή λαμβάνοντας υπόψη τη σχέση

$$f_t = (1-0,66 \cdot \sigma_x / f_y)^{0,5} = 0,9990$$

Η ελάχιστη τιμή του ανωτέρω συντελεστή για πλήρη εξάντληση της ελαστικής αντοχής των πελμάτων από τις εγκάρσιες ροπές είναι 0,66. Η επιρροή τους όμως είναι συνήθως αμελητέα. Στις επόμενες σχέσεις προσδιορισμού των αντοχών δεν λαμβάνεται υπόψη η ανωτέρω μείωση. Αυτό θα μπορούσε να συμβεί εισάγοντας, για τραπεζοειδείς κορμούς μόνο, τη μειωτική τιμή $f_t \cdot f_{yf}$.

- Οριακή αξονική σχεδιασμού

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yf} / \gamma_{M1} = 2552,95 \text{ KN}$$

- Οριακές ροπές σχεδιασμού

Οι οριακές ροπές ως προς τους άξονες y και z προσδιορίζονται, ανάλογα με την κατηγορία, από τα ελαστικά ή πλαστικά μεγέθη αντοχής.

Για πέλματα κατηγορία 1 ή 2 (όπως στην περίπτωση μας):

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yf} / \gamma_{M1} = 834,14 \text{ KNm.}$$

$$M_{pl,z,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yf} / \gamma_{M1} = 231,37 \text{ KNm.}$$

όπου $\gamma_{M1} = 1,1$.

- Γραμμική σχέση αλληλεπίδρασης ροπών και αξονικών

$$N_{sd} / N_{Rd} + M_{y,sd} / M_{y,Rd} + M_{z,sd} / M_{z,Rd} = 46,07 / 2552,95 + 164,17 / 834,14 + 0 / 231,27 = 0,215 < 1.$$

Επομένως το υποστυλώμά μας επαρκεί σε συνδυασμό ροπής και αξονικής δύναμης.

3.3.7 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υποστυλώματος

Για δοκό σταθερής διατομής, συμμετρική ως προς τον ασθενή άξονα αδράνειας και υποκείμενη σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδράνειας y , η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού δίνεται από τον τύπο:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

Όπου

L : το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

I_t : σταθερά στρέψης

I_w : σταθερά στρέβλωσης

I_z : ροπή αδράνειας περί ασθενή άξονα

E : μέτρο ελαστικότητας

G : μέτρο διάτμησης

C_1, C_2, C_3 : συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

k, k_w : συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευόμενου τμήματος

Οι συντελεστές k και k_w :

για πλήρη πάκτωση λαμβάνουν τιμή 0,5

για απλές στηρίξεις λαμβάνουν την τιμή 1,0

για περιπτώσεις που έχουμε το ένα άκρο απλά στηριζόμενο και το άλλο πακτωμένο λαμβάνει τιμή 0,7

Ο συντελεστής k αφορά τη στροφή του άκρου στο εγκάρσιο προς τη φόρτιση επίπεδο και είναι του συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού θλιβόμενου στοιχείου. Στην περίπτωση μας λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα (1,0)

Ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου και λαμβάνεται ίσος προς 1,0 εκτός κι αν έχουν λάβει ειδικά μέτρα πάκτωσης έναντι στρέβλωσης. Στην περίπτωση μας λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα (1,0).

$z_g = z_a - z_s = 34.25$ cm: απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου

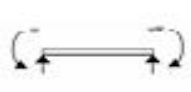
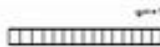





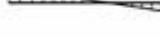


$z_a = 34,25$ cm: τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα γ

$z_s = 0$ cm: τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα γ

Οι τεταγμένες μετρώνται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένες με θετική φορά προς το θλιβόμενο πελμα της διατομής

$z_j = 0$, για διατομές διπλής συμμετρίας όπως η συγκεκριμένη.

Στην παρούσα περίπτωση λαμβάνουμε συντελεστή $k = 0,7$, καθώς θεωρούμε ότι το ένα άκρο του υποστυλώματος είναι πλήρως πακτωμένο ,ενώ το άλλο είναι απλή στήριξη. Οι τιμές των συντελεστών C_1, C_2, C_3 λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα:

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα κομψοτεκτών ροπών	Τιμές του συντελεστή k	Συντελεστές		
			C ₁	C ₂	C ₃
		1.0	1.000	-	1.000
		0.7	1.000	-	1.113
		0.5	1.000	-	1.114
		1.0	1.141	-	0.998
		0.7	1.270	-	1.565
		0.5	1.305	-	2.283
		1.0	1.323	-	0.992
		0.7	1.473	-	1.556
		0.5	1.514	-	2.271
		1.0	1.563	-	0.977
		0.7	1.739	-	1.531
		0.5	1.788	-	2.235
		1.0	1.879	-	0.939
		0.7	2.092	-	1.473
		0.5	2.150	-	2.150
		1.0	2.281	-	0.855
		0.7	2.538	-	1.340
		0.5	2.609	-	1.975
		1.0	2.704	-	0.676
		0.7	3.009	-	1.059
		0.5	3.093	-	1.546
		1.0	2.927	-	0.366
		0.7	3.258	-	0.575
		0.5	3.348	-	0.837
	1.0	2.752	-	0.000	
	0.7	3.063	-	0.000	
	0.5	3.149	-	0.000	

Επομένως έχουμε C₁=3,009 , C₂=0 και C₃=1,059.

Με βάση τα παραπάνω η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίστηκε στο φύλλο του Excel και βρέθηκε ίσο με:

$$M_{cr}=1146371,65 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

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

Όπου για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 είναι:

$$W_y=W_{pl,y}=3904,5 \text{ cm}^3.$$

Υπολογίζουμε την ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda_{LT} = (W_{pl,y} * f_y / M_{cr})^{0,5} = 0,283.$$

Ο μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό υπολογίζεται ως εξής:

$$\chi_{LT} = 1 / (\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2))^{0,5} = 0,936 < 1,00 \text{ αφού πρώτα έχει υπολογιστεί ο συντελεστής}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * (1 + \alpha_{LT} * (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) = 0,572$$

Η συνιστώμενη τιμή του συντελεστή ατελειών α_{LT} προσδιορίζεται με βάση τον παρακάτω πίνακα:

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Ενώ η επιλογή της καμπύλης λυγισμού προσδιορίζεται με βάση τις απαιτήσεις του παρακάτω πίνακα:

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

Στην προκειμένη περίπτωση (συγκολλητή διατομή με $h/b > 2$) η καμπύλη λυγισμού που επιλέγουμε είναι η d, ενώ ο αντίστοιχος συντελεστής ατελειών α_{LT} θα είναι 0,76.

Τελικά η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_{pl,y} * f_y / \gamma_{MO} = 859,04 \text{ KNm} > M_{pl,y,Sd} = 164,17 \text{ KNm} .$$

Επομένως, η διατομή του υποστυλώματος επαρκεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

3.4 Ικανοτικοί έλεγχοι

3.4.1 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα (αλλά και παλαιότερα τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό) τα υποστυλώματα σχεδιάζονται βάσει των ικανοτικών ροπών. Οι ροπές αυτές υπολογίζονται από τη σχέση:

$$M_{CD,c} = a_{CD} * M_{Ed} = \gamma_{Rd} * (\Sigma M_{Rd} / \Sigma M_{Eb}) * M_{Ec}$$

όπου:

$\gamma_{Rd}=1,3$: συντελεστής μετατροπής της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην μέγιστη πιθανή τιμή τους

ΣM_{Rd} : το άθροισμα των τελικών ροπών αντοχής των δοκών του κόμβου του πλαισίου με τη φορά που ενεργοποιούνται από τη σεισμική δράση που προκαλεί τη ροπή M_{Ec}

ΣM_{Eb} : το άθροισμα των ροπών των ίδιων δοκών, όπως προκύπτουν από την σεισμική ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί την M_{Ec}

Απαιτείται στο κόμβο η ροπή αντοχής του υποστυλώματος είναι κατά 1,3 μεγαλύτερη από την ροπή αντοχής της δοκού. Έχουμε λοιπόν:

$M_{pl,Rd,y,υποστ} = 834,14 \text{ KNm} > 833,18 \text{ KNm} = M_{pl,Rd,y,δοκ}$. Επομένως ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου ικανοποιείται.

3.4.2 Ικανοτικός έλεγχος τέμνουσας για τη δοκό

Οι τέμνουσες σχεδιασμού των άκρων μιας δοκού υπολογίζονται από την ακόλουθη σχέση:

$$V_{Cd,b,δοκ} = V_{O,b,δοκ} + \gamma_{RD} * (M_{Rd,b1,δοκ} + M_{Rd,b2,δοκ}) / L_{δοκ}$$

όπου:

$V_{O,b,δοκ}$: η ισοστατική τέμνουσα λόγω των μόνιμων και κινητών φορτίων της δοκού

$M_{Rd,b1}, M_{Rd,b2}$: οι ροπές αντοχής των άκρων της δοκού που ενεργοποιούνται από τη σεισμική δράση

$L_{δοκ}$: το μήκος της δοκού

γ_{Rd} : συντελεστής ασφαλείας (=1,2) που λαμβάνει υπόψη τις αβεβαιότητες του υπολογισμού των δράσεων.

Τελικά έχουμε:

$V_{Cd,b,δοκ} = 46,07 \text{ KN} + 1,2 \cdot (75,38 \text{ KNm} + 87,53 \text{ KNm}) / 25\text{m} = 53,89 \text{ KN} < 228,06 \text{ KN}$, που είναι η μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα ενός τραπεζοειδούς κορμού, όπως αυτή έχει υπολογιστεί στο κεφάλαιο 3.2.4.1 . Για τον αντίστοιχο κυματοειδή κορμό η αντοχή σε τέμνουσα είναι ακόμα μεγαλύτερη (=376,20 KN).

3.4.3 Ικανοτικός έλεγχος τέμνουσας για το υποστυλώμα

Η τέμνουσα σχεδιασμού των άκρων του υποστυλώματος υπολογίζεται από την ίδια σχέση:

$$V_{Cd,b,υποσ} = V_{O,b} + \gamma_{RD} \cdot (M_{Rd,b1,υπ} + M_{Rd,b2,υπ}) / L_{υπ}$$

όπου:

$V_{O,b,υπ}$: η ισοστατική τέμνουσα λόγω των μόνιμων και κινητών φορτίων

$M_{Rd,b1,υπ}$, $M_{Rd,b2,υπ}$: οι ροπές αντοχής των άκρων του υποστυλώματος που ενεργοποιούνται από τη σεισμική δράση

$L_{υπ}$: το μήκος του υποστυλώματος

γ_{Rd} : συντελεστής ασφαλείας (=1,2) που λαμβάνει υπόψη τις αβεβαιότητες του υπολογισμού των δράσεων.

Τελικά έχουμε:

$V_{Cd,b,υποσ} = 35,25 \text{ KN} + 1,2 \cdot (87,53 \text{ KNm} + 34,19 \text{ KNm}) / 6\text{m} = 59,60 \text{ KN} < 250,49 \text{ KN}$, που είναι η μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα ενός τραπεζοειδούς κορμού , όπως έχει υπολογιστεί στο κεφάλαιο 3.3.4.1. Για τον αντίστοιχο κυματοειδή κορμό η αντοχή σε τέμνουσα είναι ακόμα μεγαλύτερη (=413,20 KN).

Κεφάλαιο 4. Σύνδεση δοκού υποστυλώματος με κοχλίωση

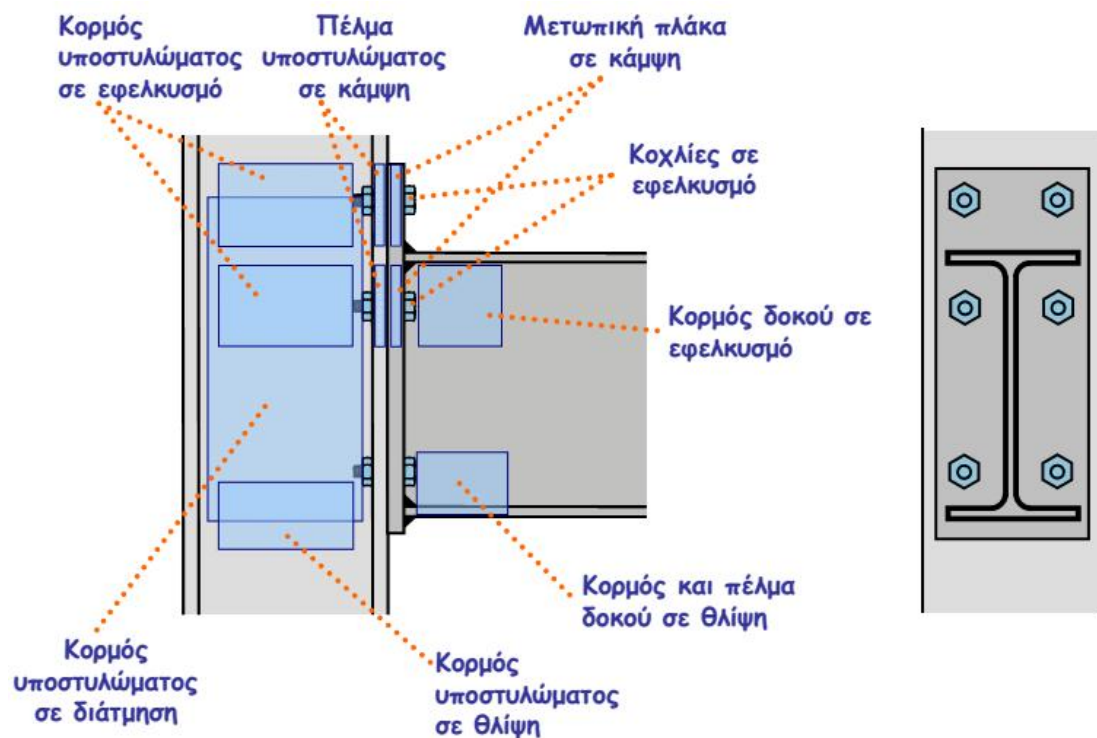
4.1 Απαιτούμενοι έλεγχοι

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν στον κόμβο δοκού-υποστυλώματος είναι οι εξής:

- Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση
- Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη
- Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

Άνω σειρά κοχλιών:

- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό



Σχήμα 4.1: Απαιτούμενοι έλεγχοι σε κοχλίωση κόμβου με μετωπική πλάκα.

Όπως φαίνεται στο ανωτέρω σχήμα, θα χρησιμοποιηθούν τρεις σειρές κοχλιών, από δύο κοχλίες η κάθε μία. Οι κοχλίες θα είναι M24, δηλαδή η διάμετρος του σπειρώματος θα είναι 24 χιλιοστά, ενώ το εμβαδόν του σπειρώματος θα είναι $A_s=3,93 \text{ cm}^2$. Κρίνουμε απαραίτητο οι κοχλίες να είναι υψηλής αντοχής και συγκεκριμένα ποιότητας 10.9, η οποία εξασφαλίζει υψηλή τιμή του ορίου διαρροής ($f_{yb}=90 \text{ MPa}$) και της εφελκυστικής αντοχής ($f_{ub}=100 \text{ MPa}$).

4.2 Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση

Η λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος δεν ικανοποιεί τον περιορισμό:

$$d/t_w < 69 \cdot \varepsilon, \text{ αφού } d/t_w = 64/0,5 = 128 < 69 \cdot \varepsilon = 69, \text{ αφού } \varepsilon = (23,5/f_y)0,5 = 1.$$

Στην περίπτωση αυτή πρέπει να γίνει έλεγχος σε κύρτωση (διατμητικό λυγισμό) της ορθογώνου πλάκας, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα. Ο έλεγχος αυτός έχει προβλεφθεί για τις δοκούς με αυλακωτούς κορμούς, αφού πάντα $d/t_w > 69 \cdot \varepsilon$ και έχει γίνει σε προηγούμενο κεφάλαιο (συγκεκριμένα στο 3.3.3).

Συμφώνα με τα παραπάνω λοιπόν, σε έναν μονόπλευρο κόμβο η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος δίνεται ως εξής:

$$V_{wp,Rd} = 0,9 \cdot A_{vc} \cdot f_{y,wc} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 1004,35 \text{ KN},$$

όπου:

$A_{vc} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 82,25 \text{ cm}^2$, που είναι η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος,

$f_{y,wc} = 23,5 \text{ KN/cm}^2$, που είναι το όριο διαρροής του υποστυλώματος,

$\gamma_{M0} = 1,00$.

4.3 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσια θλίψη του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$F_{c,wc,Rd} = \omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} / \gamma_{M0} \text{ ΚΑΙ}$$

$$F_{c,wc,Rd} = \omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} / \gamma_{M1}$$

- Υπολογισμός $b_{eff,c,wc}$

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_p + 5 \cdot (t_{fc} + s_p) + s_p = 1,5 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 0,3 + 5 \cdot (1,5 + 0) + 2 \cdot 3 = 15,85 \text{ cm},$$

όπου:

t_{fb} : το πάχος πέλματος της δοκού (=1,5cm),

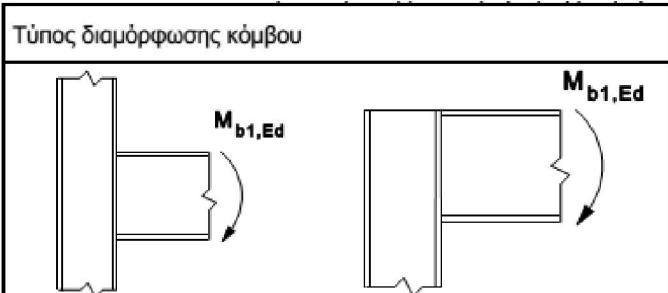
a_p : το πάχος της συγκόλλησης (=0,3cm),

t_{fc} : το πάχος του πέλματος του υποστυλώματος (=1,5 cm),

s_p : το μήκος που προκύπτει από προβολή 45° μέσω της μετωπικής πλάκας (τουλάχιστον t_p μέχρι $2 \cdot t_p$, με την προϋπόθεση ότι το τμήμα της μετωπικής πλάκας πλησίον του πέλματος είναι επαρκές), $s_p = r_c = 0$, αφού πρόκειται για συγκολλητή διατομή.

- Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή ω

Ισχύει $\beta = 1$, όπως προκύπτει και από τον παρακάτω πίνακα:

Τύπος διαμόρφωσης κόμβου	Δράση	Τιμή του β
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$

Πίνακας 4.1. Υπολογισμός παραμέτρου μετασχηματισμού β

Ο υπολογισμός του μειωτικού συντελεστή ω γίνεται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα:

Παράμετρος μετασχηματισμού β	Μειωτικός συντελεστής ω
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$
A_{vc} : η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος, β : η παράμετρος μετασχηματισμού	

Πίνακας 4.2 Μειωτικός συντελεστής ω για την αλληλεπίδραση με τη διάτμηση

Επομένως :

$$\omega = \omega_1 = 1 / (1 + 1,3 * (b_{\text{eff},c,wc} * t_{wc} / A_{vc})^2)^{0,5} = 0,994.$$

- Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή k_{wc}

Γενικά ο μειωτικός συντελεστής k_{wc} είναι ίσος με 1,0

- Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή ρ

Η λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος υπολογίζεται ως εξής :

$$\lambda_p = 0,932 * (b_{\text{eff},c,wc} * d_{wc} * f_{y,wc} / (E * t_{wc}^2))^{0,5} = 1,986 > 0,72 ,$$

όπου:

$d_{wc} = 64$ cm: το ευθύγραμμο τμήμα του κορμού της διατομής του υποστυλώματος.

Για $\lambda_p > 0,72$, ο μειωτικός συντελεστής ρ υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\rho = (\lambda_p - 0,2) / \lambda_p^2 = 0,453.$$

- Υπολογισμός αντοχής κορμού υποστυλώματος σε θλίψη

$$F_{c,wc,Rd} = \omega * k_{wc} * b_{\text{eff},c,wc} * t_{wc} * f_{y,wc} / \gamma_{M0} = 555,32 \text{ KN και}$$

$$F_{c,wc,Rd} \leq \omega * k_{wc} * \rho * b_{\text{eff},c,wc} * t_{wc} * f_{y,wc} / \gamma_{M1} = 251,47 \text{ KN}$$

Επομένως:

$$F_{c,wc,Rd} = 251,47 \text{ KN.}$$

4.4 Πέλημα και κορμός δοκού σε θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής της δοκού για διατομές κατηγορίας 1 είναι:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,b} = W_{pl,y} * f_y / \gamma_{M0} = 3000 \text{ cm}^3 * 23,5 \text{ KN/cm}^2 / 1,00 = 70500 \text{ KNcm.}$$

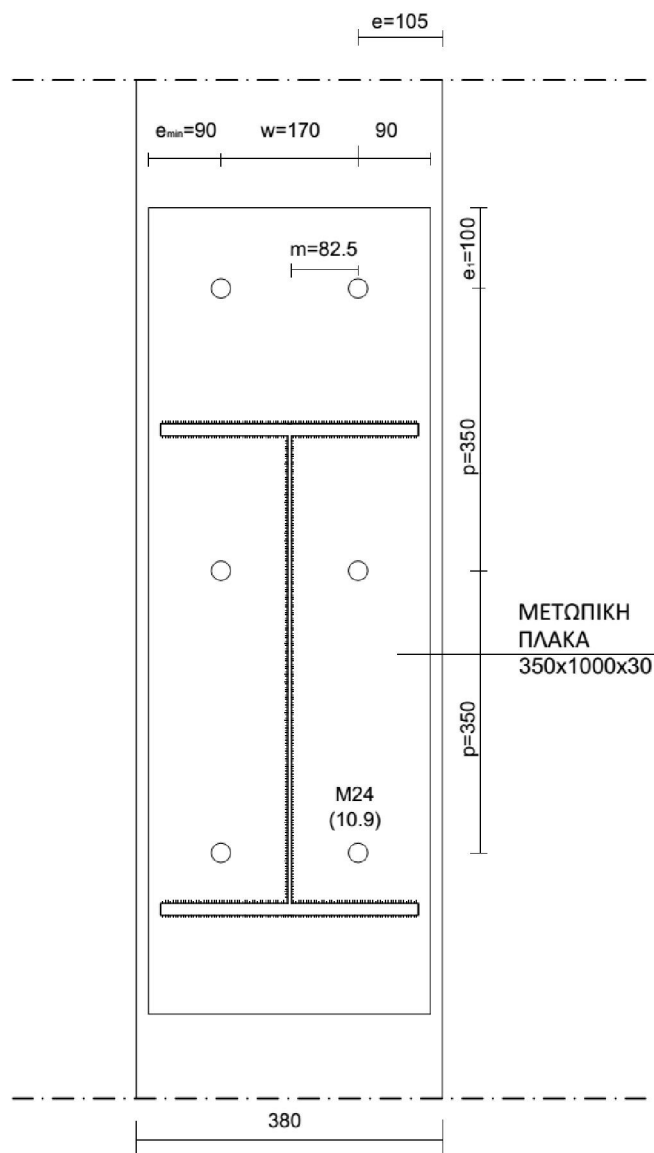
Επομένως:

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) = 1184,87 \text{ KN.}$$

4.5 Πέλημα υποστυλώματος σε κάμψη

4.5.1 Έλεγχος βραχέως T πέλματος υποστυλώματος

Αρχικά παρατίθεται η τομή της σύνδεσης στον κόμβο της δοκού με το υποστύλωμα, όπου φαίνονται όλα τα χρήσιμα μήκη που απαιτούνται για την επίλυση του βραχέως T του υποστυλώματος:



Σχήμα 4.2: Αποστάσεις για το υποστύλωμα.

Από το σχήμα της σύνδεσης έχουμε:

$e_1=100$ mm (η κατακόρυφη απόσταση από το άνω άκρο του πέλματος),

$e_{\min} = 9 \text{ mm}$ (η οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο της πλάκας),

$e = (b_c - w) / 2 = (38 - 17) / 2 = 105 \text{ mm}$ (η οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο του πέλματος του υποστυλώματος),

$m = (w - t_{wc}) / 2 - 0,8r_c = (17 - 0,5) / 2 - 0,8 \cdot 0 = 82,5 \text{ mm}$,

$n = \min(e_{\min}; 1,25 \cdot m) = 90 \text{ mm}$.

4.5.2 Άνω πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά)

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται τα ενεργά μήκη μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος:

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $l_{\text{eff,cp}}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{\text{eff,nc}}$	Κυκλικές μορφές $l_{\text{eff,cp}}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{\text{eff,nc}}$
Εσωτερική σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Ακραία σειρά κοχλιών	Το μικρότερο από: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	Το μικρότερο από: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	Το μικρότερο από: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	Το μικρότερο από: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Μηχανισμός 1:	$l_{\text{eff,1}} = l_{\text{eff,nc}}$ αλλά $l_{\text{eff,1}} \leq l_{\text{eff,cp}}$		$\Sigma l_{\text{eff,1}} = \Sigma l_{\text{eff,nc}}$ αλλά $\Sigma l_{\text{eff,1}} \leq \Sigma l_{\text{eff,cp}}$	
Μηχανισμός 2:	$l_{\text{eff,2}} = l_{\text{eff,nc}}$		$\Sigma l_{\text{eff,2}} = \Sigma l_{\text{eff,nc}}$	

Πίνακας 4.3: Ενεργά μήκη μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος.

- Κυκλικές μορφές

$$l_{\text{eff,cp}} = \min(2\pi m; \pi m + e_1) = 31,958 \text{ cm}$$

- Μη κυκλικές μορφές

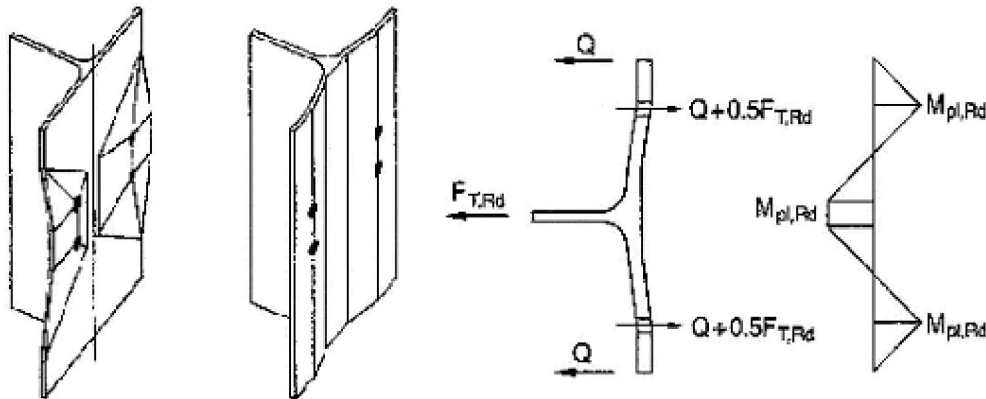
$$l_{\text{eff,nc}} = \min(4m + 1,25e; 2m + 0,625e + e_1) = 33,0625 \text{ cm}.$$

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι αντοχές σχεδιασμού ενός πέλματος βραχέως Ταυ:

Μηχανισμός 1 (Πλήρης διαρροή του πέλματος)	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$
Μηχανισμός 2 (Αστοχία κοχλίας με διαρροή του πέλματος)	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n\Sigma F_{t,Rd}}{m+n}$
Μηχανισμός 3 (Αστοχία κοχλίας)	$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd}$

Πίνακας 4.4: Αντοχή σχεδιασμού ενός πέλματος βραχέως Ταυ.

1. Μηχανισμός 1



Σχήμα 4.3: Μηχανισμός 1(πλήρης διαρροή πέλματος)

$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 33,0625 \text{ cm}$, αλλά θα πρέπει $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 31,958 \text{ cm}$, άρα $l_{eff,1} = 31,958 \text{ cm}$.

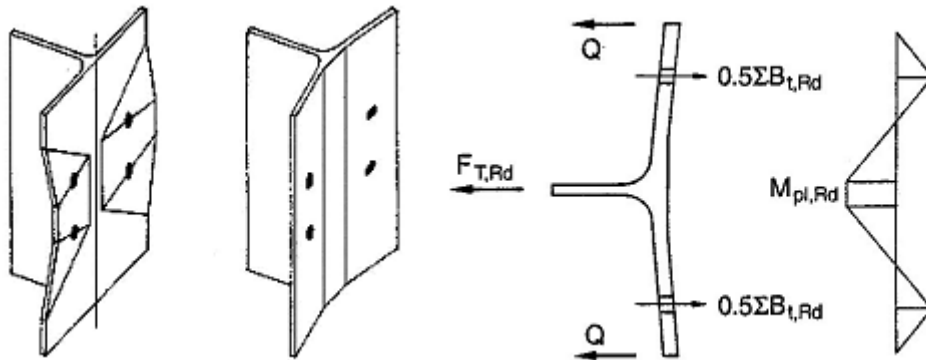
Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * (\Sigma l_{eff,1} * t_f^2 * f_y) / \gamma_{M0} = 0,25 * 31,958 \text{ cm} * 1,5^2 \text{ cm}^2 * 23,5 \text{ KN/cm}^2 / 1,00 = 437,045 \text{ KNcm}.$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1(πλήρης διαρροή πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = 4 * M_{pl,1,Rd} / m = 4 * 437,045 \text{ KNcm} / 8,25 \text{ cm} = 211,90 \text{ KN}.$$

2. Μηχανισμός 2



Σχήμα 4.4: Αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 31,958 \text{ cm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * (\Sigma l_{eff,2} * t_f^2 * f_y) / \gamma_{M0} = 0,25 * 31,958 \text{ cm} * 1,5^2 \text{ cm}^2 * 23,5 \text{ kN/cm}^2 = 437,045 \text{ kNcm.}$$

Η αντοχή του ενός κοχλία σε εφελκυσμό δίνεται ως εξής:

$$F_{t,Rd} = k_2 * A_s * f_{ub} / \gamma_{M2} = 0,9 * 3,93 \text{ cm}^2 * 100 (\text{kN/cm}^2) / 1,25 = 317,7 \text{ KN}$$

όπου:

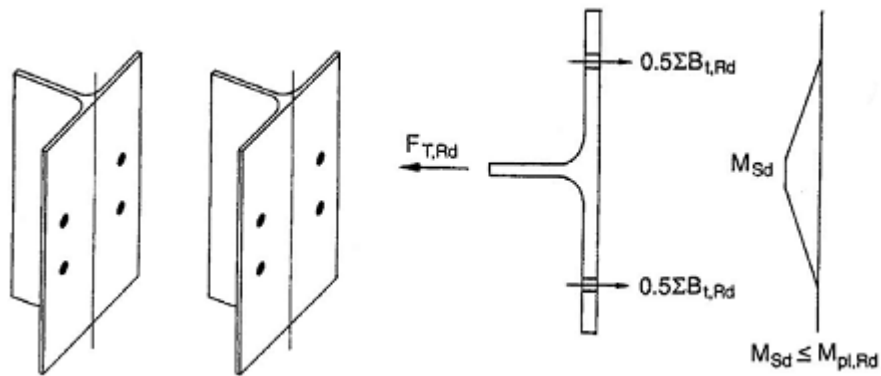
$$k_2 = 0,9 \text{ και}$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ για M24 (η ενεργός διατομή του κοχλία).}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd} = (2 * M_{pl,2,Rd} + n * \Sigma F_{t,Rd}) / (m + n) = (2 * 437,045 + 9 * 2 * 317,7) / (9 + 8,25) = 382,185 \text{ KN.}$$

3. Μηχανισμός 3



Σχήμα 4.5: Μηχανισμός 3(αστοχία κοχλίας)

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3(αστοχία κοχλίας) είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2 * 317,7 \text{ KN} = 635,4 \text{ KN.}$$

Η αντοχή του βραχέως Ταυ του υποστυλώματος της πρώτης σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = \min(211,90; 382,18; 635,4) = 211,90 \text{ KN.}$$

4.5.3 Δεύτερη σειρά κοχλιών (εσωτερική σειρά)

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

- Κυκλικές μορφές

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2 * \pi * 8,25 \text{ cm} = 51,84 \text{ cm}$$

- Μη κυκλικές μορφές

$$l_{eff,nc} = 4m + 1,25e = 4 * 8,25 + 1,25 * 10,5 = 48,75 \text{ cm}$$

1. Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 48,75 \text{ cm} \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 51,84, \text{ άρα } l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 48,75 \text{ cm.}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * (\Sigma l_{eff,1} * t_f^2 * f_y) / \gamma_{M0} = 0,25 * 48,75 \text{ cm} * 1,5^2 \text{ cm}^2 * 23,5 \text{ (KN/cm}^2) / 1,00 = 644,41 \text{ KNcm.}$$

Η αντοχή για τη μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1(πλήρης διαρροή πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd}=4 \cdot M_{pl,1,Rd} / m = 4 \cdot 644,41 \text{ KNcm} / 8,25 \text{ cm} = 312,44 \text{ KN}.$$

2. Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 48,75 \text{ cm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot (\Sigma l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y) / \gamma_{M0} = 0,25 \cdot 48,75 \text{ cm} \cdot 1,5^2 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ (KN/cm}^2) / 1,00 = 644,41 \text{ KNcm}.$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd} = (2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \Sigma F_{t,Rd}) / (m+n) = (2 \cdot 644,41 \text{ KNcm} + 9 \cdot 2 \cdot 317,7) / (9+8,25) = 406,23 \text{ KN}.$$

3. Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (αστοχία κοχλία) είναι:

$$F_{T,3,Rd} = 635,4 \text{ KN}.$$

Η αντοχή του βραχέως Ταυ του υποστυλώματος της δεύτερης σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = \min(312,44; 406,23; 635,4) = 312,44 \text{ KN}.$$

4.5.4 Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών

$p = 35 \text{ cm}$ (το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για την πρώτη σειρά κοχλιών)

$p = 35/2 + 35/2 = 35 \text{ cm}$ (το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για τη δεύτερη σειρά κοχλιών)

Ενεργό μήκος (ομάδα κοχλιών):

- Ακραία σειρά

Κυκλικές μορφές:

$$l_{eff,cp} = \min(\pi m + p; 2e_1 + p) = 55 \text{ cm}$$

Μη κυκλικές μορφές:

$$l_{eff,nc} = \min(2m + 0,625e + 0,5p; e_1 + 0,5p)$$

- Εσωτερική σειρά

Κυκλικές μορφές : $l_{eff,cp} = 2p = 70 \text{ cm}.$

Μη κυκλικές μορφές: $l_{eff,nc}=p=35\text{ cm}$.

1. Μηχανισμός 1

$$\Sigma l_{eff,1}=\Sigma l_{eff,nc}=27,5+35=62,5\text{ cm}<\Sigma l_{eff,cp}=55+70=125\text{ cm}.$$

Άρα $\Sigma l_{eff,1}=62,5\text{ cm}$.

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd}=0,25*(\Sigma l_{eff,1}*t_f^2*f_y)/\gamma_{M0}=0,25*62,5\text{cm}*1,5^2\text{cm}^2*23,5(\text{KN}/\text{cm}^2)/1,00=826,17\text{ KNcm}.$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd}=4*M_{pl,1,Rd}/m=4*826,17\text{KNcm}/8,25\text{cm}=400,57\text{ KN}$$

2. Μηχανισμός 2

$$\Sigma l_{eff,2}=\Sigma l_{eff,nc}=62,5\text{ cm}.$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd}=0,25*(\Sigma l_{eff,2}*t_f^2*f_y)/\gamma_{M0}=826,17\text{ KNcm}.$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd}=(2*M_{pl,2,Rd}+n*\Sigma F_{t,Rd})/(m+n)=758,81\text{ KN}.$$

3. Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (αστοχία κοχλία) είναι:

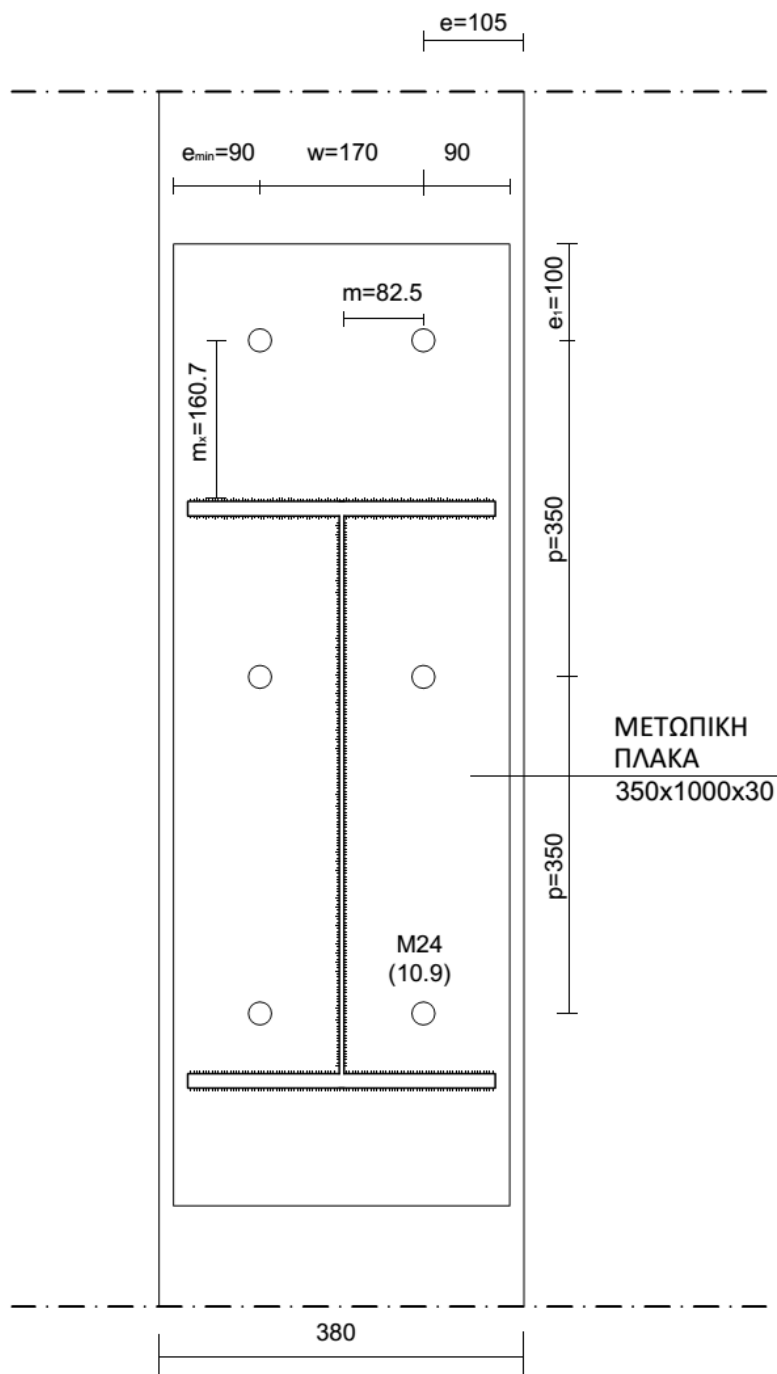
$$F_{T,3,Rd}=\Sigma F_{t,Rd}=4*317,7\text{KN}=1270,8\text{ KN}$$

Επομένως, η αντοχή του βραχέως Ταυ του υποστυλώματος της ομάδας σειράς κοχλιών είναι:

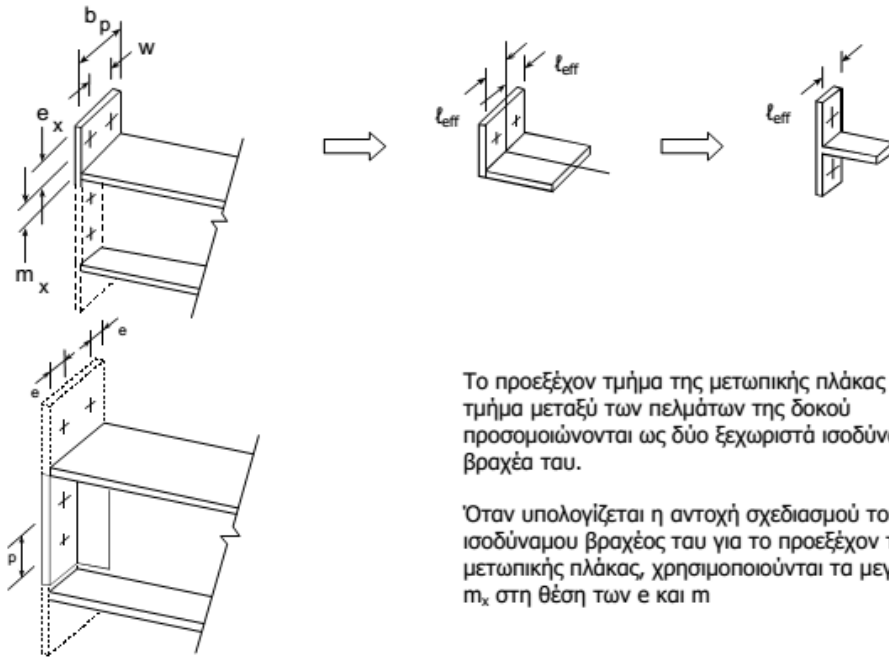
$$F_{T,Rd}=\min(F_{T,1,Rd};F_{T,2,Rd};F_{T,3,Rd})=\min(400,57;758,81;1270,8)=400,57\text{ KN}.$$

4.6 Μετωπική πλάκα σε κάμψη

Αρχικά παρατίθεται και εδώ η τομή της δοκού στη θέση της σύνδεσης της με το υποσύλωμα καθώς και οι απαιτούμενες αποστάσεις για την επίλυση της μετωπικής πλάκας:



Σχήμα 4.6: Αποστάσεις για την μετωπική πλάκα.



Το προεξέχον τμήμα της μετωπικής πλάκας και το τμήμα μεταξύ των πελμάτων της δοκού προσομοιώνονται ως δύο ξεχωριστά ισοδύναμα βραχέα ταυ.

Όταν υπολογίζεται η αντοχή σχεδιασμού του ισοδύναμου βραχέος ταυ για το προεξέχον τμήμα της μετωπικής πλάκας, χρησιμοποιούνται τα μεγέθη e_x και m_x στη θέση των e και m

$e_x=10$ cm (η κατακόρυφη απόσταση του κοχλίου από το άνω άκρο της πλάκας), $p=350$ mm (η κατακόρυφη απόσταση των κοχλιών),

$e=90$ mm (η οριζόντια απόσταση του κοχλίου από το άκρο της πλάκας),

$w=170$ mm (η οριζόντια απόσταση των κοχλιών),

$b_p=350$ mm (το πλάτος της μετωπικής πλάκας),

$m_x=(350\text{mm}-15\text{mm})/2 -0,8*6\text{mm}\sqrt{2}=16,07$ mm (η κατακόρυφη απόσταση κοχλίου-άνω πέλματος δοκού),

$n=\min(e_x;1,25m)=100$ mm.

4.6.1 Άνω πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά)

Τα ενεργά μήκη της μετωπικής πλάκας φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$
Σειρά κοχλιών εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού	Το μικρότερο από: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	Το μικρότερο από: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	—	—
Πρώτη σειρά κοχλιών κάτω από το εφελκυσμένο πέλμα της δοκού	$2\pi m$	am	$\pi m + p$	$0,5p + am - (2m + 0,625e)$
Άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Άλλη ακραία σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Μηχανισμός 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ αλλά $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	

Πίνακας 4.5: Ενεργά μήκη μετωπικής πλάκας

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού):

- Κυκλικές μορφές

$$l_{eff,cp} = \min(2\pi m_x; \pi m_x + w; \pi m_x + 2e) = 67,49 \text{ cm}$$

- Μη κυκλικές μορφές

$$l_{eff,nc} = \min(4m_x + 1,25e_x; e + 2m_x + 0,625e_x; 0,5b_p; 0,5w + 2m_x + 0,625e_x) = 17,5 \text{ cm.}$$

1. Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 17,5 \text{ cm, αλλά και } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 67,49 \text{ cm, άρα } l_{eff,1} = 17,5 \text{ cm.}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * (\Sigma l_{eff,1} * t_f^2 * f_y) / \gamma_{M0} = 0,25 * 17,5 \text{ cm} * 2,5^2 * 23,5 \text{ (KN/cm}^2) / 1,00 = 925,31 \text{ KNcm.}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = 4 * M_{pl,1,Rd} / m = 4 * 925,31 \text{ KNcm} / 16,07 \text{ cm} = 230,30 \text{ KN.}$$

2. Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 17,5 \text{ cm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd}=0,25*(\Sigma_{ieff,2} * t_f^2 * f_y)/\gamma_{M0}=925,31 \text{ KNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd}=(2 * M_{pl,2,Rd} + n * \Sigma F_{t,Rd}) / (m + n) = (2 * 925,31 + 10 * 2 * 317,7) / (16,07 + 10) = 290,33 \text{ KN.}$$

3. Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (αστοχία κοχλία) είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 635,4 \text{ KN.}$$

Η αντοχή του βραχέως T της μετωπικής πλάκας της πρώτης σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = \min(230,30; 290,33; 635,4) = 230,30 \text{ KN.}$$

4.6.2 Δεύτερη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκυσμένο πέλημα)

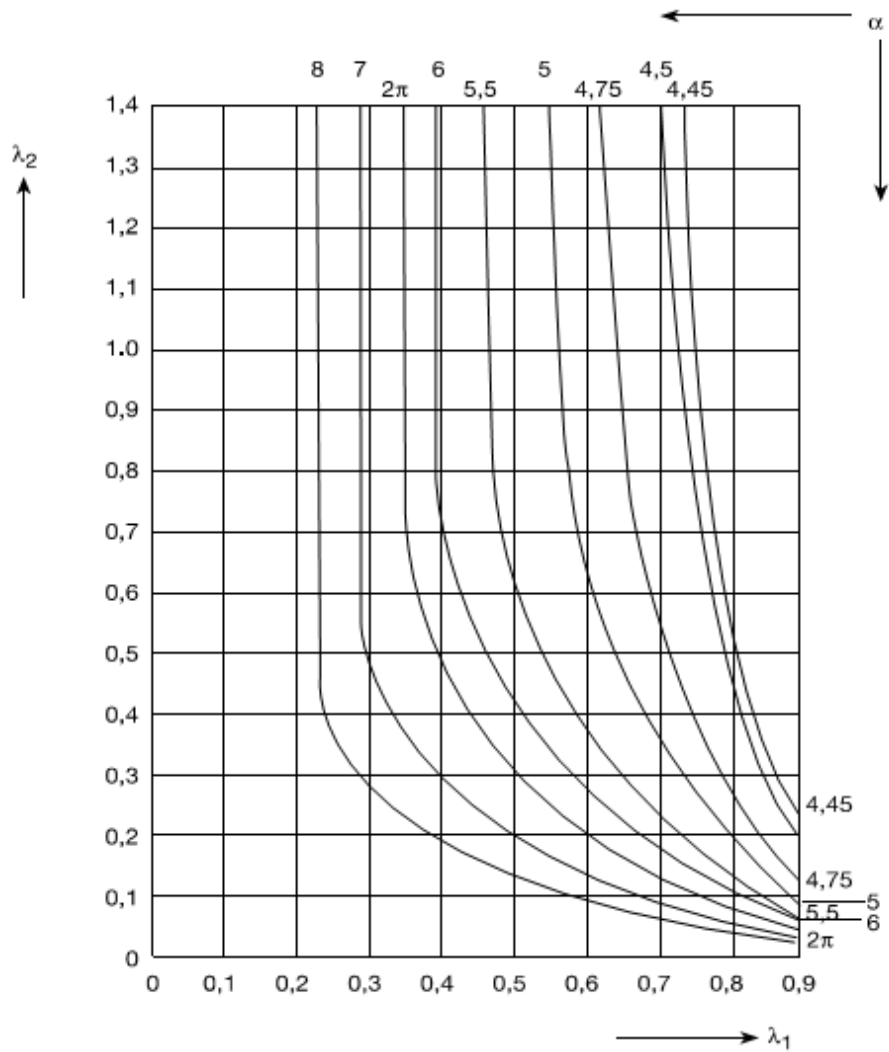
$$m = (w - t_{wb}) / 2 - 0,8 * a_{wb} * \sqrt{2} = 7,91 \text{ cm,}$$

$$m_2 = \rho_1 - m_x - 0,8 * 6 \text{ mm} * \sqrt{2} - t_{fb} = 16,07 \text{ cm,}$$

$$\lambda_1 = m / (m + e) = 7,91 / (7,91 + 9) = 0,468,$$

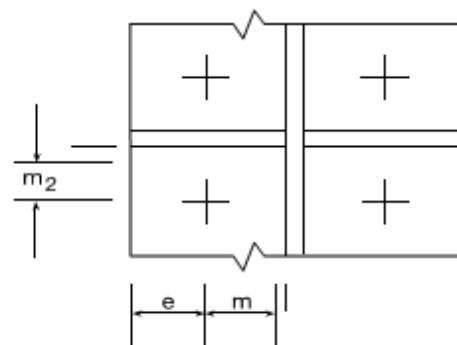
$$\lambda_2 = m_2 / (m_2 + e) = 16,07 / (16,07 + 9) = 0,641$$

Ο υπολογισμός του α για τις μετωπικές πλάκες προκύπτει για τις τιμές των λ_1 και λ_2 από τον παρακάτω πίνακα:



$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e}$$



Σχήμα 4.7:Υπολογισμός του α για τις μετωπικές πλάκες

Τελικά προκύπτει α=5,9.

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

- Κυκλικές μορφές

$$l_{\text{eff,cp}} = 2\pi m = 49,70 \text{ cm}$$

- Μη κυκλικές μορφές

$$l_{eff,nc} = \alpha m = 46,67 \text{ cm}$$

1. Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 46,67 \text{ cm} \text{ , αλλά θα πρέπει να ισχύει } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 49,70 \text{ cm}$$

$$\text{άρα } l_{eff,1} = 46,67 \text{ cm.}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * (\Sigma l_{eff,1} * t_f^2 * f_y) / \gamma_{M0} = 0,25 * 46,67 \text{ cm} * 3^2 \text{ cm}^2 * 23,5 \text{ (KN/cm}^2) / 1,00 = 2467,81 \text{ KNcm.}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = 4 * M_{pl,1,Rd} / m = 4 * 2467,81 \text{ KNcm} / 7,91 \text{ cm} = 1247,85 \text{ KN}$$

2. Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 46,67 \text{ cm.}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * (\Sigma l_{eff,2} * t_f^2 * f_y) / \gamma_{M0} = 2467,81 \text{ KNcm.}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd} = (2 * M_{pl,2,Rd} + n * \Sigma F_{t,Rd}) / (m+n) = 630,03 \text{ KN.}$$

3. Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (αστοχία κοχλία) είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 635,4 \text{ KN.}$$

Η αντοχή του βραχέως T της μετωπικής πλάκας της δεύτερης σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = \min(2476,81; 630,03; 635,4) = 630,03 \text{ KN.}$$

4.6.3 Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών

Η πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών δεν θεωρούνται ομάδα κοχλιών για την μετωπική πλάκα.

4.6.4 Τρίτη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκούμενο πέλμα)

Η τρίτη σειρά κοχλιών θεωρούμε ότι δεν εφελκείται επειδή βρίσκεται πολύ κοντά στο θλιβόμενο πέλμα, γι' αυτό και δεν υπολογίζουμε την αντοχή, αφού η δύναμη που παίρνει είναι πολύ μικρή.

4.7 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό

Για μια κοχλιωτή σύνδεση το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wc}$ του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέως ταυ που αντιστοιχεί στο πέλμα του υποστυλώματος. Έτσι:

α)για την πρώτη σειρά κοχλιών: $b_{eff,t,wc} = l_{eff,nc} = 48,75 \text{ cm}$

β)για τη δεύτερη σειρά κοχλιών: $b_{eff,t,wc} = l_{eff,cp} = 51,84 \text{ cm}$

γ)για την πρώτη και τη δεύτερη σειρά κοχλιών: $b_{eff,t,wc} = l_{eff,nc,1ησειρα} + l_{eff,cp,2ησειρα} = 82,5 \text{ cm}$

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσιο εφελκυσμό του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$F_{t,wc,Rd} = \omega * b_{eff,t,wc} * t_{wc} * f_{y,wc} / \gamma_{M0} .$$

Επομένως:

α)για την πρώτη σειρά κοχλιών: $F_{t,wc,Rd} = 766,86 \text{ KN}$,

β)για τη δεύτερη σειρά κοχλιών: $F_{t,wc,Rd} = 815,41 \text{ KN}$,

γ)για την πρώτη και τη δεύτερη σειρά κοχλιών: $F_{t,wc,Rd} = 1297,77 \text{ KN}$.

4.8 Δοκός κορμού σε εφελκυσμό

Το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wb}$ της δοκού σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέως ταυ που αντιστοιχεί στη μετωπική πλάκα σε κάμψη για μια μεμονωμένη σειρά κοχλιών ή μια ομάδα κοχλιών. Μόνο η δεύτερη σειρά κοχλιών εφελκύει τον κορμό της δοκού επομένως:

$$b_{eff,t,wb} = l_{eff,nc} = 46,67 \text{ cm}.$$

Σε μια κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κορμού της δοκού πρέπει να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb} / \gamma_{M0} = 46,67 \text{ cm} \cdot 0,5 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ (KN/cm}^2\text{)} / 1,00 = 548,40 \text{ KN.}$$

4.9 Αποτελέσματα ελέγχων για τις εφελκυσόμενες σειρές κοχλιών

Η ενεργός αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $F_{tr,Rd}$ της σειράς κοχλιών r πρέπει να μειώνεται, αν χρειάζεται από την τιμή $F_{t,Rd}$, έτσι ώστε όταν συνυπολογίζονται όλες οι σειρές κοχλιών άνω της r , συμπεριλαμβανομένης και της ίδιας, να ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες:

-συνολική αντοχή σχεδιασμού $\Sigma F_{t,Rd} \leq V_{wp,Rd} / \beta$

- συνολική αντοχή σχεδιασμού $\Sigma F_{t,Rd}$ δεν υπερβαίνει την μικρότερη από την:

- Αντοχή σχεδιασμού του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη $F_{c,wc,Rd}$.
- Αντοχή σχεδιασμού του πέλματος και κορμού της δοκού σε θλίψη $F_{c,fc,Rd}$.

	1 ^η σειρά	2 ^η σειρά	1 ^η κ 2 ^η σειρά	Θλιβόμενο τμήμα
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση $V_{wp,Rd}$		1004,35- 211,70= 792,65 KN		1004,35 KN
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη $F_{c,wc,Rd}$		251,47- 211,70=39,57 KN		251,47 KN
Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη $F_{c,fc,Rd}$		1184,87-211,7= 973,17KN		1184,87 KN
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη $F_{fc,Rd}$	211,70 KN	312,44 KN	400,57 KN	
Μετωπική πλάκα σε κάμψη $F_{ep,Rd}$	230,30 KN	630,03 KN		
Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό $F_{t,wc,Rd}$	766,86 KN	815,41 KN	1297,77 KN	
Κορμός δοκού σε εφελκυσμό $F_{t,wb,Rd}$		548,40 KN		
$F_{T,min}$	211,70 KN	39,57 KN		

Επομένως για την πρώτη σειρά κοχλιών είναι :

$$F_{T,\min}=211,70 \text{ KN} > 35,25 \text{ KN (μέγιστη τέμνουσα σχεδιασμού για το υποσύλωμα)}$$

Για τη δεύτερη σειρά κοχλιών είναι αντίστοιχα:

$$F_{T,\min}= 39,57 \text{ KN} > 35,25 \text{ KN (μέγιστη τέμνουσα σχεδιασμού για το υποσύλωμα).}$$

4.10 Αντοχή κόμβου

Η απόσταση της πρώτης σειράς κοχλιών από το κέντρο θλίψης (κάτω πέλμα της δοκού) είναι:

$$z_1=10\text{cm}+35\text{cm}+35-0,5/2=79,75\text{cm} ,$$

ενώ η απόσταση της δεύτερης σειράς κοχλιών από το κέντρο θλίψης είναι:

$$z_2=79,75\text{cm}-35\text{cm} =44,75 \text{ cm.}$$

Η ροπή αντοχής του κόμβου, με βάση την αντοχή της εφελκυσόμενης ζώνης δίνεται:

$$M_{B,Rd}=F_{1,Rd} * z_1 + F_{2,Rd} * z_2 = 211,90 \text{ KN} * 79,75 \text{ cm} + 39,57 \text{ KN} * 44,75 \text{ cm} = 18669,86 \text{ KNcm} = 186,70 \text{ KNm} > 164,17 \text{ KNm (} M_{Sd,y}: \text{ μέγιστη ροπή σχεδιασμού κόμβου).}$$

Κεφάλαιο 5. Συμπεράσματα

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Πιο αναλυτικά, θα πραγματοποιηθεί σύγκριση των διαφορετικών στοιχείων που χαρακτηρίζουν τους κύριους φορείς του τυπικού μονώροφου κτιρίου από χάλυβα και θα εξαχθούν συμπεράσματα, όσον αφορά τα πλεονεκτήματα της μίας έναντι της άλλης. Στη συνέχεια θα σχολιαστεί η συμπεριφορά του τελικά βέλτιστου από οικονομικής απόψεως φορέα, καθώς και τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά των υπολοίπων στοιχείων του φέροντα οργανισμού.

Τα συμπεράσματα, όσον αφορά την ανωτέρω επίλυση των δύο πλαισίων είναι τα εξής:

1. Σύμφωνα με την θεώρηση που έχει γίνει, ο κορμός της δοκού παραλαμβάνει τις τέμνουσες δυνάμεις, ενώ τα πέλματα της ροπές και τις αξονικές δυνάμεις αντίστοιχα. Κρίσιμος για τον κορμό είναι ο έλεγχος σε διατμητικό λυγισμό (κύρτωση) της ορθοτρόπου πλάκας του κορμού, επομένως η διαστασιολόγηση του κορμού γίνεται με βάση αυτόν τον έλεγχο. Στον έλεγχο αυτό, η δοκός με κυματοειδή κορμό εμφανίζει ελαφρώς μικρότερη αντοχή σε σύγκριση με τον αντίστοιχο δοκό με τραπεζοειδή κορμό.
2. Αντίθετα, οι δοκοί με κυματοειδή κορμό εμφανίζουν μεγαλύτερη αντοχή σε τέμνουσα από τους ισοδύναμους τραπεζοειδείς κορμούς. Ωστόσο, οι αντοχές σε τέμνουσα των δοκών-είτε με κυματοειδή κορμό είτε με ισοδύναμο τραπεζοειδή-είναι πολύ μεγάλες συγκριτικά με την τέμνουσα σχεδιασμού, επομένως η διαφορά αυτή κρίνεται ασήμαντη.
3. Για την δοκό, κρίσιμος είναι έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, λόγω του μεγάλου μήκους του ανοίγματος της δοκού. Θεωρήθηκε απαραίτητο η αντοχή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό να είναι αρκετά μεγαλύτερη από την κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, ώστε να αποτρέπεται ο κίνδυνος το μέλος να χάσει την ευστάθειά του, πριν εξαντληθεί η αντοχή του, λόγω καταπόνησης από μονοαξονική κάμψη και αξονική θλιπτική δύναμη. Το παρόν ζήτημα δεν απασχολεί την παρούσα διπλωματική εργασία. Η αντοχή της δοκού σε συνδυασμό διαξονικής κάμψης και αξονικής δύναμης είναι πολύ μεγάλη, όπως φαίνεται στα προηγούμενα κεφάλαια. Αν τυχόν παρουσιαστεί πρόβλημα, σε μέλλοντα χρόνο μπορεί να τοποθετηθεί ένας εγκάρσιος ελκυστήρας, στο μέσον του ανοίγματος της δοκού,

που θα διατρέχει κάθετα όλα τα πλαίσια και θα μειώνει το ενεργό μήκος λυγισμού της δοκού, που λαμβάνεται υπόψη για το στρεπτοκαμπτικό λυγισμό στο μισό. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας της δοκού, αφού για αμφιέριστη δοκό μετά την πλαστικοποίηση των δύο άκρων της, το αναμενόμενο βέλος κάμψης είναι οριακά μικρότερο από το μέγιστο επιτρεπτό.

4. Αντίθετα, για το υποστυλώμα, η διαστασιολόγησή του έγινε με βάση τον ικανοτικό έλεγχο του κόμβου, αφού το ύψος του ορόφου, που είναι και το ενεργό μήκος λυγισμού του υποστυλώματος είναι πολύ μικρό σε σύγκριση με το μήκος του ανοίγματος της δοκού, με αποτέλεσμα το υποστυλώμα να έχει τεράστια αντοχή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.
5. Για την κοχλίωση στον κόμβο δοκού και υποστυλώματος, κρίσιμος είναι ο έλεγχος σε εγκάρσια θλίψη του κορμού του υποστυλώματος. Κάτι τέτοιο αναμενόταν, μιας και το πάχος του κορμού είναι πολύ μικρό ($t_f=0,5$ cm).
6. Η υπό μελέτη κατασκευή πρέπει να είναι Υψηλής Κατηγορίας Πλαστιμότητας, μιας και από την Ανάλυση Pushover του πλαισίου το q που απαίτησε ο σεισμός είναι μεγαλύτερο από 3, που είναι το όριο για την Μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας.

Κεφάλαιο 6. Βιβλιογραφία

1. Ιωάννης Βάγιας, Dab Dubina (2004): «Σιδηρές κατασκευές από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης (2005): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Ιωάννης Βάγιας (2003): «Σιδηρές κατασκευές: Ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης (2008) : «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2^η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Ευρωπαϊκό Πρότυπο (2003) : «Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών, prEN 1998 Ελληνική πρόδοση».
6. Ευρωπαϊκό Πρότυπο : «Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός έργων από χάλυβα, EN 1993, Ελληνική απόδοση».