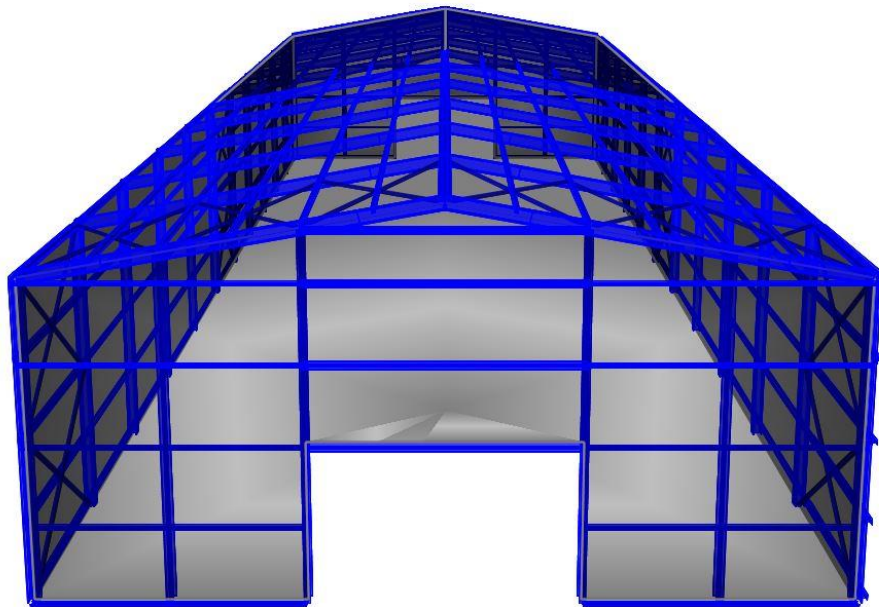




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Εναλλακτικοί Τρόποι Σχεδιασμού Μεταλλικού Υπόστεγου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αλέξανδρος Δ. Σιαμόπουλος

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Οκτώβριος 2018

Σιαμόπουλος Α. Δ. (2018).
Εναλλακτικοί τρόποι σχεδιασμού μεταλλικού υποστέγου
Διπλωματική Εργασία
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Siamopoulos A. D. (2018).
Alternative ways of designing a metal shed
Diploma Thesis
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	6
1.1 Γενικά	6
1.2 Περιγραφή έργου	6
1.3 Στοιχεία τυπικού μεταλλικού μονώροφου	7
1.3.1 Κύριοι Φορείς	7
1.3.2 Τεγίδες	8
1.3.3 Μηκίδες	8
1.3.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	9
1.3.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	9
1.3.6 Κεφαλοδοκοί	10
1.3.7 Μετωπικά υποστυλώματα	10
1.4 Υλικά κατασκευής	11
1.4.1 Δομικός χάλυβας	11
1.4.2 Επικαλύψεις	11
2 Δράσεις επί κατασκευής	14
2.1 Γενικά	14
2.2 Μόνιμες δράσεις	14
2.3 Κινητά φορτία	15
2.4 Φορτίο χιονιού	15
2.5 Δράσεις Ανέμου	17
2.6 Σεισμικές δράσεις	26
2.7 Συνδυασμοί δράσεων	33
2.7.1 Οριακές Καταστάσεις	33
2.7.2 Συνδυασμοί φορτίσεων	33
3 Παραλλαγές Φορέα	39
3.1 Γενική Παρουσίαση Φορέα και Παραλλαγών	39
3.2 Παραλλαγές Πλαισίων	39
3.2.1 1 ^η Παραλλαγή Πλαισίου: Αμφιαρθρωτό Πλαίσιο Χωρίς Ελκυστήρα	41
3.2.2 2 ^η Παραλλαγή Πλαισίου: Αμφίπακτο Πλαίσιο Χωρίς Ελκυστήρα	43
3.2.3 3 ^η Παραλλαγή Πλαισίου: Αμφιαρθρωτό Πλαίσιο Με Ελκυστήρα	45
3.2.4 4 ^η Παραλλαγή Πλαισίου: Αμφίπακτο Πλαίσιο Με Ελκυστήρα	47
3.2.5 Σύγκριση παραλλαγών πλαισίων	49
3.3 Παραλλαγή Στατικού Προσομοιώματος Τεγίδων	50
3.3.1 Παρουσίαση Παραλλαγών	50
3.3.2 Σύγκριση Παραλλαγών	53
3.4 Παραλλαγή Στήριξης Μετωπικών Στύλων	54
3.5 Συμπεράσματα	55
4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα	56
4.1 Γενικά	56
4.2 Έλεγχοι χαλύβδινων μελών σύμφωνα με EC3	56
4.2.1 Κατάταξη διατομών	56
4.2.2 Αντοχή διατομών	61
4.2.3 Έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας	65

4.2.4 Έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	76
4.3 Διαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών κτιρίου	77
4.3.1 Υποστύλωμα	78
4.3.2 Ζύγωμα	79
4.3.3 Ελκυστήρας	80
4.3.4 Αναρτήρας	81
4.3.5 Κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας	82
4.3.6 Οριζόντιος Σύνδεσμος δυσκαμψίας	83
4.3.7 Μετωπικός Στύλος	84
4.3.8 Μηκίδες πλαϊνές	85
4.3.9 Μηκίδες στα ανοίγματα των συνδέσμων δυσκαμψίας	86
4.3.10 Μηκίδες πρόσοψης πάνω από εισόδους	87
4.3.11 Τηγίδες	88
4.3.12 Τηγίδες στα ανοίγματα των συνδέσμων δυσκαμψίας	89
4.3.13 Κεφαλοδοκός	90
4.4 Έλεγχος βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	91
4.5 Έλεγχος περιορισμού βλαβών	94
4.6 Έλεγχος έναντι φαινομένων δευτέρας τάξεως	94
4.7 Ικανοτικός έλεγχος	95
5 Συνδέσεις	97
5.1 Αποκατάσταση συνέχειας ελκυστήρα	98
5.2 Σύνδεση ελκυστήρα στον κόμβο	100
5.3 Σύνδεση ζυγωμάτων στον κορφία	102
ΓΕΝΙΚΟ	103
ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ	103
ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ – ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ	103
ΔΟΚΟΣ	103
ΚΟΧΛΙΕΣ	103
ΠΛΑΚΑ	103
ΚΑΤΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	103
Συγκολλήσεις εξωραφής	104
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ	104
ΦΟΡΤΙΑ	104
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	104
ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	104
ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	104
ΣΧΟΛΙΑ	105
6 Συμπεράσματα	106
7 Βιβλιογραφία	108
Παράρτημα Α. Πίνακας συνδυασμών δράσεων	109
Παράρτημα Β. Σχήματα εξωτερικών ανεμοπιέσεων	112

Εναλλακτικοί τρόποι σχεδιασμού μεταλλικού υπόστεγου

Σιαμόπουλος Α. Δ. (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός μεταλλικού στεγάστρου, που θα χρησιμοποιείται ως αποθηκευτικός χώρος. Σκοπός μας είναι η προσέγγιση μιας όσο το δυνατόν οικονομικότερης λύσης, παράλληλα με την αξιολόγηση των διαφορετικών παραλλαγών στον φορέα, που εξετάζουμε. Οι παραλλαγές αφορούν τις εδράσεις και των αριθμό των πλαισίων, την παρουσία ή όχι ελκυστήρα, το στατικό προσομοίωμα των τεγίδων και τις εδράσεις των μετωπικών στύλων.

Ο δομικός χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι ποιότητας S235 και όλες οι διατομές είναι πρότυπες και ελατές. Η ανάλυση και διαστασιολόγηση έγινε με την βοήθεια του λογισμικού SAP2000, της CSI Computers & Structures Inc., και με βάση τους Ευρωκώδικες και τα αντίστοιχα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Στο τέλος παρουσιάζεται η οικονομικότερη λύση, στην οποία οδηγηθήκαμε μέσα από την διερεύνηση. Επίσης παρουσιάζονται ορισμένες επιλεγμένες συνδέσεις, ορισμένες από τις οποίες υπολογίστηκαν με την βοήθεια του λογισμικού Robot Structural Analysis, της Autodesk.

Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι κανονισμοί:

- Ευρωκώδικας 0 – Βάσεις Σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1 – Δράσεις επί των Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 8 – Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών

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

DIPLOMA THESIS

Alternative ways of designing a metal shed

Siamopoulos A. D. (supervised by Avraam T.)

Abstract

The subject of this thesis is the analysis and design of a metal shed, that will be used as a storage space. The purpose is to investigate the most optimal financial design possible, through the different variants of construction of the building that we are looking at. The variations are concerning the nodes and the number of the main frames, whether or not we use a tie, the static model of the purlins and the nodes of the columns at the front and back of our building.

The structural steel that we used is quality of S235 and all sections are standard. For our analysis we used the software SAP2000, of CSI Computers & Structures Inc. , and in accordance with the Eurocodes and the corresponding Greek National Appendices. In the end the most economic solution, that we were lead to, is showcased. Along with it some selected steel connections are demonstrated. Some of the steel connections were calculated with the use of the software Robot Structural Analysis, by Autodesk.

Specifically the following regulations were used:

- Eurocode 0 – Basis of Structural Design
- Eurocode 1 – Actions on Structures
- Eurocode 3 – Design of Steel Structures
- Eurocode 8 – Design of Structures for Earthquake Resistance

Ευχαριστίες

Θέλω να ευχαριστήσω τον Επίκουρο Καθηγητή του Ε.Μ.Π., κ. Αβραάμ Τάσο για την επίβλεψη και την επιστημονική καθοδήγηση καθ' όλη τη διάρκεια της ενασχόλησής μου με την παρούσα διπλωματική εργασία.

Επίσης, θέλω να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για την υλική και ηθική υποστήριξη για την περάτωση των σπουδών μου, αλλά και τους φίλους που έκανα κατά τη διάρκεια των σπουδών μου μέσα στην σχολή, για την δική τους βοήθεια και συμπαράσταση αυτά τα χρόνια.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Το συγκεκριμένο θέμα μελέτης επιλέχθηκε, λόγω του ιδιαίτερου ενδιαφέροντος που παρουσιάζουν γενικά οι μεταλλικές κατασκευές, τόσο για την κατασκευαστική λεπτομέρεια που τις χαρακτηρίζει, όσο και για το ευρύ φάσμα έργων Πολιτικού Μηχανικού που δύναται να καλύψουν. Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν η αξιολόγηση διαφορετικών τεχνοτροπιών κατασκευής προσεγγίζοντας μία βέλτιστα οικονομική λύση. Κατά την διάρκειά της κατανοήθηκαν πλήρως οι κανονιστικές διατάξεις που ορίζουν τα Ευρωπαϊκά Πρότυπα, εφαρμόστηκαν γνώσεις που αποκτήθηκαν κατά την διάρκεια των σπουδών αλλά ήρθε και εξοικείωση με σχεδιασμό προσομοιωμάτων σε προγραμματιστικό περιβάλλον. Όσα μοντέλα εξετάστηκαν προσομοιώθηκαν, αναλύθηκαν στατικά και διαστασιολογήθηκαν με την βοήθεια του προγράμματος SAP2000.

Δομή της Εργασίας:

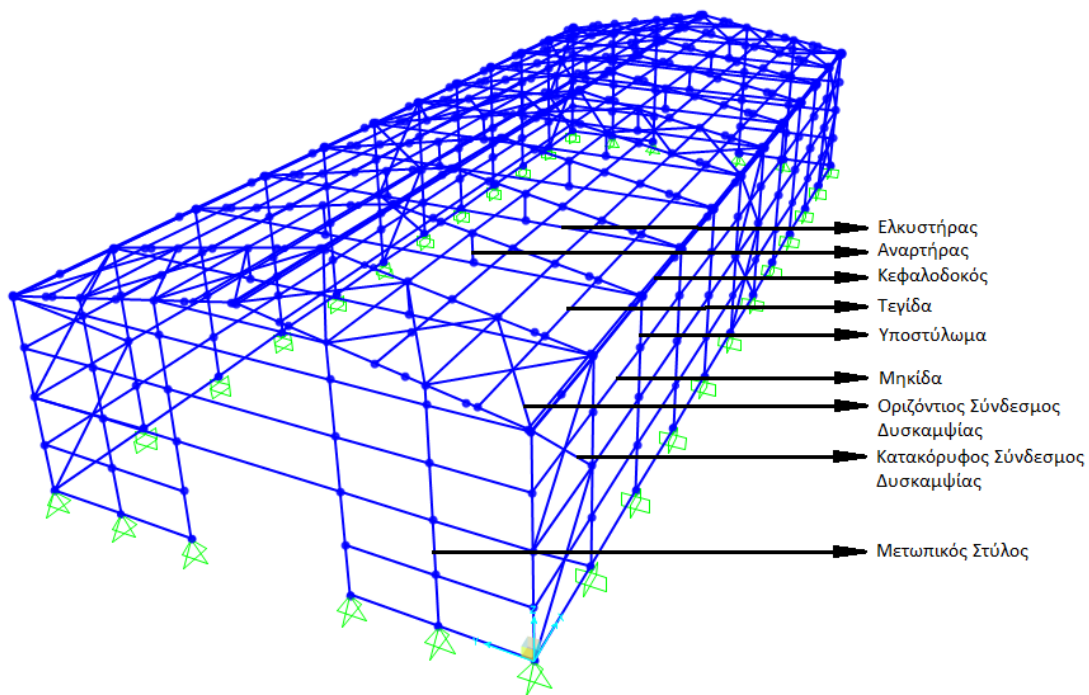
- Στη συνέχεια του Κεφαλαίου 1 παρουσιάζεται λεπτομερώς το μεταλλικό βιομηχανικό υπόστεγο μαζί με τα δομικά στοιχεία που το αποτελούν, μια σύντομη επεξήγηση αυτών, και τα υλικά κατασκευής του.
- Στο Κεφάλαιο 2 αναλύεται το σύνολο των δράσεων που καταπονούν τον φορέα και οι διαφορετικοί συνδυασμοί τους, στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και αστοχίας, με βάση τον Ευρωκώδικα.
- Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται η επιρροή των διαφορετικών παραλλαγών που εξετάζουμε και τα διαφορετικά μοντέλα προσομοίωσης που χρησιμοποιήθηκαν, ενώ γίνεται και μία σύγκριση αυτών.
- Στο Κεφάλαιο 4 παρουσιάζεται η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των μελών σε ΟΚΑ και ΟΚΛ και οι υπόλοιποι έλεγχοι που απαιτούνται για την οικονομικότερη λύση στην οποία καταλήξαμε.
- Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται οι κυριότερες συνδέσεις του οικονομικότερου φορέα.
- Στο Κεφάλαιο 6 παρουσιάζονται τα συμπεράσματα και οι παρατηρήσεις που έχουμε οδηγηθεί από την παρούσα μελέτη.

1.2 Περιγραφή έργου

Τα βιομηχανικά υπόστεγα χρησιμοποιούνται κυρίως για παραγωγή και αποθήκευση προϊόντων αλλά και ως αποθηκευτικοί χώροι μηχανημάτων και οχημάτων. Πολλές σύγχρονες βιομηχανικές μονάδες λόγω των μεγάλων απαιτήσεών τους σε αποθηκευτικούς χώρους και χώρους παρασκευής στεγάζουν τις εγκαταστάσεις τους σε τέτοιου είδους υπόστεγα. Τα υπόστεγα που σχεδιάζονται με μεταλλικούς φορείς παρέχουν την

δυνατότητα μεγάλων ανοιγμάτων δημιουργώντας μεγάλους ενιαίους χώρους, χωρίς την παρεμβολή υποστυλωμάτων.

Το μεταλλικό βιομηχανικό υπόστεγο που μελετάται είναι ορθογωνικής κάτοψης με διαστάσεις 22m x 54m. Το υπόστεγο διαθέτει για προστασία μια δίκλινη στέγη που σχηματίζει γωνία 10,305 μοιρών, το ψηλότερό της σημείο βρίσκεται στα 11m και το χαμηλότερο στα 9m. Επίσης διαθέτει μία είσοδο σε κάθε μέτωπο, με 4,5m ύψος και 7 m πλάτος. Οι κύριοι φορείς του υπόστεγου είναι τα πλαίσια που διαμορφώνουν τα υποστυλώματα με τα ζυγώματα και θα εξετασθούν σε ορισμένες παραλλαγές παρακάτω. Μεταξύ τους τα πλαίσια ενώνονται με κύριες δοκούς που ενώνουν τις κεφαλές των υποστυλωμάτων και με άλλη μία που ενώνει τις συμβολές των ζυγωμάτων. Η κατασκευή φέρει στο πρώτο, το μεσαίο και το τελευταίο άνοιγμα κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας ανάμεσα από τα υποστυλώματα και οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας ανάμεσα από τα ζυγώματα. Πάνω από τα ζυγώματα είναι τοποθετημένες οι τεγίδες πάνω στις οποίες στηρίζονται πάνελ της οροφής και αντίστοιχα στις εξωτερικές πλευρές των υποστυλωμάτων είναι τοποθετημένες οι μηκίδες στις οποίες στηρίζονται τα κατακόρυφα πάνελ.



Σχήμα 1.1: Ονομασίες στοιχείων του μεταλλικού μονώροφου, που εξετάζουμε.

1.3 Στοιχεία τυπικού μεταλλικού μονώροφου

1.3.1 Κύριοι Φορείς

Κύριοι φορείς είναι τα πλαίσια που σχηματίζουν τα υποστυλώματα με τα ζυγώματα. Όπως συνηθίζεται σε πολλά βιομηχανικά κτίρια είναι και εδώ δίστηλα με ολόσωμα ζυγώματα και υποστυλώματα. Τοποθετούνται ευθυγραμμισμένα, ενώ απέχουν ίση απόσταση μεταξύ τους και παραλαμβάνουν κατακόρυφα και οριζόντια φορτία εντός του επιπέδου τους. Οι κόμβοι του κάθε πλαισίου πρέπει να έχουν την ικανότητα να παραλαμβάνουν ροπές. Δεν επιλέχθηκε δικτυωτό ζύγωμα καθώς το άνοιγμα εδώ είναι

22m, ενώ αυτά προτιμώνται για ανοίγματα άνω των 25m συνήθως, όπου αποτελούν οικονομικότερη εναλλακτική.

Στους κύριους φορείς τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα καταπονούνται κυρίως σε κάμψη, για αυτό προτιμώνται, αν αυτά είναι ολόσωμα, διατομές διπλού ταυ. Τέτοιου τύπου διατομές παρουσιάζουν καλύτερη συμπεριφορά σε κάμψη, αφού το υλικό αυτών είναι απομακρυσμένο από το κέντρο βάρους τους και επιτυγχάνεται έτσι μεγαλύτερη ροπή αδράνειας και ροπή αντίστασης που είναι μέτρα καμπτικής δυσκαμψίας και καμπτικής αντοχής αντίστοιχα. Συνήθως προτιμώνται υψίκορμες διατομές τύπου IPE για τα ζυγώματα και τύπου HEB ή HEA για τα υποστυλώματα, καθώς τα μεν εμφανίζουν μικρές αξονικές ενώ τα δε πολύ μεγαλύτερες. Οι διατομές αυτές διατάσσονται με τέτοιο τρόπο ώστε οι δράσεις των φορτίων να ενεργοποιούν τους ισχυρούς άξονες, όπως παρουσιάζεται στο σχήμα. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω τα πλαίσια τοποθετούνται στην ίδια ευθεία με σταθερή απόσταση μεταξύ τους, το οποίο μας επιτρέπει να θεωρήσουμε ότι κάθε πλαίσιο εκτός των ακραίων αναλαμβάνει φορτία εμβαδού ίσου με την απόσταση των υποστυλωμάτων εντός ενός πλαισίου επί την απόσταση δύο διαδοχικών πλαισίων μεταξύ τους.

Στους κύριους φορείς μπορεί να συναντήσει κανείς και λύσεις που περιέχουν ελκυστήρα. Στην παρούσα διπλωματική εξετάζονται και τέτοιου τύπου λύσεις. Οι ελκυστήρες μπορούν να τοποθετηθούν σε όλα τα πλαίσια, συμπεριλαμβανομένων και του πρώτου και του τελευταίου, είτε μπορεί να έχουμε μόνο στα ενδιάμεσα εφόσον ικανοποιούνται οι έλεγχοι. Η λύσεις που εφαρμόζονται σε αυτήν την διπλωματική δεν διαθέτουν ελκυστήρα στο πρώτο και στο τελευταίο πλαίσιο.

1.3.2 Τεγίδες

Οι τεγίδες συνήθως είναι δοκοί κατηγορίας IPE γιατί καταπονούνται από κάμψη, οπότε διατομές διπλού ταυ είναι καταλληλότερες. Τοποθετούνται πάνω από τα ζυγώματα, γεφυρώνοντας τα κενά μεταξύ των πλαισίων, και μεταφέρουν τα φορτία που ασκούνται στην στέγη, δηλαδή το ίδιο βάρος της επικάλυψης, τα ωφέλιμα φορτία, το χιόνι αλλά και την πίεση του ανέμου. Είναι κάθετα προσανατολισμένες σε σχέση με τα ζυγώματα, ισαπέχουν μεταξύ τους και κοντά στην άκρη κάθε πλευράς υπάρχει άλλη μία τεγίδα για κατασκευαστικούς λόγους. Οι τεγίδες που γεφυρώνουν τα ανοίγματα με συνδέσμους δυσκαμψίας είναι ειδικές τεγίδες που αναλαμβάνουν αξονικές δυνάμεις ώστε να συμμετέχουν στο δικτύωμα με τους χιαστί συνδέσμους. Έτσι μπορεί να δημιουργείται απαίτηση για διαφορετική πιο ανθεκτική διατομή, οπότε σε τέτοιες περιπτώσεις επιλέγουμε συνήθως διατομή τύπου HEB ή HEA ίδιου ύψους με τις υπόλοιπες.

Οι τεγίδες μπορούν να κατασκευαστούν χρησιμοποιώντας αρκετά διαφορετικά στατικά προσομοιώματα. Οι τεγίδες μπορεί να είναι αμφιέρεστες μεταξύ διαδοχικών πλαισίων ή να είναι συνεχείς δοκοί που καλύπτουν 2 ή 3 ανοίγματα. Ακόμη, αρκετά διαδεδομένες είναι τεγίδες τύπου δοκού Gerber, που έχουν τόσες ενδιάμεσες αρθρώσεις όσες και τα ανοίγματα της κατασκευής, για να είναι ισοστατική η δοκός.

1.3.3 Μηκίδες

Οι μηκίδες έχουν παρόμοια λειτουργία με αυτήν των τεγίδων και είναι και αυτές συνήθως κατηγορίας IPE. Παραλαμβάνουν τα φορτία ανέμου από τις κατακόρυφες πλευρές του κτιρίου και τα μεταφέρουν στους κύριους φορείς. Τοποθετούνται αμφιαρθρωτά πάνω στα υποστυλώματα όπου ακουμπάνε με το ένα πέλμα της διατομής, με τον κορμό τις τεγίδας να βρίσκεται παράλληλα με το έδαφος και στο άλλο πέλμα των τεγίδων συνδέεται η πλαγιοκάλυψη.

1.3.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αναπτύσσονται στο κενό μεταξύ δύο διαδοχικών ζυγωμάτων, διατάσσονται στο ίδιο επίπεδο με αυτά και είναι συνήθως δικτυωτοί φορείς. Το δικτύωμα που ενεργοποιείται αποτελείται από τους συνδέσμους, τα εκατέρωθεν ζυγώματα και από τις τεγίδες που περνάνε από το σημείο όπου ενώνονται δύο διαδοχικοί χιαστοί σύνδεσμοι.

Οι κύριες λειτουργίες των οριζόντιων συνδέσμων είναι οι εξής:

- Μεταφέρουν στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας τις οριζόντιες ανεμοπιέσεις, οι οποίες ασκούνται στην μικρή πλευρά του στεγάστρου και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων.
- Μεταφέρουν στο κατακόρυφο σύστημα δυσκαμψίας τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων.
- Διαμορφώνουν στοιχείο δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες που προσφέρουν πλευρική στήριξη, δηλαδή εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, στα ζυγώματα.
- Συμβάλουν στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διαδικασία της ανέγερσης.

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αναπτύσσουν μόνο εφελκυσμό ή θλίψη, αφού όπως αναφέραμε είναι δικτυωτοί φορείς και δεν παραλαμβάνουν κάμψη, καθώς δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη της στέγης. Η επικάλυψη στηρίζεται από τις τεγίδες που με την σειρά τους στηρίζονται στους κύριους φορείς. Παρόλα αυτά γίνεται η παραδοχή πως, όταν συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας, οι τεγίδες καταπονούνται αξονικά μόνο, όπως θεωρούμε ότι συμβαίνει και με τους κύριους φορείς στην ίδια περίπτωση. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται συνήθως συμμετρικά ως προς το κέντρο της κατασκευής (αν αυτό είναι εφικτό) και υποχρεωτικά βρίσκονται τουλάχιστον στα δύο ακραία ανοίγματα, όπου παραλαμβάνουν τα φορτία ανέμου από τους μετωπικούς στύλους.

Για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και για ομοιομορφία, χρησιμοποιείται η ίδια διατομή για όλες τις διαγώνιες ράβδους. Περισσότερο καταπονούμενες είναι οι διαγώνιοι ράβδοι των ακραίων φανωμάτων οπότε η διαστασιολόγηση γίνεται με βάση αυτές. Οι διατομές που συνήθως χρησιμοποιούνται είναι απλά ή διπλά γωνιακά, διπλές διατομές U, κοίλες διατομές ή ακόμη και συρματόσχοινα υπό κάποιες προϋποθέσεις. Στην υπό μελέτη κατασκευή οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν στα ακραία και στο μεσαίο άνοιγμα.

1.3.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αναπτύσσονται στο κενό μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων, διατάσσονται στο ίδιο επίπεδο με αυτά και είναι συνήθως δικτυωτοί φορείς. Το δικτύωμα που ενεργοποιείται αποτελείται από τους συνδέσμους, τα εκατέρωθεν υποστυλώματα και από τις μηκίδες που περνάνε από το σημείο όπου ενώνονται δύο διαδοχικοί χιαστοί σύνδεσμοι. Στην παρούσα μελέτη έχουν τοποθετηθεί στα ίδια ανοίγματα που έχουν επιλεγεί για τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας, όπως γενικώς συνίσταται, ενώ χρησιμοποιούνται ίδιου τύπου διατομές με τους οριζόντιους.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας επίσης αναπτύσσουν μόνο εφελκυσμό ή θλίψη, αφού όπως αναφέραμε είναι δικτυωτοί φορείς και δεν παραλαμβάνουν κάμψη, καθώς δεν έρχονται σε επαφή με την πλάγια επικάλυψη. Η επικάλυψη στηρίζεται στις

μηκίδες που με την σειρά τους στηρίζονται στους κύριους φορείς. Παρόλα αυτά γίνεται η παραδοχή πως, όταν συμμετέχουν στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, οι μηκίδες καταπονούνται αξονικά μόνο, όπως θεωρούμε ότι συμβαίνει και με τους κύριους φορείς στην ίδια περίπτωση.

Οι κύριες λειτουργίες των κατακόρυφων συνδέσμων είναι οι εξής:

- Παραλαμβάνουν από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας τα οριζόντια φορτία που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υπόστεγου και τα μεταφέρουν στη θεμελίωση.
- Παρέχουν ένα δύσκαμπτο σύστημα, στο οποίο να καταλήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.
- Παρέχουν προσωρινή ευστάθεια στην κατασκευή κατασκευής κατά τη διαδικασία της ανέγερσης.

1.3.6 Κεφαλοδοκοί

Οι κεφαλοδοκοί είναι οριζόντια γραμμικά στοιχεία, που συνδέουν τις κεφαλές των υποστυλωμάτων και τα ζυγώματα στο σημείο του κορυφιά και διατρέχουν κατά μήκος το κτίριο με διεύθυνση κάθετη προς τα επίπεδα των επιμέρους πλαισίων. Είναι υπεύθυνοι για την μεταφορά σεισμικών και λοιπών οριζόντιων δυνάμεων, που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από το οριζόντιο σύστημα δυσκαμψίας. Επίσης θεωρούμε ότι ισοκατανέμονται οι δυνάμεις αυτές στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας για να καταλήγουν οι ωθήσεις στην θεμελίωση σε περισσότερες θέσεις στήριξης και σε περίπτωση σεισμικής δράσης να υπάρχουν περισσότερα σημεία, που απορροφούν σεισμική ενέργεια.

Οι κεφαλοδοκοί διευκολύνουν σημαντικά την διαδικασία της ανέγερσης. Παρέχουν σταθερότητα στον φορέα που οικοδομείται αφού συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους φορείς. Επιπλέον, η σύνδεση ενός νέου υποστυλώματος απλοποιείται, καθώς η ένωσή του με το προηγούμενο υποστυλώμα γίνεται μέσω της κεφαλοδοκού και εξασφαλίζεται έτσι η τήρηση της ακριβούς θέσης του, υψομετρικά και οριζοντιογραφικά.

1.3.7 Μετωπικά υποστυλώματα

Τα μετωπικά υποστυλώματα, όπως υποδηλώνει η ονομασία τους, είναι υποστυλώματα που τοποθετούνται στα μέτωπα της κατασκευής. Πάνω σε αυτά τοποθετούνται οι μηκίδες της πρόσοψης, που φέρουν την πλάγια επικάλυψη έτσι ώστε να καλύπτονται τα μέτωπα του κτιρίου.

Η θέση των μετωπικών στύλων επιλέγεται επίσης σε συνδυασμό με τη διάταξη των τεγίδων και των οριζόντιων συστημάτων δυσκαμψίας. Επιδιώκεται οι στύλοι να τοποθετούνται σε θέσεις στις οποίες αντιστοιχούν κόμβοι του οριζόντιου συνδέσμου. Η θέση επιπλέον καθορίζεται και από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται οι λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου. Εδώ τα ανοίγματα έχουν μήκος 3,66m-3,66m-7,33m-3,66m-3,66m που συμπίπτουν με τους κόμβους του οριζόντιου συνδέσμου και παράλληλα μας επιτρέπουν να έχουμε μια είσοδο με ύψος 4,5 m και πλάτος 6,0 m, που επιτρέπει την είσοδο και την έξοδο οχημάτων.

Κύρια καταπόνηση για τους μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα η χρησιμοποιούμενη διατομή είναι διπλού ταυ με πέλματα παράλληλα προς την όψη, προσανατολισμένη δηλαδή έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να παραλαμβάνει την ανεμοπίεση. Το μετωπικό υποστυλώμα μπορεί να είναι πακτωμένο ή αρθρωτό στη βάση του, Στη σύνδεση με το ζύγωμα οι μετωπικοί

στύλοι δεν παραλαμβάνουν αξονικό φορτίο και μεταφέρουν μόνο οριζόντια δύναμη με μια κατάλληλη σύνδεση.

1.4 Υλικά κατασκευής

1.4.1 Δομικός χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S235 J2 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1. Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα που χρησιμοποιήσαμε παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1.

Πίνακας 1.1: Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u του χάλυβα S235.

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

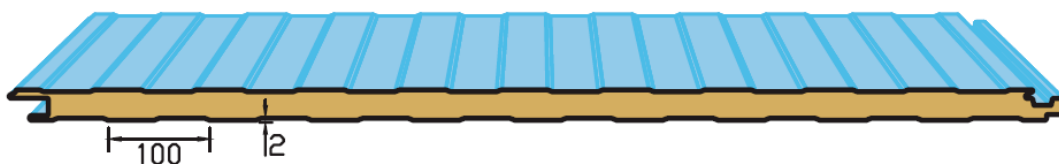
Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων, οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι οι εξής:

Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210000$ N/mm²
 Μέτρο διάτμησης: $G = 80770$ N/mm²
 Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu = 0.3$
 Συντελεστής θερμικής διαστολής: $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ ανά °C
 Ειδικό βάρος: $\gamma_a = 78.5$ kN/m³
 Τάση σχεδιασμού: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$, $\gamma_{M0} = 1.0$

1.4.2 Επικαλύψεις

Ως επικάλυψη του μεταλλικού σκελετού και των δύο κτιρίων, επιλέγονται πάνελ πολουρεθάνης διαφορετικής ποιότητας για τους κατακόρυφους τοίχους σε σχέση με αυτά που επιλέγονται για τη στέγη, ανάλογα με τη δυνατότητα ανάληψης φορτίων.

- Πλαϊνά πάνελ



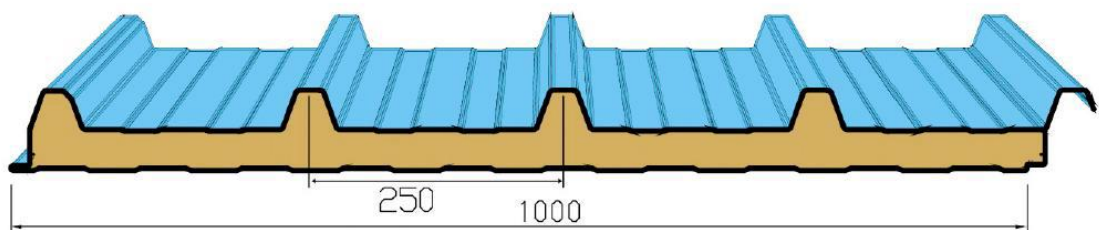
Σχήμα 1.2: Πάνελ πλαγιοκάλυψης.

Επιλέγεται πάνελ πολουρεθάνης της εταιρείας Kamtsis, με πάχος 100mm και ειδικό βάρος 12.7kg/m². Στη συνέχεια παρατίθεται πίνακας τεχνικών χαρακτηριστικών των πάνελ.

Πίνακας 1.2: Πίνακας τεχνικών χαρακτηριστικών πάνελ πλαγιοκάλυψης, υπολογισμένα για πάχος ελασμάτων 0,50 mm.

Πάχος Πάνελ (t) mm.	Ωφέλιμο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο Kgr./m²														
				60 80 100 120 140 160						60 80 100 120 140 160					
	Θερμική Αγωγιμότητα (K)	Βάρος Πάνελ		Άνοιγμα 2 μηκίδων σε cm						Άνοιγμα 3 μηκίδων σε cm					
Kcal/m ² hC	W/m ² K	Kgr./m ²													
30	0.49	0.56	10.1	310	210	255	240	225	215	360	325	300	280	265	250
40	0.44	0.50	10.3	345	310	285	265	250	235	395	355	300	280	265	275
50	0.35	0.40	10.7	405	360	335	310	295	280	460	420	385	360	340	325
60	0.30	0.34	11.1	455	410	380	355	335	315	525	475	435	410	385	370
80	0.23	0.26	11.9	545	490	450	420	395	375	620	565	520	485	460	435
100	0.18	0.21	12.7	635	570	525	490	460	435	725	655	605	565	535	510

- Πάνελ οροφής



Σχήμα 1.3: Πάνελ πλαγιοκάλυψης.

Επιλέγεται πάνελ πολυουρεθάνης της εταιρείας Kamtsis, με πάχος 100mm και ειδικό βάρος 13.1kg/m². Στη συνέχεια παρατίθεται πίνακας τεχνικών χαρακτηριστικών των πάνελ:

Πίνακας 1.3: Πίνακας τεχνικών χαρακτηριστικών πάνελ πλαγιοκάλυψης, υπολογισμένα για πάχος ελασμάτων 0,50 mm.

Πάχος Πάνελ (t) mm.	Θερμική (K)	Αγωγιμότητα (W/m ² K)	Βάρος Πάνελ (Kgr./m ²)	Ωφέλιμο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο Kgr./m²									
				80 120 150 200 250					80 120 150 200 250				
				Άνοιγμα 2 τεγίδων σε cm					Άνοιγμα 3 τεγίδων σε cm				
30	0.48	0.55	10.3	345	290	265	235	210	400	345	315	285	255
40	0.38	0.44	10.7	390	335	305	270	245	455	390	355	325	295
50	0.32	0.36	11.1	405	360	335	310	295	500	430	400	360	325
60	0.27	0.31	11.5	455	410	380	355	335	560	485	440	400	360
80	0.22	0.25	12.3	545	490	450	420	395	645	555	515	460	425
100	0.17	0.20	13.1	635	570	525	490	460	735	635	585	525	485

2 Δράσεις επί κατασκευής

2.1 Γενικά

Οι δράσεις επί των κατασκευών εξαρτώνται από τη θέση, τη μορφή και τη χρήση του κτιρίου και καθορίζονται από κανονιστικές διατάξεις, οι οποίες περιγράφουν τη ποσοτική όσο και την ποιοτική τους διάσταση. Στην προκειμένη περίπτωση χρησιμοποιήθηκαν οι Ευρωπαϊκοί Κανονισμοί σύμφωνα με το πρότυπο EN 1991. Ο κανονισμός αυτός δίνει χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων με βάση τις οποίες οι μελετητές μηχανικοί καλούνται με τη βοήθεια κατάλληλων προσομοιωμάτων να αναλύσουν το φορέα και να προσδιορίσουν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Οι δράσεις που ασκούνται στη συγκεκριμένη κατασκευή και με βάση τις οποίες υπολογίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη κατά την ανάλυση του φορέα παρουσιάζονται παρακάτω:

1. Μόνιμες Δράσεις
 - a) Ίδιο βάρος φέροντος οργανισμού
 - b) Πρόσθετο φορτίο επικαλύψεων
2. Μεταβλητές Δράσεις
 - a) Χιόνι
 - b) Άνεμος
 - c) Σεισμός

2.2 Μόνιμες δράσεις

Μόνιμες χαρακτηρίζονται οι δράσεις το μέγεθος των οποίων κατά τη διάρκεια μιας περιόδου αναφοράς αναμένεται να μη μεταβληθεί ή αυτή η μεταβολή να είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή μας καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής της, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, επικαλύψεις, μηχανολογικοί εξοπλισμοί, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα).

Πιο συγκεκριμένα οι μόνιμες δράσεις που ασκούνται στο κτίριο είναι:

- Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων (δοκών, υποστυλωμάτων κτλ.) τα οποία υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης (SAP2000) για χάλυβα με ίδιο βάρος 78.5 kN/m^3
- Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης το οποίο είναι στην ουσία το ίδιο βάρος των panels που χρησιμοποιήθηκαν για την επικάλυψη της. Αναλυτικότερα, χρησιμοποιήθηκαν ορθογωνικά panels πάχους 100mm, προσθέτοντας στο φέροντα οργανισμό πρόσθετη μόνιμη δράση, 0.131 kN/m^2 , η οποία κατανέμεται ομοιόμορφα επί των τεγίδων. Το βάρος των πάνελ της πλαγιοκάλυψης παραλαμβάνεται από το έδαφος και στηρίζονται μόνο πλευρικά στις μηκίδες.

2.3 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση των κτιρίων και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, κινητού εξοπλισμού κτλ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους και για το λόγο αυτό προσδιορίζονται στατιστικά με τιμές που προκύπτουν από τους κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι δυσμενείς φορτίσεις.

Στην συγκεκριμένη μελέτη λήφθηκε ως μοναδικό κινητό φορτίο στέγης στην κατασκευή το κινητό φορτίο στέγης. Ο σχεδιασμός προβλέπει μη βατή στέγη όμως ορίζεται κινητό ομοιόμορφο φορτίο ίσο με $0,5 \text{ kN/m}^2$ που προέρχεται π.χ. από εργασίες συντήρησης. Το συγκεκριμένο φορτίο υπολογίζεται μόνο στις περιπτώσεις που λογίζεται ως το δυσμενέστερο από τα ωφέλιμα που δρουν στον φορέα μας, ενώ όταν όταν δυσμενές θεωρείται κάποιο από τα φορτία που θα δούμε παρακάτω (χιόνι, άνεμος, θερμοκρασία) τότε δεν συνδυάζεται καθώς βάση Ευρωκώδικα διαθέτει $\psi_0=0$.

2.4 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991-1-3). Σε ειδικές περιπτώσεις όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνθηκών στατικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου του χιονιού, οι ακραίες τιμές μπορεί να θεωρηθούν ως ακραίες τυχαμιακές δράσεις.

- Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου A , όπου εδώ έχει θεωρηθεί $A=100\text{m}$, για μία συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από την σχέση:

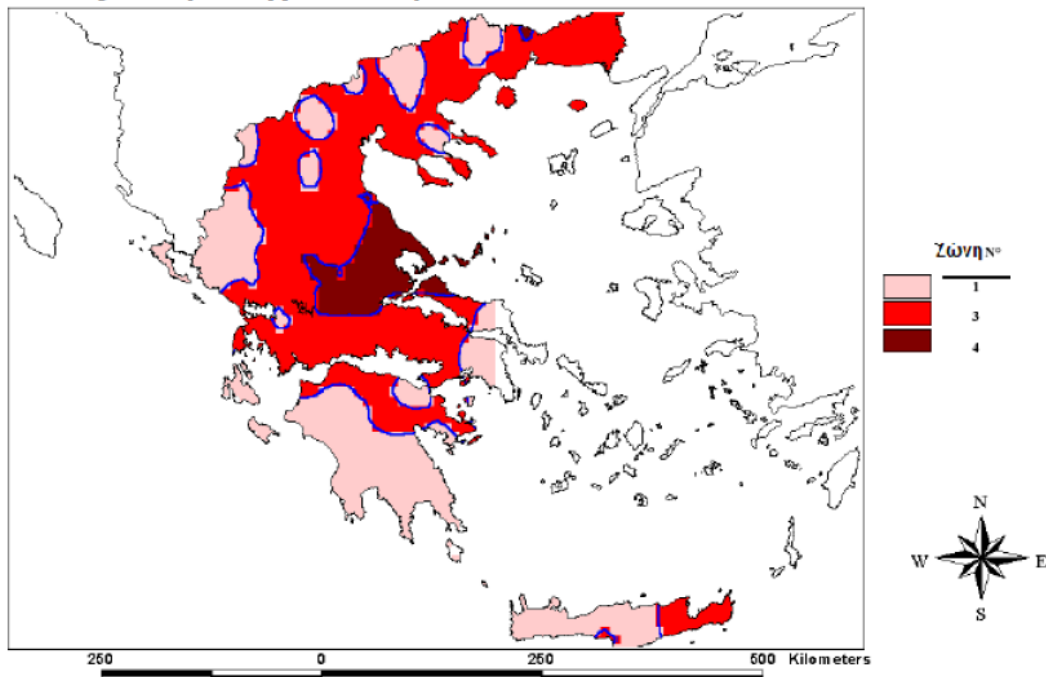
$$s_k = s_{k,0} \cdot [1 + (A/917)^2], \quad (2.1)$$

όπου: $s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλαδή για $A=0$) σε kN/m^2

Θεωρούμε ότι η κατασκευή θα χτιστεί στον Νομό Αττικής, που αντιστοιχεί σε ζώνη εδάφους Γ , επομένως από Πίνακα 1 του Εθνικού Προσαρτήματος του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3 NA, προκύπτει:

$$s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$$

Ελλάς: Φορτίο χιονιού για A=0



Σχήμα 2.1: Χάρτης διαχωρισμού της ελληνικής επικράτειας σε ζώνες ανάλογα με το φορτίο χιονιού για υψόμετρο A=0m.

Από την εξίσωση (2.1), προκύπτει:

$$s_k=1,72 \text{ kN/m}^2$$

- Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού για δίκλινη στέγη υπολογίζεται από την σχέση:

$$s=\mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (2.2)$$

όπου: μ_1 είναι ο συντελεστής σχήματος χιονιού

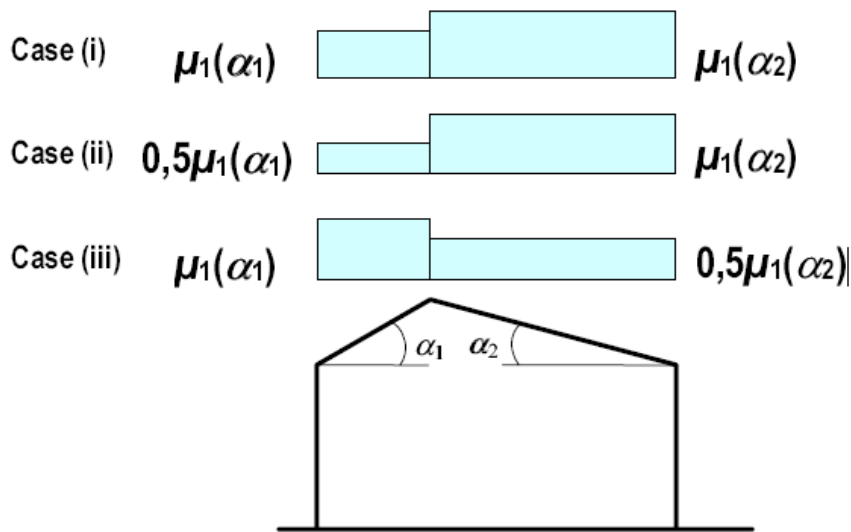
C_e είναι ο συντελεστής εκθέσεως

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής

- Συντελεστής σχήματος μ_1
Η στέγη έχει κλίση $\alpha=10,3^\circ$, άρα $0^\circ < 10,3^\circ < 30^\circ$, που αντιστοιχεί σε $\mu_1=0,8$
- Συντελεστής εκθέσεως C_e
Στην περίπτωση μας από Πίνακα 5.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3 και για κανονικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά, προκύπτει: $C_e=1,00$
- Θερμικός συντελεστής C_t
Σε όλες τις περιπτώσεις λαμβάνεται $C_t=1,00$

Στο Σχήμα φαίνονται οι προβλεπόμενες διατάξεις για το συντελεστή μορφής φορτίου σε δίκλινες στέγες. Για το σχεδιασμό, θα λαμβάνεται υπόψη η εκάστοτε πλέον δυσμενής από

αυτές. Στην περίπτωση μας $\alpha_1=\alpha_2=10,3^\circ$ οπότε στο case II με το case III έχουμε την ίδια συμμετρική φόρτιση.



Σχήμα 2.2: Περιπτώσεις προς εξέταση για φορτία χιονιού για δίκλινη στέγη.

2.5 Δράσεις Ανέμου

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και σε πολλές μεταλλικές κατασκευές αποτελούν τη βασική φόρτιση σχεδιασμού. Σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-1 ως δράση του ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια. Η δράση του ανέμου σε μία κατασκευή προσδιορίζεται από την πίεση αιχμής και από τους κατάλληλους αεροδυναμικούς συντελεστές.

Η πίεση αιχμής q_p προσδιορίζεται από :

- Τη θεμελιώδη βασική ταχύτητα του ανέμου, $v_{b,0}$, η οποία δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα.
- Τη διεύθυνση του θεωρούμενου ανέμου (επικρατούντες άνεμοι), συντελεστής διεύθυνσης c_{dir} .
- Την εποχή του έτους (εποχιακοί άνεμοι), εποχικός συντελεστής, c_{season} .
- Την τοπογραφία της ευρύτερης περιοχής, συντελεστής ανάγλυφου $c_o(z)$.
- Την τραχύτητα του περιβάλλοντος εδάφους, συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$.
- Το ύψος, z , του σημείου από το έδαφος.
- Την πυκνότητα του αέρα και την ένταση των στροβιλισμών.

Ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής οι αεροδυναμικοί συντελεστές διακρίνονται :

- σε συντελεστές εξωτερικής πίεσης, c_{pe} , οι οποίοι ανάλογα με την προσβαλλόμενη επιφάνεια διακρίνονται περαιτέρω:
 - a) σε καθολικούς συντελεστές εξωτερικής πίεσης, $c_{pe,10}$.
 - b) σε τοπικούς συντελεστές εξωτερικής πίεσης, $c_{pe,1}$.

- σε συντελεστές εσωτερικής πίεσης , c_{pi} .
- σε συντελεστές τελικής πίεσης $c_{p,net}$.
- σε συντελεστές τριβής c_{fr} .
- σε συντελεστές δυνάμεως c_f .

Ο συντελεστής τραχύτητας, $c_i(z)$, λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου.

Η βασική ταχύτητα ανέμου δίνεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} , \quad (2.3)$$

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ για την Ελλάδα ορίζεται στα 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή, ο συντελεστής διεύθυνσης $c_{dir} = 1,0$ και ο εποχικός συντελεστής $c_{season} = 1,0$ οπότε προκύπτει από την εξίσωση (2.3): $v_b = 33 \text{ m/s}$.



Σχήμα 2.3: Θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, ανά περιοχή στην Ελλάδα.

Η τραχύτητα του εδάφους επηρεάζεται από την πυκνότητα και το ύψος των εμποδίων, δηλαδή κτίρια και δέντρα, στην περιοχή γύρω από την κατασκευή. Η περιοχή που κατασκευάζεται η αποθήκη θεωρούμε ότι είναι περιοχή με χαμηλή βλάστηση, με μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων. Κατατάσσεται έτσι, βάσει Ευρωκώδικα σε κατηγορία εδάφους II, που αντιστοιχεί, στον πίνακα 4.1, σε $z_0 = 0,05 \text{ m}$ και $z_{min} = 2,00 \text{ m}$.

Στην μελέτη θα αναλυθούν δύο διευθύνσεις ανέμου $\theta=0^\circ$ και $\theta=90^\circ$ εξαιτίας της συμμετρίας του κτίσματος. Η κατεύθυνση $\theta=0^\circ$ είναι ίδια με αυτήν του άξονα +X, όπως προσομοιάστηκε στο πρόγραμμα το κτίσμα, και η κατεύθυνση $\theta=90^\circ$ είναι ίδια με αυτήν του άξονα +Y. Οι διευθύνσεις $\theta=180^\circ$ και $\theta=270^\circ$ είναι συμμετρικές φορτίσεις που δίνουν τα ίδια αποτελέσματα με τις παραπάνω, αντιστοιχούν σε κατευθύνσεις -X και -Y αντίστοιχα, και ως εκ τούτου δεν έχει νόημα να παρουσιαστούν καθώς δίνουν ακριβώς τα ίδια αποτελέσματα με τις παραπάνω.

Α)ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΙΕΣΗΣ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΙΧΜΗΣ

- Ύψος αναφοράς

1. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

Έχουμε: $h=11,00\text{ m}$, $b=54,00\text{ m}$, $d=22,00\text{ m}$

Επειδή $h < b$ προκύπτει από παράγραφο 7.2.2 του Ευρωκώδικα 1991-1-4 ότι το ύψος αναφοράς ισούται με $z_e = h = 11,00\text{ m}$.

2. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

Έχουμε: $h=11,00\text{ m}$, $b=22,00\text{ m}$, $d=54,00\text{ m}$

Επειδή $h < b$ προκύπτει από παράγραφο 7.2.2 του Ευρωκώδικα 1991-1-4 ότι το ύψος αναφοράς ισούται με $z_e = h = 11,00\text{ m}$.

Παρατηρούμε πως το ύψος αναφοράς είναι κοινό σε όλες τις περιπτώσεις.

- Συντελεστής τραχύτητας c_r

Για κατηγορία εδάφους II έχουμε $z_0=0,05\text{m}$, $z_{0,II}=0,05\text{m}$, $z_{\min}=2,00\text{m}$ και $z_{\max}=200\text{m}$. Επειδή $z_{\min} < z_e < z_{\max}$, ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται από την εξίσωση :

$$c_r(z_e) = k_r \cdot \ln(z_e/z_0), \quad (2.4)$$

όπου:

$$k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07}, \quad (2.5)$$

Από τις εξισώσεις (2.4) και (2.5) προκύπτουν: $k_r = 0,19$ και $c_r(10,00) = 1,025$

- Συντελεστής αναγλύφου $c_o(z)$

Δεν θεωρήθηκαν κάποια ειδικά στοιχεία για το ανάγλυφο του εδάφους, για αυτό τον λόγο θα χρησιμοποιηθεί η προτεινόμενη τιμή $c_o(z) = 1,00$ για τον υπολογισμό της βασικής ταχύτητας ανέμου.

- Μέση ταχύτητα ανέμου v_m

Η ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$V_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_0(z_e) \cdot v_b, \quad (2.6)$$

Από την εξίσωση (2.6) προκύπτει: $v_m(11) = 33,818 \text{ m/s}$

- Ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$

Η ένταση στροβιλισμού του ανέμου υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$I_v(z_e) = k_1 / c_0(z_e) \cdot \ln(z_e/z_0), \quad (2.7)$$

Από την εξίσωση (2.7), με $k_1=1,00$, προκύπτει: $I_v(11,00) = 0,185$

- Πίεση ταχύτητας αιχμής ανέμου

Η πίεση αιχμής ταχύτητας δίνεται από την εξίσωση:

$$q_p(z_e) = (1 + 7 \cdot I_v(z_e)) \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e), \quad (2.8)$$

όπου $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 = 0,00125 \text{ Mg/m}^3$, πυκνότητα αέρα

Οπότε από την εξίσωση (2.8) προκύπτει: $q_p(11,00) = 1,603 \text{ kN/m}^2$

B) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

1. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

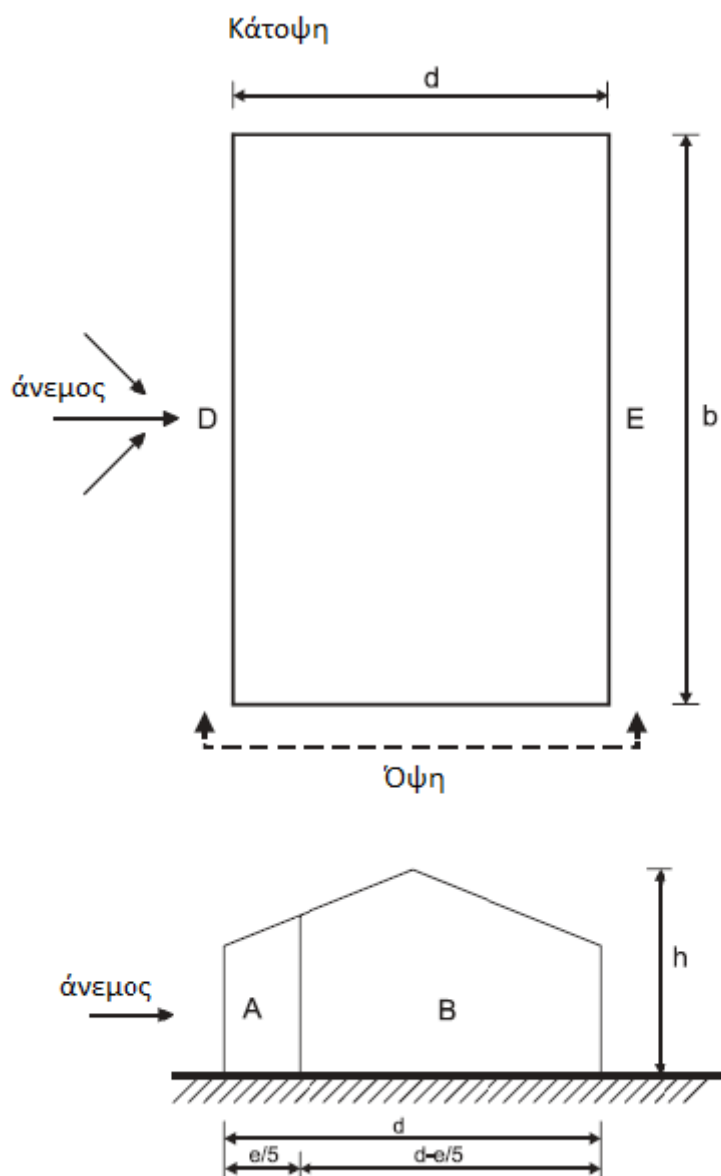
Προσδιορισμός συντελεστών εξωτερικής πίεσης:

Έχουμε ότι: $e = \min(b; 2h) = \min(54,00 \text{ m}, 22,00 \text{ m}) = 22,00 \text{ m} = d = 22,00 \text{ m}$

Ισχύει λοιπόν $5d > e \geq d$

$h/d = 11,00/22,00 = 0,5$

Οι ζώνες εμβαδών έχουν εμβαδό $A > 10 \text{ m}^2$, άρα χρησιμοποιούμε τον συντελεστή $c_{pe,10}$.



Σχήμα 2.4: Καθορισμός ζωνών A, B, D και E, ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου για $e \geq d$

Με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους προκύπτει ο Πίνακας.

Πίνακας 2.1: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ σε κατακόρυφους τοίχους για $\theta=0^\circ$

	Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
	$\leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3
	0,5	-1,2	-0,8	-0,5	+0,733	-0,366

Τιμές εξωτερικών πιέσεων επί κατακόρυφων τοίχων:

Οι τιμές των εξωτερικών πιέσεων προσδιορίζονται από την σχέση:

$$W_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} \quad (2.9)$$

Από την εξίσωση (2.9) παίρνουμε τις τιμές του Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.2: Τιμές εξωτερικής πίεσης ανά ζώνη για $\theta=0^\circ$

ZΩNH	A	B	D	E
w_e (kN/m ²)	-1,970	-1,313	-1,204	-0,601

2. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

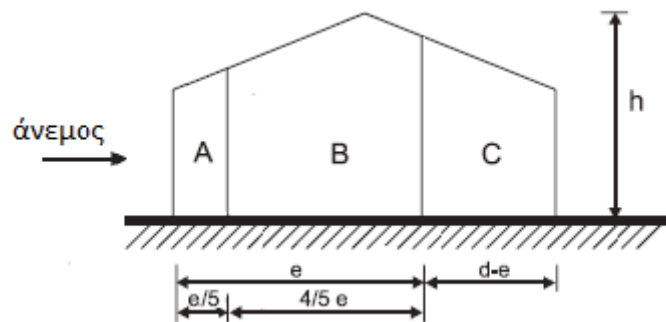
Προσδιορισμός συντελεστών εξωτερικής πίεσης:

Έχουμε ότι: $e = \min(b; 2h) = \min(22,00 \text{ m}, 22,00 \text{ m}) = 22,00 \text{ m}$ και $d = 54,00 \text{ m}$

Ισχύει λοιπόν $e < d$

$h/d = 11,00/54,00 = 0,203$

Οι ζώνες εμβαδών έχουν εμβαδό $A > 10 \text{ m}^2$, άρα χρησιμοποιούμε τον συντελεστή $c_{pe,10}$.



Σχήμα 2.5: Καθορισμός ζωνών A, B και C, ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου για $e \leq d$

Με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους προκύπτει ο Πίνακας.

Πίνακας 2.3: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ σε κατακόρυφους τοίχους για $\theta=90^\circ$

h/d	Zώνη	A	B	C	D	E
	$\leq 0,25$		-1,2	-0,8	-0,5	+0,7
0,5		-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

Τιμές εξωτερικών πιέσεων επί κατακόρυφων τοίχων:

Οι τιμές των εξωτερικών πιέσεων προσδιορίζονται από την εξίσωση (2.9)

Πίνακας 2.4: Τιμές εξωτερικής πίεσης ανά ζώνη για $\theta=90^\circ$.

ZΩNH	A	B	C	D	E
w_e (kN/m ²)	-1,970	-1,313	-0,821	+1,149	-0,493

Γ) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΤΗΣ ΣΤΕΓΗΣ

Η στέγη του κτίσματος είναι δικλινής στέγη με γωνιά κλίσης $\alpha=10,305^\circ$, οπότε τα φορτία υπολογίστηκαν με βάση την παράγραφο 6.1.4 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4.

1. Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

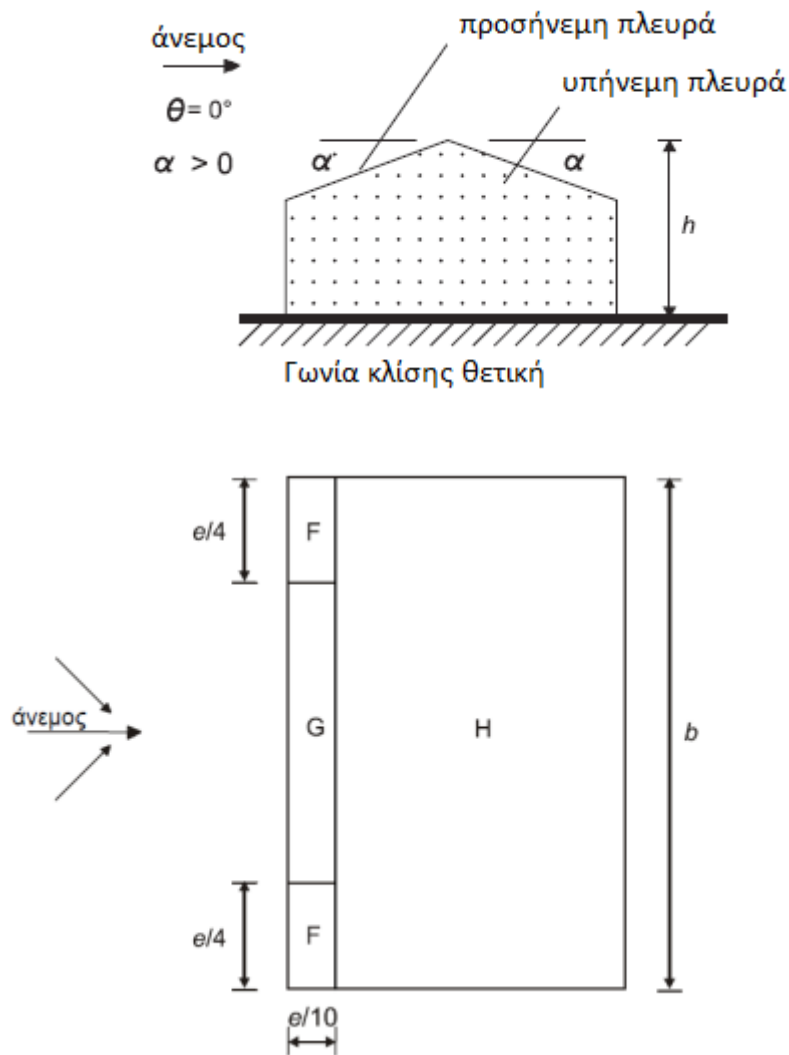
Προσδιορισμός συντελεστών εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες:

Έχουμε ότι: $e=\min(b;2h)=\min(54,00\text{ m}, 22,00\text{ m})= 22,00\text{ m} = d= 22,00\text{ m}$

Ισχύει λοιπόν $5d > e \geq d$

$h/d= 11,00/22,00= 0,5$

Οι ζώνες εμβαδών έχουν εμβαδό $A > 10\text{ m}^2$, άρα χρησιμοποιούμε τον συντελεστή $c_{pe,10}$.



Σχήμα 2.6: Καθορισμός ζωνών F, G και H για μονόκλινη στέγη, για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ και $\theta=180^\circ$.

Με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 6.4α του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες προκύπτει ο Πίνακας 2.5.

Πίνακας 2.5: Τιμές $c_{pe,10}$ για γωνία κλίσης $\alpha=10,3^\circ$ μετά από γραμμική παρεμβολή.

Γωνία κλίσης α	<i>ZΩNH για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$</i>				
	F	G	H	I	J
5°	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	+0,2
	+0,0	+0,0	+0,0		-0,6
15°	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1,0
	+0,2	+0,2	+0,2	+0,0	+0,0
10,305°	-1,276	-0,988	-0,441	-0,494	-0,433
	+0,106	+0,106	+0,106	+0,0	-0,282

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα από θετικές σε αρνητικές τιμές στην προσήνεμη πλευρά γύρω από γωνία κλίσης $\alpha=-5^\circ$ έως $\alpha=+45^\circ$, εύρος στο οποίο ανήκει και η παρούσα σκεπή με γωνία κλίσης $\alpha=10,305^\circ$, για αυτό τον λόγο δίνονται τόσο οι θετικές όσο και οι αρνητικές τιμές. Για τις στέγες αυτές, πρέπει να θεωρούνται τέσσερις περιπτώσεις, όπου οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές όλων των επιφανειών F, G και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J, χωρίς να επιτρέπεται η ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά.

Οι τιμές εξωτερικών πιέσεων επί της στέγης για $\theta=0^\circ$ δίνονται από την Εξίσωση (2.9):

Πίνακας 2.6: Μεγαλύτερες και μικρότερες τιμές εξωτερικής πίεσης των ζωνών για $\theta=0^\circ$.

<i>ZΩNH</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>H</i>	<i>I</i>	<i>J</i>
w_e (kN/m ²)	-2,095	-1,622	-0,724	-0,811	-0,717
	+0,174	+0,174	+0,174	0,000	-0,463

2.Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

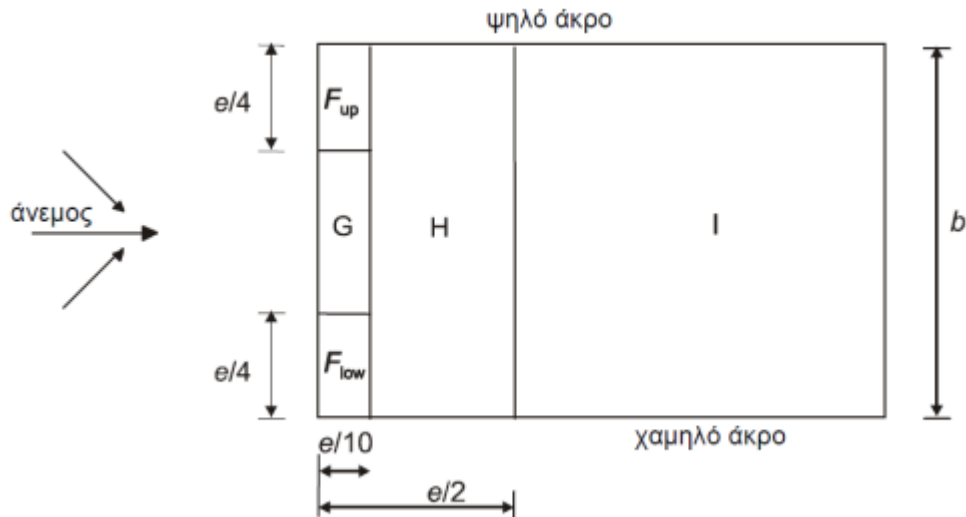
Προσδιορισμός συντελεστών εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες:

Έχουμε ότι: $e=\min(b;2h)=\min(22,00\text{ m}, 22,00\text{ m})=22,00\text{ m}$ και $d=54,00\text{ m}$

Ισχύει λοιπόν $e < d$

$h/d=11,00/54,00=0,203$

Οι ζώνες εμβαδών έχουν εμβαδό $A > 10\text{ m}^2$, άρα χρησιμοποιούμε τον συντελεστή $c_{pe,10}$.



Σχήμα 2.7: Καθορισμός ζωνών F, G, H και I για μονοκλινή στέγη, για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ και $\theta=270^\circ$.

Με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 6.4α του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες προκύπτει ο Πίνακας 2.7.

Πίνακας 2.7: Τιμές $c_{pe,10}$ για γωνία κλίσης $\alpha=10,3^\circ$ μετά από γραμμική παρεμβολή.

Γωνία κλίσης α	ΖΩΝΗ για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$			
	F	G	H	I
5°	-1,6	-1,3	-0,8	-0,8
15°	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4
$10,305^\circ$	-1,276	-0,988	-0,441	-0,494

Οι τιμές εξωτερικών πιέσεων επί της στέγης για $\theta=90^\circ$ δίνονται από την Εξίσωση (2.9):

Πίνακας 2.8: Τιμές εξωτερικής πίεσης των ζωνών για $\theta=90^\circ$.

ΖΩΝΗ	F	G	H	I
w_e (kN/m ²)	-2,366	-2,135	-1,062	-0,898

Δ)ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

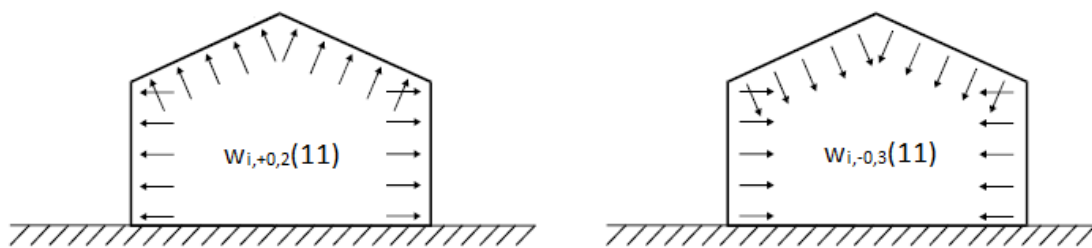
Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική πίεση και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνεται υπόψη μαζί με αυτήν, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Ύστερα χρησιμοποιώντας τον παρακάτω τύπο υπολογίζονται οι τιμές της εσωτερικής πίεσης:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} , \quad (2.10)$$

Ένα κτίριο διαθέτει καθοριστική πλευρά, όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του κτιρίου. Άρα το κτίριο δεν διαθέτει δεσπόζουσα πλευρά και αφού δεν είναι εύκολο να υπολογίσουμε με ακρίβεια το ποσοστό των ανοιγμάτων (μ), χρησιμοποιούμε ως συντελεστή πίεσης c_{pi} την δυσμενέστερη κατά περίπτωση τιμή από το +0,2 και -0,3. Αν ο συντελεστής εξωτερικής πίεσεως σε έναν τοίχο είναι θετικός τότε το δυσμενέστερο είναι να ληφθεί συντελεστής εσωτερικής πίεσεως, $c_{pi} = -0,3$, ενώ αν είναι αρνητικός τότε είναι $c_{pi} = +0,2$. Από τις κανονιστικές διατάξεις προτείνεται να λαμβάνονται και οι δύο περιπτώσεις φορτίσεως και να συνδυάζονται με τις εξωτερικές πιέσεις.

Για $c_{pi} = +0,2$, προκύπτει από την Εξίσωση (2.10): $w_i = 0,33 \text{ kN/m}^2$

Για $c_{pi} = -0,3$, προκύπτει από την Εξίσωση (2.10): $w_i = -0,49 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.8: Φορά των εσωτερικών πιέσεων της κατασκευής.

2.6 Σεισμικές δράσεις

Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις, τόσο οριζόντιες όσο και κατακόρυφες, που προκαλούν αδρανειακές δυνάμεις στις κατασκευές. Οι πλέον σοβαρές είναι οι οριζόντιες δυνάμεις, καθώς έχουν μεγαλύτερο μέγεθος, όμως υπό συνθήκες και οι κατακόρυφες δυνάμεις μπορεί να προκαλέσουν σοβαρά προβλήματα. Στην Ελλάδα οι σεισμικές δράσεις αποτελούν συχνό φαινόμενο και για αυτόν τον λόγο δίνεται ιδιαίτερη βάση στον σχεδιασμό των κατασκευών έναντι αυτών.

Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού είναι οι ταλαντώσεις που προκαλούνται στο κτίριο από τον σεισμό, στις οποίες αναφέρονται και με τον όρο σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι δράσεις αυτές κατατάσσονται πάλι στις τυχηματικές αλλά δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως δεν συνδυάζονται και με δράσεις ανέμου. Πιο αναλυτικά οι σεισμικές δράσεις είναι αδρανειακές δυνάμεις, που δημιουργούνται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Επομένως το μέγεθος αυτών των δράσεων εξαρτάται από την φύση της σεισμικής δόνησης του εδάφους, η οποία καθορίζεται από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση, και το πως συμπεριφέρεται η κατασκευή, που καθορίζεται από παράγοντες όπως η ακαμψία, η κατανομή μάζας, η απόσβεση και οι ιδιότητες των υλικών κατασκευής.

Οι θεμελιώδεις απαιτήσεις που πρέπει να τηρούνται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα είναι οι παρακάτω. Πρέπει να γίνεται ανάληψη της σεισμικής δράσης σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική του ακεραιότητα και παραμένονσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με: α) την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης, P_{NCR} , σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς, T_{NCR} , και β) τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I . Τα ελληνικά πρότυπα ορίζουν πιθανότητα υπέρβασης $P_{NCR}= 10\%$ και περίοδο επαναφοράς $T_{NCR}= 475$ έτη. Επίσης η ανάληψη της σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών, δηλαδή της σεισμικής δράσης με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με την δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την «απαίτηση περιορισμού βλαβών» έχει πιθανότητα υπέρβασης, $P_{NCR}= 10\%$, σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς, $T_{DLR}=95$ έτη.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN 1998-1, μπορούμε να υπολογίσουμε τα σεισμικά αποτελέσματα με βάση έναν από τους δύο ακόλουθους τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για την ανάλυση της κατασκευής. Η μέθοδος αυτή δύναται να χρησιμοποιηθεί σε οποιοδήποτε τύπο κτιρίου και λαμβάνει υπόψη την απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Αυτό θεωρούμε ότι επιτυγχάνεται, είτε όταν το άθροισμα των δρώσεων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον 90% της συνολικής μάζας του φορέα, είτε όταν λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσεις ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας. Επιλέγεται να ακολουθηθεί η πρώτη οδός με το άθροισμα των δρώσεων ιδιομορφικών μαζών να είναι κατ' ελάχιστο 90% της συνολικής μάζας.

Η παραπάνω μέθοδος εφαρμόστηκε μέσω του προγράμματος SAP2000. Η μάζα που συμμετέχει κατά τον σεισμό ορίστηκε με βάση τα φορτία που έχουμε εισάγει στον φορέα, με συντελεστές $1,0 \cdot \text{Μόνιμα}(G) + 0,8 \cdot \text{Κινητά}(Q)$. Ο σεισμός θεωρείται ότι δρα κατά τους άξονες χ και ψ , σύμφωνα με τους οποίους ορίσαμε το προσομοίωμα στο πρόγραμμα και οι οποίοι είναι κάθετοι μεταξύ τους.

Προκειμένου να εφαρμοστεί η ανάλυση αρχικά υπολογίστηκαν οι ιδιομορφές ταλάντωσης του κτιρίου και οι ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες, που αντιστοιχούν σε αυτές. Ύστερα μέσω του οριζοντίου φάσματος σχεδιασμού, το οποίο παρουσιάζεται αναλυτικά πιο κάτω, υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση, για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης με καθορισμένο πρόσημο. Η ιδιομορφική επαλληλία γίνεται μέσω της Πλήρης Τετραγωνικής Επαλληλίας (CQC), ώστε να υπολογιστεί η πιθανή ακραία τιμή, με ακαθόριστο πρόσημο, του τυχόντος μεγέθους απόκρισης.

1. Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας

Παρατίθεται ο Πίνακας 2.9 και ο Πίνακας 2.10 από τον Ευρωκώδικα 8, σύμφωνα με τους οποίους η κατασκευή κατατάσσεται στην κατηγορία II, με συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_I=1,00$.

Πίνακας 2.9: Κατηγορία σπουδαιότητας ανάλογα με την χρήση των κτιρίων.

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, πχ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, πχ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια των σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, πχ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Πίνακας 2.10: Συντελεστής σπουδαιότητας ανά κατηγορία σπουδαιότητας.

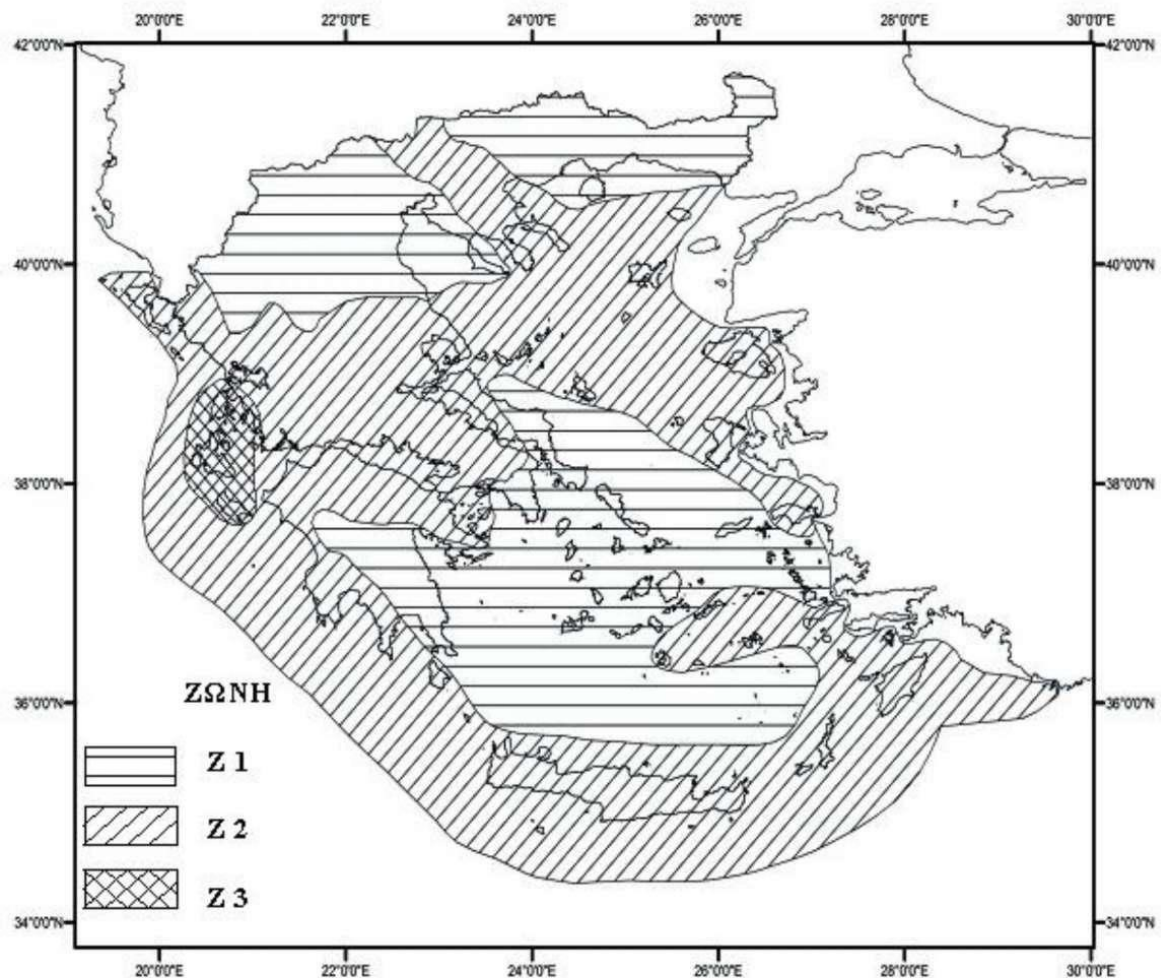
Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I	0,80	1,00	1,20	1,40

2. Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Το μέγεθος των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται από τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση a_{gr} , που αποτελεί την μοναδική συμβατική παράμετρο. Η περιοχή κατασκευής του έργου καθορίζει την a_{gr} , ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται. Παρακάτω παρατίθεται ο χάρτης της Ελλάδας στον οποίο διακρίνονται οι τρεις διαφορετικές ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (Z1, Z2, Z3), όπως έχουν οριστεί, ενώ στον πίνακα που ακολουθεί βλέπουμε πως μεταβάλλεται η τιμή της a_{gr} , ανάλογα με την ζώνη την οποία βρισκόμαστε.

Πίνακας 2.11: Τιμές αναφοράς a_{gr} της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A.

Ζώνη	A_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36



Σχήμα 2.8: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας στην Ελλάδα.

3. Προσδιορισμός της Κατηγορίας Εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες A, B, C, D και E. Το παρόν κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 του Ευρωκώδικα EN 1998-1. Ο συγκεκριμένος πίνακας καθορίζει την κατηγορία του εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Οι τιμές των παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης, δίνονται από τον Πίνακα 2.12:

Πίνακας 2.12: Παράμετροι φασμάτων ελαστικής απόκρισης

Κατηγορία Εδάφους	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,00	0,15	0,40	2,50
B	1,20	0,15	0,50	2,50
C	1,15	0,20	0,60	2,50
D	1,35	0,20	0,80	2,50
E	1,40	0,15	0,50	2,50

Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα για έδαφος κατηγορίας B θα έχουμε :
 $S=1.20$, $T_B=0.15\text{sec}$, $T_C=0.50\text{sec}$ και $T_D=2.50\text{sec}$

4. Συντελεστής συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα . Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίνονται στον παρακάτω πίνακα, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

Πίνακας 2.13: Συντελεστής συμπεριφοράς q ανάλογα με τον στατικό τύπο.

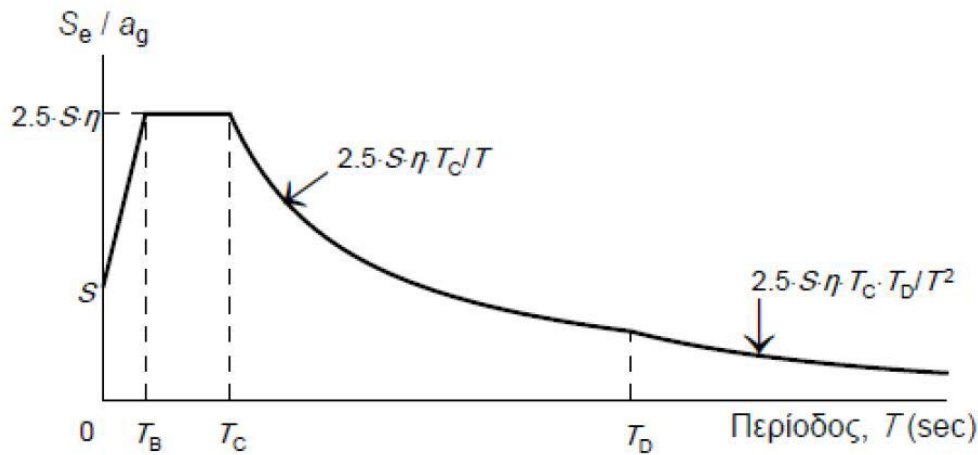
ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	KIPM	KIPY
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4	4
	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρος συνδέσμους	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	2	2
	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
	4	$5\alpha_w/\alpha_1$

5. Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Για την κατασκευή των φασμάτων έγιναν λοιπόν οι ακόλουθες παραδοχές :

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 (επιτάχυνση $a_{gr}=0,24g$)
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II και $\gamma_i=1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q=4$
- Απόσβεση $\zeta=5\%$

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$, με βάση τον Ευρωκώδικα EN 1998-1, ορίζεται ως εξής:



Σχήμα 2.9: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού.

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right), \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (2.11)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2,5}{q} \right), \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (2.12)$$

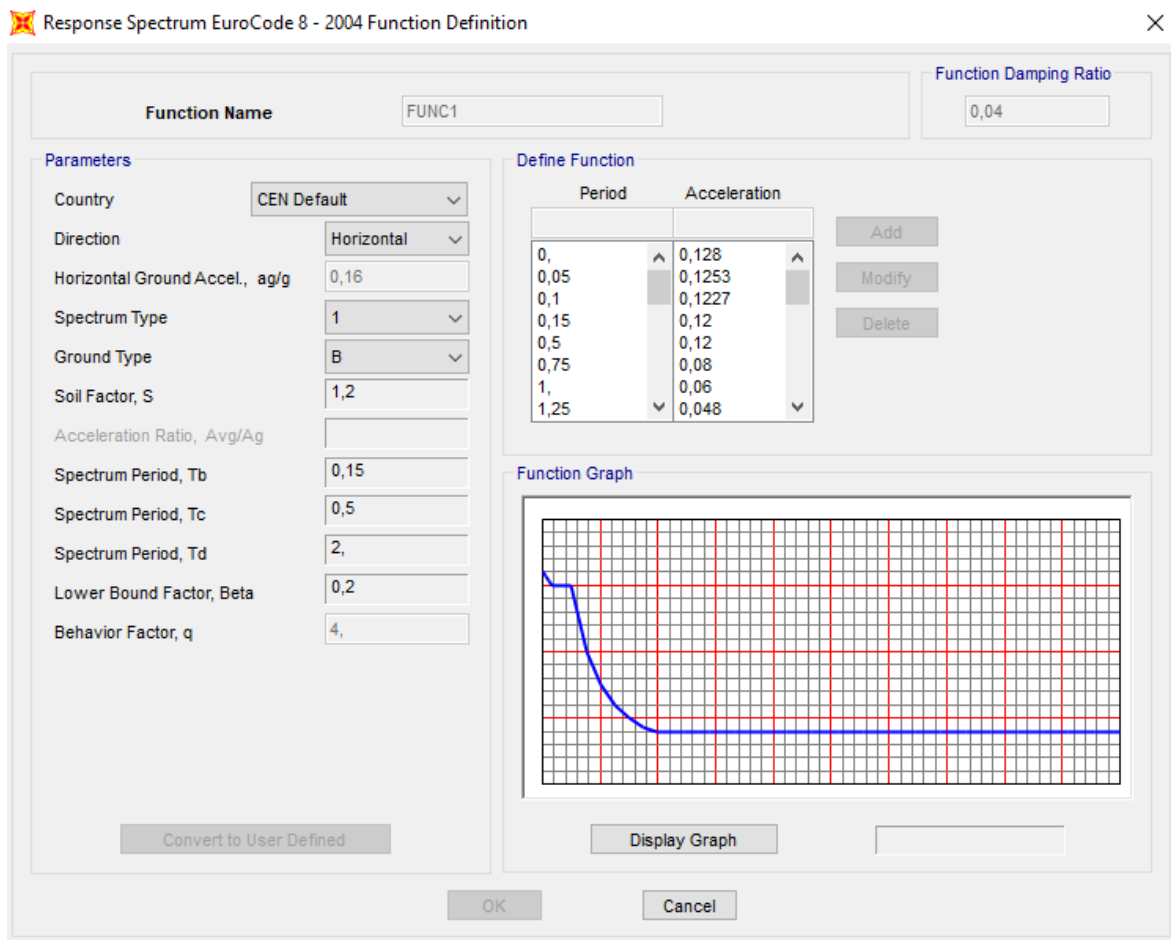
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \right) \geq \beta \cdot a_g, \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (2.13)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2,5}{q} \right) \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \geq \beta \cdot a_g, \quad \text{για } T_D \leq T \quad (2.14)$$

όπου:

$S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

- T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης
- α_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($ag = \gamma_i \cdot agr$)
- T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- S είναι ο συντελεστής εδάφους
- q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
- β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN 1998-1 NA παράγραφος §3.2.2.5(4)P προκύπτει, $\beta=0.20$.



Σχήμα 2.10: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, ρυθμίσεις στο πρόγραμμα SAP2000.

2.7 Συνδυασμοί δράσεων

2.7.1 Οριακές Καταστάσεις

Προκειμένου να σχεδιαστεί επαρκώς το εκάστοτε κτίριο εξετάζουμε πως αυτό συμπεριφέρεται στους συνδυασμούς δράσεων. Το κτίριο πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις αντοχής, λειτουργικότητας και ανθεκτικότητας των κατασκευαστικών κανονισμών με επαρκή ασφάλεια, ώστε να παραμένει κατάλληλο για χρήση. Συγκεκριμένα, ορίζουμε τις οριακές καταστάσεις, πέραν από τις οποίες ο φορέας, είτε κάποιο τμήμα του, παύει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις του σχεδιασμού. Αυτές διακρίνονται στις εξής δύο κατηγορίες:

- Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ΟΚΑ) – Ultimate Limit States (ULS), που εξετάζουν κατά κύριο λόγο τις πλαστικές αντοχές, την απώλεια ευστάθειας, την πιθανή θραύση, κόπωση ή ανατροπή των μελών, και αποτελούν συνθήκες πέραν των οποίων είναι πιθανή η κατάρρευση ή ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του.
- Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) – Serviceability Limit States (SLS), που εξετάζουν κατά κύριο λόγο τις μετατοπίσεις, ταλαντώσεις και ρηγματώσεις μελών, και αποτελούν συνθήκες πέραν των οποίων δεν παρατηρούνται πλέον οι καθορισμένες απαιτήσεις λειτουργικότητας για το φορέα ή τμήματος αυτού.

Οι παραπάνω οριακές καταστάσεις καθορίζονται προσανξάνοντας τα φορτία που δέχεται η κατασκευή πολλαπλασιάζοντάς τα με επιμέρους συντελεστές ασφαλείας. Τα φορτία που προκύπτουν αποτελούν τις δράσεις ή φορτία σχεδιασμού και συνδυάζονται μεταξύ τους, φορτίζοντας τον φορέα σε διαφορετικά σενάρια για να σχεδιαστεί. Στον σχεδιασμό ελέγχουμε τον φορέα, ώστε σε καμία οριακή κατάσταση να μην υπερβαίνονται οι αντοχές των μελών.

2.7.2 Συνδυασμοί φορτίσεων

Όπως παρουσιάστηκαν προηγουμένως στο ίδιο κεφάλαιο, προσδιορίστηκαν οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, που επενεργούν στην κατασκευή, στην εκάστοτε αντίστοιχη θέση, ανάλογα με το είδος και την μορφή. Αυτές οι δράσεις πολλαπλασιάζονται με τους κατάλληλους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ και συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλα πολλαπλασιάζοντας αυτές με τους συντελεστές συνδυασμού ψ . Αυτό συμβαίνει τόσο για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας όσο και λειτουργικότητας και εφαρμόζονται στην συνέχεια πάνω στον φορέα. Οι δράσεις που κάθε φορά συνδυάζονται, είναι προφανές ότι ενεργούν και εκδηλώνονται στο κτίριο ταυτόχρονα. Παρακάτω ακολουθεί εκτενής αναφορά στους συνδυασμούς και η επεξήγηση αυτών:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας, για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

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

- Οριακή κατάσταση αστοχίας, για καταστάσεις σεισμού

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

- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, χαρακτηριστικός σχεδιασμός

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

Επεξήγηση των συμβόλων των συνδυασμών:

Η μορφή των συνδυασμών είναι καθαρά συμβολική. Το σύμβολο «+» δηλώνει «επαλληλία με», δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων, και δεν σημαίνει αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση.

$G_{k,j}$: χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

P : χαρακτηριστική τιμή προέντασης

$Q_{k,1}$: Χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$: χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i , που συνυπάρχουν

A_{ED} : τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

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

$\gamma_{Q,i}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

γ_p : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

$\psi_{0,i}$: συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1990, Πίνακας X,XX)
 $\psi_{1,i}$:
 $\psi_{2,i}$:

Συντελεστής ασφαλείας γ

Οι συντελεστές ασφαλείας « γ » τοποθετούνται, έτσι ώστε να λαμβάνονται υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανές ανακρίβειες στην προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων, όπως εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις.

$\gamma_{G,j} = 1.35$, όπου είναι δυσμενής και 1.00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,I} = 1.50$, όπου είναι δυσμενής και 0 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i} = 1.50$, όπου είναι δυσμενής και 0 όπου είναι ευνοϊκή

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μόνιμων δράσεων προσαυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων και ως ευμενής η αντίθετη.

Συντελεστές συνδυασμού ψ

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ_i των μεταβλητών δράσεων χρησιμοποιούνται, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέων δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων. Στον Πίνακα 2.14 παρουσιάζονται οι τιμές συντελεστών ψ_i του EN 1990, που συμφωνούν με τις τιμές των συντελεστών ψ_2 του ΕΑΚ 2000 για τον τύπο της κατασκευής μας.

Πίνακας 2.14: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i για κτίρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

Για μία περίπτωση οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωσης σε ένα στοιχείο, μία διατομή ή μία σύνδεση, ο βασικός έλεγχος που πραγματοποιείται, περιγράφεται από την εξής ανίσωση:

$$E_d \leq R_d$$

Όπου:

E_d : η τιμή σχεδιασμού που προκύπτει από τις δράσεις, δηλαδή εντατικό μέγεθος (αξονική δύναμη N , τέμνουσα δύναμη V , ροπή M) ή διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη.

R_d : Η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

Για μία περίπτωση οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, ο βασικός έλεγχος περιγράφεται από την εξής ανίσωση:

$$Ed \leq Cd$$

Όπου:

E_d : η τιμή σχεδιασμού που προκύπτει από τις δράσεις που συναντάμε στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας, δηλαδή εντατικό μέγεθος (αξονική δύναμη N , τέμνουσα δύναμη V , ροπή M) ή διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη.

C_d : Η τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

Συνδυασμοί φορτίσεων στην παρούσα εργασία

- Οριακή κατάσταση αστοχίας, για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:
 - Δυσμενής συνδυασμός:
 - Επικρατέστερο μεταβλητό φορτίο, του χιονιού
 $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W + 1,50 \cdot 0,00 \cdot Q$
 - Επικρατέστερο μεταβλητό φορτίο, του ανέμου
 $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot W + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,00 \cdot Q$
 - Ευμενής συνδυασμός:
Επικρατέστερο μεταβλητό φορτίο, του ανέμου (προς τα πάνω)
 $1,00 \cdot G + 1,50 \cdot W$
- Οριακή κατάσταση αστοχίας, για καταστάσεις σεισμού:
 - Σεισμός κατά x :
 $1,00 \cdot G + 0,30 \cdot S \pm 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y$
 - Σεισμός κατά y :
 $1,00 \cdot G + 0,30 \cdot S \pm 1,00 \cdot E_y \pm 0,30 \cdot E_x$
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
 - Επικρατέστερο μεταβλητό φορτίο, του χιονιού
 $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot S + 0,60 \cdot W$
 - Επικρατέστερο μεταβλητό φορτίο, του ανέμου (για φορτία προς τα κάτω)
 $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot W + 0,50 \cdot S$

- Επικρατέστερο μεταβλητό φορτίο, του ανέμου (για φορτία προς τα πάνω)
 $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot W$

Όπου:

G: Ίδιο βάρος του φορέα και τα πρόσθετα μόνιμα

S: Φορτίου χιονιού

W: Φορτίο ανέμου

E_x : Σεισμικό φορτίο κατά x

E_y : Σεισμικό φορτίο κατά y

Συγκεκριμένα για την κατασκευή μας χρησιμοποιήθηκαν τα εξής loadcases:

1. DL: Μόνιμα φορτία λόγω ιδίου βάρους της κατασκευής
2. DL2: Πρόσθετα μόνιμα φορτία λόγω επικαλύψεων στέγης και κατακόρυφων τοίχων
3. LL: Κινητό φορτίο στέγης
4. Snow: Φορτία χιονιού
5. WE90: Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta=90^\circ$
6. WE0: Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta=0^\circ$, πρώτη παραλλαγή φόρτισης στέγης
7. WE0_no2: Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta=0^\circ$, δεύτερη παραλλαγή φόρτισης στέγης
8. WE0_no3: Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta=0^\circ$, τρίτη παραλλαγή φόρτισης στέγης
9. WE0_no4: Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου διεύθυνσης $\theta=0^\circ$, τέταρτη παραλλαγή φόρτισης στέγης
10. WI_+0,2: Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου, θετική εσωτερική πίεση
11. WI_-0,3: Φόρτιση λόγω εξωτερικών πιέσεων ανέμου, αρνητική εσωτερική πίεση

3 Παραλλαγές Φορέα

3.1 Γενική Παρουσίαση Φορέα και Παραλλαγών

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι να αξιολογήσει πώς οι διαφορετικοί τρόποι κατασκευής του βιομηχανικού μεταλλικού στεγάστρου επηρεάζουν το συνολικό βάρος της κατασκευής και να προσεγγίσει έναν όσο το δυνατόν οικονομικότερο, ως προς το κόστος των υλικών, τρόπο κατασκευής. Για αυτό τον λόγο εξετάζουμε μία σειρά διαφορετικών στοιχείων στην κατασκευή. Τα πλαίσια του φορέα εξετάζονται τόσο ως προς τον τρόπο έδρασής τους, για το εάν χρειάζονται ή όχι ενίσχυση στον κόμβο με το ζύγωμα, για το αν βοηθάει ένας ελκυστήρας που θα ενώνει τους δύο κόμβους και το εάν ο αριθμός των ανοιγμάτων παίζει σημαντικό ρόλο. Ακόμη εξετάζονται διαφορετικά στατικά προσομοιώματα για τις τεγίδες του στεγάστρου, ενώ εξετάζεται και ο τρόπος έδρασης των μετωπικών υποστηλωμάτων.

Το πρόγραμμα ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση, την ανάλυση και την μελέτη της κατασκευής, είναι το SAP2000 της εταιρίας CSI Computers & Structures, INC. Στα προσομοιώματα χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά στοιχεία, ενώ οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, ήταν ελαστικές πρώτης τάξεως, καθώς ύστερα από την ανάλυση προέκυψε ότι ικανοποιείται ο έλεγχος χρησιμοποίησης ανάλυσης πρώτης τάξεως, δηλαδή $a_{cr} \geq 10$, για ελαστική ανάλυση.

Η κατασκευή φέρει χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας στα ακριανά και στο μεσαίο άνοιγμα μεταξύ των πλαισίων. Αυτά συνδέονται μεταξύ τους με τις κύριες δοκούς που ενώνουν τα πλαίσια από τον έναν κόμβο υποστυλώματος-ζυγώματος στον επόμενο αλλά και από την μία κορυφή στην άλλη, με αρθρωτές συνδέσεις. Οι μηκίδες είναι αμφιαρθρωτές, παραλαμβάνοντας αξονική δύναμη μόνο στα πλαίσια με τους συνδέσμους δυσκαμψίας για να λειτουργεί ως δικτύωμα. Οι τεγίδες, στις περιπτώσεις που εξετάζουμε τα διαφορετικά πλαίσια, είναι και αυτές αμφιαρθρωτές και παραλαμβάνουν αξονική πάλι μόνο στα ανοίγματα με τους συνδέσμους δυσκαμψίας, ενώ ύστερα εξετάζονται και τα αποτελέσματα με εφαρμογή δοκού Gerber. Οι μετωπικοί στύλοι δεν παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία, οπότε δεν επηρεάζονται από τις τεγίδες, παρά μόνο από τον άνεμο.

Τα μόνιμα φορτία υπολογίστηκαν αυτομάτως από το λογισμικό που χρησιμοποιήσαμε. Τα πρόσθετα μόνιμα, τα κινητά φορτία, το φορτίο χιονιού, και τα φορτία ανέμου τοποθετήθηκαν γραμμικά ή επιφανειακά ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία τοποθετημένα στα κατάλληλα δομικά μέλη της κατασκευής (μηκίδες και τεγίδες). Τα φορτία τους σεισμού υπολογίζονται μέσω του προγράμματος ορίζοντας τους κατάλληλους συντελεστές.

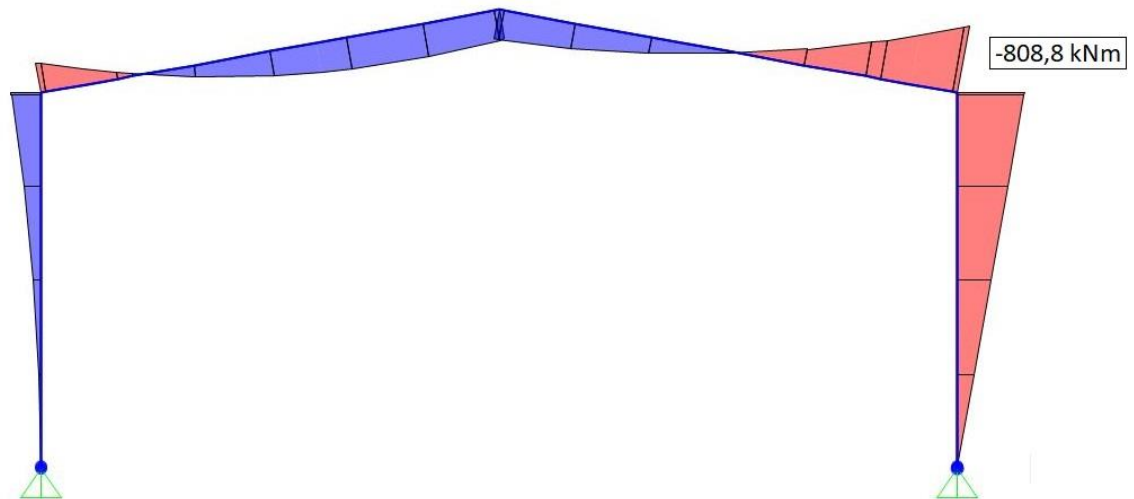
3.2 Παραλλαγές Πλαισίων

Στο παρόν υποκεφάλαιο θα παρουσιαστούν οι διαφορετικές παραλλαγές του φορέα, που αφορούν τα πλαίσια. Θα παρουσιαστούν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που εμφανίζονται στις διαφορετικές περιπτώσεις των πλαισίων μας καθώς και οι διατομές που κάθε φορά προκύπτουν, μαζί με το συνολικό βάρος της κατασκευής για ευκολότερη σύγκριση. Τα πλαίσια που θα παρουσιαστούν καταπονούνται από τον πλέον δυσμενή συνδυασμό που είναι ο COMB 28 της OKA: $1,35 \cdot DL + 1,5 \cdot WE0_no4 + 0,75 \cdot S$

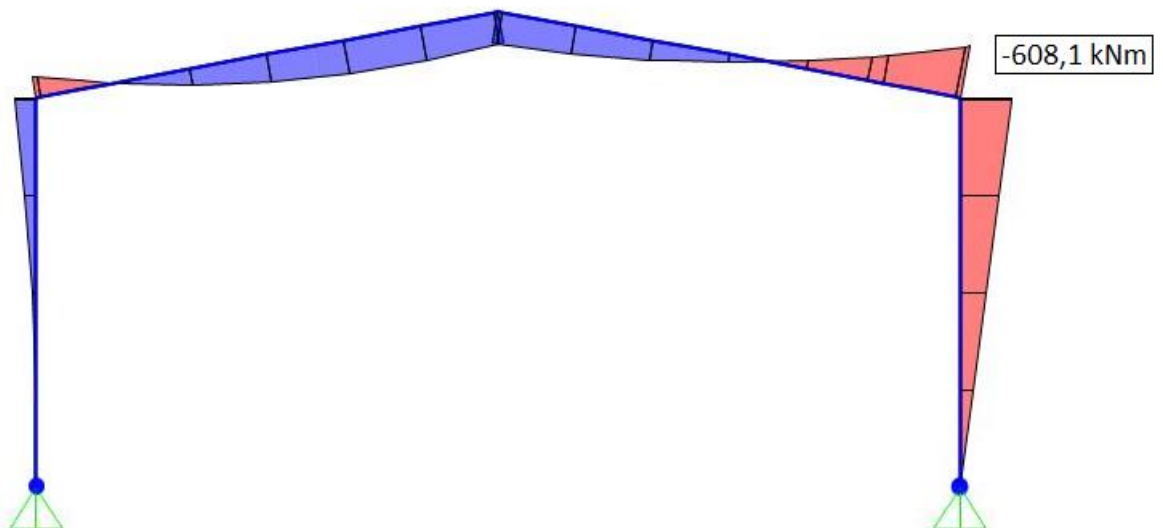
Οι παραλλαγές των πλαισίων αφορούν αλλαγές στην έδρασή τους, στην σύνδεση του κόμβου υποστυλώματος-ζυγώματος, στην ύπαρξη ή μη ελκυστήρα και στην απόσταση στην οποία απέχουν μεταξύ τους. Η έδρασή τους εξετάζεται για το αν συμφέρει να είναι άρθρωση ή πάκτωση. Στον κόμβο του υποστυλώματος με το ζύγωμα εξετάζεται κατά πόσο βοηθάει ή όχι η παρουσία ενίσχυσης. Επίσης αξιολογείται και η ύπαρξη ελκυστήρα ανάμεσα από τους δύο κόμβους υποστυλώματος-ζυγώματος. Τέλος όλες οι περιπτώσεις αναλύονται τόσο για την περίπτωση που έχουμε 9 ή 11 ανοίγματα μεταξύ των πλαισίων. Τα πλαίσια θα παρουσιαστούν από την ακριβότερη προς την φθηνότερη επιλογή.

3.2.1 1^η Παραλλαγή Πλαισίου: Αμφιαρθρωτό Πλαίσιο Χωρίς Ελκυστήρα

Στο Σχήμα 3.1 και στο Σχήμα 3.2 παρουσιάζονται τα διαγράμματα των ροπών για αμφιαρθρωτά πλαίσια χωρίς ελκυστήρα 9 και 11 ανοιγμάτων αντίστοιχα. Τα συγκεκριμένα πλαίσια παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες ροπές στον κόμβο υποστυλώματος – ζυγώματος και φορτίζονται με τον συνδυασμό COMB21. Στον Πίνακα 3.1 παρουσιάζονται οι διατομές που απαιτούνται για τις κατασκευές με αυτά τα χαρακτηριστικά, με τα αντίστοιχα ειδικά βάρη τους, και το συνολικό βάρος του υλικού που απαιτείται για την κατασκευή τους.



Σχήμα 3.1: Διάγραμμα ροπών αμφιαρθρωτού πλαισίου χωρίς ελκυστήρα 9 ανοιγμάτων.



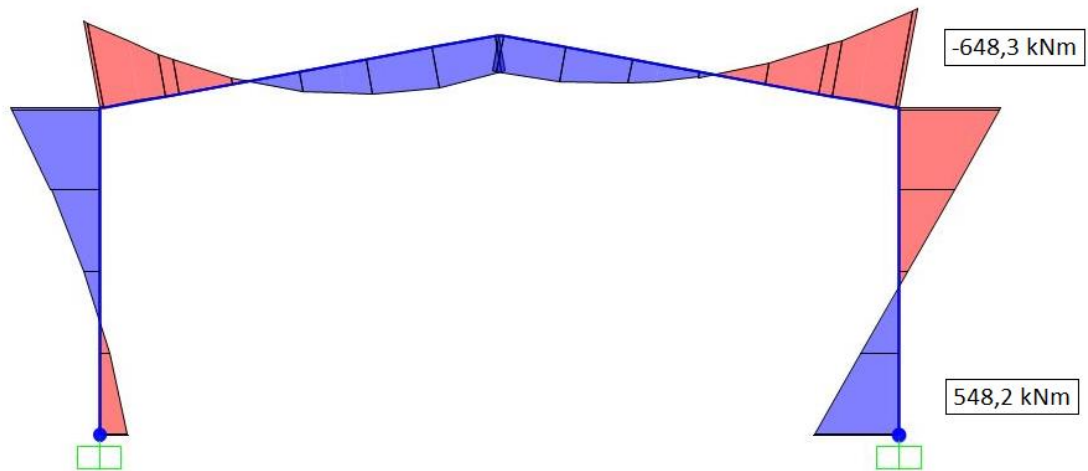
Σχήμα 3.2: Διάγραμμα ροπών αμφιαρθρωτού πλαισίου χωρίς ελκυστήρα 11 ανοιγμάτων.

Πίνακας 3.1: Διατομές των μελών, ειδικά βάρη και συνολικό βάρος υλικού.

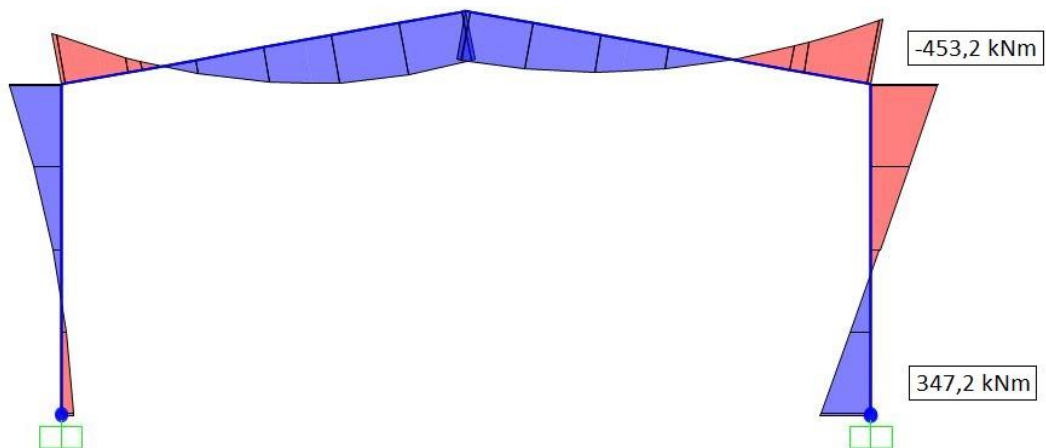
	<i>9 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ</i>		<i>11 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ</i>	
ΤΥΠΟΣ ΜΕΛΟΥΣ	ΤΥΠΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	<i>G(kg/m)</i>	ΤΥΠΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	<i>G(kg/m)</i>
ΜΗΚΙΔΑ	ΙΡΕ180	18,8	ΙΡΕ160	15,8
ΜΗΚΙΔΑ, Χ-ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ	ΗΕΑ180	35,5	ΗΕΑ160	30,4
ΤΕΓΙΔΑ	ΙΡΕ200	22,4	ΙΡΕ160	15,8
ΤΕΓΙΔΑ, Χ-ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ	ΙΡΕ200	22,4	ΙΡΕ160	15,8
ΜΗΚΙΔΑ ΠΡΟΣΟΨΗΣ	ΙΡΕ160	15,8	ΙΡΕ160	15,8
ΚΕΝΤΡΙΚΗ ΜΗΚΙΔΑ Π.	ΗΕΒ160	42,6	ΗΕΒ160	42,6
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΗΕΑ500	166,0	ΗΕΑ450	140,0
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Π.	ΙΡΕ360	57,1	ΙΡΕ360	57,1
ΖΥΓΩΜΑ	ΙΡΕ550	106,0	ΙΡΕ500	90,7
Χ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ	TUBO 133x4	12,72	TUBO133x4	12,7
Χ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ	TUBO 114,3x3,6	9,83	TUBO101,6x3,6	8,7
ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ ΚΟΡΦΙΑ	ΗΕΑ140	24,7	ΗΕΑ120	19,9
ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΙ ΠΛΑΓΙΟΙ	ΗΕΑ120	19,9	ΗΕΑ100	16,7
ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΝΑΙ	106,0	ΝΑΙ	90,7
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ(t)		102,6		94,7

3.2.2 2^η Παραλλαγή Πλαισίου: Αμφίπακτο Πλαίσιο Χωρίς Ελκυστήρα

Στο Σχήμα 3.3 και στο Σχήμα 3.4 παρουσιάζονται τα διαγράμματα των ροπών για αμφίπακτα πλαίσια χωρίς ελκυστήρα 9 και 11 ανοιγμάτων αντίστοιχα. Τα συγκεκριμένα πλαίσια παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες ροπές και φορτίζονται με τον συνδυασμό COMB21. Στον Πίνακα 3.2 παρουσιάζονται οι διατομές που απαιτούνται για τις κατασκευές με αυτά τα χαρακτηριστικά, με τα αντίστοιχα ειδικά βάρη τους, και το συνολικό βάρος του υλικού που απαιτείται για την κατασκευή τους.



Σχήμα 3.3: Διάγραμμα ροπών αμφίπακτου πλαισίου χωρίς ελκυστήρα 9 ανοιγμάτων.



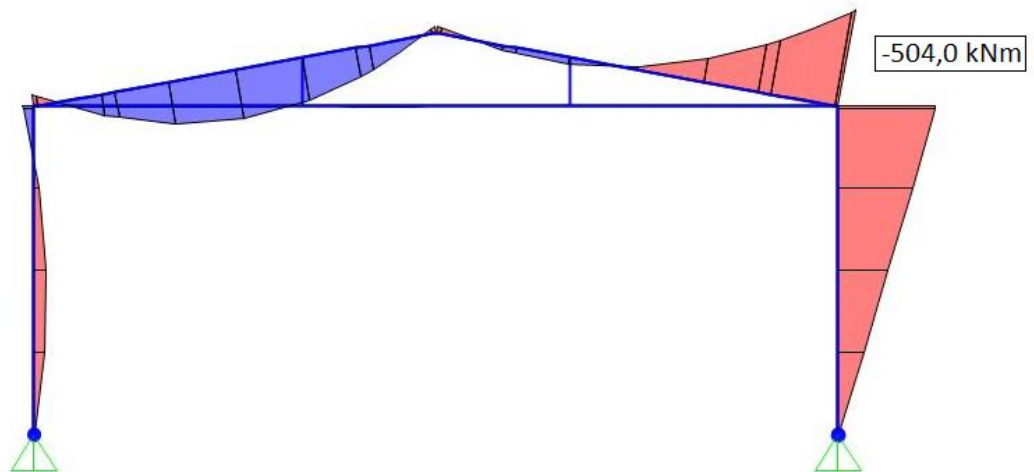
Σχήμα 3.4: Διάγραμμα ροπών αμφίπακτου πλαισίου χωρίς ελκυστήρα 11 ανοιγμάτων.

Πίνακας 3.2: Διατομές των μελών, ειδικά βάρη και συνολικό βάρος υλικού.

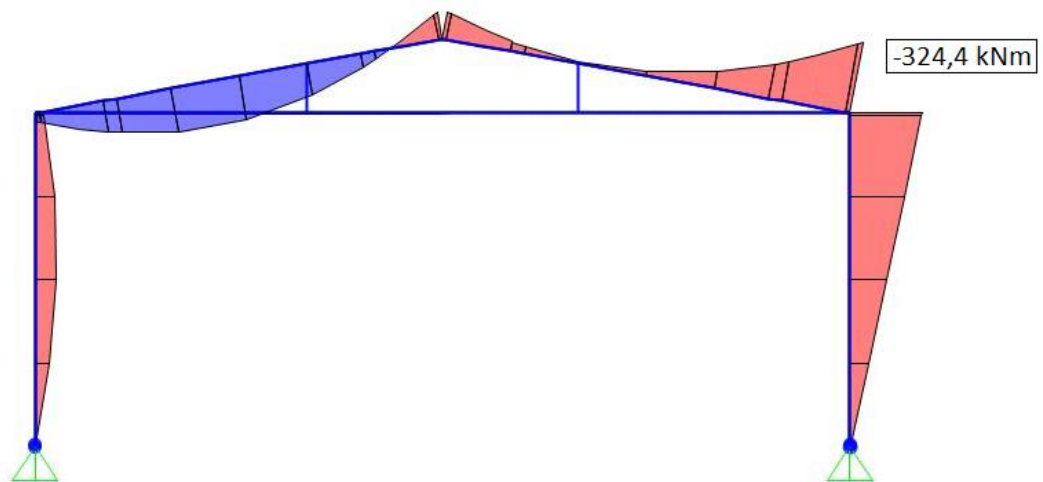
	<i>9 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ</i>		<i>11 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ</i>	
ΤΥΠΟΣ ΜΕΛΟΥΣ	ΤΥΠΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	<i>G(kg/m)</i>	ΤΥΠΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	<i>G(kg/m)</i>
ΜΗΚΙΔΑ	IPE180	18,8	IPE160	15,8
ΜΗΚΙΔΑ, Χ-ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ	HEA180	35,5	HEA160	30,4
ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	22,4	IPE160	15,8
ΤΕΓΙΔΑ, Χ-ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ	IPE200	22,4	IPE160	15,8
ΜΗΚΙΔΑ ΠΡΟΣΟΨΗΣ	IPE160	15,8	IPE160	15,8
ΚΕΝΤΡΙΚΗ ΜΗΚΙΔΑ Π.	HEB160	42,6	HEB160	42,6
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA400	125,0	HEA360	112
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Π.	IPE360	57,1	IPE360	57,1
ΖΥΓΩΜΑ	IPE500	90,7	IPE450	77,6
Χ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ	TUBO 127x4	12,1	TUBO 127x4	12,1
Χ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ	TUBO 108x3,6	9,3	TUBO 108x3,6	9,3
ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ ΚΟΡΦΙΑ	HEA140	24,7	HEA120	19,9
ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΙ ΠΛΑΓΙΟΙ	HEA120	19,9	HEA100	16,7
ΕΝΙΣΧΥΣΗ	NAI	90,7	NAI	77,6
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ(t)		91,2		84,8

3.2.3 3^η Παραλλαγή Πλαισίου: Αμφιαρθρωτό Πλαίσιο Με Ελκυστήρα

Στο Σχήμα 3.5 και στο Σχήμα 3.6 παρουσιάζονται τα διαγράμματα των ροπών για αμφιαρθρωτά πλαίσια με ελκυστήρα 9 και 11 ανοιγμάτων αντίστοιχα. Τα συγκεκριμένα πλαίσια παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες ροπές στον κόμβο υποστυλώματος – ζυγώματος και φορτίζονται με τον συνδυασμό COMB21. Στον Πίνακα 3.3 παρουσιάζονται οι διατομές που απαιτούνται για τις κατασκευές με αυτά τα χαρακτηριστικά, με τα αντίστοιχα ειδικά βάρη τους, και το συνολικό βάρος του υλικού που απαιτείται για την κατασκευή τους.



Σχήμα 3.5: Διάγραμμα ροπών αμφιαρθρωτού πλαισίου με ελκυστήρα 9 ανοιγμάτων.



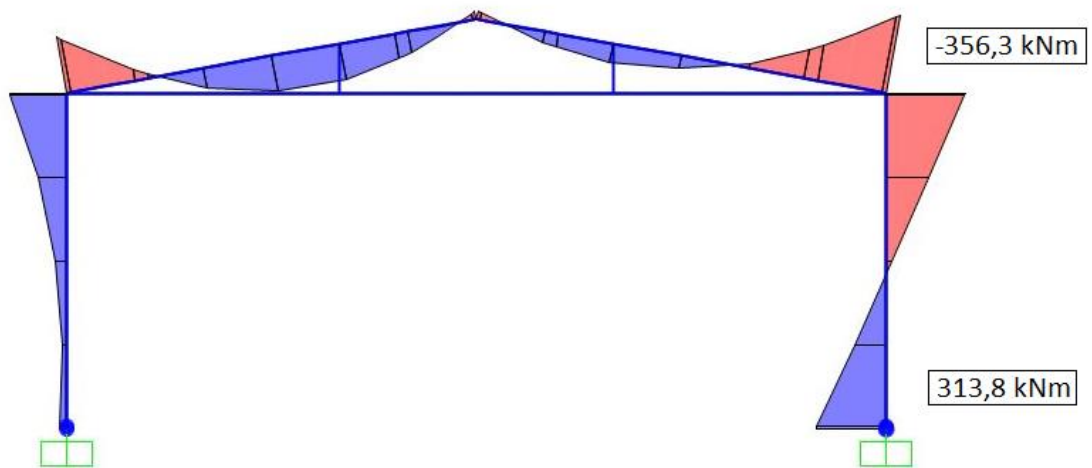
Σχήμα 3.6: Διάγραμμα ροπών αμφιαρθρωτού πλαισίου με ελκυστήρα 11 ανοιγμάτων.

Πίνακας 3.3: Διατομές των μελών, ειδικά βάρη και συνολικό βάρος υλικού.

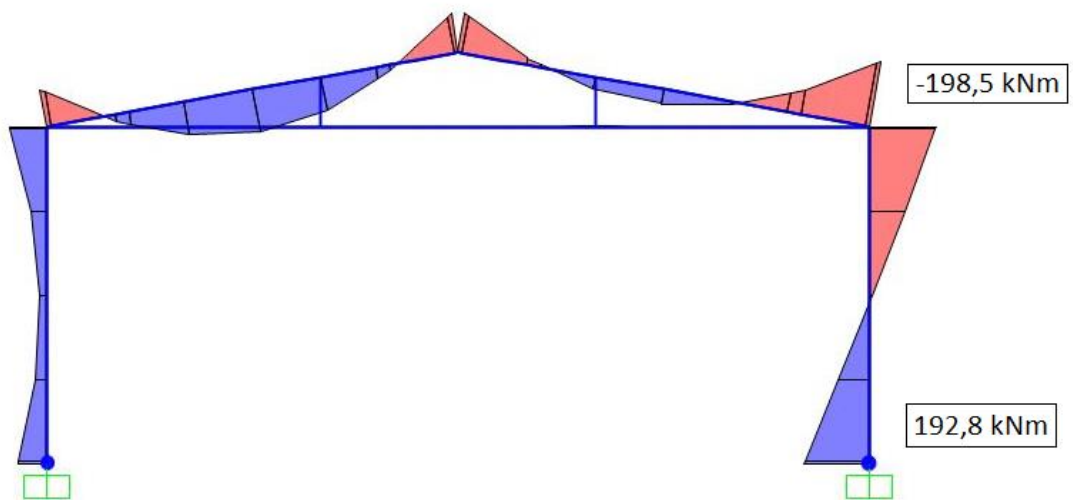
	<i>9 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ</i>		<i>11 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ</i>	
ΤΥΠΟΣ ΜΕΛΟΥΣ	ΤΥΠΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	<i>G(kg/m)</i>	ΤΥΠΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	<i>G(kg/m)</i>
ΜΗΚΙΔΑ	IPE180	18,8	IPE160	15,8
ΜΗΚΙΔΑ, Χ-ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ	HEA180	35,5	HEA160	30,4
ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	22,4	IPE160	15,8
ΤΕΓΙΔΑ, Χ-ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ	IPE200	22,4	IPE160	15,8
ΜΗΚΙΔΑ ΠΡΟΣΟΨΗΣ	IPE160	15,8	IPE160	15,8
ΚΕΝΤΡΙΚΗ ΜΗΚΙΔΑ Π.	HEB160	42,6	HEB160	42,6
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA450	140,0	HEA340	105,0
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Π.	IPE360	57,1	IPE360	57,1
ΖΥΓΩΜΑ	IPE500	90,7	IPE450	77,6
Χ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ	TUBO 133x4	12,7	TUBO 127x4	12,1
Χ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ	TUBO 114,3x3,6	9,8	TUBO 11,4x3,6	9,8
ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ ΚΟΡΦΙΑ	HEA100	16,7	HEA100	16,7
ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΙ ΠΛΑΓΙΟΙ	HEA120	19,9	HEA120	19,9
ΕΝΙΣΧΥΣΗ	NAI	90,7	NAI	77,6
ΕΛΚΥΣΤΗΡΑΣ	2UPN120	26,8	2UPN120/8	26,8
ΑΝΑΡΤΗΡΑΣ	L15x3	0,68	L15x3	0,7
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ(kg)		99,7		90,7

3.2.4 4^η Παραλλαγή Πλαισίου: Αμφίπακτο Πλαίσιο Με Ελκυστήρα

Στο Σχήμα 3.7 και στο Σχήμα 3.8 παρουσιάζονται τα διαγράμματα των ροπών για αμφίπακτα πλαίσια με ελκυστήρα 9 και 11 ανοιγμάτων αντίστοιχα. Τα συγκεκριμένα πλαίσια παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες ροπές στον κόμβο υποστυλώματος – ζυγώματος και φορτίζονται με τον συνδυασμό COMB21. Στον Πίνακα 3.4 παρουσιάζονται οι διατομές που απαιτούνται για τις κατασκευές με αυτά τα χαρακτηριστικά, με τα αντίστοιχα ειδικά βάρη τους, και το συνολικό βάρος του υλικού που απαιτείται για την κατασκευή τους.



Σχήμα 3.7: Διάγραμμα ροπών αμφίπακτου πλαισίου με ελκυστήρα 9 ανοιγμάτων.



Σχήμα 3.8: Διάγραμμα ροπών αμφίπακτου πλαισίου με ελκυστήρα 11 ανοιγμάτων.

Πίνακας 3.4: Διατομές των μελών, ειδικά βάρη και συνολικό βάρος υλικού.

	<i>9 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ</i>		<i>11 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ</i>	
ΤΥΠΟΣ ΜΕΛΟΥΣ	ΤΥΠΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	<i>G(kg/m)</i>	ΤΥΠΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	<i>G(kg/m)</i>
ΜΗΚΙΔΑ	IPE180	18,8	IPE160	15,8
ΜΗΚΙΔΑ, Χ-ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ	HEA180	35,5	HEA160	30,4
ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	22,4	IPE160	15,8
ΤΕΓΙΔΑ, Χ-ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ	IPE200	22,4	IPE160	15,8
ΜΗΚΙΔΑ ΠΡΟΣΟΨΗΣ	IPE160	15,8	IPE160	15,8
ΚΕΝΤΡΙΚΗ ΜΗΚΙΔΑ Π.	HEB160	42,6	HEB160	42,6
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA340	105,0	HEA300	88,3
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Π.	IPE360	57,1	IPE360	57,1
ΖΥΓΩΜΑ	IPE400	66,3	IPE360	57,1
Χ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ	TUBO 133x4	12,7	TUBO 127x4	12,1
Χ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ	TUBO 114,3x3,6	9,8	TUBO 114.3x3,6	9,8
ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ ΚΟΡΦΙΑ	HEA100	16,7	HEA100	16,7
ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΙ ΠΛΑΓΙΟΙ	HEA120	23,9	HEA120	19,9
ΕΝΙΣΧΥΣΗ	NAI	57,1	NAI	57,1
ΕΛΚΥΣΤΗΡΑΣ	2UPN100/15	21,2	2UPN100/15	21,2
ΑΝΑΡΤΗΡΑΣ	L15x3	0,7	L15x3	0,7
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ(t)		86,3		79,6

3.2.5 Σύγκριση παραλλαγών πλαισίων

Παρακάτω, στον Πίνακα 3.5, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα βάρη κάθε επιμέρους περίπτωσης καθώς και μία εκτίμηση του τελικού κόστους αν υπολογίσουμε κόστος 1,5 € / kg για την αγορά και την τοποθέτηση του χάλυβα.

Πίνακας 3.5: Συγκεντρωτικά τα βάρη και τα κόστη των πλαισίων ανά παραλλαγή.

	<i>9 Ανοίγματα</i>		<i>11 ανοίγματα</i>	
	Βάρος (t)	Κόστος (€)	Βάρος (t)	Κόστος (€)
1 ^η Παραλλαγή Πλαισίου	102,6 t	153.900 €	94,7 t	142.050 €
2 ^η Παραλλαγή Πλαισίου	91,2 t	136.800 €	84,8 t	127.200 €
3 ^η Παραλλαγή Πλαισίου	99,7 t	149.550 €	90,7 t	136.050 €
4 ^η Παραλλαγή Πλαισίου	86,3 t	129.450 €	79,6 t	119.400 €

3.3 Παραλλαγή Στατικού Προσομοιώματος Τεγίδων

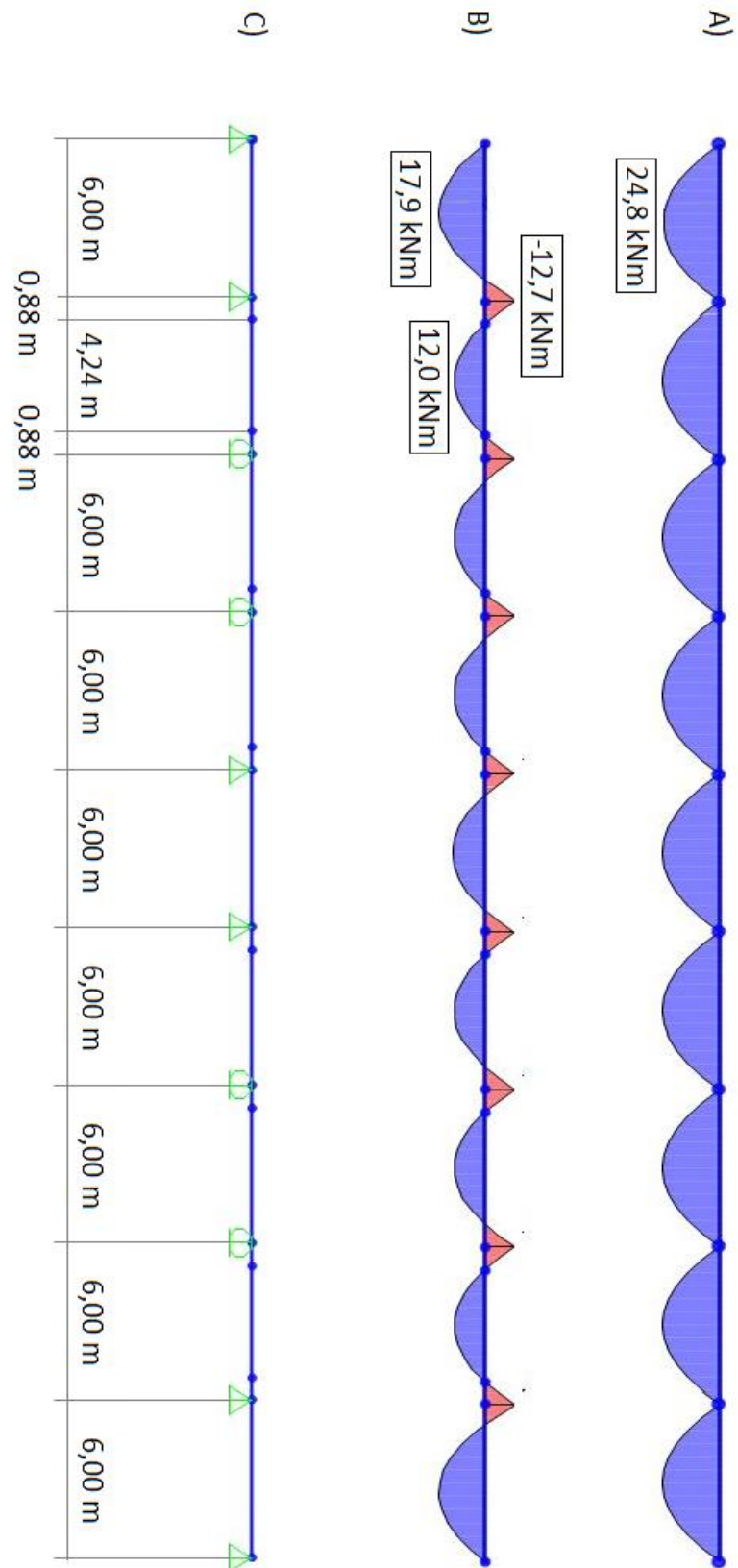
3.3.1 Παρουσίαση Παραλλαγών

Στον αρχικό φορέα είχαμε θεωρήσει τις τεγίδες αμφιαρθρωτές σε κάθε άνοιγμα. Αυτή η μορφή έδρασης των τεγίδων είναι η πλέον απλή και εμφανίζει μεγαλύτερες ροπές από άλλες λύσεις. Για να μειώσουμε το κόστος επιλέχθηκε να δοκιμαστεί η λύση της δοκού Gerber και στις δύο περιπτώσεις, δηλαδή με τα 9 και 10 ανοίγματα.

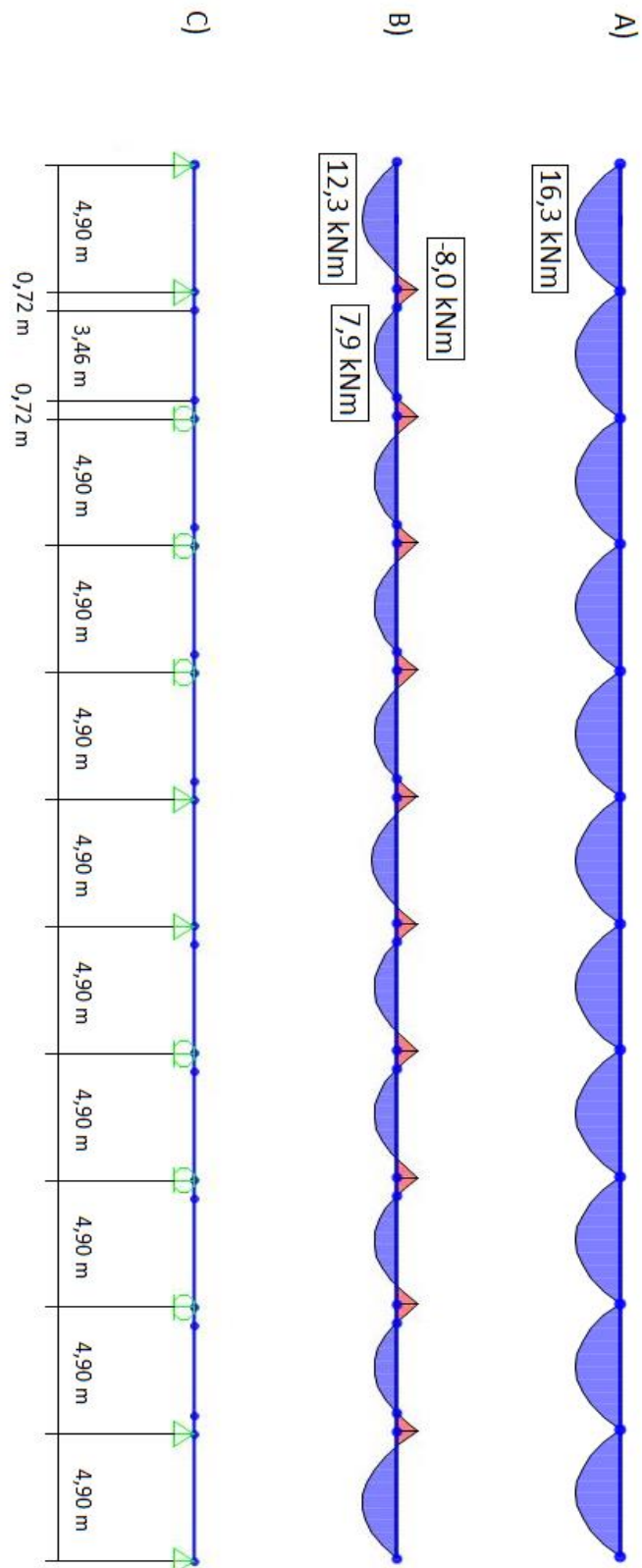
Η δοκός Gerber είναι μία δοκός με εσωτερικές αρθρώσεις, όπου οι τεγίδες είτε στηρίζονται πάνω σε δύο διαδοχικά πλαίσια και συνδέονται με την επόμενη με άρθρωση, είτε στηρίζονται πάνω σε μία και ενώνονται με την προηγούμενη και την επόμενη με εσωτερική άρθρωση. Οι θέσεις των αρθρώσεων των δοκών Gerber επιλέγονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να εξυπηρετούν κάποιες σκοπιμότητες. Εξασφαλίζουν την βέλτιστη κατανομή των καμπτικών ροπών μέχρι τον κύριο άξονα αδράνειας της διατομής (ίσες ροπές ανοιγμάτων και στηρίξεων), επομένως απαιτείται μικρότερη ροπή αδράνειας της διατομής και συνεπώς χαμηλότερης κατηγορίας και κατ' επέκταση οικονομικότερη διατομή. Η διάταξη αυτή παρουσιάζει επίσης τα μικρότερα δυνατά βέλη κάμψης. Σε τεγίδες επί ίσων ανοιγμάτων επιλέγεται απόσταση «α» των αρθρώσεων από τις στηρίξεις ίση με: $\alpha = 0.1465 \cdot l$. Στα ανοίγματα, όπου έχουμε τους συνδέσμους δυσκαμψίας οι τεγίδες είναι συνεχείς δίχως να παρεμβάλλεται εσωτερική άρθρωση ώστε να συνεργάζονται με τους συνδέσμους.

Στο Σχήμα 3.9 παρουσιάζεται η περίπτωση των εννέα ανοιγμάτων. Πάνω στο σχήμα παρουσιάζεται το διάγραμμα ροπών με την αμφιαρθρωτή λύση, που παρουσιάζει ίση μέγιστη ροπή σε όλα τα ανοίγματα της τάξης των 24,8 kNm. Από κάτω υπάρχει το διάγραμμα ροπών, που προκύπτει από την ίδια φόρτιση και αποτελεί την δυσμενέστερη, όπου παρατηρούμε τις μειωμένες μέγιστες τιμές. Εδώ η απόσταση «α» ισούται με 0,879 m.

Στο Σχήμα 3.10 παρουσιάζεται η περίπτωση των έντεκα ανοιγμάτων. Πάνω στο σχήμα παρουσιάζεται το διάγραμμα ροπών με την αμφιαρθρωτή λύση, που παρουσιάζει ίση μέγιστη ροπή σε όλα τα ανοίγματα της τάξης των 16,3 kNm. Από κάτω υπάρχει το διάγραμμα ροπών, που προκύπτει από την ίδια φόρτιση και αποτελεί την δυσμενέστερη, όπου παρατηρούμε τις μειωμένες μέγιστες τιμές. Εδώ η απόσταση «α» ισούται με 0,723 m.



Σχήμα 3.9: Α) Διάγραμμα ροπών για αμφιαρθρωτές τεγίδες στην περίπτωση 9 ανοιγμάτων.
 Β) Διάγραμμα ροπών για τεγίδες με δοκό gerber στην περίπτωση 9 ανοιγμάτων.
 Γ) Αποστάσεις και στηρίξεις δοκών πάνω στα πλαίσια.



Σχήμα 3.10: A) Διάγραμμα ροπών για αμφιαρθρωτές τεγίδες στην περίπτωση 9 ανοιγμάτων. B) Διάγραμμα ροπών για τεγίδες με δοκό gerber στην περίπτωση 9 ανοιγμάτων. C) Αποστάσεις και στηρίξεις δοκών πάνω στα πλαίσια.

3.3.2 Σύγκριση Παραλλαγών

Στον Πίνακα 3.6 παρουσιάζονται οι νέες διατομές των τεγίδων, το συνολικό τους βάρος ενώ γίνεται και σύγκριση με τις αμφιαρθρωτές τεγίδες. Τέλος στον Πίνακα 3.7 γίνεται μια σύγκριση όσων αφορά το συνολικό κόστος. Όπως και στο προηγούμενο κεφάλαιο υποθέτουμε πως το κόστος kg για την αγορά και την τοποθέτηση του χάλυβα είναι 1,5 €/ kg.

Πίνακας 3.6: Διατομές των μελών, ειδικά βάρη, συνολικό βάρος υλικού και διαφορά βάρους.

	9 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ		11 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ	
	<i>ΤΕΓΙΔΕΣ ΜΕ ΔΟΚΟ GERBER</i>			
	ΤΥΠΟΣ	G(kg/m)	ΤΥΠΟΣ	G(kg/m)
Τεγίδα	IPE140	12,9	IPE120	10,4
Τεγίδα Χ	HEA140	24,7	HEA120	19,9
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (t)		13,3		10,2
	<i>ΑΜΦΙΑΡΘΡΩΤΕΣ ΤΕΓΙΔΕΣ</i>			
Τεγίδα	IPE200	22,4	IPE160	15,8
Τεγίδα Χ	IPE200	22,4	IPE160	15,8
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (t)		16,9		11,9
ΔΙΑΦΟΡΑ ΒΑΡΟΥΣ (t)		3,6		1,7

Πίνακας 3.7: Σύγκριση βάρους και κόστους συνολικά για τις τεγίδες.

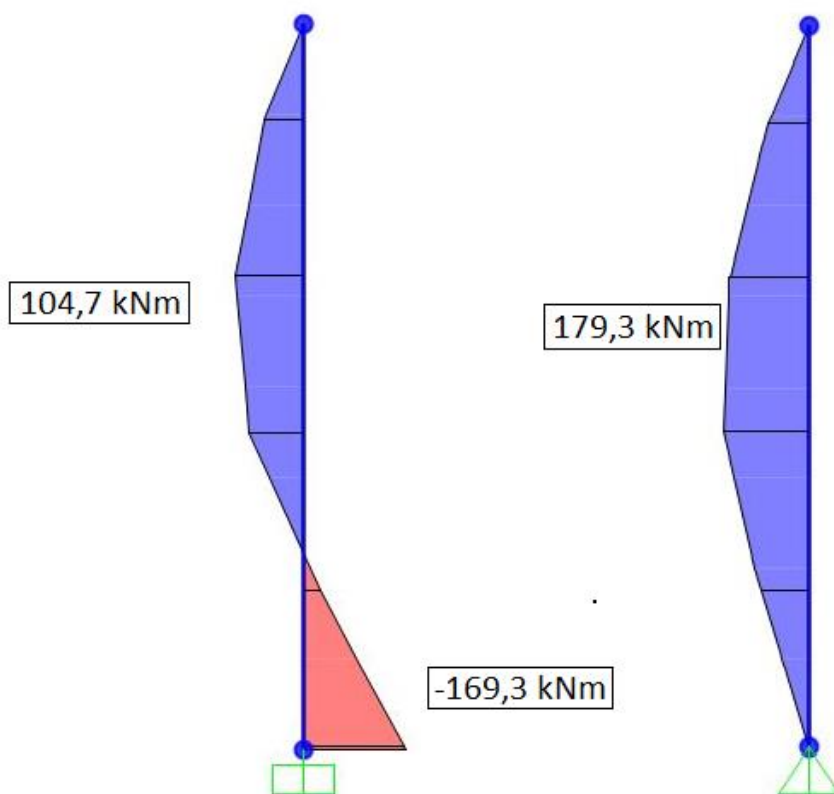
	<i>9 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ</i>		<i>11 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ</i>	
	Συνολικό Βάρος (t)	Συνολικό Κόστος (€)	Συνολικό Βάρος (t)	Συνολικό Κόστος (€)
<i>ΤΕΓΙΔΕΣ ΜΕ ΔΟΚΟ GERBER</i>	13,3	19.950	10,2	15.300
<i>ΑΜΦΙΑΡΘΡΩΤΕΣ ΤΕΓΙΔΕΣ</i>	16,9	25.350	11,9	17.850
<i>ΔΙΑΦΟΡΑ ΚΟΣΤΟΥΣ</i>		5.400		2.550

3.4 Παραλλαγή Στήριξης Μετωπικών Στύλων

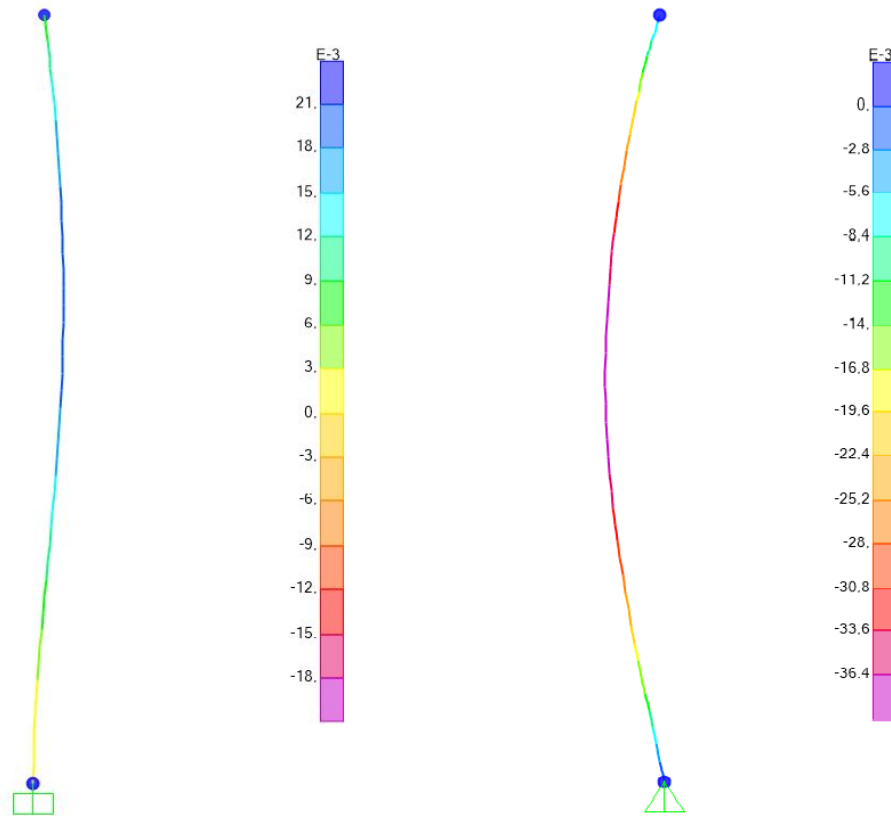
Τελευταία παράμετρος, που εξετάζεται εάν οδηγεί σε οικονομικότερη λύση, είναι η στήριξη των μετωπικών στύλων. Ο μετωπικός στύλος δεν παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία παρά μόνο οριζόντια από τις μηκίδες. Η σύνδεσή του με το άνω ζύγωμα του επιτρέπει να μεταφέρει μόνο αυτήν την οριζόντια δύναμη και εξετάζεται μόνο η έδρασή τους, εάν έχουμε δηλαδή πάκτωση ή άρθρωση.

Στο Σχήμα 3.11 φαίνονται τα διαγράμματα ροπών για την δυσμενέστερη φόρτιση για τις δύο περιπτώσεις. Παρατηρούμε πως στην περίπτωση που έχουμε πάκτωση η μέγιστη ροπή είναι ελαφρώς μικρότερη από της άρθρωσης. Παρόλα αυτά και στις δύο περιπτώσεις η ελάχιστη διατομή που απαιτείται είναι η ΙΡΕ360, οπότε δεν έχει νόημα να επιλέξουμε την πάκτωση για έδραση, που έχει και μεγαλύτερο εργατικό κόστος.

Στο Σχήμα 3.12 παρουσιάζονται οι μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις των μετωπικών στηλών για τις δύο περιπτώσεις. Η πάκτωση προσφέρει μικρότερα βέλη από την άρθρωση αλλά ακόμη και το μεγαλύτερο βέλος που εμφανίζεται στην περίπτωση της άρθρωσης προβλέπεται από τον EN 1992-1-3. Το μήκος του στύλου είναι $l = 10,33 \text{ m}$ και το όριο είναι $l / 250 = 0,041 \text{ m}$, για μέλη που επηρεάζουν την εξωτερική όψη του κτιρίου.



Σχήμα 3.11: Διάγραμμα ροπών για πάκτωση και άρθρωση στη δυσμενέστερη.



Σχήμα 3.12: Διάγραμμα οριζόντιων μετατοπίσεων για πάκτωση και άρθρωση στη δυσμενέστερη.

3.5 Συμπεράσματα

Οι παράμετροι που εξετάστηκαν στο παρόν κεφάλαιο προφανώς δεν αποτελούν τις μοναδικές διαφορές που μπορεί να συναντήσει κανείς σε μεταλλικά στέγαστρα. Έγινε μία προσπάθεια να επιλεγθούν τροποποιήσεις που συνεισφέρουν στην μείωση του υλικού. Ορισμένες φορές όμως, όπως στην στήριξη των μετωπικών στύλων, δεν οδηγηθήκαμε σε χρήση μικρότερης διατομής, παρόλο που τα εντατικά μεγέθη μίκρυναν καθώς χρησιμοποιούμε τυποποιημένες διατομές.

Η οικονομικότερη λύση που προέκυψε από τις παραπάνω παραλλαγές είναι η λύση με 11 ανοίγματα, που διαθέτει αμφίπακτο πλαίσιο, με ελκυστήρα και ενίσχυση στους κόμβους. Το κόστος υλικού μειώνεται περαιτέρω εάν επιλέξουμε τεγίδες με μορφή δοκού Gerber, ενώ δεν επηρεάζεται από τον τρόπο έδρασης των μετωπικών στύλων, οπότε επιλέγουμε να τα στηρίζουμε με αρθρώσεις, ως οικονομικότερη λύση.

4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα

4.1 Γενικά

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει, το πρόγραμμα με το οποίο έγινε η ανάλυση της κατασκευής είναι το SAP2000. Μέσω του προγράμματος, αφού έχει σχεδιαστεί πλήρως ο φορέας, υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα διαφορετικά στοιχεία, για όλους τους συνδυασμούς που ορίζουμε. Ακολουθώντας το πρόγραμμα εκτελεί αυτοματοποιημένα τον έλεγχο επάρκειας των διατομών, με βάση τον κανονισμό που κάθε φορά ο χρήστης επιλέγει, εδώ τον Ευρωκώδικα 3. Οι διατομές των στοιχείων επιλέγονται κάθε φορά μέσα από επαναληπτική διαδικασία ανάλυσης, ώστε να πληρούν τους ελέγχους αλλά παράλληλα να είναι και η οικονομικότερη δυνατή λύση.

Ο φορέας που παρουσιάζεται στην συνέχεια είναι η οικονομικότερη λύση που προέκυψε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Πρόκειται δηλαδή για τον φορέα με 11 ανοίγματα, που διαθέτει αμφίπακτα πλαίσια με ελκυστήρα και οι τεγίδες αποτελούν δοκούς Gerber. Όλα τα στοιχεία που θα παρουσιαστούν στην συνέχεια αφορούν αυτόν.

4.2 Έλεγχοι χαλύβδινων μελών σύμφωνα με EC3

4.2.1 Κατάταξη διατομών

Σύμφωνα με τον EN1993 ο προσδιορισμός των τιμών της αντοχής σχεδιασμού των διατομών γίνεται με βάση την κατάταξη αυτών. Οι διατομές κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες, ανάλογα με τη ροπή αντοχής, τη στρωφική ικανότητα και την αντοχή σε λυγισμό. Έτσι έχουμε τις εξής κατηγορίες:

- **Διατομές κατηγορίας 1:** Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στρωφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- **Διατομές κατηγορίας 2:** Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στρωφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- **Διατομές κατηγορίας 3:** Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- **Διατομές κατηγορίας 4:** Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι:

Κατηγορία 1 και 2: η πλαστική ροπή $(M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y)$

Κατηγορία 3: η ελαστική ροπή ($M_{el} = W_{el} \cdot f_y$)

Κατηγορία 4: η ροπή τοπικού λυγισμού ($M_0 < M_{el}$)

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα (μερικώς ή πλήρως), λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής, θλιβόμενα στοιχεία της. Επομένως η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από την γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σε αυτήν.

Η διατομή συντίθενται από διαφορετικά πλακοειδή στοιχεία, όπως ο κορμός και τα πέλματα, τα οποία, ανάλογα με τον τρόπο στήριξής τους διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

- Εσωτερικά στοιχεία: Εκείνα τα οποία απολήγουν σε άλλα εγκάρσια στοιχεία της διατομής. Μπορεί να θεωρούνται αμφιέριστα μεταξύ των γραμμών επαφής τους με τα εγκάρσια στοιχεία (πχ: ο κορμός μιας διατομής διπλού ταυ είναι εσωτερικό στοιχείο μεταξύ των δύο πελμάτων)
- Προεξέχοντα στοιχεία: Τα στοιχεία αυτά θεωρούνται ότι στηρίζονται κατά μήκος μιας ακμής και είναι ελεύθερα κατά μήκος της άλλης ακμής, παράλληλα προς την κατεύθυνση της θλιπτικής τάσης.

Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (πχ: κορμός ή πέλμα) μπορούν, να ανήκουν και σε διαφορετικές κατηγορίες. Σε τέτοια περίπτωση η κατηγορία κατατάσσεται σύμφωνα με την λιγότερο ευμενή κατηγορία, δηλαδή την υψηλότερη, των θλιβόμενων στοιχείων της. Εναλλακτικά η κατάταξη μιας διατομής μπορεί να ορισθεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο την κατηγορία των πελμάτων όσο και την κατηγορία του κορμού.

Τα όρια για τα θλιβόμενα στοιχεία κατηγορίας 1, 2 και 3 λαμβάνονται από τον Πίνακα 3.1. Αν κάποιο στοιχεία δεν ικανοποιεί ούτε τα όρια της κατηγορίας 3, τότε κατατάσσεται στην κατηγορία 4. Σε διατομές κατηγορίας 4, προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι μειώσεις στην αντοχή λόγω της επίδρασης του τοπικού λυγισμού, χρησιμοποιούνται τα ενεργά πλάτη, όπως ορίζει ο EN 1993-1-5.

Οι οριακές τιμές του λόγου c/t των πλακοειδών στοιχείων διατομών ισχύουν για μέλη από χάλυβα συγκεκριμένου ορίου διαρροής. Οι σχέσεις των κριτηρίων του Ευρωκώδικα 3 εμπεριέχουν στα δεδομένα για τοπικό λυγισμό έναν αδιάστατο μειωτικό συντελεστή ε , ο οποίος υπολογίζεται από την σχέση:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad (4.1)$$

Όπου το 235 αντιστοιχεί στο όριο διαρροής αναφοράς και το f_y στο όριο διαρροής του υπόψη χάλυβα σε N/mm^2 . Στην παρούσα εργασία εργαζόμαστε με ποιότητα χάλυβα S235, οπότε ο συντελεστής προκύπτει $\varepsilon = 1$.

Πίνακας 4.1.α: Μέγιστοι λόγοι πάχους προς πλάτος για θλιβόμενα στοιχεία, εσωτερικά τμήματα.

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Άξονας κάμψης Άξονας Κάμψης		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 33 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \cdot \epsilon}{a}$			
2	$c/t \leq 83 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \cdot \epsilon}{a}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 42 \cdot \epsilon$	$\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42 \cdot \epsilon}{0,67 + 0,33 \cdot \psi}$ $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62 \cdot \epsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση $\sigma < f_y$ είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\epsilon_y > f_y/E$

Πίνακας 4.1.β: Μέγιστοι λόγοι πάχους προς πλάτος για θλιβόμενα στοιχεία, προεξέχοντα πέλματα.

Προεξέχοντα πέλματα						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$
2	$c/t \leq 10 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 4.1.γ: Μέγιστοι λόγοι πάχους προς πλάτος για θλιβόμενα στοιχεία, γωνιακά στοιχεία και σωληνωτές διατομές.

Κατηγορία		Διατομή σε θλίψη				
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\epsilon: \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Σωληνωτές διατομές						
Κατηγορία		Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη				
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

4.2.2 Αντοχή διατομών

4.2.2.1 Έλεγχος σε εφελκυσμό

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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0, \quad (4.2)$$

όπου $N_{t,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό .

Για διατομές που διαθέτουν οπές η $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από τις δύο παρακάτω περιπτώσεις:

a) Την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (4.3)$$

Όπου:

A το εμβαδό της πλήρους διατομής

f_y το όριο διαρροής του χάλυβα

γ_{M0} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

b) Την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}, \quad (4.4)$$

Όπου:

A_{net} το εμβαδόν της καθαρής διατομής

f_y η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα

γ_{M0} Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

4.2.2.2 Έλεγχος σε θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή μέλους πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0, \quad (4.5)$$

Όπου $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη. Η τιμή της καθορίζεται ανάλογα με το τι κατηγορία διατομής έχουμε. Για κατηγορίες διατομής 1 έως 3 χρησιμοποιείται το συνολικό εμβαδό A της διατομής, ενώ αν η κατηγορία είναι κατηγορίας 4 χρησιμοποιούμε το εμβαδό A_{eff} που ενεργοποιείται.

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3} \quad (4.6)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (4.7)$$

Οπές κοχλιών κανονικών διαστάσεων δε χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη, εφόσον τοποθετούνται οι αντιστοιχούντες κοχλίες.

4.2.2.3 Έλεγχος σε τέμνουσα

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

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0, \quad (4.8)$$

Όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα.

Για πλαστικό σχεδιασμό ίση με την πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ όπως δίνεται από την σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}, \quad (4.9)$$

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Για ελαστικό σχεδιασμό, η $V_{Rc,Rd}$ είναι ίση με την ελαστική διατμητική αντοχή. Για τον έλεγχο σε τέμνουσα τότε χρησιμοποιείται η παρακάτω σχέση για το κρίσιμο σημείο της διατομής:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1,0, \quad (4.10)$$

Όπου το τ_{Ed} δίνεται από την σχέση:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}, \quad (4.11)$$

4.2.2.4 Έλεγχος σε κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0, \quad (4.12)$$

Όπου $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη η οποία δίνεται από μία εκ των παρακάτω σχέσεων:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 ή 2}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

Όπου $W_{el,min}$ και $W_{eff,min}$ αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση.

4.2.2.5 Έλεγχος σε κάμψη και τέμνουσα

Όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλύσκεται στην παραλαβή τέμνουσας. Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, δηλαδή βάση κανονισμών να είναι η V_{Ed} μικρότερη από την μισή $V_{pl,Rd}$, η παραπάνω επιρροή αμελείται.

Όταν η δρώσα τέμνουσα V_{Ed} είναι μεγαλύτερη από την μισή της πλαστικής διατμητικής αντοχής $V_{pl,Rd}$, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η απομειωμένη ροπή αντοχής. Αυτή υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη για την επιφάνεια διάτμησης A_v τη μειωμένη τιμή της τάσης διαρροής:

$$(1 - \rho) \cdot f_y, \quad (4.13)$$

Όπου:

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2, \quad (4.14)$$

Για διατομές τύπου I κατηγορίας 1 ή 2 με ίσα πέλματα και καμπτόμενες περί τον ισχυρό άξονα, η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{αλλά πρέπει } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}, \quad (4.15)$$

Όπου $M_{y,c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη και $A_w = h_w \cdot t_w$

4.2.2.6 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, η επίδραση της αξονικής δύναμης λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού είναι:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1,0, \quad (4.16)$$

Όπου $M_{N,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής, μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed} . Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{και} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (4.17), (4.18)$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (4.19)$$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a}, \quad (4.20)$$

Για $n \leq \alpha$: $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$

$$\text{Για } n > \alpha: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right], \quad (4.21)$$

Όπου:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad \text{και} \quad a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} \quad \text{με } \alpha \leq 0,5 \quad (4.22), (4.23)$$

Για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς στις οποίες δε λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n)}{1-0,5 \cdot a_f} \quad \text{αλλά} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}, \quad (4.24)$$

$$M_{N,z,Rd} = \frac{M_{pl,z,Rd} \cdot (1-n)}{1-0,5 \cdot a_f} \quad \text{αλλά} \quad M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}, \quad (4.25)$$

Όπου:

για κοίλες διατομές:

$$a_w = \frac{A - 2bt}{A} \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5$$

$$a_f = \frac{A - 2ht}{A} \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5$$

για συγκολλητές κιβωτιοειδείς:

$$a_w = \frac{A - 2bt_f}{A} \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5, \quad (4.26)$$

$$a_f = \frac{A - 2ht_w}{A} \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5, \quad (4.27)$$

Για διαξονική κάμψη, οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία, η οποία εξαρτάται από το λόγο των ροπών που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να χρησιμοποιείται για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0, \quad (4.28)$$

στο οποίο α και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορεί να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αναλυτικότερα όπως παρακάτω:

I και H διατομές: $\alpha = 2,0$, $\beta = 5n$ αλλά $\beta \geq 1,0$

Κοίλες κυκλικές διατομές: $\alpha = 2,0$, $\beta = 2,0$

Κοίλες ορθογωνικές διατομές: $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2}$ αλλά $\alpha = \beta \leq 6,0$

$$\text{όπου: } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

4.2.3 Έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας

4.2.3.1 Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Ο καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωσή του σε μία καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Όπως και στις άλλες μορφές αστοχίας λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του.

Η επάρκεια του θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad (4.29)$$

όπου:

N_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{b,Rd}$ Η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Η αντοχή του θλιβόμενου μέλους λαμβάνεται από τις σχέσεις:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3} \quad , (4.30)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad , (4.31)$$

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού

Ο μειωτικός συντελεστής χ υπολογίζεται από την σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0, \quad (4.32)$$

όπου:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right], \quad (4.33)$$

και

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

Όπου:

α είναι ο συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον Πίνακα 4.2 σε σχέση με τον Πίνακα 4.3

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2} \quad \text{το ελαστικό κρίσιμο σημείο}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \text{η κρίσιμη τάση Euler}$$

L_{cr} το ισοδύναμο μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

$i = \sqrt{I/A}$ η ακτίνα αδράνειας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$\lambda = \frac{L_{cr}}{i}$ η λυγηρότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού

$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ η οριακή – χαρακτηριστική λυγηρότητα

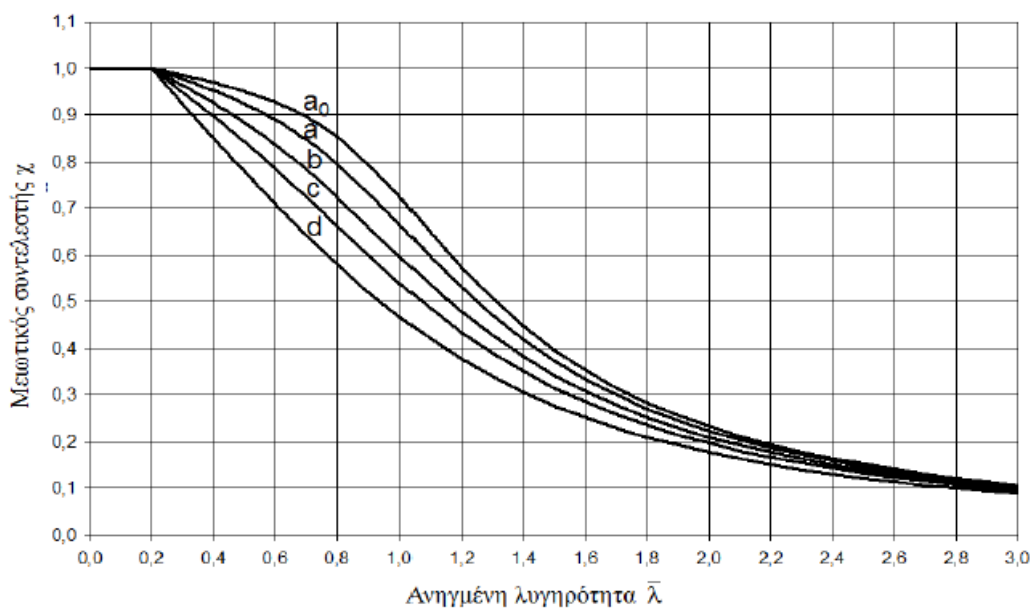
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ f_y σε N/mm^2

Πίνακας 4.2: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού.

Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

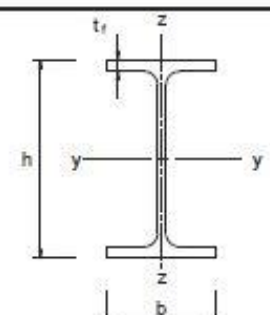
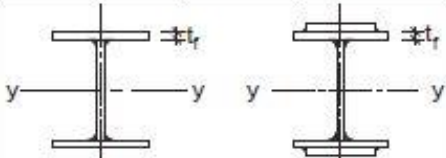

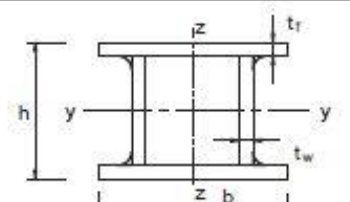
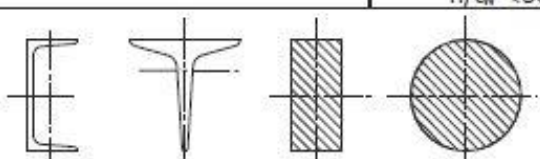
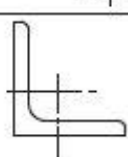
Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα 4.1.

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι των διατομών.



Σχήμα 4.1: Καμπύλες λυγισμού.

Πίνακας 4.3: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S235 S275 S355 S420	S460
Ελαστές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	a_0 a_0
			$y-y$ $z-z$	b a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b a
			$y-y$ $z-z$	d c
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	c d	c d
Κοίλες Διατομές 	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a_0
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c
Συγκολλητές κίβωποειδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b
	Μεγάλα πάχη ραφής: $a > 0,5 \cdot t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c
U-, T- και συμπαγείς διατομές 		Κάθε	c	c
L-διατομές 		Κάθε	b	b

4.2.3.2 Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός

Όταν μία δοκός μη προστατευμένη έναντι πλευρικής εκτροπής υποβάλλεται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα της διατομής της, είτε λόγω ακραίων ροπών είτε λόγω εγκάρσιων φορτίων ένα από τα πέλαμά της θλίβεται και καθίσταται επιρρεπές σε λυγισμό. Η δοκός αυτή πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad (4.34)$$

όπου:

M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό μιας δοκού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (4.35)$$

όπου W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

$W_y = W_{pl,Rd}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$W_y = W_{el,y}$ για διατομές κατηγορίας 3

$W_y = W_{eff,y}$ για διατομές κατηγορίας 4

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} δίνεται από τη σχέση:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \quad (4.36)$$

όπου:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + a_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right], \quad (4.37)$$

και:

a_{LT} είναι ο συντελεστής ατελειών

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$ είναι η ανηγμένη λυγηρότητα

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Το M_{cr} βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες φορτίσεως, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

Για ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ οι επιδράσεις του πλευρικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι των διατομών.

Στην περίπτωση μιας δοκού σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της και καμπτόμενης περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right] \quad (4.38)$$

Η σύμβαση σημάνσεως για το z_j , είναι η ακόλουθη:

- Είναι θετικό για το θλιβόμενο πέλμα
- Είναι θετικό όταν το πέλμα με τη μεγαλύτερη τιμή της I_z καταπονείται σε θλίψη στη θέση της μέγιστης ροπής.

Η σύμβαση σημάνσεως για το z_g , είναι η ακόλουθη:

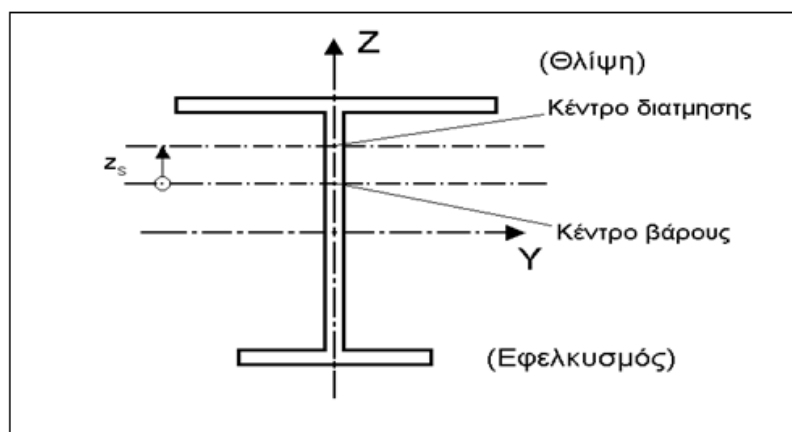
- Για τα φορτία βαρύτητας, το z_g είναι θετικό όταν τα φορτία αυτά εφαρμόζονται ψηλότερα από το κέντρο διάτμησης με κατεύθυνση προς αυτό.
- Στη γενική περίπτωση το z_g είναι θετικό όταν τα φορτία δρουν προς το κέντρο διάτμησης με αφετηρία το σημείο εφαρμογής τους.

Οι συντελεστές ενεργού μήκους k και k_w μεταβάλλονται ως εξής:

- Για πλήρη πάκτωση λαμβάνουν τιμή 0,5.
- Για απλές στηρίξεις λαμβάνουν τιμή 1,0.
- Για περιπτώσεις που έχουμε το ένα άκρο απλά στηριζόμενο και το άλλο πακτωμένο λαμβάνουν τιμή 0,7.

Ο συντελεστής k αφορά τη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο και είναι ανάλογος του λόγου L_{cr} / L ενός θλιβόμενου στοιχείου.

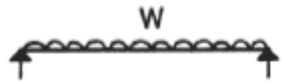

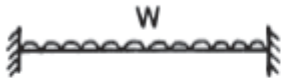





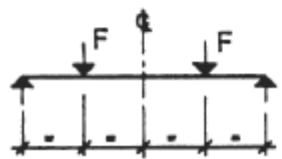

Ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου. Το k_w θα λαμβάνεται ίσο προς 1,0 εκτός και εάν έχουμε λάβει ειδικά μέτρα πάκτωσης έναντι στρέβλωσης.




Σχήμα 4.2: Σύμβαση σημάνσεως για τον προσδιορισμό του z_j και z_g

Οι τιμές των συντελεστών C_1 , C_2 και C_3 δίνονται στους ακόλουθους πίνακες για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης, όπως δείχνει και η μορφή των διαγραμμάτων καμπτικών ροών στο μήκος L μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων και για τις αντίστοιχες τιμές του συντελεστή k .

Πίνακας 4.4: Συντελεστές C_1 , C_2 και C_3 για διάφορες τιμές του k , σε περίπτωση εγκάρσιων φορτίων.

Συνθήκες φόρτισης και στηρίξεως	Διάγραμμα ροών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

Πίνακας 4.5: Συντελεστές C_1 , C_2 και C_3 για διάφορες τιμές του k , σε περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες τιμές.

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = + 1$	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = + \frac{3}{4}$	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = + \frac{1}{2}$	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = + \frac{1}{4}$	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = - \frac{1}{4}$	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = - \frac{1}{2}$	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = - \frac{3}{4}$	1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,093	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = - 1$	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

4.2.3.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.39)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.40)$$

όπου:

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

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα

χ_y και χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

Πίνακας 4.6: Τιμές για $N_{Rk} = f_y \cdot A_i$, $M_{i,Rk} = f_y \cdot W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$

Κατηγορία	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{eff,y}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} \cdot N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} \cdot N_{Ed}$

Μέθοδος 2


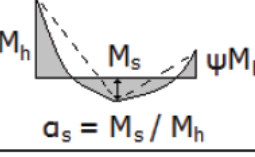
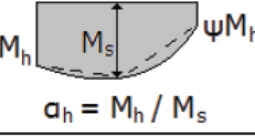
Πίνακας 4.7: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχή σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I, διατομές RHS	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	διατομές I, διατομές RHS	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	διατομές I διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	διατομές I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{zy} μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$.			

Πίνακας 4.8: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1
k_{yz}	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>για $\bar{\lambda}_z < 0,4$:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1

Πίνακας 4.9: Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής στους Πίνακες 4.7 και 4.8

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή	C_{my} και C_{mz} και C_{mLT}		
		Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο	
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$		
 $a_s = M_s / M_h$	$0 \leq a_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$
	$-1 \leq a_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$	$-0,8 \cdot a_s \geq 0,4$
 $a_h = M_h / M_s$	$0 \leq a_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h$	$0,90 + 0,10 \cdot a_h$
		$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h$	$0,90 + 0,10 \cdot a_h$
	$-1 \leq a_h < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h \cdot (1 + 2 \cdot \psi)$	$0,90 - 0,10 \cdot a_h \cdot (1 + 2 \cdot \psi)$
Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{mz} = 0,9$ αντίστοιχα.				
Τα C_{my} , C_{mz} και C_{mLT} πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:				
συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

4.2.4 Έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Η Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης.

Για κτίρια, τα όρια που συνιστώνται για κατακόρυφα βέλη κάμψης δίνονται στον πίνακα, στον οποίο όπου L είναι το άνοιγμα της δοκού. Για δοκούς με πρόβολο, το μήκος L που λαμβάνεται υπ' όψη είναι το διπλάσιο του προεξέχοντος μήκους της δοκού.

δ_{\max} μέγιστη παραμόρφωση, λαμβάνοντας υπόψη το αρνητικό αρχικό βέλος

δ_2 παραμόρφωση λόγω μεταβλητών δράσεων

Πίνακας 4.10: Συνιστώμενες οριακές τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων.

	Όρια	
	δ_{\max}	δ_2
Στέγες (γενικά)	$L/200$	$L/250$
Στέγες που συχνά φέρουν προσωπικό άλλο από αυτό για συντήρηση	$L/250$	$L/300$
Πατώματα (γενικά)	$L/250$	$L/300$
Πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα	$L/250$	$L/350$
Πατώματα που υποστηρίζουν υποστυλώματα (εκτός εάν το βέλος κάμψης έχει ληφθεί υπ' όψη στην καθολική ανάλυση για τον προσδιορισμό της έσχατης οριακής κατάστασης)	$L/400$	$L/500$
Όπου το δ_{\max} μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου	$L/250$	

Για κτίρια, τα όρια που συνιστώνται για οριζόντια βέλη κάμψης στην κορυφή υποστυλωμάτων είναι (ENV1993-1-1/1992 §4.2.2) για βιομηχανικά πλαίσια χωρίς γερανογέφυρες:

$$u \leq \frac{H}{150}, \quad (4.40)$$

όπου:

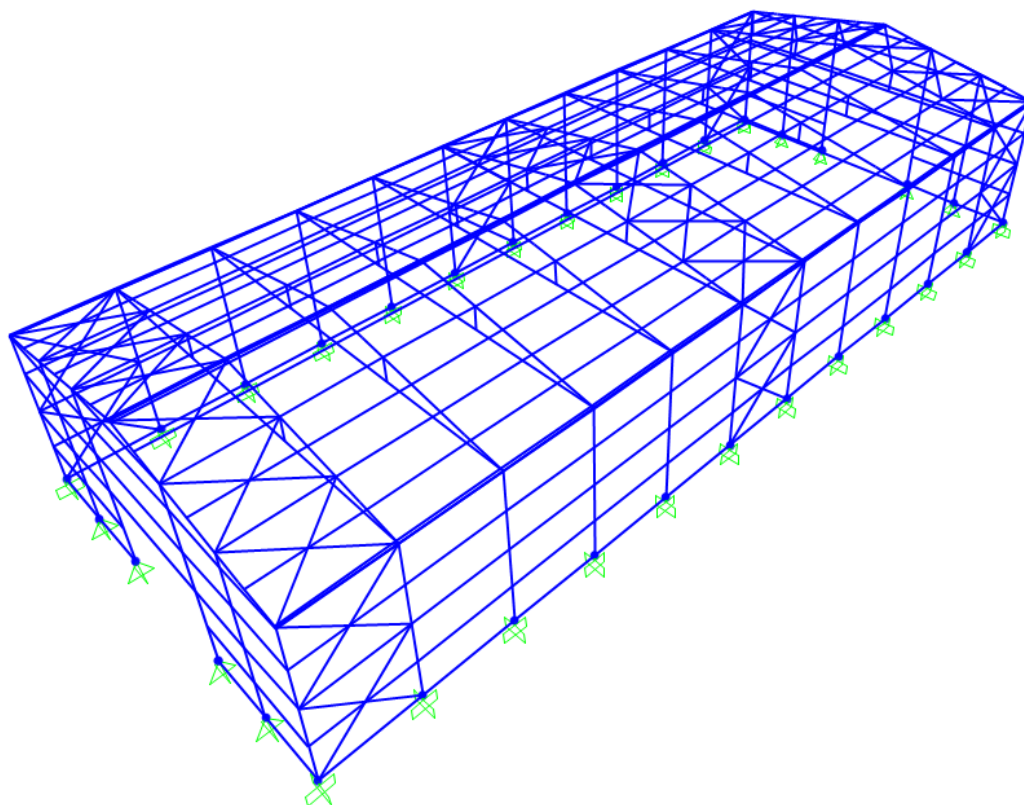
u οριζόντιο βέλος κάμψης στην κορυφή του υποστυλώματος

H ύψος ορόφου

4.3 Διαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών κτιρίου

Η λύση που παρουσιάζεται, για την κατασκευή του 54 m x 22m x 9m στεγάστρου, παρακάτω αποτελεί την οικονομικότερη ως προς το υλικό λύση που προέκυψε από το κεφάλαιο 3. Έχουμε δηλαδή ένα στέγαστρο που αποτελείται από 12 πλαίσια, δηλαδή με 11 ανοίγματα, τα οποία είναι αμφίπακτα, διαθέτουν ενίσχυση στους κόμβους και ελκυστήρα (όχι όμως τα δύο ακριανά). Έχουν τοποθετηθεί χιαστί, οριζόντιοι και κάθετοι, σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα πλαϊνά και στο μεσαίο άνοιγμα. Οι τεγίδες έχουν προσομοιωθεί ως δοκοί Gerber και οι μηκίδες ως αμφιαρθρωτές. Οι μετωπικοί στύλοι στηρίζονται σε άρθρωση και οι κεφαλοδοκοί συνδέουν τις κορυφές των υποστυλωμάτων διαδοχικών πλαισίων και τον κορυφιά αρθρωτά. Στο Σχήμα 4.1 παρουσιάζεται συνολικά η κατασκευή.

Για την διαστασιολόγηση της κατασκευής τα κοινά δομικά στοιχεία εντάχθηκαν σε ομάδες (Groups) και διαστασιολογήθηκαν με βάση αυτό που καταπονείται περισσότερο. Αυτό συμβαίνει για λόγους ευκολίας στην κατασκευή, για λόγους συνεργασίας των μελών αλλά και επειδή σε ορισμένες περιπτώσεις οι συμμετρικές φορτίσεις έχουν υπολογιστεί μόνο από την μία πλευρά. Τα αποτελέσματα κάθε διατομής παρουσιάζονται κάτω.



Σχήμα 4.1: Μορφή της κατασκευής, εικόνα από το πρόγραμμα SAP2000.

4.3.1 Υποστύλωμα

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units KN, m, C

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
 Units : KN, m, C

Frame : 320	X Mid: 29,400	Combo: COMB12	Design Type: Column
Length: 9,000	Y Mid: 22,000	Shape: HE300A	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000	Z Mid: 4,500	Class: Class 1	Rolled : Yes

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No		
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ Load? Yes	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000

Aeff=0,011	eNy=0,000	eNz=0,000	
A=0,011	Iyy=1,826E-04	iyy=0,127	Wel,yy=0,001
It=0,000	Izz=6,310E-05	izz=0,075	Wel,zz=4,207E-04
Iw=1,202E-06	Iyz=0,000	h=0,290	Wpl,yy=0,001
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl,zz=6,410E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-43,471	269,620	-4,745	71,516	-38,678	-4,571

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y))

D/C Ratio: 0,830 = 0,830 < 1,000 OK
 = (My,Ed/Mn,y,Rd) (EC3 6.2.9.1(6y))

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-43,471	2655,500	2655,500

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	2655,500	2928,960	25887,839	25887,839	1,000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	4672,344	0,754	0,878	0,752	1998,080
MajorB (y-y)	b	0,340	4672,344	0,754	0,878	0,752	1998,080
Minor (z-z)	c	0,490	25833,507	0,321	0,581	0,939	2492,464
MinorB (z-z)	c	0,490	25833,507	0,321	0,581	0,939	2492,464
Torsional TF	c	0,490	25887,839	0,320	0,581	0,939	2492,923

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	269,620	269,620	325,005	325,005	325,005	325,005
Minor (z-z)	-4,745	-4,745	150,635	150,635	150,635	

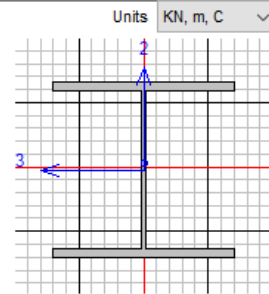
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,191	0,517	1,000	2,335	8904,552

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0,405	0,600	0,921	1,001

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	71,516	4,571	512,182	0,140	OK
Minor (y)	38,678	4,571	1231,000	0,031	OK

	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	512,182	1,200	0,357



Σχήμα 4.2: Έλεγχος υποστυλώματος, εικόνα από το SAP2000.

4.3.2 Ζύγωμα

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units KN, m, C

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 295	X Mid: 4,900	Combo: COMB28	Design Type: Brace
Length: 6,708	Y Mid: 5,500	Shape: IPE360	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000	Z Mid: 10,000	Class: Class 2	Rolled : Yes

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No		
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ Load? Yes	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000

Aeff=0,007	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=0,007	Iyy=1,627E-04	iyy=0,150	Wel, yy=9,039E-04	Weff, yy=9,039E-04
It=0,000	Izz=1,043E-05	izz=0,038	Wel, zz=1,227E-04	Weff, zz=1,227E-04
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,360	Wpl, yy=0,001	Av, y=0,005
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl, zz=1,910E-04	Av, z=0,004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
0,000	-497,930	21,935	0,147	-47,486	0,390	-0,172

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,915 = 0,334 + 0,567 + 0,014 < 1,000 OK
= Ned/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NED eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd		
	Force	Capacity	Capacity		
Axial	-497,930	1708,450	1708,450		

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	1708,450	1884,384	9151,758	9151,758	1,000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	12389,011	0,371	0,587	0,960
MajorB (y-y)	a	0,210	12389,011	0,371	0,587	0,960
Minor (z-z)	b	0,340	6225,810	0,524	0,692	0,873
MinorB (z-z)	b	0,340	6225,810	0,524	0,692	0,873
Torsional TF	b	0,340	9151,758	0,432	0,633	0,913

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	21,935	126,103	239,465	239,465	212,896	217,101
Minor (z-z)	0,147	0,542	44,885	44,885	44,885	

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
	b	0,340	0,448	0,642	0,907	1,025	1193,779

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	1,037	0,690	0,977	1,149

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	47,486	0,172	476,336	0,100	OK
Minor (y)	0,390	0,172	623,193	0,001	OK

Reduction	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW
	476,336	1,200	0,484

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

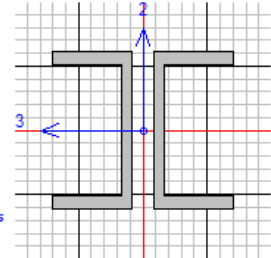
	P	P
	Comp	Tens
Axial	-497,930	N/C

Σχήμα 4.3: Έλεγχος ζυγώματος, εικόνα από το SAP2000.

4.3.3 Ελκυστήρας

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File		Units KN, m, C	
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)			
Units : KN, m, C			
Frame : 1	X Mid: 49,000	Combo: COMB33	Design Type: Beam
Length: 22,000	Y Mid: 11,000	Shape: 2UPN100/15/	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 3,422	Z Mid: 9,000	Class: Class 1	Rolled : Yes
Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2	
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No	
Consider Torsion? No			
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ Load? Yes	D/P Plug Welded? Yes	
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000
Aeff=0,003	eNy=0,000	eNz=0,000	
A=0,003	Iyy=4,107E-06	Iyy=0,039	Wel,yy=8,214E-05
It=0,000	Izz=2,003E-06	izz=0,027	Wel,zz=3,483E-05
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,100	Wpl,yy=9,844E-05
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl,zz=6,175E-05
			Av,y=0,002
			Av,z=0,001
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS			
Location	Ned	Med,yy	Med,zz
3,422	499,271	1,714	0,000
			Ved,z
			-0,022
			Ved,y
			0,000
			Ted
			0,000
BPM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))			
D/C Ratio:	0,864 = 0,790 + 0,074 + 0,000 <		1,000
	= (Ned/NRd) + (My,Ed/My,Rd) + (Mz,Ed/Mz,Rd)		OK
			(EC3 6.2.1(7))
AXIAL FORCE DESIGN			
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	499,271	632,385	632,385
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T
	632,385	697,507	1884,687
			Ncr,TF
			1884,687
			An/Ag
			1,000
	Curve	Alpha	Ncr
Major (y-y)	c	0,490	158,285
MajorB(y-y)	c	0,490	158,285
Minor (z-z)	c	0,490	8,577
MinorB(z-z)	c	0,490	8,577
Torsional TF	c	0,490	1884,687
			LambdaBar
			1,999
			Phi
			2,938
			Chi
			0,196
			Nb,Rd
			124,191
			124,191
			8,119
			8,119
			504,397
MOMENT DESIGN			
	Med	Med,span	Mc,Rd
	Moment	Moment	Capacity
Major (y-y)	1,714	1,714	23,133
Minor (z-z)	0,000	0,000	14,511
			Mv,Rd
			14,511
			Mn,Rd
			14,511
			Mb,Rd
			4,704
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT
LTB	d	0,760	1,833
			PhiLT
			2,801
			ChiLT
			0,203
			C1
			1,136
			Mcr
			6,885
	kyy	kyz	kzy
Factors	0,878	0,600	1,000
			kzz
			1,000
SHEAR DESIGN			
	Ved	Ted	Vc,Rd
	Force	Torsion	Capacity
Major (z)	0,022	0,000	167,901
Minor (y)	0,000	0,000	229,973
			Stress
			Ratio
			0,000
			0,000
			Status
			Check
			OK
			OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	167,901	1,200	0,160
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS			
	VMajor	VMajor	
	Left	Right	
Major (V2)	1,193	0,979	

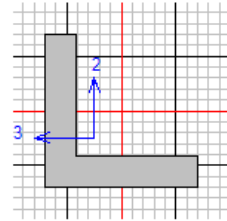


Σχήμα 4.4: Έλεγχος ελκυστήρα, εικόνα από το SAP2000.

4.3.4 Αναρτήρας

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File		Units KN, m, C	
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)			
Units : KN, m, C			
Frame : 33	X Mid: 49,000	Combo: COMB15	Design Type: Column
Length: 1,333	Y Mid: 7,333	Shape: L15X3	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000	Z Mid: 9,667	Class: Class 3	Rolled : Yes
Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2	
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No	
Consider Torsion? No			
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ Load? Yes	D/P Plug Welded? Yes	
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000
Aeff=8,272E-05	eNy=0,000	eNz=0,000	
A=8,272E-05	Iyy=0,000	iyy=0,004	Wel, yy=0,000
It=0,000	Izz=0,000	izz=0,004	Wel, zz=0,000
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,015	Wpl, yy=0,000
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl, zz=0,000
			Av, y=4,500E-05
			Av, z=4,500E-05
Iyz=0,000	Imax=0,000	imax=0,005	Wel, zz, maj=0,000
Rot= 45 deg	Imin=0,000	imin=0,003	Wel, zz, min=0,000
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS			
Location	Ned	Med, yy	Med, zz
0,000	2,272	0,000	0,000
		Ved, z	Ved, y
		0,000	0,000
		Ted	
		0,000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))			
D/C Ratio:	0,117 = 0,117 + 0,000 + 0,000 < 1,000		OK
	= (Ned/NRd) + (My,Ed/My,Rd) + (Mz,Ed/Mz,Rd)		(EC3 6.2.1(7))
AXIAL FORCE DESIGN			
	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	2,272	19,439	19,439
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T
	19,439	21,441	342,299
		Ncr, TF	An/Ag
		2,797	1,000
	Curve	Alpha	Ncr
Major (y-y)	b	0,340	2,805
MajorB(y-y)	b	0,340	2,805
Minor (z-z)	b	0,340	0,705
MinorB(z-z)	b	0,340	0,705
Torsional TF	b	0,340	2,797
		LambdaBar	Phi
		2,632	4,378
		2,632	4,378
		5,238	15,073
		5,238	15,073
		2,636	4,389
			Chi
			0,127
			0,127
			0,034
			0,034
			0,127
			Nb, Rd
			2,468
			2,468
			0,666
			0,666
			2,461
MOMENT DESIGN			
	Med	Med, span	Mc, Rd
	Moment	Moment	Capacity
Major (y-y)	0,000	0,000	0,034
Minor (z-z)	0,000	0,000	0,034
		Mv, Rd	Mn, Rd
		Capacity	Capacity
		0,034	0,034
		0,034	0,034
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT
LTB	d	0,760	0,431
		PhiLT	ChiLT
		0,680	0,828
		C1	Mcr
		1,000	0,186
		kyy	kzy
Factors		1,000	1,000
		kzz	kzz
		1,000	1,000
SHEAR DESIGN			
	Ved	Ted	Vc, Rd
	Force	Torsion	Capacity
Major (z)	0,000	0,000	6,105
Minor (y)	0,000	0,000	6,105
		Stress	Status
		Ratio	Check
		0,000	OK
		0,000	OK
	Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	6,105	1,200	0,000

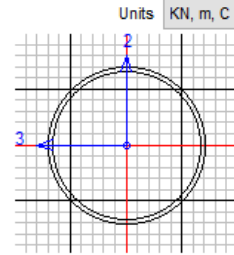


Σχήμα 4.5: Έλεγχος αναρτήρα, εικόνα από το SAP2000.

4.3.5 Κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File		Units KN, m, C	
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)			
Units : KN, m, C			
Frame : 478	X Mid: 2,450	Combo: COMB15	Design Type: Brace
Length: 6,653	Y Mid: 22,000	Shape: TUBO-D127X4	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000	Z Mid: 2,250	Class: Class 1	Rolled : Yes
Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2	
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No	
Consider Torsion? No			
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ Load? Yes	D/P Plug Welded? Yes	
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000
Aeff=0,002	eNy=0,000	eNz=0,000	
A=0,002	Iyy=2,926E-06	iyy=0,044	Wel,yy=4,608E-05
It=5,846E-06	Izz=2,926E-06	izz=0,044	Wel,zz=4,608E-05
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,127	Wpl,yy=6,054E-05
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl,zz=6,054E-05
			Av,y=9,842E-04
			Av,z=9,842E-04
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS			
Location	Ned	Med,yy	Med,zz
0,000	-100,126	0,000	0,000
		Ved,z	Ved,y
		-0,394	0,000
		Ted	0,000
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)			
D/C Ratio:	0,927 = 0,853 + sqrt[(0,074)^2 + (0,000)^2]		< 1,000 OK
	= NEd / (Chi_y NRk / GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy) / (Chi_LT My,Rk / GammaM1))^2 + (kyz (Mz,Ed+NEd eNz) / (Mz,Rk / GammaM1))^2] (EC3 6.3.3(4)-6.61)		
AXIAL FORCE DESIGN			
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-100,126	363,310	363,310
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T
	363,310	400,723	124741,204
		Ncr,TF	An/Ag
		137,019	1,000
	Curve	Alpha	Ncr
Major (y-y)	a	0,210	137,019
MajorB(y-y)	a	0,210	137,019
Minor (z-z)	a	0,210	137,019
MinorB(z-z)	a	0,210	137,019
Torsional TF	a	0,210	137,019
		LambdaBar	Phi
		1,628	1,976
		Chi	Nb,Rd
		0,323	117,398
		Chi	117,398
		0,323	117,398
		0,323	117,398
		0,323	117,398
		1,976	0,323
		1,976	0,323
MOMENT DESIGN			
	Med	Med,span	Mc,Rd
	Moment	Moment	Capacity
Major (y-y)	0,000	0,655	14,227
Minor (z-z)	0,000	0,000	14,227
		Mv,Rd	Mn,Rd
		14,227	14,227
		14,227	14,227
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT
LTB	d	0,760	0,206
		PhiLT	ChiLT
		0,524	0,995
		C1	Mcr
		1,316	334,680
		kyy	kyz
Factors		1,598	1,009
		kzy	kzz
		0,959	1,682
SHEAR DESIGN			
	Ved	Ted	Vc,Rd
	Force	Torsion	Capacity
Major (z)	0,394	0,000	133,535
Minor (y)	0,000	0,000	133,535
		Stress	Status
		Ratio	Check
		0,003	OK
		0,000	OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	133,535	1,200	0,000
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS			
	P	P	
	Comp	Tens	
Axial	-100,126	N/C	

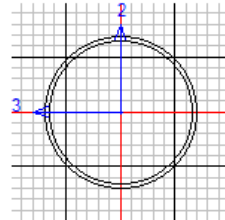


Σχήμα 4.6: Έλεγχος κατακόρυφου σύνδεσμου δυσκαμψίας, εικόνα από το SAP2000.

4.3.6 Οριζόντιος Σύνδεσμος δυσκαμψίας

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File		Units KN, m, C	
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)			
Units : KN, m, C			
Frame : 670	X Mid: 51,450	Combo: COMB14	Design Type: Brace
Length: 6,156	Y Mid: 1,833	Shape: TUBO-D114.3X3.6	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000	Z Mid: 9,333	Class: Class 1	Rolled : Yes
Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2	
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No	
Consider Torsion? No			
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ Load? Yes	D/P Plug Welded? Yes	
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000
Aeff=0,001	eNy=0,000	eNz=0,000	
A=0,001	Iyy=1,920E-06	iyy=0,039	Wef,yy=3,360E-05
It=3,836E-06	Izz=1,920E-06	izz=0,039	Wef,zz=3,360E-05
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,114	Wpl,yy=4,413E-05
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl,zz=4,413E-05
			Av,y=7,970E-04
			Av,z=7,970E-04
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS			
Location	Ned	Med,yy	Med,zz
0,000	-69,277	0,000	0,000
		Ved,z	Ved,y
		-0,376	0,000
		Ted	0,000
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)			
D/C Ratio: 0,851 = 0,765 + sqrt[(0,08ε)^2 + (0,000)^2] < 1,000 OK			
= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1))^2 + (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2] (EC3 6.3.3(4)-6.61)			
AXIAL FORCE DESIGN			
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-69,277	294,220	294,220
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T
	294,220	324,518	101017,740
		Ncr,TF	An/Ag
		105,001	1,000
	Curve	Alpha	Ncr
Major (y-y)	a	0,210	105,001
MajorB (y-y)	a	0,210	105,001
Minor (z-z)	a	0,210	105,001
MinorB (z-z)	a	0,210	105,001
Torsional TF	a	0,210	105,001
		LambdaBar	Phi
		1,674	2,056
		Chi	Nb,Rd
		0,308	90,551
		0,308	90,551
		0,308	90,551
		0,308	90,551
		0,308	90,551
		0,308	90,551
MOMENT DESIGN			
	Med	Med,span	Mc,Rd
	Moment	Moment	Capacity
Major (y-y)	0,000	0,578	10,371
Minor (z-z)	0,000	0,000	10,371
		Mv,Rd	Mn,Rd
		10,371	10,371
		Capacity	Capacity
		10,371	10,371
		Capacity	Capacity
		10,371	10,371
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT
LTB	d	0,760	0,209
		PhiLT	ChiLT
		0,525	0,993
		Cl	Mcr
		1,316	237,326
		kyy	kyz
Factors		1,531	0,967
		kzy	kzz
		0,919	1,612
SHEAR DESIGN			
	Ved	Ted	Vc,Rd
	Force	Torsion	Capacity
Major (z)	0,376	0,000	108,141
Minor (y)	0,000	0,000	108,141
		Stress	Status
		Ratio	Check
		0,003	OK
		0,000	OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	108,141	1,200	0,000
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS			
	P	P	
	Comp	Tens	
Axial	-69,277	N/C	



Σχήμα 4.7: Έλεγχος οριζόντιου σύνδεσμου δυσκαμψίας, εικόνα από το SAP2000.

4.3.7 Μετωπικός Στόλος

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File
Units KN, m, C

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 680	X Mid: 53,900	Combo: COMB14	Design Type: Column
Length: 10,333	Y Mid: 7,333	Shape: IPE360	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000	Z Mid: 5,167	Class: Class 1	Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Consider Torsion? No
 Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000

Aeff=0,007	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=0,007	Iyy=1,627E-04	iyy=0,150	Wel,yy=9,039E-04	Weff,yy=9,039E-04
It=0,000	Izz=1,043E-05	izz=0,038	Wel,zz=1,227E-04	Weff,zz=1,227E-04
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,360	Wpl,yy=0,001	Av,y=0,005
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl,zz=1,910E-04	Av,z=0,004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-15,928	0,000	0,000	-53,385	-0,011	0,000

MM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0,873 = 0,011 + 0,861 + 0,000 < 1,000 OK
 = NED/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NED eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NED eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-15,928	1708,450	1708,450				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1708,450	1884,384	6675,389	6675,389	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	3158,099	0,736	0,827	0,830	1418,758
MajorB(y-y)	a	0,210	3158,099	0,736	0,827	0,830	1418,758
Minor (z-z)	b	0,340	4270,103	0,633	0,774	0,820	1401,612
MinorB(z-z)	b	0,340	4270,103	0,633	0,774	0,820	1401,612
Torsional TF	b	0,340	6675,389	0,506	0,680	0,882	1506,159

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0,000	179,277	239,465	239,465	239,465	207,937	
Minor (z-z)	0,000	3,297E-04	44,885	44,885	44,885		
LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
	b	0,340	0,535	0,700	0,868	1,015	836,382
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz			
	0,905	0,578	0,999	0,964			

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	53,385	0,000	476,336	0,112	OK
Minor (y)	0,011	0,000	623,193	1,696E-05	OK
Reduction	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW		
	476,336	1,200	0,484		

Σχήμα 4.8: Έλεγχος μετωπικού στόλου, εικόνα από το SAP2000.

4.3.8 Μηκίδες πλαϊνές

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units KN, m, C

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 281	X Mid: 22,050	Combo: COMB15	Design Type: Beam
Length: 4,900	Y Mid: 22,000	Shape: IPE160	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 2,450	Z Mid: 4,500	Class: Class 1	Rolled : Yes

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No		
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ Load? Yes	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000

Aeff=0,002	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=0,002	Iyy=8,690E-06	iy=0,066	Wel,yy=1,086E-04	Weff,yy=1,086E-04
It=0,000	Izz=0,000	iz=0,018	Wel,zz=1,666E-05	Weff,zz=1,666E-05
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,160	Wpl,yy=1,240E-04	Av,y=0,001
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl,zz=2,610E-05	Av,z=9,666E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2,450	0,000	22,294	0,627	-0,397	0,000	0,000

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0,871 = 0,000 + 0,774 + 0,097 < 1,000 OK

= NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kzy (My,Ed + NEd eNy) / (Chi_LT My, Rk / GammaM1) + kzz (Mz,Ed + NEd eNz) / (Mz, Rk / GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd		
	Force	Capacity	Capacity		
Axial	0,000	472,350	472,350		

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	472,350	520,992	7973,765	7973,765	1,000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	750,147	0,794	0,877	0,799	377,589
MajorB(y-y)	a	0,210	750,147	0,794	0,877	0,799	377,589
Minor (z-z)	b	0,340	58,959	2,830	4,953	0,111	52,382
MinorB(z-z)	b	0,340	58,959	2,830	4,953	0,111	52,382
Torsional TF	b	0,340	7973,765	0,243	0,537	0,985	465,064

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	22,294	22,294	29,140	29,140	29,140	28,821
Minor (z-z)	0,627	0,627	6,134	6,134	6,134	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl	Mcr
LTB	a	0,210	0,249	0,536	0,989	1,000	468,217

	kyy	kzy	kzy	kzz
Factors	0,950	0,570	1,000	0,950

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	0,397	0,000	131,146	0,003	OK
Minor (y)	0,000	0,000	174,210	0,000	OK

	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	131,146	1,200	0,336

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	16,452	18,596

Σχήμα 4.9: Έλεγχος πλαϊνών μηκίδων, εικόνα από το SAP2000.

4.3.9 Μηκίδες στα ανοίγματα των συνδέσεων δυσκαμψίας

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

Units KN, m, C

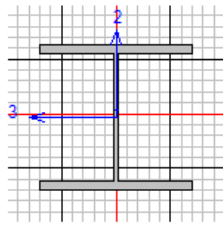
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 221	X Mid: 2,450	Combo: COMB15	Design Type: Beam
Length: 4,900	Y Mid: 22,000	Shape: HE160A	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 2,450	Z Mid: 0,050	Class: Class 1	Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000

Aeff=0,004	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=0,004	Iyy=1,673E-05	iyy=0,066	Wel,yy=2,201E-04	Weff,yy=2,201E-04
It=0,000	Izz=6,160E-06	izz=0,040	Wel,zz=7,700E-05	Weff,zz=7,700E-05
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,152	Wpl,yy=2,450E-04	Av,y=0,003
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl,zz=1,180E-04	Av,z=0,001



STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2,450	-37,646	11,382	1,210	-0,204	0,000	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,350 = 0,107 + 0,195 + 0,048 < 1,000 OK
= NED/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NED eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NED eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-37,646	911,800	911,800			

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	911,800	1005,696	47735,870	47735,870	1,000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	1444,185	0,795	0,917	0,728	663,601
MajorB(y-y)	b	0,340	1444,185	0,795	0,917	0,728	663,601
Minor (z-z)	c	0,490	531,750	1,309	1,629	0,385	350,900
MinorB(z-z)	c	0,490	531,750	1,309	1,629	0,385	350,900
Torsional TF	c	0,490	47735,870	0,138	0,494	1,000	911,800

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	11,382	11,382	57,575	57,575	57,575	57,575
Minor (z-z)	1,210	1,210	27,730	27,730	27,730	27,730

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,122	0,499	1,000	1,000	3869,753

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0,982	0,656	0,986	1,093

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	0,204	0,000	179,637	0,001	OK
Minor (y)	0,000	0,000	417,343	0,000	OK

	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	179,637	1,200	0,258

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	8,394	9,495

Σχήμα 4.10: Έλεγχος μηκίδων στα ανοίγματα με συνδέσμους δυσκαμψίας, εικόνα από SAP2000.

4.3.10 Μηκίδες πρόσοψης πάνω από εισόδους

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 416 X Mid: 0,000 Combo: COMB6 Design Type: Beam
Length: 7,333 Y Mid: 11,000 Shape: HE160B Frame Type: DCH-MRF
Loc : 7,333 Z Mid: 4,500 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=1,000

Aeff=0,005 eNy=0,000 eNz=0,000
A=0,005 Iyy=2,492E-05 iyy=0,068 Wel,yy=3,115E-04 Weff,yy=3,115E-04
It=0,000 Izz=8,890E-06 izz=0,040 Wel,zz=1,111E-04 Weff,zz=1,111E-04
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,160 Wpl,yy=3,540E-04 Av,y=0,004
E=2100000000,0 fy=235000,000 fu=360000,000 Wpl,zz=1,700E-04 Av,z=0,002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
7,333	0,000	0,000	0,000	-30,461	-2,069	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,758 = 0,000 + 0,668 + 0,090 < 1,000 OK
= $\frac{NEd}{\chi_z N Rk / \Gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + NEd eNy)}{(\chi_{LT} M_y, Rk / \Gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + NEd eNz)}{(M_z, Rk / \Gamma_{M1})}$ (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	0,000	1276,050	1276,050

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	1276,050	1407,456	33786,376	33786,376	1,000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b 0,340	960,409	1,153	1,326	0,504	643,721
MajorB(y-y)	b 0,340	960,409	1,153	1,326	0,504	643,721
Minor (z-z)	c 0,490	342,618	1,930	2,786	0,209	266,100
MinorB(z-z)	c 0,490	342,618	1,930	2,786	0,209	266,100
Torsional TF	c 0,490	33786,376	0,194	0,517	1,000	1276,050

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	0,000	-55,598	83,190	83,190	83,190	83,190
Minor (z-z)	0,000	-3,776	39,950	39,950	39,950	39,950

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
	a	0,210	0,176	0,513	1,000	1,000	2684,717

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0,950	0,570	1,000	0,950

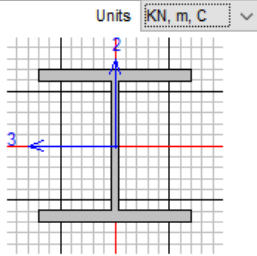
SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	30,461	0,000	239,335	0,127	OK
Minor (y)	2,069	0,000	591,281	0,003	OK

Reduction	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW
	239,335	1,200	0,194

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	30,461	30,461



Σχήμα 4.11: Έλεγχος μηκίδων πάνω από εισόδους, εικόνα από SAP2000.

4.3.11 Τεγίδες

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units KN, m, C

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 518	X Mid: 32,208	Combo: COMB28	Design Type: Beam
Length: 4,185	Y Mid: 5,500	Shape: IPE120	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 4,185	Z Mid: 10,000	Class: Class 1	Rolled : Yes

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No		

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000

Aeff=0,001	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=0,001	Iyy=3,180E-06	iyy=0,049	We1,yy=5,300E-05	Weff,yy=5,300E-05
It=0,000	Izz=0,000	izz=0,014	We1,zz=8,656E-06	Weff,zz=8,656E-06
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,120	Wpl,yy=6,070E-05	Av,y=8,474E-04
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl,zz=1,360E-05	Av,z=6,295E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
4,185	0,000	-8,055	1,741	13,186	-2,038	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6))

D/C Ratio: $0,864 = (0,565)^2 \cdot 2,000 + (0,545) \cdot 1,000 < 1,000$ OK
 = $(M_y, Ed/M_{n,y}, Rd)^{\text{Alpha}} + (M_z, Ed/M_{n,z}, Rd)^{\text{Beta}}$ (EC3 6.2.9.1(6))

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd		
	Force	Capacity	Capacity		
Axial	0,000	310,200	310,200		

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	310,200	342,144	4566,435	4566,435	1,000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	376,318	0,908	0,986	0,729	226,046
MajorB (y-y)	a	0,210	376,318	0,908	0,986	0,729	226,046
Minor (z-z)	b	0,340	32,780	3,076	5,721	0,095	29,421
MinorB (z-z)	b	0,340	32,780	3,076	5,721	0,095	29,421
Torsional TF	b	0,340	4566,435	0,261	0,544	0,978	303,498

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	-8,055	-8,055	14,265	14,265	14,265	14,147
Minor (z-z)	1,741	1,741	3,196	3,196	3,196	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,237	0,532	0,992	1,278	253,066

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0,856	0,282	1,000	0,470

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	13,186	0,000	85,412	0,154	OK
Minor (y)	2,038	0,000	114,978	0,018	OK

	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	85,412	1,200	0,283

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	9,337	13,186

Σχήμα 4.12: Έλεγχος τεγίδων, εικόνα από SAP2000.

4.3.12 Τεγίδες στα ανοίγματα των συνδέσμων δυσκαμψίας

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units KN, m, C

Units : KN, m, C

Frame : 609	X Mid: 51,450	Combo: COMB33	Design Type: Beam
Length: 4,900	Y Mid: 18,333	Shape: HE120A	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 2,450	Z Mid: 9,667	Class: Class 1	Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Consider Torsion? No

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000

Aeff=0,003	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=0,003	Iyy=6,060E-06	iyy=0,049	Wel,yy=1,063E-04	Weff,yy=1,063E-04
It=0,000	Izz=2,310E-06	izz=0,030	Wel,zz=3,850E-05	Weff,zz=3,850E-05
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,114	Wpl,yy=1,190E-04	Av,y=0,002
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl,zz=5,890E-05	Av,z=8,420E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2,450	4,049	11,601	1,143	-1,500	-0,483	7,973E-05

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
 D/C Ratio: 0,464 = 0,000 + 0,419 + 0,045 < 1,000 OK

$$= NEd / (\chi_z N Rk / \Gamma_{M1}) + k_{zy} (M_y, Ed + NEd e_{Ny}) / (\chi_{LT} M_y Rk / \Gamma_{M1}) + k_{zz} (M_z, Ed + NEd e_{Nz}) / (M_z Rk / \Gamma_{M1})$$
 (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
Axial	Force	Capacity	Capacity
	4,049	594,550	594,550

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	594,550	655,776	18405,732	18405,732	1,000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	523,118	1,066	1,216	0,556
MajorB(y-y)	b	0,340	523,118	1,066	1,216	0,556
Minor (z-z)	c	0,490	199,406	1,727	2,365	0,251
MinorB(z-z)	c	0,490	199,406	1,727	2,365	0,251
Torsional TF	c	0,490	18405,732	0,180	0,511	1,000

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	11,601	11,725	27,965	27,965	27,965	27,965
Minor (z-z)	1,143	1,287	13,842	13,842	13,842	13,842

Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,146	0,505	1,000	1,197

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0,918	0,292	1,000	0,486

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	1,500	0,000	114,240	0,013	OK
Minor (y)	0,483	0,000	276,782	0,002	OK

	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	114,240	1,200	0,227

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	13,971	10,970

Σχήμα 4.13: Έλεγχος τεγίδων στα ανοίγματα με συνδέσμους δυσκαμψίας, εικόνα από SAP2000.

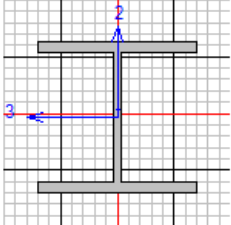
4.3.13 Κεφαλοδοκός

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File Units **KN, m, C** ▾

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 423	X Mid: 31,850	Combo: COMB33	Design Type: Beam
Length: 4,900	Y Mid: 22,000	Shape: HE120A	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 3,900	Z Mid: 9,000	Class: Class 1	Rolled : Yes



Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000

Aeff=0,003	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=0,003	Iyy=6,060E-06	iyy=0,049	Wel,yy=1,063E-04	Weff,yy=1,063E-04
It=0,000	Izz=2,310E-06	izz=0,030	Wel,zz=3,850E-05	Weff,zz=3,850E-05
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,114	Wpl,yy=1,190E-04	Av,y=0,002
E=2100000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl,zz=5,890E-05	Av,z=8,420E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3,900	-102,626	0,577	0,000	0,429	0,000	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,725 = 0,687 + 0,038 + 0,000 < 1,000 OK
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-102,626	594,550	594,550				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	594,550	655,776	1643,924	1643,924	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	523,118	1,066	1,216	0,556	330,417
MajorB(y-y)	b	0,340	523,118	1,066	1,216	0,556	330,417
Minor (z-z)	c	0,490	199,406	1,727	2,365	0,251	149,359
MinorB(z-z)	c	0,490	199,406	1,727	2,365	0,251	149,359
Torsional TF	c	0,490	1643,924	0,601	0,775	0,785	466,462

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0,577	0,889	27,965	27,965	26,310	21,204	
Minor (z-z)	0,000	0,000	13,842	13,842	13,842		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl	Mcr
LTB	a	0,210	0,862	0,941	0,758	1,142	37,610
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1,186	1,177	0,902	1,962			

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	0,429	0,000	114,240	0,004	OK
Minor (y)	0,000	0,000	276,782	0,000	OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW		
Reduction	114,240	1,200	0,227		

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	0,726	0,726

Σχήμα 4.14: Έλεγχος κεφαλοδοκών, εικόνα από SAP2000.

4.4 Έλεγχος βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Το πρόγραμμα SAP2000 αναγνωρίζει αυτόματα τις τεγίδες και τις μηκίδες προσδιορίζοντας εάν τα βέλη που παρουσιάζουν οι διατομές είναι εντός ορίων. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται ξεχωριστά στο Σχήμα 4.15, Σχήμα 4.16, Σχήμα 4.17. Τα βέλη που παρουσιάζουν τα ζυγώματα, τα υποστυλώματα και οι δοκοί αντιστήριξης της πρόσοψης, προσδιορίζονται από το πρόγραμμα και η σύγκριση με τους κανονισμούς γίνεται από τον χρήστη.

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Deflection Details)
Units : KN, m, C

Frame : 518      X Mid: 32,208      Combo: COMB56      Design Type: Beam
Length: 4,185   Y Mid: 5,500      Shape: IPE120      Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000     Z Mid: 10,000    Class: Class 4     Rolled : Yes

DEFLECTION CHECK (Combo COMB56)
      Type      Consider  Deflection      Limit      Ratio      Status
Dead Load      Yes       0,001           0,035      0,036      OK
Super DL+LL     Yes       0,000           0,035      0,000      OK
Live Load       Yes       0,000           0,012      0,000      OK
Total Load      Yes       0,013           0,017      0,727      OK
Total-Camber    Yes       0,013           0,017      0,727      OK
```

Σχήμα 4.15: Έλεγχος βελών του SAP2000 για τις τεγίδες.

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Deflection Details)
Units : KN, m, C

Frame : 702      X Mid: 53,900      Combo: COMB48      Design Type: Beam
Length: 7,333   Y Mid: 11,000     Shape: HE160B      Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000     Z Mid: 4,500      Class: Class 4     Rolled : Yes

DEFLECTION CHECK (Combo COMB48)
      Type      Consider  Deflection      Limit      Ratio      Status
Dead Load      Yes       0,000           0,061      0,000      OK
Super DL+LL     Yes       0,000           0,061      0,000      OK
Live Load       Yes       0,000           0,020      0,000      OK
Total Load      Yes       0,026           0,031      0,863      OK
Total-Camber    Yes       0,026           0,031      0,863      OK
```

Σχήμα 4.16: Έλεγχος βελών του SAP2000 για την μηκίδα προσόψεως πάνω από το άνοιγμα.

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Deflection Details)
Units : KN, m, C

Frame : 276      X Mid: 22,050      Combo: COMB79      Design Type: Beam
Length: 4,900   Y Mid: 0,000      Shape: IPE160      Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000     Z Mid: 4,500      Class: Class 4     Rolled : Yes

DEFLECTION CHECK (Combo COMB79)
      Type      Consider  Deflection      Limit      Ratio      Status
Dead Load      Yes       0,000           0,041      0,000      OK
Super DL+LL     Yes       0,000           0,041      0,000      OK
Live Load       Yes       0,000           0,014      0,000      OK
Total Load      Yes       0,020           0,020      0,979      OK
Total-Camber    Yes       0,020           0,020      0,979      OK
```

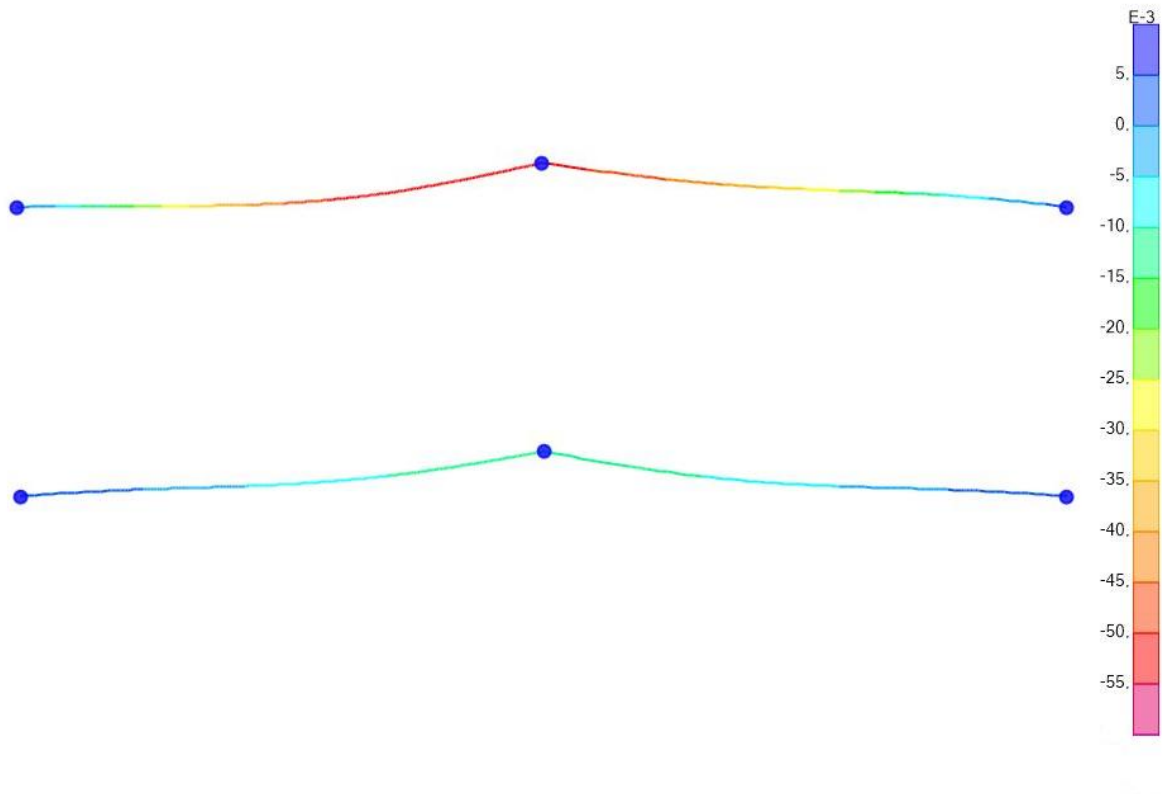
Σχήμα 4.17: Έλεγχος βελών του SAP2000 για τις μηκίδες.

Τα μέγιστα κατακόρυφα βέλη για τα ζυγώματα βρέθηκαν για τον συνδυασμό COMB56, στο Σχήμα φαίνεται το διάγραμμα βελών του δυσμενέστερου ζυγώματος λόγω COMB56 και ίδιου βάρους:

$$\delta_1 = 1,5\text{cm}$$

$$\delta_2 = 3,9\text{cm} < 4,5\text{cm}$$

$$\delta_{\max} = 5,4\text{cm} < 5,6\text{cm}$$



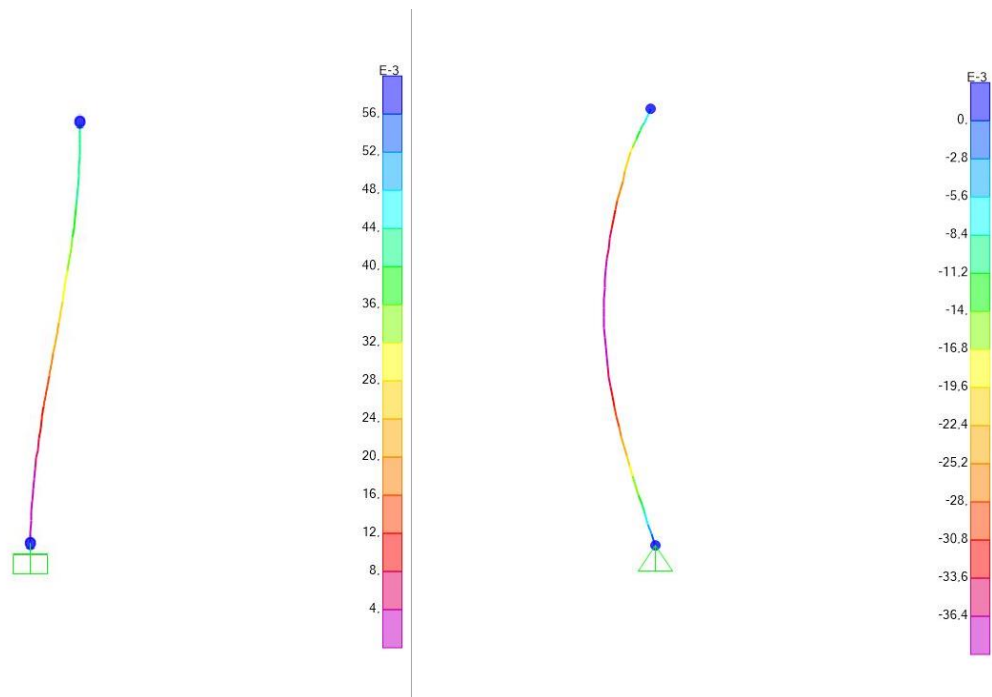
Σχήμα 4.18: Διάγραμμα κατακόρυφων βελών κάμψης για ζύγωμα, πάνω για COMB57, κάτω λόγω ίδιου βάρους.

Η δοκός αντιστήριξης της πρόσοψης θεωρήθηκε ως μέλος που επηρεάζει την εξωτερική εμφάνιση και ως τέτοιο ελέγχθηκαν τα βέλη του. Στο Σχήμα παρουσιάζονται τα βέλη λόγω της φόρτισης COMB37.

$$U_{\max}=3,6\text{cm} < 4,1\text{cm}$$

Το μέγιστο οριζόντιο βέλος κάμψης σε κορυφή υποστυλώματος, εντοπίστηκε ξανά για τον COMB57, στο σχήμα παρουσιάζεται το διάγραμμα βελών του δυσμενέστερου υποστυλώματος.

$$U_{\max}=5,4\text{cm} < 6,0\text{cm}$$



Σχήμα 4.19: Διάγραμμα οριζόντιων βελών κάμψης, αριστερά για υποστύλωμα λόγω συνδυασμού COMB57, δεξιά δοκού αντιστήριξης πρόσοψης λόγω συνδυασμού COMB37.

4.5 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών αποτελεί θεμελιώδη αρχή που πρέπει να καλύπτεται με ικανοποιητική αξιοπιστία για φορείς σε σεισμικές περιοχές. Σύμφωνα με την παραπάνω απαίτηση, ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, που αντιστοιχεί στην «απαίτηση μη κατάρρευσης». Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται, για κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία όπως το δικό μας, εάν οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τα παρακάτω:

$$\gamma = \frac{dr}{h} \cdot q \cdot \nu \leq \gamma_{\max}, \quad (4.41)$$

όπου:

γ γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου

dr η σχετική μετακίνηση του ορόφου

h ύψος του ορόφου

q συντελεστής συμπεριφοράς

ν συντελεστής μείωσης, για κατηγορία σπουδαιότητας II $\nu=0,5$

γ_{\max} 0,0075

Για σεισμό κατά X:

$$\gamma = \frac{3mm}{11000mm} \cdot 4 \cdot 0,5 = 0,001 \leq 0,0075$$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται

Για σεισμό κατά Y:

$$\gamma = \frac{11,2mm}{11000mm} \cdot 4 \cdot 0,5 = 0,02 \leq 0,0075$$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται

4.6 Έλεγχος έναντι φαινομένων δευτέρας τάξεως

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, αποτελέσματα δευτέρας τάξεως δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10, \quad (4.42)$$

όπου:

θ συντελεστής ευαισθησίας μετακίνησης ορόφου

P_{tot} συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

d_r η σχετική μετακίνηση του ορόφου

V_{tot} συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

h ύψος ορόφου

Για διεύθυνση σεισμού X:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} = \frac{1360,8 \cdot 12}{235,2 \cdot 11000} = 0,006 < 0,1$$

ο έλεγχος ικανοποιείται

Για διεύθυνση σεισμού Y:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} = \frac{1393,2 \cdot 44,8}{285,6 \cdot 11000} = 0,02 < 0,1$$

ο έλεγχος ικανοποιείται

4.7 Ικανοτικός έλεγχος

Στόχος του ικανοτικού σχεδιασμού είναι η μεγαλύτερη δυνατή απορρόφηση ενέργειας της κατασκευής μας χωρίς ολική ή μερική αστοχία. Αυτό επιτυγχάνεται με την ιεράρχηση των βλαβών και την εξασφάλιση εκδήλωσής τους με την επιθυμητή σειρά. Η κεφαλοδοκός και τα υποστυλώματα θα πρέπει να διαστασιολογούνται έτσι ώστε να μην αστοχούν προ της διαρροής της διαγωνίου, να εξασφαλίζεται δηλαδή ότι ο σύνδεσμος δεν θα αστοχήσει πριν αναπτυχθούν πλαστικές παραμορφώσεις στη διαγώνιο, και ότι θα απορροφηθεί, επομένως, σεισμική ενέργεια. Η επιλογή της διατομής, έτσι, δεν γίνεται μόνο με βάση τα εντατικά μεγέθη αλλά και με την πρόσθετη απαίτηση να διαθέτουν υπεραντοχή ως προς τη διαγώνιο (ικανοτική απαίτηση).

Η ανάλυση των πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας σχήματος X γίνεται λαμβάνοντας υπόψη μόνο τις εφελκόμενες διαγωνίους. Για εφελκόμενους συνδέσμους, έχουμε:

$$N_{Ed} = 21,36 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 363,10 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα ισχύει } N_{Ed} < N_{pl,Rd}$$

Για πλαίσια μέχρι δύο ορόφους, δεν απαιτείται περιορισμός λυγηρότητας.

Ικανοτικός συντελεστής Ω :

$$\Omega_i = \min(\Omega_i) = \min\left\{\frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}\right\} = \min(\Omega_1; \Omega_2) = \min\left\{\frac{363,10}{21,36}; \frac{363,10}{21,02}\right\} =$$

$$= \min(17,00 ; 17,27) = 17,00$$

Για να εξασφαλιστεί ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων καθ' ύψος του πλαισίου πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή κατά περισσότερο από 25%:

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} = \frac{17,27 - 17,00}{17,00} = 0,016 \leq 0,25$$

άρα εξασφαλίζεται

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα πρέπει να ελέγχονται με προσαυξημένες αξονικές δυνάμεις, σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \leq N_{pl,Rd}(M_{Ed})$$

όπου:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ Είναι η αντοχή σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της δρώσας ροπής M_{Ed}

$N_{Ed,G}$ Είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώματ λόγω των μη σεισμικών δράσεων των σεισμικών συνδυασμών

$N_{Ed,E}$ Είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα λόγω της της σεισμικής

Ω Είναι η ελάχιστη τιμή Ω_i

γ_{ov} 1,25 συντελεστής υπεραντοχής

Έλεγχος δοκού HEA120:

$$N_{Ed} = 3,3 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 17,00 \cdot 4,53 \text{ kN} = 105,89 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) = N_{b,Rd} = 149,36 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} < N_{pl,Rd}(M_{Ed})$$

επομένως ισχύει

Έλεγχος υποστυλώματος HEA300:

$$N_{Ed} = 76,39 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 17,00 \cdot 13,64 \text{ kN} = 395,23 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) = N_{b,Rd} = 1998,08 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} < N_{pl,Rd}(M_{Ed})$$

επομένως ισχύει

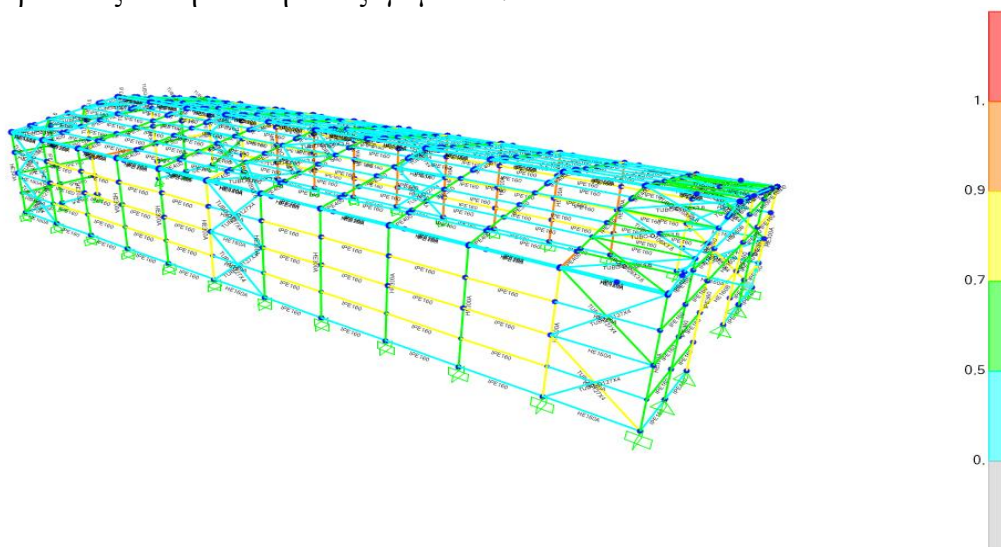
5 Συνδέσεις

Η σύνδεση ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη. Μία μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα αλλά και κάθε προκατασκευασμένο τμήμα αποτελείται από επιμέρους στοιχεία (μέλη), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Έτσι σκοπός των συνδέσεων είναι η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων και η αποκατάσταση συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων.

Στην συγκεκριμένη εργασία ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι ελκυστήρες της κατασκευής. Γενικά οι ελκυστήρες παραλαμβάνουν μόνο εφελκυστικά φορτία, και καθόλου θλίψη, εξού και η ονομασία τους. Η ανάλυση μέσω του προγράμματος SAP2000 έδειξε όμως πως εμφανιζόταν μία θλιπτική δύναμη κατά την περίπτωση ΟΚΑ που το ίδιο βάρος της κατασκευής πολλαπλασιαζόταν με ευμενή συντελεστή και η κύρια φόρτιση ήταν ο άνεμος με αντίθετη φορά (προς τα πάνω), ενώ η συμβολή του χιονιού αγνοούταν. Προκειμένου το μέλος του ελκυστήρα να μπορεί να παραλάβει τα θλιπτικά φορτία αυτά θα έπρεπε να προχωρήσουμε σε πολυδάπανες και μη συμφέρουσες λύσεις. Τα φορτία αυτά όμως είναι πολύ μικρά και αν το πλαίσιο λειτουργεί χωρίς τον ελκυστήρα, τότε αυτό επαρκεί. Επομένως η σύνδεση στον κόμβο υποστυλώματος θα γίνει με επιμήκεις οπές που σε αυτές τις περιπτώσεις δεν θα του μεταφέρουν θλιπτικά φορτία.

Έγινε ανάλυση του φορέα στο SAP2000 χωρίς τους ελκυστήρες και τους αναρτήρες για τα συγκεκριμένα φορτία. Στο σχήμα φαίνεται ότι οι διατομές μας μπορούν να παραλάβουν τα συγκεκριμένα φορτία χωρίς την λειτουργία του μέλους του ελκυστήρα. Επομένως αποφασίστηκε η σύνδεση του ελκυστήρα με τον κόμβο υποστυλώματος – ζυγώματος να γίνει με υπερμεγέθεις οπές που θα επέτρεπαν στο μέλος του ελκυστήρα να παραλαμβάνει μόνο εφελκυστικά φορτία.

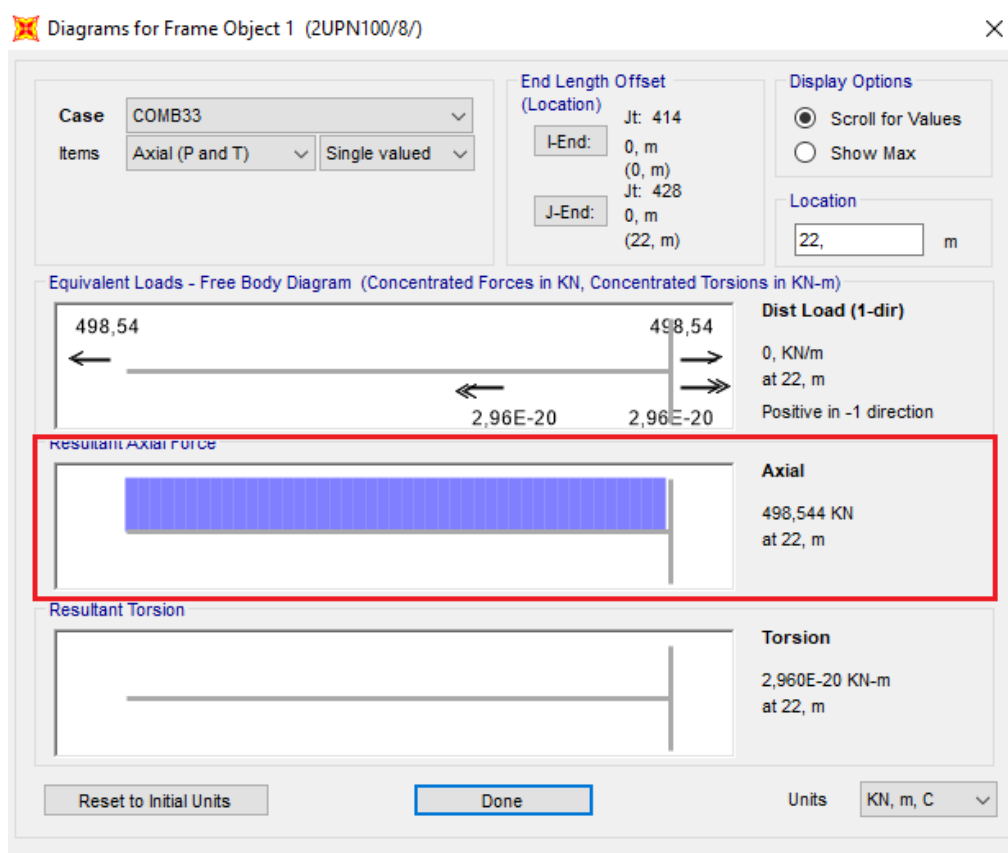
Πρώτα παρουσιάζεται η αποκατάσταση συνέχειας του ελκυστήρα και στην συνέχεια η λεπτομέρεια σύνδεσης του ελκυστήρα στον κόμβο μαζί με μία ενδεικτική διατομή και τέλος παρουσιάζεται η ένωση των ζυγωμάτων.



Σχήμα 5.1: Έλεγχοι μελών, για COMB 69-74, φορέας χωρίς ελκυστήρες

5.1 Αποκατάσταση συνέχειας ελκυστήρα

Το μήκος του ελκυστήρα είναι 22m, όσο και το πλάτος του κτιρίου, επομένως θα χρειαστεί αποκατάσταση συνέχειας σε ένα του σημείο. Θα χρησιμοποιηθεί έλασμα πάχους 8mm, το οποίο τοποθετείται ανάμεσα στα 2UPN100 τα οποία έχουν ίσο κενό. Όπως είδαμε ήδη στην διαδικασία διαστασιολόγησης του ελκυστήρα η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που παρουσιάζεται είναι ίση με $N_{Ed} = 498,5$ kNm και επιλέχθηκε διατομή 2UPN100/15. Στο Σχήμα 5.2 φαίνεται η αξονική που προκύπτει από το SAP2000 και στο Σχήμα 5.3 φαίνεται η διάταξη κοχλίωσης που επιλέχθηκε, με δίμητους κοχλίες M16 (Ποιότητας 8.8).

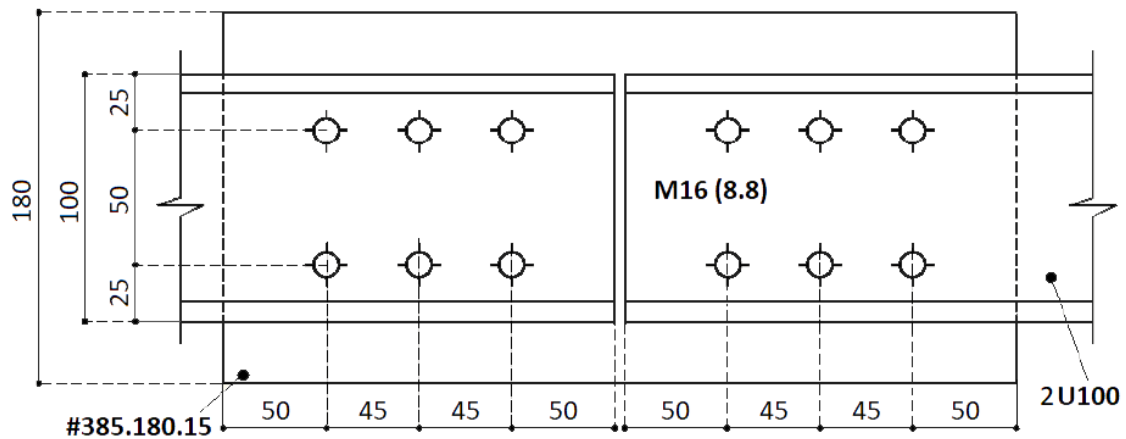


Σχήμα 5.2: Μέγιστη αξονική που εμφανίζεται από το SAP2000, για COMB33

1) Αντοχή ελκυστήρα σε εφελκυσμό:

Πλήρης διατομή 2UPN100: $A = 2 \cdot 13,5\text{cm}^2 = 27\text{ cm}^2$

και $t_w = 2 \cdot 0,6\text{cm} = 1,2\text{ cm}$



Σχήμα 5.3: Κοχλίωση για την αποκατάσταση συνέχειας ελκυστήρα

Απομειωμένη διατομή στη γραμμή θραύσης (κάθετη γραμμή, διέρχεται από τις 2 οπές):

$$A_{net} = A - n \cdot d_o \cdot t = 27 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 1,8 \text{ cm} \cdot 1,2 \text{ cm} = 22,68 \text{ cm}^2$$

Αντοχή διατομής:

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = \min\left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}\right)$$

$$N_{t,Rd} = \min\left(\frac{27,00 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0}; \frac{0,90 \cdot 22,68 \text{ cm}^2 \cdot 36 \text{ kN/cm}^2}{1,25}\right)$$

$$N_{t,Rd} = \min(634,5 \text{ kN}; 587,9 \text{ kN}) = 587,9 \text{ kN}$$

Ισχύει:

$$N_{t,Rd} = 587,9 \text{ kN} > 499,7 \text{ kN} = N_{Ed}$$

Παρατηρείται πως υπάρχει επαρκές περιθώριο ασφαλείας για τον ελκυστήρα. Εξάλλου η δρώσα δύναμη που εξετάζεται παρουσιάζεται μόνο στην δυσμενέστερη περίπτωση.

Το κριτήριο πλαστιμότητας δεν ικανοποιείται. Για να είναι πλάσטיμη συμπεριφορά του ελκυστήρα θα πρέπει να ισχύει: $N_{u,Rd} > N_{pl,Rd}$

Ωστόσο, ο ελκυστήρας δεν είναι μέλος το οποίο προσδοκάται η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας και επομένως η ικανοποίηση του κριτηρίου πλαστιμότητας είναι επιθυμητή αλλά όχι υποχρεωτική.

2) Αντοχή κοχλίων σε διάτμηση:

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{a_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \cdot m = 2 \cdot \frac{0,6 \cdot 2,00 \text{ cm}^2 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2}{1,25} \cdot 6 = 921,6 \text{ kN} > 499,7 \text{ kN} = N_{Ed}$$

Οπότε οι κοχλίες επαρκούν σε διάτμηση.

3) Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας οπών

Υπολογίζονται οι συντελεστές:

$$a_b = \min\left\{\frac{e_1}{3d_o}; \frac{P_1}{3d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right\} = \min\{0,93; 1,42; 2,22; 1\} = 0,93$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_o} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_o} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \{ 2,19 ; 2,19 ; 2,5 \} = 2,19$$

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας των οπών είναι:

$$F_{b,Rd} = m \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_b \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} = 6 \cdot \frac{2,19 \cdot 0,93 \cdot 36 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,6 \text{ cm} \cdot 1,2 \text{ cm}}{1,25} = 675,7 \text{ kN}$$

Όπου $t_{\min} = \min \{ 2 \cdot 0,6 \text{ cm} ; 1,5 \text{ cm} \} = 1,2 \text{ cm}$

άρα $F_{b,Rd} > N_{Ed} = 499,7 \text{ kN}$

Επίσης $F_{v,Rd} > F_{b,Rd}$ επομένως το κριτήριο πλαστιμότητας ικανοποιείται, σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

4) Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών με υπόθεση διαβρωτικού περιβάλλοντος

Ελάχιστες αποστάσεις

$$e_1 = 50 \text{ mm} > 1,2d_o = 1,2 \times 18 \text{ mm} = 21,6 \text{ mm}$$

$$p_1 = 45 \text{ mm} > 2,2d_o = 2,2 \times 18 \text{ mm} = 39,6 \text{ mm}$$

$$e_2 = 25 \text{ mm} > 1,2d_o = 1,2 \times 18 \text{ mm} = 21,6 \text{ mm}$$

$$p_2 = 50 \text{ mm} > 2,4d_o = 2,4 \times 18 \text{ mm} = 43,2 \text{ mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις

$$e_1 = 50 \text{ mm} < 40 \text{ mm} + 4t = 40 + 4 \times 6 \text{ mm} = 64 \text{ mm}$$

$$p_1 = 45 \text{ mm} < \min(14t ; 200 \text{ mm}) = \min(14 \times 6 \text{ mm} ; 200 \text{ mm}) = \min(84 \text{ mm} ; 200 \text{ mm}) = 84 \text{ mm}$$

$$e_2 = 25 \text{ mm} < 40 \text{ mm} + 4t = 40 + 4 \times 6 \text{ mm} = 64 \text{ mm}$$

$$p_2 = 50 \text{ mm} < \min(14t ; 200 \text{ mm}) = \min(14 \times 6 \text{ mm} ; 200 \text{ mm}) = \min(84 \text{ mm} ; 200 \text{ mm}) = 84 \text{ mm}$$

όπου t: είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους.

5) Έλεγχος λεπίδας σύνδεσης στη θέση αποκατάστασης συνέχειας

Πλήρης διατομή:

$$A = 18 \text{ cm} \cdot 1,5 \text{ cm} = 27 \text{ cm}^2$$

Απομειωμένη διατομή: $A_{\text{net}} = A$

$$A_{\text{net}} = A - n \cdot d_o \cdot t = 27 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 1,8 \text{ cm} \cdot 1,5 \text{ cm} = 21,6 \text{ cm}^2$$

Αντοχή λεπίδας σύνδεσης σε εφελκυσμό:

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}) = \min \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} ; \frac{0,9 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right)$$

$$N_{t,Rd} = \min \left(\frac{27,00 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} ; \frac{0,90 \cdot 21,6 \text{ cm}^2 \cdot 36 \text{ kN/cm}^2}{1,25} \right)$$

$$N_{t,Rd} = \min(634,5 \text{ kN} ; 559,9 \text{ kN}) = 559,9 \text{ kN}$$

Ισχύει: $N_{t,Rd} = 559,9 \text{ kN} > 499,7 \text{ kN} = N_{Ed}$

Ο έλεγχος της λεπίδας σύνδεσης ικανοποιείται. Δεν ικανοποιείται το κριτήριο πλαστιμότητας.

5.2 Σύνδεση ελκυστήρα στον κόμβο

Ο φορέας παρουσιάζει μέγιστες μετατοπίσεις στις κορυφές υποστυλωμάτων για την φόρτιση COMB69, που είναι η φόρτιση για ευμενή επιρροή ιδίου βάρους και κύρια

φόρτιση εξωτερικού ανέμου 0° (περίπτωση δεύτερη) και εσωτερικού με $+0,2$ συντελεστή. Η μέγιστη μετατόπιση ισούται με $8,6$ cm με τον απέναντι στύλο να εμφανίζει μετατόπιση προς την ίδια κατεύθυνση $5,5$ cm, επομένως η σχετική τους μετατόπιση ήταν $2,9$ cm. Οποιοσδήποτε άλλος συνδυασμός παρουσίαζε μικρότερες μετατοπίσεις, τόσο ανά μέλος όσο και αθροιστικά. Για ασφάλεια επιλέγονται επιμήκεις οπές με λαιμό 2 cm.

Οι έλεγχοι για τους κοχλίες είναι ίδιοι με το προηγούμενο κεφάλαιο.

Ελάχιστες αποστάσεις

$$e_3 = 65 \text{ mm} > 1,5d_o = 1,5 \times 18 \text{ mm} = 27,0 \text{ mm}$$

$$e_4 = 50 \text{ mm} > 1,5d_o = 1,5 \times 18 \text{ mm} = 27,0 \text{ mm}$$

Λόγω των επιμήκων οπών στο έλασμα, αλλάζουν και οι αποστάσεις των οπών στον ελκυστήρα σε σχέση με την αποκατάσταση συνέχειας και πλέον έχουμε όπως φαίνεται στο σχήμα $r_1 = 60$ mm, που πάλι υπακούει στις διατάξεις.

Ο έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας ισχύει καθώς έχουμε ίσες ή μεγαλύτερες αποστάσεις από πριν, εντός των ορίων.

Ο έλεγχος της λεπίδας ισχύει από πριν, καθώς έχουμε ίδιο ύψος και πάχος.

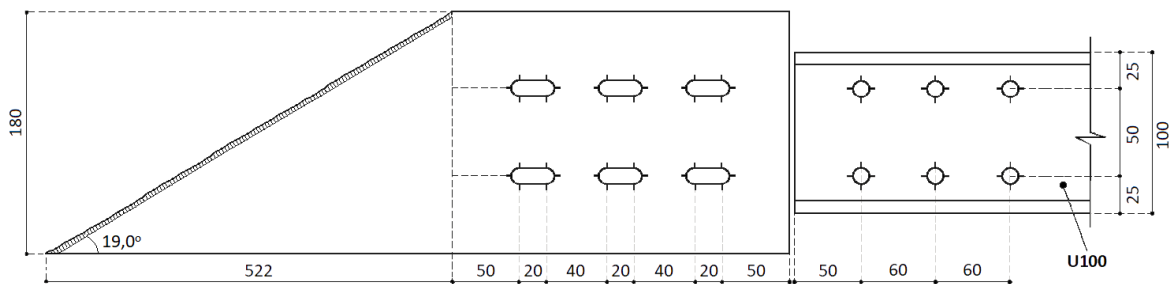
Η συγκόλληση ελάσματος στον κόμβο πρέπει να έχει πάχος $3 \text{ mm} < a < 0,7 \cdot 15 = 10,5 \text{ mm}$

Ελάχιστο μήκος συγκόλλησης: $\max\{30 \text{ mm}; 6 \cdot a\}$

Επιλέγουμε $a = 3 \text{ mm}$, άρα ελάχιστο μήκος 30 mm , επιλέγουμε 550 mm και από τις δύο πλευρές, δηλαδή όσο και η λοξή πλευρά που ενώνεται στον κόμβο υποστρώματος με το ζυγώμα.

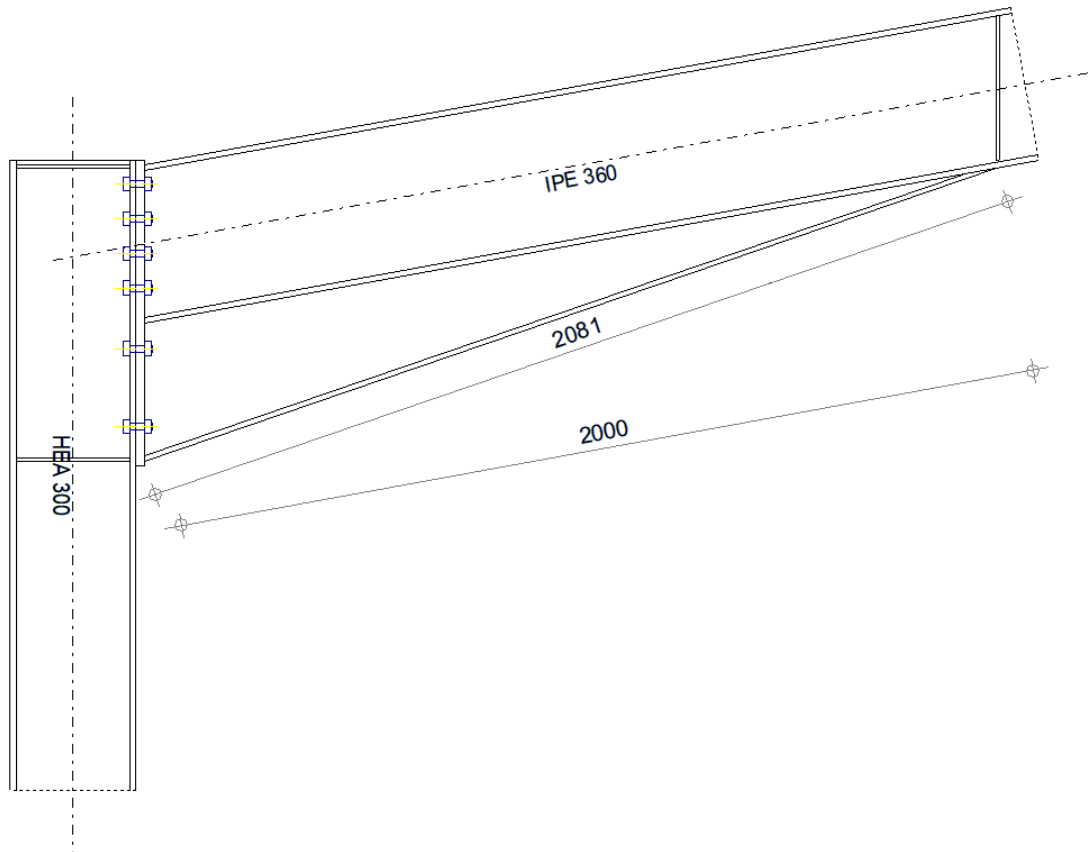
$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{36}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{w,Ed} = \frac{499,7 \text{ kN}}{55 \text{ cm}} = 9,085 \text{ kN/cm} < 20,8 \cdot 0,6 = 12,48 \text{ kN/cm}^2 \text{ οπότε αρκεί.}$$



Σχήμα 5.4: Λεπτομέρεια σύνδεσης του ελκυστήρα στον κόμβο υποστρώματος – ζυγώματος.

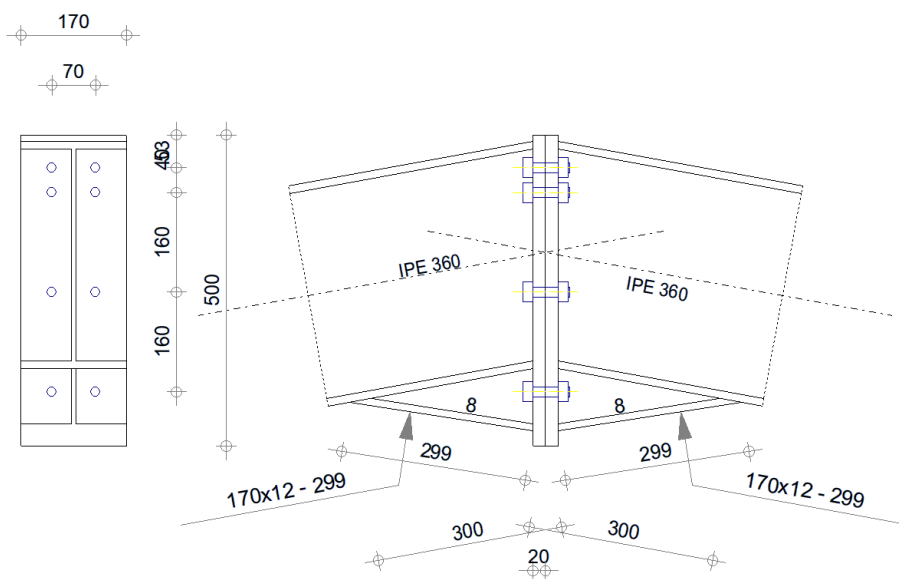
Η συγκεκριμένη διάταξη σύνδεσης που προέκυψε συγκολλάτε πάνω στον κόμβο υποστρώματος – ζυγώματος, έτσι ώστε ο κεντροβαρικός άξονας της διατομής των 2UPN100 να διέρχεται από την συμβολή των αντίστοιχων αξόνων του υποστρώματος και του ζυγώματος, όπως αναπαριστάται στο Σχήμα 5.5.



Σχήμα 5.5: Μορφή σύνδεσης κόμβου υποστυλώματος - ζυγώματος.

5.3 Σύνδεση ζυγωμάτων στον κορφιά

Στο Σχήμα 5.6 αναπαριστάται η σύνδεση των δύο ζυγωμάτων στον κορφιά. Τα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το λογισμικό SAP2000, ενώ η ανάλυση της σύνδεσης έγινε με το Robot Structural Analysis, της εταιρίας Autodesk. Τα εντατικά μεγέθη με τα οποία γίνεται ο έλεγχος προκύπτουν για τον συνδυασμό COMB 33.



Σχήμα 5.6: Λεπτομέρεια σύνδεσης κόμβου ζυγώματος – ζυγώματος στον κορφιά.

ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 2

Όνομα σύνδεσης: Beam-Beam

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ – ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΙΡΕ 360

$\alpha = -169,7$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
 $h_{bl} = 360$ [mm] ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
 $b_{bl} = 170$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
 $t_{wbl} = 8$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
 $t_{fbl} = 13$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
 $r_{bl} = 18$ [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
 $A_{bl} = 72,73$ [cm²] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
 $I_{xbl} = 16265,60$ [cm⁴] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

$d = 16$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $F_{tRd} = 113,04$ [kN] Εφελκυστική αντοχή κοχλία
 $n_h = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
 $n_v = 4$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $h_1 = 53$ [mm] Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_i = 70$ [mm]

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $p_i = 40;160;160$ [mm]

ΠΛΑΚΑ

$h_{pr} = 500$ [mm] ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $b_{pr} = 170$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
 $t_{pr} = 20$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{ypr} = 235,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

ΚΑΤΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$w_{rd} =$	170	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{frd} =$	12	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
$h_{rd} =$	100	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{wrd} =$	8	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ
$l_{rd} =$	300	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$\alpha_d =$	8,9	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{ybu} =$ 235,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

Συγκολλήσεις εξωραφής

$a_w =$	5	[mm]	ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ
$a_f =$	8	[mm]	ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
$a_{rd} =$	5	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} =$	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$M_{b1,Ed} =$	122,70	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{b1,Ed} =$	86,60	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$N_{b1,Ed} =$	-440,00	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$N_{cb,Rd} =$	1709,14	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd} =$	585,27	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,15 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,15)
$M_{b,pl,Rd} =$	239,52	[kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} =$	318,12	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} =$	701,69	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd1} =$	1011,16	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	[6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$N_{j,Rd} =$	1198,50	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$			0,37 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,37)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	417	226,08	-	-	226,08	299,36	226,08	521,15

Nr	h _j	F _{ij,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
2	377	204,40	-	-	226,08	299,36	226,08	521,15
3	217	117,68	-	-	226,08	299,36	226,08	521,15
4	57	30,96	-	-	226,08	299,36	226,08	521,15

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \infty h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 198,71 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,62 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,62)$$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$V_{j,Rd} = 716,23 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,12 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,12)$$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 206,20 < 360,00 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,57)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 199,78 < 360,00 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,55)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 103,10 < 259,20 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,40)$$

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$$S_j = S_{j,ini} / \eta \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 99851,16 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad [6.3.1.(4)]$$

ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

$$S_{j,rig} = 54652,42 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 3415,78 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{ΣΤΑΘΕΡΗ}$$

ΣΧΟΛΙΑ

ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΕΙΝΑΙ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟ ΑΠΟ ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ $12 \text{ [mm]} < 13 \text{ [mm]}$

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΛΟΓΟΣ 0,98 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

6 Συμπεράσματα

Από την ενασχόληση με την παρούσα διπλωματική εργασία, προέκυψαν αρκετοί προβληματισμοί όσον αφορά την σωστή ανάλυση και διαστασιολόγηση του μεταλλικού στεγάστρου στα διάφορα στάδια εκπόνησης της μελέτης. Οι προβληματισμοί αυτοί, ξεπεράστηκαν μετά από συνδυασμό γνώσεων και δεξιοτήτων που αποκτήθηκαν, κατά τη διάρκεια των σπουδών μας και μετά την προσωπική ενασχόληση για την εύρεση της ενδεδειγμένης διαδικασίας επίλυσής τους. Τελικά, τα συμπεράσματα τα οποία προκύπτουν μετά από την επίλυση των προβλημάτων και την ολοκλήρωση της μελέτης της κατασκευής είναι τα εξής:

- Τα μεταλλικά κτίρια είναι πιο ευέλικτες κατασκευές, τόσο όσον αφορά τη σχεδίαση όσο και την αντιμετώπιση των φορτίων, από αντίστοιχα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτό συμβαίνει λόγω του μικρού ιδίου βάρους των στοιχείων των κτιρίων και της ανθεκτικότητας του χάλυβα ως δομικού υλικού.
- Η μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα έχει σαν αποτέλεσμα την πολύ καλή απόκριση σε συνθήκες σεισμού.
- Η ανεμοπίεση είναι τις περισσότερες φορές η κύρια δυναμική καταπόνηση για τις διατομές των μελών των μεταλλικών κτιρίων, λόγω των μεγάλων επιφανειών φορτίσεως που αυτά διαθέτουν και της μικρότερης συνολικής τους μάζας.
- Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση Χ, είναι καθοριστικής σημασίας για την παραλαβή των φορτίων του ανέμου και του σεισμού, ενώ κατά τη διεύθυνση Υ, η πλαισιακή λειτουργία του φορέα είναι αυτή που παραλαμβάνει τα συγκεκριμένα φορτία.
- Τα αμφίπακτα πλαίσια σε σύγκριση με τα αμφιαρθρωτά παρουσιάζουν ευνοϊκότερη κατανομή καμπτικών ροπών και μειωμένη παραμορφωσιμότητα, επομένως οδηγούμαστε σε μικρότερα μέγιστα μεγέθη και οδηγούμαστε σε μικρότερες διατομές. Ωστόσο η πάκτωση ως έδραση σε σύγκριση με την άρθρωση είναι πιο σύνθετη στην κατασκευή της, απαιτεί καλύτερη ποιότητα εδάφους και έχει μεγαλύτερο κόστος.
- Οι ενισχύσεις που προστίθενται στα ζυγώματα αυξάνουν την ροπή αδράνειας σε σχέση με την τυποποιημένη διατομή, με αποτέλεσμα να μπορούν να παραλάβουν τις μεγαλύτερες ροπές που εντοπίζονται κοντά στον κόμβο. Έτσι το ζύγωμα διαστασιολογείται με μικρότερη μέγιστη ροπή και απαιτείται μικρότερου ύψους διατομή. Επιπλέον η ενίσχυση βοηθά ώστε ο κόμβος να μορφώνεται ως δύσκαμπος.
- Η παρουσία ελκυστήρα οδηγεί σε δραστική μείωση της ροπής του κόμβου υποστυλώματος ζυγώματος οδηγώντας έτσι σε μικρότερες διατομές στα υποστυλώματα. Όμως αναπτύσσεται αξονική θλιπτική δύναμη στο ζύγωμα, η οποία συμβάλει σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Στα αμφιαρθρωτά πλαίσια σε σύγκριση με τα αμφιαρθρωτά ο ελκυστήρας οδηγεί σε μεγαλύτερη μείωση κατά απόλυτη τιμή στις ροπές του κόμβου.
- Η δοκός Gerber ως στατικό προσομοίωμα εξασφαλίζει την βέλτιστη κατανομή των καμπτικών ροπών (ίσες ροπές ανοιγμάτων και στηρίξεων) για τις τεγίδες. Σε σύγκριση με τις αμφιαρθρωτές παρουσιάζουν μικρότερο μέγιστο ροπής, ενώ παρουσιάζουν και μικρότερα βέλη.

- Ο μετωπικός στύλος αντιστήριξης παρουσίασε μικρότερη μέγιστη ροπή και μικρότερα βέλη όταν εξετάστηκε με πάκτωση αντί για άρθρωση αλλά η διαφορά των μεγεθών δεν ήταν μεγάλη, ώστε να μικρύνει το ύψος της διατομής. Σε άλλων προδιαγραφών κατασκευή ενδέχεται μια τέτοια αλλαγή να είναι χρήσιμη.
- Οι διατομές των στοιχείων των λύσεων με τα 11 ανοίγματα είναι μικρότερες ή ίσες από τις αντίστοιχες με τα 9. Μικρότερα ανοίγματα σημαίνουν μικρότερες ζώνες επιρροής, δηλαδή μικρότερα εντατικά μεγέθη και μικρότερες διατομές. Παρόλα αυτά προστίθενται 2 πλαίσια σε αριθμό, οπότε δεν είναι πάντα συμφέρουσα η λύση με τα παραπάνω ανοίγματα.
- Η οικονομικότερη παραλλαγή στην οποία καταλήξαμε, είναι η περίπτωση των 11 ανοιγμάτων με αμφίπακτα πλαίσια με ελκυστήρα και ενίσχυση.

7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων.». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι., Dubina D., (2004). «Σιδηρές κατασκευές, από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Ερμόπουλος Ι., (2005). «Ευρωκώδικας 1, βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
8. EN 1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003.
9. EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις-Δράσεις ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005.
10. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Μάιος 2005.
11. EN 1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
12. <http://www.mycourses.ntua.gr>
13. <http://www.kamtsis.com>

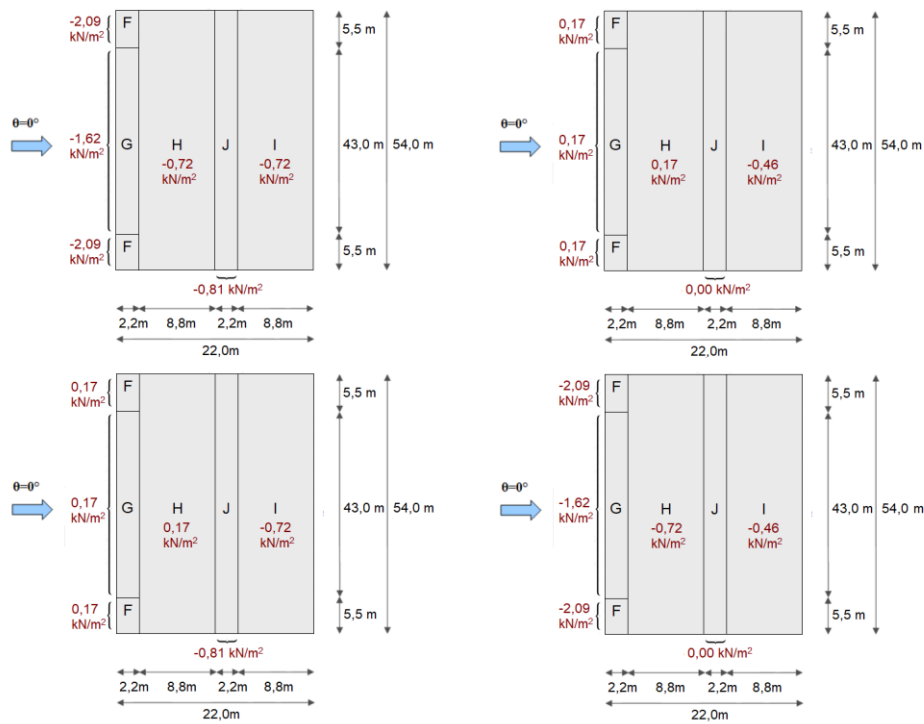
Παράρτημα Α. Πίνακας συνδυασμών δράσεων

Τύπος	Ονομασία	DL	W01	W02	W03	W04	W90	WI0,2	WI0,3	SN	Ex	Ey
ULS1	COMB1	1,35	1,50							0,75		
ULS2	COMB2	1,35	1,50						1,50	0,75		
ULS3	COMB3	1,35	1,50					1,50		0,75		
ULS4	COMB4	1,35		1,50						0,75		
ULS5	COMB5	1,35		1,50					1,50	0,75		
ULS6	COMB6	1,35		1,50				1,50		0,75		
ULS7	COMB7	1,35			1,50					0,75		
ULS8	COMB8	1,35			1,50				1,50	0,75		
ULS9	COMB9	1,35			1,50			1,50		0,75		
ULS10	COMB10	1,35				1,50				0,75		
ULS11	COMB11	1,35				1,50			1,50	0,75		
ULS12	COMB12	1,35				1,50		1,50		0,75		
ULS13	COMB13	1,35					1,50			0,75		
ULS14	COMB14	1,35					1,50		1,50	0,75		
ULS15	COMB15	1,35					1,50	1,50		0,75		
ULS16	COMB16	1,35							1,50	0,75		
ULS17	COMB17	1,35						1,50		0,75		
ULS18	COMB18	1,35	0,90							1,50		
ULS19	COMB19	1,35	0,90						0,90	1,50		
ULS20	COMB20	1,35	0,90					0,90		1,50		
ULS21	COMB21	1,35		0,90					0,90	1,50		
ULS22	COMB22	1,35		0,90				0,90		1,50		
ULS23	COMB23	1,35			0,90					1,50		
ULS24	COMB24	1,35			0,90				0,90	1,50		
ULS25	COMB25	1,35		0,90						1,50		
ULS26	COMB26	1,35			0,90			0,90		1,50		
ULS27	COMB27	1,35				0,90				1,50		
ULS28	COMB28	1,35				0,90			0,90	1,50		
ULS29	COMB29	1,35				0,90		0,90		1,50		
ULS30	COMB30	1,35					0,90			1,50		
ULS31	COMB31	1,35					0,90		0,90	1,50		
ULS32	COMB32	1,35					0,90	0,90		1,50		
ULS33	COMB33	1,35							0,90	1,50		
ULS34	COMB34	1,35						0,90		1,50		
SLS1	COMB35	1,00	1,00							0,50		
SLS2	COMB36	1,00	1,00						1,00	0,50		
SLS3	COMB37	1,00	1,00					1,00		0,50		
SLS4	COMB38	1,00		1,00						0,50		
SLS5	COMB39	1,00		1,00					1,00	0,50		

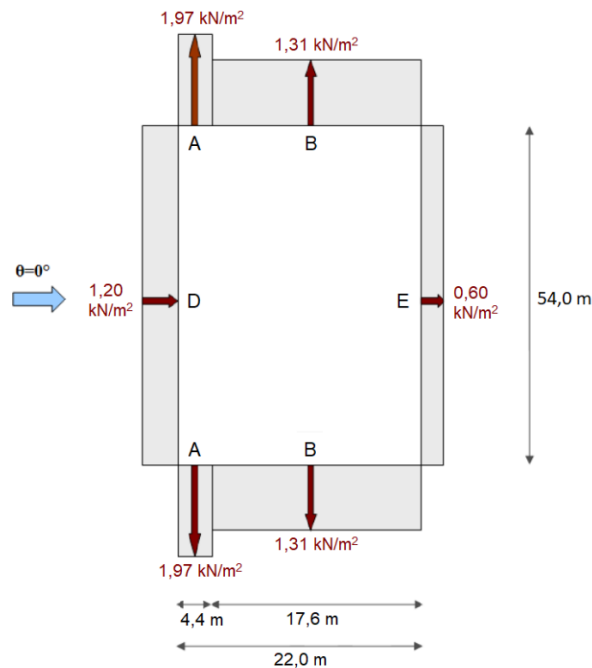
SLS6	COMB40	1,00		1,00			1,00		0,50		
SLS7	COMB41	1,00			1,00				0,50		
SLS8	COMB42	1,00			1,00			1,00	0,50		
SLS9	COMB43	1,00			1,00			1,00	0,50		
SLS10	COMB44	1,00				1,00			0,50		
SLS11	COMB45	1,00				1,00		1,00	0,50		
SLS12	COMB46	1,00				1,00	1,00		0,50		
SLS13	COMB47	1,00					1,00		0,50		
SLS14	COMB48	1,00					1,00	1,00	0,50		
SLS15	COMB49	1,00					1,00	1,00	0,50		
SLS16	COMB50	1,00						1,00	0,50		
SLS17	COMB51	1,00						1,00	0,50		
SLS18	COMB52	1,00	0,60						1,00		
SLS19	COMB53	1,00	0,60						0,60	1,00	
SLS20	COMB54	1,00	0,60					0,60		1,00	
SLS21	COMB55	1,00		0,60					0,60	1,00	
SLS22	COMB56	1,00		0,60				0,60		1,00	
SLS23	COMB57	1,00		0,60						1,00	
SLS24	COMB58	1,00			0,60				0,60	1,00	
SLS25	COMB59	1,00			0,60					1,00	
SLS26	COMB60	1,00			0,60			0,60		1,00	
SLS27	COMB61	1,00				0,60				1,00	
SLS28	COMB62	1,00				0,60			0,60	1,00	
SLS29	COMB63	1,00				0,60		0,60		1,00	
SLS30	COMB64	1,00					0,60			1,00	
SLS31	COMB65	1,00					0,60		0,60	1,00	
SLS32	COMB66	1,00					0,60	0,60		1,00	
SLS33	COMB67	1,00							0,60	1,00	
SLS34	COMB68	1,00						0,60		1,00	
ULS35	COMB69	1,00	1,50						1,50		
ULS36	COMB70	1,00		1,50					1,50		
ULS37	COMB71	1,00			1,50				1,50		
ULS38	COMB72	1,00				1,50			1,50		
ULS39	COMB73	1,00					1,50		1,50		
ULS40	COMB74	1,00						1,50			
SLS35	COMB75	1,00	1,00						1,00		
SLS36	COMB76	1,00		1,00					1,00		
SLS37	COMB77	1,00			1,00				1,00		
SLS38	COMB78	1,00				1,00			1,00		
SLS39	COMB79	1,00					1,00		1,00		
SLS40	COMB80	1,00						1,00			
ULS41	SEISM1	1,00							0,30	1,00	0,30
ULS42	SEISM2	1,00							0,30	1,00	-0,30
ULS43	SEISM3	1,00							0,30	-1,00	0,30
ULS44	SEISM4	1,00							0,30	-1,00	-0,30
ULS45	SEISM5	1,00							0,30	0,30	1,00

ULS46	SEISM6	1,00								0,30	-0,30	1,00
ULS47	SEISM7	1,00								0,30	0,30	-1,00
ULS48	SEISM8	1,00								0,30	-0,30	-1,00

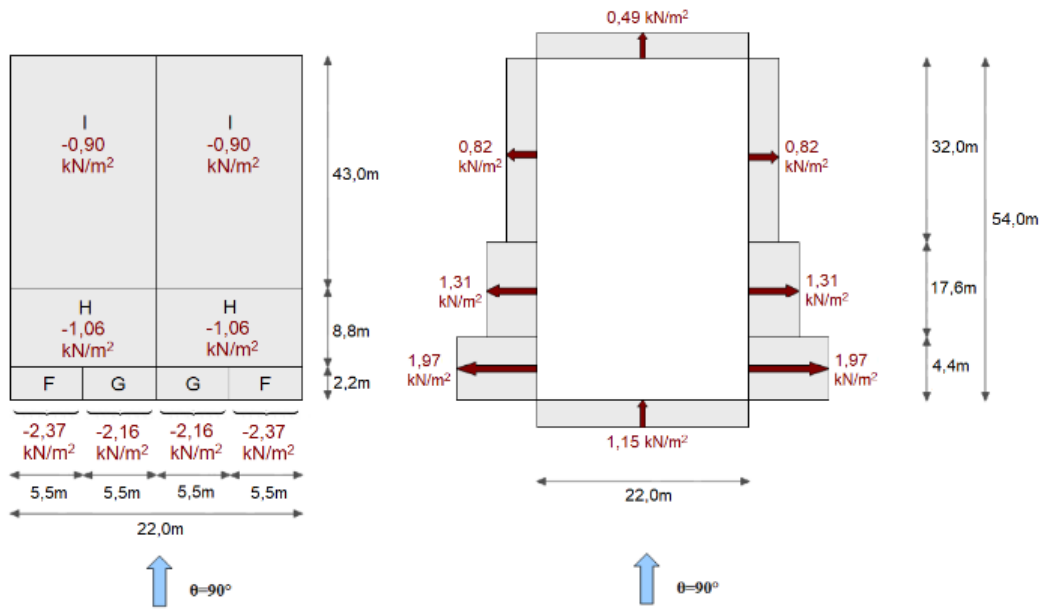
Παράρτημα Β. Σχήματα εξωτερικών ανεμοπιέσεων



Σχήμα Β.1: Οι τέσσερις φορτίσεις στέγης για άνεμο $\theta=0^\circ$. Πάνω αριστερά εξωτερικές ανεμοπιέσεις για μέγιστα αρνητικά $c_{pe,10}$, πάνω δεξιά εξωτερικές ανεμοπιέσεις για θετικά και ελάχιστα αρνητικά $c_{pe,10}$, κάτω συνδυασμός των δύο προηγούμενων.



Σχήμα Β.2: Εξωτερικές ανεμοπιέσεις επί των κατακόρυφων τοίχων για άνεμο $\theta=0^\circ$.



Σχήμα Β.3: Εξωτερικές ανεμοπιέσεις επί της στέγης για άνεμο $\theta=90^\circ$ στα αριστερά και εξωτερικές ανεμοπιέσεις επί των κατακόρυφων τοίχων για άνεμο $\theta=90^\circ$ στα δεξιά.