

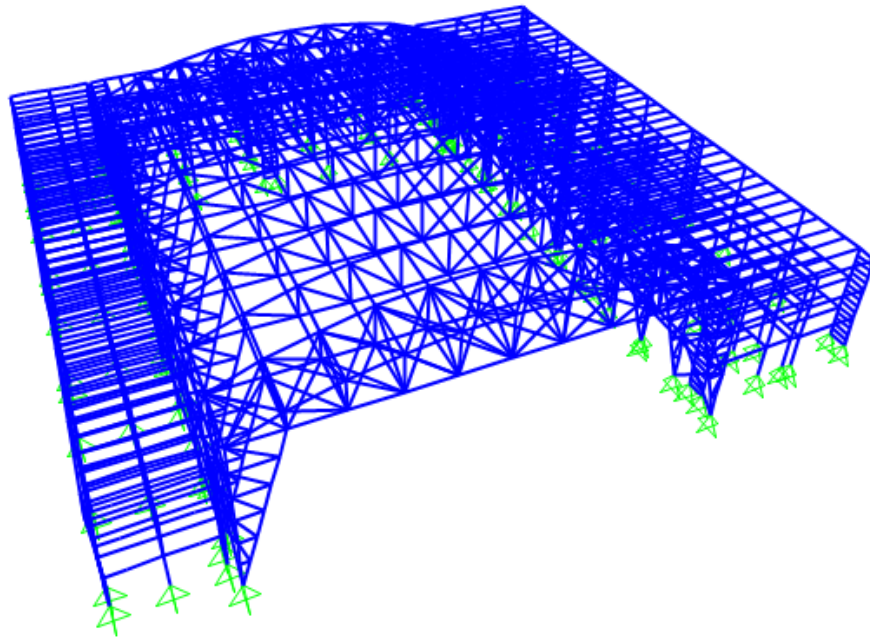


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Συγκροτήματος Μεταλλικών Κτιρίων
Γραφείων και Υπόστεγου Συντήρησης
Αεροσκαφών



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ελισάβετ Ν. Τοπαλίδου

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Οκτώβριος 2019

EMK ME 2019/8

Τοπαλίδου Ε. Ν. (2019).
Σχεδιασμός Συγκροτήματος Μεταλλικών Κτιρίων Γραφείων και Υπόστεγου
Συντήρησης Αεροσκαφών
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2019/8
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Topalidou E. N. (2019).
Design of a Metallic Complex of Office Buildings and Aircraft Maintenance Hangar
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2019/08
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Διπλωματική Εργασία
ΕΜΚ ΜΕ 2019/8

**Σχεδιασμός Συγκροτήματος Μεταλλικών Κτιρίων Γραφείων και Υπόστεγου
Συντήρησης Αεροσκαφών**

Τοπαλίδου Ε. Ν. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί ένα συγκρότημα μεταλλικών κτιρίων και υπόστεγων στην περιοχή του Κρατικού Αερολιμένα Νέας Αγχιάλου. Το συγκρότημα κτιρίων αποτελείται από τριώροφα κτίρια, τα οποία προορίζονται για τη στέγαση γραφείων. Η διάταξη των κτιρίων σε κάτοψη είναι τέτοια, ώστε να δημιουργείται ελεύθερος χώρος μεταξύ τους, ο οποίος καλύπτεται από μεταλλικά υπόστεγα που προσφέρονται για τη στέγαση, συντήρηση και επισκευή μικρών στρατιωτικών αεροσκαφών. Η γεωμετρία του συγκροτήματος βασίζεται σε υπάρχοντα αρχιτεκτονικά σχέδια. Πραγματοποιείται μελέτη και διαστασιολόγηση τριών μεταλλικών κτιρίων και ενός μεταλλικού υπόστεγου. Μορφώνονται τέσσερα στατικώς ανεξάρτητα μοντέλα με γραμμικά ραβδωτά στοιχεία (beam elements) και η προσομοίωσή τους πραγματοποιείται με χρήση του εμπορικού λογισμικού SAP2000.

Για τα τριώροφα κτίρια, αρχικά επιλέγονται οι βασικές παράμετροι σχεδιασμού τους (δομικά υλικά, γεωμετρία φέροντος οργανισμού, τύπος αντισεισμικών συστημάτων, πλήθος και διάταξη τους στο φορέα). Για τη σεισμική προστασία των κτιρίων χρησιμοποιούνται συστήματα FUSEIS1-1 και MRFs. Ορίζονται τα ίδια βάρη των επικαλύψεων και στη συνέχεια υπολογίζονται τα ωφέλιμα φορτία των ορόφων και δωματίων και τα φορτία χιονιού των δωματίων σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα. Κατασκευάζονται προσομοιώματα των φορέων των κτιρίων, εισάγονται τα φορτία τους και πραγματοποιούνται οι συνδυασμοί τους. Διενεργείται γραμμική ελαστική ανάλυση και προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις βάσει των οποίων ελέγχονται και διαστασιολογούνται τα κύρια δομικά μέλη των φορέων σύμφωνα με τα κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας, σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας. Ακολουθεί ο αντισεισμικός σχεδιασμός τους με την πραγματοποίηση δυναμικής φασματικής ανάλυσης. Με την εκτέλεση της ελαστικής ανάλυσης και την εφαρμογή των κριτηρίων ικανοτικού σχεδιασμού, λαμβάνεται υπόψη η πιθανή μετελαστική συμπεριφορά των κατασκευών κατά το σεισμό σχεδιασμού, με τη διαρροή των φορέων σε συγκεκριμένες θέσεις. Επιπλέον, πραγματοποιούνται μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (αναλύσεις pushover), οι οποίες δίνουν πληροφορίες για την εξέλιξη της διαρροής και πλαστικοποίησης των μελών των φορέων. Προβλέπεται έτσι η παραμορφωμένη κατάσταση και ο μηχανισμός κατάρρευσης κάθε φορέα, κρίνεται αν είναι οι επιθυμητοί και υπολογίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς στις

κύριες διευθύνσεις. Τέλος, παρατίθεται η απαίτηση κάθε κατασκευής σε χάλυβα (kg/m^2).

Όσον αφορά το υπόστεγο, αρχικά επιλέγονται οι βασικές παράμετροι σχεδιασμού του (δομικά υλικά, γεωμετρία φέροντος οργανισμού, τύπος αντιανέμιων συστημάτων, πλήθος και διάταξη τους στο φορέα). Τοποθετείται γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 5 t για τη συντήρηση και επισκευή αεροσκαφών (μεταφορά κινητήρα και άλλων μικρών ανταλλακτικών). Ορίζονται τα ίδια βάρη των επικαλύψεων και του μηχανολογικού εξοπλισμού. Στη συνέχεια υπολογίζονται τα φορτία χιονιού, οι πιέσεις ανέμου, οι θερμοκρασιακές μεταβολές και τα βάρη που προέρχονται από τη λειτουργία της γερανογέφυρας σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα. Μορφώνεται προσομοίωμα του φορέα του υπόστεγου, εισάγονται τα φορτία του και πραγματοποιούνται οι συνδυασμοί τους. Διενεργείται γραμμική ελαστική ανάλυση και προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις βάσει των οποίων ελέγχονται και διαστασιολογούνται τα κύρια δομικά μέλη του φορέα σύμφωνα με τα κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας και γίνεται ο έλεγχός τους σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ) και Λειτουργικότητας (ΟΚΛ). Τέλος, παρατίθεται η απαίτηση του υπόστεγου σε χάλυβα (kg/m^2).

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

Diploma Thesis EMK ΔΕ 2019/08

Design of a Metallic Complex of Office Buildings and Aircraft Maintenance Hangar

Topalidou E. N. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The object of this master thesis is the design of a metallic building and hangar complex in the area of Nea Anchialos State Airport. The building complex consists of three-storey buildings, which are intended for office housing. The layout of the buildings creates free space between them, which is covered by metal sheds and is offered for housing, maintenance and repair of small military aircraft. The geometry of the complex is based on existing architectural designs. A study and dimensioning of three metal buildings and a metal shed are carried out. Four static independent models with linear beam elements are constructed. The commercial software SAP 2000 is used for the simulation.

Initially, the main parameters of the design for the three-storey buildings are set (building materials, the geometry of the bearing organism, type of earthquake systems, their number and arrangement). For seismic protection, FUSEIS1-1 and MRFs systems are used. The coating weights are defined, the live loads of the floors and the roofs and the snow loads of the roofs are calculated according to the provisions of the Eurocode. Models of the buildings are constructed, their loads are imported and their combinations are made. Linear elastic analysis is performed, resulting in specific internal forces and deformations. All the main structural members are preliminarily dimensioned and checked with the worst case of internal forces and deformations according to the criteria of durability and functionality at Ultimate Limit State - ULS and Service Limit State - SLS. Subsequently, the seismic design of the buildings is occurred, by conducting Modal Response Spectrum Analysis and applying the capacity design. Hence, the possible post-elastic behavior of the constructions, with the structural elements yielding in specific locations, is taken into account. In addition, non-linear static analyses (pushover analyses) are performed, which provide information on the development of the yielding and plasticity of the structural members. The deformed shape and the collapse mechanism of each structure are predicted and assessed. The behavior factor, which is used in the linear analysis, is checked. Finally, the steel requirement for each construction is given (kg/m^2).

Regarding the hangar, initially, the main parameters are set (materials, the geometry of the bearing structure, type, number and arrangement of wind-resistant systems). For the maintenance and repair of aircraft (e.g. engine and small spare parts transfer), a crane (5 tn lifting capacity) is installed. The self-weights of coatings and mechanical equipment are defined. The snow loads, wind pressures, temperature loads and weights

from the operation of the crane are calculated, according to the provisions of the Eurocode. Model of the hangar is constructed, its loads are imported and their combinations are made. Linear Elastic analysis is performed, resulting in specific internal forces and deformations. All members of the hangar are dimensioned and checked with the worst case of internal forces and deformations according to the criteria of durability and functionality at ULS and SLS. Finally, the steel requirement for the hangar is given (kg/m^2).

Ευχαριστίες

Με την ολοκλήρωση των μεταπτυχιακών σπουδών μου, θέλω να ευχαριστήσω τους ανθρώπους που με βοήθησαν και με στήριξαν όλο αυτό το διάστημα.

Αρχικά θέλω να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου, καθηγητή Ε.Μ.Π. κ. Ιωάννη Βάγια για την ανάθεση του συγκεκριμένου θέματος, τη πολύτιμη βοήθειά του σε θέματα γνωστικού αντικείμενου, τη συνεχή καθοδήγηση και ενδιαφέρον του.

Θέλω επίσης να ευχαριστήσω τον συνάδελφο και υποψήφιο διδάκτορα Ε.Μ.Π Παναγιώτη Τσαρπαλή, για τη συμβολή του στην ολοκλήρωση της μεταπτυχιακής μου εργασίας, την καθοδήγηση και τις συμβουλές του, αλλά και για την υπομονή του και την ψυχολογική στήριξη που μου προσέφερε.

Σε προσωπικό επίπεδο, θέλω να ευχαριστήσω την οικογένειά μου και τους φίλους μου για την αγάπη, τη στήριξη, τη βοήθεια και την υπομονή τους, όλα τα χρόνια των σπουδών μου.

Περιεχόμενα

1.	Εισαγωγή-Κτίρια.....	1
2.	Συστήματα σεισμικής προστασίας μεταλλικών κτιρίων.....	3
2.1.	Σύστημα FUSEIS1-1.....	3
2.2.	Θεωρητικό προσομοίωμα.....	6
2.3.	Πλαίσια ροπής (MRFs).....	8
3.	Κανόνες σχεδιασμού.....	10
3.1.	Προσομοίωση.....	10
3.1.1.	Προσομοίωση συστήματος FUSEIS1-1.....	10
3.1.2.	Προσομοίωση υπόλοιπου φορέα.....	11
3.1.3.	Προσομοίωση σύμμικτων δοκών.....	11
3.1.4.	Σύμμικτες πλάκες.....	12
3.2.	Ελαστική Ανάλυση.....	14
3.3.	Περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου.....	15
3.4.	Έλεγχος επιρροών 2 ^{ας} τάξης.....	15
3.5.	Ικανοτικός σχεδιασμός.....	16
3.5.1.	Έλεγχος πλασטיμων μελών συστήματος FUSEIS1-1.....	16
3.5.2.	Έλεγχος μη πλαστιμων μελών συστήματος FUSEIS1-1.....	18
3.5.3.	Έλεγχος πλαστιμων μελών πλαισίων ροπής (MRFs).....	19
3.5.4.	Έλεγχος μη πλαστιμων μελών πλαισίων ροπής (MRFs).....	20
3.6.	Ανελαστική Ανάλυση.....	21
3.6.1.	Στατική υπερωθητική ανάλυση (Pushover Analysis).....	22
3.6.2.	Πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης.....	24
3.6.3.	Μη γραμμικές ιδιότητες δοκών συστήματος FUSEIS1-1.....	25
3.6.4.	Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς η	27
4.	Δομικά υλικά.....	28
5.	Φορτίσεις και συνδυασμοί τους.....	29
5.1.	Δράσεις.....	29
5.1.1.	Μόνιμες δράσεις.....	29
5.1.2.	Μεταβλητές δράσεις.....	31
5.1.3.	Φορτία Χιονιού.....	31
5.1.4.	Σεισμικά Φορτία.....	37
5.2.	Συνδυασμοί δράσεων.....	38
6.	Κτίριο Α.....	42
6.1.	Περιγραφή φορέα.....	42

6.2.	Προσομοίωση.....	44
6.3.	Έλεγχοι φορέα για τους βασικούς συνδυασμούς.....	46
6.3.1.	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ).....	46
6.3.2.	Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ).....	49
6.4.	Έλεγχοι φορέα σε σεισμικά φορτία.....	49
6.4.1.	Φασματική ιδιομορφική ανάλυση.....	49
6.4.2.	Γωνιακή παραμόρφωση ορόφου.....	51
6.4.3.	Επιρροές 2 ^{ας} τάξης.....	52
6.4.4.	Έλεγχος πλαστικών μελών συστήματος FUSEIS1-1.....	53
6.4.5.	Έλεγχος μη πλαστικών μελών συστήματος FUSEIS1-1.....	56
6.4.6.	Έλεγχος πλαστικών μελών πλαισίων ροπής (MRFs).....	58
6.4.7.	Έλεγχος μη πλαστικών μελών πλαισίων ροπής (MRFs).....	59
6.4.8.	Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover Analysis).....	61
6.5.	Απαίτηση σε χάλυβα.....	66
7.	Κτίριο Β.....	67
7.1.	Περιγραφή φορέα.....	67
7.2.	Προσομοίωση.....	70
7.3.	Έλεγχοι φορέα για τους βασικούς συνδυασμούς.....	71
7.3.1.	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ).....	72
7.3.2.	Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ).....	73
7.4.	Έλεγχοι φορέα σε σεισμικά φορτία.....	74
7.4.1.	Φασματική ιδιομορφική ανάλυση.....	74
7.4.2.	Γωνιακή παραμόρφωση ορόφου.....	76
7.4.3.	Επιρροές 2 ^{ας} τάξης.....	77
7.4.4.	Έλεγχος πλαστικών μελών συστήματος FUSEIS1-1.....	78
7.4.5.	Έλεγχος μη πλαστικών μελών συστήματος FUSEIS1-1.....	81
7.4.6.	Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover Analysis).....	84
7.5.	Απαίτηση σε χάλυβα.....	87
8.	Κτίριο Γ.....	88
8.1.	Περιγραφή φορέα.....	88
8.2.	Προσομοίωση.....	91
8.3.	Έλεγχοι φορέα για τους βασικούς συνδυασμούς.....	93
8.3.1.	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ).....	93
8.3.2.	Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ).....	95
8.4.	Έλεγχοι φορέα σε σεισμικά φορτία.....	96
8.4.1.	Φασματική ιδιομορφική ανάλυση.....	96

8.4.2.	Γωνιακή παραμόρφωση ορόφου	98
8.4.3.	Επιρροές 2 ^{ης} τάξης.....	98
8.4.4.	Έλεγχος πλαστικών μελών συστήματος FUSEIS1-1	100
8.4.5.	Έλεγχος μη πλαστικών μελών συστήματος FUSEIS1-1	105
8.4.6.	Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover Analysis).....	108
8.5.	Απαίτηση σε χάλυβα	112
9.	Υπόστεγο	113
9.1.	Εισαγωγή.....	113
9.2.	Περιγραφή και προσομοίωση του μεταλλικού υπόστεγου.....	114
9.3.	Δομικά Υλικά	121
9.4.	Δράσεις.....	121
9.4.1.	Μόνιμες δράσεις	121
9.4.2.	Φορτία Χιονιού.....	122
9.4.3.	Δυνάμεις ανέμου.....	123
9.4.4.	Θερμοκρασιακές μεταβολές	134
9.4.5.	Φορτία γερανογέφυρας	137
9.5.	Συνδυασμοί δράσεων	140
9.6.	Διαστασιολόγηση	142
9.6.1.	Τεγίδες.....	142
9.6.1.	Μηκίδες	144
9.6.2.	Δικτυωτά πλαίσια.....	145
9.6.2.1.	Δικτυωτό ζύγωμα.....	145
9.6.2.2.	Δικτυωτό υποστύλωμα.....	148
9.6.3.	Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	153
9.6.4.	Διαμήκεις χιαστί σύνδεσμοι και διαφράγματα	155
9.6.5.	Οριζόντιες συνδετήριες δοκοί.....	156
9.6.6.	Δοκοί ανάρτησης.....	157
9.7.	Απαίτηση σε χάλυβα	159
10.	Αποτελέσματα	160
11.	Λεπτομέρειες.....	161
11.1.	Λεπτομέρειες κτιρίων.....	161
11.2.	Λεπτομέρειες υπόστεγου	166
12.	Βιβλιογραφία.....	170

1. Εισαγωγή-Κτίρια

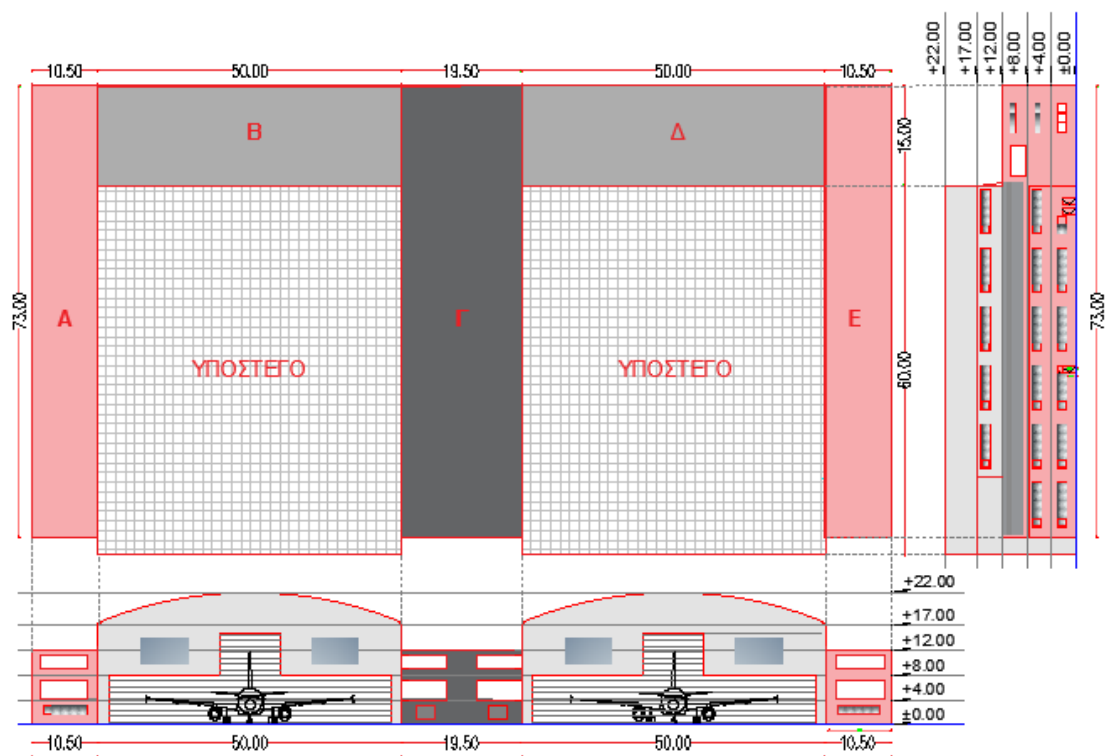
Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί ένα συγκρότημα μεταλλικών κτιρίων και υπόστεγων στην περιοχή του Κρατικού Αερολιμένα Νέας Αγχιάλου. Το συγκρότημα κτιρίων αποτελείται από πέντε τριώροφα κτίρια, τα οποία προορίζονται για τη στέγαση γραφείων. Η διάταξή των κτιρίων σε κάτοψη είναι τέτοια ώστε να δημιουργείται ελεύθερος χώρος μεταξύ τους, ο οποίος καλύπτεται από μεταλλικά υπόστεγα που προσφέρονται για τη στέγαση, συντήρηση και επισκευή μικρών στρατιωτικών αεροσκαφών (Εικόνα 1.1). Η γεωμετρία του συγκροτήματος βασίζεται σε υπάρχοντα αρχιτεκτονικά σχέδια, στα οποία προτείνεται φορέας οπλισμένου σκυροδέματος. Στα πλαίσια της μεταπτυχιακής εργασίας προτείνεται λύση με μεταλλικό σκελετό. Οι κύριες διαστάσεις του συγκροτήματος παρατίθενται στον Πίνακα 1.1. Λόγω της συμμετρίας του συγκροτήματος, πραγματοποιείται η μελέτη και διαστασιολόγηση τριών εκ των πέντε μεταλλικών κτιρίων και ενός μεταλλικού υπόστεγου. Μορφώνονται τέσσερα στατικά ανεξάρτητα μοντέλα με γραμμικά ραβδωτά στοιχεία (beam elements) και η προσομοίωσή τους πραγματοποιείται με χρήση του εμπορικού λογισμικού SAP2000.

Αρχικά επιλέγονται οι βασικές παράμετροι σχεδιασμού των τριώροφων κτιρίων δηλαδή δομικά υλικά, γεωμετρία φέροντος οργανισμού, τύπος αντισεισμικών συστημάτων, πλήθος και διάταξη τους στο φορέα). Για τη σεισμική προστασία των κτιρίων χρησιμοποιούνται συστήματα FUSEIS1-1 και MRFs. Ορίζονται τα ίδια βάρη των επικαλύψεων και στη συνέχεια υπολογίζονται τα ωφέλιμα φορτία των ορόφων και δωμάτων και τα φορτία χιονιού των δωμάτων σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα. Κατασκευάζονται προσομοιώματα των φορέων των κτιρίων, εισάγονται τα φορτία τους και πραγματοποιούνται οι συνδυασμοί τους. Διενεργείται γραμμική ελαστική ανάλυση και προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη βάσει των οποίων ελέγχονται και διαστασιολογούνται τα κύρια δομικά μέλη των φορέων σύμφωνα με τα κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας, σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας.

Ακολουθεί ο αντισεισμικός σχεδιασμός τους με την πραγματοποίηση δυναμικής φασματικής ανάλυσης. Με την εκτέλεση της ελαστικής ανάλυσης και την εφαρμογή των κριτηρίων ικανοτικού σχεδιασμού, λαμβάνεται υπόψη η πιθανή μετελαστική συμπεριφορά των κατασκευών κατά το σεισμό σχεδιασμού, με τη διαρροή των φορέων σε συγκεκριμένες θέσεις. Επιπλέον, πραγματοποιούνται μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (αναλύσεις pushover), οι οποίες δίνουν πληροφορίες για την εξέλιξη της διαρροής και πλαστικοποίησης των μελών των φορέων. Προβλέπεται έτσι η παραμορφωμένη κατάσταση και ο μηχανισμός κατάρρευσης κάθε φορέα, κρίνεται αν είναι οι επιθυμητοί και υπολογίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς στις κύριες διευθύνσεις. Τέλος, παρατίθεται η απαίτηση κάθε κατασκευής σε χάλυβα (kg/m^2).

Πίνακας 1.1: Διαστάσεις συγκροτήματος μεταλλικών κτιρίων και υπόστεγο

Κτίριο	Μήκος [m]	Πλάτος [m]	Ύψος [m]	Ύψος ορόφου [m]
A	73.00	10.50	12.00	4.00
B	49.30	15.00	12.00	4.00
Γ	73.00	19.50	12.00	4.00
Υπόστεγο	60.00	49.00	22.00	-



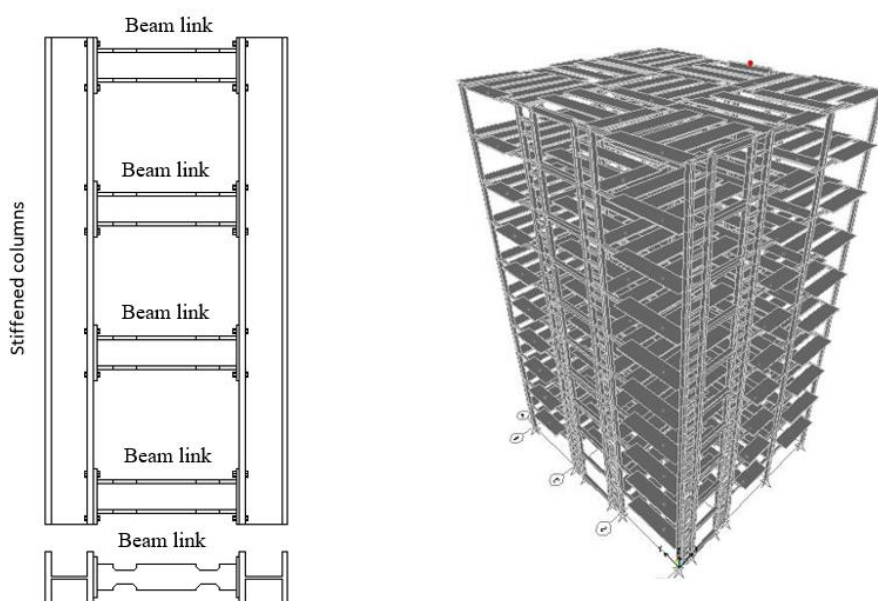
Εικόνα 1.1: Κάτοψη και όψεις συγκροτήματος γραφείων και υπόστεγων

2. Συστήματα σεισμικής προστασίας μεταλλικών κτιρίων

Η σεισμική προστασία ενός κτιρίου επιτυγχάνεται με την πρόβλεψη επαρκούς αριθμού αντισεισμικών συστημάτων ανά κύρια διεύθυνσή του. Στη συνέχεια, περιγράφονται συνοπτικά τα αντισεισμικά συστήματα, FUSEIS1-1 και MRFs, τα οποία και εφαρμόζονται στα υπό μελέτη κτίρια.

2.1. Σύστημα FUSEIS1-1

Το σύστημα FUSEIS1-1 αποτελεί παραλλαγή των συστημάτων FUSEIS και διαθέτει υψηλή δυσκαμψία, αντοχή και πλαστιμότητα. Η αντισεισμική προστασία που προσφέρει συνίσταται στην απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας σε προκαθορισμένες θέσεις του συστήματος, εμποδίζοντας με αυτόν τον τρόπο την εξάπλωση της βλάβης στα υπόλοιπα δομικά στοιχεία του φορέα (δοκούς, υποστυλώματα). Επιπλέον, το σύστημα FUSEIS1-1 είναι ανεξάρτητο από το κύριο σύστημα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων. Έτσι, ακόμα και στην περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού, ο υπόλοιπος φορέας παραμένει άθικτος. Οι επισκευές, όπου είναι απαραίτητες, περιορίζονται στην αντικατάστασή των δοκών του συστήματος που συγκεντρώνουν την πλαστική παραμόρφωση. Πραγματοποιούνται άμεσα και με χαμηλό κόστος, εφόσον οι δοκοί δεν συμμετέχουν στην παραλαβή κατακόρυφων φορτίων, και επιτρέπουν την απρόσκοπτη λειτουργία του κτιρίου. Μπορεί να εφαρμοστεί σε πολώροφα μεταλλικά και σύμμικτα κτίρια ως μοναδικό σύστημα πλευρικής ευστάθειας ή να συνδυαστεί με πλαίσια ροπής (MRF) ή ακόμα να εφαρμοστεί για την αντισεισμική ενίσχυση ή αναβάθμιση υφιστάμενων κτιρίων σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας. Επιπλέον, λόγω των μικρών διαστάσεών του, δεν περιορίζει τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό ή τη λειτουργικότητα του κτιρίου και συνεπώς πλεονεκτεί σε σχέση με τα τοιχεία ή τους συνδέσμους δυσκαμψίας.



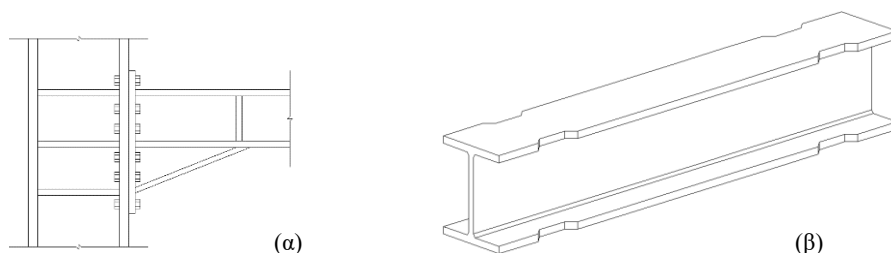
Εικόνα 2.1: Σύστημα FUSEIS1-1 και εφαρμογή του σε κτίριο

Η διάταξη του συστήματος, η οποία φαίνεται στην Εικόνα 2.1, περιλαμβάνει δύο ισχυρά υποστυλώματα, τα οποία καθ' όλο το ύψος τους συνδέονται άκαμπτα μεταξύ τους με οριζόντιες δοκούς. Οι δοκοί του συστήματος FUSEIS1-1 διαμορφώνονται ολόσωμες. Λόγω της μόρφωσης άκαμπτων συνδέσεων δοκών-υποστυλωμάτων, το σύστημα παραλαμβάνει τα πλευρικά φορτία (σεισμός, άνεμος) σαν μία κατακόρυφη δοκό Vierendeel, συνδυάζοντας την καμπτική και διατμητική αντοχή των δοκών και την αξονική καταπόνηση των υποστυλωμάτων. Το θεωρητικό προσομοίωμα της δοκού Vierendeel περιγράφεται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 2.2.

Οι δοκοί του συστήματος αποτελούν τα πλάστιμα στοιχεία του και καθορίζουν τη δυσκαμψία και αντοχή του. Η αντοχή τους και το πλήθος τους ανά όροφο είναι καθοριστικά στοιχεία για τη συμπεριφορά του συστήματος. Η επιλογή του πλήθους βασίζεται στις απαιτήσεις του σχεδιασμού, στο διατιθέμενο χώρο για επεμβάσεις επισκευής και αντικατάστασης καθώς και στο ύψος των δοκών. Τοποθετείται μια επιπλέον δοκός στο επίπεδο έδρασης των υποστυλωμάτων ώστε να μην μεταφέρονται ροπές στη θεμελίωση.

Η λειτουργία των δοκών είναι κυρίως καμπτική, επομένως η επιλογή της διατομής τους γίνεται με κριτήριο την καμπτική αντοχή και τη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας. Οι διατομές και το μήκος των δοκών μπορούν να διαφέρουν εντός του ορόφου ή μεταξύ των ορόφων, με αύξηση της δυσκαμψίας και αντοχής τους από την οροφή στη βάση του κτιρίου, σύμφωνα με την αύξηση της τέμνουσας βάσης. Μπορεί να είναι υψίκορμες IPE, πλατύπελμες HE ή κοίλες τύπου SHS, RHS και CHS. Οι κοιλοδοκοί πλεονεκτούν σε σχέση με τις ανοιχτές διατομές λόγω της μεγαλύτερης δυστρεψίας τους.

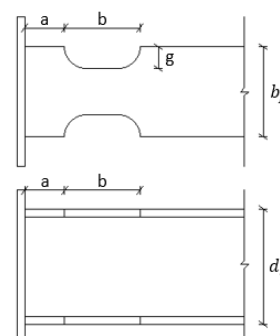
Το σύστημα απορροφά τη σεισμική ενέργεια μέσω της πλαστικοποίησης των δοκών του σε συγκεκριμένες θέσεις (RBS), εξασφαλίζοντας την ελαστική απόκριση της υπόλοιπης κατασκευής και την προστασία της από το σεισμό. Επομένως ο σχεδιασμός των δοκών αυτών προβλέπει προκαθορισμένες θέσεις για το σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων σε κάποια απόσταση από τη σύνδεση δοκού και υποστυλώματος ώστε να προστατευτεί η περιοχή της σύνδεσης. Αυτό επιτυγχάνεται με δύο τρόπους (Εικόνα 2.2). Πρώτον, με χρήση ενισχυτικών ελασμάτων στη σύνδεση (haunched beam) βελτιώνοντας τα χαρακτηριστικά και τη συμπεριφορά της και δεύτερον, με ειδική κατασκευαστική διαμόρφωση στα άκρα των δοκών, όπως η τοπική εξασθένηση των πελμάτων τους (Reduced Beam Sections, RBS ή dogbones). Η εξασθένηση των πελμάτων πραγματοποιείται με αποκοπή σε σχήμα κυκλικό, τραπεζοειδές ή μικτού τύπου, με το κυκλικό σχήμα να εξασφαλίζει πιο ομαλή κατανομή τάσεων στη δοκό. Η διαμόρφωση της δοκού με RBS δίνεται στην Εικόνα 2.3 και 2.4 και η γεωμετρία της υπολογίζεται σύμφωνα με τις σχέσεις του Πίνακα 2.1. Αποτελεί οικονομικότερη λύση συγκριτικά με την ενισχυμένη σύνδεση όσον αφορά την κατασκευή και την ευκολία στην εφαρμογή, καθώς αποφεύγεται η χρήση επιπλέον ενισχυτικών πλακών και ειδικών συγκολλήσεων.



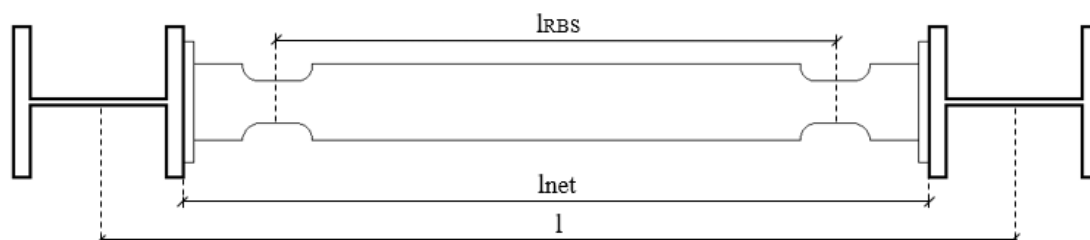
Εικόνα 2.2: Σχεδιασμός των δοκών του συστήματος FUSEIS1-1 με: (α) ενίσχυση του κόμβου δοκού-υποστυλώματος και (β) εξασθένηση κοντά στα άκρα

Πίνακας 2.1: Γεωμετρία δοκού συστήματος FUSEIS1-1

	EN1998-3	FEMA-350
a =	$0.60 * b_f$	$(0.50 - 0.70) * b_f$
b =	$0.75 * d_b$	$(0.65 - 0.85) * d_b$
g ≤	$0.25 * b_f$	
r =	$(4 * g^2 + b^2) / (8 * g)$	
a =	η απόσταση του απομειωμένου τμήματος από τη σύνδεση	
b =	το μήκος του απομειωμένου τμήματος	
g =	το βάθος εγκοπής του	
r =	η ακτίνα εγκοπής του	
b _f =	το πλάτος του πέλματος της πλήρους διατομής	
d _b =	το ύψος της πλήρους διατομής	



Εικόνα 2.3: Γεωμετρία των απομειωμένων διατομών RBS



Εικόνα 2.4: Διαστάσεις δοκού συστήματος FUSEIS1-1

Η σύνδεση των δοκών στα υποστυλώματα του συστήματος γίνεται μέσω άκαμπτων κοχλιωτών συνδέσεων. Αυτές πραγματοποιούνται με ακραίες μετωπικές πλάκες με βιδωμένα άκρα οι οποίες διευκολύνουν την εγκατάσταση και αντικατάστασή τους. Κατά τη διαστασιολόγηση του συστήματος οι συνδέσεις αυτές σχεδιάζονται με επαρκή υπεραντοχή (ικανοτικός σχεδιασμός) ώστε μόνο οι δοκοί να απορροφούν τη σεισμική ενέργεια και ακόμη να συμπεριφέρονται ελαστικά ακόμη και όταν όλες οι δοκοί του συστήματος έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή.

Τα υποστυλώματα του συστήματος, παραλαμβάνουν αξονική ένταση από τη συμμετοχή τους στην κατακόρυφη Vierendeel και από τα κατακόρυφα φορτία του κτιρίου. Συνεπώς απαιτούνται ισχυρές διατομές με υψηλή αντοχή και δυσκαμψία ώστε να λειτουργούν στην ελαστική περιοχή και να έχουν μικρές παραμορφώσεις. Οι διατομές τους μπορεί να είναι ανοιχτές ή κοίλες. Με τις ανοιχτές διατομές η σύνδεση με τις δοκούς του συστήματος είναι απλούστερη, ενώ με τις κοίλες παρέχεται επιπλέον προστασία έναντι λυγισμού εκτός επιπέδου του συστήματος. Στην τελευταία περίπτωση η σύνδεση πραγματοποιείται με συγκόλληση μιας πρόσθετης διατομής T στο υποστυλόμετρο. Η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων επηρεάζει τη δυσκαμψία του συστήματος και πρέπει να είναι σύμφωνη με τους αρχιτεκτονικούς περιορισμούς. Με αποστάσεις της τάξεως του 1.50 – 2.00 m εξασφαλίζεται η ανάπτυξη σημαντικών παραμορφώσεων στις δοκούς για μικρές οριζόντιες μετακινήσεις, ενώ όσο οι αποστάσεις αυξάνονται το σύστημα γίνεται πιο δύσκαμπτο. Στις εδράσεις των υποστυλωμάτων προτιμώνται οι αρθρώσεις για την αποφυγή βλαβών στη θεμελίωση. Για τις δοκούς του συστήματος FUSEIS1-1 επιλέγεται χάλυβας χαμηλότερης αντοχής

από των υπολοίπων δομικών στοιχείων. Το όριο διαρροής του δεν υπερβαίνει τη μέγιστη τιμή του ορίου διαρροής $f_{y,max}$ σύμφωνα με τον EN1998-1-1:

$$f_{y,max} \leq 1.1 * \gamma_{ov} * f_y$$

όπου $\gamma_{ov}=1.25$ ο συντελεστής υπεραντοχής και f_y η ονομαστική τιμή του ορίου διαρροής με μέγιστη ενδεικτική τιμή τα 235 MPa. Για τα πλάστιμα μέλη επιλέγεται S235 και για τον υπόλοιπο φορέα S355.

2.2. Θεωρητικό προσομοίωμα

Το σύστημα FUSEIS1-1 συμπεριφέρεται σαν μια κατακόρυφη δοκός Vierendeel. Τα οριζόντια φορτία (σεισμικά και ανέμου), παραλαμβάνονται κυρίως μέσω κάμψης και διάτμησης των δοκών και αξονικής καταπόνησης των υποστυλωμάτων του. Το ισοδύναμο στατικό προσομοίωμα του συστήματος σ -την ελαστική περιοχή με τη θεώρηση αρθρώσεων στα μέσα των δοκών και των υποστυλωμάτων δίνεται στην Εικόνα 2.5. Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται υπό οριζόντια φόρτιση υπολογίζονται από τις εξισώσεις της στατικής.

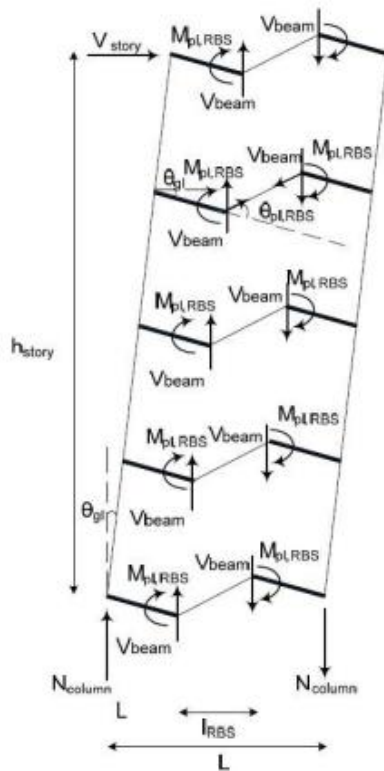
Στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) οι δοκοί του συστήματος ως στοιχεία απορρόφησης ενέργειας αναπτύσσουν την πλαστική ροπή αντοχής τους στη θέση της απομειωμένης διατομής RBS, $M_{pl,RBS}$. Η τέμνουσα δύναμη λόγω της ροπής αυτής V_{beam} υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$V_{beam} = \frac{2 * M_{pl,RBS}}{l_{RBS}}$$

όπου l_{RBS} η απόσταση μεταξύ των μέσων των RBS και $M_{pl,RBS} = W_{pl,RBS} * f_y$, με $W_{pl,RBS}$ την πλαστική ροπή αντίστασης των RBS και f_y το όριο διαρροής του χάλυβα.

Από την ισορροπία κατακόρυφων δυνάμεων, η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων N_{column} προκύπτει ίση με:

$$N_{column} = \frac{M_{av}}{L} = \frac{V_{story} * h_{story}}{L} = \sum V_{beam}$$



Εικόνα 2.5: Συμπεριφορά δοκού Vierendeel

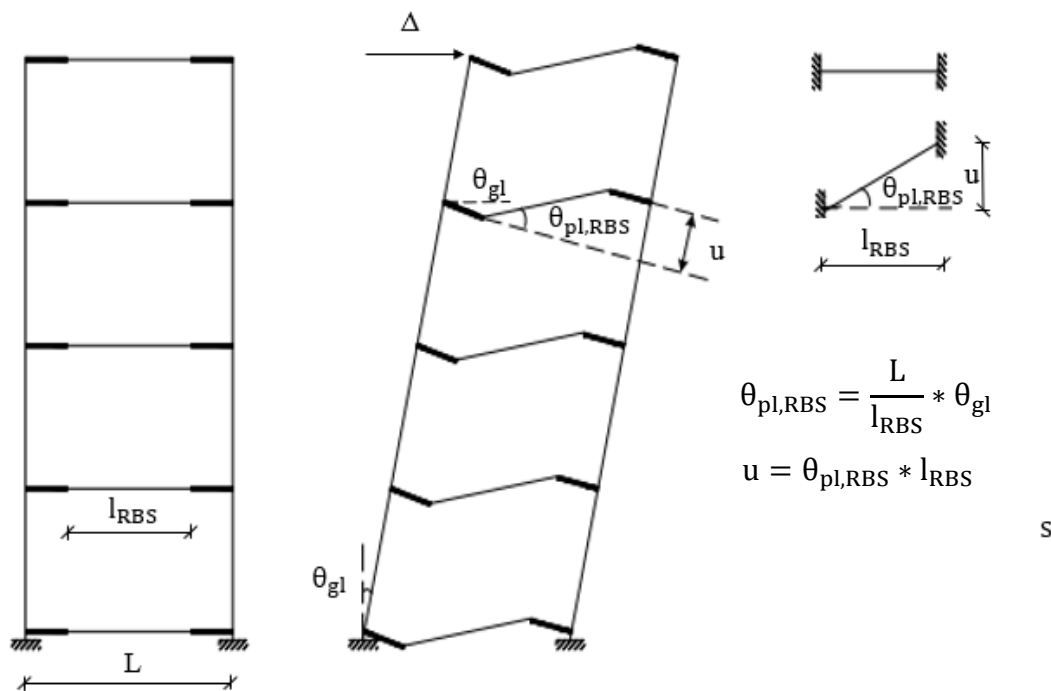
Όπου M_{av} η ρπή ανατροπής του πλαισίου, V_{story} η τέμνουσα βάσης ορόφου, h_{story} το ύψος του ορόφου και L η αξονική απόσταση των υποστυλωμάτων του συστήματος.

Από τις σχέσεις αυτές, προκύπτει η συνολική τέμνουσα βάσης ως:

$$V_{story} = \frac{\sum V_{beam}}{h_{story}} * L = 2 * \sum \frac{M_{pl,RBS}}{l_{RBS}} * \frac{L}{h_{story}}$$

Επιπλέον, καθοριστικό μέγεθος για τη συμπεριφορά του συστήματος είναι και η γωνία στροφής χορδής των RBS ($\theta_{pl,RBS}$) η οποία αντιστοιχεί στη γωνιακή παραμόρφωση του πλαισίου θ_{gl} , και υπολογίζεται σύμφωνα με τη γεωμετρία της Εικόνας 2.6 από τη σχέση:

$$\theta_{pl,RBS} = \frac{L}{l_{RBS}} * \theta_{gl}$$



Εικόνα 2.6: Στατικό προσομοίωμα πλαισίου FUSEIS1-1 στην απαραμόρφωτη και παραμορφωμένη κατάσταση

2.3. Πλαίσια ροπής (MRFs)

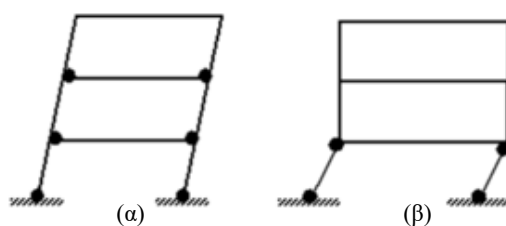
Συνήθη συστήματα σεισμικής προστασίας και δυσκαμψίας αποτελούν τα πλαίσια ροπής (MRFs). Αποτελούν το πιο εύκαμπτο αντισεισμικό σύστημα και χρησιμοποιούνται ευρέως σε χαμηλά και μεσαίου ύψους κτίρια σε σειсмоγενείς περιοχές λόγω της υψηλής πλαστιμότητας και της αρχιτεκτονικής ευελιξίας τους. Η τυπική σύνδεση δοκών και υποστυλωμάτων είναι άκαμπτη και η διαμόρφωσή της είναι καθοριστική για τη λειτουργία του πλαισίου ροπής. Αντιστέκονται σε πλευρικά φορτία συνδυάζοντας την καμπτική και διατμητική αντοχή των δοκών και υποστυλωμάτων. Η πλευρική ευστάθεια και δυσκαμψία του καθορίζονται από την αντοχή και δυσκαμψία των μελών του. Η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας πραγματοποιείται σε συγκεκριμένες θέσεις του φορέα (μέλη ή συνδέσεις) περιορίζοντας με αυτόν τον τρόπο την έκταση των βλαβών.

Η άκαμπτη σύνδεση δοκών και υποστυλωμάτων πραγματοποιείται μέσω συγκολλήσεων ή κοχλιώσεων. Στην περίπτωση των συγκολλήσεων, πρέπει να πραγματοποιούνται από πιστοποιημένους συγκολλητές κάτω από ελεγχόμενες συνθήκες (εργοστασιακές συγκολλήσεις). Αν δεν είναι δυνατές οι εργοστασιακές συγκολλήσεις, θα πρέπει να προτιμάται η χρήση κοχλιώσεων.

Ιδιαίτερη προσοχή δίνεται κατά το σχεδιασμό τους στον περιορισμό της βλάβης σε μη φέροντα στοιχεία (έλεγχος γωνιακών παραμορφώσεων ορόφων), στα φαινόμενα 2^{as} τάξης (P-D φαινόμενα) και στην αποφυγή της ψαθυρής θραύσης συνδέσεων δοκών και υποστυλωμάτων. Μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού εξασφαλίζεται ότι οι πλαστικές αρθρώσεις των δοκών προηγούνται των υποστυλωμάτων και μάλιστα σχηματίζονται σε απόσταση από τις συνδέσεις δοκού και υποστυλώματος. Αυτό επιτυγχάνεται είτε με

αποκοπή τμήματος των πελμάτων των δοκών κοντά στα άκρα (dogbones/RBS), είτε με ενίσχυση της περιοχής της σύνδεσης (haunched beam), όπως ακριβώς συμβαίνει και στην περίπτωση των FUSEIS1-1. Η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων κατά αυτόν τον τρόπο οδηγεί σε υψηλή απορρόφηση ενέργειας και περιορίζει τις παραμένουσες παραμορφώσεις, ώστε να αποτρέπονται φαινόμενα μαλακού ορόφου (Εικόνα 2.7).

Το βασικό μειονέκτημα των πλαισίων ροπής είναι η δυσκολία και το υψηλό κόστος επισκευής τους μετά από ισχυρό σεισμό, δεδομένου ότι οι βλάβες συγκεντρώνονται σε στοιχεία του φορέα που φέρουν κατακόρυφα φορτία, ενώ το κτίριο πιθανώς έχει υποστεί μεγάλες παραμένουσες πλευρικές παραμορφώσεις. Στην περίπτωση αυτή, η επισκευή του κτιρίου ενδέχεται να έχει υψηλότερο κόστος σε σχέση με την κατεδάφιση και ανακατασκευή του.



Εικόνα 2.7: Πλαισιακή παραμόρφωση: α)επιθυμητή μορφή αστοχίας και β) μαλακός όροφος

3. Κανόνες σχεδιασμού

Ο σχεδιασμός και η εφαρμογή του συστήματος FUSEIS1-1 σε κτίρια γίνεται σύμφωνα με κανόνες οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη τα χαρακτηριστικά του συστήματος τροποποιώντας κατάλληλα τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων 3 και 8. Στις επόμενες παραγράφους γίνεται περιγραφή της μεθοδολογίας σχεδιασμού που ακολουθείται και σύντομη αναφορά στους κανόνες σχεδιασμού κτιρίων με FUSEIS1-1 και MRFs.

3.1. Προσομοίωση

Αρχικά κατασκευάζεται προσομοίωμα με ραβδωτά στοιχεία (beam elements). Τα στοιχεία του φορέα, δοκοί και υποστυλώματα, προσομοιώνονται με στοιχεία δοκού τα οποία διέρχονται από το κέντρο βάρους των μελών τους.

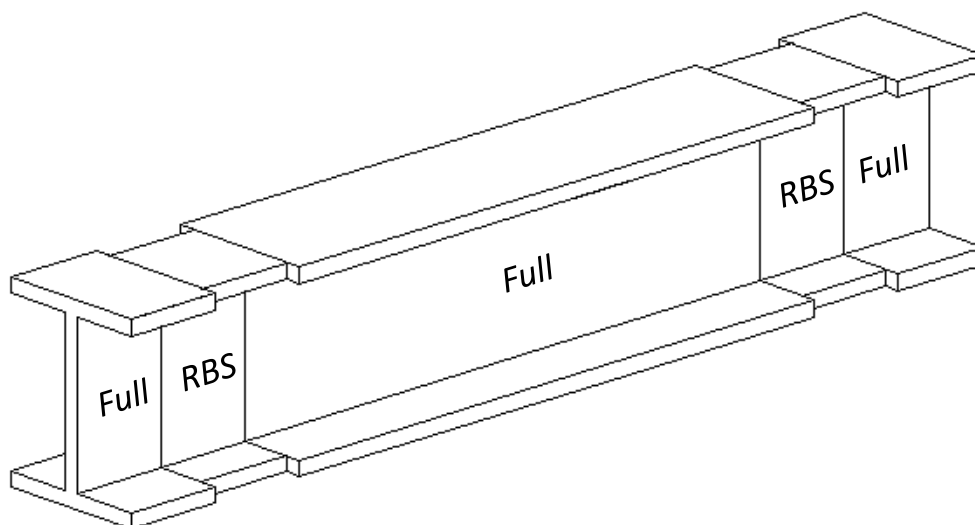
3.1.1. Προσομοίωση συστήματος FUSEIS1-1

Κάθε δοκός του συστήματος αποτελείται από πέντε ραβδωτά στοιχεία. Στα ακραία και στο μεσαίο στοιχείο της ανατίθεται πλήρης διατομή, ενώ στα ενδιάμεσα η απομειωμένη διατομή RBS (Εικόνα 3.1). Οι διαστάσεις των επιμέρους στοιχείων της υπολογίζονται σύμφωνα με τις σχέσεις του Πίνακα 2.1. Στα άκρα της εισάγονται άκαμπτα στοιχεία με μήκος ίσο με την απόσταση του κέντρου βάρους και των πελμάτων του υποστυλώματος. Με αυτόν τον τρόπο λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση το καθαρό μήκος και η πραγματική δυσκαμψία της δοκού.

Η σύνδεση της δοκού με τα υποστυλώματα του συστήματος υλοποιείται κοχλιωτά και θεωρείται άκαμπτη, με αποτέλεσμα το σύστημα να λειτουργεί ως κατακόρυφη δοκός Vierendeel.

Στη στάθμη έδρασης των υποστυλωμάτων τοποθετείται πάντα δοκός του συστήματος ώστε να μην υπάρχει μεταφορά ροπών στη θεμελίωση.

Η έδραση των υποστυλωμάτων επιτυγχάνεται μέσω αρθρώσεων για την αποφυγή βλαβών της θεμελίωσης.



Εικόνα 3.1: Προσομοίωση δοκού συστήματος FUSEIS1-1

3.1.2. Προσομοίωση υπόλοιπου φορέα

Ο υπόλοιπος φορέας (δοκοί και υποστυλώματα) συνδέεται αρθρωτά με τα υποστυλώματα του συστήματος και παραλαμβάνει μόνο τα φορτία βαρύτητας. Γενικά, το σύστημα FUSEIS1-1 μπορεί να αποτελεί το μοναδικό σύστημα πλευρικής ευστάθειας ή να συνδυάζεται με πλαίσια ροπής (MRFs) για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων. Αυτό καθορίζεται από τον τύπο των συνδέσεων μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων του υπόλοιπου φορέα. Στην πρώτη περίπτωση οι συνδέσεις διαμορφώνονται ως απλές συνδέσεις τέμνουσας, ενώ στη δεύτερη ως άκαμπτες ή ημιάκαμπτες μορφώνοντας πλαίσια ροπής (MRFs). Σε κάθε περίπτωση οι δοκοί του υπόλοιπου φορέα συνδέονται με τα υποστυλώματα του συστήματος με απλές συνδέσεις τέμνουσας ώστε να μη μεταφέρουν πρόσθετες ροπές σε αυτά. Στις εδράσεις των υποστυλωμάτων προτιμώνται αρθρώσεις για την αποφυγή βλαβών στη θεμελίωση. Στα πλαίσια της εργασίας, τα συστήματα FUSEIS1-1 αποτελούν το μοναδικό σύστημα ευστάθειας κατά τη διεύθυνση που εφαρμόζονται.

Σε περίπτωση που το μοναδικό σύστημα δυσκαμψίας σε μία διεύθυνση αποτελούν τα πλαίσια ροπής (MRFs), η σύνδεση δοκών-υποστυλωμάτων των MRFs μορφώνεται άκαμπτη. Οι δοκοί του υπόλοιπου φορέα συνδέονται με τα υποστυλώματα του συστήματος με απλές συνδέσεις τέμνουσας ώστε να μη μεταφέρουν πρόσθετες ροπές σε αυτά. Η έδραση των υποστυλωμάτων υλοποιείται με πακτώσεις.

3.1.3. Προσομοίωση σύμμικτων δοκών

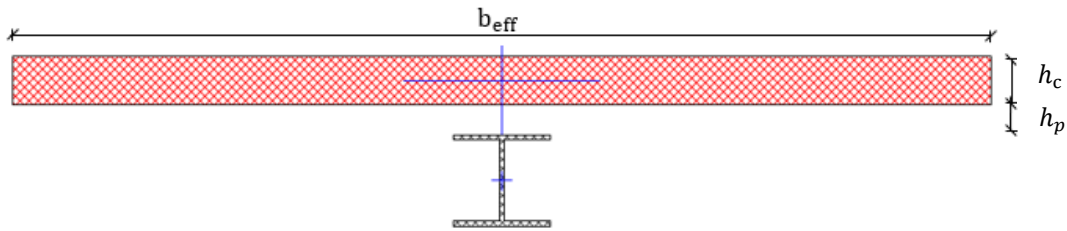
Για την κάλυψη των φατνωμάτων του φορέα και την παραλαβή των φορτίων βαρύτητας μορφώνονται σύμμικτες δοκοί. Η σιδηροδοκός συνεργάζεται με το σκυρόδεμα της πλάκας μέσω κατάλληλου αριθμού διατμητικών ήλων, με αποτέλεσμα τη σύμμικτη λειτουργία. Αρχικά υπολογίζεται το συνεργαζόμενο πλάτος του πέλματος της πλακοδοκού εκατέρωθεν του κορμού της σιδηροδοκού σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1994-1:

$$b_{eff} = b_o + \sum b_{ei}$$
$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i$$

όπου $b_o = 0$ για κτιριακά έργα, L_e η προσεγγιστική απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών κατά μήκος της δοκού, b_i η απόσταση από το μέσο της πλακοδοκού έως το μέσον μεταξύ παράλληλων κορμών, ή μέχρι το ελεύθερο άκρο, b_{ei} το συνεργαζόμενο πλάτος της πλακοδοκού από το μέσον μεταξύ παράλληλων κορμών μέχρι τον κορμό της σιδηροδοκού. Σε ακραίες στηρίξεις με μηδενικές ροπές εφαρμόζεται μειωτικός συντελεστής στα επιμέρους πλάτη b_{ei} :

$$b_{eff} = b_o + \sum \beta_i * b_{ei}$$
$$\beta_i = 0.55 + 0.25 * \frac{L_e}{b_i} \leq 1.0$$

Εικόνα σύμμικτης διατομής αποτελούμενης από τη σιδηροδοκό και την πλάκα σκυροδέματος με συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} και ύψος h_c παρουσιάζεται στην Εικόνα 3.2, όπου h_p το ύψος του χαλυβδόφυλλου. Το χαλυβδόφυλλο δεν προσομοιώνεται.

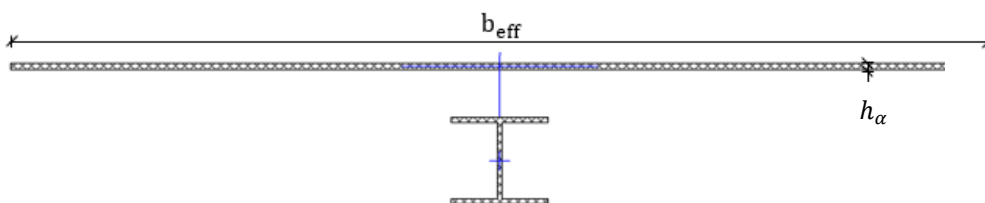


Εικόνα 3.2: Σύμμικτη διατομή δευτερεύουσας δοκού

Για να ληφθούν υπόψη στις αναλύσεις τα αδρανειακά μεγέθη της σύμμικτης διατομής, γίνεται χρήση της μεθόδου ισοδύναμης διατομής. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η σύμμικτη διατομή μετατρέπεται σε ισοδύναμη διατομή χάλυβα. Ο προσδιορισμός της ισοδύναμης διατομής γίνεται με την παρακάτω διαδικασία. Όταν εφαρμόζεται μια ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση ε στη σύμμικτη διατομή, αναπτύσσονται τάσεις (σ_i) και αξονικές δυνάμεις (N_i) στο σκυρόδεμα και το χάλυβα, οι οποίες διαφέρουν μεταξύ τους. Για το σκυρόδεμα ισχύουν οι σχέσεις: $\sigma_c = \varepsilon * E_c$, $N_c = \sigma_c * A_c = \varepsilon * E_c * A_c$, ενώ για τον χάλυβα: $\sigma_a = \varepsilon * E_a$, $N_a = \sigma_a * A_a = \varepsilon * E_a * A_a$, όπου E_i , A_i είναι το μέτρο ελαστικότητας και η διατομή του εκάστοτε υλικού. Εξισώνοντας τις δυνάμεις αυτές φαίνεται ότι η διατομή του σκυροδέματος συμπεριφέρεται ως ισοδύναμη διατομή χάλυβα με εμβαδόν:

$$A_{ce} = A_c * \frac{E_c}{E_a} = \frac{A_c}{n}$$

Η σύμμικτη διατομή μετατρέπεται λοιπόν σε ισοδύναμη διατομή χάλυβα, αποτελούμενη από τη διατομή της σιδηροδοκού και την ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή του σκυροδέματος. Προσομοιώνεται ως χαλύβδινη και υπολογίζονται τα γεωμετρικά και αδρανειακά στοιχεία της, τα οποία στη συνέχεια επαληθεύονται από το λογισμικό. Στους υπολογισμούς δεν λαμβάνονται υπόψη ο σιδηροπλισμός και το χαλυβδόφυλλο των συμμίκτων πλακών. Η ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή φαίνεται στην Εικόνα 3.3, όπου $A_{ce} = b_{eff} * h_a$.

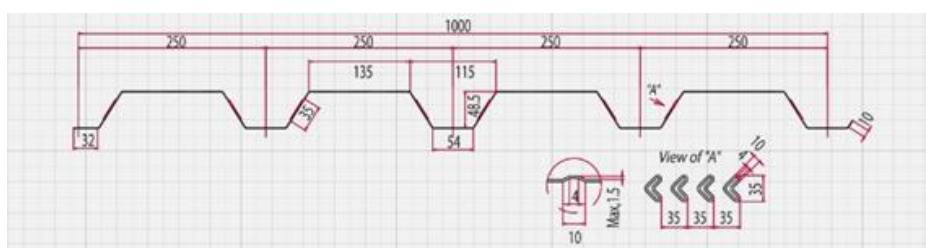


Εικόνα 3.3: Ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή

3.1.4. Σύμμικτες πλάκες

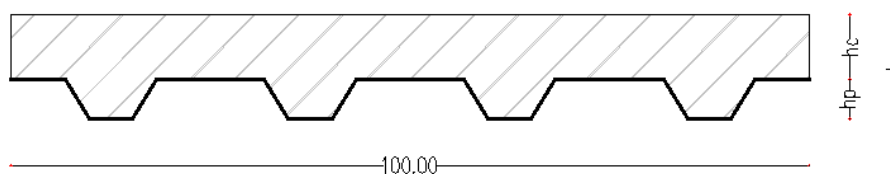
Τα δάπεδα και οι οροφές των κτιρίων στηρίζονται σε κύριες και δευτερεύουσες δοκούς και αποτελούνται από σύμμικτες πλάκες ανοίγματος 2.00 m. Οι σύμμικτες πλάκες δεν προσομοιώνονται στα μοντέλα των κτιρίων, αλλά μελετώνται ανεξάρτητα ως αμφιέρειστες δοκοί με ύψος, το ύψος της πλάκας, και πλάτος αναφοράς 1.00 m. Ελέγχονται σε φάση κατασκευής και φάση λειτουργίας. Χρησιμοποιείται χαλυβδόφυλλο S320 και σκυρόδεμα C20/25, σύμφωνα με το Κεφάλαιο 4.

Σε φάση κατασκευής το χαλυβδόφυλλο ελέγχεται σύμφωνα με τον EN1993-1-3, περί λεπτότοιχων διατομών ψυχρής διαμόρφωσης. Επιλέγεται χαλυβδόφυλλο ικανό να φέρει το ίδιο βάρος του, το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος και το φορτίο διάστρωσης. Το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου υπολογίζεται από τις ονομαστικές του διαστάσεις (εμβαδόν: $A_p = 9.07 \text{ cm}^2/\text{m}$) και για πλάτος αναφοράς $b = 1.00 \text{ m}$ και είναι ίσο με $g_p = 0.07 \text{ kN/m}^2$. Για τον υπολογισμό του ίδιου βάρους του σκυροδέματος, συνυπολογίζεται το ισοδύναμο πάχος σκυροδέματος εντός του τραπεζιού του χαλυβδόφυλλου ($h_{eq} = 16.40 \text{ mm}$) και χρήση του ειδικού βάρους του νωπού σκυροδέματος ($\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$). Το συνολικό ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος είναι $g_c = 2.55 \text{ kN/m}^2$. Ως φορτία διάστρωσης (κινητά φορτία) λαμβάνονται: $g_1 = 0.75 \text{ kN/m}^2$ ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο συν $g_2 = 0.75 \text{ kN/m}^2$ ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο σε επιφάνεια $3 \times 3 \text{ m}$. Γίνονται οι συνδυασμοί των φορτίων σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5.2 και γίνεται η επιλογή και η διαστασιολόγηση των φύλλων με βάση τους πίνακες των κατασκευαστών. Επιλέγεται χαλυβδόφυλλο SYMDECK 50 (Εικόνα 3.4), με ύψος $h_p = 48.50 \text{ mm}$ και πάχος $t_p = 0.75 \text{ mm}$, χάλυβα S320. Από τον κατασκευαστή του χαλυβδόφυλλου δίνονται οι συντελεστές $m = 74.18 \text{ MPa}$ και $k = 0.0082 \text{ MPa}$.



Εικόνα 3.4: Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 50

Στη φάση λειτουργίας, όπου το σκυρόδεμα αναλαμβάνει πια φορτία και υπάρχει σύμμικτη λειτουργία της πλάκας, λαμβάνονται τα μόνιμα (G_k) και κινητά φορτία (q_k και Q_k) και πραγματοποιούνται οι συνδυασμοί τους, σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5. Στη φάση αυτή λαμβάνεται ειδικό βάρος του σκυροδέματος, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$. Πραγματοποιείται γραμμική ελαστική ανάλυση και προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη βάσει των οποίων ελέγχονται και διαστασιολογούνται οι σύμμικτες πλάκες σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας. Ο έλεγχος γίνεται με πλαστική ανάλυση. Σε οριακή κατάσταση αστοχίας πραγματοποιούνται έλεγχοι των ροπών κάμψης, των τεμνουσών δυνάμεων, της διαμήκουσ διάτμησης και διάτρησης (έναντι συγκεντρωμένων φορτίων). Σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας πραγματοποιούνται έλεγχοι των βελών κάμψης, της ρηγμάτωσης και των ταλαντώσεων. Τελικά, η διατομή της σύμμικτης πλάκας προκύπτει συνολικού πάχους 130 mm και παρουσιάζεται στην Εικόνα 3.5.



Εικόνα 3.5: Τυπική διατομή σύμμικτης πλάκας

Οι σύμμικτες πλάκες πρέπει να εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία. Πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής γεωμετρικοί περιορισμοί:

- $minh = 90 \text{ mm}$
- $minh_c = 50 \text{ mm}$

Από τα παραπάνω προκύπτουν $minh_p = 40 \text{ mm}$.

Επίσης εντός του ύψους h_c πρέπει να τοποθετείται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός ελάχιστου εμβαδού $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ ανά κατεύθυνση. Η ελάχιστη απόσταση των ράβδων είναι η ελάχιστη τιμή μεταξύ $2h_c$ και 350 mm .

Οι σύμμικτες πλάκες ικανοποιούν τους γεωμετρικούς περιορισμούς και εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία. Τοποθετείται διαμήκης οπλισμός έναντι ρηγμάτωσης $\Phi 8/14.5$ και εγκάρσιος οπλισμός $\Phi 8/16$ με ελάχιστη επικάλυψη 3 cm .

3.2. Ελαστική Ανάλυση

Ο φορέας, σύμφωνα με τον EN1993-1-1, πρέπει να ικανοποιεί τα κριτήρια σχεδιασμού του σε δύο οριακές καταστάσεις ώστε να εξασφαλίζεται η αντοχή, η λειτουργικότητα και ανθεκτικότητά του στο χρόνο. Η πρώτη αφορά τον έλεγχο των παραμορφώσεων (Οριακή κατάσταση Λειτουργικότητας-ΟΚΛ). Για κτίρια, τα όρια που συνιστώνται για κατακόρυφα βέλη κάμψης δίνονται στον Πίνακα 3.1, όπου L είναι το άνοιγμα της δοκού. Η δεύτερη αφορά τον έλεγχο αστοχίας των μελών του φορέα ή απώλειας της ευστάθειάς του (Οριακή Κατάσταση Αστοχίας-ΟΚΑ). Στο προσομοίωμα του φορέα με τα ραβδωτά στοιχεία εισάγονται τα μόνιμα και κινητά φορτία, πραγματοποιούνται συνδυασμοί τους και διενεργείται γραμμική ελαστική ανάλυση. Με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν γίνεται ο έλεγχος των δοκών και των υποστυλωμάτων του φορέα στις δύο οριακές καταστάσεις.

Πίνακας 3.1: Συνιστώμενες οριακές τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων

Όρια	δ_{max}	δ_2
Στέγες (γενικά)	$L/200$	$L/250$
Πατώματα (γενικά)	$L/250$	$L/300$
δ_{max} η μέγιστη παραμόρφωση δ_2 η παραμόρφωση λόγω μεταβλητών δράσεων		

Όσον αφορά τον αντισεισμικό σχεδιασμό, οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης διακρίνονται στην απλοποιημένη φασματική και στη δυναμική φασματική, ανάλογα με τον αριθμό των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη και αποτυπώνουν επαρκώς την ελαστική συμπεριφορά του φορέα μέχρι την πρώτη διαρροή. Σύμφωνα με τον EN1998-1-1, οι φορείς διακρίνονται σε πλάστιμους και μη πλάστιμους, ανάλογα με την ικανότητα ή μη των μελών τους να συμπεριφέρονται ανελαστικά κατά την αντίστασή τους σε σεισμικές δράσεις. Οι πλάστιμοι φορείς σχεδιάζονται έτσι ώστε φαινόμενα τα οποία οφείλονται σε υστερητική συμπεριφορά, όπως η διαρροή και ο τοπικός λυγισμός, να μην επηρεάζουν την συνολική ευστάθειά τους. Οι συνδέσεις των πλάστιμων μελών με τον υπόλοιπο φορέα καθώς και τα μη πλάστιμα μέλη πρέπει να διαθέτουν επαρκή

υπεραντοχή έτσι ώστε η διαρροή να ξεκινάει από τα πλάστιμα μέλη (ικανοτικός σχεδιασμός).

Σύμφωνα με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης σε συνδυασμό με κατάλληλα κριτήρια σχεδιασμού όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός, λαμβάνουν υπόψη την πιθανότητα μετελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής κατά το σεισμό σχεδιασμού. Η μέθοδος ανάλυσης που εφαρμόζεται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό του φορέα είναι η δυναμική φασματική. Σε κάθε κύρια διεύθυνσή του λαμβάνονται τόσες ιδιομορφές ώστε το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Η επιρροή των ανελαστικών παραμορφώσεων λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q , ο οποίος, ανάλογα με το σύστημα δυσκαμψίας που εφαρμόζεται, σύστημα FUSEIS1-1 ή πλαίσια ροπής (MRFs), παίρνει την τιμή 5 ή 6 αντίστοιχα.

3.3. Περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου

Η οριακή αυτή κατάσταση ικανοποιεί την απαίτηση για περιορισμό των βλαβών στα μη φέροντα στοιχεία του φορέα και καθορίζει την ελάχιστη απαιτούμενη δυσκαμψία του ώστε να εξασφαλίζεται η λειτουργία του μετά το σεισμό.

Οι ανελαστικές οριζόντιες μετακινήσεις d_s των ορόφων για το σεισμό σχεδιασμού προκύπτουν από τη γραμμική ανάλυση βάσει των οριζόντιων ελαστικών μετακινήσεων d_e και του συντελεστή συμπεριφοράς q σύμφωνα με την εξίσωση:

$$d_s = q * d_e$$

Από τη διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων κορυφής και βάσης του υπό εξέταση ορόφου d_s προκύπτει η τιμή σχεδιασμού της γωνιακής παραμόρφωσης του ορόφου d_r η οποία ελέγχεται με τις οριακές τιμές του κανονισμού. Οι τιμές αυτές υπολογίζονται βάσει του τύπου των μη φερόντων στοιχείων, ψαθυρά, όλκιμα ή μη συνδεδεμένα, και της σπουδαιότητας του κτιρίου με χρήση του μειωτικού συντελεστή v . Για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r * v \leq 0.0075 * h$$

όπου h είναι το ύψος του ορόφου και v είναι μειωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών.

Για βέλτιστο τεχνικά και οικονομικά σχεδιασμό επιδιώκεται οι γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων να είναι κοντά στις οριακές τιμές.

3.4. Έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης

Για τον έλεγχο των επιρροών 2^{ης} τάξης υπολογίζεται ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου μέσω του συντελεστή ευστάθειας α_{cr} από την εξίσωση:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$$

όπου F_{cr} το ελαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού και F_{Ed} το φορτίο σχεδιασμού του φορέα για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων. Για τον ως άνω υπολογισμό απαιτείται γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού υπό την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων του σεισμικού συνδυασμού. Από την ανάλυση είναι δυνατός ο προσδιορισμός όλων των ιδιομορφών λυγισμού και των αντίστοιχων συντελεστών α_{cr} . Ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ προκύπτει από δύο πρώτες ιδιομορφές που μετακινούν το κτίριο κατά τις οριζόντιες διευθύνσεις X και Y. Ωστόσο επειδή κατά τον υπολογισμό δεν λαμβάνεται υπόψη ότι οι ανελαστικές πλευρικές παραμορφώσεις είναι επαυξημένες με το συντελεστή συμπεριφοράς q , οι πραγματικές τιμές του θ για ολόκληρο το κτίριο υπολογίζονται από την εξίσωση:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}}$$

Οι επιρροές 2^{ας} τάξης μπορούν να αμεληθούν όταν ο θ είναι μικρότερος του 0.1. Σε περίπτωση που $0.1 < \theta < 0.2$ τα φαινόμενα 2^{ας} τάξης μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων με ένα συντελεστή ίσο με $1/(1-\theta)$ στον οποίο εφαρμόζεται η τιμή του θ για κάθε οριζόντια διεύθυνση. Όταν $0.2 < \theta < 0.3$ απαιτείται ακριβέστερη ανάλυση με θεωρία 2^{ας} τάξης. Ο δείκτης θ δεν επιτρέπεται σε καμία περίπτωση να υπερβαίνει την τιμή 0.3.

Ο περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης και ο έλεγχος επιρροών 2^{ας} τάξης αποτελούν τους πιο κρίσιμους ελέγχους για την επιλογή του μεγέθους και του τύπου των διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων του συστήματος και συνεπώς του καθορισμού της δυσκαμψίας του συστήματος.

3.5. Ικανοτικός σχεδιασμός

3.5.1. Έλεγχος πλάστιμων μελών συστήματος FUSEIS1-1

Σε κτίρια με FUSEIS1-1, η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας και συνεπώς ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων αναμένεται εντός των πλάστιμων ζωνών RBS στα άκρα των δοκών του συστήματος (Εικόνα 2.4). Επομένως ο σχεδιασμός των πλάστιμων αυτών δοκών γίνεται με τα εντατικά μεγέθη του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού που αναπτύσσονται εντός του RBS. Η απομείωση των διατομών στις θέσεις αυτές πρέπει να είναι τέτοια ώστε να κατατάσσονται στην Κατηγορία Διατομής 1, λόγω της απαίτησης υψηλής πλαστιμότητας.

Πραγματοποιούνται έλεγχοι των δοκών σε αξονικές δυνάμεις, διάτμηση και κάμψη με τις πλαστικές αντοχές τους σύμφωνα με τις ακόλουθες ανισότητες:

- Έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq 0.15$$

όπου N_{Ed} η αξονική δύναμη σχεδιασμού και $N_{pl,RBS,Rd}$ η αντίστοιχη πλαστική αντοχή σχεδιασμού της απομειωμένης διατομής της δοκού. Με τον έλεγχο αυτό εξασφαλίζεται ότι δεν απαιτείται απομείωση των διατημητικών και καμπτικών αντοχών των διατομών λόγω αξονικών δυνάμεων.

- Έλεγχος σε διάτμηση
Οι απομειωμένες διατομές RBS ελέγχονται σε διάτμηση με την ικανοτική τέμνουσα, σύμφωνα με την εξίσωση:

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 0.5$$

όπου $V_{CD,Ed} = \frac{2 * M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}}$ η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού η οποία υπολογίζεται με τη θεώρηση ταυτόχρονης εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων στα απομειωμένα άκρα της δοκού, εφαρμόζοντας τις πλαστικές ροπές $M_{pl,RBS,Rd}$ στις θέσεις αυτές με αντίθετα πρόσημα, $V_{pl,RBS,Rd}$ η πλαστική διατμητική αντοχή της διατομής στις ίδιες θέσεις και l_{RBS} το μήκος μεταξύ των δύο απομειωμένων άκρων της δοκού (Εικόνα 2.4). Με τον έλεγχο αυτό εξασφαλίζεται ότι δεν απαιτείται απομείωση των πλαστικών ροπών αντοχής των διατομών λόγω υψηλής διάτμησης. Επιπλέον, για την επιλογή του μήκους l_{RBS} και του βάθους εγκοπής της απομειωμένης διατομής πρέπει να ισχύει η εξίσωση:

$$l_{RBS} \geq \frac{4 * M_{pl,RBS,Rd}}{V_{pl,RBS,Rd}} = \frac{4 * W_{pl,RBS}}{A_v / \sqrt{3}}$$

- Έλεγχος σε κάμψη
Οι δοκοί του συστήματος λειτουργούν κυρίως καμπτικά, επομένως η επιλογή της διατομής τους γίνεται με βασικό κριτήριο την καμπτική αντοχή της. Πρέπει να ικανοποιείται η εξίσωση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} = \frac{1}{\Omega} \leq 1.0$$

όπου M_{Ed} η ροπή κάμψης σχεδιασμού, $M_{pl,RBS,Rd}$ η καμπτική αντοχή σχεδιασμού της απομειωμένης διατομής RBS στα άκρα της δοκού και Ω η υπεραντοχή της δοκού.

- Έλεγχοι έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού
Δεν κρίνονται απαραίτητοι λόγω του μικρού μήκους των δοκών.
- Καθολική ικανότητα απορρόφησης ενέργειας
Για την επίτευξη ομοιογενούς πλάστιμης συμπεριφοράς των δοκών του συστήματος στο σύνολο του φορέα πρέπει να ελέγχεται ότι οι λόγοι των μέγιστων προς τις ελάχιστες τιμές υπεραντοχής Ω δεν διαφέρουν περισσότερο από 25%:

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1.25$$

- Στροφές δοκών
Πρέπει να περιορίζονται οι στροφές των RBS των δοκών, θ_{RBS} , βάσει της μέγιστης τιμής της γωνιακής παραμόρφωσης θ_{gl} στην ΟΚΑ, σύμφωνα με την εξίσωση:

$$\theta_{RBS} = \frac{L}{l_{RBS}} * \theta_{gl} \leq \theta_{ULS,RBS}$$

όπου L είναι η κεντροβαρική απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων του συστήματος, θ_{gl} η καθολική γωνιακή παραμόρφωση του συστήματος (η

στροφή του συστήματος ως προς την κατακόρυφο (Εικόνα 2.6.) και $\theta_{ULS,RBS} = 5\%$ η τιμή που έχει προκύψει από πειραματικές δοκιμές.

3.5.2. Έλεγχος μη πλαστικών μελών συστήματος FUSEIS1-1

Τα ακραία τμήματα των δοκών όπου η διατομή είναι πλήρης, οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα του συστήματος καθώς και τα ίδια υποστυλώματα ελέγχονται με ικανοτικά μεγέθη, δηλαδή με προσαυξημένα μεγέθη τα οποία προκύπτουν από την αντοχή των ζωνών απορρόφησης ενέργειας RBS, ώστε να εξασφαλιστεί η μη πλαστική συμπεριφορά τους. Ακολουθεί ο ικανοτικός σχεδιασμός των στοιχείων αυτών:

- Τα υποστυλώματα του συστήματος διαστασιολογούνται λαμβάνοντας υπόψη το συντελεστή υπεραντοχής Ω των πλαστικών ζωνών RBS. Τα ικανοτικά μεγέθη υπολογίζονται από τις εξισώσεις:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * V_{Ed,E}$$

όπου $N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ η αξονική δύναμη, η ροπή κάμψης και η τέμνουσα δύναμη αντίστοιχα, των υποστυλωμάτων λόγω των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, $N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ η αξονική δύναμη, η ροπή κάμψης και η τέμνουσα δύναμη αντίστοιχα, των υποστυλωμάτων λόγω των σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, $\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl,RBS,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right\}$ η

ελάχιστη τιμή του Ω για όλες τις δοκούς με πλαστικές ζώνες RBS και $\gamma_{ov} = 1.25$ η προτεινόμενη τιμή του κανονισμού για το συντελεστή υπεραντοχής του υλικού. Η ποσότητα $(1.1 * \gamma_{ov} * \Omega)$ δεν πρέπει να υπερβαίνει το συντελεστή συμπεριφοράς της ανάλυσης $q=5$. Η τέμνουσα $V_{CD,Ed}$ πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση: $\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5$ ώστε να μην υπάρχει απομείωση των καμπτικών αντοχών λόγω έντονης διάτμησης.

- Η πλήρης διατομή της δοκού στα άκρα της πρέπει να ελέγχεται σε κάμψη σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$$

όπου $M_{CD,Ed} = \frac{l_{net}}{l_{RBS}} * M_{pl,RBS,Rd}$ η ικανοτική ροπή κάμψης σχεδιασμού στα άκρα της δοκού συναρτήσει της αντοχής της απομειωμένης διατομής $M_{pl,RBS,Rd}$ και του καθαρού μήκους της δοκού l_{net} μεταξύ των πελμάτων των υποστυλωμάτων (Εικόνα 2.4) και $M_{pl,Rd}$ η καμπτική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής.

- Οι κοχλιωτές συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα του συστήματος σχεδιάζονται με υπεραντοχή ώστε να συμπεριφέρονται ελαστικά ακόμα και όταν όλες οι δοκοί του συστήματος εισέλθουν στην πλαστική περιοχή. Τα ικανοτικά μεγέθη βάσει τα οποία γίνεται ο σχεδιασμός των συνδέσεων αποτελούν:

$$M_{CD,con,Ed} = 1.1 * \gamma_{ov} * \frac{\min \Omega}{\Omega_i} * M_{CD,Ed} \quad i = \text{όροφος}$$

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 * \gamma_{ov} * \frac{\min \Omega}{\Omega_i} * \frac{2 * M_{pl,RBS,Rd}}{I_{RBS}}$$

όπου $M_{CD,con,Ed}$ η ικανοτική ροπή κάμψης σχεδιασμού της σύνδεσης συναρτήσει της αντοχής της απομειωμένης διατομής $M_{pl,RBS,Rd}$ και του καθαρού μήκους της δοκού l_{net} μεταξύ των πελμάτων των υποστυλωμάτων και $V_{CD,con,Ed}$ η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού της σύνδεσης.

3.5.3. Έλεγχος πλαστικών μελών πλαισίων ροπής (MRFs)

Σε πλαίσια παραλαβής ροπών, η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας και συνεπώς ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων αναμένεται στις δοκούς ή στις συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα. Ο σχεδιασμός τους γίνεται με τα εντατικά μεγέθη του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού ως ακολούθως:

- Σχεδιασμός δοκών

Πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής και η ικανότητα στροφής των διατομών των δοκών στις θέσεις όπου αναμένεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, δεν μειώνονται από δυνάμεις θλίψης και τέμνουσας. Για διατομές κατηγορίας 1 και 2 στις θέσεις αυτές, πραγματοποιούνται έλεγχοι των δοκών σε αξονικές δυνάμεις, διάτμηση και κάμψη με τις πλαστικές αντοχές τους σύμφωνα με τις ακόλουθες ανισότητες:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5$$

όπου N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} η αξονική δύναμη σχεδιασμού, η ροπή κάμψης σχεδιασμού και η τέμνουσα σχεδιασμού αντίστοιχα, $N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ οι αντίστοιχες αντοχές σχεδιασμού. Το μέγεθος της τέμνουσας σχεδιασμού προκύπτει από: $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$, όπου $V_{Ed,G}$ η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις του σεισμικού συνδυασμού και $V_{Ed,M}$ η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας (ικανοτική τέμνουσα) η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών $M_{pl,Rd,A}$ και $M_{pl,Rd,B}$ με αντίθετα πρόσημα στις διατομές των άκρων A και B της δοκού. Επομένως η ικανοτική τέμνουσα λαμβάνεται από: $V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L}$, όπου L το άνοιγμα της δοκού με τις πλαστικές ζώνες στα δύο άκρα.

Επιπλέον οι δοκοί πρέπει να ελέγχονται ως προς την επαρκή αντοχή έναντι πλευρικού και στρεπτικού λυγισμού, θεωρώντας ότι σχηματίζεται μια πλαστική άρθρωση στο ένα άκρο της δοκού. Το άκρο της δοκού που λαμβάνεται υπόψη είναι εκείνο που δέχεται τη μεγαλύτερη καταπόνηση κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

- Ικανοτικός κόμβου

Για την τήρηση της γενικής και τοπικής πλαστιμότητας, σε κτίρια πλαισιωτού συστήματος, η ακόλουθη συνθήκη πρέπει να ικανοποιείται σε όλους τους κόμβους μεταξύ βασικών ή δευτερευουσών σεισμικών δοκών και βασικών σεισμικών υποστυλωμάτων:

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb}$$

όπου ΣM_{Rc} είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο. Στην παραπάνω έκφραση πρέπει να χρησιμοποιείται η ελάχιστη τιμή της ροπής αντοχής των υποστυλωμάτων μέσα στο εύρος διακύμανσης των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων που αντιστοιχούν στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και ΣM_{Rb} το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο. Όταν χρησιμοποιούνται συνδέσεις μερικής αντοχής, οι ροπές αντοχής αυτών των συνδέσεων λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του ΣM_{Rb} .

3.5.4. Έλεγχος μη πλαστικών μελών πλαισίων ροπής (MRFs)

Σε πλαίσια παραλαβής ροπών, υπάρχει η απαίτηση να μην σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα. Εξαιρέσεις αποτελούν θέσεις στη βάση του πλαισίου, στους τελευταίους ορόφους πολώροφων κτιρίων και σε μονώροφα κτίρια. Ελέγχονται με ικανοτικά μεγέθη, δηλαδή με προσαυξημένα μεγέθη τα οποία προκύπτουν από την αντοχή των ζωνών απορρόφησης ενέργειας, ώστε να εξασφαλιστεί η μη πλαστική συμπεριφορά τους. Ακολουθεί ο ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων:

Τα υποστυλώματα του συστήματος διαστασιολογούνται λαμβάνοντας υπόψη το συντελεστή υπεραντοχής Ω των πλαστικών ζωνών. Τα ικανοτικά μεγέθη υπολογίζονται από τις εξισώσεις:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * V_{Ed,E}$$

όπου $N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ η αξονική δύναμη, η ροπή κάμψης και η τέμνουσα δύναμη αντίστοιχα, των υποστυλωμάτων λόγω των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, $N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ η αξονική δύναμη, η ροπή κάμψης και η τέμνουσα δύναμη αντίστοιχα, των υποστυλωμάτων λόγω των σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, $\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right\}$ η ελάχιστη τιμή του Ω για όλες τις δοκούς με πλαστικές ζώνες, με $M_{Ed,i}$ η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη δοκό i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, $M_{pl,Rd,i}$ είναι η αντίστοιχη πλαστική ροπή και $\gamma_{ov} = 1.25$ η προτεινόμενη τιμή του κανονισμού για το συντελεστή υπεραντοχής του υλικού.

Ελέγχονται σε θλίψη υπό τον πιο δυσμενή συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπών κάμψης. Για τα υποστυλώματα που βρίσκονται σε πιθανές θέσεις σχηματισμού

πλαστικών αρθρώσεων, ο έλεγχος πρέπει να λαμβάνει υπόψη ότι στις θέσεις αυτές η δρώσα ροπή ισούται με $M_{pl,Rd}$.

Η τέμνουσα $V_{CD,Ed}$ πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση: $\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5$ ώστε να μην υπάρχει απομείωση των καμπτικών αντοχών λόγω έντονης διάτμησης.

3.6. Ανελαστική Ανάλυση

Ο σχεδιασμός κατασκευών ικανών να συμπεριφέρονται ελαστικά στον ισχυρότερο πιθανό σεισμό, χωρίς καμία βλάβη, είναι εξαιρετικά αντιοικονομικός. Συνήθως σχεδιάζονται ώστε σε σεισμούς μέτριας έντασης να μην εμφανίζουν βλάβες, ενώ στην περίπτωση ισχυρού σεισμού, βλάβες είναι αποδεκτές, χωρίς όμως να επέρχεται η κατάρρευση του κτιρίου. Με βάση το επίπεδο των αποδεκτών βλαβών κάθε κατασκευής ορίζονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας:

- Αποφυγή Διακοπής Λειτουργίας (Immediate Occupancy, IO), όπου ο φορέας έχει υποστεί ελαφριές βλάβες, με ασήμαντη διαρροή των δομικών στοιχείων και διατήρηση της αντοχής και δυσκαμψίας τους. Τα μη φέροντα στοιχεία του, όπως τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση που μπορεί να επισκευαστεί οικονομικά. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι αμελητέες και δεν απαιτούνται μέτρα επισκευής.
- Προστασία Ανθρώπινης Ζωής (Life Safety, LS), όπου ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αντέχει τα κατακόρυφα φορτία και μετασεισμούς μέτριας έντασης. Τα μη φέροντα στοιχεία του έχουν υποστεί βλάβες, με τα διαχωριστικά και τις τοιχοπληρώσεις να μην παρουσιάζουν εκτός επιπέδου αστοχίες. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι μέτριες και η επισκευή του πιθανόν να είναι αντιοικονομική. Αποτελούσε κύριο στόχο του αντισεισμικού σχεδιασμού για πολλές δεκαετίες.
- Αποφυγή Κατάρρευσης (Collapse Prevention, CP), όπου ο φορέας έχει υποστεί σοβαρή ζημιά, με χαμηλή εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αλλά αντέχει ακόμα τα κατακόρυφα φορτία. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία του έχουν καταρρεύσει. Υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας λίγο απέχει από την κατάρρευση και πιθανόν δε θα επιβιώσει σε άλλον σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης.

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης σε συνδυασμό με κατάλληλα κριτήρια σχεδιασμού όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός, λαμβάνουν υπόψη την πιθανή μετελαστική συμπεριφορά της κατασκευής κατά το σεισμό σχεδιασμού και αποτυπώνουν επαρκώς την ελαστική συμπεριφορά μέχρι την πρώτη διαρροή. Δεν αποτυπώνουν, όμως, την ανακατανομή των δυνάμεων που συμβαίνει λόγω της σταδιακής πλαστικοποίησης των μελών του φορέα. Επομένως, για την αποτίμηση της συμπεριφοράς ενός κτιρίου σε ισχυρούς σεισμούς, κρίνεται απαραίτητη η εφαρμογή ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης. Διακρίνονται σε στατικές και δυναμικές, ανάλογα με τον τρόπο επιβολής της σεισμικής διέγερσης. Μέσω αυτών επιτυγχάνεται η καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς του κτιρίου και η πρόβλεψη του μηχανισμού αστοχίας του. Στις επόμενες παραγράφους

περιγράφεται η πιο απλή και διαδεδομένη μη γραμμική μέθοδος ανάλυσης, η στατική υπερωθητική ανάλυση (Nonlinear Static–Pushover Analysis).

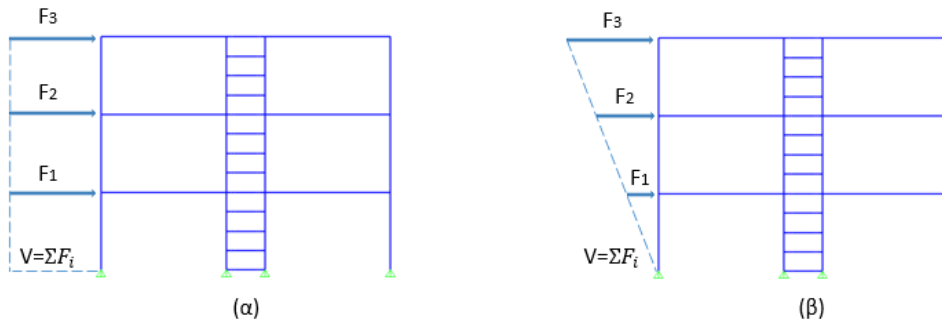
3.6.1. Στατική υπερωθητική ανάλυση (Pushover Analysis)

Προτείνεται από τους περισσότερους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς (EN1998-1-1, FEMA-356 κ.ά.), εφαρμόζεται σε νέα ή/και υπάρχοντα κτίρια και έχει περιορισμένες υπολογιστικές απαιτήσεις. Μέσω της μεθόδου είναι δυνατοί:

- η διερεύνηση της απόκρισης του φορέα πέρα από την ελαστική περιοχή με την παρακολούθηση της εξέλιξης των πλαστικών παραμορφώσεών του
- ο έλεγχος της συνολικής ευστάθειάς του
- ο έλεγχος ή/και αναθεώρηση της υπεραντοχής του
- η εκτίμηση της κατανομής των βλαβών και η ανάδειξη προβληματικών περιοχών του
- ο προσδιορισμός των πλαστικών μηχανισμών αστοχίας
- η κατανόηση του μηχανισμού κατάρρευσης

Η ανάλυση πραγματοποιείται ξεχωριστά για καθεμία από τις οριζόντιες διευθύνσεις X και Y. Στο προσομοίωμα του φορέα επιβάλλονται τα σταθερά φόρτια βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού και οριζόντια φορτία τα οποία ακολουθούν κάποια κατανομή καθ' ύψος του φορέα και αυξάνονται μονοτονικά μέχρι τη μετακίνηση στόχο (target displacement). Η μετακίνηση στόχος είναι η μετακίνηση του ανώτερου ορόφου του φορέα που αντιστοιχεί στην επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για το σεισμό σχεδιασμού. Διατίθενται διάφορες μεθοδολογίες για τον προσδιορισμό της με εφαρμογή της στατικής μη γραμμικής ανάλυσης όπως η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη γραμμική ανάλυση (modal pushover) κ.α.

Γίνεται χρήση τουλάχιστον δύο κατανομών οριζόντιων φορτίων. Ο EN1998-1-1 προτείνει την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή (Εικόνα 3.6). Στην ομοιόμορφη, τα φορτία είναι ανάλογα της μάζας ανεξάρτητα από την στάθμη επιβολής τους (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης, ορθογωνική κατανομή). Η ιδιομορφική βασίζεται στην παραδοχή ότι η συμπεριφορά της κατασκευής ακολουθεί τη θεμελιώδη ιδιομορφή στη θεωρούμενη διεύθυνση και το σχήμα της παραμένει ίδιο ακόμα και μετά τη διαρροή. Η ιδιομορφική κατανομή θεωρείται κατάλληλη με την προϋπόθεση ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή ταλαντώνει τουλάχιστον το 75% της συνολικής μάζας του κτιρίου. Στην περίπτωση εύκαμπτων κτιρίων όπου στη θεμελιώδη ιδιομορφή ταλαντώνεται μικρό ποσοστό μάζας, η μέθοδος δεν μπορεί να εκτιμήσει με ακρίβεια τη δυναμική συμπεριφορά τους και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών.

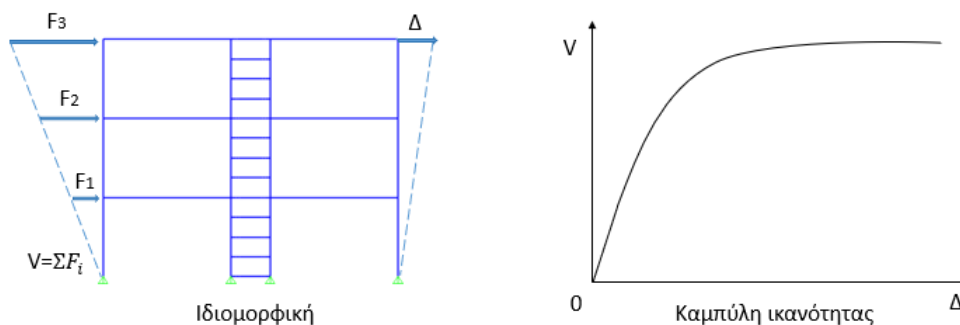


Εικόνα 3.6: Κατανομές σεισμικής φόρτισης: (α) ομοιόμορφη και (β) ιδιομορφική κατανομή

Αναγνωρίζονται τα πλαστικά μέλη του φορέα καθώς και όλες οι πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης και ορίζονται οι νόμοι φορτίου-παραμόρφωσής τους (καμπύλες F-δ). Πρόκειται για χαρακτηριστικές καμπύλες των στοιχείων της κατασκευής οι οποίες περιγράφουν τη συμπεριφορά τους. Προκύπτουν από την αντοχή και την ικανότητα παραμόρφωσής τους. Ο ορισμός τους είναι απαραίτητος διότι η συνολική απόκριση του φορέα εξαρτάται από την ικανότητα των επιμέρους στοιχείων του.

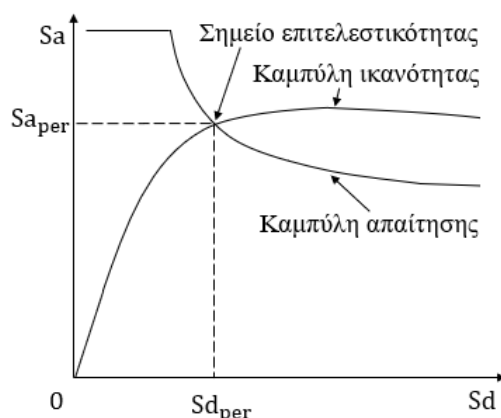
Πραγματοποιούνται διαδοχικές στατικές αναλύσεις για σταδιακά αυξανόμενα οριζόντια φορτία, καθεμία από τις οποίες αποτελεί ξεχωριστό υπολογιστικό βήμα. Τα κρίσιμα στοιχεία πλαστικοποιούνται σταδιακά και η δυσκαμψία τους μειώνεται. Η μείωση της δυσκαμψίας τους λαμβάνεται υπόψη στο μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου στο επόμενο βήμα. Η ανάλυση ολοκληρώνεται όταν ο φορέας φτάσει τη μετακίνηση στόχο ή νωρίτερα αν χάσει την ευστάθειά του λόγω δημιουργίας επαρκούς αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (μηχανισμός κατάρρευσης).

Στη συνέχεια εξάγεται η καμπύλη ικανότητας του φορέα, δηλαδή το διάγραμμα τέμνουσας βάσης και μετακίνησης κορυφής (Εικόνα 3.7), και κατασκευάζεται η καμπύλη απαίτησης, με χάραξη των καμπυλών ελαστικού φάσματος του σεισμού σχεδιασμού για διάφορους βαθμούς απόσβεσης. Αποτυπώνονται σε κοινό διάγραμμα φασματικής επιτάχυνσης-φασματικής μετατόπισης (S_a-S_d) ώστε να καταστεί δυνατή η σύγκρισή τους, με την μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του πολυβάθμιου συστήματος σε φάσμα ικανότητας ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Το σημείο τομής τους αποτελεί το σημείο επιτελεστικότητας του φορέα (performance point, Εικόνα 3.8).



Εικόνα 3.7: Κατασκευή καμπύλης ικανότητας της κατασκευής

Σημειώνονται στην καμπύλη ικανότητας τα σημεία που αντιστοιχούν στο σημείο επιτελεστικότητας και στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας του φορέα. Η αποτίμηση της συμπεριφοράς του φορέα συνίσταται στον έλεγχο των αναπτυσσόμενων δυνάμεων ή ανελαστικών παραμορφώσεων τις οποίες ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας και στη σύγκριση τους με τα αντίστοιχα μεγέθη της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Διαπιστώνεται έτσι εάν υπάρχει υπέρβαση ή όχι κάποιου στόχου σεισμικής ικανότητας. Στην περίπτωση που δεν υπάρχει σημείο επιτελεστικότητας, δηλαδή δεν τέμνονται οι δύο καμπύλες, η διατιθέμενη αντοχή είναι μικρότερη της απαιτούμενης και συνεπώς απαιτείται ενίσχυση σε υφιστάμενες κατασκευές και επανασχεδιασμός σε νέες. Η καμπύλη ικανότητας παρέχει επιπλέον τη δυνατότητα εκτίμησης του συντελεστή συμπεριφοράς του φορέα ως συνάρτηση της υπεραντοχής και της πλαστιμότητας του.



Εικόνα 3.8: Φάσμα ικανότητας και απαίτησης και ορισμός του σημείου επιτελεστικότητας

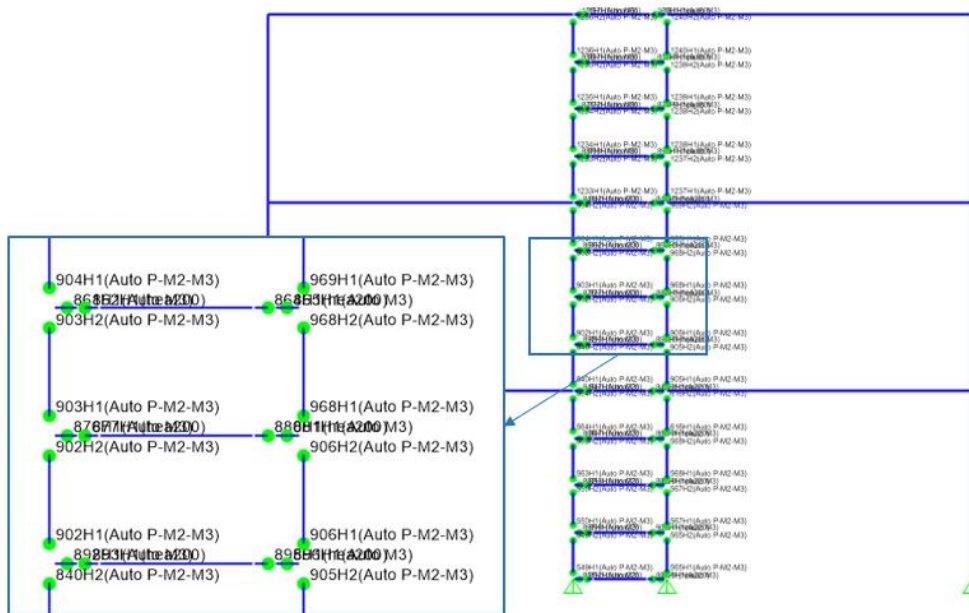
3.6.2. Πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης

Στο σύστημα FUSEIS1-1, οι δοκοί αποτελούν τα πλάστιμα στοιχεία του συστήματος, επομένως πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται στα εξωτερικά άκρα των απομειωμένων διατομών RBS. Οι ιδιότητες των πλαστικών αυτών αρθρώσεων είναι καμπτικού τύπου (M3 hinge) και οι παράμετροί τους παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 3.6.3 (Πίνακας 3.2). Ιδιότητες πλαστικής άρθρωσης επίσης καμπτικού τύπου (M3 hinge) εισάγονται και στα άκρα των πλήρων διατομών, στα σημεία όπου η δοκός συναντάει το μέτωπο του υποστυλώματος (άκρα των άκαμπτων ζωνών των δοκών). Τέλος, θέσεις πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται στα υποστυλώματα του συστήματος στις τομές τους με τα FUSEIS, ώστε να εξεταστεί η πιθανή μη γραμμική συμπεριφορά τους, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση ροπής κάμψης και αξονικής δύναμης (P-M2-M3 hinges). Η θέση εισαγωγής των πλαστικών αρθρώσεων στο σύστημα FUSEIS1-1 φαίνεται στην Εικόνα 3.9.

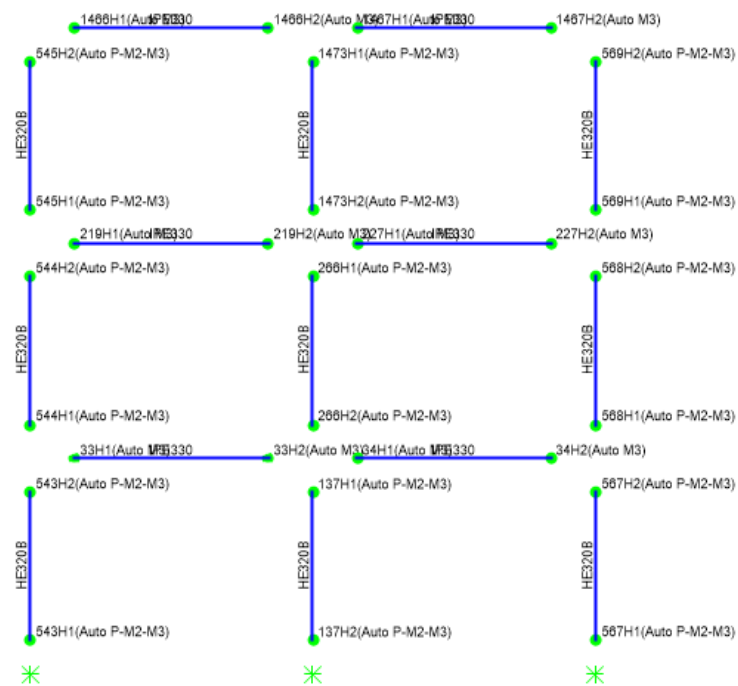
Όσον αφορά τα MRFs, τα πλάστιμα στοιχεία των πλαισίων αποτελούν οι δοκοί, επομένως πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται στα άκρα τους και είναι καμπτικού τύπου (M3 hinge). Επίσης, θέσεις πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται στα άκρα των υποστυλωμάτων, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση ροπής κάμψης και

αξονικής δύναμης (P-M2-M3 hinges). Η θέση εισαγωγής των πλαστικών αρθρώσεων στα MRFs φαίνεται στην Εικόνα 3.10.

Ο υπόλοιπος φορέας θεωρείται ελαστικός.



Εικόνα 3.9: Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στο προσομοίωμα κτιρίου με FUSEIS1-1



Εικόνα 3.10: Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στο προσομοίωμα κτιρίου με MRFs

3.6.3. Μη γραμμικές ιδιότητες δοκών συστήματος FUSEIS1-1

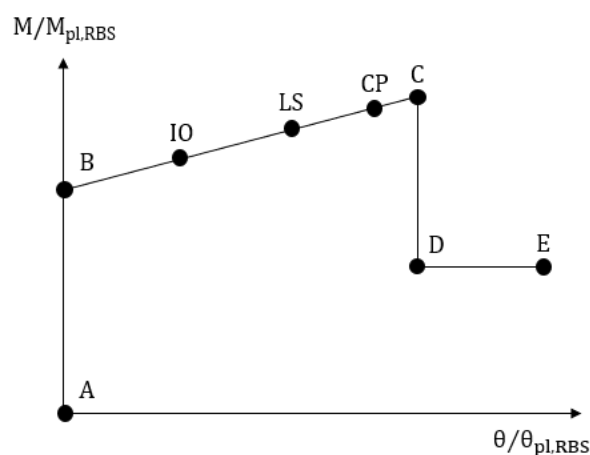
Στις μη γραμμικές αναλύσεις ορίζονται οι νόμοι φορτίου-παραμόρφωσης των μελών του φορέα (καμπύλες F-δ), μέσω των οποίων λαμβάνεται υπόψη η πιθανή μη γραμμική

συμπεριφορά τους στις αναμενόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων. Στο προσομοίωμα του φορέα εισάγονται μη γραμμικά ελατήρια σε όλες τις πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης (Κεφάλαιο 3.6.2).

Στα FUSEIS1-1, ιδιότητες πλαστικής άρθρωσης εισάγονται στα εξωτερικά άκρα των RBS των δοκών. Η ανελαστική συμπεριφορά των RBS είναι κυρίως καμπτική, επομένως οι ιδιότητες της πλαστικής άρθρωσης ορίζονται με ένα διάγραμμα ροπής κάμψης-γωνίας στροφής χορδής ($M-\theta$), το οποίο περιγράφει τον τρόπο μετάβασης από τη διαρροή (B) μέχρι την αστοχία (C), όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.11. Το C ορίζεται ως το σημείο στο οποίο συμβαίνει σημαντική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων και το οριζόντιο τμήμα DE αντιστοιχεί στην εναπομένουσα ικανότητα του μέλους μετά την αστοχία η οποία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται. Στο σημείο E, το μέλος χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στην ίδια καμπύλη σημειώνονται επιπλέον οι τρεις στάθμες επιτελεστικότητας που αντιστοιχούν στην αποφυγή διακοπής λειτουργίας (IO), στην προστασία ανθρώπινης ζωής (LS) και στην αποφυγή κατάρρευσης (CP). Οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων καμπτικού τύπου (M3 hinge) και οι παράμετροί τους για τα RBS παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.2: Ιδιότητες μη γραμμικών ελατηρίων RBS

Σημείο	Διατομές σχήματος I	
	$M/M_{pl,RBS}$	$\theta/\theta_{pl,RBS}$
A	0	0
B	1	0
C	α	40
D	0.6	40
E	0.6	45
Στάθμες επιτελεστικότητας ($\theta/\theta_{pl,RBS}$)		
IO	15	
LS	20	
CP	35	
α = συντελεστής σχήματος		



Εικόνα 3.11: Διάγραμμα ροπής-στροφής πλαστικής άρθρωσης

Η πλαστική ροπή αντοχής της απομειωμένης διατομής RBS ($M_{pl,RBS}$) και η πλαστική στροφή της ($\theta_{pl,RBS}$) υπολογίζονται αντίστοιχα από τις εξισώσεις:

$$M_{pl,RBS} = W_{pl,RBS} * f_y$$

$$\theta_{pl,RBS} = \frac{M_{pl,RBS} * l_{RBS}}{6 * EI_{RBS}}$$

όπου $W_{pl,RBS}$ η πλαστική ροπή αντίστασης της απομειωμένης διατομής RBS, f_y η πραγματική τάση διαρροής, I_{RBS} η ροπή αδρανείας του RBS και l_{RBS} η αξονική απόσταση των μέσων των RBS. Οι σχέσεις αυτές προέρχονται από το στατικό σύστημα του πλαισίου FUSEIS1-1 υπό οριζόντια φόρτιση (Κεφάλαιο 2.1, Εικόνα 2.6), όπου η δοκός συμπεριφέρεται σαν αμφίπακτη κατά την επιβολή κατακόρυφης μετακίνησης υ στο ένα άκρο της, οπότε ισχύουν οι εξισώσεις:

$$M = \frac{6 * EI * u}{l^2}$$

$$\theta = \frac{u}{l}$$

όπου EI η καμπτική δυσκαμψία της δοκού. Με επίλυση της έκφρασης της ροπής κάμψης ως προς την κατακόρυφη μετακίνηση u και αντικατάστασή της στην έκφραση της γωνίας στροφής χορδής, λαμβάνεται:

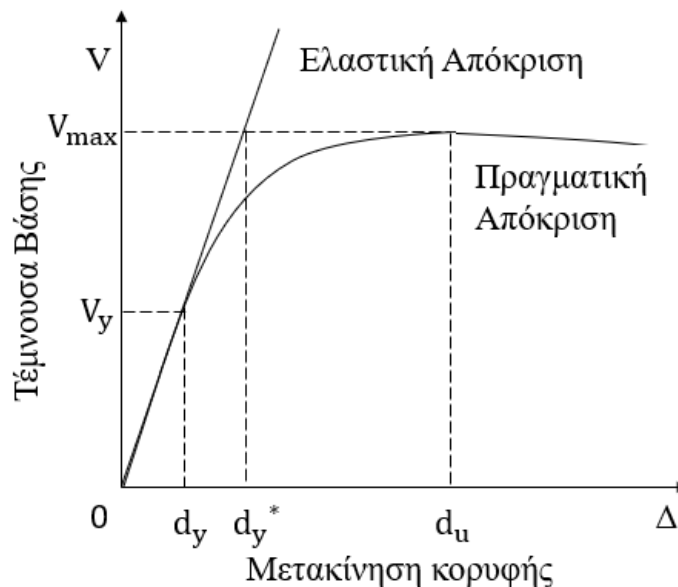
$$\theta = \frac{M * l}{6 * EI}$$

3.6.4. Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q

Με βάση τις καμπύλες ικανότητας που προκύπτουν από τις μη γραμμικές αναλύσεις σε κάθε διεύθυνσή του φορέα, εκτιμάται ο συντελεστής συμπεριφοράς q του συστήματος FUSEIS1-1 ως το γινόμενο του δείκτη πλαστιμότητας μ με την υπεραντοχή Ω , όπως ορίζεται από την εξίσωση:

$$q = \mu * \Omega$$

όπου $\Omega = \frac{V_{max}}{V_y}$ με V_{max} το μέγιστο φορτίο της καμπύλης ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover) και V_y το φορτίο διαρροής και $\mu = \frac{d_u}{d_y^*}$ με d_u τη μετακίνηση στο μέγιστο φορτίο και d_y^* τη μετακίνηση διαρροής θεωρώντας ελαστική την απόκριση του συστήματος. Τα μεγέθη ορίζονται στην Εικόνα 3.12.



Εικόνα 3.12: Υπολογισμός του συντελεστή συμπεριφοράς από την καμπύλη ικανότητας

4. Δομικά υλικά

Τα δομικά υλικά που χρησιμοποιούνται είναι:

Δομικός χάλυβας S355:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210 \text{ GPa}$
- Σταθερά Poisson: $\nu = 0.3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Όριο διαρροής: $f_y = 355 \text{ MPa}$
- Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 510 \text{ MPa}$

Δομικός χάλυβας S235:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210 \text{ GPa}$
- Σταθερά Poisson: $\nu = 0.3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Ονομαστική τάση διαρροής: $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Μερικός συντ. ασφαλείας: $f_u = 3.60 \text{ MPa}$

Σκυρόδεμα C20/25:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 30 \text{ GPa}$
- Σταθερά Poisson: $\nu = 0.2$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Χαρακτηριστική αντοχή: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
- Μέση θλιπτική αντοχή: $f_{cm} = 28 \text{ MPa}$

Χάλυβας οπλισμού B500C:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210 \text{ GPa}$
- Σταθερά Poisson: $\nu = 0.3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Ονομαστική τάση διαρροής: $f_y = 500 \text{ MPa}$

Χαλυβδόφυλλο SYMDECK 50:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210 \text{ GPa}$
- Σταθερά Poisson: $\nu = 0.3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Χαρακτηριστική αντοχή: $f_{yp} = 320 \text{ MPa}$
- Μερικός συντελεστής ασφαλείας: $\gamma_M = 1.00$

5. Φορτίσεις και συνδυασμοί τους

5.1. Δράσεις

Ανάλογα με τη χρήση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται στις διατάξεις του Ευρωκώδικα οι δράσεις βάσει των οποίων ο μελετητής προβαίνει στην ανάλυση του φορέα και τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών των μελών του. Ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται ώστε να είναι ικανός να φέρει όλα τα πιθανά φορτία που του επιβάλλονται (ίδια βάρη, επιδράσεις από το περιβάλλον κ.ά.) κατά τη διάρκεια ζωής του καθώς και στη φάση κατασκευής του με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και οικονομικό τρόπο και να παραμένει κατάλληλος για την προκαθορισμένη χρήση στο διάστημα αυτό. Στα κτίρια γραφείων επιβάλλονται οι εξής δράσεις:

- Μόνιμες
- Μεταβλητές
- Φορτία χιονιού
- Σεισμικά φορτία

5.1.1. Μόνιμες δράσεις

Στην κατηγορία των μόνιμων δράσεων περιλαμβάνονται δράσεις των οποίων η διαφοροποίηση στο χρόνο είναι αμελητέα. Τέτοιες δράσεις αποτελούν τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, επικαλύψεις και επενδύσεις, κιγκλιδώματα, σταθερός εξοπλισμός), δυνάμεις προέντασης, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις. Στη συνέχεια ορίζονται οι μόνιμες δράσεις των φορέων των κτιρίων. Τα βάρη των διαφόρων στοιχείων των κατασκευών προσδιορίζονται από τις πυκνότητες των υλικών και τις ονομαστικές τους διαστάσεις.

Μόνιμα φορτία φερόντων στοιχείων:

Η πλάκα ορόφου είναι σύνθετη πλάκα χάλυβα-σκυροδέματος, με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 50 και έγχυτο σκυρόδεμα τύπου C20/25. Το συνολικό πάχος της πλάκας είναι ίσο με 130 mm. Το πτυχωτό χαλυβδόφυλλο κατασκευάζεται από χάλυβα S320, που έχει πάχος ίσο με 0.75 mm. Τα αντίστοιχα φορτία είναι:

- Βάρος έγχυτου σκυροδέματος: 2.53 kN/m^2
- Βάρος πτυχωτού χαλυβδόφυλλου: 0.07 kN/m^2

Συνεπώς, το συνολικό μόνιμο φορτίο της σύμμικτης πλάκας είναι: $g_{k1} = 2.60 \text{ kN/m}^2$

Το ίδιο βάρος της μεταλλικής κατασκευής (δομικός χάλυβας), λαμβάνεται υπόψη αυτόματα από το λογισμικό.

Μόνιμα φορτία μη φερόντων στοιχείων:

- Οι εσωτερικοί διαχωριστικοί τοίχοι είναι κατασκευασμένοι από απλά μεταλλικά κατακόρυφα στοιχεία με μονή επένδυση (τύπου KNAUF W111).

Είναι κατασκευασμένα από χαλύβδινα προφίλ ψυχρής έλασης με σχήμα "C", τοποθετημένα σε απόσταση 600 mm. Τα προφίλ «C» καλύπτονται στις εξωτερικές επιφάνειες από δύο γυψοσανίδες (πάχους 12.5 mm). Ο ενδιάμεσος χώρος περιέχει μονωτικό στρώμα πετροβάμβακα που έχει πάχος 60 mm και βάρος ανά μονάδα όγκου ίσο με 0.7 kN/m³. Το συνολικό βάρος ανά μονάδα επιφάνειας είναι 0.292 kN/m² (0.25 kN/m² για το μη μονωμένο τοίχωμα και 0.7 kN/m³ * 0.06 m = 0.042 kN/m² για το μονωτικό στρώμα). Το ύψος του διαχωριστικού τοίχου είναι ίσο με 3.00 m περίπου, που αντιστοιχεί σε γραμμικό φορτίο ίσο με 0.292 * 3.00 = 0.876 kN/m. Επομένως, καθώς τα εσωτερικά διαχωριστικά τοιχώματα έχουν βάρος μονάδας μικρότερο από 1 kN/m, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, είναι δυνατόν το φορτίο τους να προσομοιωθεί ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο ίσο με 0.50 kN/m².

- Η ακουστική μόνωση γίνεται με ηχομόνωση πάχους ίσου με 10 mm και βάρους ανά μονάδα όγκου 0.30 kN/m³.
- Το πάτωμα του δαπέδου κατασκευάζεται από ελαφρό σκυρόδεμα πάχους ίσου με 70 mm και βάρους ανά μονάδα όγκου ίσου με 10 kN/m³.
- Το δάπεδο είναι κατασκευασμένο από κεραμικό υλικό με βάρος ανά μονάδα όγκου ίσο με 10 kN / m³ και πάχος ίσο με 20 mm.
- Η θερμομόνωση είναι από υαλοβάμβακα πάχους 100 mm και βάρους ανά μονάδα όγκου 0.10 kN/m³.
- Η οροφή κατασκευάζεται από γυψοσανίδες (πάχους 20 mm) με βάρος ανά μονάδα όγκου ίσο με 0.177 kN/m².

Στον Πίνακα 1 καταγράφονται οι τιμές των μόνιμων φορτίων για τα μη φέροντα στοιχεία.

Πίνακας 5.1: Μόνιμα φορτία μη φερόντων στοιχείων

	Βάρος ανά μονάδα όγκου (kN/m ³)	Πάχος (m)	Φορτία (kN/m ²)
Ηχομόνωση	0.30	0.010	0.003
Πάτωμα δαπέδου	10.00	0.050	0.500
Δάπεδο	10.00	0.020	0.200
Θερμομόνωση	0.10	0.100	0.010
Οροφή			0.177
Εσωτερικοί διαχωριστικοί τοίχοι			0.5
Συνολικό μέγεθος των μόνιμων φορτίων για τα μη φέροντα στοιχεία		$g_{k2} =$	1.40 kN/m ²

Συνοπτικά, το ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο που ασκείται στις πλάκες των ορόφων και προέρχεται από το ίδιο βάρος της σύμμικτης πλάκας, τις επικαλύψεις και τα εσωτερικά χωρίσματα, είναι:

$$G_k = g_{k1} + g_{k2} = 2.60 + 1.40 = 4.00 \text{ kN/m}^2$$

5.1.2. Μεταβλητές δράσεις

Στην κατηγορία των μεταβλητών δράσεων περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση της κατασκευής και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων κ.ά. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι ακριβή το βάρος και η θέση τους, συνεπώς προσδιορίζονται στατιστικά, και οι τιμές τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς.

Για κατηγορία χρήσης επιφάνειας κτιρίων Β, με ειδική χρήση: επιφάνεια γραφείων, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, τα επιβαλλόμενα φορτία δαπέδων κτιρίων (πλάκα ισογείου και 1^{ου} ορόφου, στάθμες + 4.00 m και + 8.00 m αντίστοιχα) είναι:

- $q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$
- $Q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$
- Για τα υπόψη κτίρια υπάρχει ειδική απαίτηση: $Q_k = 10.00 \text{ kN/m}^2$

Οι οροφές υποδιαιρούνται σε κατηγορίες ανάλογα με την προσβασιμότητά τους. Για κατηγορία προσβασιμότητας οροφών Η, με ειδική χρήση: οροφές προσιτές για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, τα επιβαλλόμενα φορτία οροφών κτιρίων (πλάκα 2^{ου} ορόφου, στάθμη +12.00 m) είναι:

- $q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$
- $Q_k = 1.00 \text{ kN/m}^2$

Τα φορτία q_k χρησιμοποιούνται για γενικούς ελέγχους, ενώ τα φορτία Q_k για τοπικούς ελέγχους.

5.1.3. Φορτία Χιονιού

Στον EN1991-1-3 παρέχονται οδηγίες για τον υπολογισμό των φορτίων χιονιού υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων. Τα υπολογιζόμενα φορτία αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500 m και έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης. Δεν λαμβάνεται υπόψη η πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή του χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση και δεν καλύπτονται οι εξής περιπτώσεις:

- Φορτία από την πτώση χιονιού λόγω ολίσθησης από υψηλότερη προς χαμηλότερη στέγη
- Πρόσθετα φορτία ανεμοπίεσης, τα οποία προκύπτουν από την αλλαγή του σχήματος ή των διαστάσεων της κατασκευής λόγω της παρουσίας χιονιού και πάγου
- Φορτία πάγου
- Πλευρική φόρτιση λόγω χιονιού
- Αύξηση των φορτίων λόγω μεγάλης έντασης της βροχόπτωσης πάνω στο χιόνι
- Φορτία, τα οποία προκύπτουν από πιθανό φράξιμο των αποχετευτικών συστημάτων λόγω χιονιού ή πάγου

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις, όπως αυτές ορίζονται στο EN1990.

Το χιόνι μπορεί να συσσωρευθεί επί της στέγης με διάφορους τρόπους, ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες. Για την εκτίμηση του φορτίου του χιονιού, συνήθως θεωρείται αρχικά το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή προκύπτει για συνθήκες όπου επικρατούν άνεμοι. Για τοποθεσίες όπου επικρατούν κανονικές συνθήκες, δηλαδή χωρίς την πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων, θα εφαρμόζεται ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές. Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k$$

όπου:

μ_i είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης και για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής και για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης λαμβάνεται ίσος με 1

s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

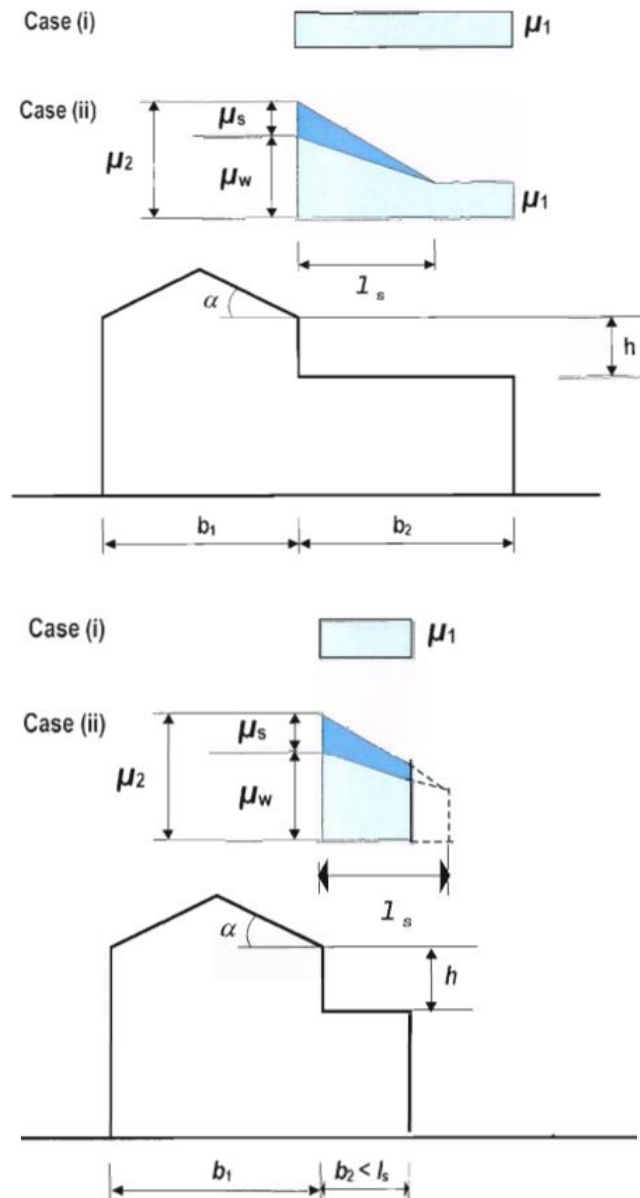
Το φορτίο s θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας. Για το συγκρότημα κτιρίων και υπόστεγων που βρίσκεται στην περιοχή της Νέας Αγχιάλου στον νομό Μαγνησίας, ο οποίος ανήκει στη Ζώνη II, αντιστοιχεί η τιμή: $s_{k,0} = 0.8 \text{ kN/m}^2$. Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_k σε kN/m^2 , συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου $A = 25.0 \text{ m}$ από τη στάθμη της θάλασσας, δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} * \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) = 0.8 * \left(1 + \left(\frac{25}{917} \right)^2 \right) = 0.8006 \text{ kN/m}^2$$

Για τον προσδιορισμό των συντελεστών μορφής λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου. Η πρώτη προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη την επιφάνεια, όταν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή του ανέμου. Η δεύτερη κατανομή προκύπτει από μια αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη προς την υπήνεμη πλευρά της στέγης).

Για στέγες με απότομες αλλαγές ύψους, όπου είναι πιθανή η συγκέντρωση χιονιού λόγω ανέμου ή ολίσθησης από υψηλότερη στέγη, θα εξετάζονται οι περιπτώσεις της Εικόνας 5.1:



Εικόνα 5.1: Συντελεστές μορφής σε στέγες με απότομη αλλαγή ύψους

Οι συντελεστές μορφής είναι οι ακόλουθοι:

- $\mu_1 = 0.80$, με την προϋπόθεση ότι η χαμηλότερη στέγη είναι επίπεδη
- $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$

όπου:

μ_s είναι ο συντελεστής μορφής λόγω ολίσθησης

μ_w είναι ο συντελεστής μορφής λόγω ανέμου

Για το συντελεστή μ_s ισχύει:

- Για $a \leq 15^\circ\text{C}$: $\mu_s = 0.00$
- Για $a \geq 15^\circ\text{C}$: ο συντελεστής μ_s προσδιορίζεται από ένα πρόσθετο φορτίο 50% του ομοιόμορφου φορτίου χιονιού στη γειτονική υπερκείμενη κεκλιμένη στέγη (στέγη του υπόστεγου, Κεφάλαιο 9).

Ο συντελεστής μ_w προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\mu_w = \frac{(b_1 + b_2)}{2h} \leq \gamma * h / s_k$$

όπου:

γ είναι η πυκνότητα του χιονιού, η οποία λαμβάνεται ίση με 2.00 kN/m^2

Με το συνιστώμενο περιορισμό: $0.80 \leq \mu_w \leq 4.00$

Το μήκος συγκέντρωσης l_s είναι:

$$l_s = 2 * h$$

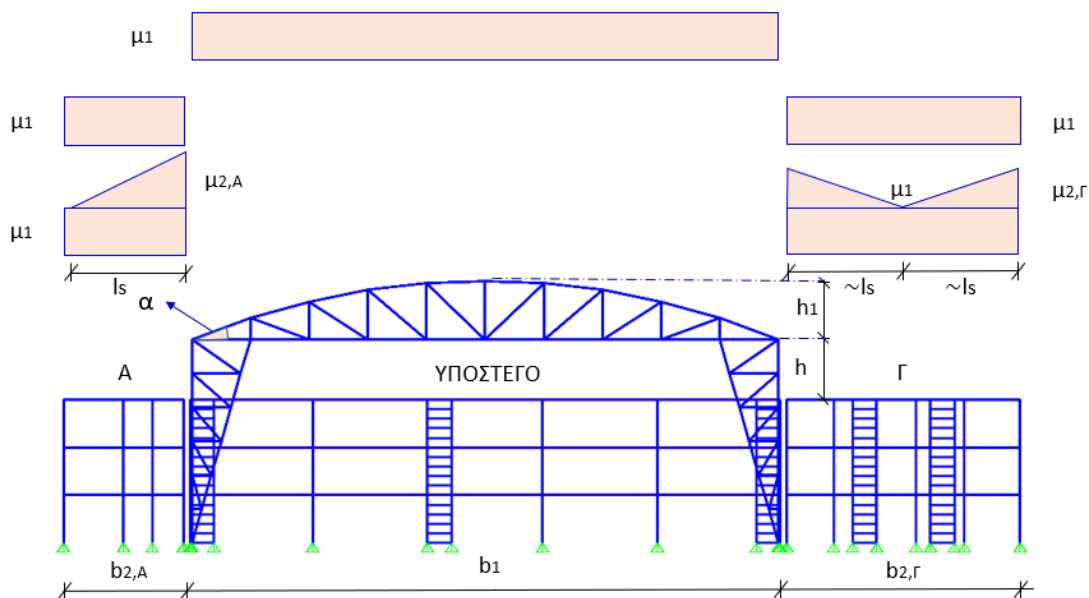
Με το συνιστώμενο περιορισμό: $5.00 \leq l_s \leq 15.00 \text{ m}$.

Εάν $b_2 < l_s$, ο συντελεστής στο άκρο της χαμηλότερης στέγης προσδιορίζεται με παρεμβολή μεταξύ μ_1 και μ_2 .

Οι οροφές των μεταλλικών κτιρίων είναι μονοκλινείς στέγες με κλίση $\alpha = 2.5 \%$ για την ομαλή απορροή των ομβρίων. Κατά την προσομοίωση του φορέα, η οροφή των κτιρίων λαμβάνεται οριζόντια.

Στην πρώτη περίπτωση το ομοιόμορφο φορτίο χιονιού στις οροφές των κτιρίων (χαμηλότερες επίπεδες στέγες), με συντελεστή μορφής φορτίου $\mu_1 = 0.80$, είναι ίσο με: $s = \mu_1 * C_e * C_t * s_k = 0.8 * 1 * 1 * 0.8006 = 0.641 \text{ kN/m}^2$.

Στην Εικόνα 5.2 φαίνονται τα κτίρια Α και Γ εκατέρωθεν του υπόστεγου και ορίζεται η γεωμετρία και οι συντελεστές μορφής των φορτίων χιονιού για τα υπόψη κτίρια για τις δύο περιπτώσεις φόρτισης.



Εικόνα 5.2: Γεωμετρία και συντελεστές μορφής φορτίων χιονιού για τα κτίρια Α και Β

Κτίριο Α:

Στους Πίνακες 5.2 και 5.3 δίνονται οι συντελεστές μ_s και μ_w για το Κτίριο Α.

Πίνακας 5.2: Συντελεστής $\mu_{s,A}$

Κλίση στέγης α [°]	μ_s
21	0.40

Πίνακας 5.3: Συντελεστής $\mu_{w,A}$

b_1 [m]	b_2 [m]	h [m]	l_s [m]	μ_w [m]
49.00	10.50	5.00	10.00	4.00

Τελικά, ο συντελεστής $\mu_{2,A}$ προκύπτει από:

$$\mu_{2,A} = \mu_{s,A} + \mu_{w,A} = 0.40 + 4.00 = 4.40$$

Και η ακραία τιμή του φορτίου χιονιού $s_{2,A}$ από:

$$s_{2,A} = \mu_{2,A} * C_e * C_t * s_k = 4.40 * 1 * 1 * 0.8006 = 3.523 \text{ kN/m}^2$$

Κτίριο Γ:

Στους Πίνακες 5.4 και 5.5 δίνονται οι συντελεστές μ_s και μ_w για το Κτίριο Γ.

Πίνακας 5.4: Συντελεστής $\mu_{s,\Gamma}$

Κλίση στέγης α [°]	μ_s
21	0.40

Πίνακας 5.5: Συντελεστής $\mu_{w,\Gamma}$

b_1 [m]	b_2 [m]	h [m]	l_s [m]	μ_w [m]
49.00	19.50	5.00	10.00	0.80

Το κτίριο Γ πλαισιώνεται από τα μεταλλικά υπόστεγα όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.2 και επομένως κατά τη διεύθυνση αυτή είναι προστατευμένο από τον άνεμο και ισχύει $\mu_{w,\Gamma} = 0.00$. Με το συνιστώμενο περιορισμό: $0.80 \leq \mu_w \leq 4.00$, τελικά λαμβάνει την τιμή 0.80.

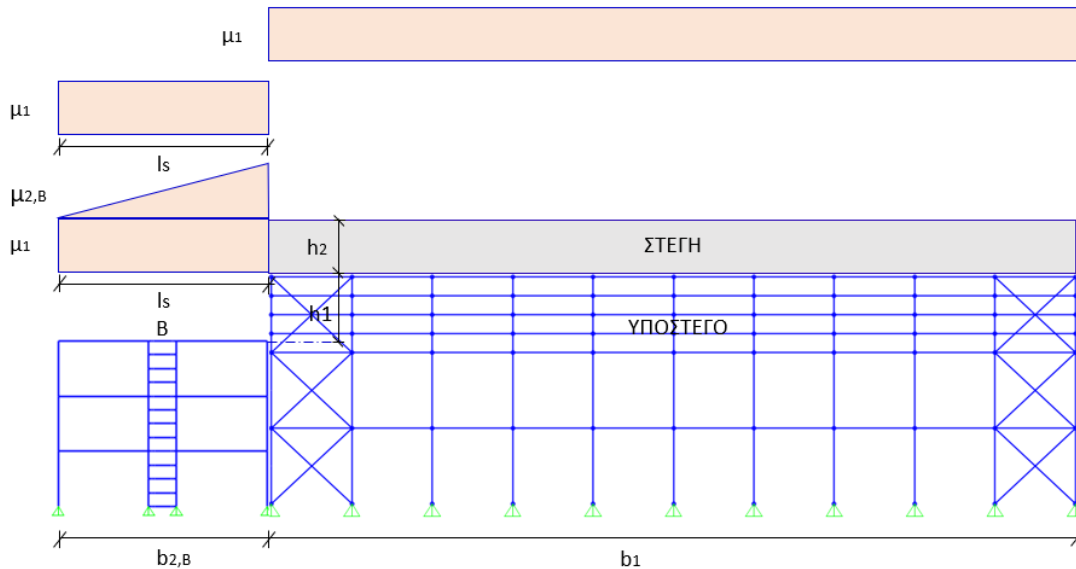
Τελικά, ο συντελεστής $\mu_{2,\Gamma}$ προκύπτει από:

$$\mu_{2,\Gamma} = \mu_{s,\Gamma} + \mu_{w,\Gamma} = 0.40 + 0.80 = 1.20$$

Και η ακραία τιμή του φορτίου χιονιού $s_{2,\Gamma}$ από:

$$s_{2,\Gamma} = \mu_{2,\Gamma} * C_e * C_t * s_k = 1.20 * 1 * 1 * 0.8006 = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

Στην Εικόνα 5.3 φαίνεται το κτίριο Β και ορίζεται η γεωμετρία και οι συντελεστές μορφής των φορτίων χιονιού για το υπόψη κτίριο για τις δύο περιπτώσεις φόρτισης.



Εικόνα 3.3: Γεωμετρία και συντελεστές μορφής φορτίων χιονιού για το κτίριο B

Κτίριο B:

Στους Πίνακες 5.6 και 5.7 δίνονται οι συντελεστές μ_s και μ_w για το Κτίριο B.

Πίνακας 5.6: Συντελεστής $\mu_{s,B}$

Κλίση στέγης α [°]	μ_s
0	0.00

Πίνακας 5.7: Συντελεστής $\mu_{w,B}$

b_1 [m]	b_2 [m]	h [m]	l_s [m]	μ_w [m]
60.00	15.00	7.63	15.00	4.00

Ο συντελεστής $\mu_{s,B}$ λαμβάνεται μηδενικός διότι το χιόνι ολισθαίνει παράλληλα στην άλλη διεύθυνση του υπόστεγου.

Τιμή του h λαμβάνεται το μέσο ύψος της στέγης: $\frac{(h_1+h_2)}{2} = \frac{(5.00+10.50)}{2} = 7.63$ m, όπου:

- $h_1 = 5.00$ m
- $h_2 = 5.50$ m
- $h = h_1 + h_2 = 5.00 + 5.50 = 10.5$ m

Λαμβάνεται το πραγματικό ύψος της στέγης (5.50 m) και όχι η κεντροβαρική απόσταση των πελμάτων της δικτυωτής δοκού η οποία χρησιμοποιείται στο μοντέλο, (5.00 m).

Τελικά, ο συντελεστής $\mu_{2,B}$ προκύπτει από:

$$\mu_{2,B} = \mu_{s,B} + \mu_{w,B} = 0.00 + 4.00 = 4.00$$

Και η ακραία τιμή του φορτίου χιονιού $s_{2,B}$ από:

$$s_{2,B} = \mu_{2,B} * C_e * C_t * s_k = 4.0 * 1 * 1 * 0.8006 = 3.20 \text{ kN/m}^2$$

Σύμφωνα με τις κατανομές των φορτίων χιονιού στις Εικόνες 5.2 και 5.3, υπολογίζεται και επιβάλλεται στην οροφή κάθε κτιρίου ένα ομοιόμορφο φορτίο χιονιού, το οποίο

προκύπτει από τη μέση τιμή των ακραίων τιμών των αντίστοιχων κατανομών. Οι τιμές του ομοιόμορφου φορτίου που λαμβάνονται υπόψη, παρατίθενται στον Πίνακα 5.8.

Πίνακας 5.8: Ομοιόμορφα φορτία χιονιού S στις οροφές των κτιρίων

Κτίριο	Φορτία χιονιού [kN/m ²]
A	2.10
B	2.00
Γ	1.00

Τα φορτία του πίνακα τα οποία προκύπτουν από μια ασύμμετρη κατανομή χιονιού είναι δυσμενέστερα σε σχέση με εκείνα της ομοιόμορφης κατανομής (συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού $\mu_1 = 0.8$), και είναι τελικά εκείνα που λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό.

5.1.4. Σεισμικά Φορτία

Ο νομός Μαγνησίας ανήκει στη σεισμική ζώνη II του ελληνικού χώρου, με σεισμική επιτάχυνση εδάφους $PGA = 0.24g$. Το κτίριο είναι συνήθους σπουδαιότητας (κατηγορία II) και Κατηγορίας Υψηλής Πλαστιμότητας. Ο Πίνακας 5.9 περιλαμβάνει τις παραδοχές για τα σεισμικά φορτία, σύμφωνα με τον EN1998.

Πίνακας 5.9: Παραδοχές σεισμικών φορτίων

Τύπος φάσματος	1
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II	Επιτάχυνση εδάφους 0.24g
Κατηγορία σπουδαιότητας II	$\gamma_1 = 1.0$ (Συνήθη κτίρια)
Έδαφος	$B(T_B = 0.15 s, T_c = 0.50 s)$
Συντελεστής συμπεριφοράς q	5 (FUSEIS1-1), 6 (MRFs)
Απόσβεση	5%
Συντελεστές φορτίων λειτουργίας για σεισμικό συνδυασμό	$\varphi = 1.00$ (οροφή) $\varphi = 0.80$ (λοιποί όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις)

Για τον υπολογισμό του μητρώου μάζας των κατασκευών ορίζονται τα φορτία μάζας ανά όροφο με βάση τον συνδυασμό:

$$G_k + \psi_{E,i} * Q_k$$

όπου:

$G_k = g_{k1} + g_{k2}$ είναι τα μόνιμα φορτία σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5.1.1

$Q_k = q_k$ είναι τα κινητά φορτία σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5.1.2

$\psi_{E,i} = \psi_{2,i} * \varphi$, ο συντελεστής συνδυασμού για τα κινητά φορτία της οροφής των ενδιάμεσων ορόφων. Στον Πίνακα 5.10 παρατίθενται ο συντελεστής $\psi_{E,i}$ ανά όροφο και στον Πίνακα 5.11 τα φορτία μάζας ανά όροφο.

Πίνακας 5.10: Συντελεστής συνδυασμού για τα κινητά φορτία $\psi_{E,i}$ ανά όροφο

	$\psi_{2,i}$	φ	$\psi_{E,i}$
Δώμα	0.3	1.0	0.3
Ενδιάμεσοι όροφοι	0.3	0.8	0.24

Πίνακας 5.11: Φορτία μάζας ανά όροφο

	Μόνιμες Δράσεις	Μεταβλητές Δράσεις	$\psi_{E,i}$	Φορτία Μάζας [kN/m ²]
Δώμα	4.00	2.00	0.30	4.60
Ενδιάμεσοι όροφοι	4.00	2.00	0.24	4.48

5.2. Συνδυασμοί δράσεων

Οι κατασκευές που σχεδιάζονται και εκτελούνται σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, πρέπει να ικανοποιούν καθ' όλη την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής τους, τις ακόλουθες θεμελιώδεις απαιτήσεις:

- Πρέπει να παραμένουν κατάλληλες για τη χρήση για την οποία προορίζονται
- Πρέπει να παραλαμβάνουν όλες τις δράσεις και τις διαφορές επιδράσεις που πιθανόν να λάβουν χώρα κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης τους

Ο έλεγχος των κατασκευών έναντι αστοχίας και λειτουργικότητας επιτυγχάνεται με τη χρήση των λεγόμενων «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με αρκετή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτικών καταστάσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή τόσο κατά τη φάση ανέγερσης όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται ως ακολούθως:

- Καταστάσεις διαρκείας, που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης
- Παροδικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών
- Τυχηματικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση.
- Καταστάσεις σεισμού, που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS-ultimate limit states)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (SLS-serviceability limit states)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, ενώ οι οριακές καταστάσεις

λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες).

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί της κατασκευής. Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

Συνδυασμοί την οριακή κατάσταση αστοχίας:

- Για κατάσταση διάρκειας/παροδική:

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

- Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

- Για καταστάσεις σεισμού:

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

Συνδυασμοί την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

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

- Συχνός συνδυασμός:

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

- Ημιμόνιμος συνδυασμός:

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

όπου:

$G_{k,j}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων

P είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{k,j}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή των μεταβλητών δράσεων

A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης ($\gamma_{A,i} = 1.0$)

A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{G,j}, \gamma_{Q,i}$ είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας, δίνονται στον Πίνακα 5.12

$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$ είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων, δίνονται στον Πίνακα 5.13.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να λαμβάνονται υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις, κ.ά.)

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Πίνακας 5.12: Συντελεστές ασφαλείας μόνιμων ($\gamma_{G,j}$) και μεταβλητών δράσεων ($\gamma_{Q,i}$)

	Μόνιμες / Παροδικές
G_k	1.35 (δυσμενής επιρροή)
	1.00 (ευμενής επιρροή)
Q_k	1.50 (δυσμενής επιρροή)
	0.00 (ευμενής επιρροή)

Πίνακας 5.13: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά EN1990

Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, Κατ. Β: γραφεία	0.7	0.5	0.3
Φορτία χιονιού σε μη βατές στέγες (EAK2000)	0.5	0.2	0.3

Συνδυασμοί που λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό στην:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας:
 - Καταστάσεις διαρκείας/παροδικές:

$$1.35G_k + 1.5Q_k$$

$$1.35G_k + 1.5Q_k + 1.5 * 0.5S_k$$

$$1.35G_k + 1.5S_k + 1.5 * 0.7Q_k$$

- Καταστάσεις σεισμού:

$$G_k + 0.3Q_k \pm E_d$$

$$G_k + 0.3Q_k + 0.3S_k \pm E_d$$

- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:
 - Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$G_k + Q_k$$

$$G_k + Q_k + 0.5S_k$$

$$G_k + S_k + 0.7Q_k$$

όπου:

G_k είναι τα μόνιμα φορτία

Q_k είναι τα μεταβλητά φορτία

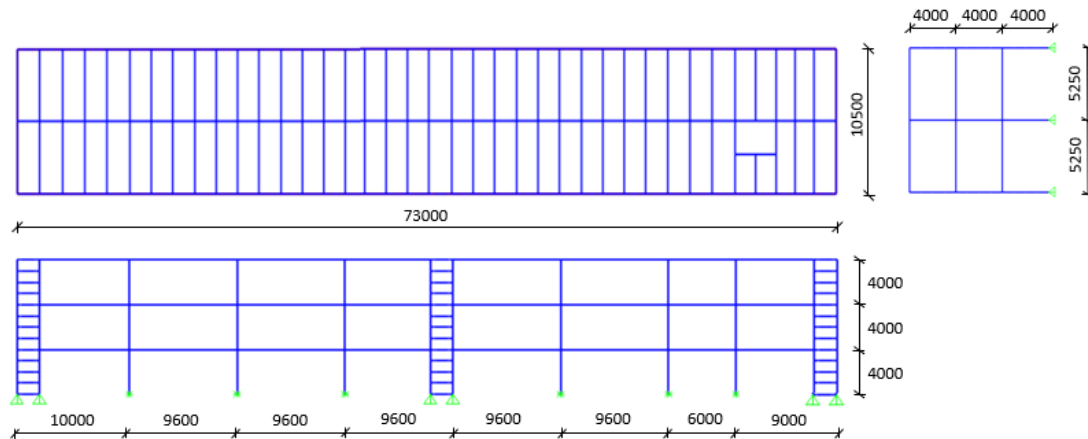
S_k είναι τα φορτία χιονιού και επιβάλλονται στις οροφές των κτιρίων

$E_d = \begin{cases} \pm E_x \pm 0.3 * E_y \\ \pm 0.3 * E_x \pm E_y \end{cases}$, είναι τα σεισμικά φορτία και προέρχονται από συνδυασμούς των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού E_x και E_y

6. Κτίριο A

6.1. Περιγραφή φορέα

Η γεωμετρία της κατασκευής δίνεται στην Εικόνα 6.1. Πρόκειται για τριώροφο κτίριο, με διαστάσεις σε κάτοψη $73.00 \times 10.50 \text{ m}^2$, ύψος ορόφου 4.00 m και συνολικό ύψος 12.00 m . Το μήκος των σχηματιζόμενων φατνωμάτων κυμαίνεται μεταξύ $6.00\text{-}10.00 \text{ m}$. Διαδοκίδες έχουν τοποθετηθεί ανά 2.00 m .

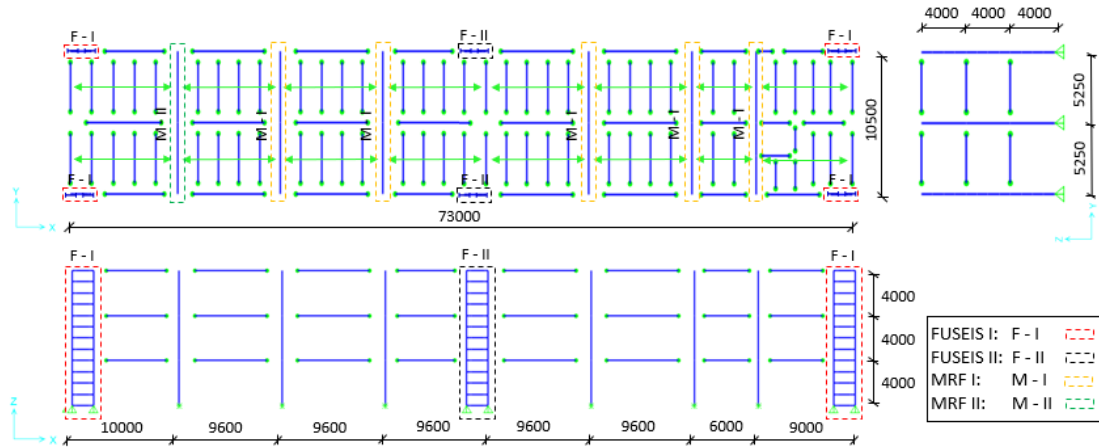


Εικόνα 6.1: Κάτοψη και κατακόρυφη διαμόρφωση της κατασκευής

Τα δομικά συστήματα που εφαρμόζονται για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας του κτιρίου έναντι σεισμού και οριζόντιων φορτίων είναι 6 συστήματα FUSEIS1-1 κατά τη διαμήκη διεύθυνση (διεύθυνση X) τοποθετημένα στην περίμετρο του κτιρίου και 6 πλαίσια ροπής (MRFs) κατά την εγκάρσια διεύθυνση (διεύθυνση Y), τοποθετημένα σε τέτοιες θέσεις κατά μήκος του φορέα ώστε τα συστήματα των δύο διευθύνσεων να είναι ανεξάρτητα μεταξύ τους. Εφαρμόζονται δύο συστήματα FUSEIS1-1, το FUSEIS I και FUSEIS II, και δύο MRFs, το MRF I και MRF II, στα οποία γίνεται ξεχωριστή αναφορά όπου κρίνεται απαραίτητο. Στην Εικόνα 6.2 σημαίνονται τα συστήματα σεισμικής αντίστασης του κτιρίου στις δύο διευθύνσεις. Το ακραίο MRF II διαμορφώνεται ισχυρότερο συγκριτικά με τα MRFs I ώστε με τη θέση του και δυσκαμψία του να μειώνει τις στροφές του κτιρίου.

Κάθε σύστημα FUSEIS1-1 αποτελείται από δύο υποστυλώματα διατομής HEB280 με κεντροβαρική απόσταση 2.00 m . Οι εδράσεις τους είναι αρθρωτές. Συνδέονται μεταξύ τους με τέσσερις οριζόντιες δοκούς σε κάθε όροφο με εξαίρεση το ισόγειο όπου τοποθετείται μια επιπλέον δοκός στη στάθμη του εδάφους, ώστε να μην μεταφέρονται πρόσθετες ροπές στη θεμελίωση. Ο τύπος των δοκών είναι HEA και οι διατομές τους αυξάνονται σε μέγεθος από τους ανώτερους προς τους κατώτερους ορόφους ακολουθώντας την αύξηση της τέμνουσας βάσης από την οροφή στη βάση (Πίνακας 6.1 και Εικόνες 6.3 και 6.4). Στα άκρα τους, σε μικρή απόσταση από τη σύνδεσή τους με το υποστυλώμα, τα πέλματα αποκόπτονται κατά $35\% - 50\%$ περίπου σχηματίζοντας RBS. Οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα του συστήματος είναι συνδέσεις ροπής. Όσον αφορά το υλικό των μελών του συστήματος, για τις δοκούς χρησιμοποιείται χάλυβας S235, ενώ για τα υπόλοιπα μέλη χάλυβας S355.

Στα πλαίσια ροπής, οι χαλύβδινες δοκοί είναι HEA και οι συνδέσεις τους με τα υποστρώματα του πλαισίου είναι συνδέσεις ροπής. Οι εδράσεις των υποστρωμάτων εξασφαλίζουν συνθήκες πάκτωσης εντός επιπέδου του πλαισίου ενώ συνθήκες άρθρωσης για εκτός επιπέδου του πλαισίου. Για τα μέλη των MRFs χρησιμοποιείται χάλυβας S355.

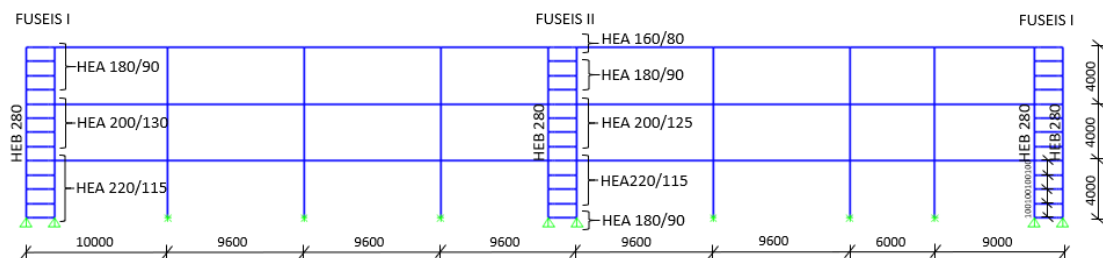


Εικόνα 6.2: Σχέδιο διαμόρφωσης του κτιρίου με σήμανση των συστημάτων αντίστασης έναντι πλευρικού φορτίου

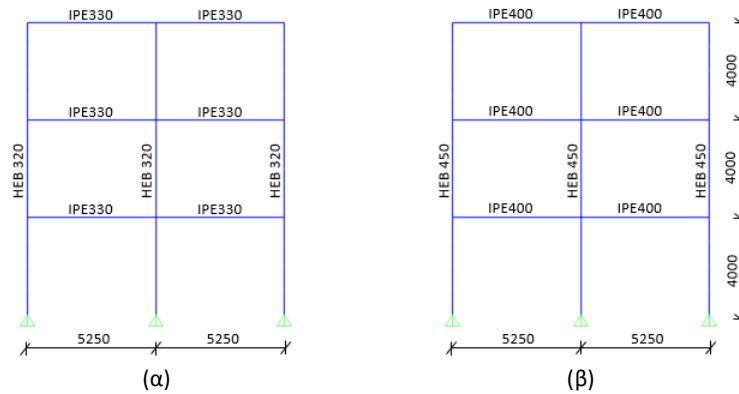
Πίνακας 6.1: Διατομές δοκών FUSEIS1-1

Όροφος	Διατομή	b_f/b_{FRBS} [mm]	
		FUSEIS I	FUSEIS II
1	HEA180	-	180/90
1	HEA220	220/115	220/115
2	HEA200	200/130	200/125
3	HEA180	180/90	180/90
3	HEA160	-	160/80

b_f = Πλάτος πέλματος πλήρους διατομής
 b_{FRBS} = Πλάτος πέλματος απομειωμένης διατομής

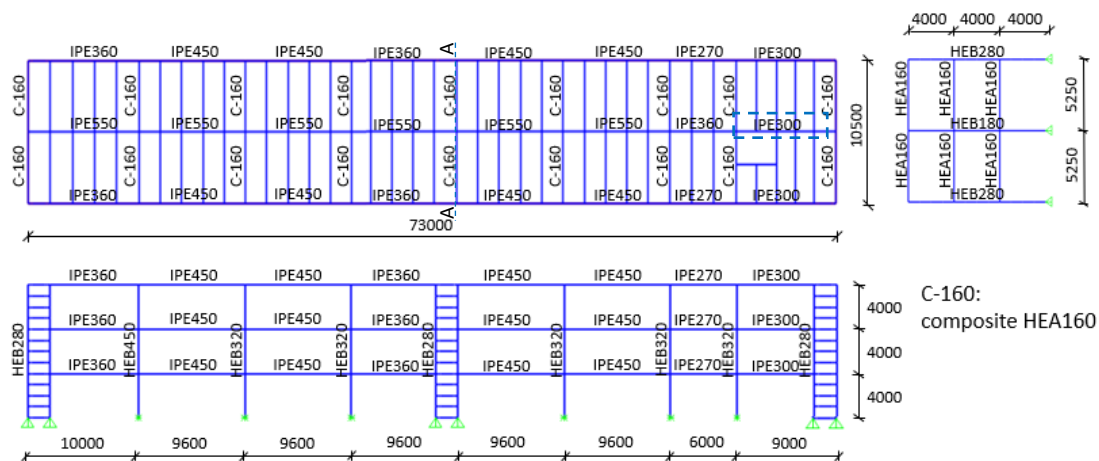


Εικόνα 6.3: Διατομές δοκών FUSEIS1-1 κατά τη διαμήκη διεύθυνση X



Εικόνα 6.4: Διατομές MRFs στη διεύθυνση Υ: α) MRF I, β) MRF II

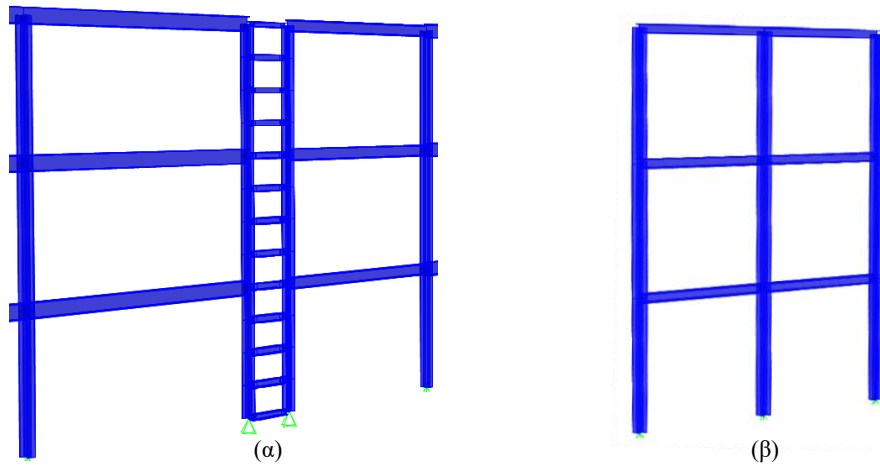
Ο υπόλοιπος φορέας (δοκοί και υποστυλώματα) σχεδιάζεται για την παραλαβή μόνο κατακόρυφων φορτίων με τη διαμόρφωση απλών συνδέσεων τέμνουσας μεταξύ των δομικών στοιχείων του. Επιπλέον συνδέεται αρθρωτά με τα υποστυλώματα των συστημάτων FUSEIS1-1 και MRFs ώστε να μην υπάρχει μεταφορά πρόσθετων ροπών στα τελευταία. Η έδρασή του υλοποιείται με αρθρώσεις στη βάση των υποστυλωμάτων. Οι διατομές που εφαρμόζονται στα υποστυλώματα και στις δοκούς του συστήματος παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων φαίνονται στην Εικόνα 6.5. Τα υποστυλώματα έχουν χαλύβδινη διατομή από HEB120 μέχρι HEB220. Οι κύριες δοκοί οι οποίες βρίσκονται παράλληλα στο διαμήκη άξονα του κτιρίου έχουν χαλύβδινες διατομές από IPE270 μέχρι IPE550. Οι κύριες και δευτερεύουσες δοκοί οι οποίες βρίσκονται εγκάρσια στο διαμήκη άξονα του κτιρίου διαμορφώνονται σύμμικτες και αποτελούνται από χαλύβδινες διατομές HEA160 συνδεδεμένες με τις σύμμικτες πλάκες συνολικού ύψους 13.00cm μέσω κατάλληλου αριθμού διατμητικών ήλων. Χρησιμοποιείται χάλυβας S355.



Εικόνα 6.5: Διατομές των μελών του φορέα

6.2. Προσομοίωση

Ο φορέας προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού (beam elements) διερχόμενα από το κέντρο βάρους του μέλους. Οι σύμμικτες πλάκες δεν προσομοιώνονται. Το προσομοίωμα του φορέα δίνεται στην Εικόνα 6.6.



Εικόνα 6.6: Προσομοίωση φορέα στο SAP2000: α) FUSEIS1-1, β) MRFs

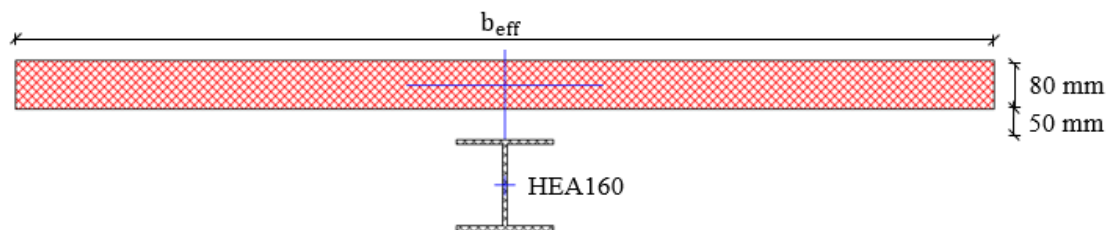
Οι διαδοκίδες και κύριες δοκοί του φορέα στη διεύθυνση Y διαμορφώνονται σύμμικτες με συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} . Ο υπολογισμός και η προσομοίωσή τους γίνεται σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3.1.3. Αρχικά υπολογίζεται το συνεργαζόμενο πλάτος του πέλματος των πλακοδοκών εκατέρωθεν του κορμού τους. Για $b_o = 0.00 \text{ m}$, τοποθετημένες διαδοκίδες ανά 2.00 m , $b_i = \frac{2.00}{2} = 1.00 \text{ m}$ και $L_e = 5.25 \text{ m}$, υπολογίζεται:

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} = \frac{5.25}{8} = 0.656 \text{ m} \leq b_i = 1.00 \text{ m}$$

$$\beta_i = 0.55 + 0.25 * \frac{5.25}{1} = 1.8625 \text{ m} > 1.0$$

$$b_{eff} = b_o + \sum \beta_i * b_{ei} = 0 + 2 * 1 * 0.656 = 1.312 \text{ m}$$

Η σύμμικτη διατομή αποτελούμενη από την σιδηροδοκό HEA160 και την πλάκα σκυροδέματος πάχους $h_c = 80 \text{ mm}$ και συνεργαζόμενου πλάτους $b_{eff} = 1312 \text{ mm}$ παρουσιάζεται στην Εικόνα 6.7.

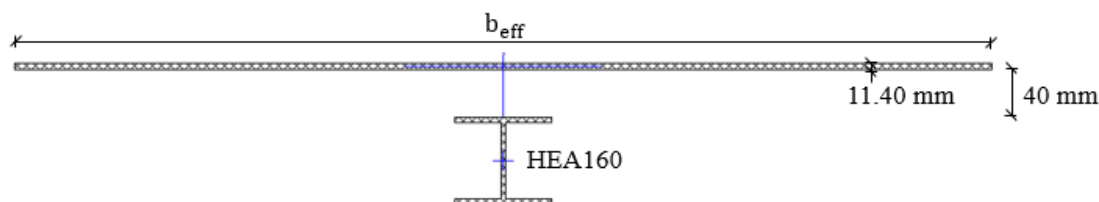


Εικόνα 6.7: Σύμμικτη διατομή δοκού

Για να ληφθούν υπόψη στις αναλύσεις τα αδρανειακά μεγέθη της σύμμικτης διατομής, γίνεται χρήση της μεθόδου ισοδύναμης διατομής. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, η διατομή του σκυροδέματος συμπεριφέρεται ως ισοδύναμη διατομή χάλυβα εμβαδού:

$$A_{ce} = A_c * \frac{E_c}{E_a} = A_c * \frac{30}{210} = \frac{80}{7} * 1312 \sim 11.40 * 1312 \text{ mm}^2$$

Η σύμμικτη διατομή μετατρέπεται λοιπόν σε ισοδύναμη διατομή χάλυβα, αποτελούμενη από τη διατομή της σιδηροδοκού και την ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή του σκυροδέματος. Προσομοιώνεται ως χαλύβδινη και υπολογίζονται τα γεωμετρικά και αδρανειακά στοιχεία της. Στους υπολογισμούς δεν λαμβάνονται υπόψη ο σιδηροπλισμός και το χαλυβδόφυλλο των συμμίκτων πλακών. Η ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή φαίνεται στην Εικόνα 6.8.



Εικόνα 6.8: Ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή

Όσον αφορά την προσομοίωση των δοκών του συστήματος FUSEIS1-1, χρησιμοποιούνται πέντε επιμέρους στοιχεία, τα ακραία και το μεσαίο με την πλήρη διατομή και τα υπόλοιπα δύο με την απομειωμένη διατομή στις θέσεις των RBS. Οι διαστάσεις τους παρατίθενται στους Πίνακες 6.1 και 6.2 και υπολογίζονται σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1. Στα άκρα των δοκών εισάγονται άκαμπτα στοιχεία μήκους ίσου με την απόσταση του κέντρου βάρους του υποστυλώματος από το άκρο της δοκού. Η απομείωση των διατομών RBS είναι τέτοια ώστε να κατατάσσονται στην Κατηγορία Διατομής 1. Η προσομοίωση του συστήματος γίνεται σύμφωνα με όσα περιγράφονται στο Κεφάλαιο 3.1.1.

Πίνακας 6.2: Διαστάσεις δοκών συστήματος FUSEIS I και FUSEIS II

Όροφος	Διατομή	a [mm]	b [mm]
1	HEA220	130	160
2	HEA200	120	145
3	HEA180	110	130
3	HEA160	95	115

Στη συνέχεια δίνονται αναλυτικά τα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων, γραμμικών και μη γραμμικών, για το φορέα.

6.3. Έλεγχοι φορέα για τους βασικούς συνδυασμούς

Εισάγονται στο φορέα τα μόνιμα και κινητά φορτία και εφαρμόζονται συνδυασμοί τους σύμφωνα με την Κεφάλαιο 3. Διενεργείται γραμμική ελαστική ανάλυση. Από τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν γίνεται ο έλεγχος των δοκών και των υποστυλωμάτων του φορέα σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ) και Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) βάσει του EN1993-1-1.

6.3.1. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

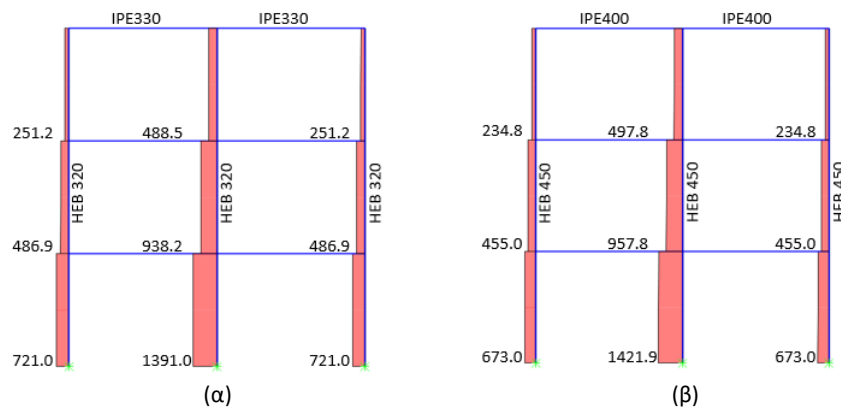
Τα μέλη του φορέα, υποστυλώματα και δοκοί, τα οποία παραλαμβάνουν αποκλειστικά τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής, διαστασιολογούνται στην ΟΚΑ. Τα υποστυλώματα ελέγχονται για τη δυσμενέστερη αξονική δύναμη N_{Ed} , οι χαλύβδινες

και οι σύμμικτες δοκοί για τη δυσμενέστερη τέμνουσα V_{Ed} στα άκρα και για τη δυσμενέστερη ροπή M_{Ed} του ανοίγματος.

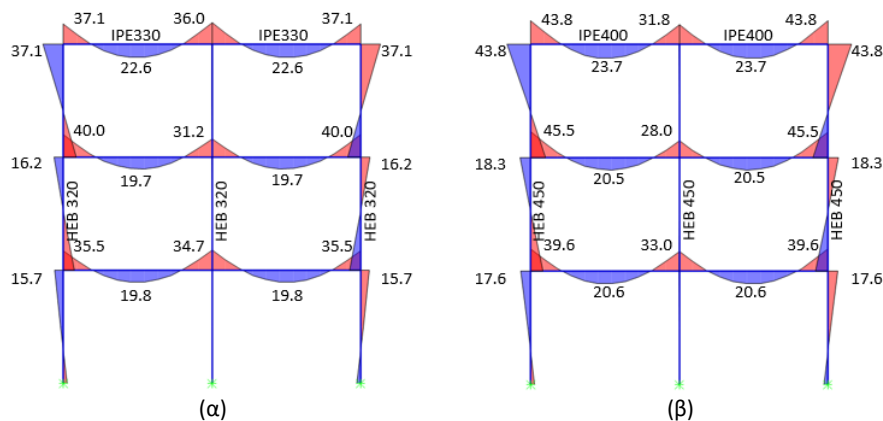
Στον Πίνακα 6.3 παρατίθενται οι έλεγχοι των μελών με τους μέγιστους συντελεστές εκμετάλλευσης που παρατηρούνται στο σύνολο του φορέα. Τα διαγράμματα των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών βάσει των οποίων διαστασιολογείται ο φορέας στην ΟΚΑ παρατίθενται στις Εικόνες 6.9 - 6.14.

Πίνακας 6.3: Συντελεστές εκμετάλλευσης φορέα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων σε ΟΚΑ

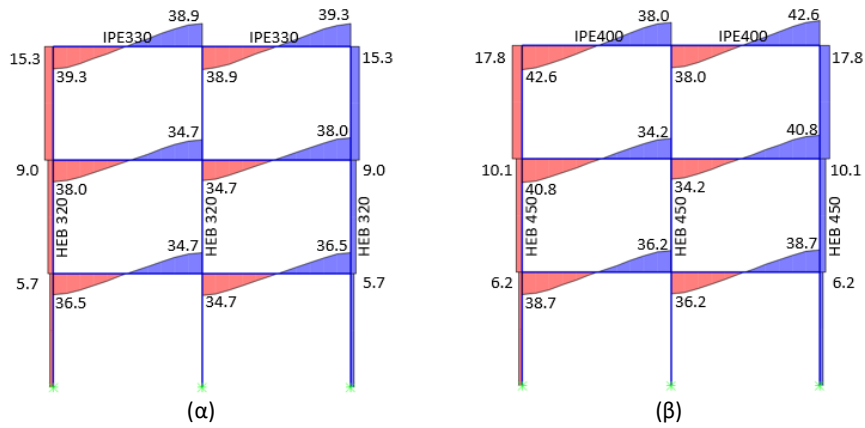
Μέλη	Έλεγχος	Συντελεστής εκμετάλλευσης
Υποστυλώματα	$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1.0$	0.826
Χαλύβδινες δοκοί	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1.0$ & $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$	0.832
Σύμμικτες δοκοί	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1.0$ & $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$	0.396



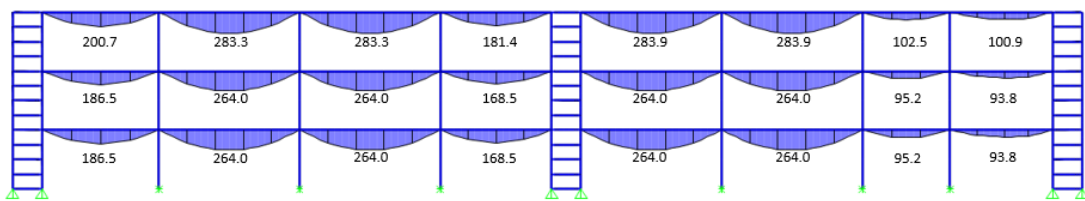
Εικόνα 6.9: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων (kN) : α) MRF I, β) MRF II



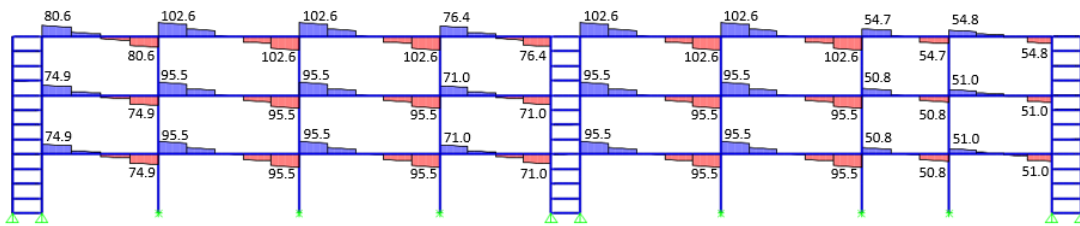
Εικόνα 6.10: Διάγραμμα ροπών κάμψης χαλύβδινων δοκών (kNm): α) MRF I, β) MRF II



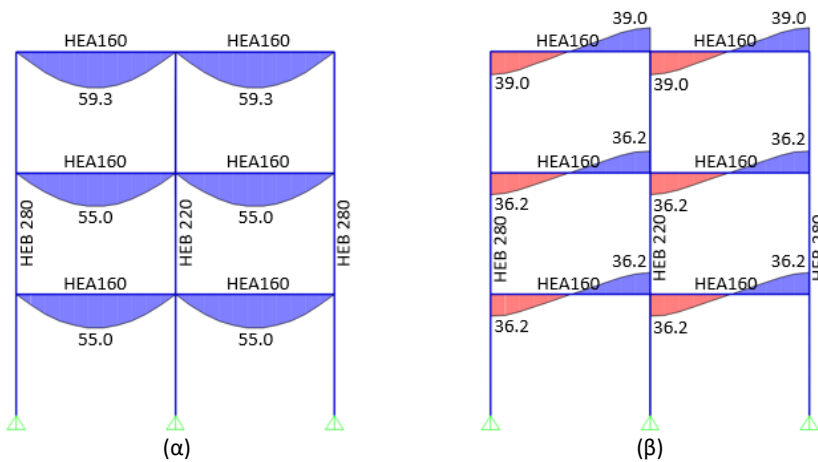
Εικόνα 6.11: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων χαλύβδινων δοκών (kN): α) MRF I, β) MRF II



Εικόνα 6.12: Διάγραμμα ροπών κάμψης χαλύβδινων δοκών (kNm)



Εικόνα 6.13: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων χαλύβδινων δοκών (kN)



Εικόνα 6.14: Διαγράμματα σύμμικτων δοκών στην τομή Α-Α: α) Ροπών κάμψης (kNm), β) Τεμνουσών δυνάμεων (kN)

Οι συντελεστές εκμετάλλευσης των δοκών και των υποστυλωμάτων FUSEIS1-1 σε ΟΚΑ είναι χαμηλοί, καθώς ο έλεγχος δεν είναι κρίσιμος για τα μέλη αυτά.

6.3.2. Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Ο έλεγχος του βέλους κάμψης των δοκών του φορέα λόγω των μόνιμων και ωφέλιμων φορτίων γίνεται με βάση τις οριακές τιμές του Πίνακα 3.1. Ο περιορισμός μέγιστων βελών κάμψης δ_{max} είναι κρίσιμος για τις χαλύβδινες δοκούς. Στην περίπτωση των συμμίκτων δοκών, ο έλεγχος γίνεται στη φάση λειτουργίας θεωρώντας ότι υπάρχει προσωρινή υποστήριξη της σιδηροδοκού στη φάση σκυροδέτησης. Ορίζεται νέα σύμμικτη διατομή με τη μέθοδο ισοδύναμης διατομής, θεωρώντας στους υπολογισμούς τιμή $E_c/3$ για το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος, ώστε να λαμβάνονται υπόψη οι επιρροές λόγω χρόνιων παραμορφώσεών του. Ενδεικτικά παρατίθενται στον Πίνακα 6.4 και 6.5 οι κρίσιμότεροι έλεγχοι των χαλύβδινων και συμμίκτων δοκών. Οι οριακές τιμές δ_{max} και δ_{2max} υπολογίζονται σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 και οι αντίστοιχες μέγιστες τιμές δ και δ_2 λαμβάνονται από την ελαστική ανάλυση.

Πίνακας 6.4: Έλεγχοι βελών κάμψης χαλύβδινης διατομής IPE300 (σήμανση στην Εικόνα 6.5)

	L [m]	δ [m]	δ_2 [m]	δ_{max} [m]	δ_{2max} [m]
Δώμα	5.30	0.0207	0.0076	0.0212	0.0177
Δάπεδα	5.30	0.0193	0.0062	0.0212	0.0177

Πίνακας 6.5: Έλεγχοι βελών κάμψης σύμμικτης διατομής

	L [m]	δ [m]	δ_2 [m]	δ_{max} [m]	δ_{2max} [m]
Δώμα	5.25	0.0073	0.0027	0.0210	0.0175
Δάπεδα	5.25	0.0068	0.0022	0.0210	0.0175

Οι δοκοί των συστημάτων FUSEIS1-1 δεν συμμετέχουν στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων και ο έλεγχός τους σε ΟΚΛ δεν είναι κρίσιμος.

6.4. Έλεγχοι φορέα σε σεισμικά φορτία

Για τον έλεγχο της συνολικής ευστάθειας του φορέα και το σχεδιασμό των πλαστικών και μη πλαστικών μελών του σε σεισμικά φορτία ακολουθείται η μεθοδολογία του Κεφαλαίου 3. Η μέθοδος ανάλυσης που διενεργείται είναι η δυναμική φασματική κατά EN1998-1-1. Σε κάθε κύρια διεύθυνση του φορέα λαμβάνονται τόσες ιδιομορφές ώστε το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Η επιρροή των ανελαστικών παραμορφώσεων λαμβάνεται υπόψη με το συντελεστή συμπεριφοράς $q=5$ για τη διεύθυνση X όπου εφαρμόζονται τα FUSEIS1-1 και συντελεστή συμπεριφοράς $q=6$ για τη διεύθυνση Y όπου εφαρμόζονται τα MRFs.

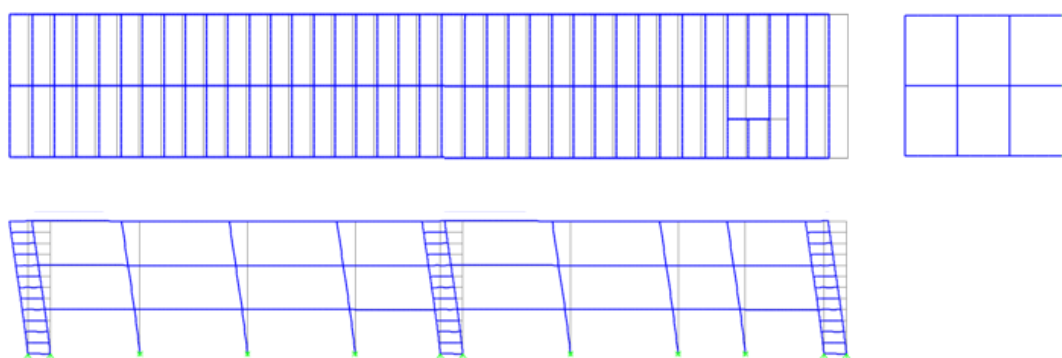
6.4.1. Φασματική ιδιομορφική ανάλυση

Η τιμή της ιδιοπεριόδου και τα ποσοστά της ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου κατά τις διευθύνσεις X και Y για τις οχτώ πρώτες ιδιομορφές του δίνονται στον Πίνακα 6.6. Στον ίδιο Πίνακα δίνονται επίσης για κάθε ιδιομορφή τα αθροιστικά ποσοστά ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου στις δύο διευθύνσεις. Παρατηρείται ότι η συμβολή

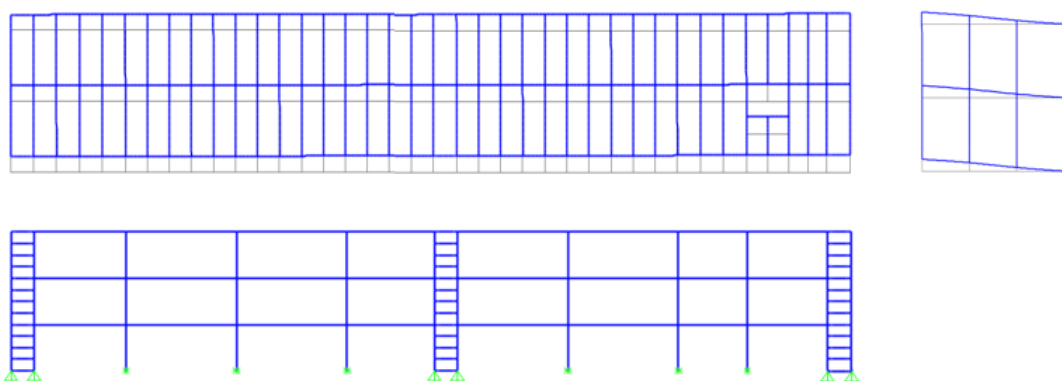
τους είναι σε ποσοστό μεγαλύτερο του 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου και στις δύο διευθύνσεις. Στις Εικόνες 6.15 - 6.17 δίνονται τα σχήματα της 1^{ης}, 2^{ης} και 3^{ης} ιδιομορφής του κτιρίου αντίστοιχα. Οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές, ενώ η τρίτη περιστροφική.

Πίνακας 6.6: Ιδιοπερίοδοι, ποσοστά και αθροιστικά ποσοστά ταλαντούμενης μάζας κατά τη διεύθυνση X και Y

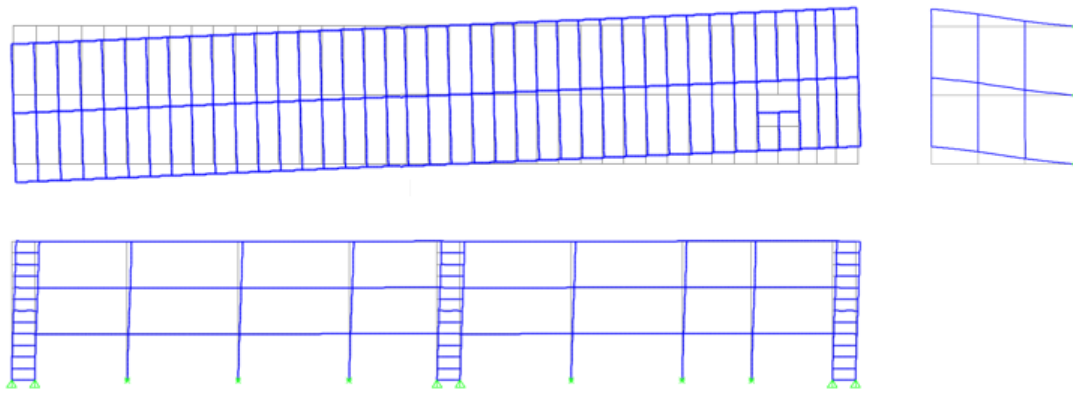
Ιδιομορφή	Περίοδος [sec]	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.1985	0.8365	0.0000	0.8365	0.0000
2	1.0746	0.0000	0.8260	0.8365	0.8260
3	1.0283	0.0000	0.0021	0.8365	0.8281
4	0.3712	0.1397	0.0000	0.9763	0.8281
5	0.3060	0.0000	0.0000	0.9763	0.8281
6	0.3036	0.0000	0.0000	0.9763	0.8281
7	0.3028	0.0000	0.0000	0.9763	0.8281
8	0.3018	0.0000	0.1119	0.9763	0.9400



Εικόνα 6.15: Σχήμα 1^{ης} ιδιομορφής κατά X (T=1.199 sec, UX=0.837)



Εικόνα 6.16: Σχήμα 2^{ης} ιδιομορφής κατά Y (T=1.075 sec, UY=0.826)



Εικόνα 6.17: Σχήμα 3^{ης} ιδιομορφής - περιστροφική (T=1.029 sec)

6.4.2. Γωνιακή παραμόρφωση ορόφου

Από τη γραμμική ελαστική ανάλυση λαμβάνονται οι μέσες απόλυτες οριζόντιες μετακινήσεις d για κάθε όροφο του κτιρίου. Από τη διαφορά των μέσων απόλυτων οριζόντιων μετακινήσεων κορυφής και βάσης του υπό εξέταση ορόφου προκύπτουν οι μέσες σχετικές οριζόντιες μετακινήσεις d_{rel} . Οι ανελαστικές οριζόντιες μετακινήσεις d_r των ορόφων για το σεισμό σχεδιασμού υπολογίζονται σύμφωνα με την εξίσωση: $d_r = q * d_{rel}$. Η τιμή σχεδιασμού της γωνιακής παραμόρφωσης του ορόφου d_r πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τον έλεγχο:

$$d_r * v \leq 0.0075 * h$$

ο οποίος ισχύει για κτίρια με πλαστικά μη φέροντα στοιχεία, όπου ο μειωτικός συντελεστής v παίρνει την τιμή 0.50 λόγω της κατηγορίας σπουδαιότητας του κτιρίου (συνήθη κτίρια) και $h = 4.00 \text{ m}$ το ύψος του υπό εξέταση ορόφου.

Ο έλεγχος πραγματοποιείται με προσανξημένα τα σεισμικά μεγέθη σύμφωνα με την Κεφάλαιο 3.4. Στους Πίνακες 6.7 και 6.8 περιλαμβάνονται τα βήματα υπολογισμού των ανελαστικών μετακινήσεων d_r καθώς και ο έλεγχος γωνιακών παραμορφώσεων των ορόφων του κτιρίου κατά τη διεύθυνση X και Y αντίστοιχα. Ο έλεγχος επαληθεύεται σε όλες τις περιπτώσεις με τιμές $d_r * v/h$ κοντά στην οριακή. Ο έλεγχος είναι καθοριστικός για την επιλογή διατομών για τα μέλη των συστημάτων FUSEIS1-1 και των MRFs.

Πίνακας 6.7: Έλεγχος γωνιακής παραμόρφωσης ορόφων κατά X

Όροφος	d_x [m]	$d_{x,rel}$ [m]	d_r [m]	$d_r * v/h$	≤ 0.0075
1	0.01070	0.01070	0.05350	0.00669	OK
2	0.02270	0.01200	0.06000	0.00750	OK
3	0.03460	0.01190	0.05950	0.00744	OK

Πίνακας 6.8: Έλεγχος γωνιακής παραμόρφωσης ορόφων κατά Y

Όροφος	d_y [m]	$d_{y,rel}$ [m]	d_r [m]	$d_r * v/h$	≤ 0.0075
1	0.00760	0.00760	0.04560	0.00570	OK
2	0.01760	0.01000	0.06000	0.00750	OK
3	0.02510	0.00750	0.04500	0.00563	OK

6.4.3. Επιρροές 2^{ας} τάξης

Για τον έλεγχο των επιρροών 2^{ας} τάξης απαιτείται γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού υπό την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων του σεισμικού συνδυασμού $1.0 * G + 0.3 * \varphi * Q$. Από την ανάλυση προσδιορίζονται όλες οι ιδιομορφές λυγισμού και οι αντίστοιχοι συντελεστές α_{cr} . Ο κρίσιμος συντελεστής λυγισμού για τη διεύθυνση X και Y του κτιρίου, αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιομορφή που μετακινεί το κτίριο κατά την υπόψη διεύθυνση. Υπολογίζεται λοιπόν ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου σύμφωνα με την εξίσωση: $\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \leq 0.3$, λαμβάνοντας υπόψη ότι οι ανελαστικές πλευρικές παραμορφώσεις προκύπτουν από πολλαπλασιασμό των αντίστοιχων ελαστικών με το συντελεστή συμπεριφοράς q .

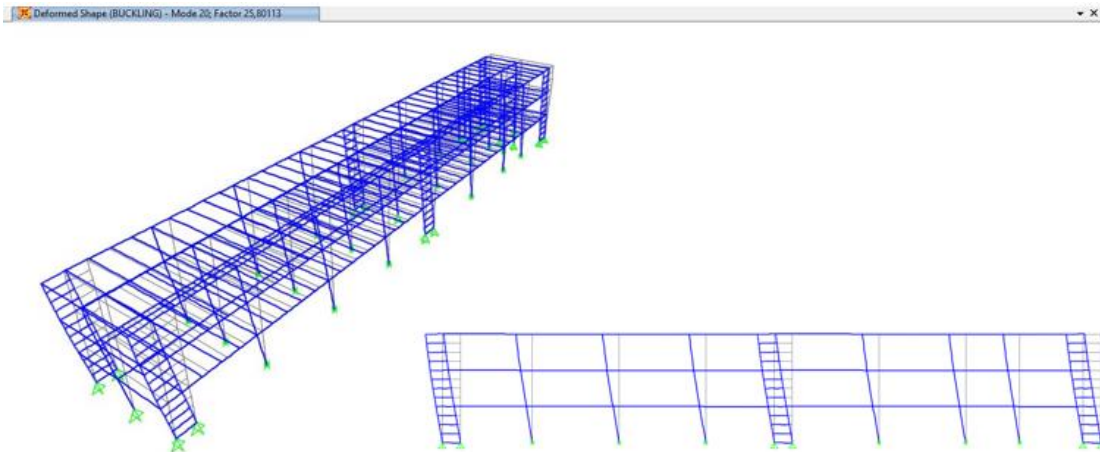
Στις Εικόνες 6.18 και 6.19 δίνονται τα σχήματα της πρώτης πλευρικής ιδιομορφής λυγισμού του κτιρίου κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του. Στους Πίνακες 6.9 και 6.10 περιλαμβάνονται οι κρίσιμοι συντελεστές λυγισμού, οι αντίστοιχοι δείκτες σχετικής μεταθετότητας ορόφου θ και ο έλεγχος επιρροών 2^{ας} τάξης κατά τη διεύθυνση X και Y του κτιρίου. Σε όλες τις περιπτώσεις ισχύει $0.1 < \theta < 0.2$, επομένως δεν απαιτείται ανάλυση με θεωρία 2^{ας} τάξης. Οι επιρροές 2^{ας} τάξης λαμβάνονται υπόψη σε κάθε διεύθυνση προσεγγιστικά με επαύξηση των σεισμικών δράσεων μέσω των συντελεστών $1/(1-\theta)$, που δίνονται στους Πίνακες 6.9 και 6.10.

Πίνακας 6.9: Έλεγχος φαινομένων 2^{ας} τάξης και επαυξητικός συντελεστής σεισμικών δράσεων κατά X

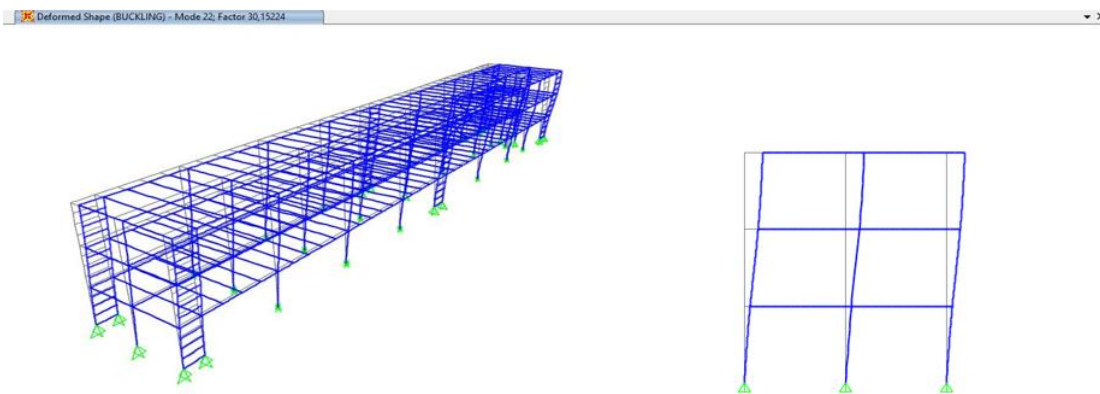
α_{cr}	θ	≤ 0.2	$1/(1-\theta)$
25.870	0.1933	OK	1.240

Πίνακας 6.10: Έλεγχος φαινομένων 2^{ας} τάξης και επαυξητικός συντελεστής σεισμικών δράσεων κατά Y

α_{cr}	θ	≤ 0.2	$1/(1-\theta)$
30.160	0.1658	OK	1.199



Εικόνα 6.18: Πρώτη πλευρική ιδιομορφή λυγισμού κατά X



Εικόνα 6.19: Πρώτη πλευρική ιδιομορφή λυγισμού κατά Y

6.4.4. Έλεγχος πλαστικών μελών συστήματος FUSEIS1-1

Η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας κατά τη διαμήκη διεύθυνση X αναμένεται εντός των RBS στα άκρα των δοκών του συστήματος FUSEIS1-1. Επομένως ο σχεδιασμός των δοκών γίνεται με τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη εντός των RBS του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού, με προσαυξημένα τα σεισμικά μεγέθη λόγω επιρροών 2^{ας} τάξης (Κεφάλαιο 6.4.3). Πραγματοποιούνται έλεγχοι των δυσμενέστερων διατομών RBS έναντι αξονικών και διατμητικών δυνάμεων καθώς και καμπτικών ροπών σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3.5.1 και τα αποτελέσματά τους δίνονται στους Πίνακες 6.11 - 6.17.

Ο έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις πραγματοποιείται βάσει της ανίσωσης: $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq$

0.15. Οι δοκοί του συστήματος FUSEIS1-1 καταπονούνται από αμελητέες αξονικές δυνάμεις. Δεν απαιτείται απομείωση των διατμητικών και καμπτικών αντοχών των διατομών λόγω αξονικών δυνάμεων.

Στους Πίνακες 6.11 και 6.12 παρατίθεται ο έλεγχος σε διατμητικές δυνάμεις βάσει της ανίσωσης: $\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 0.5$ όπου $V_{CD,Ed} = \frac{2 * M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}}$ η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού. Οι συντελεστές εκμετάλλευσης είναι μικρότεροι της οριακής τιμής και

δεν απαιτείται απομείωση των καμπτικών αντοχών των διατομών λόγω διατμητικών δυνάμεων.

Πίνακας 6.11: Έλεγχος σε διάτμηση των RBS των FUSEIS I

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	l_{RBS} [m]	$V_{CD,Ed}$ [kN]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	HEA220	73.696	1.300	113.378	279.902	0.405	OK
2	HEA200	66.035	1.335	98.929	244.898	0.404	OK
3	HEA180	40.585	1.370	59.247	197.003	0.301	OK

Πίνακας 6.12: Έλεγχος σε διάτμηση των RBS των FUSEIS II

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	l_{RBS} [m]	$V_{CD,Ed}$ [kN]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	HEA180	40.585	1.370	59.247	197.003	0.301	OK
1	HEA220	73.696	1.300	113.378	279.902	0.405	OK
2	HEA200	63.920	1.335	95.760	244.898	0.391	OK
3	HEA180	40.585	1.370	59.247	197.003	0.301	OK
3	HEA160	30.527	1.415	43.147	179.637	0.240	OK

Το μήκος l_{RBS} των δοκών και το βάθος εγκοπής των απομειωμένων διατομών, πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση: $l_{RBS} \geq \frac{4 * M_{pl,RBS,Rd}}{V_{pl,RBS,Rd}}$. Στους Πίνακες 6.13 και 6.14 παρατίθενται οι σχετικοί έλεγχοι. Συμπεραίνεται ότι το μήκος l_{RBS} όλων των δοκών των συστημάτων είναι επαρκές ώστε να αναπτυχθεί ο μηχανισμός κάμψης.

Πίνακας 6.13: Έλεγχος μήκους l_{RBS} στα FUSEIS I

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{4 * M_{pl,RBS,Rd}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	l_{RBS} [m]	check
1	HEA220	73.696	279.902	1.053	1.300	OK
2	HEA200	66.035	244.898	1.079	1.335	OK
3	HEA180	40.585	197.003	0.824	1.370	OK

Πίνακας 6.14: Έλεγχος μήκους l_{RBS} στα FUSEIS II

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{4 * M_{pl,RBS,Rd}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	l_{RBS} [m]	check
1	HEA180	40.585	197.003	0.824	1.370	OK
1	HEA220	73.696	279.902	1.053	1.300	OK
2	HEA200	63.920	244.898	1.044	1.335	OK
3	HEA180	40.585	197.003	0.824	1.370	OK
3	HEA160	30.527	179.637	0.680	1.415	OK

Στους Πίνακες 6.15 και 6.16 παρατίθεται ο έλεγχος των διατομών σε κάμψη βάσει της ανίσωσης: $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1.0$. Ο έλεγχος αυτός αποτελεί βασικό κριτήριο για την επιλογή της διατομής τους.

Πίνακας 6.15: Έλεγχος σε κάμψη των RBS των FUSEIS I

Όροφος	Διατομή	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	HEA220	47.679	73.696	0.647	OK
2	HEA200	36.792	66.035	0.557	OK
3	HEA180	25.803	40.585	0.636	OK

Πίνακας 6.16: Έλεγχος σε κάμψη των RBS των FUSEIS II

Όροφος	Διατομή	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	HEA180	21.044	40.585	0.519	OK
1	HEA220	46.592	73.696	0.632	OK
2	HEA200	35.508	63.920	0.556	OK
3	HEA180	24.590	40.585	0.606	OK
3	HEA160	13.986	30.527	0.458	OK

Ελέγχεται η καθολική ικανότητα απορρόφησης ενέργειας στην υπόψη διεύθυνση του κτιρίου η οποία εξασφαλίζεται με την ικανοποίηση της συνθήκης: $\frac{max\Omega}{min\Omega} \leq 1.25$. Η υπεραντοχή της δοκού, Ω , υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\Omega = \frac{M_{pl,RBS,Rd}}{M_{Ed}}$$

Λαμβάνονται $min\Omega = 1.546$ και $max\Omega = 1.916$, επομένως: $\frac{1.916}{1.546} = 1.24 \leq 1.25$.

Ελέγχονται οι αναπτυσσόμενες στροφές των απομειωμένων μελών. Η στροφή σχεδιασμού των RBS των δοκών, θ_{RBS} , υπολογίζεται από τη σχέση: $\theta_{RBS} = \frac{L}{l_{RBS}} * \theta_{g1}$, όπου $L = 2.00 m$ η κεντροβαρική απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων του συστήματος, και ελέγχεται βάσει της μέγιστης στροφής στην ΟΚΑ, $\theta_{ULS,RBS} = 5 \%$, σύμφωνα με την ανίσωση: $\theta_{RBS} \leq \theta_{ULS,RBS}$. Οι έλεγχοι είναι ίδιοι για τις κοινές διατομές των FUSEIS I & II, αφού οι διαστάσεις των δοκών (l_{RBS}) και οι οριζόντιες μετακινήσεις (d_r) είναι ίδιες για τα δύο συστήματα. Ο Πίνακας 6.17 συνοψίζει τις τιμές των θ_{RBS} όλων των δοκών, οι οποίες είναι μικρότερες από την επιτρεπόμενη τιμή.

Πίνακας 6.17: Έλεγχος των στροφών των δοκών θ_{RBS} κατά X (FUSEIS I & II)

Όροφος	Διατομή	l_{RBS} [m]	d_r [m]	$\tan(\theta_{gl})$	θ_{gl} [rad]	θ_{RBS} [rad]	$\theta_{ULS,RBS}$ [rad]	check
1	HEA180	1.370	0.054	0.013	0.013	0.020	0.050	OK
1	HEA220	1.300	0.054	0.013	0.013	0.021	0.050	OK
2	HEA200	1.335	0.060	0.015	0.015	0.022	0.050	OK
3	HEA180	1.370	0.060	0.015	0.015	0.022	0.050	OK
3	HEA160	1.415	0.060	0.015	0.015	0.021	0,050	OK

6.4.5. Έλεγχος μη πλαστικών μελών συστήματος FUSEIS1-1

Τα υποστυλώματα και τα ακραία τμήματα των δοκών με πλήρη διατομή ελέγχονται με ικανοτικά μεγέθη σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3.5.2.

Τα ικανοτικά μεγέθη για τον έλεγχο των υποστυλωμάτων υπολογίζονται σύμφωνα με τις εξισώσεις:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * V_{Ed,E}$$

ώστε να διαθέτουν υπεραντοχή σε σχέση με τις δοκούς του, λαμβάνοντας υπόψη την ελάχιστη τιμή του Ω όλων των δοκών με πλαστικές ζώνες RBS ανά κύρια διεύθυνση (Κεφάλαιο 6.4.4) και με συντελεστή υπεραντοχής του υλικού $\gamma_{ov} = 1.25$. Τα υποστυλώματα ελέγχονται έναντι θλίψης και κάμψης. Στον έλεγχο περί τον ισχυρό άξονα της διατομής τους χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς, μήκος λυγισμού ίσο με την απόσταση μεταξύ των δοκών FUSEIS1-1 (1.00 m), ενώ στον έλεγχο περί τον ασθενή άξονα της διατομής τους χρησιμοποιείται μήκος λυγισμού το ύψος του ορόφου (4.00 m). Οι έλεγχοι ικανοποιούνται στο σύνολο του κτιρίου με συντελεστές εκμετάλλευσης μικρότερους της μονάδας.

Στους Πίνακες 6.18, 6.19 και 6.20 παρατίθενται τα ικανοτικά μεγέθη με τα οποία γίνεται ο έλεγχος των περισσότερο καταπονούμενων υποστυλωμάτων των συστημάτων FUSEIS1-1 του κτιρίου. Ο σύνθετος έλεγχος έναντι θλίψης και κάμψης των υποστυλωμάτων δίνει συντελεστές εκμετάλλευσης κατά τον ισχυρό και ασθενή άξονα της διατομής ίσους με 0.477 και 0.393 αντίστοιχα. Ο έλεγχος έναντι ικανοτικής τέμνουσας παρατίθεται στον Πίνακα 6.20.

Πίνακας 6.18: Αξονική δύναμη ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS I

Όροφος	Διατομή	$N_{Ed,G}$ [kN]	$N_{Ed,E}$ [kN]	Ω	$N_{Cd,E}$ [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{CD,Ed}}{N_{pl,Rd}}$	check
1	HEB280	134.80	538.30	1.546	1278.79	4650.50	0.275	OK
2	HEB280	89.00	305.00	1.546	737.18	4650.50	0.159	OK
3	HEB280	45.50	122.70	1.546	306.26	4650.50	0.066	OK

Πίνακας 6.19: Ροπή κάμψης ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS II κατά X

Όροφος	Διατομή	$M_{Ed,G}$ [kNm]	$M_{Ed,E}$ [kNm]	Ω	$M_{Cd,E}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1	HEB280	0.60	52.70	1.546	112.60	544.57	0.207	OK
2	HEB280	1.30	33.10	1.546	71.64	544.57	0.132	OK
3	HEB280	1.60	28.30	1.546	61.74	544.57	0.113	OK

Πίνακας 6.20: Τέμνουσα δύναμη ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS II κατά X

Όροφος	Διατομή	$V_{Ed,G}$ [kN]	$V_{Ed,E}$ [kN]	Ω	$V_{Cd,E}$ [kN]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,Rd}}$	check
1	HEB280	0.80	69.00	1.546	147.44	834.80	0.177	OK
2	HEB280	1.90	49.90	1.546	107.95	834.80	0.129	OK
3	HEB280	2.10	37.40	1.546	81.58	834.80	0.098	OK

Η πλήρης διατομή των δοκών στα άκρα τους ελέγχεται σε κάμψη με την ικανοτική ροπή κάμψης σχεδιασμού, ώστε να διαθέτει υπεραντοχή σε σχέση με τις απομειωμένες διατομές RBS. Η ικανοτική ροπή κάμψης υπολογίζεται μέσω της σχέσης: $M_{CD,Ed} = \frac{l_{net}}{l_{RBS}} * M_{pl,RBS,Rd}$ και ο έλεγχος πραγματοποιείται με ικανοποίηση της ανισωτικής σχέσης: $\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$. Οι έλεγχοι της πλήρους διατομής στα άκρα των δοκών επαληθεύονται παντού (Πίνακες 6.21 και 6.22).

Πίνακας 6.21: Ικανοτικός έλεγχος πλήρους διατομής δοκού στα άκρα των FUSEIS I

Όροφος	Διατομή	l_{net} [m]	l_{RBS} [m]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$M_{CD,Ed}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1	HEA220	1.72	1.30	73.70	97.51	133.48	0.73	OK
2	HEA200	1.72	1.34	66.04	85.08	100.82	0.84	OK
3	HEA180	1.72	1.37	40.58	50.95	76.38	0.67	OK

Πίνακας 6.22: Ικανοτικός έλεγχος πλήρους διατομής δοκού στα άκρα των FUSEIS II

Όροφος	Διατομή	l_{net} [m]	l_{RBS} [m]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$M_{CD,Ed}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1	HEA180	1.72	1.37	40.58	50.95	76.38	0.67	OK
1	HEA220	1.72	1.30	73.70	97.51	133.48	0.73	OK
2	HEA200	1.72	1.34	63.92	82.35	100.82	0.82	OK
3	HEA180	1.72	1.37	40.58	50.95	76.38	0.67	OK
3	HEA160	1.72	1.42	30.53	37.11	57.58	0.64	OK

6.4.6. Έλεγχος πλαστικών μελών πλαισίων ροπής (MRFs)

Στα πλαίσια παραλαβής ροπών κατά τη διεύθυνση Y, η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας και συνεπώς ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων αναμένεται στις δοκούς ή στις συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα. Ο σχεδιασμός τους γίνεται με τα εντατικά μεγέθη του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού με προσαυξημένα τα σεισμικά μεγέθη λόγω επιρροών 2^{ας} τάξης (Κεφάλαιο 6.4.3). Πραγματοποιούνται έλεγχοι των δυσμενέστερων διατομών των δοκών (κατηγορίας 1) έναντι αξονικών και διατμητικών δυνάμεων καθώς και καμπτικών ροπών σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3.5.3 και τα αποτελέσματά τους δίνονται στους Πίνακες 6.23 - 6.26. Τα αποτελέσματα των ικανοτικών ελέγχων των κόμβων δίνονται στους Πίνακες 6.27 - 6.28.

Ο έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις πραγματοποιείται βάσει της ανίσωσης: $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15$.

Οι δοκοί των MRFs δεν καταπονούνται αξονικά λόγω διαφραγματικής λειτουργίας και επομένως δεν απαιτείται απομείωση των διατμητικών και καμπτικών αντοχών των διατομών.

Στους Πίνακες 6.23 και 6.24 παρατίθενται οι δυσμενέστεροι έλεγχοι σε διατμητικές δυνάμεις βάσει της ανίσωσης: $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5$ όπου $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ με $V_{Ed,G}$ να οφείλεται στις μη σεισμικές δράσεις του σεισμικού συνδυασμού, $V_{Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L}$ η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού και L το άνοιγμα της δοκού. Οι συντελεστές εκμετάλλευσης είναι μικρότεροι της οριακής τιμής και δεν απαιτείται απομείωση των καμπτικών αντοχών των διατομών λόγω διατμητικών δυνάμεων.

Πίνακας 6.23: Έλεγχος σε διάτμηση των δοκών των MRFs I

Όροφος	Διατομή	$V_{Ed,G}$ [kN]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$V_{Ed,M}$ [kN]	$V_{CD,Ed}$ [kN]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,Rd}}$	check
1	IPE330	20.60	285.42	108.73	129.33	631.33	0.2049	OK
2	IPE330	21.20	285.42	108.73	129.93	631.33	0.2058	OK
3	IPE330	20.70	285.42	108.73	129.43	631.33	0.2050	OK

Πίνακας 6.24: Έλεγχος σε διάτμηση των δοκών του MRF II

Όροφος	Διατομή	$V_{Ed,G}$ [kN]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$V_{Ed,M}$ [kN]	$V_{CD,Ed}$ [kN]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,Rd}}$	check
1	IPE400	21.70	463.99	176.76	198.46	875.81	0.2266	OK
2	IPE400	22.80	463.99	176.76	199.56	875.81	0.2279	OK
3	IPE400	22.30	463.99	176.76	199.06	875.81	0.2273	OK

Στους Πίνακες 6.25 και 6.26 παρατίθενται οι δυσμενέστεροι έλεγχοι των διατομών σε κάμψη βάσει της ανίσωσης: $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$.

Πίνακας 6.25: Έλεγχος σε κάμψη των δοκών των MRFs I

Όροφος	Διατομή	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	IPE330	81.80	285.42	0.287	OK
2	IPE330	75.40	285.42	0.264	OK
3	IPE330	48.50	285.42	0.170	OK

Πίνακας 6.26: Έλεγχος σε κάμψη των δοκών του MRF II

Όροφος	Διατομή	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	IPE400	125.30	463.985	0.270	OK
2	IPE400	127.20	463.985	0.274	OK
3	IPE400	93.00	463.985	0.200	OK

Στην υπόψη διεύθυνση του κτιρίου, υπολογίζεται η υπεραντοχή των δοκών Ω , από τη σχέση:

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$$

Λαμβάνεται $min\Omega = 2.611$.

Στους Πίνακες 6.27 και 6.28 παρατίθενται οι δυσμενέστεροι ικανοτικοί έλεγχοι των κόμβων βάσει της ανίσωσης: $\Sigma M_{RC} \geq 1.3 \Sigma M_{RB}$, με ΣM_{RC} το άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο ($M_{RC,o}$ και $M_{RC,u}$) και ΣM_{RB} το άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο ($M_{RB,l}$ και $M_{RB,r}$). Οι έλεγχοι ικανοποιούνται σε όλους τους κόμβους.

Πίνακας 6.27: Ικανοτικός εσωτερικού κόμβου MRF I (kNm)

Όροφος	$M_{RC,o}$	$M_{RC,u}$	ΣM_{RC}	$M_{RB,l}$	$M_{RB,r}$	ΣM_{RB}	check
1	663.50	663.50	1326.99	285.42	285.42	570.84	ok
2	663.50	663.50	1326.99	285.42	285.42	570.84	ok

Πίνακας 6.28: Ικανοτικός εσωτερικού κόμβου MRF II (kNm)

Όροφος	$M_{RC,o}$	$M_{RC,u}$	ΣM_{RC}	$M_{RB,l}$	$M_{RB,r}$	ΣM_{RB}	check
1	1413.61	1413.61	2827.22	463.99	463.99	927.97	ok
2	1413.61	1413.61	2827.22	463.99	463.99	927.97	ok

6.4.7. Έλεγχος μη πλαστικών μελών πλαισίων ροπής (MRFs)

Τα υποστυλώματα και τα ακραία τμήματα των δοκών με πλήρη διατομή ελέγχονται με ικανοτικά μεγέθη σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3.5.4.

Τα ικανοτικά μεγέθη για τον έλεγχο των υποστυλωμάτων υπολογίζονται σύμφωνα με τις εξισώσεις:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * V_{Ed,E}$$

ώστε να διαθέτουν υπεραντοχή σε σχέση με τις δοκούς των πλαισίων, λαμβάνοντας υπόψη την ελάχιστη τιμή του Ω όλων των δοκών με πλάστιμες ζώνες (Κεφάλαιο 6.4.6) και με συντελεστή υπεραντοχής του υλικού $\gamma_{ov} = 1.25$. Τα υποστυλώματα ελέγχονται έναντι θλίψης και κάμψης. Για τα υποστυλώματα που βρίσκονται σε πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων (στη βάση των πλαισίων ή στους τελευταίους ορόφους των κτιρίων), ο έλεγχος έναντι θλίψης και κάμψης περί τον ισχυρό και ασθενή άξονα της διατομής τους λαμβάνει υπόψη ότι στις θέσεις αυτές η δρώσα ροπή ισούται με $M_{pl,Rd}$. Ως μήκος λυγισμού λαμβάνεται το ύψος του ορόφου (4.00 m). Οι έλεγχοι ικανοποιούνται στο σύνολο του κτιρίου με συντελεστές εκμετάλλευσης μικρότερους της μονάδας.

Στους Πίνακες 6.29 – 6.34, παρατίθενται τα ικανοτικά μεγέθη με τα οποία γίνεται ο έλεγχος των περισσότερο καταπονούμενων υποστυλωμάτων των MRFs I και του MRF II. Ο σύνθετος έλεγχος έναντι θλίψης και κάμψης των υποστυλωμάτων δίνει συντελεστές εκμετάλλευσης κατά τον ισχυρό και ασθενή άξονα της διατομής ίσους με 0.871 και 0.164 αντίστοιχα για τα MRFs I και 0.929 και 0.130 αντίστοιχα για το MRF II. Οι έλεγχοι έναντι ικανοτικής τέμνουσας των MRFs I και MRF II παρατίθενται στους Πίνακες 6.31 και 6.34 αντίστοιχα.

Πίνακας 6.29: Αξονικές δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού των MRFs I

Όροφος	Διατομή	$N_{Ed,G}$ [kN]	$N_{Ed,E}$ [kN]	Ω	$N_{Cd,E}$ [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{CD,Ed}}{N_{pl,Rd}}$	check
1	HEB320	319.20	101.50	2.611	683.59	5715.50	0.1196	OK
2	HEB320	211.40	61.20	2.611	431.11	5715.50	0.0754	OK
3	HEB320	106.50	21.00	2.611	181.89	5715.50	0.0318	OK

Πίνακας 6.30: Ροπές κάμψης ικανοτικού σχεδιασμού των MRFs I

Όροφος	Διατομή	$M_{Ed,G}$ [kNm]	$M_{Ed,E}$ [kNm]	Ω	$M_{Cd,E}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1	HEB320	6.70	112.00	2.611	408.79	762.90	0.5358	OK
2	HEB320	8.80	73.80	2.611	273.75	762.90	0.3588	OK
3	HEB320	14.70	70.20	2.611	266.72	762.90	0.3496	OK

Πίνακας 6.31: Τέμνουσες δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού των MRFs I

Όροφος	Διατομή	$V_{Ed,G}$ [kN]	$V_{Ed,E}$ [kN]	Ω	$V_{Cd,E}$ [kN]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,Rd}}$	check
1	HEB320	2.50	42.40	2.611	154.72	1054.05	0.1468	OK
2	HEB320	4.20	36.00	2.611	133.44	1054.05	0.1266	OK
3	HEB320	6.30	30.30	2.611	115.08	1054.05	0.1092	OK

Πίνακας 6.32: Αξονικές δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού του MRF II

Όροφος	Διατομή	$N_{Ed,G}$ [kN]	$N_{Ed,E}$ [kN]	Ω	$N_{Cd,E}$ [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{CD,Ed}}{N_{pl,Rd}}$	check
1	HEB450	779.90	0.05	2.611	780.08	7739.00	0.1008	OK
2	HEB450	519.00	0.04	2.611	519.13	7739.00	0.0671	OK
3	HEB450	260.40	0.00	2.611	260.40	7739.00	0.0336	OK

Πίνακας 6.33: Ροπές κάμψης ικανοτικού σχεδιασμού του MRF II

Όροφος	Διατομή	$M_{Ed,G}$ [kNm]	$M_{Ed,E}$ [kNm]	Ω	$M_{Cd,E}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1	HEB450	0.04	219.40	2.611	787.70	1413.61	0.5572	OK
2	HEB450	0.01	130.90	2.611	469.95	1413.61	0.3324	OK
3	HEB450	0.03	128.20	2.611	460.28	1413.61	0.3256	OK

Πίνακας 6.34: Τέμνουσες δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού του MRF II

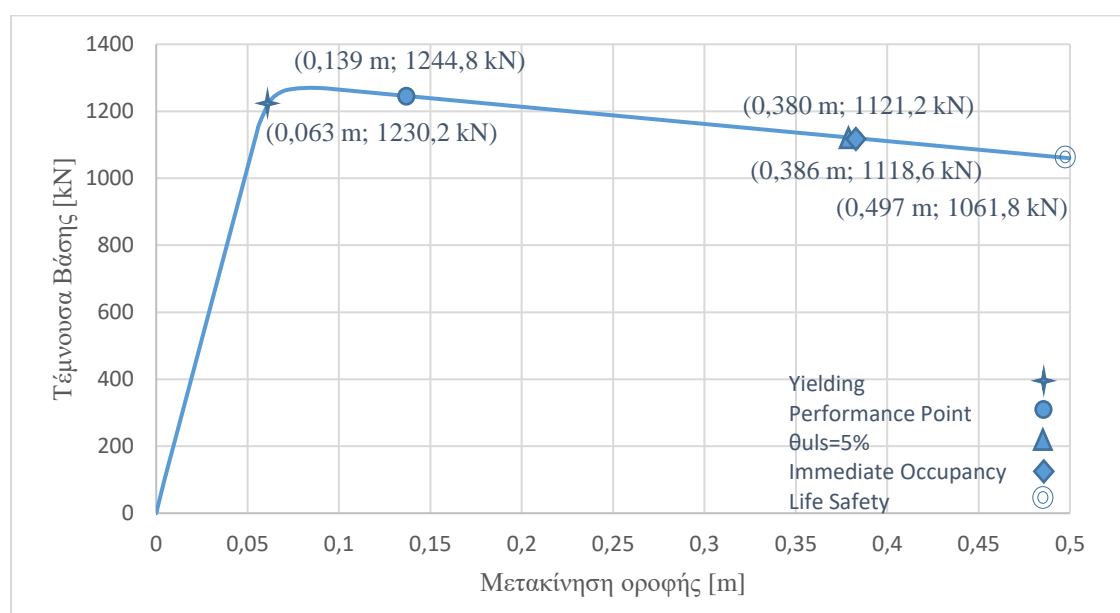
Όροφος	Διατομή	$V_{Ed,G}$ [kN]	$V_{Ed,E}$ [kN]	Ω	$V_{Cd,E}$ [kN]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,Rd}}$	check
1	HEB450	0.02	71.50	2.611	256.71	1633.12	0.1572	OK
2	HEB450	0.01	64.60	2.611	231.93	1633.12	0.1420	OK
3	HEB450	0.02	49.80	2.611	178.81	1633.12	0.1095	OK

6.4.8. Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover Analysis)

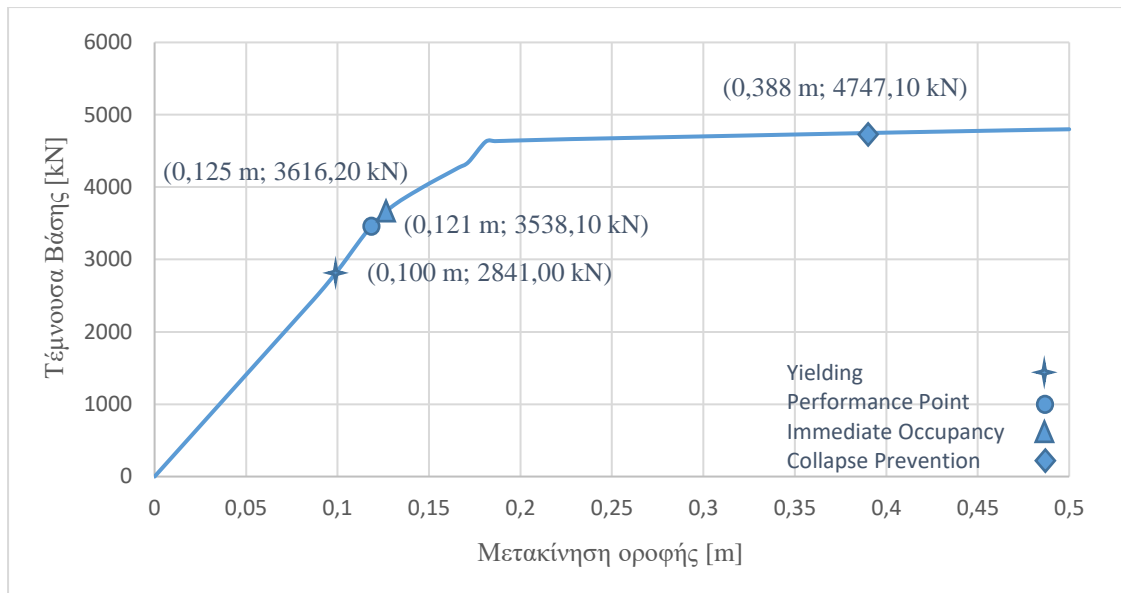
Η διερεύνηση της μετελαστικής απόκρισης του κτιρίου και ο προσδιορισμός των πλαστικών μηχανισμών αστοχίας και της κατανομής της βλάβης γίνεται με τη βοήθεια μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, Pushover (Κεφάλαιο 3.6.1). Το κτίριο φορτίζεται με τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού και αυξανόμενα οριζόντια φορτία μέχρι τη μετακίνηση-στόχο. Η μετακίνηση αυτή λαμβάνεται ίση με 0.50 m. Πραγματοποιούνται αναλύσεις στο τρισδιάστατο προσομοίωμα κατά τις διευθύνσεις X και Y με χρήση ομοιόμορφης και ιδιομορφικής κατανομής των οριζόντιων φορτίων. Λαμβάνονται υπόψη επίσης οι γεωμετρικές μη γραμμικότητες (φαινόμενα P-Delta). Στο προσομοίωμα της ελαστικής ανάλυσης εισάγονται μη γραμμικές ιδιότητες σε όλα τα μέλη πλάστιμα και μη, ώστε να εξεταστεί η πιθανή μη γραμμική συμπεριφορά τους κατά τη διάρκεια του σεισμού (Κεφάλαιο 3.6.2). Στα FUSEIS1-1 εισάγονται μη γραμμικές ιδιότητες στα εξωτερικά άκρα των RBS των δοκών (M3 hinge), στα άκρα των πλήρων διατομών των δοκών (M3 hinge) και στα υποστυλώματα του συστήματος στις τομές τους με τα FUSEIS (P-M3 hinges). Στα MRF εισάγονται μη γραμμικές ιδιότητες στα άκρα των δοκών (M3 hinge) και στα άκρα των υποστυλωμάτων (P-M3 hinges). Οι παράμετροι των μη γραμμικών ιδιοτήτων στην περίπτωση των RBS παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 3.6.3 (Πίνακας 3.2), ενώ για τα υπόλοιπα μέλη υπολογίζονται αυτόματα από το λογισμικό SAP2000. Μετά την εκτέλεση της μη γραμμικής ανάλυσης, παράγονται αυτόματα η καμπύλη ικανότητας και η καμπύλη

φασματικής απαίτησης. Για την εξαγωγή της τελευταίας εισάγονται οι παράμετροι του ελαστικού φάσματος του σεισμού σχεδιασμού. Η τομή των δύο καμπυλών είναι το σημείο επιτελεστικότητας.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής κατανομής. Η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου στις διευθύνσεις X και Y δίνονται στις Εικόνες 6.20 και 6.21 αντίστοιχα. Στη καμπύλη κατά τη διεύθυνση X σημειώνονται το σημείο Διαρροής (Yielding), το σημείο επιτελεστικότητας (Performance Point), το σημείο όπου το πλαίσιο έχει γωνιακή παραμόρφωση ορόφου ίση με $\theta_{ULS} = 5\%$, το σημείο που οι πλαστικές αρθρώσεις των δοκών FUSEIS1-1 φτάνουν για πρώτη φορά στη στάθμη Άμεσης Χρήσης (Immediate Occupancy) και Προστασίας Ζωής (Life Safety). Στη καμπύλη κατά τη διεύθυνση Y σημειώνονται το σημείο Διαρροής (Yielding), το σημείο επιτελεστικότητας (Performance Point) και το σημείο που οι πλαστικές αρθρώσεις των MRFs φτάνουν για πρώτη φορά στη στάθμη Άμεσης Χρήσης (Immediate Occupancy) και Αποφυγή Κατάρρευσης (Collapse Prevention). Η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων του παραμορφωμένου κτιρίου στα σημεία αυτά, δίνονται στις Εικόνες 6.22 και 6.23 για τις διευθύνσεις X και Y αντίστοιχα.



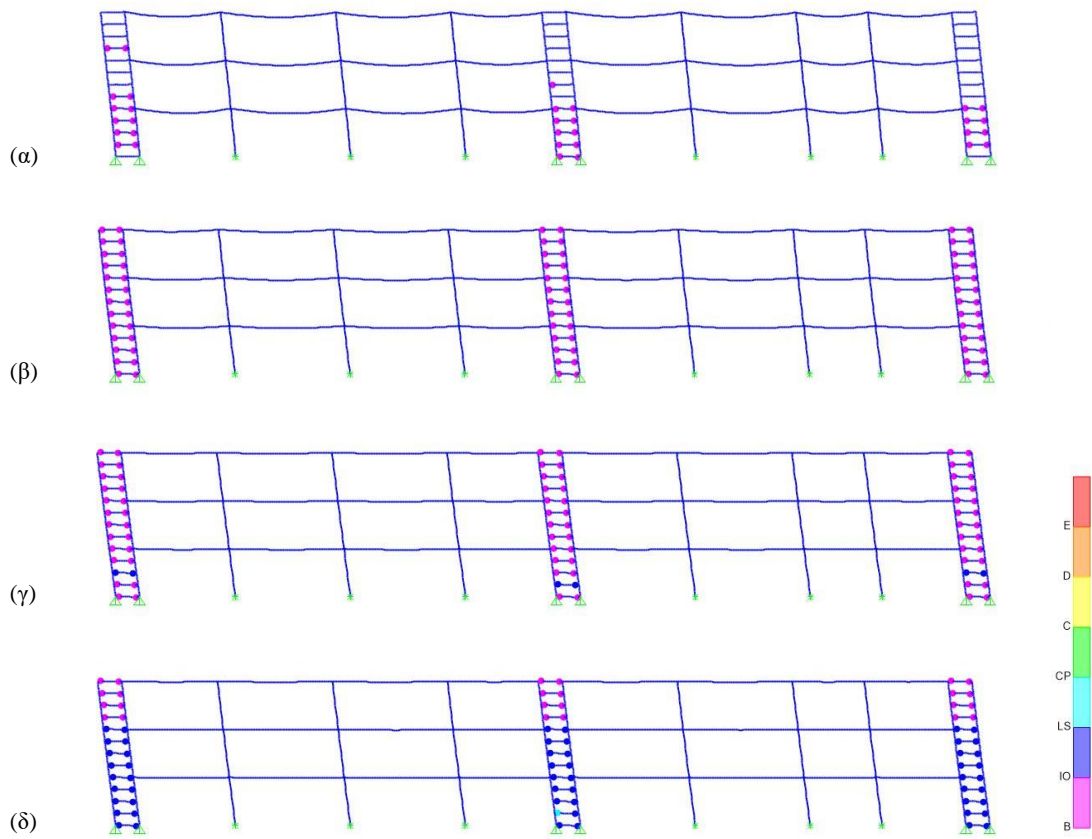
Εικόνα 6.20: Καμπύλη ικανότητας κατά X



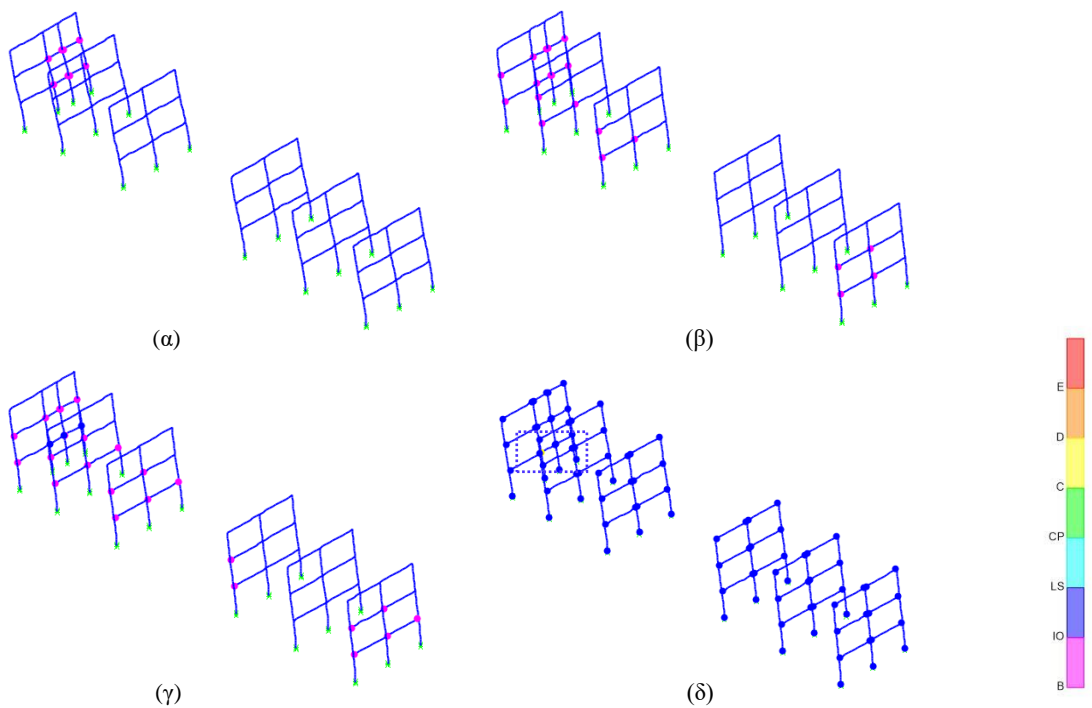
Εικόνα 6.21: Καμπύλη ικανότητας κατά Y

Η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου στη διεύθυνση X οφείλεται αποκλειστικά στις δοκούς του συστήματος FUSEIS1-1. Μετά την πλαστικοποίηση όλων των δοκών, παρατηρείται φθιτός μετελαστικός κλάδος σταθερής κλίσης. Αρθρώσεις σχηματίζονται στα απομειωμένα άκρα των δοκών FUSEIS1-1, οι οποίες φτάνουν μέχρι τη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασίας Ζωής (LS). Οι πλήρεις διατομές των δοκών και τα υποστυλώματα των συστημάτων FUSEIS1-1 παραμένουν ελαστικά μέχρι το τέλος της ανάλυσης. Η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου στη διεύθυνση Y οφείλεται αποκλειστικά στα MRFs. Μετά τη διαρροή του φορέα, παρατηρείται ανοδικός μετελαστικός κλάδος. Αρθρώσεις σχηματίζονται στα άκρα των δοκών των MRFs, οι οποίες φτάνουν μέχρι τη στάθμη επιτελεστικότητας Άμεσης Χρήσης (IO). Το σημείο που αντιστοιχεί στην Αποφυγή Κατάρρευσης (Collapse Prevention) αφορά μεμονωμένα μέλη του φορέα και για τον λόγο αυτό δεν παρατηρείται πτώση της αντοχής στην αντίστοιχη καμπύλη ικανότητας. Αρθρώσεις σχηματίζονται, επίσης, στις βάσεις των υποστυλωμάτων των MRFs, οι οποίες φτάνουν μέχρι τη στάθμη επιτελεστικότητας Άμεσης Χρήσης (IO). Στην Εικόνα 6.24 παρατηρείται η διάνοιξη πλαστικών αρθρώσεων σε ένα MRF η οποία είναι και η επιθυμητή μορφή πλαστικοποίησής του.

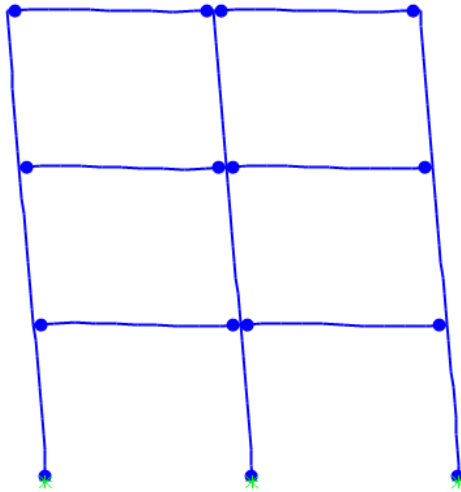
Το σημείο επιτελεστικότητας και στις δυο διευθύνσεις βρίσκεται στον μετελαστικό κλάδο της καμπύλης πριν τη στάθμη Άμεσης Χρήσης. Για τα νέα κτίρια ο στόχος επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού είναι η Προστασία ζωής για το σεισμό σχεδιασμού. Επομένως ο στόχος σεισμικής ικανότητας για το εξεταζόμενο κτίριο έχει επιτευχθεί, εφόσον η ικανότητά του είναι μεγαλύτερη σε σχέση με την απαίτηση του σεισμού σχεδιασμού για το υπόψη κτίριο.



Εικόνα 6.22: Παραμορφωμένος φορέας κατά X σε: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεσματικότητας και $\theta_{ULS} = 5\%$, γ) Άμεση Χρήση, δ) Προστασία Ζωής

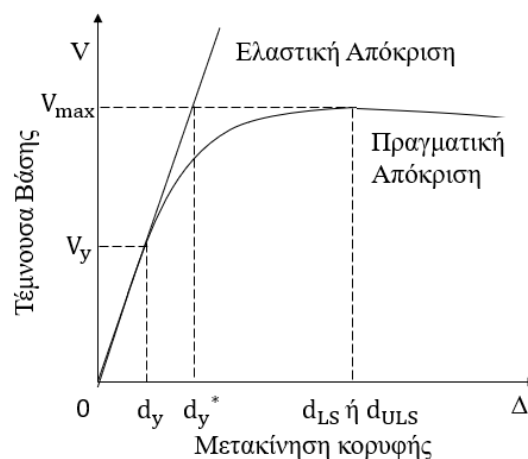


Εικόνα 6.23: Παραμορφωμένος φορέας κατά Y σε: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεσματικότητας, γ) Άμεση Χρήση, δ) Αποφυγή Κατάρρευσης



Εικόνα 6.24: Επιθυμητή μορφή πλαστικοποίησης του MRF

Με βάση την καμπύλη ικανότητας της Εικόνας 6.20 εκτιμάται ο συντελεστής συμπεριφοράς q του συστήματος FUSEIS1-1 μέσω της εξίσωσης: $q = q_{\mu} * \Omega$ στη διεύθυνση X του φορέα. Ο δείκτης πλαστιμότητας q_{μ} ορίζεται ως: $q_{\mu} = \frac{d_u}{d_y^*}$, με $d_u = \min(d_{LS}, d_{ULS})$ τη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση και d_y^* τη μετακίνηση διαρροής θεωρώντας ελαστική απόκριση του συστήματος. Η μετακίνηση d_{LS} αντιστοιχεί στη στιγμή που οι πλαστικές αρθρώσεις των RBS εισέρχονται για πρώτη φορά στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής (LS) και η μετακίνηση d_{ULS} αντιστοιχεί στη στιγμή που κάποιος από τους ορόφους του κτιρίου εμφανίσει γωνιακή παραμόρφωση κοντά στην τιμή 5% της οριακής κατάστασης αστοχίας (OKA - ULS). Η υπεραντοχή Ω ορίζεται ως: $\Omega = \frac{V_{max}}{V_y}$, με V_{max} το φορτίο της καμπύλης ικανότητας που αντιστοιχεί στη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση d_u και V_y το φορτίο διαρροής. Τα μεγέθη ορίζονται στην Εικόνα 6.25.



Εικόνα 6.25: Υπολογισμός του συντελεστή συμπεριφοράς από την καμπύλη ικανότητας

Ο Πίνακας 6.35 συνοψίζει τα βήματα υπολογισμού του συντελεστή συμπεριφοράς του κτιρίου κατά τη διεύθυνση X με βάση την αντίστοιχη καμπύλη ικανότητας στην Εικόνα 6.20. Σε κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου λαμβάνεται ως μέγιστη ανελαστική μετακίνηση εκείνη που αντιστοιχεί στη στιγμή που κάποιος από τους ορόφους του

κτιρίου εμφανίσει γωνιακή παραμόρφωση κοντά στην τιμή 5% της οριακής κατάστασης αστοχίας (OKA – ULS). Παρατηρείται ότι οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς είναι σε όλες τις περιπτώσεις μεγαλύτερες της τιμής 5, που θεωρήθηκε κατά το σχεδιασμό λόγω της υψηλής πλαστιμότητας q_{μ} .

Πίνακας 6.35: Εκτιμώμενος συντελεστής συμπεριφοράς q

Διεύθυνση	d_y [m]	V_y [kN]	d_{ULS} [m]	V_{ULS} [kN]	d_y^* [m]	q_{μ}	Ω	q
X	0.0622	1230.2	0.3802	1121.1	0.0567	6.703	0.911	6.109

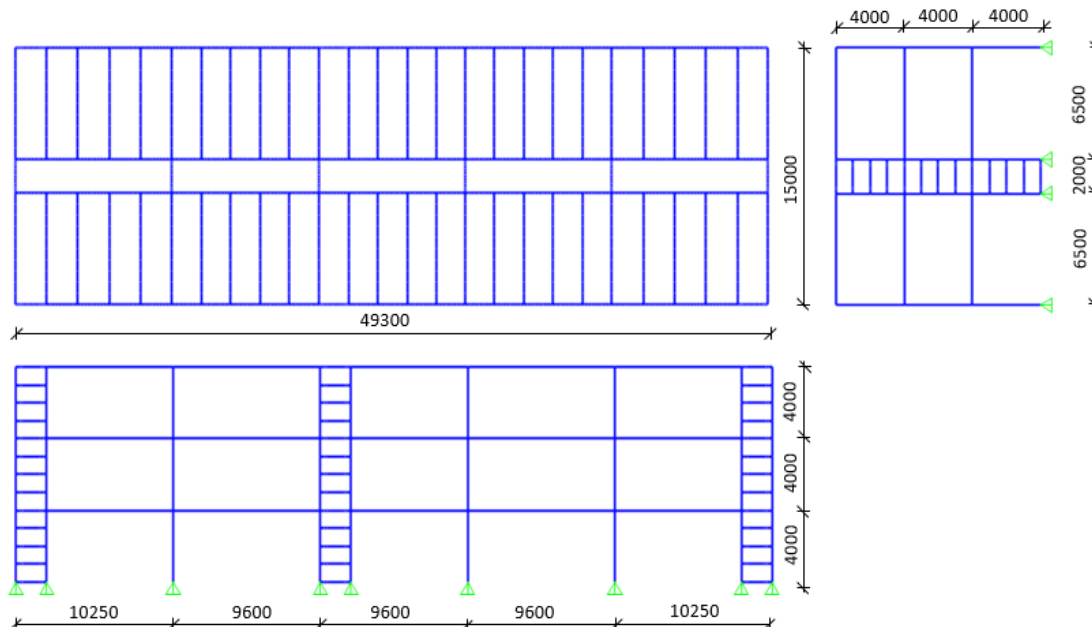
6.5. Απαίτηση σε χάλυβα

Τα μεταλλικά στοιχεία του προσομοιώματος υπολογίζονται σε 61.04 kg/m^2 . Σε αυτά προστίθενται 15% για τα μέλη της κατασκευής που δεν προσομοιώνονται και τελικά η απαίτηση ανέρχεται σε 70.20 kg/m^2 .

7. Κτίριο Β

7.1. Περιγραφή φορέα

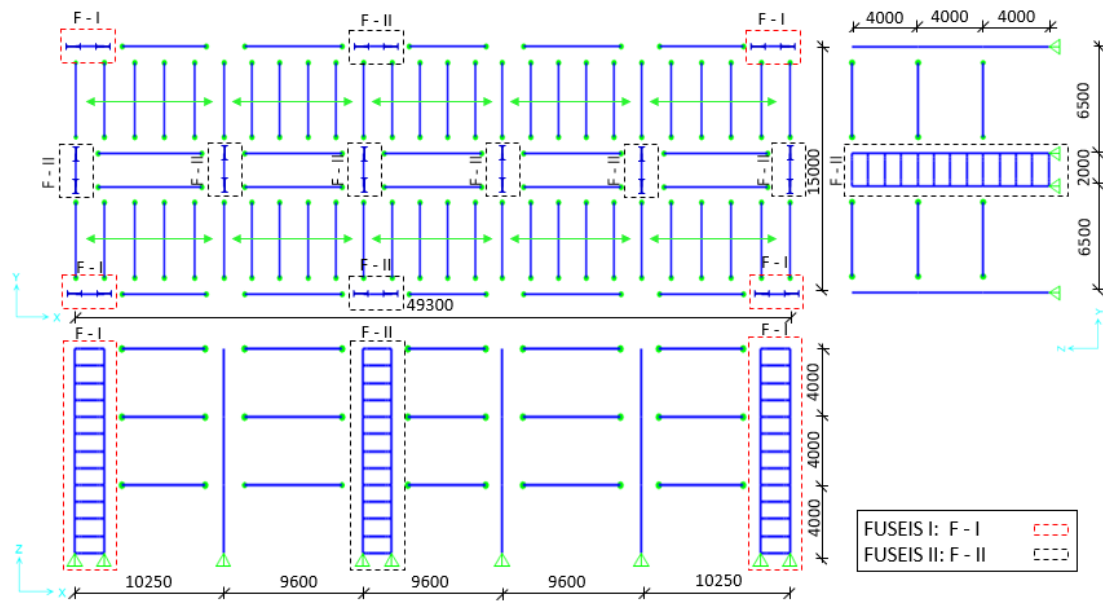
Η γεωμετρία της κατασκευής δίνεται στην Εικόνα 7.1. Πρόκειται για τριώροφο κτίριο, με διαστάσεις σε κάτοψη $49.30 \times 15.00 \text{ m}^2$, ύψος ορόφου 4.00 m και συνολικό ύψος 12.00 m . Το μήκος των σχηματιζόμενων φατνωμάτων κυμαίνεται μεταξύ $9.60\text{-}10.25 \text{ m}$. Διαδοκίδες έχουν τοποθετηθεί ανά 2.00 m .



Εικόνα 7.1: Κάτοψη και κατακόρυφη διαμόρφωση της κατασκευής

Τα δομικά συστήματα που εφαρμόζονται για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειάς του κτιρίου έναντι οριζόντιων φορτίων είναι 6 συστήματα FUSEIS1-1 σε κάθε διεύθυνσή του (Εικόνα 7.2). Κατά τη διαμήκη διεύθυνση (διεύθυνση X) είναι τοποθετημένα στην περίμετρο του κτιρίου, ενώ κατά την εγκάρσια διεύθυνση (διεύθυνση Y) τοποθετούνται κεντρικά κατά μήκος του φορέα. Εφαρμόζονται δύο συστήματα FUSEIS1-1, το FUSEIS I και FUSEIS II, στα οποία γίνεται ξεχωριστή αναφορά όπου κρίνεται απαραίτητο. Στην Εικόνα 7.2 σημαίνονται τα συστήματα σεισμικής αντίστασης του κτιρίου στις δύο διευθύνσεις.

Κάθε σύστημα FUSEIS1-1 αποτελείται από δύο υποστυλώματα διατομής HEB280 με κεντροβαρική απόσταση 2.00 m . Οι εδράσεις τους είναι αρθρωτές. Συνδέονται μεταξύ τους με τέσσερις οριζόντιες δοκούς σε κάθε όροφο με εξαίρεση το ισόγειο όπου τοποθετείται μια επιπλέον δοκός στη στάθμη του εδάφους, ώστε να μην μεταφέρονται πρόσθετες ροπές στη θεμελίωση. Ο τύπος των δοκών είναι HEA και οι διατομές τους αυξάνονται σε μέγεθος από τους ανώτερους προς τους κατώτερους ορόφους ακολουθώντας την αύξηση της τέμνουσας βάσης από την οροφή στη βάση (Πίνακας 7.1 και Εικόνες 7.3 και 7.4). Στα άκρα τους, σε μικρή απόσταση από τη σύνδεσή τους με το υποστυλώμα, τα πέλματα αποκόπτονται κατά $45\% - 50\%$ περίπου σχηματίζοντας RBS. Οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα του συστήματος είναι συνδέσεις ροπή. Όσον αφορά το υλικό των μελών του συστήματος, για τις δοκούς χρησιμοποιείται χάλυβας S235, ενώ για τα υπόλοιπα μέλη χάλυβας S355.

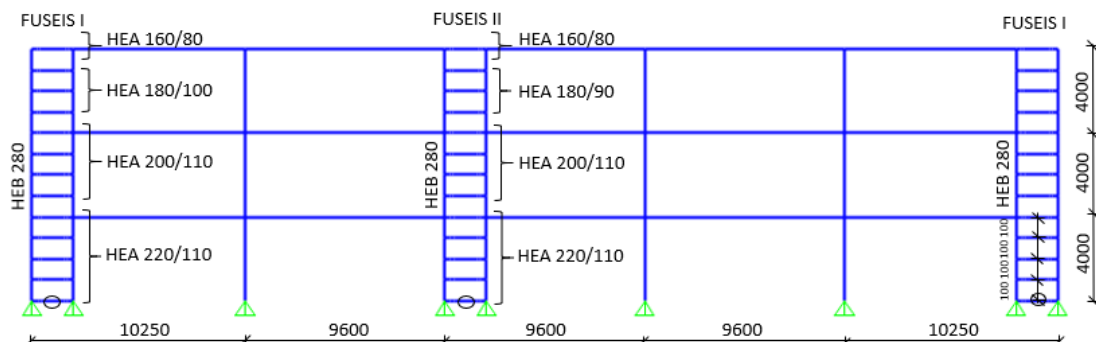


Εικόνα 7.2: Σχέδιο διαμόρφωσης του κτιρίου με σήμανση των συστημάτων αντίστασης έναντι πλευρικού φορτίου

Πίνακας 7.1: Διατομές δοκών FUSEIS1-1

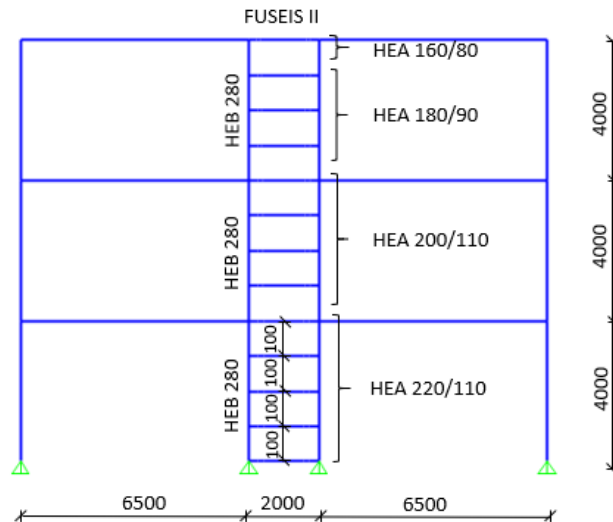
Όροφος	Διατομή	b_f/b_{fRBS} [mm]	
		FUSEIS I	FUSEIS II
1	HEA220	220/110	220/110
2	HEA200	200/110	200/110
3	HEA180	180/100	180/90
3	HEA160	160/80	160/80

b_f = Πλάτος πέλματος πλήρους διατομής
 b_{fRBS} = Πλάτος πέλματος απομειωμένης διατομής



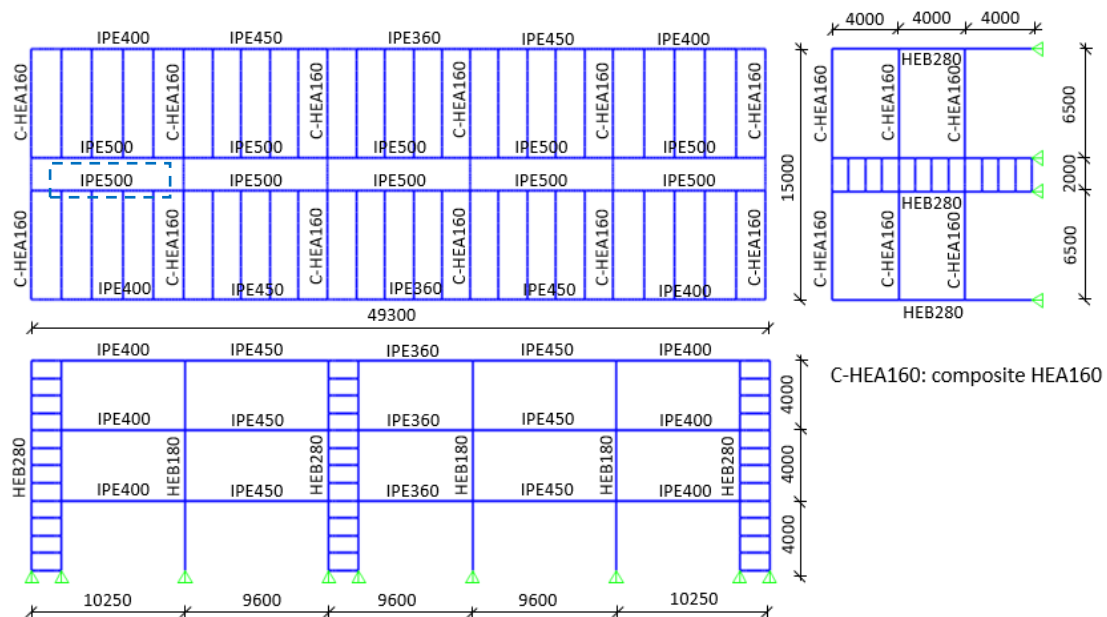
○ Μέλη με μήκη σύμφωνα με όρια FEMA356

Εικόνα 7.3: Διατομές δοκών FUSEIS1-1 κατά τη διαμήκη διεύθυνση X



Εικόνα 7.4: Διατομές δοκών FUSEIS1-1 κατά την εγκάρσια διεύθυνση Y

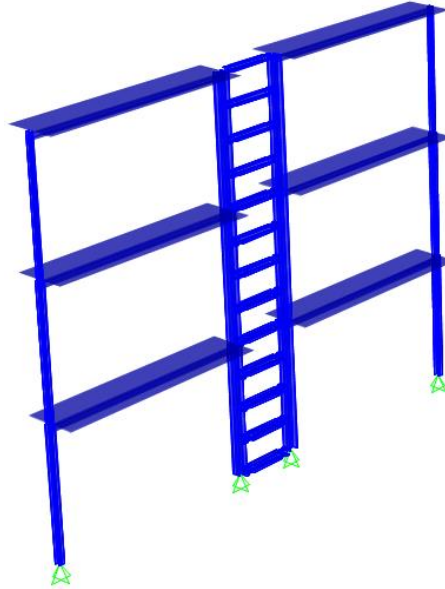
Ο υπόλοιπος φορέας (δοκοί και υποστυλώματα) σχεδιάζεται για την παραλαβή μόνο κατακόρυφων φορτίων με τη διαμόρφωση απλών συνδέσεων τέμνουσας μεταξύ των δομικών στοιχείων του. Επιπλέον συνδέεται αρθρωτά με τα υποστυλώματα των συστημάτων FUSEIS1-1 ώστε να μην υπάρχει μεταφορά πρόσθετων ροπών στα τελευταία. Η έδρασή του υλοποιείται με αρθρώσεις στη βάση των υποστυλωμάτων. Οι διατομές που εφαρμόζονται στα υποστυλώματα και στις δοκούς του συστήματος παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων φαίνονται στην Εικόνα 7.5. Τα υποστυλώματα έχουν χαλύβδινη διατομή HEB180. Οι κύριες δοκοί οι οποίες βρίσκονται παράλληλα στο διαμήκη άξονα του κτιρίου έχουν χαλύβδινες διατομές από IPE360 μέχρι IPE500. Οι κύριες και δευτερεύουσες δοκοί οι οποίες βρίσκονται εγκάρσια στο διαμήκη άξονα του κτιρίου διαμορφώνονται σύμμικτες και αποτελούνται από χαλύβδινες διατομές HEA160 συνδεόμενες με τις σύμμικτες πλάκες συνολικού ύψους 13.00 cm μέσω κατάλληλου αριθμού διατμητικών ήλων. Χρησιμοποιείται χάλυβας S355.



Εικόνα 7.5: Διατομές των μελών του φορέα

7.2. Προσομοίωση

Ο φορέας προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού (beam elements) διερχόμενα από το κέντρο βάρους του μέλους. Οι σύμμικτες πλάκες δεν προσομοιώνονται. Εικόνα από το προσομοίωμα του φορέα δίνεται στην Εικόνα 7.6.



Εικόνα 7.6: Προσομοίωση φορέα στο SAP2000

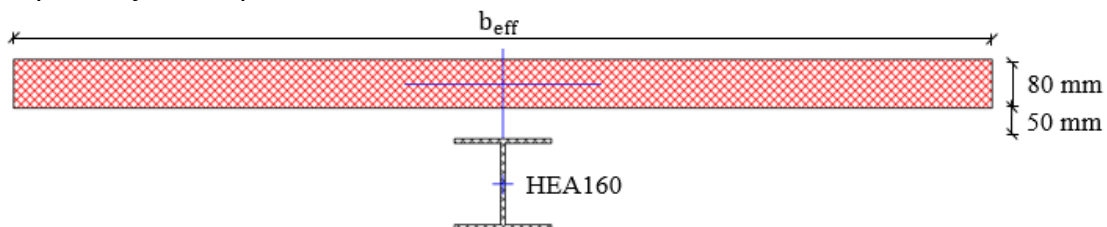
Οι διαδοκίδες και κύριες δοκοί του φορέα στη διεύθυνση Y διαμορφώνονται σύμμικτες με συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} . Ο υπολογισμός και η προσομοίωσή τους γίνεται σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3.1.3. Για $b_o = 0.00 \text{ m}$, τοποθετημένες διαδοκίδες ανά 2.00 m , $b_i = \frac{2.00}{2} = 1.00 \text{ m}$ και $L_e = 6.50 \text{ m}$, υπολογίζεται:

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} = \frac{6.50}{8} = 0.8125 \text{ m} \leq b_i = 1.00 \text{ m}$$

$$\beta_i = 0.55 + 0.25 * \frac{6.5}{1} = 2.175 \text{ m} > 1.0$$

$$b_{eff} = b_o + \sum \beta_i * b_{ei} = 0 + 2 * 1 * 0.8125 = 1.625 \text{ m}$$

Η σύμμικτη διατομή αποτελούμενη από την σιδηροδοκό HEA160 και την πλάκα σκυροδέματος πάχους $h_c = 80 \text{ mm}$ και συνεργαζόμενου πλάτους $b_{eff} = 1625 \text{ mm}$ παρουσιάζεται στην Εικόνα 7.7.

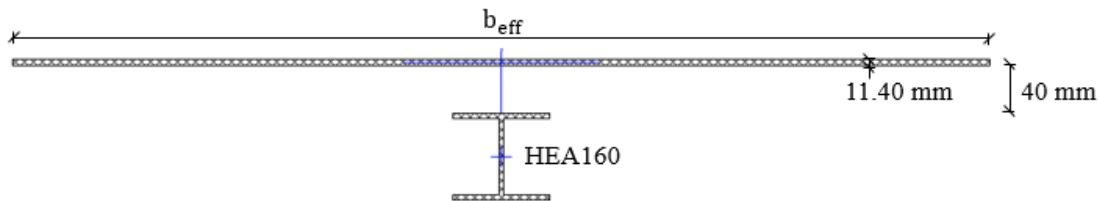


Εικόνα 7.7: Σύμμικτη διατομή δοκού

Για να ληφθούν υπόψη στις αναλύσεις τα αδρανειακά μεγέθη της σύμμικτης διατομής, γίνεται χρήση της μεθόδου ισοδύναμης διατομής. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, η διατομή του σκυροδέματος συμπεριφέρεται ως ισοδύναμη διατομή χάλυβα εμβαδού:

$$A_{ce} = A_c * \frac{E_c}{E_a} = A_c * \frac{30}{210} = \frac{80}{7} * 1625 \sim 11.40 * 1625 \text{ mm}^2$$

Η σύμμικτη διατομή μετατρέπεται λοιπόν σε ισοδύναμη διατομή χάλυβα, αποτελούμενη από τη διατομή της σιδηροδοκού και την ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή του σκυροδέματος. Προσομοιώνεται ως χαλύβδινη και υπολογίζονται τα γεωμετρικά και αδρανειακά στοιχεία της. Στους υπολογισμούς δεν λαμβάνονται υπόψη ο σιδηροπλισμός και το χαλυβδόφυλλο των συμμίκτων πλακών. Η ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή φαίνεται στην Εικόνα 7.8.



Εικόνα 7.8: Ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή

Όσον αφορά την προσομοίωση των δοκών του συστήματος FUSEIS1-1, χρησιμοποιούνται πέντε επιμέρους στοιχεία, τα ακραία και το μεσαίο με την πλήρη διατομή και τα υπόλοιπα δύο με την απομειωμένη διατομή στις θέσεις των RBS. Οι διαστάσεις τους παρατίθενται στον Πίνακα 7.2 και υπολογίζονται σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1. Στα άκρα των δοκών εισάγονται άκαμπτα στοιχεία μήκους ίσου με την απόσταση του κέντρου βάρους του υποστυλώματος από το άκρο της δοκού. Η απομείωση των διατομών RBS είναι τέτοια ώστε να κατατάσσονται στην Κατηγορία Διατομής 1. Η προσομοίωση του συστήματος γίνεται σύμφωνα με όσα περιγράφονται στο Κεφάλαιο 3.1.1.

Πίνακας 7.2: Διαστάσεις δοκών συστήματος FUSEIS I και FUSEIS II

Όροφος	Διατομή	a [mm]	b [mm]
1*	HEA220	115	160
1	HEA220	130	160
2	HEA200	120	145
3	HEA180	110	130
3	HEA160	95	115

* Εφαρμόζονται όρια FEMA για το μήκος a των δοκών, οι οποίες υποδεικνύονται στην Εικόνα 7.3. Στο εξής με * γίνεται αναφορά στις συγκεκριμένες δοκούς.

7.3. Έλεγχος φορέα για τους βασικούς συνδυασμούς

Εισάγονται στο φορέα τα μόνιμα και κινητά φορτία και εφαρμόζονται συνδυασμοί τους σύμφωνα με την Κεφάλαιο 3. Διενεργείται γραμμική ελαστική ανάλυση. Από τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν γίνεται ο έλεγχος των δοκών και των υποστυλωμάτων του φορέα σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ) και Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) βάσει του EN1993-1-1.

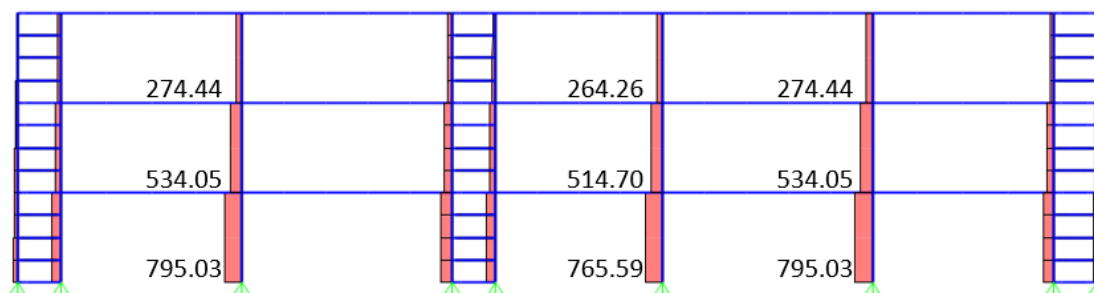
7.3.1. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Τα μέλη του φορέα, υποστυλώματα και δοκοί, τα οποία παραλαμβάνουν αποκλειστικά τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής, διαστασιολογούνται στην ΟΚΑ. Τα υποστυλώματα ελέγχονται για τη δυσμενέστερη αξονική δύναμη N_{Ed} , οι χαλύβδινες και οι σύμμικτες δοκοί για τη δυσμενέστερη τέμνουσα V_{Ed} στα άκρα και για τη δυσμενέστερη ροπή M_{Ed} του ανοίγματος.

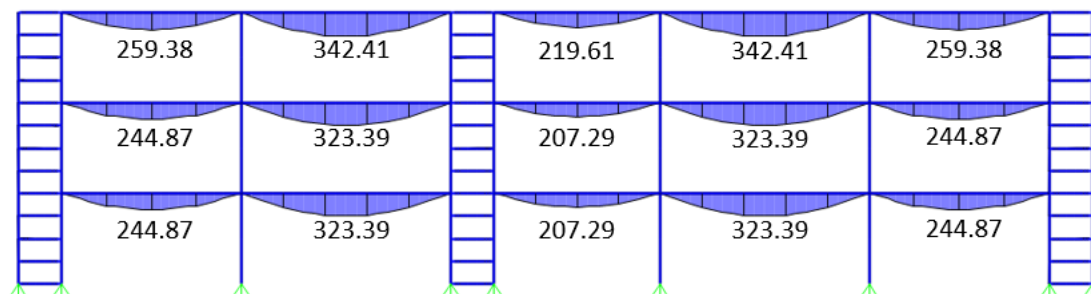
Στον Πίνακα 7.3 παρατίθενται οι έλεγχοι των μελών με τους μέγιστους συντελεστές εκμετάλλευσης που παρατηρούνται στο σύνολο του φορέα. Τα διαγράμματα των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών βάσει των οποίων διαστασιολογείται ο φορέας στην ΟΚΑ παρατίθενται στις Εικόνες 7.9-7.13.

Πίνακας 7.3: Συντελεστές εκμετάλλευσης φορέα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων σε ΟΚΑ

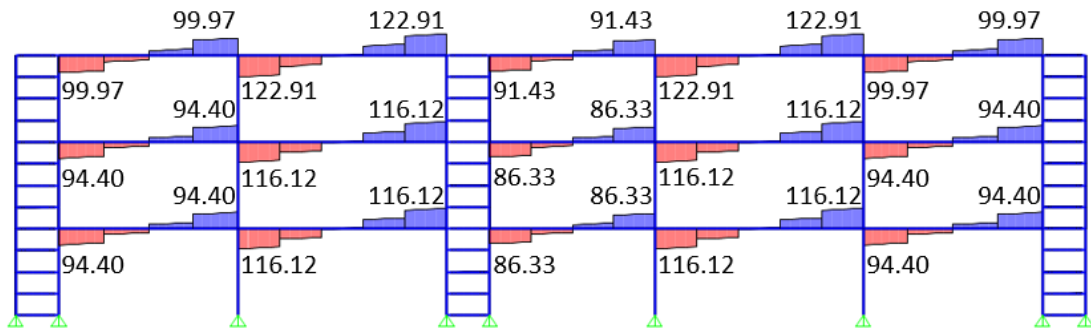
Μέλη	Έλεγχος	Συντελεστής εκμετάλλευσης
Υποστυλώματα	$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1.0$	0.892
Χαλύβδινες δοκοί	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1.0$ & $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$	0.745
Σύμμικτες δοκοί	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1.0$ & $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$	0.572



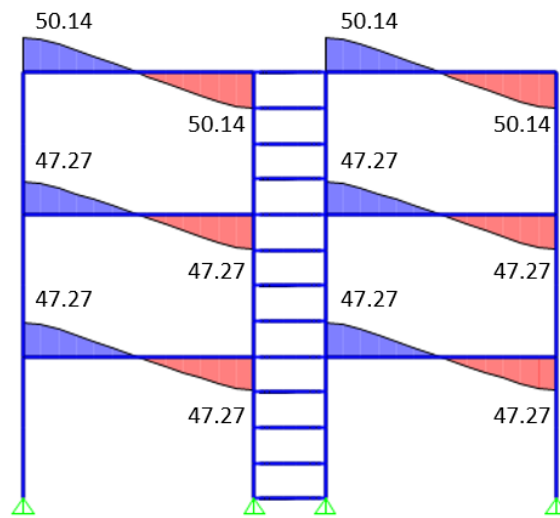
Εικόνα 7.9: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων (kN)



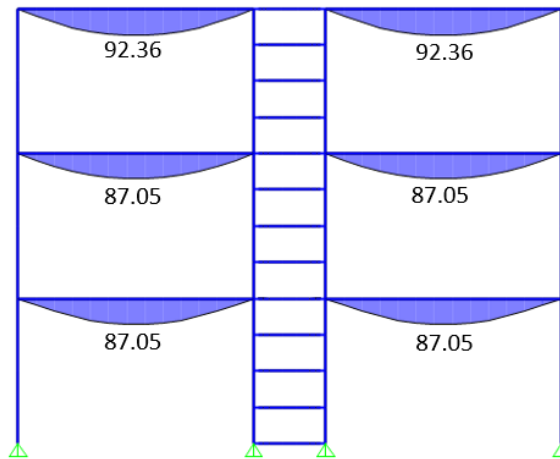
Εικόνα 7.10: Διάγραμμα ροπών κάμψης χαλύβδινων δοκών (kNm)



Εικόνα 7.11: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων χαλύβδινων δοκών (kN)



Εικόνα 7.12 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων σύμμικτων δοκών (kN)



Εικόνα 7.13: Διάγραμμα ροπών κάμψης σύμμικτων δοκών (kNm)

Οι συντελεστές εκμετάλλευσης των δοκών και των υποστυλωμάτων FUSEIS1-1 σε ΟΚΑ είναι χαμηλοί, καθώς ο έλεγχος δεν είναι κρίσιμος για τα μέλη αυτά.

7.3.2. Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Ο έλεγχος του βέλους κάμψης των δοκών του φορέα λόγω των μόνιμων και ωφέλιμων φορτίων γίνεται με βάση τις οριακές τιμές του Πίνακα 3.1. Ο περιορισμός μέγιστων

βελών κάμψης δ_{max} είναι κρίσιμος για τις χαλύβδινες δοκούς. Στην περίπτωση των συμμίκτων δοκών, ο έλεγχος γίνεται στη φάση λειτουργίας θεωρώντας ότι υπάρχει προσωρινή υποστήριξη της σιδηροδοκού στη φάση σκυροδέτησης. Ορίζεται νέα σύμμικτη διατομή με τη μέθοδο ισοδύναμης διατομής, θεωρώντας στους υπολογισμούς τιμή $E_c/3$ για το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος, ώστε να λαμβάνονται υπόψη οι επιρροές λόγω χρόνιων παραμορφώσεών του. Ενδεικτικά παρατίθενται στον Πίνακα 7.4 και 7.5 οι κρίσιμότεροι έλεγχοι των χαλύβδινων και συμμίκτων δοκών. Οι οριακές τιμές δ_{max} και δ_{2max} υπολογίζονται σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 και οι αντίστοιχες μέγιστες τιμές δ και δ_2 λαμβάνονται από την ελαστική ανάλυση.

Πίνακας 7.4: Έλεγχοι βελών κάμψης χαλύβδινης διατομής IPE500 (σήμανση στην Εικόνα 7.5)

	L [m]	δ [m]	δ_2 [m]	δ_{max} [m]	δ_{2max} [m]
Δώμα	10.25	0.0395	0.0142	0.0410	0.03417
Δάπεδα	10.25	0.0374	0.0120	0.0410	0.03417

Πίνακας 7.5: Έλεγχοι βελών κάμψης σύμμικτης διατομής

	L [m]	δ [m]	δ_2 [m]	δ_{max} [m]	δ_{2max} [m]
Δώμα	6.5	0.018	0.0065	0.026	0.02167
Δάπεδα	6.5	0.0165	0.0055	0.026	0.02167

Οι δοκοί των συστημάτων FUSEIS1-1 δεν συμμετέχουν στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων και ο έλεγχός τους σε ΟΚΛ δεν είναι κρίσιμος.

7.4. Έλεγχοι φορέα σε σεισμικά φορτία

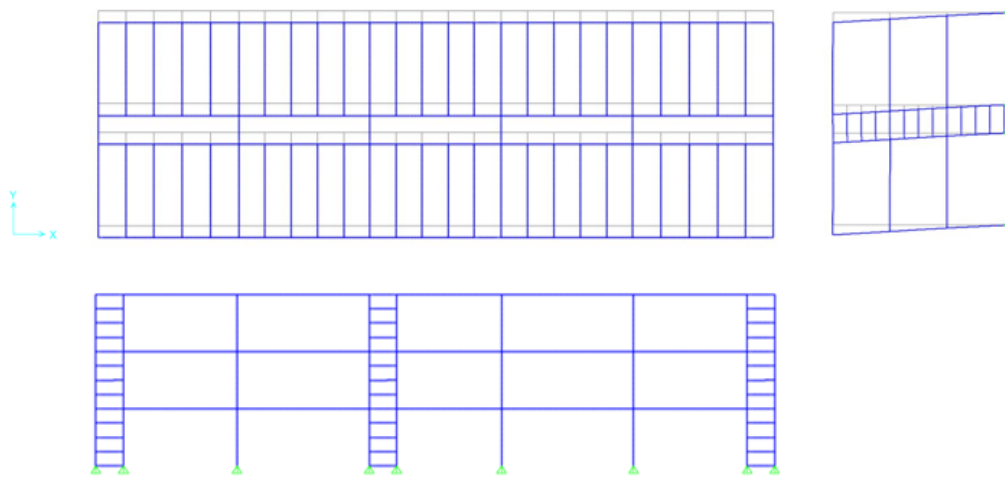
Για τον έλεγχο της συνολικής ευστάθειας του φορέα και το σχεδιασμό των πλάστιμων και μη πλάστιμων μελών του σε σεισμικά φορτία ακολουθείται η μεθοδολογία του Κεφαλαίου 3. Η μέθοδος ανάλυσης που διενεργείται είναι η δυναμική φασματική κατά EN1998-1-1. Σε κάθε κύρια διεύθυνση του φορέα λαμβάνονται τόσες ιδιομορφές ώστε το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Η επιρροή των ανελαστικών παραμορφώσεων λαμβάνεται υπόψη με το συντελεστή συμπεριφοράς $q=5$.

7.4.1. Φασματική ιδιομορφική ανάλυση

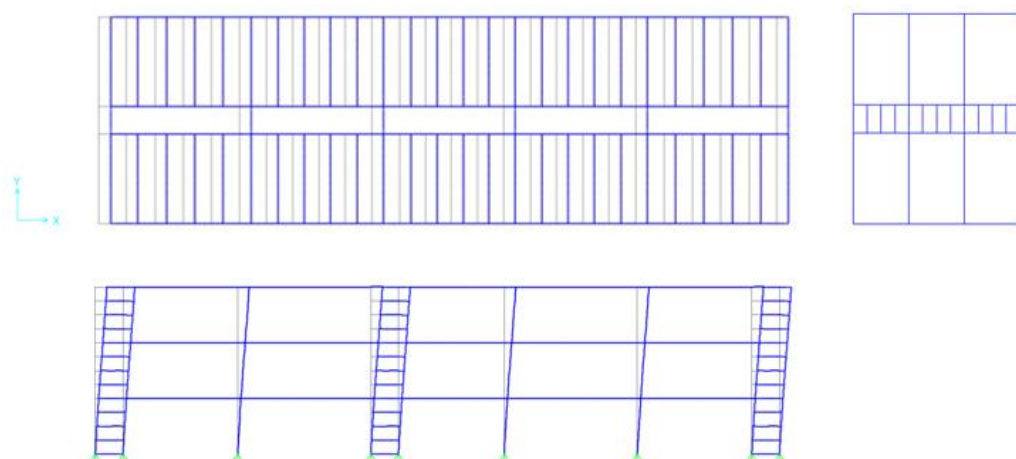
Η τιμή της ιδιοπεριόδου και τα ποσοστά της ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου κατά τις διευθύνσεις X και Y για τις πέντε πρώτες ιδιομορφές του δίνονται στον Πίνακα 7.6. Στον ίδιο Πίνακα δίνονται επίσης για κάθε ιδιομορφή τα αθροιστικά ποσοστά ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου στις δύο διευθύνσεις. Παρατηρείται ότι η συμβολή τους είναι σε ποσοστό 97% περίπου της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου και στις δύο διευθύνσεις. Στις Εικόνες 7.14 – 7.16 δίνονται τα σχήματα της 1^{ης}, 2^{ης} και 3^{ης} ιδιομορφής του κτιρίου αντίστοιχα. Οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές, ενώ η τρίτη περιστροφική.

Πίνακας 7.6: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά και αθροιστικά ποσοστά ταλαντούμενης μάζας κατά τη διεύθυνση X και Y

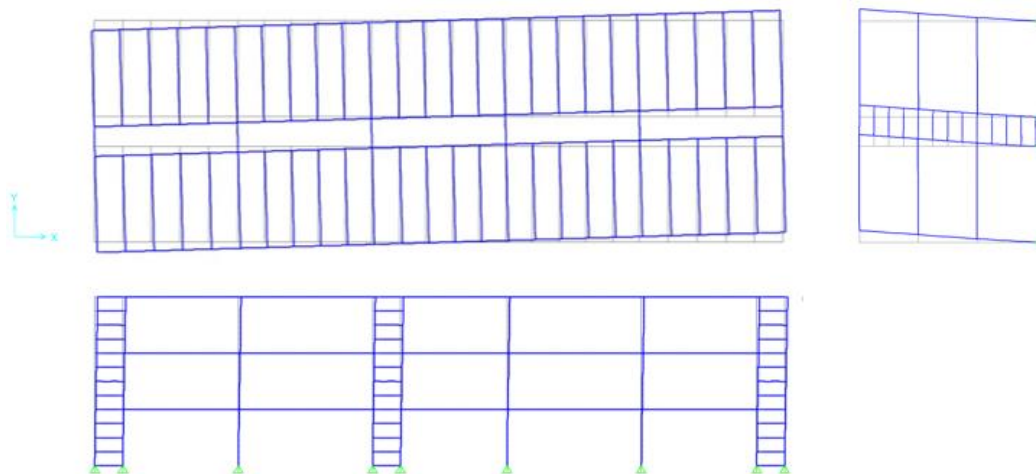
Ιδιομορφή	Περίοδος [sec]	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.1749	0.0000	0.8279	0.0000	0.8279
2	1.1734	0.8296	0.0000	0.8296	0.8279
3	0.9741	0.0000	0.0000	0.8296	0.8279
4	0.3734	0.0000	0.1433	0.8296	0.9712
5	0.3711	0.1421	0.0000	0.9716	0.9712



Εικόνα 7.14: Σχήμα 1^{ης} ιδιομορφής κατά Y (T=1.175 sec, UY=0.828)



Εικόνα 7.15: Σχήμα 2^{ης} ιδιομορφής κατά X (T=1.173 sec, UY=0.829)



Εικόνα 7.16: Σχήμα 3^{ης} ιδιομορφής - περιστροφική (T=0.974 sec)

7.4.2. Γωνιακή παραμόρφωση ορόφου

Από τη γραμμική ελαστική ανάλυση λαμβάνονται οι μέσες απόλυτες οριζόντιες μετακινήσεις d για κάθε όροφο του κτιρίου. Από τη διαφορά των μέσων απόλυτων οριζόντιων μετακινήσεων κορυφής και βάσης του υπό εξέταση ορόφου προκύπτουν οι μέσες σχετικές οριζόντιες μετακινήσεις d_{rel} . Οι ανελαστικές οριζόντιες μετακινήσεις d_r των ορόφων για το σεισμό σχεδιασμού υπολογίζονται σύμφωνα με την εξίσωση: $d_r = q * d_{rel}$. Η τιμή σχεδιασμού της γωνιακής παραμόρφωσης του ορόφου d_r πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τον έλεγχο:

$$d_r * v \leq 0.0075 * h$$

ο οποίος ισχύει για κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία, όπου ο μειωτικός συντελεστής v παίρνει την τιμή 0.50 λόγω της κατηγορίας σπουδαιότητας του κτιρίου (συνήθη κτίρια) και $h = 4.00 \text{ m}$ το ύψος του υπό εξέταση ορόφου.

Ο έλεγχος πραγματοποιείται με προσαυξημένα τα σεισμικά μεγέθη σύμφωνα με την Κεφάλαιο 3.4. Στους Πίνακες 7.7 και 7.8 περιλαμβάνονται τα βήματα υπολογισμού των ανελαστικών μετακινήσεων d_r , καθώς και ο έλεγχος γωνιακών παραμορφώσεων των ορόφων του κτιρίου κατά τη διεύθυνση X και Y αντίστοιχα. Ο έλεγχος επαληθεύεται σε όλες τις περιπτώσεις με τιμές $d_r * v/h$ κοντά στην οριακή. Ο έλεγχος είναι καθοριστικός για την επιλογή διατομών για τα μέλη του συστήματος FUSEIS1-1.

Πίνακας 7.7: Έλεγχος γωνιακής παραμόρφωσης ορόφων κατά X

Όροφος	d_x [m]	$d_{x,rel}$ [m]	d_r [m]	$d_r * v/h$	≤ 0.0075
1	0.0102	0.0102	0.051	0.006375	OK
2	0.022	0.0118	0.059	0.007375	OK
3	0.0338	0.0118	0.059	0.007375	OK

Πίνακας 7.8: Έλεγχος γωνιακής παραμόρφωσης ορόφων κατά Y

Όροφος	d_y [m]	$d_{y,rel}$ [m]	d_r [m]	$d_r * v/h$	≤ 0.0075
1	0.0101	0.0101	0.0505	0.0063125	OK
2	0.0219	0.0118	0.059	0.007375	OK
3	0.0337	0.0118	0.059	0.007375	OK

7.4.3. Επιρροές 2^{ας} τάξης

Για τον έλεγχο των επιρροών 2^{ας} τάξης απαιτείται γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού υπό την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων του σεισμικού συνδυασμού $1.0 * G + 0.3 * \varphi * Q$. Από την ανάλυση προσδιορίζονται όλες οι ιδιομορφές λυγισμού και οι αντίστοιχοι συντελεστές α_{cr} . Ο κρίσιμος συντελεστής λυγισμού για τη διεύθυνση X και Y του κτιρίου, αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιομορφή που μετακινεί το κτίριο κατά την υπόψη διεύθυνση. Υπολογίζεται λοιπόν ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου σύμφωνα με την εξίσωση: $\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \leq 0.3$, λαμβάνοντας υπόψη ότι οι ανελαστικές πλευρικές παραμορφώσεις προκύπτουν από πολλαπλασιασμό των αντίστοιχων ελαστικών με το συντελεστή συμπεριφοράς q .

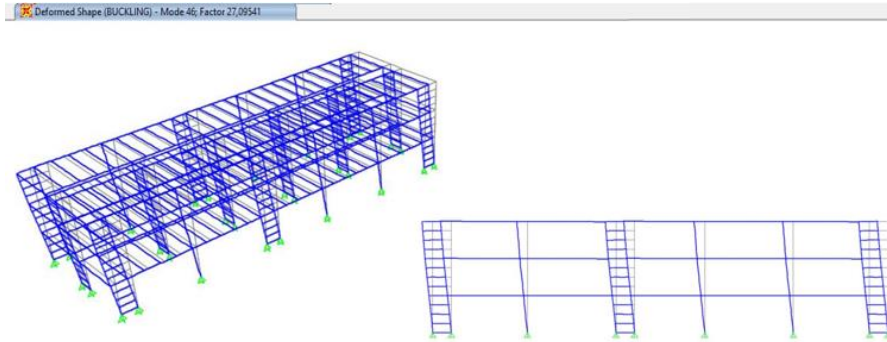
Στις Εικόνες 7.17 και 7.18 δίνονται τα σχήματα της πρώτης πλευρικής ιδιομορφής λυγισμού του κτιρίου κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του. Στους Πίνακες 7.9 και 7.10 περιλαμβάνονται οι κρίσιμοι συντελεστές λυγισμού, οι αντίστοιχοι δείκτες σχετικής μεταθετότητας ορόφου θ και ο έλεγχος επιρροών 2^{ας} τάξης κατά τη διεύθυνση X και Y του κτιρίου. Σε όλες τις περιπτώσεις ισχύει $0.1 < \theta < 0.2$, επομένως δεν απαιτείται ανάλυση με θεωρία 2^{ας} τάξης. Οι επιρροές 2^{ας} τάξης λαμβάνονται υπόψη σε κάθε διεύθυνση προσεγγιστικά με επαύξηση των σεισμικών δράσεων μέσω των συντελεστών $1/(1-\theta)$, που δίνονται στους Πίνακες 7.9 και 7.10.

Πίνακας 7.9: Έλεγχος φαινομένων 2^{ας} τάξης και επαυξητικός συντελεστής σεισμικών δράσεων κατά X

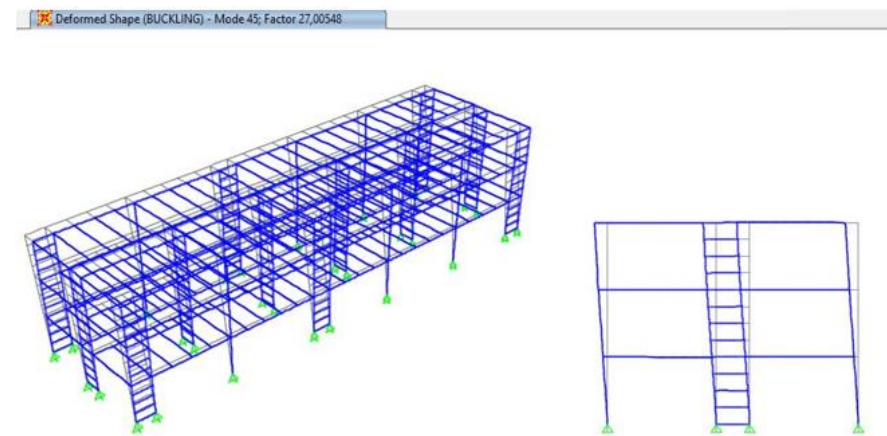
α_{cr}	θ	≤ 0.2	$1/(1-\theta)$
27.09	0.1846	OK	1.226

Πίνακας 7.10: Έλεγχος φαινομένων 2^{ας} τάξης και επαυξητικός συντελεστής σεισμικών δράσεων κατά Y

α_{cr}	θ	≤ 0.2	$1/(1-\theta)$
27.00	0.1852	OK	1.227



Εικόνα 7.17: Πρώτη πλευρική ιδιομορφή λυγισμού κατά X



Εικόνα 7.18: Πρώτη πλευρική ιδιομορφή λυγισμού κατά Y

7.4.4. Έλεγχος πλαστικών μελών συστήματος FUSEIS1-1

Η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας αναμένεται εντός των RBS στα άκρα των δοκών του συστήματος FUSEIS1-1. Επομένως ο σχεδιασμός των δοκών γίνεται με τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη εντός των RBS του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού, με προσαυξημένα τα σεισμικά μεγέθη λόγω επιρροών 2^{ας} τάξης (Κεφάλαιο 7.4.3). Πραγματοποιούνται έλεγχοι των δυσμενέστερων διατομών RBS έναντι αξονικών και διατμητικών δυνάμεων καθώς και καμπτικών ροπών σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3.5.1 και τα αποτελέσματά τους δίνονται στους Πίνακες 7.11 – 7.18.

Ο έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις πραγματοποιείται βάσει της ανίσωσης: $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq 0.15$. Οι δοκοί του συστήματος FUSEIS1-1 καταπονούνται από αμελητέες αξονικές δυνάμεις και οι συντελεστές εκμετάλλευσης είναι μηδενικοί. Δεν απαιτείται απομείωση των διατμητικών και καμπτικών αντοχών των διατομών λόγω αξονικών δυνάμεων.

Στους Πίνακες 7.11 - 7.13 παρατίθενται οι δυσμενέστεροι έλεγχοι σε διατμητικές δυνάμεις βάσει της ανίσωσης: $\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 0.5$ όπου $V_{CD,Ed} = \frac{2 * M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}}$ η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού. Οι συντελεστές εκμετάλλευσης είναι μικρότεροι της οριακής

τιμής και δεν απαιτείται απομείωση των καμπτικών αντοχών των διατομών λόγω διατμητικών δυνάμεων.

Πίνακας 7.11: Έλεγχος σε διάτμηση των RBS των FUSEIS I κατά X

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	l_{RBS} [m]	$V_{CD,Ed}$ [kN]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	check
1*	HEA220	71.121	1.330	106.949	279.902	0.382	OK
1	HEA220	71.121	1.300	109.417	279.902	0.391	OK
2	HEA200	57.566	1.335	86.241	244.898	0.352	OK
3	HEA180	44.199	1.370	64.524	197.003	0.328	OK
3	HEA160	30.525	1.415	43.145	179.637	0.240	OK

Πίνακας 7.12: Έλεγχος σε διάτμηση των RBS των FUSEIS II κατά X

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	l_{RBS} [m]	$V_{CD,Ed}$ [kN]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	check
1*	HEA220	71.121	1.330	106.949	279.902	0.382	OK
1	HEA220	71.121	1.300	109.417	279.902	0.391	OK
2	HEA200	57.566	1.335	86.241	244.898	0.352	OK
3	HEA180	40.594	1.370	59.261	197.003	0.301	OK
3	HEA160	30.525	1.415	43.145	179.637	0.240	OK

Πίνακας 7.13: Έλεγχος σε διάτμηση των RBS των FUSEIS II κατά Y

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	l_{RBS} [m]	$V_{CD,Ed}$ [kN]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	HEA220	71.121	1.300	109.417	279.902	0.391	OK
2	HEA200	57.566	1.335	86.241	244.898	0.352	OK
3	HEA180	40.594	1.370	59.261	197.003	0.301	OK
3	HEA160	30.525	1.415	43.145	179.637	0.240	OK

Το μήκος l_{RBS} των δοκών και το βάθος εγκοπής των απομειωμένων διατομών, πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση: $l_{RBS} \geq \frac{4 * M_{pl,RBS,Rd}}{V_{pl,RBS,Rd}}$. Στους Πίνακες 7.14 και 7.15 παρατίθενται οι σχετικοί έλεγχοι. Συμπεραίνεται ότι το μήκος l_{RBS} όλων των δοκών των συστημάτων είναι επαρκές ώστε να αναπτυχθεί ο μηχανισμός κάμψης.

Πίνακας 7.14: Έλεγχος μήκους l_{RBS} στα FUSEIS I

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{4 * M_{pl,RBS,Rd}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	l_{RBS} [m]	check
1*	HEA220	71.12	279.90	1.02	1.33	OK
1	HEA220	71.12	279.90	1.02	1.30	OK
2	HEA200	57.57	244.90	0.94	1.34	OK
3	HEA180	44.20	197.00	0.90	1.37	OK
3	HEA160	30.53	179.64	0.68	1.42	OK

Πίνακας 7.15: Έλεγχος μήκους l_{RBS} στα FUSEIS II

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{4 * M_{pl,RBS,Rd}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	l_{RBS} [m]	check
1*	HEA220	71.12	279.90	1.02	1.33	OK
1	HEA220	71.12	279.90	1.02	1.30	OK
2	HEA200	57.57	244.90	0.94	1.34	OK
3	HEA180	40.59	197.00	0.82	1.37	OK
3	HEA160	30.53	179.64	0.68	1.42	OK

Στους Πίνακες 7.16 - 7.18 παρατίθενται οι δυσμενέστεροι έλεγχοι των διατομών σε κάμψη βάσει της ανίσωσης: $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1.0$. Ο έλεγχος αυτός αποτελεί βασικό κριτήριο για την επιλογή της διατομής τους.

Πίνακας 7.16: Έλεγχος σε κάμψη των RBS των FUSEIS I κατά X

Όροφος	Διατομή	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}}$	check
1*	HEA220	42.399	71.121	0.596	OK
1	HEA220	45.279	71.121	0.637	OK
2	HEA200	36.086	57.566	0.627	OK
3	HEA180	26.981	44.199	0.610	OK
3	HEA160	15.069	30.525	0.494	OK

Πίνακας 7.17: Έλεγχος σε κάμψη των RBS των FUSEIS II κατά X

Όροφος	Διατομή	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}}$	check
1*	HEA220	36.444	71.121	0.512	OK
1	HEA220	44.136	71.121	0.621	OK
2	HEA200	34.259	57.566	0.595	OK
3	HEA180	24.287	40.594	0.598	OK
3	HEA160	16.396	30.525	0.537	OK

Πίνακας 7.18: Έλεγχος σε κάμψη των RBS των FUSEIS II κατά Y

Όροφος	Διατομή	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	HEA220	43.717	71.121	0.615	OK
2	HEA200	33.851	57.566	0.588	OK
3	HEA180	24.188	40.594	0.596	OK
3	HEA160	13.795	30.525	0.452	OK

Ελέγχεται η καθολική ικανότητα απορρόφησης ενέργειας στις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου η οποία εξασφαλίζεται με την ικανοποίηση της συνθήκης: $\frac{max\Omega}{min\Omega} \leq 1.25$ σε κάθε διεύθυνση. Η υπεραντοχή της δοκού, Ω , υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\Omega = \frac{M_{pl,RBS,Rd}}{M_{Ed}}$$

Κατά τη διεύθυνση X λαμβάνονται $min\Omega = 1.570$ και $max\Omega = 1.953$, επομένως: $\frac{1.953}{1.570} = 1.244 \leq 1.25$ και κατά τη διεύθυνση Y, $min\Omega = 1.623$ και ο $max\Omega = 1.992$, επομένως: $\frac{1.992}{1.623} = 1.228 \leq 1.25$.

Ελέγχονται οι αναπτυσσόμενες στροφές των απομειωμένων μελών. Η στροφή σχεδιασμού των RBS των δοκών, θ_{RBS} , υπολογίζεται από τη σχέση: $\theta_{RBS} = \frac{L}{l_{RBS}} * \theta_{gl}$, όπου $L = 2.00 m$ η κεντροβαρική απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων του συστήματος, και ελέγχεται βάσει της μέγιστης στροφής στην ΟΚΑ, $\theta_{ULS,RBS} = 5 \%$, σύμφωνα με την ανίσωση: $\theta_{RBS} \leq \theta_{ULS,RBS}$. Οι Πίνακες 7.19 - 7.20 συνοψίζουν τις τιμές των θ_{RBS} όλων των δοκών οι οποίες είναι μικρότερες από την επιτρεπόμενη τιμή. Όσον αφορά τους ελέγχους του Πίνακα 7.19 είναι ίδιοι για τα FUSEIS I & II, διότι οι διαστάσεις των δοκών (l_{RBS}) και οι οριζόντιες μετακινήσεις (d_r) είναι κοινές για τα δύο συστήματα στη διεύθυνση X.

Πίνακας 7.19: Έλεγχος των στροφών των δοκών θ_{RBS} κατά X (FUSEIS I & II)

Όροφος	Διατομή	l_{RBS} [m]	d_r [m]	$\tan(\theta_{gl})$	θ_{gl} [rad]	θ_{RBS} [rad]	$\theta_{ULS,RBS}$ [rad]	check
1*	HEA220	1.330	0.051	0.013	0.013	0.019	0.050	OK
1	HEA220	1.300	0.051	0.013	0.013	0.020	0.050	OK
2	HEA200	1.335	0.059	0.015	0.015	0.022	0.050	OK
3	HEA180	1.370	0.059	0.015	0.015	0.022	0.050	OK
3	HEA160	1.415	0.059	0.015	0.015	0.021	0.050	OK

Πίνακας 7.20: Έλεγχος των στροφών των δοκών θ_{RBS} κατά Y (FUSEIS II)

Όροφος	Διατομή	l_{RBS} [m]	d_r [m]	$\tan(\theta_{gl})$	θ_{gl} [rad]	θ_{RBS} [rad]	$\theta_{ULS,RBS}$ [rad]	check
1	HEA220	1.300	0.051	0.013	0.013	0.019	0.050	OK
2	HEA200	1.335	0.059	0.015	0.015	0.022	0.050	OK
3	HEA180	1.370	0.059	0.015	0.015	0.022	0.050	OK
3	HEA160	1.415	0.059	0.015	0.015	0.021	0.050	OK

7.4.5. Έλεγχος μη πλαστικών μελών συστήματος FUSEIS1-1

Τα υποστυλώματα και τα ακραία τμήματα των δοκών με πλήρη διατομή ελέγχονται με ικανοτικά μεγέθη σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3.5.2.

Τα ικανοτικά μεγέθη για τον έλεγχο των υποστυλωμάτων υπολογίζονται σύμφωνα με τις εξισώσεις:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * V_{Ed,E}$$

ώστε να διαθέτουν υπεραντοχή σε σχέση με τις δοκούς του, λαμβάνοντας υπόψη την ελάχιστη τιμή του Ω όλων των δοκών με πλαστικές ζώνες RBS ανά κύρια διεύθυνση (Κεφάλαιο 7.4.4) και με συντελεστή υπεραντοχής του υλικού $\gamma_{ov} = 1.25$. Τα υποστυλώματα ελέγχονται έναντι θλίψης και κάμψης. Στον έλεγχο περί τον ισχυρό άξονα της διατομής τους χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς, μήκος λυγισμού ίσο με την απόσταση μεταξύ των δοκών FUSEIS1-1 (1.00 m), ενώ στον έλεγχο περί τον ασθενή άξονα της διατομής τους χρησιμοποιείται μήκος λυγισμού το ύψος του ορόφου (4.00 m). Οι έλεγχοι ικανοποιούνται στο σύνολο του κτιρίου με συντελεστές εκμετάλλευσης μικρότερους της μονάδας.

Στους Πίνακες 7.21 - 7.26 παρατίθενται τα ικανοτικά μεγέθη με τα οποία γίνεται ο έλεγχος των περισσότερο καταπονούμενων υποστυλωμάτων των συστημάτων FUSEIS1-1 του κτιρίου κατά τις διευθύνσεις X και Y. Ο σύνθετος έλεγχος έναντι θλίψης και κάμψης των υποστυλωμάτων δίνει συντελεστές εκμετάλλευσης κατά τον ισχυρό και ασθενή άξονα της διατομής ίσους με 0.630 και 0.620 αντίστοιχα κατά τη X διεύθυνση και 0.577 και 0.546 αντίστοιχα κατά τη Y διεύθυνση. Ο έλεγχος έναντι ικανοτικής τέμνουσας παρατίθεται στους Πίνακες 7.23 και 7.26.

Πίνακας 7.21: Αξονικές δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS II κατά X

Όροφος	Διατομή	$N_{Ed,G}$ [kN]	$N_{Ed,E}$ [kN]	Ω	$N_{Cd,E}$ [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{CD,Ed}}{N_{pl,Rd}}$	check
1	HEB280	291.10	800.50	1.570	2019.02	4650.50	0.434	OK
2	HEB280	193.20	483.50	1.570	1236.86	4650.50	0.266	OK
3	HEB280	96.55	212.90	1.570	556.11	4650.50	0.120	OK

Πίνακας 7.22: Ροπές κάμψης ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS II κατά X

Όροφος	Διατομή	$M_{Ed,G}$ [kNm]	$M_{Ed,E}$ [kNm]	Ω	$M_{Cd,E}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1	HEB280	0.22	49.00	1.570	105.99	544.57	0.195	OK
2	HEB280	0.30	34.40	1.570	74.55	544.57	0.137	OK
3	HEB280	0.30	26.70	1.570	57.93	544.57	0.106	OK

Πίνακας 7.23: Τέμνουσες δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS II κατά X

Όροφος	Διατομή	$V_{Ed,G}$ [kN]	$V_{Ed,E}$ [kN]	Ω	$V_{Cd,E}$ [kN]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,Rd}}$	check
1	HEB280	0.05	64.00	1.570	138.20	834.80	0.166	OK
2	HEB280	0.38	49.20	1.570	106.58	834.80	0.128	OK
3	HEB280	0.43	35.50	1.570	77.05	834.80	0.092	OK

Πίνακας 7.24: Αξονικές δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS II κατά Υ

Όροφος	Διατομή	$N_{Ed,G}$ [kN]	$N_{Ed,E}$ [kN]	Ω	$N_{Cd,E}$ [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{CD,Ed}}{N_{pl,Rd}}$	check
1	HEB280	639.10	510.50	1.623	1778.61	4650.50	0.382	OK
2	HEB280	425.80	292.60	1.623	1078.93	4650.50	0.232	OK
3	HEB280	212.80	118.20	1.623	476.64	4650.50	0.102	OK

Πίνακας 7.25: Ροπές κάμψης ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS II κατά Υ

Όροφος	Διατομή	$M_{Ed,G}$ [kNm]	$M_{Ed,E}$ [kNm]	Ω	$M_{Cd,E}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1	HEB280	0.15	49.00	1.623	109.53	544.57	0.201	OK
2	HEB280	0.08	34.30	1.623	76.64	544.57	0.141	OK
3	HEB280	0.10	26.70	1.623	59.70	544.57	0.110	OK

Πίνακας 7.26: Τέμνουσες δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS II κατά Υ

Όροφος	Διατομή	$V_{Ed,G}$ [kN]	$V_{Ed,E}$ [kN]	Ω	$V_{Cd,E}$ [kN]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,Rd}}$	check
1	HEB280	0.23	63.90	1.623	142.86	834.80	0.171	OK
2	HEB280	0.15	48.80	1.623	109.08	834.80	0.131	OK
3	HEB280	0.16	35.40	1.623	79.18	834.80	0.095	OK

Η πλήρης διατομή των δοκών στα άκρα τους ελέγχεται σε κάμψη με την ικανοτική ροπή κάμψης σχεδιασμού, ώστε να διαθέτει υπεραντοχή σε σχέση με τις απομειωμένες διατομές RBS. Η ικανοτική ροπή κάμψης υπολογίζεται μέσω της σχέσης: $M_{CD,Ed} = \frac{l_{net}}{l_{RBS}} * M_{pl,RBS,Rd}$ και ο έλεγχος πραγματοποιείται με ικανοποίηση της ανισωτικής σχέσης: $\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$. Οι έλεγχοι της πλήρους διατομής στα άκρα των δοκών επαληθεύονται παντού (Πίνακες 7.27 και 7.28).

Πίνακας 7.27: Ικανοτικός έλεγχος πλήρους διατομής δοκού στα άκρα των FUSEIS I

Όροφος	Διατομή	l_{net} [m]	l_{RBS} [m]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$M_{CD,Ed}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1*	HEA220	1.72	1.33	71.12	91.98	133.48	0.69	OK
1	HEA220	1.72	1.30	71.12	94.10	133.48	0.70	OK
2	HEA200	1.72	1.34	57.57	74.17	100.82	0.74	OK
3	HEA180	1.72	1.37	44.20	55.49	76.38	0.67	OK
3	HEA160	1.72	1.42	30.53	37.10	57.58	0.64	OK

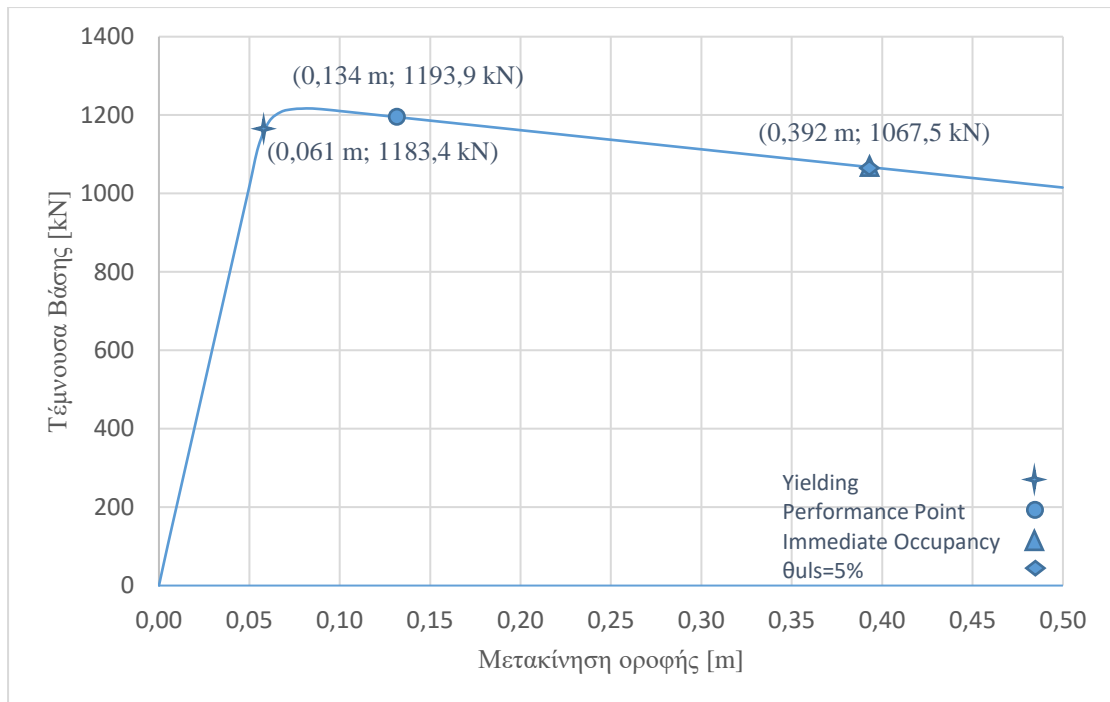
Πίνακας 7.28: Ικανοτικός έλεγχος πλήρους διατομής δοκού στα άκρα των FUSEIS II

Όροφος	Διατομή	l_{net} [m]	l_{RBS} [m]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$M_{CD,Ed}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1*	HEA220	1.72	1.33	71.12	91.98	133.48	0.69	OK
1	HEA220	1.72	1.30	71.12	94.10	133.48	0.70	OK
2	HEA200	1.72	1.34	57.57	74.17	100.82	0.74	OK
3	HEA180	1.72	1.37	40.59	50.96	76.38	0.67	OK
3	HEA160	1.72	1.42	30.53	37.10	57.58	0.64	OK

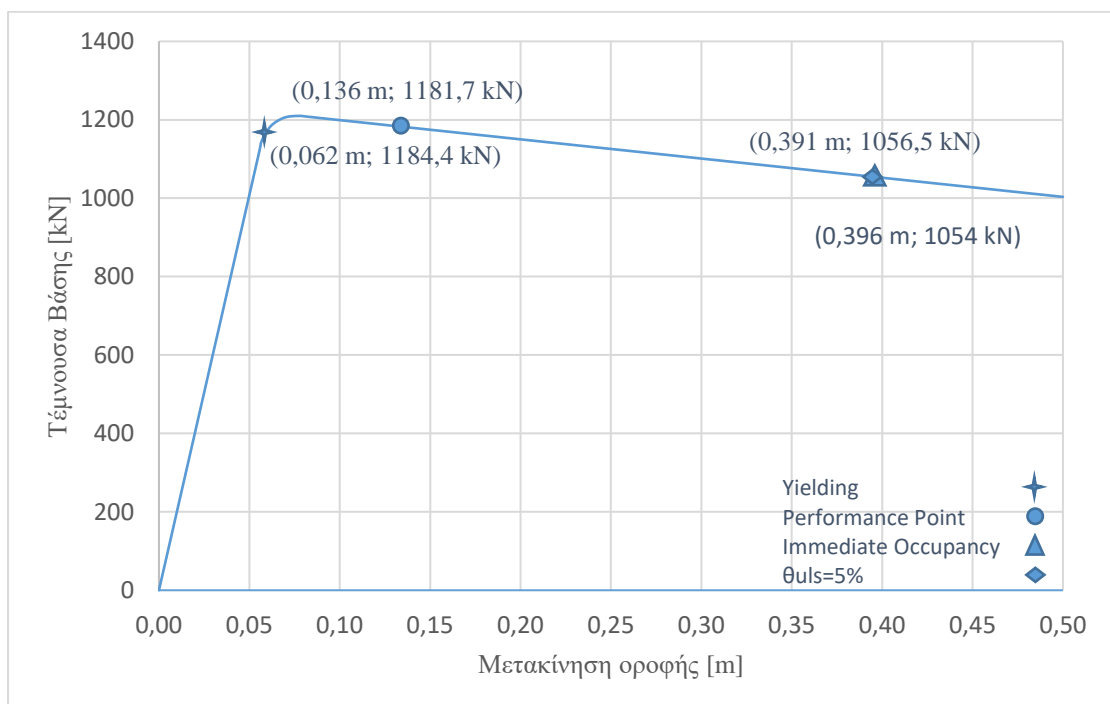
7.4.6. Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover Analysis)

Η διερεύνηση της μετελαστικής απόκρισης του κτιρίου και ο προσδιορισμός των πλαστικών μηχανισμών αστοχίας και της κατανομής της βλάβης γίνεται με τη βοήθεια μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, Pushover (Κεφάλαιο 3.6.1). Το κτίριο φορτίζεται με τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού και αυξανόμενα οριζόντια φορτία μέχρι τη μετακίνηση-στόχο. Η μετακίνηση αυτή λαμβάνεται ίση με 0.50 m. Πραγματοποιούνται αναλύσεις στο τρισδιάστατο προσομοίωμα κατά τις διευθύνσεις X και Y με χρήση ομοιόμορφης και ιδιομορφικής κατανομής των οριζόντιων φορτίων. Λαμβάνονται υπόψη επίσης οι γεωμετρικές μη γραμμικότητες (φαινόμενα P-Delta). Στο προσομοίωμα της ελαστικής ανάλυσης εισάγονται μη γραμμικές ιδιότητες σε όλα τα μέλη πλάστιμα και μη, ώστε να εξεταστεί η πιθανή μη γραμμική συμπεριφορά τους κατά τη διάρκεια του σεισμού (Κεφάλαιο 3.6.2). Στα FUSEIS1-1 εισάγονται μη γραμμικές ιδιότητες στα εξωτερικά άκρα των RBS των δοκών (M3 hinge), στα άκρα των πλήρων διατομών των δοκών (M3 hinge) και στα υποστυλώματα του συστήματος στις τομές τους με τα FUSEIS (P-M3 hinges). Οι παράμετροι των μη γραμμικών ιδιοτήτων στην περίπτωση των RBS παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 3.6.3 (Πίνακας 3.2), ενώ για τα υπόλοιπα μέλη υπολογίζονται αυτόματα από το λογισμικό SAP2000. Μετά την εκτέλεση της μη γραμμικής ανάλυσης, παράγονται αυτόματα η καμπύλη ικανότητας και η καμπύλη φασματικής απαίτησης. Για την εξαγωγή της τελευταίας εισάγονται οι παράμετροι του ελαστικού φάσματος του σεισμού σχεδιασμού. Η τομή των δύο καμπυλών είναι το σημείο επιτελεστικότητας.

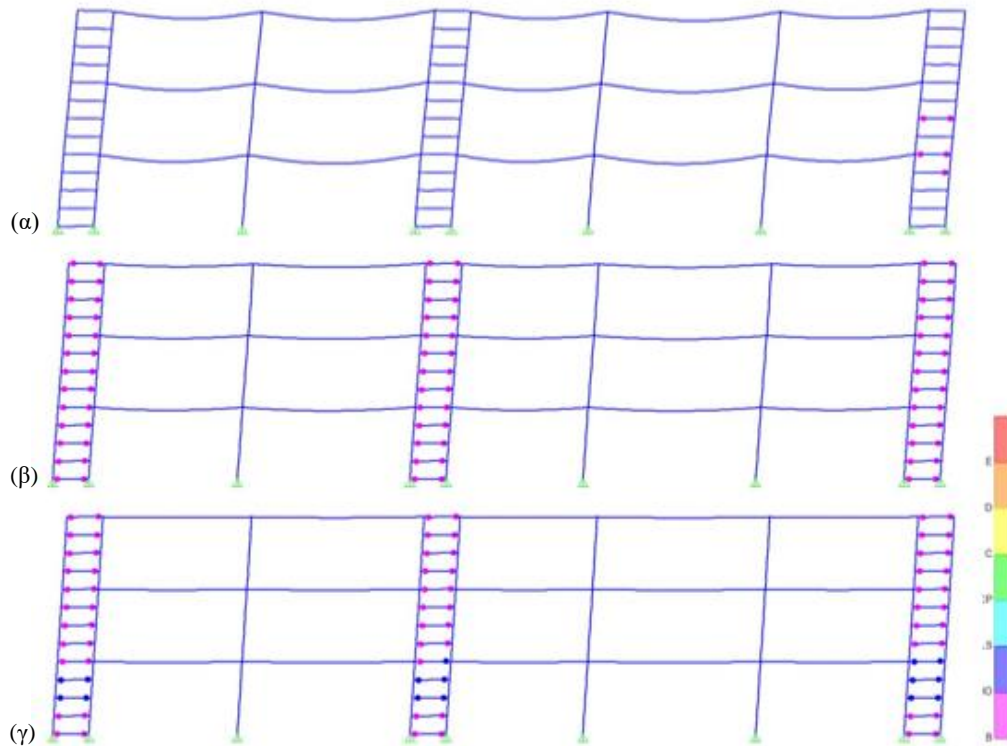
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής κατανομής. Η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου στις διευθύνσεις X και Y δίνονται στις Εικόνες 7.18 και 7.19 αντίστοιχα. Σε κάθε καμπύλη σημειώνονται το σημείο Διαρροής (Yielding), το σημείο επιτελεστικότητας (Performance Point), το σημείο που οι πλαστικές αρθρώσεις των δοκών FUSEIS1-1 φτάνουν για πρώτη φορά στη στάθμη Άμεσης Χρήσης (Immediate Occupancy) και το σημείο όπου το πλαίσιο έχει γωνιακή παραμόρφωση ορόφου ίση με $\theta_{ULS} = 5\%$. Η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων του παραμορφωμένου κτιρίου στα σημεία αυτά, δίνονται στις Εικόνες 7.20 και 7.21 για τις διευθύνσεις X και Y αντίστοιχα.



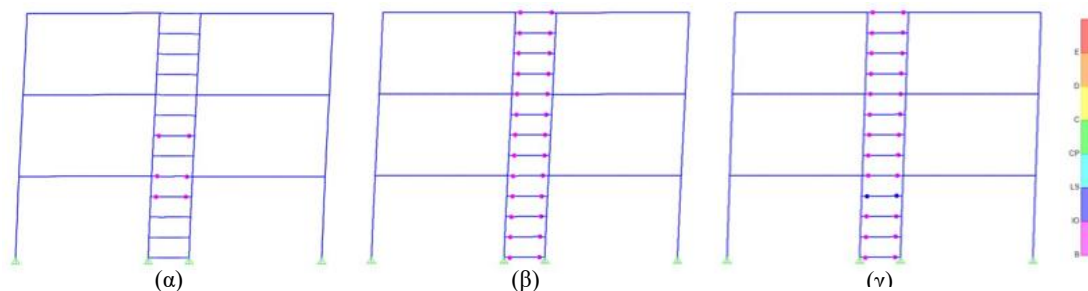
Εικόνα 7.18: Καμπύλη ικανότητας κατά X



Εικόνα 7.19: Καμπύλη ικανότητας κατά Y



Εικόνα 7.20: Παραμορφωμένος φορέας κατά X σε: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεστικότητας, γ) $\theta_{ULS} = 5\%$ και σημείο Άμεσης Χρήσης

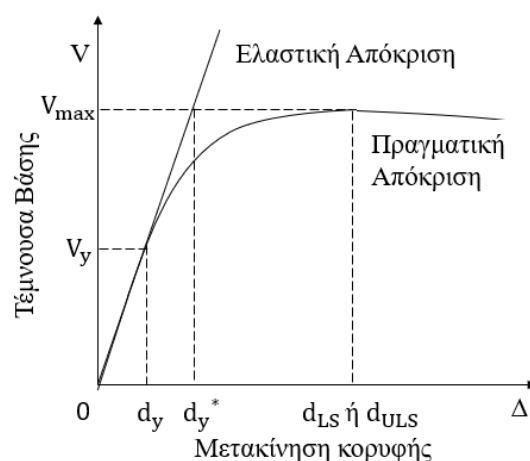


Εικόνα 7.21: Παραμορφωμένος φορέας κατά Y σε: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεστικότητας και $\theta_{ULS} = 5\%$, γ) Άμεση Χρήση

Η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου οφείλεται αποκλειστικά στις δοκούς του συστήματος FUSEIS1-1. Παρουσιάζει περίπου ίδια συμπεριφορά στις δύο κύριες διευθύνσεις του. Μετά την πλαστικοποίηση όλων των δοκών, παρατηρείται φθιτός μετελαστικός κλάδος σταθερής κλίσης και στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Αρθρώσεις σχηματίζονται στα απομειωμένα άκρα των δοκών FUSEIS1-1, οι οποίες φτάνουν μέχρι τη στάθμη επιτελεστικότητας Άμεσης Χρήσης (ΙΟ). Οι πλήρεις διατομές των δοκών και τα υποστυλώματα των συστημάτων FUSEIS1-1 παραμένουν ελαστικά μέχρι το τέλος της ανάλυσης.

Το σημείο επιτελεστικότητας και στις δυο διευθύνσεις βρίσκεται στον μετελαστικό κλάδο της καμπύλης πριν τη στάθμη Άμεσης Χρήσης. Για τα νέα κτίρια ο στόχος επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού είναι η Προστασία ζωής για το σεισμό σχεδιασμού. Επομένως ο στόχος σεισμικής ικανότητας για το εξεταζόμενο κτίριο έχει επιτευχθεί, εφόσον η ικανότητά του είναι μεγαλύτερη σε σχέση με την απαίτηση του σεισμού σχεδιασμού για το υπόψη κτίριο.

Με βάση τις καμπύλες ικανότητας των Εικόνων 7.18 και 7.19 εκτιμάται ο συντελεστής συμπεριφοράς q του συστήματος FUSEIS1-1 μέσω της εξίσωσης: $q = q_{\mu} * \Omega$ στις δύο κύριες διευθύνσεις του φορέα. Ο δείκτης πλαστιμότητας q_{μ} ορίζεται ως: $q_{\mu} = \frac{d_u}{d_y^*}$, με $d_u = \min(d_{LS}, d_{ULS})$ τη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση και d_y^* τη μετακίνηση διαρροής θεωρώντας ελαστική απόκριση του συστήματος. Η μετακίνηση d_{LS} αντιστοιχεί στη στιγμή που οι πλαστικές αρθρώσεις των RBS εισέρχονται για πρώτη φορά στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής (LS) και η μετακίνηση d_{ULS} αντιστοιχεί στη στιγμή που κάποιος από τους ορόφους του κτιρίου εμφανίσει γωνιακή παραμόρφωση κοντά στην τιμή 5% της οριακής κατάστασης αστοχίας (OKA - ULS). Η υπεραντοχή Ω ορίζεται ως: $\Omega = \frac{V_{max}}{V_y}$, με V_{max} το φορτίο της καμπύλης ικανότητας που αντιστοιχεί στη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση d_u και V_y το φορτίο διαρροής. Τα μεγέθη ορίζονται στην Εικόνα 7.22.



Εικόνα 7.22: Υπολογισμός του συντελεστή συμπεριφοράς από την καμπύλη ικανότητας

Ο Πίνακας 7.29 συνοψίζει τα βήματα υπολογισμού του συντελεστή συμπεριφοράς του κτιρίου κατά τις διευθύνσεις X και Y με βάση τις αντίστοιχες καμπύλες ικανότητας στις Εικόνες 7.18 και 7.19. Σε κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου λαμβάνεται ως μέγιστη ανελαστική μετακίνηση εκείνη που αντιστοιχεί στη στιγμή που κάποιος από τους ορόφους του κτιρίου εμφανίσει γωνιακή παραμόρφωση κοντά στην τιμή 5% της οριακής κατάστασης αστοχίας (OKA - ULS). Παρατηρείται ότι οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς είναι σε όλες τις περιπτώσεις μεγαλύτερες της τιμής 5, που θεωρήθηκε κατά το σχεδιασμό λόγω της υψηλής πλαστιμότητας q_{μ} .

Πίνακας 7.29: Εκτιμώμενος συντελεστής συμπεριφοράς q

Διεύθυνση	d_y [m]	V_y [kN]	d_{ULS} [m]	V_{ULS} [kN]	d_y^* [m]	q_{μ}	Ω	q
X	0.0609	1183.4	0.392	1067.5	0.0549	7.145	0.902	6.446
Y	0.0620	1184.4	0.390	1056.5	0.0553	7.078	0.892	6.313

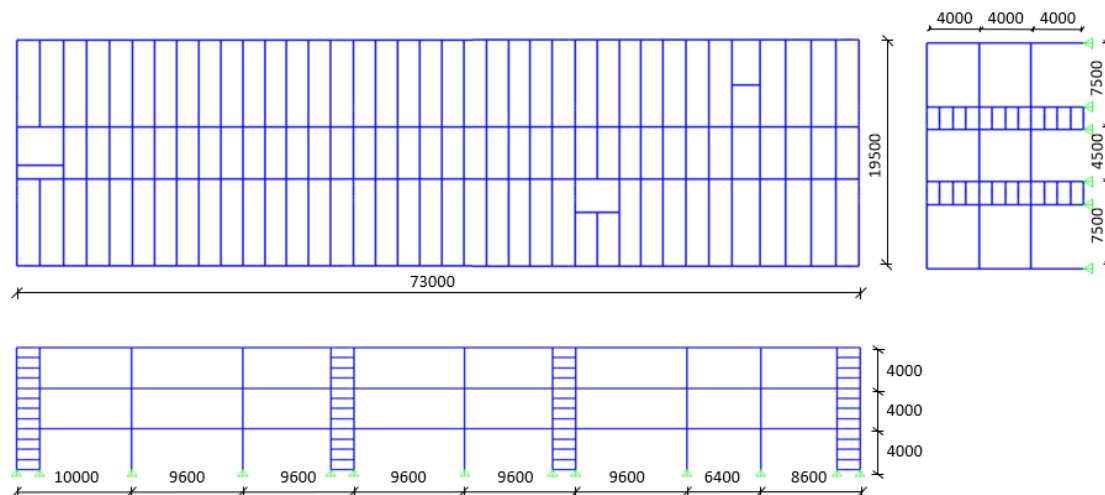
7.5. Απαίτηση σε χάλυβα

Τα μεταλλικά στοιχεία του προσομοιώματος υπολογίζονται σε 54.19 kg/m². Σε αυτά προστίθενται 15% για τα μέλη της κατασκευής που δεν προσομοιώνονται και τελικά η απαίτηση ανέρχεται σε 61.40 kg/m².

8. Κτίριο Γ

8.1. Περιγραφή φορέα

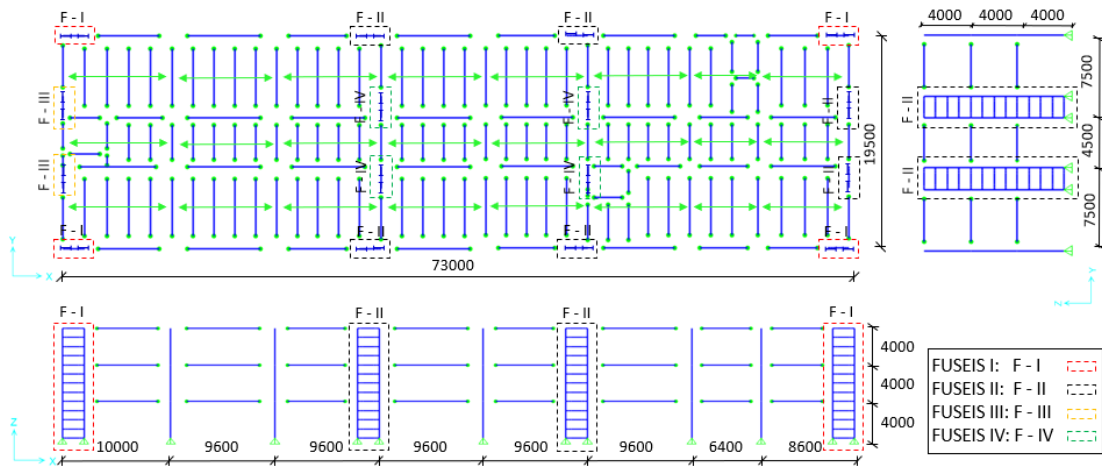
Η γεωμετρία της κατασκευής δίνεται στην Εικόνα 8.1. Πρόκειται για τριώροφο κτίριο, με διαστάσεις σε κάτοψη $73.00 \times 19.50 \text{ m}^2$, ύψος ορόφου 4.00 m και συνολικό ύψος 12.00 m . Το μήκος των σχηματιζόμενων φατνωμάτων κυμαίνεται μεταξύ $6.40\text{-}10.00 \text{ m}$. Διαδοκίδες έχουν τοποθετηθεί ανά 2.00 m .



Εικόνα 8.1: Κάτοψη και κατακόρυφη διαμόρφωση της κατασκευής

Τα δομικά συστήματα που εφαρμόζονται για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειάς του κτιρίου έναντι οριζόντιων φορτίων είναι 8 συστήματα FUSEIS1-1 σε κάθε διεύθυνσή του (Εικόνα 8.2). Κατά τη διαμήκη διεύθυνση (διεύθυνση X) είναι τοποθετημένα στην περίμετρο του κτιρίου, ενώ κατά την εγκάρσια διεύθυνση (διεύθυνση Y) τοποθετούνται ανά ζεύγη κατά μήκος του φορέα. Εφαρμόζονται τέσσερα συστήματα FUSEIS1-1, το FUSEIS I, FUSEIS II, FUSEIS III και FUSEIS IV, στα οποία γίνεται ξεχωριστή αναφορά όπου κρίνεται απαραίτητο. Στην Εικόνα 8.2 σημαίνονται τα συστήματα σεισμικής αντίστασης του κτιρίου στις δύο διευθύνσεις.

Κάθε σύστημα FUSEIS1-1 αποτελείται από δύο υποστυλώματα διατομής HEB320 με κεντροβαρική απόσταση 2.00 m . Οι εδράσεις τους είναι αρθρωτές. Συνδέονται μεταξύ τους με τέσσερις οριζόντιες δοκούς σε κάθε όροφο με εξαίρεση το ισόγειο όπου τοποθετείται μια επιπλέον δοκός στη στάθμη του εδάφους, ώστε να μην μεταφέρονται πρόσθετες ροπές στη θεμελίωση. Ο τύπος των δοκών είναι ΙΡΕ και οι διατομές τους αυξάνονται σε μέγεθος από τους ανώτερους προς τους κατώτερους ορόφους ακολουθώντας την αύξηση της τέμνουσας βάσης από την οροφή στη βάση (Πίνακας 8.1 και Εικόνες 8.3 και 8.4). Στα άκρα τους, σε μικρή απόσταση από τη σύνδεσή τους με το υποστυλώμα, τα πέλματα αποκόπτονται κατά $30\% - 50\%$ περίπου σχηματίζοντας RBS. Οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα του συστήματος είναι συνδέσεις ροπής. Όσον αφορά το υλικό των μελών του συστήματος, για τις δοκούς χρησιμοποιείται χάλυβας S235, ενώ για τα υπόλοιπα μέλη χάλυβας S355.

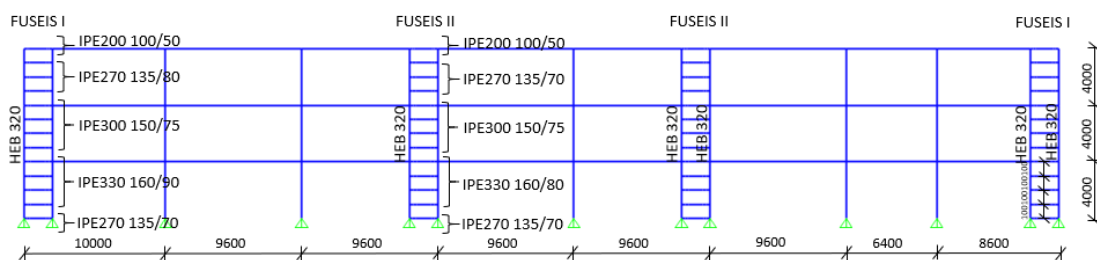


Εικόνα 8.2: Σχέδιο διαμόρφωσης του κτιρίου με σήμανση των συστημάτων αντίστασης έναντι πλευρικού φορτίου

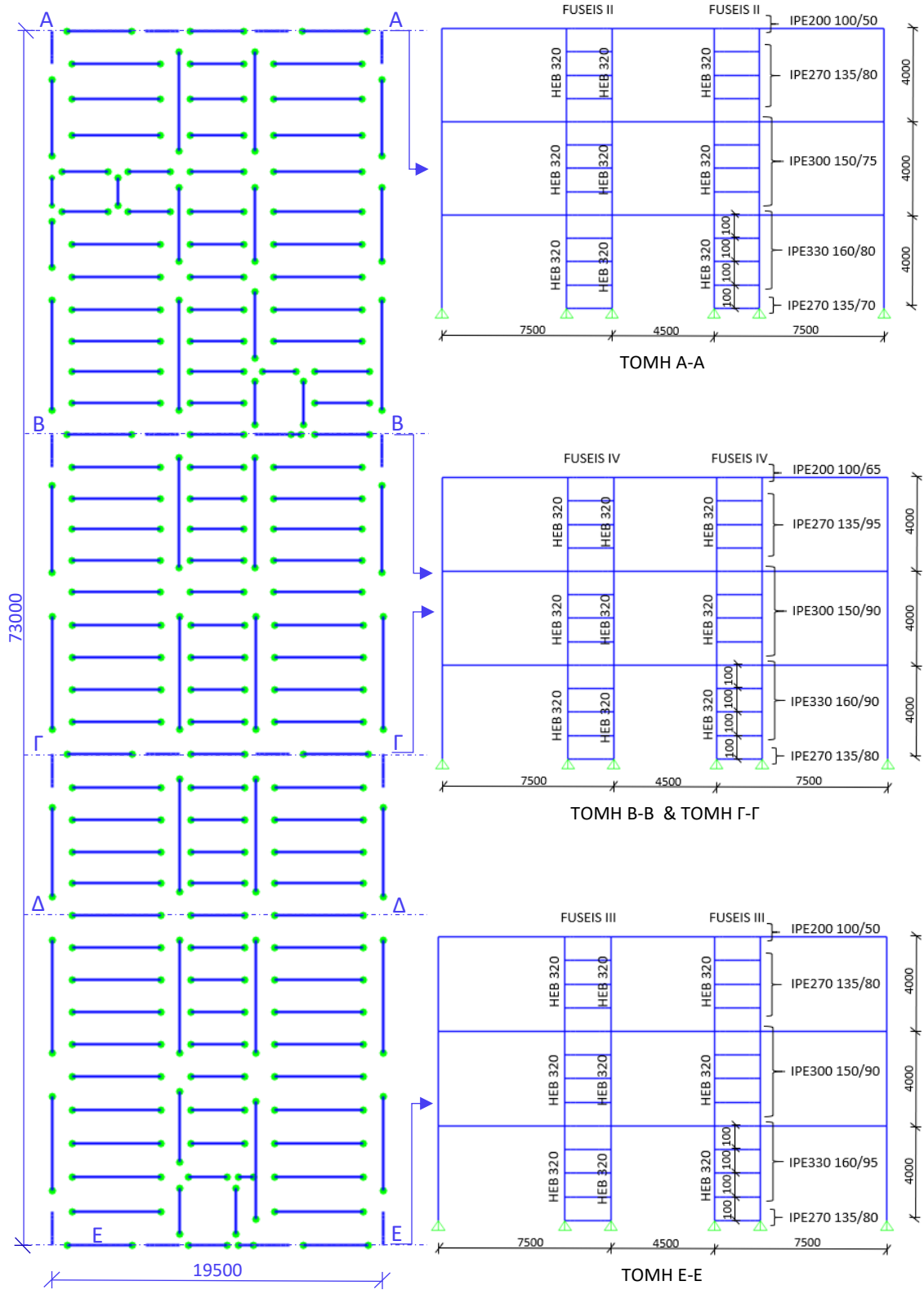
Πίνακας 8.1: Διατομές δοκών FUSEIS1-1

Όροφος	Διατομή	b_f/b_{fRBS} [mm]			
		FUSEIS I	FUSEIS II	FUSEIS III	FUSEIS IV
1	IPE270	135/70	135/70	135/80	135/80
1	IPE330	160/90	160/80	160/95	160/90
2	IPE300	150/75	150/75	150/90	150/90
3	IPE270	135/80	135/70	135/80	135/95
3	IPE200	100/50	100/50	100/50	100/65

b_f = Πλάτος πέλματος πλήρους διατομής
 b_{fRBS} = Πλάτος πέλματος απομειωμένης διατομής

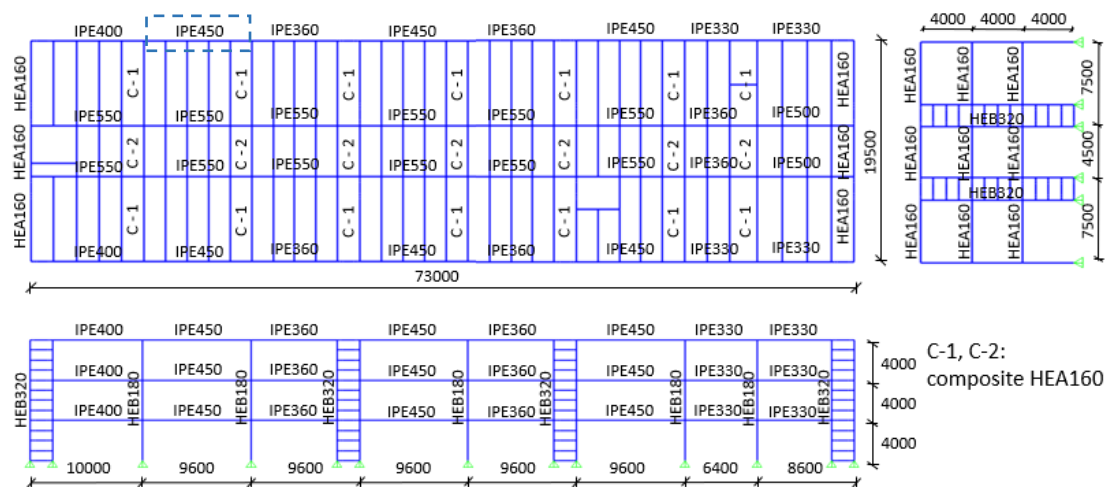


Εικόνα 8.3: Διατομές δοκών FUSEIS1-1 στη διεύθυνση X



Εικόνα 8.4: Διατομές δοκών FUSEIS1-1 στη διεύθυνση Y

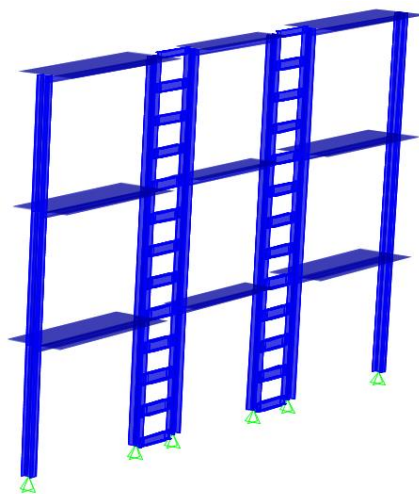
Ο υπόλοιπος φορέας (δοκοί και υποστυλώματα) σχεδιάζεται για την παραλαβή μόνο κατακόρυφων φορτίων με τη διαμόρφωση απλών συνδέσεων τέμνουσας μεταξύ των δομικών στοιχείων του. Επιπλέον συνδέεται αρθρωτά με τα υποστυλώματα των συστημάτων FUSEIS1-1 ώστε να μην υπάρχει μεταφορά πρόσθετων ροπών στα τελευταία. Η έδρασή του υλοποιείται με αρθρώσεις στη βάση των υποστυλωμάτων. Οι διατομές που εφαρμόζονται στα υποστυλώματα και στις δοκούς του συστήματος παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων φαίνονται στην Εικόνα 8.5. Τα υποστυλώματα έχουν χαλύβδινη διατομή από HEB100 μέχρι HEB220. Οι κύριες δοκοί οι οποίες βρίσκονται παράλληλα στο διαμήκη άξονα του κτιρίου έχουν χαλύβδινες διατομές από IPE330 μέχρι IPE550. Οι κύριες και δευτερεύουσες δοκοί, οι οποίες βρίσκονται εγκάρσια στο διαμήκη άξονα του κτιρίου, διαμορφώνονται σύμμικτες και αποτελούνται από χαλύβδινες διατομές HEA160 συνδεόμενες με τις σύμμικτες πλάκες συνολικού ύψους 13.00 cm μέσω κατάλληλου αριθμού διατμητικών ήλων. Χρησιμοποιείται χάλυβας S355.



Εικόνα 8.5: Διατομές των μελών του φορέα

8.2. Προσομοίωση

Ο φορέας προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού (beam elements) διερχόμενα από το κέντρο βάρους του μέλους. Οι σύμμικτες πλάκες δεν προσομοιώνονται. Εικόνα από το προσομοίωμα του φορέα δίνεται στην Εικόνα 8.6.



Εικόνα 8.6: Προσομοίωση φορέα στο SAP2000

Οι διαδοκίδες και κύριες δοκοί του φορέα στη διεύθυνση Y διαμορφώνονται σύμμικτες με συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} . Ο υπολογισμός και η προσομοίωσή τους γίνεται σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3.1.3.

- Άνοιγμα 7.50 m:

Για $b_o = 0.00 \text{ m}$, τοποθετημένες διαδοκίδες ανά 2.00 m, $b_i = \frac{2.00}{2} = 1.00 \text{ m}$ και $L_e = 7.50 \text{ m}$, υπολογίζεται:

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} = \frac{7.50}{8} = 0.9375 \text{ m} \leq b_i = 1.00 \text{ m}$$

$$\beta_i = 0.55 + 0.25 * \frac{7.50}{1} = 2.425 \text{ m} > 1.0$$

$$b_{eff} = b_o + \sum \beta_i * b_{ei} = 0 + 2 * 1 * 0.9375 = 1.875 \text{ m}$$

Η σύμμικτη διατομή αποτελείται από την σιδηροδοκό HEA160 και την πλάκα σκυροδέματος πάχους $h_c = 80 \text{ mm}$ και συνεργαζόμενου πλάτους $b_{eff} = 1875 \text{ mm}$ (Εικόνα 8.7).

- Για το άνοιγμα των 4.50 m:

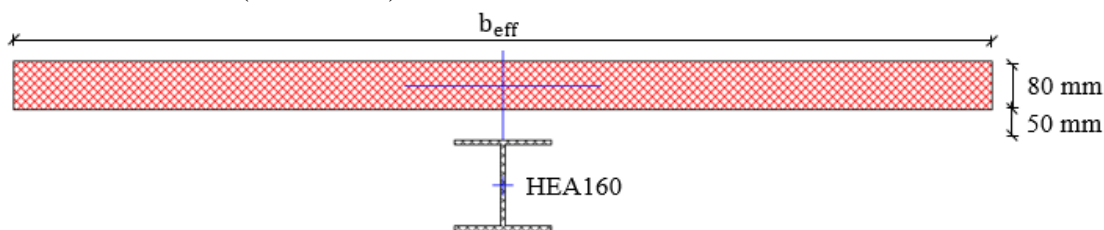
Για $b_o = 0.00 \text{ m}$, τοποθετημένες διαδοκίδες ανά 2.00 m, $b_i = \frac{2.00}{2} = 1.00 \text{ m}$ και $L_e = 4.50 \text{ m}$, υπολογίζεται:

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} = \frac{4.50}{8} = 0.5625 \text{ m} \leq b_i = 1.00 \text{ m}$$

$$\beta_i = 0.55 + 0.25 * \frac{4.50}{1} = 1.675 \text{ m} > 1.0$$

$$b_{eff} = b_o + \sum \beta_i * b_{ei} = 0 + 2 * 1 * 0.5625 = 1.125 \text{ m}$$

Η σύμμικτη διατομή αποτελείται από την σιδηροδοκό HEA160 και την πλάκα σκυροδέματος πάχους $h_c = 80 \text{ mm}$ και συνεργαζόμενου πλάτους $b_{eff} = 1125 \text{ mm}$ (Εικόνα 8.7).

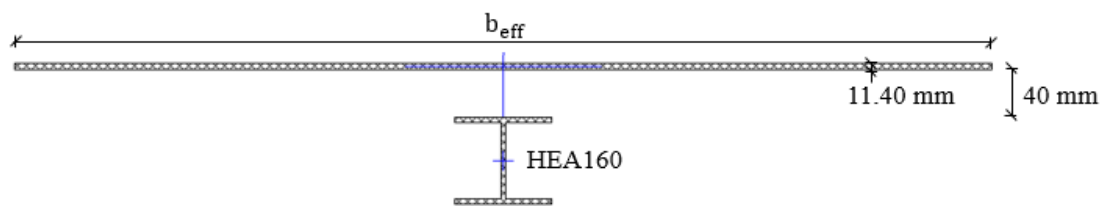


Εικόνα 8.7: Σύμμικτη διατομή δοκού

Τα αδρανειακά μεγέθη των σύμμικτων διατομών λαμβάνονται υπόψη στις αναλύσεις μέσω της μεθόδου ισοδύναμης διατομής, σύμφωνα με την οποία, η διατομή του σκυροδέματος συμπεριφέρεται ως ισοδύναμη διατομή χάλυβα εμβαδού:

$$A_{ce} = A_c * \frac{E_c}{E_a} = A_c * \frac{30}{210} = \frac{80}{7} * b_{eff} \sim 11.40 \text{ mm} * b_{eff}$$

Οι σύμμικτες διατομές μετατρέπονται λοιπόν σε ισοδύναμες διατομές χάλυβα, αποτελούμενες από τη διατομή της σιδηροδοκού και την ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή του σκυροδέματος (Εικόνα 8.8). Προσομοιώνονται ως χαλύβδινες και υπολογίζονται τα γεωμετρικά και αδρανειακά στοιχεία τους. Στους υπολογισμούς δεν λαμβάνονται υπόψη ο σιδηροπλισμός και το χαλυβδόφυλλο των συμμίκτων πλακών.



Εικόνα 8.8: Ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή

Όσον αφορά την προσομοίωση των δοκών του συστήματος FUSEIS1-1, χρησιμοποιούνται πέντε επιμέρους στοιχεία, τα ακραία και το μεσαίο με την πλήρη διατομή και τα υπόλοιπα δύο με την απομειωμένη διατομή στις θέσεις των RBS. Οι διαστάσεις τους παρατίθενται στον Πίνακα 8.2 υπολογίζονται σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1. Στα άκρα των δοκών εισάγονται άκαμπτα στοιχεία μήκους ίσου με την απόσταση του κέντρου βάρους του υποστυλώματος από το άκρο της δοκού. Η απομείωση των διατομών RBS είναι τέτοια ώστε να κατατάσσονται στην Κατηγορία Διατομής 1. Η προσομοίωση του συστήματος γίνεται σύμφωνα με όσα περιγράφονται στο Κεφάλαιο 3.1.1.

Πίνακας 8.2: Διαστάσεις δοκών συστημάτων FUSEIS1-1

Όροφος	Διατομή	a [mm]	b [mm]
1	IPE270	80	200
1	IPE330	95	250
2	IPE300	90	225
3	IPE270	80	200
3	IPE200	60	150

Στη συνέχεια δίνονται αναλυτικά τα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων, γραμμικών και μη γραμμικών, για το φορέα.

8.3. Έλεγχοι φορέα για τους βασικούς συνδυασμούς

Εισάγονται στο φορέα τα μόνιμα και κινητά φορτία και εφαρμόζονται συνδυασμοί τους σύμφωνα με την Κεφάλαιο 3. Διενεργείται γραμμική ελαστική ανάλυση. Από τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν γίνεται ο έλεγχος των δοκών και των υποστυλωμάτων του φορέα σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ) και Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) βάσει του EN1993-1-1.

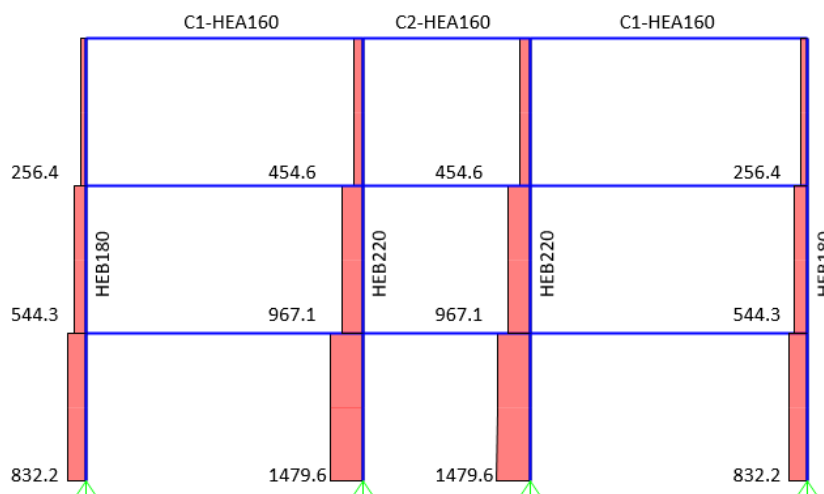
8.3.1. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Τα μέλη του φορέα, υποστυλώματα και δοκοί, τα οποία παραλαμβάνουν αποκλειστικά τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής, διαστασιολογούνται στην ΟΚΑ. Τα υποστυλώματα ελέγχονται για τη δυσμενέστερη αξονική δύναμη N_{Ed} , οι χαλύβδινες και οι σύμμικτες δοκοί για τη δυσμενέστερη τέμνουσα V_{Ed} στα άκρα και για τη δυσμενέστερη ροπή M_{Ed} του ανοίγματος.

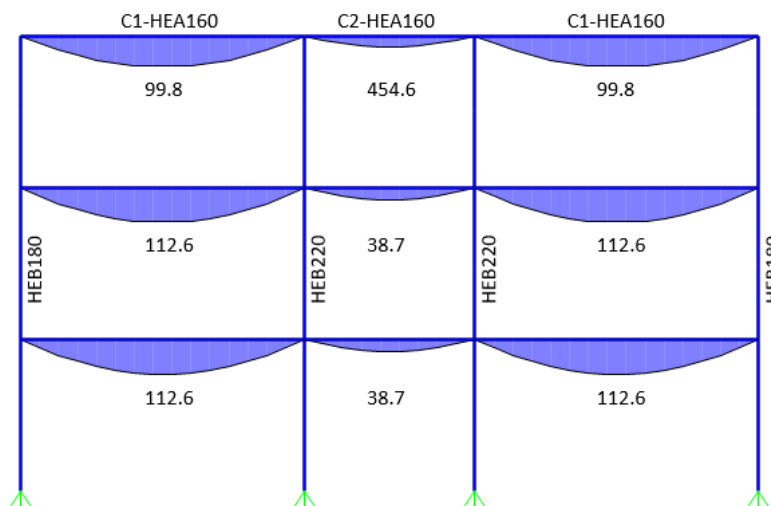
Στον Πίνακα 8.3 παρατίθενται οι έλεγχοι των μελών με τους μέγιστους συντελεστές εκμετάλλευσης που παρατηρούνται στο σύνολο του φορέα. Τα διαγράμματα των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών βάσει των οποίων διαστασιολογείται ο φορέας στην ΟΚΑ παρατίθενται στις Εικόνες 8.9 - 8.13.

Πίνακας 8.3: Συντελεστές εκμετάλλευσης φορέα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων σε ΟΚΑ

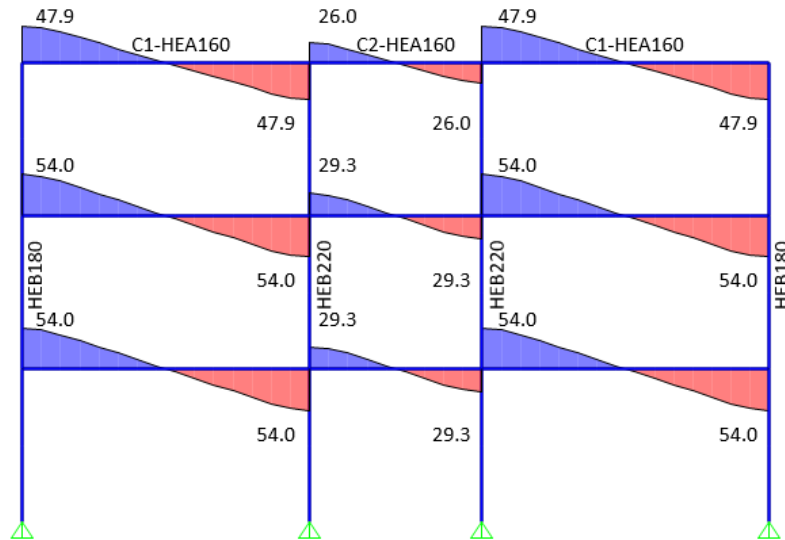
Μέλη	Έλεγχος	Συντελεστής εκμετάλλευσης
Υποστυλώματα	$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1.0$	0.909
Χαλύβδινες δοκοί	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1.0$ & $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$	0.771
Σύμμικτες δοκοί	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1.0$ & $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$	0.739



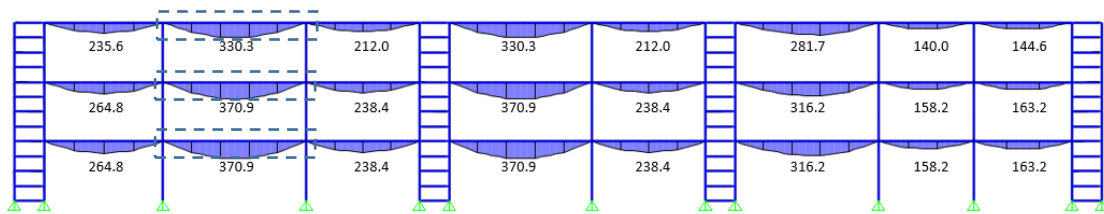
Εικόνα 8.9: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων (kN), τομή Δ-Δ της Εικόνας 8.4



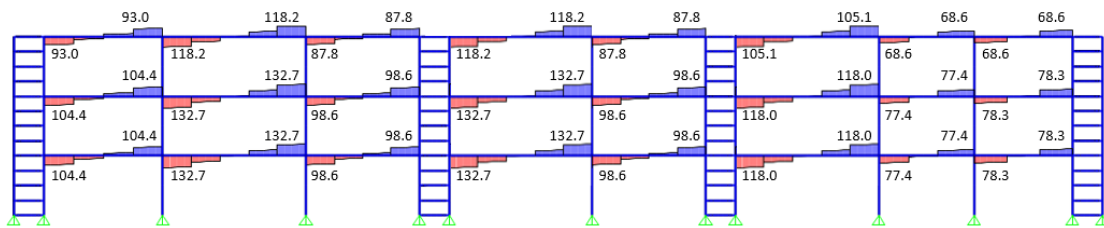
Εικόνα 8.10: Διάγραμμα ροπών κάμψης σύμμικτων δοκών (kNm), τομή Δ-Δ της Εικόνας 8.4



Εικόνα 8.11: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων σύμμικτων δοκών (kN), τομή Δ-Δ της Εικόνας 8.4



Εικόνα 8.12: Διάγραμμα ροπών κάμψης χαλύβδινων δοκών (kNm)



Εικόνα 8.13: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων χαλύβδινων δοκών (kN)

Οι συντελεστές εκμετάλλευσης των δοκών και των υποστυλωμάτων FUSEIS1-1 σε ΟΚΑ είναι χαμηλοί, καθώς ο έλεγχος δεν είναι κρίσιμος για τα μέλη αυτά.

8.3.2. Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΑ)

Ο έλεγχος του βέλους κάμψης των δοκών του φορέα λόγω των μόνιμων και ωφέλιμων φορτίων γίνεται με βάση τις οριακές τιμές του Πίνακα 3.1. Ο περιορισμός μέγιστων βελών κάμψης δ_{max} είναι κρίσιμος για τις χαλύβδινες δοκούς καθώς και για τις σύμμικτες δοκούς ανοίγματος 7.50 m. Στην περίπτωση των σύμμικτων δοκών, ο έλεγχος γίνεται στη φάση λειτουργίας θεωρώντας ότι υπάρχει προσωρινή υποστήριξη της σιδηροδοκού στη φάση σκυροδέτησης. Ορίζονται νέες σύμμικτες διατομές με τη μέθοδο ισοδύναμης διατομής, θεωρώντας στους υπολογισμούς τιμή $E_c/3$ για το μέτρο

ελαστικότητας του σκυροδέματος, ώστε να λαμβάνονται υπόψη οι επιρροές λόγω χρόνιων παραμορφώσεών του. Ενδεικτικά παρατίθενται στον Πίνακα 8.4 και 8.5 οι κρίσιμότεροι έλεγχοι των χαλύβδινων και συμμίκτων δοκών. Οι οριακές τιμές δ_{max} και δ_{2max} υπολογίζονται σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 και οι αντίστοιχες μέγιστες τιμές δ και δ_2 λαμβάνονται από την ελαστική ανάλυση.

Πίνακας 8.4: Έλεγχοι βελών κάμψης χαλύβδινης διατομής IPE450 (σήμανση στην Εικόνα 8.5)

	L [m]	δ [m]	δ_2 [m]	δ_{max} [m]	δ_{2max} [m]
Δώμα	9.6	0.034	0.0079	0.0384	0.032
Δάπεδα	9.6	0.037	0.0120	0.0384	0.032

Πίνακας 8.5: Έλεγχοι βελών κάμψης σύμμικτης διατομής

	L [m]	δ [m]	δ_2 [m]	δ_{max} [m]	δ_{2max} [m]
Δώμα	7.5	0.024	0.0059	0.030	0.025
Δάπεδα	7.5	0.027	0.0088	0.030	0.025

Οι δοκοί των συστημάτων FUSEIS1-1 δεν συμμετέχουν στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων και ο έλεγχός τους σε ΟΚΛ δεν είναι κρίσιμος.

8.4. Έλεγχοι φορέα σε σεισμικά φορτία

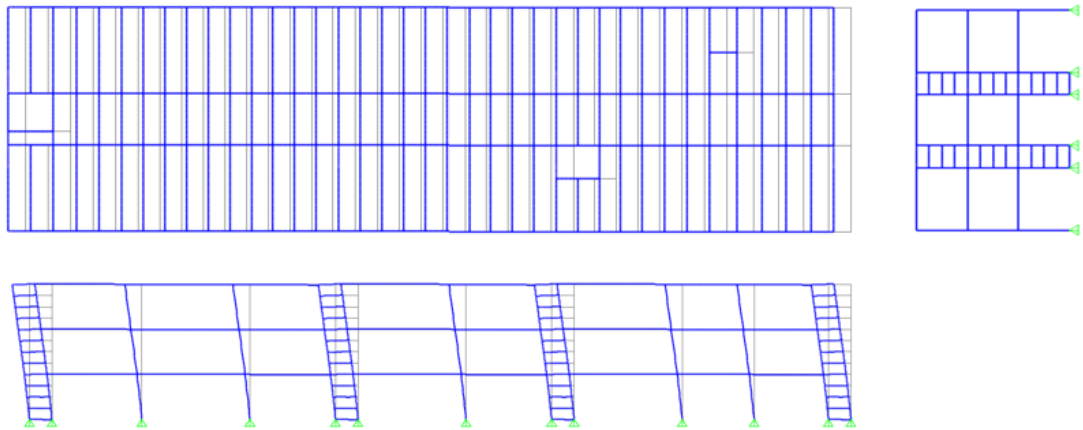
Για τον έλεγχο της συνολικής ευστάθειας του φορέα και το σχεδιασμό των πλάστιμων και μη πλάστιμων μελών του σε σεισμικά φορτία ακολουθείται η μεθοδολογία του Κεφαλαίου 3. Η μέθοδος ανάλυσης που διενεργείται είναι η δυναμική φασματική κατά EN1998-1-1. Σε κάθε κύρια διεύθυνση του φορέα λαμβάνονται τόσες ιδιομορφές ώστε το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Η επιρροή των ανελαστικών παραμορφώσεων λαμβάνεται υπόψη με το συντελεστή συμπεριφοράς $q=5$.

8.4.1. Φασματική ιδιομορφική ανάλυση

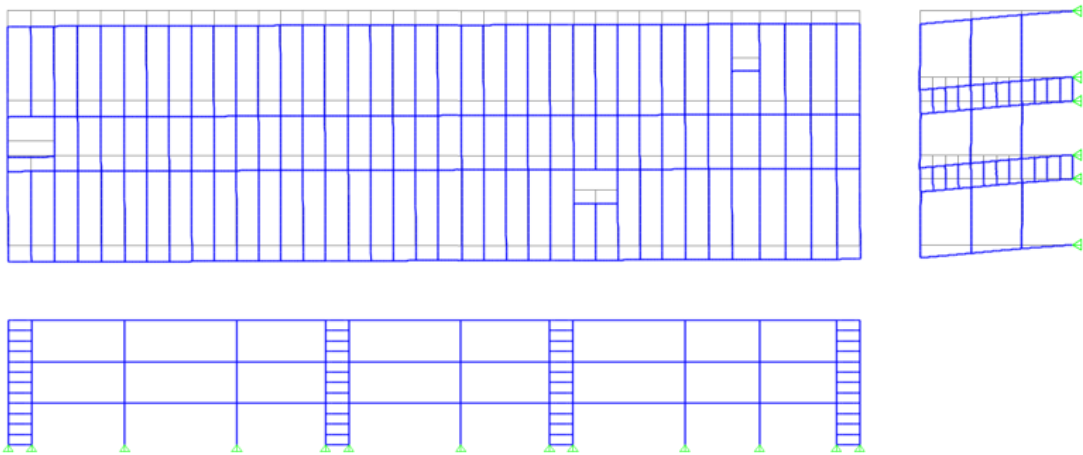
Η τιμή της ιδιοπεριόδου και τα ποσοστά της ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου κατά τις διευθύνσεις X και Y για τις πέντε πρώτες ιδιομορφές του δίνονται στον Πίνακα 8.6. Στον ίδιο Πίνακα δίνονται επίσης για κάθε ιδιομορφή τα αθροιστικά ποσοστά ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου στις δύο διευθύνσεις. Παρατηρείται ότι η συμβολή τους είναι σε ποσοστό μεγαλύτερο του 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου και στις δύο διευθύνσεις. Στις Εικόνες 8.14 – 8.16 δίνονται τα σχήματα της 1^{ης}, 2^{ης} και 3^{ης} ιδιομορφής του κτιρίου αντίστοιχα. Οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές, ενώ η τρίτη περιστροφική.

Πίνακας 8.6: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά και αθροιστικά ποσοστά ταλαντούμενης μάζας κατά τη διεύθυνση X και Y

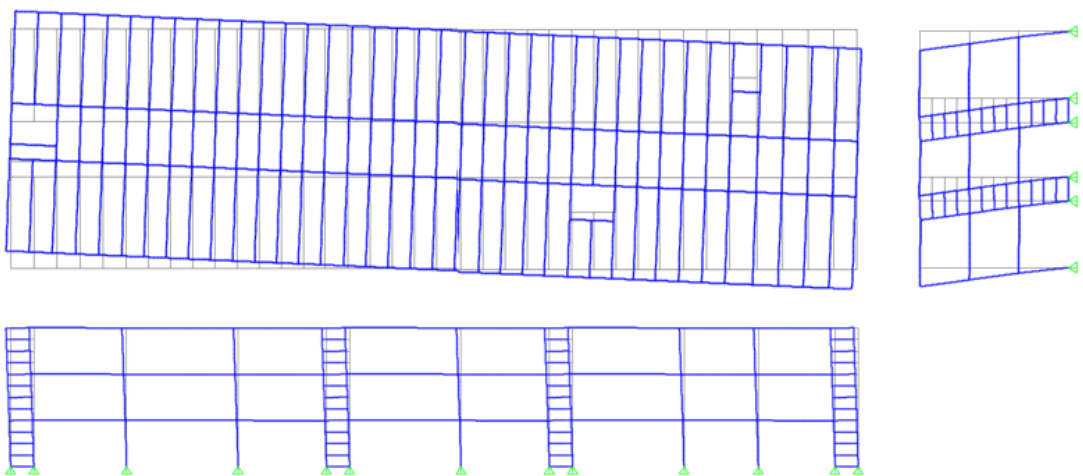
Ιδιομορφή	Περίοδος [sec]	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.0889	0.8279	0.0000	0.8279	0.0000
2	1.0807	0.0000	0.8253	0.8279	0.8253
3	0.8410	0.0000	0.0036	0.8279	0.8289
4	0.3393	0.1464	0.0000	0.9743	0.8289
5	0.3354	0.0000	0.0973	0.9743	0.9262



Εικόνα 8.14: Σχήμα 1^{ης} ιδιομορφής κατά X ($T=1.089$ sec, $U_Y=0.828$)



Εικόνα 8.15: Σχήμα 2^{ης} ιδιομορφής κατά Y ($T=1.081$ sec, $U_Y=0.825$)



Εικόνα 8.16: Σχήμα 3^{ης} ιδιομορφής - περιστροφική ($T=0.841$ sec)

8.4.2. Γωνιακή παραμόρφωση ορόφου

Από τη γραμμική ελαστική ανάλυση λαμβάνονται οι μέσες απόλυτες οριζόντιες μετακινήσεις d για κάθε όροφο του κτιρίου. Από τη διαφορά των μέσων απόλυτων οριζόντιων μετακινήσεων κορυφής και βάσης του υπό εξέταση ορόφου προκύπτουν οι μέσες σχετικές οριζόντιες μετακινήσεις d_{rel} . Οι ανελαστικές οριζόντιες μετακινήσεις d_r των ορόφων για το σεισμό σχεδιασμού υπολογίζονται σύμφωνα με την εξίσωση: $d_r = q * d_{rel}$. Η τιμή σχεδιασμού της γωνιακής παραμόρφωσης του ορόφου d_r πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τον έλεγχο:

$$d_r * v \leq 0.0075 * h$$

ο οποίος ισχύει για κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία, όπου ο μειωτικός συντελεστής v παίρνει την τιμή 0.50 λόγω της κατηγορίας σπουδαιότητας του κτιρίου (συνήθη κτίρια) και $h = 4.00 \text{ m}$ το ύψος του υπό εξέταση ορόφου.

Ο έλεγχος πραγματοποιείται με προσαυξημένα τα σεισμικά μεγέθη σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3.4. Στους Πίνακες 8.7 και 8.8 περιλαμβάνονται τα βήματα υπολογισμού των ανελαστικών μετακινήσεων d_r καθώς και ο έλεγχος γωνιακών παραμορφώσεων των ορόφων του κτιρίου κατά τη διεύθυνση X και Y αντίστοιχα. Ο έλεγχος επαληθεύεται σε όλες τις περιπτώσεις με τιμές $d_r * v/h$ κοντά στην οριακή. Ο έλεγχος είναι καθοριστικός για την επιλογή διατομών για τα μέλη του συστήματος FUSEIS1-1.

Πίνακας 8.7: Έλεγχος γωνιακής παραμόρφωσης ορόφων κατά X

Όροφος	d_x [m]	$d_{x,rel}$ [m]	d_r [m]	$d_r * v/h$	≤ 0.0075
1	0.009	0.009	0.045	0.005625	OK
2	0.0195	0.0105	0.0525	0.006563	OK
3	0.0303	0.0108	0.054	0.00675	OK

Πίνακας 8.8: Έλεγχος γωνιακής παραμόρφωσης ορόφων κατά Y

Όροφος	d_y [m]	$d_{y,rel}$ [m]	d_r [m]	$d_r * v/h$	≤ 0.0075
1	0.0098	0.0098	0.049	0.006125	OK
2	0.0211	0.0113	0.0565	0.007063	OK
3	0.0328	0.0117	0.0585	0.007313	OK

8.4.3. Επιρροές 2^{ας} τάξης

Για τον έλεγχο των επιρροών 2^{ας} τάξης απαιτείται γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού υπό την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων του σεισμικού συνδυασμού $1.0 * G + 0.3 * \varphi * Q$. Από την ανάλυση προσδιορίζονται όλες οι ιδιομορφές λυγισμού και οι αντίστοιχοι συντελεστές α_{cr} . Ο κρίσιμος συντελεστής λυγισμού για τη διεύθυνση X και Y του κτιρίου, αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιομορφή που μετακινεί το κτίριο κατά την υπόψη διεύθυνση. Υπολογίζεται λοιπόν ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου σύμφωνα με την εξίσωση:

$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \leq 0.3$, λαμβάνοντας υπόψη ότι οι ανελαστικές πλευρικές παραμορφώσεις προκύπτουν από πολλαπλασιασμό των αντίστοιχων ελαστικών με το συντελεστή συμπεριφοράς q .

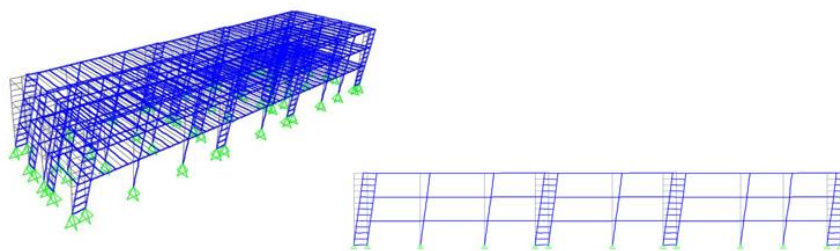
Στις Εικόνες 8.17 και 8.18 δίνονται τα σχήματα της πρώτης πλευρικής ιδιομορφής λυγισμού του κτιρίου κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του. Στους Πίνακες 8.9 και 8.10 περιλαμβάνονται οι κρίσιμοι συντελεστές λυγισμού, οι αντίστοιχοι δείκτες σχετικής μεταθετότητας ορόφου θ και ο έλεγχος επιρροών 2^{ας} τάξης κατά τη διεύθυνση X και Y του κτιρίου αντίστοιχα. Σε όλες τις περιπτώσεις ισχύει $0.1 < \theta < 0.2$, επομένως δεν απαιτείται ανάλυση με θεωρία 2^{ας} τάξης. Οι επιρροές 2^{ας} τάξης λαμβάνονται υπόψη σε κάθε διεύθυνση προσεγγιστικά με επαύξηση των σεισμικών δράσεων μέσω των συντελεστών $1/(1-\theta)$, που δίνονται στους Πίνακες 8.9 και 8.10.

Πίνακας 8.9: Έλεγχος φαινομένων 2^{ας} τάξης και επαυξητικός συντελεστής σεισμικών δράσεων κατά X

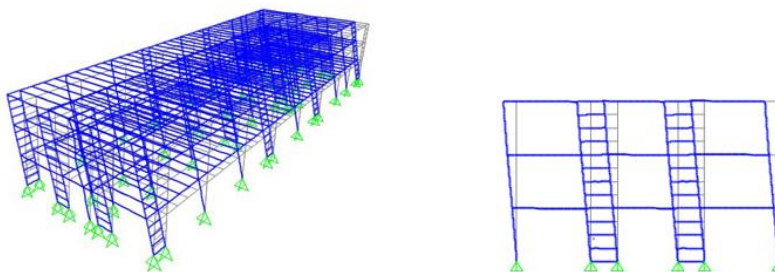
α_{cr}	θ	≤ 0.2	$1/(1-\theta)$
31.630	0.1581	OK	1.188

Πίνακας 8.10: Έλεγχος φαινομένων 2^{ας} τάξης και επαυξητικός συντελεστής σεισμικών δράσεων κατά Y

α_{cr}	θ	≤ 0.2	$1/(1-\theta)$
32.100	0.1558	OK	1.185



Εικόνα 8.17: Πρώτη πλευρική ιδιομορφή λυγισμού κατά X



Εικόνα 8.18: Πρώτη πλευρική ιδιομορφή λυγισμού κατά Y

8.4.4. Έλεγχος πλάστιμων μελών συστήματος FUSEIS1-1

Η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας αναμένεται εντός των RBS στα άκρα των δοκών του συστήματος FUSEIS1-1. Επομένως ο σχεδιασμός των δοκών γίνεται με τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη εντός των RBS του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού με προσαυξημένα τα σεισμικά μεγέθη λόγω επιρροών 2^{ας} τάξης (Κεφάλαιο 8.4.3). Πραγματοποιούνται έλεγχοι των δυσμενέστερων διατομών RBS έναντι αξονικών και διατμητικών δυνάμεων καθώς και καμπτικών ροπών σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3.5.1 και τα αποτελέσματά τους δίνονται στους Πίνακες 8.11 - 8.26.

Ο έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις πραγματοποιείται βάσει της ανίσωσης: $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,RBS,Rd}} \leq 0.15$.

Οι δοκοί του συστήματος FUSEIS1-1 καταπονούνται από αμελητέες αξονικές δυνάμεις και οι συντελεστές εκμετάλλευσης είναι μηδενικοί. Δεν απαιτείται απομείωση των διατμητικών και καμπτικών αντοχών των διατομών λόγω αξονικών δυνάμεων.

Στους Πίνακες 8.11 – 8.15 παρατίθενται οι δυσμενέστεροι έλεγχοι σε διατμητικές δυνάμεις βάσει της ανίσωσης: $\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}} \leq 0.5$ όπου $V_{CD,Ed} = \frac{2 * M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}}$ η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού. Οι συντελεστές εκμετάλλευσης είναι μικρότεροι της οριακής

τιμής και δεν απαιτείται απομείωση των καμπτικών αντοχών των διατομών λόγω διατμητικών δυνάμεων.

Πίνακας 8.11: Έλεγχος σε διάτμηση των RBS των FUSEIS I κατά X

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	l_{RBS} [m]	$V_{CD,Ed}$ [kN]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	IPE270	67.751	1.320	102.652	299.755	0.342	OK
1	IPE330	119.004	1.240	191.942	417.920	0.459	OK
2	IPE300	86.927	1.275	136.355	348.280	0.392	OK
3	IPE270	73.978	1.320	112.088	299.755	0.374	OK
3	IPE200	30.151	1.410	42.767	190.165	0.225	OK

Πίνακας 8.12: Έλεγχος σε διάτμηση των RBS των FUSEIS II κατά X

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	l_{RBS} [m]	$V_{CD,Ed}$ [kN]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	IPE270	67.751	1.320	102.652	299.755	0.342	OK
1	IPE330	110.380	1.240	178.031	417.920	0.426	OK
2	IPE300	86.927	1.275	136.355	348.280	0.392	OK
3	IPE270	67.751	1.320	102.652	299.755	0.342	OK
3	IPE200	30.151	1.410	42.767	190.165	0.225	OK

Πίνακας 8.13: Έλεγχος σε διάτμηση των RBS των FUSEIS III κατά Y

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	l_{RBS} [m]	$V_{CD,Ed}$ [kN]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	IPE270	73.978	1.320	112.088	299.755	0.374	OK
1	IPE330	123.305	1.240	198.878	417.920	0.476	OK
2	IPE300	97.854	1.275	153.496	348.280	0.441	OK
3	IPE270	73.978	1.320	112.088	299.755	0.374	OK
3	IPE200	30.151	1.410	42.767	190.165	0.225	OK

Πίνακας 8.14: Έλεγχος σε διάτμηση των RBS των FUSEIS IV κατά Y

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	l_{RBS} [m]	$V_{CD,Ed}$ [kN]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	IPE270	73.978	1.320	112.088	299.755	0.374	OK
1	IPE330	119.004	1.240	191.942	417.920	0.459	OK
2	IPE300	97.854	1.275	153.496	348.280	0.441	OK
3	IPE270	83.308	1.320	126.223	299.755	0.421	OK
3	IPE200	35.885	1.410	50.900	190.165	0.268	OK

Πίνακας 8.15: Έλεγχος σε διάτμηση των RBS των FUSEIS II κατά Υ

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	l_{RBS} [m]	$V_{CD,Ed}$ [kN]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	IPE270	67.751	1.320	102.652	299.755	0.342	OK
1	IPE330	110.380	1.240	178.031	417.920	0.426	OK
2	IPE300	86.927	1.275	136.355	348.280	0.392	OK
3	IPE270	67.751	1.320	102.652	299.755	0.342	OK
3	IPE200	30.151	1.410	42.767	190.165	0.225	OK

Το μήκος l_{RBS} των δοκών και το βάθος εγκοπής των απομειωμένων διατομών, πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση: $l_{RBS} \geq \frac{4 * M_{pl,RBS,Rd}}{V_{pl,RBS,Rd}}$. Στους Πίνακες 8.16 – 8.19 παρατίθενται οι σχετικοί έλεγχοι. Συμπεραίνεται ότι το μήκος l_{RBS} όλων των δοκών των συστημάτων είναι επαρκές ώστε να αναπτυχθεί ο μηχανισμός κάμψης.

Πίνακας 8.16: Έλεγχος μήκους l_{RBS} στα FUSEIS I

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{4 * M_{pl,RBS,Rd}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	l_{RBS} [m]	check
1	IPE270	67.751	299.755	0.904	1.320	OK
1	IPE330	119.004	417.920	1.139	1.240	OK
2	IPE300	86.927	348.280	0.998	1.275	OK
3	IPE270	73.978	299.755	0.987	1.320	OK
3	IPE200	30.151	190.165	0.634	1.410	OK

Πίνακας 8.17: Έλεγχος μήκους l_{RBS} στα FUSEIS II

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{4 * M_{pl,RBS,Rd}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	l_{RBS} [m]	check
1	IPE270	67.751	299.755	0.904	1.320	OK
1	IPE330	110.380	417.920	1.056	1.240	OK
2	IPE300	86.927	348.280	0.998	1.275	OK
3	IPE270	67.751	299.755	0.904	1.320	OK
3	IPE200	30.151	190.165	0.634	1.410	OK

Πίνακας 8.18: Έλεγχος μήκους l_{RBS} στα FUSEIS III

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{4 * M_{pl,RBS,Rd}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	l_{RBS} [m]	check
1	IPE270	73.978	299.755	0.987	1.320	OK
1	IPE330	123.305	417.920	1.180	1.240	OK
2	IPE300	97.854	348.280	1.124	1.275	OK
3	IPE270	73.978	299.755	0.987	1.320	OK
3	IPE200	30.151	190.165	0.634	1.410	OK

Πίνακας 8.19: Έλεγχος μήκους l_{RBS} στα FUSEIS IV

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$V_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{4 * M_{pl,RBS,Rd}}{V_{pl,RBS,Rd}}$	l_{RBS} [m]	check
1	IPE270	73.978	299.755	0.987	1.320	OK
1	IPE330	119.004	417.920	1.139	1.240	OK
2	IPE300	97.854	348.280	1.124	1.275	OK
3	IPE270	83.308	299.755	1.112	1.320	OK
3	IPE200	35.885	190.165	0.755	1.410	OK

Στους Πίνακες 8.20 - 8.24 παρατίθενται οι δυσμενέστεροι έλεγχοι των διατομών σε κάμψη βάσει της ανίσωσης: $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1.0$. Ο έλεγχος αυτός αποτελεί βασικό κριτήριο για την επιλογή της διατομής τους.

Πίνακας 8.20: Έλεγχος σε κάμψη των RBS των FUSEIS I κατά X

Όροφος	Διατομή	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	IPE270	43.322	67.751	0.639	OK
1	IPE330	74.644	119.004	0.627	OK
2	IPE300	55.296	86.927	0.636	OK
3	IPE270	45.017	73.978	0.609	OK
3	IPE200	14.374	30.151	0.477	OK

Πίνακας 8.21: Έλεγχος σε κάμψη των RBS των FUSEIS II κατά X

Όροφος	Διατομή	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	IPE270	42.869	67.751	0.633	OK
1	IPE330	71.285	110.380	0.646	OK
2	IPE300	52.270	86.927	0.601	OK
3	IPE270	39.830	67.751	0.588	OK
3	IPE200	16.328	30.151	0.542	OK

Πίνακας 8.22: Έλεγχος σε κάμψη των RBS των FUSEIS III κατά Y

Όροφος	Διατομή	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	IPE270	47.818	73.978	0.646	OK
1	IPE330	80.394	123.305	0.652	OK
2	IPE300	60.680	97.854	0.620	OK
3	IPE270	47.235	73.978	0.639	OK
3	IPE200	18.726	30.151	0.621	OK

Πίνακας 8.23: Έλεγχος σε κάμψη των RBS των FUSEIS IV κατά Y

Όροφος	Διατομή	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	IPE270	44.957	73.978	0.608	OK
1	IPE330	76.229	119.004	0.641	OK
2	IPE300	63.386	97.854	0.648	OK
3	IPE270	53.822	83.308	0.646	OK
3	IPE200	22.075	35.885	0.615	OK

Πίνακας 8.24: Έλεγχος σε κάμψη των RBS των FUSEIS II κατά Y

Όροφος	Διατομή	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}}$	check
1	IPE270	38.751	67.751	0.572	OK
1	IPE330	65.250	110.380	0.591	OK
2	IPE300	51.204	86.927	0.589	OK
3	IPE270	40.453	67.751	0.597	OK
3	IPE200	16.589	30.151	0.550	OK

Ελέγχεται η καθολική ικανότητα απορρόφησης ενέργειας στις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου η οποία εξασφαλίζεται με την ικανοποίηση της συνθήκης: $\frac{\max\Omega}{\min\Omega} \leq 1.25$ σε κάθε διεύθυνση. Η υπεραντοχή της δοκού, Ω , υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\Omega = \frac{M_{pl,RBS,Rd}}{M_{Ed}}$$

Κατά τη διεύθυνση X λαμβάνονται $\min\Omega = 1.548$ και ο $\max\Omega = 1.848$, επομένως: $\frac{1.848}{1.548} = 1.194 \leq 1.25$ και κατά τη διεύθυνση Y, $\min\Omega = 1.534$ και $\max\Omega = 1.912$, επομένως: $\frac{1.912}{1.534} = 1.247 \leq 1.25$.

Ελέγχονται οι αναπτυσσόμενες στροφές των απομειωμένων μελών. Η στροφή σχεδιασμού των RBS των δοκών, θ_{RBS} , υπολογίζεται από τη σχέση: $\theta_{RBS} = \frac{L}{l_{RBS}} * \theta_{gl}$, όπου $L = 2.00 \text{ m}$ η κεντροβαρική απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων του συστήματος, και ελέγχεται βάσει της μέγιστης στροφής στην ΟΚΑ, $\theta_{ULS,RBS} = 5 \%$, σύμφωνα με την ανίσωση: $\theta_{RBS} \leq \theta_{ULS,RBS}$. Οι Πίνακες 8.25 και 8.26 συνοψίζουν τις τιμές των θ_{RBS} όλων των δοκών οι οποίες είναι μικρότερες από την επιτρεπόμενη τιμή. Όσον αφορά τους ελέγχους του Πίνακα 8.25 είναι κοινοί για τα FUSEIS I & II στη διεύθυνση X και για τα FUSEIS III, IV και II στη διεύθυνση Y, διότι οι διαστάσεις των δοκών (l_{RBS}) και οι οριζόντιες μετακινήσεις (d_r) είναι κοινές για τα συστήματα στις αντίστοιχες διευθύνσεις.

Πίνακας 8.25: Έλεγχος των στροφών των δοκών θ_{RBS} κατά X (FUSEIS I & II)

Όροφος	Διατομή	l_{RBS} [m]	d_r [m]	$\tan(\theta_{gl})$	θ_{gl} [rad]	θ_{RBS} [rad]	$\theta_{ULS,RBS}$ [rad]	check
1	IPE270	1.320	0.045	0.011	0.011	0.017	0.050	OK
1	IPE330	1.240	0.045	0.011	0.011	0.018	0.050	OK
2	IPE300	1.275	0.053	0.013	0.013	0.021	0.050	OK
3	IPE270	1.320	0.054	0.014	0.013	0.020	0.050	OK
3	IPE200	1.410	0.054	0.014	0.013	0.019	0.050	OK

Πίνακας 8.26: Έλεγχος των στροφών των δοκών θ_{RBS} κατά Y (FUSEIS III, IV & II)

Όροφος	Διατομή	l_{RBS} [m]	d_r [m]	$\tan(\theta_{gl})$	θ_{gl} [rad]	θ_{RBS} [rad]	$\theta_{ULS,RBS}$ [rad]	check
1	IPE270	1.320	0.049	0.012	0.012	0.019	0.050	OK
1	IPE330	1.240	0.049	0.012	0.012	0.020	0.050	OK
2	IPE300	1.275	0.057	0.014	0.014	0.022	0.050	OK
3	IPE270	1.320	0.059	0.015	0.015	0.022	0.050	OK
3	IPE200	1.410	0.059	0.015	0.015	0.021	0.050	OK

8.4.5. Έλεγχος μη πλαστικών μελών συστήματος FUSEIS1-1

Τα υποστυλώματα και τα ακραία τμήματα των δοκών με πλήρη διατομή ελέγχονται με ικανοτικά μεγέθη σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3.5.2.

Τα ικανοτικά μεγέθη για τον έλεγχο των υποστυλωμάτων υπολογίζονται σύμφωνα με τις εξισώσεις:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * V_{Ed,E}$$

ώστε να διαθέτουν υπεραντοχή σε σχέση με τις δοκούς του, λαμβάνοντας υπόψη την ελάχιστη τιμή του Ω όλων των δοκών με πλαστικές ζώνες RBS ανά κύρια διεύθυνση (Κεφάλαιο 8.4.4) και με συντελεστή υπεραντοχής του υλικού $\gamma_{ov} = 1.25$. Τα υποστυλώματα ελέγχονται έναντι θλίψης και κάμψης. Στον έλεγχο περί τον ισχυρό άξονα της διατομής τους χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς, μήκος λυγισμού ίσο με την απόσταση μεταξύ των δοκών FUSEIS1-1 (1.00 m), ενώ στον έλεγχο περί τον ασθενή άξονα της διατομής τους χρησιμοποιείται μήκος λυγισμού το ύψος του ορόφου (4.00 m). Οι έλεγχοι ικανοποιούνται στο σύνολο του κτιρίου με συντελεστές εκμετάλλευσης μικρότερους της μονάδας.

Στους Πίνακες 8.27 – 8.32 παρατίθενται τα ικανοτικά μεγέθη με τα οποία γίνεται ο έλεγχος των περισσότερο καταπονούμενων υποστυλωμάτων των συστημάτων FUSEIS1-1 του κτιρίου κατά τις διευθύνσεις X και Y. Ο σύνθετος έλεγχος έναντι θλίψης και κάμψης των υποστυλωμάτων δίνει συντελεστές εκμετάλλευσης κατά τον ισχυρό και ασθενή άξονα της διατομής ίσους με 0.416 και 0.469 αντίστοιχα κατά τη X διεύθυνση και με 0.491 και 0.566 αντίστοιχα κατά τη Y διεύθυνση. Ο έλεγχος έναντι ικανοτικής τέμνουσας παρατίθεται στους Πίνακες 8.29 και 8.32.

Πίνακας 8.27: Αξονικές δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS II κατά X

Όροφος	Διατομή	$N_{Ed,G}$ [kN]	$N_{Ed,E}$ [kN]	Ω	$N_{Cd,E}$ [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{CD,Ed}}{N_{pl,Rd}}$	check
1	HEB320	307.00	775.40	1.548	1957.43	5715.50	0.34	OK
2	HEB320	203.70	437.10	1.548	1134.06	5715.50	0.20	OK
3	HEB320	101.80	177.20	1.548	478.97	5715.50	0.08	OK

Πίνακας 8.28: Ροπές κάμψης ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS II κατά X

Όροφος	Διατομή	$M_{Ed,G}$ [kNm]	$M_{Ed,E}$ [kNm]	Ω	$M_{Cd,E}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1	HEB320	0.20	56.70	1.548	120.88	762.90	0.16	OK
2	HEB320	0.30	50.90	1.548	108.64	762.90	0.14	OK
3	HEB320	0.40	36.00	1.548	77.03	762.90	0.10	OK

Πίνακας 8.29: Τέμνουσες δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS II κατά X

Όροφος	Διατομή	$V_{Ed,G}$ [kN]	$V_{Ed,E}$ [kN]	Ω	$V_{Cd,E}$ [kN]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,Rd}}$	check
1	HEB320	0.20	93.60	1.548	199.43	1054.05	0.19	OK
2	HEB320	0.50	73.00	1.548	155.88	1054.05	0.15	OK
3	HEB320	0.60	52.70	1.548	112.77	1054.05	0.11	OK

Πίνακας 8.30: Αξονικές δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS IV κατά Y

Όροφος	Διατομή	$N_{Ed,G}$ [kN]	$N_{Ed,E}$ [kN]	Ω	$N_{Cd,E}$ [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{CD,Ed}}{N_{pl,Rd}}$	check
1	HEB320	669.20	801.60	1.534	2359.69	5715.50	0.41	OK
2	HEB320	455.60	452.30	1.534	1409.45	5715.50	0.25	OK
3	HEB320	251.80	184.70	1.534	641.31	5715.50	0.11	OK

Πίνακας 8.31: Ροπές κάμψης ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS IV κατά Y

Όροφος	Διατομή	$M_{Ed,G}$ [kNm]	$M_{Ed,E}$ [kNm]	Ω	$M_{Cd,E}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1	HEB320	5.50	58.80	1.534	129.50	762.90	0.17	OK
2	HEB320	8.30	50.80	1.534	115.43	762.90	0.15	OK
3	HEB320	8.50	36.20	1.534	84.84	762.90	0.11	OK

Πίνακας 8.32: Τέμνουσες δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού FUSEIS IV κατά Υ

Όροφος	Διατομή	$V_{Ed,G}$ [kN]	$V_{Ed,E}$ [kN]	Ω	$V_{Cd,E}$ [kN]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,Rd}}$	check
1	HEB320	5.50	96.70	1.534	209.43	1054.05	0.20	OK
2	HEB320	13.80	74.80	1.534	171.55	1054.05	0.16	OK
3	HEB320	14.80	53.80	1.534	128.26	1054.05	0.12	OK

Η πλήρης διατομή των δοκών στα άκρα τους ελέγχεται σε κάμψη με την ικανοτική ροπή κάμψης σχεδιασμού, ώστε να διαθέτει υπεραντοχή σε σχέση με τις απομειωμένες διατομές RBS. Η ικανοτική ροπή κάμψης υπολογίζεται μέσω της σχέσης: $M_{CD,Ed} = \frac{l_{net}}{l_{RBS}} * M_{pl,RBS,Rd}$ και ο έλεγχος πραγματοποιείται με ικανοποίηση της ανισωτικής σχέσης: $\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$. Οι έλεγχοι της πλήρους διατομής στα άκρα των δοκών επαληθεύονται παντού (Πίνακες 8.33 - 8.36).

Πίνακας 8.33: Ικανοτικός έλεγχος πλήρους διατομής δοκού στα άκρα των FUSEIS I

Όροφος	Διατομή	l_{net} [m]	l_{RBS} [m]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$M_{CD,Ed}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1	IPE270	1.68	1.32	67.75	86.23	113.74	0.76	OK
1	IPE330	1.68	1.24	119.00	161.23	188.94	0.85	OK
2	IPE300	1.68	1.28	86.93	114.54	147.58	0.78	OK
3	IPE270	1.68	1.32	73.98	94.15	113.74	0.83	OK
3	IPE200	1.68	1.41	30.15	35.92	51.94	0.69	OK

Πίνακας 8.34: Ικανοτικός έλεγχος πλήρους διατομής δοκού στα άκρα των FUSEIS II

Όροφος	Διατομή	l_{net} [m]	l_{RBS} [m]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$M_{CD,Ed}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1	IPE270	1.68	1.32	67.75	86.23	113.74	0.76	OK
1	IPE330	1.68	1.24	110.38	149.55	188.94	0.79	OK
2	IPE300	1.68	1.28	86.93	114.54	147.58	0.78	OK
3	IPE270	1.68	1.32	67.75	86.23	113.74	0.76	OK
3	IPE200	1.68	1.41	30.15	35.92	51.94	0.69	OK

Πίνακας 8.35: Ικανοτικός έλεγχος πλήρους διατομής δοκού στα άκρα των FUSEIS III

Όροφος	Διατομή	l_{net} [m]	l_{RBS} [m]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$M_{CD,Ed}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1	IPE270	1.68	1.32	73.98	94.15	113.74	0.83	OK
1	IPE330	1.68	1.24	123.30	167.06	188.94	0.88	OK
2	IPE300	1.68	1.28	97.85	128.94	147.58	0.87	OK
3	IPE270	1.68	1.32	73.98	94.15	113.74	0.83	OK
3	IPE200	1.68	1.41	30.15	35.92	51.94	0.69	OK

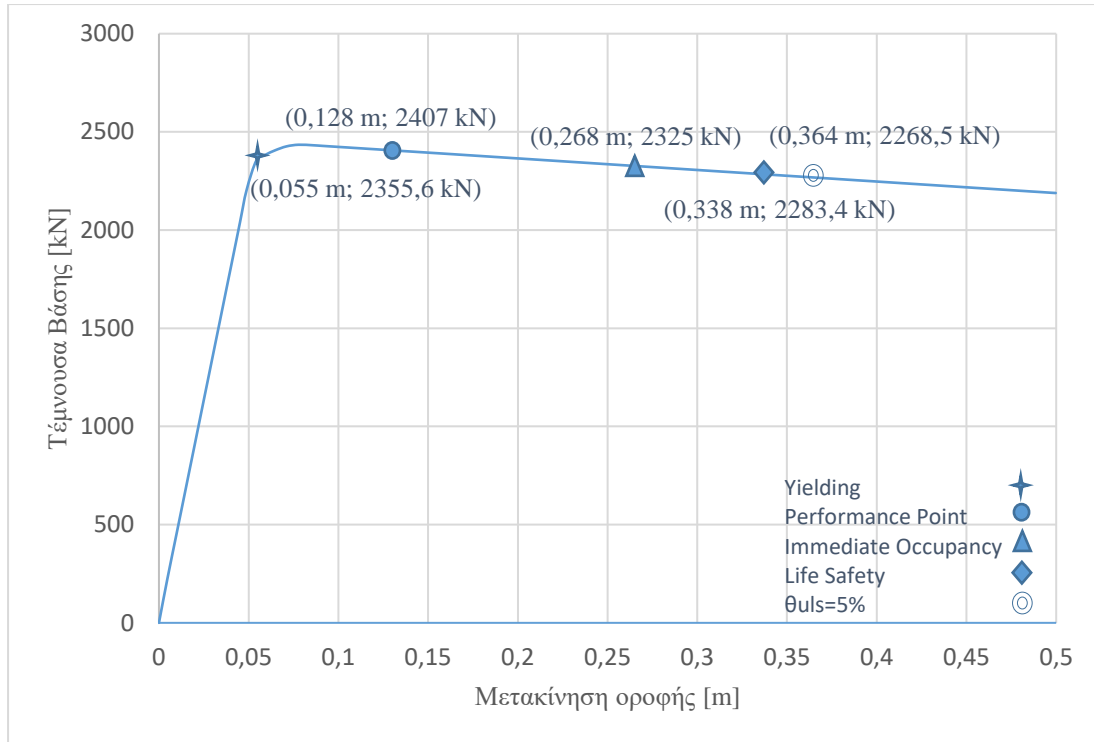
Πίνακας 8.36: Ικανοτικός έλεγχος πλήρους διατομής δοκού στα άκρα των FUSEIS IV

Όροφος	Διατομή	l_{net} [m]	l_{RBS} [m]	$M_{pl,RBS,Rd}$ [kNm]	$M_{CD,Ed}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}}$	check
1	IPE270	1.68	1.32	73.98	94.15	113.74	0.83	OK
1	IPE330	1.68	1.24	119.00	161.23	188.94	0.85	OK
2	IPE300	1.68	1.28	97.85	128.94	147.58	0.87	OK
3	IPE270	1.68	1.32	83.31	106.03	113.74	0.93	OK
3	IPE200	1.68	1.41	35.88	42.76	51.94	0.82	OK

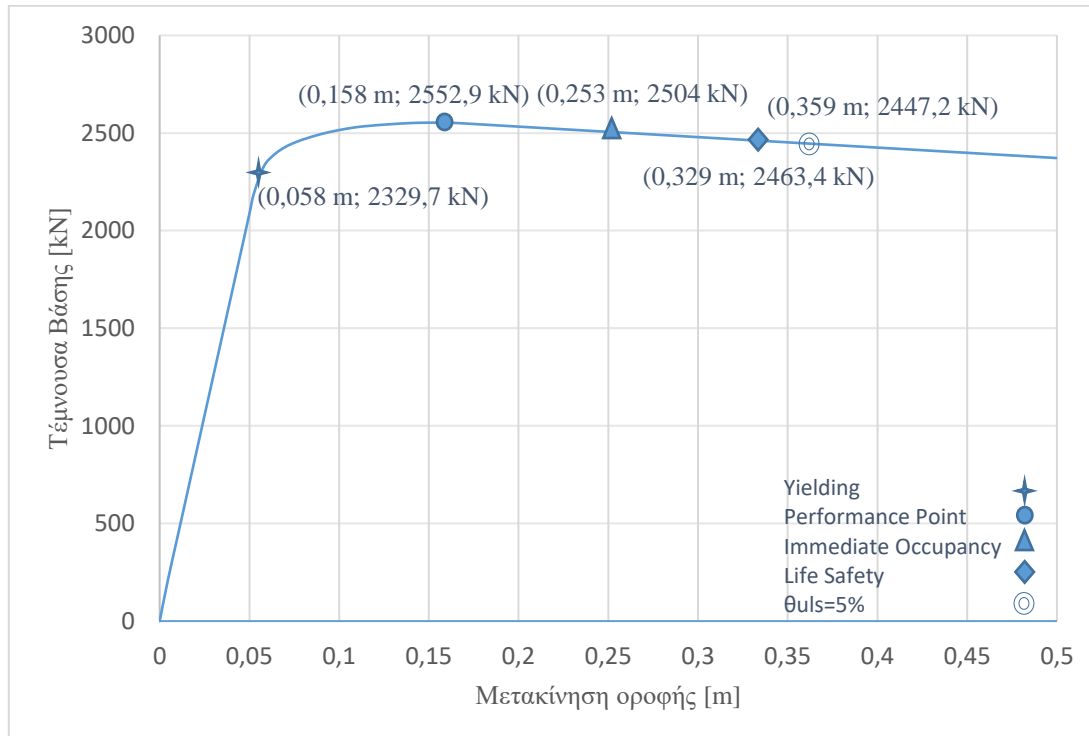
8.4.6. Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover Analysis)

Η διερεύνηση της μετελαστικής απόκρισης του κτιρίου και ο προσδιορισμός των πλαστικών μηχανισμών αστοχίας και της κατανομής της βλάβης γίνεται με τη βοήθεια μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, Pushover (Κεφάλαιο 3.6.1). Το κτίριο φορτίζεται με τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού και αυξανόμενα οριζόντια φορτία μέχρι τη μετακίνηση-στόχο. Η μετακίνηση αυτή λαμβάνεται ίση με 0.50 m. Πραγματοποιούνται αναλύσεις στο τρισδιάστατο προσομοίωμα κατά τις διευθύνσεις X και Y με χρήση ομοιόμορφης και ιδιομορφικής κατανομής των οριζόντιων φορτίων. Λαμβάνονται υπόψη επίσης οι γεωμετρικές μη γραμμικότητες (φαινόμενα P-Delta). Στο προσομοίωμα της ελαστικής ανάλυσης εισάγονται μη γραμμικές ιδιότητες σε όλα τα μέλη πλάστιμα και μη, ώστε να εξεταστεί η πιθανή μη γραμμική συμπεριφορά τους κατά τη διάρκεια του σεισμού (Κεφάλαιο 3.6.2). Στα FUSEIS1-1 εισάγονται μη γραμμικές ιδιότητες στα εξωτερικά άκρα των RBS των δοκών (M3 hinge), στα άκρα των πλήρων διατομών των δοκών (M3 hinge) και στα υποστυλώματα του συστήματος στις τομές τους με τα FUSEIS (P-M3 hinges). Οι παράμετροι των μη γραμμικών ιδιοτήτων στην περίπτωση των RBS παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 3.6.3 (Πίνακας 3.2), ενώ για τα υπόλοιπα μέλη υπολογίζονται αυτόματα από το λογισμικό SAP2000. Μετά την εκτέλεση της μη γραμμικής ανάλυσης, παράγονται αυτόματα η καμπύλη ικανότητας και η καμπύλη φασματικής απαίτησης. Για την εξαγωγή της τελευταίας εισάγονται οι παράμετροι του ελαστικού φάσματος του σεισμού σχεδιασμού. Η τομή των δύο καμπυλών είναι το σημείο επιτελεστικότητας.

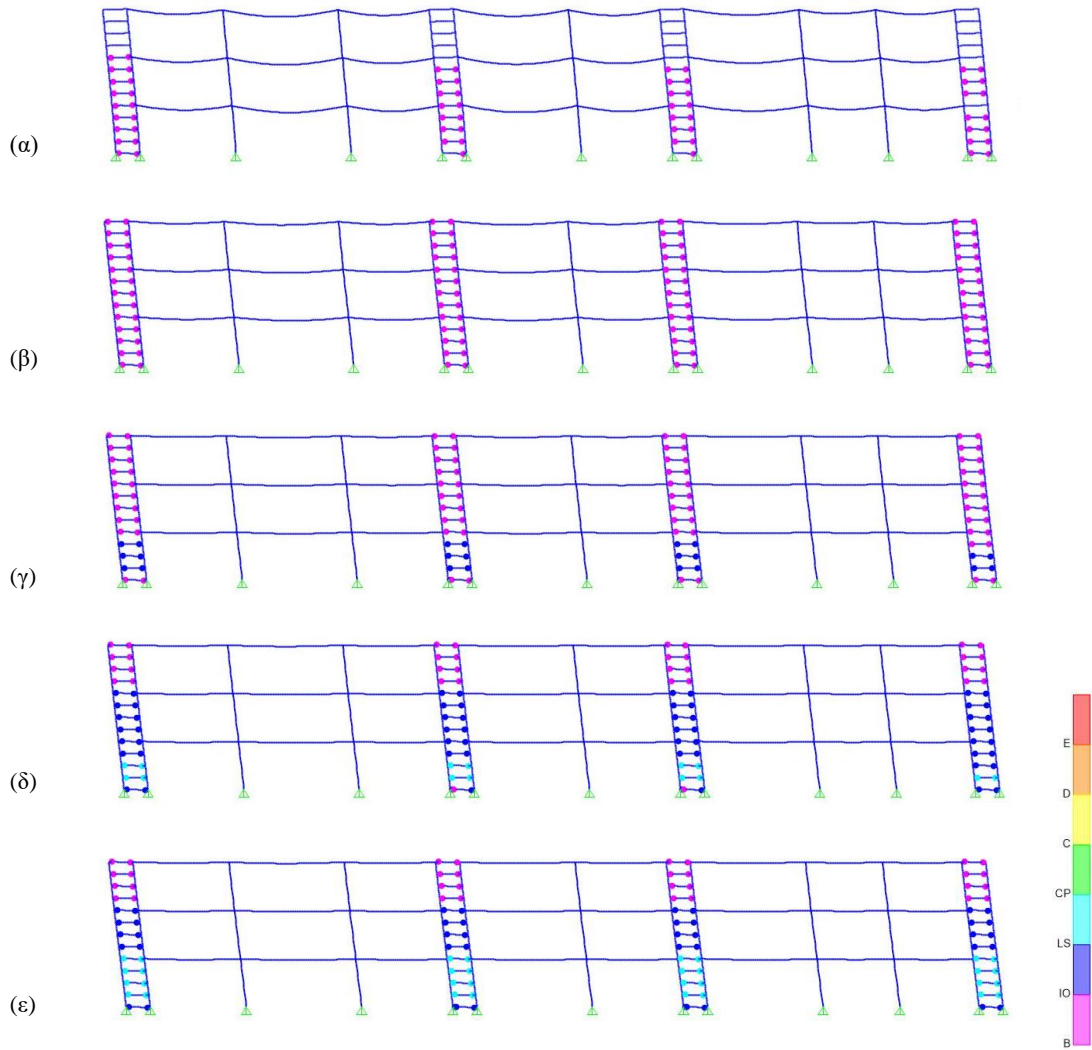
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής κατανομής. Η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου στις διευθύνσεις X και Y δίνονται στις Εικόνες 8.19 και 8.20 αντίστοιχα. Σε κάθε καμπύλη σημειώνονται το σημείο Διαρροής (Yielding), το σημείο επιτελεστικότητας (Performance Point), το σημείο όπου οι πλαστικές αρθρώσεις των δοκών FUSEIS1-1 φτάνουν για πρώτη φορά στη στάθμη Άμεσης Χρήσης (Immediate Occupancy) και Προστασία Ζωής (Life Safety) και το σημείο όπου το πλαίσιο έχει γωνιακή παραμόρφωση ορόφου ίση με $\theta_{ULS} = 5\%$. Η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων του παραμορφωμένου κτιρίου στα σημεία αυτά, δίνονται στις Εικόνες 8.21 και 8.22 για τις διευθύνσεις X και Y αντίστοιχα.



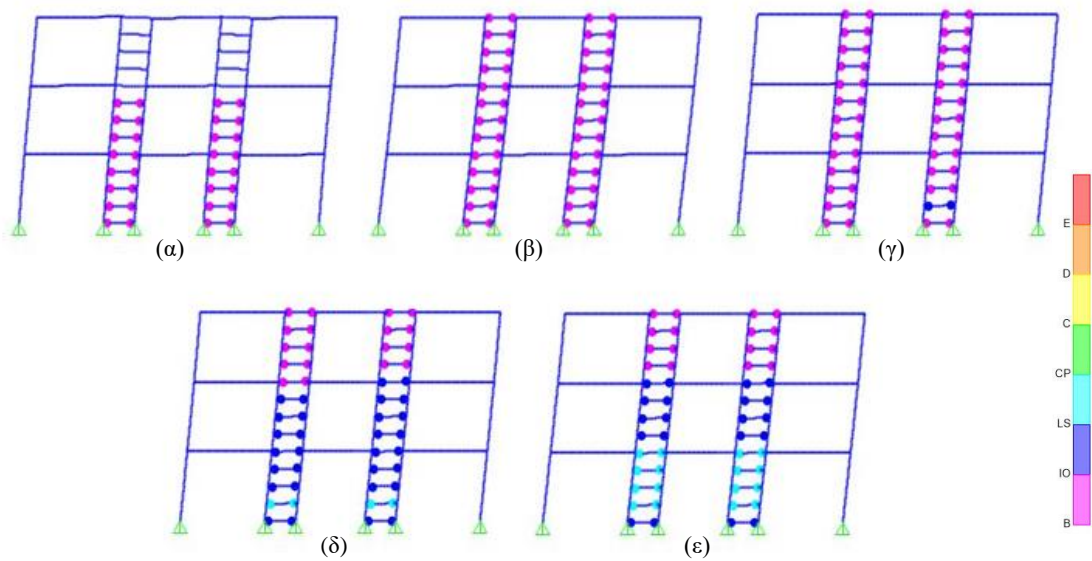
Εικόνα 8.19: Καμπύλη ικανότητας κατά X



Εικόνα 8.20: Καμπύλη ικανότητας κατά Y



Εικόνα 8.21: Παραμορφωμένος φορέας κατά X σε: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεστικότητας, γ) Άμεση Χρήση, δ) Προστασία Ζωής, ε) $\theta_{ULT} = 5\%$

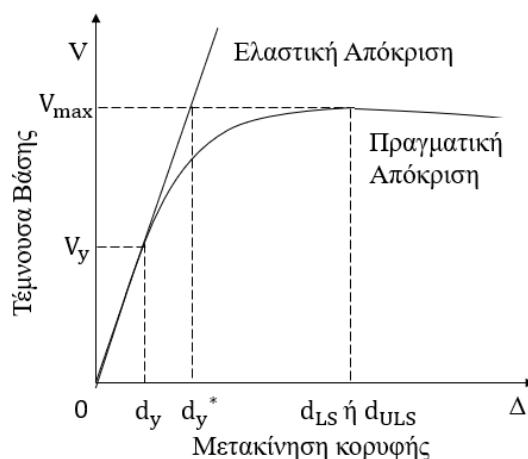


Εικόνα 8.22: Παραμορφωμένος φορέας κατά Y σε: α) πρώτη διαρροή, β) σημείο επιτελεστικότητας, γ) Άμεση Χρήση, δ) Προστασία Ζωής, ε) $\theta_{ULT} = 5\%$

Η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου οφείλεται αποκλειστικά στις δοκούς του συστήματος FUSEIS1-1. Παρουσιάζει παρόμοια συμπεριφορά στις δύο κύριες διευθύνσεις του, με μεγαλύτερη την αντίστασή του στη διεύθυνση Y. Μετά την πλαστικοποίηση όλων των δοκών, παρατηρείται φθιτός μετελαστικός κλάδος σταθερής κλίσης και στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Αρθρώσεις σχηματίζονται στα απομειωμένα άκρα των δοκών FUSEIS1-1, οι οποίες φτάνουν μέχρι τη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασίας Ζωής (LS). Οι πλήρεις διατομές των δοκών και τα υποστυλώματα των συστημάτων FUSEIS1-1 παραμένουν ελαστικά μέχρι το τέλος της ανάλυσης.

Το σημείο επιτελεστικότητας και στις δυο διευθύνσεις βρίσκεται στον μετελαστικό κλάδο της καμπύλης πριν τη στάθμη Άμεσης Χρήσης. Για τα νέα κτίρια ο στόχος επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού είναι η Προστασία ζωής για το σεισμό σχεδιασμού. Επομένως ο στόχος σεισμικής ικανότητας για το εξεταζόμενο κτίριο έχει επιτευχθεί, εφόσον η ικανότητά του είναι μεγαλύτερη σε σχέση με την απαίτηση του σεισμού σχεδιασμού για το υπόψη κτίριο.

Με βάση τις καμπύλες ικανότητας των Εικόνων 8.19 και 8.20 εκτιμάται ο συντελεστής συμπεριφοράς q του συστήματος FUSEIS1-1 μέσω της εξίσωσης: $q = q_{\mu} * \Omega$ στις δύο κύριες διευθύνσεις του φορέα. Ο δείκτης πλαστιμότητας q_{μ} ορίζεται ως: $q_{\mu} = \frac{d_u}{d_y^*}$, με $d_u = \min(d_{LS}, d_{ULS})$ τη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση και d_y^* τη μετακίνηση διαρροής θεωρώντας ελαστική απόκριση του συστήματος. Η μετακίνηση d_{LS} αντιστοιχεί στη στιγμή που οι πλαστικές αρθρώσεις των RBS εισέρχονται για πρώτη φορά στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής (LS) και η μετακίνηση d_{ULS} αντιστοιχεί στη στιγμή που κάποιος από τους ορόφους του κτιρίου εμφανίσει γωνιακή παραμόρφωση κοντά στην τιμή 5% της οριακής κατάστασης αστοχίας (OKA - ULS). Η υπεραντοχή Ω ορίζεται ως: $\Omega = \frac{V_{max}}{V_y}$, με V_{max} το φορτίο της καμπύλης ικανότητας που αντιστοιχεί στη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση d_u και V_y το φορτίο διαρροής. Τα μεγέθη ορίζονται στην Εικόνα 8.23.



Εικόνα 8.23: Υπολογισμός του συντελεστή συμπεριφοράς από την καμπύλη ικανότητας

Ο Πίνακας 8.37 συνοψίζει τα βήματα υπολογισμού του συντελεστή συμπεριφοράς του κτιρίου κατά τις διευθύνσεις X και Y με βάση τις αντίστοιχες καμπύλες ικανότητας στις Εικόνες 8.19 και 8.20. Σε κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου λαμβάνεται ως μέγιστη ανελαστική μετακίνηση εκείνη που αντιστοιχεί στη στιγμή που οι πλαστικές

αρθρώσεις των RBS εισέρχονται για πρώτη φορά στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής (LS). Παρατηρείται ότι οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς είναι σε όλες τις περιπτώσεις μεγαλύτερες της τιμής 5, που θεωρήθηκε κατά το σχεδιασμό λόγω της υψηλής πλαστιμότητας q_{μ} .

Πίνακας 8.37: Εκτιμώμενος συντελεστής συμπεριφοράς q

Διεύθυνση	d_y [m]	V_y [kN]	d_{LS} [m]	V_{LS} [kN]	d_y^* [m]	q_{μ}	Ω	q
X	0.0544	2355.6	0.338	2283.4	0.053	6.422	0.969	6.225
Y	0.0581	2329.7	0.329	2463.4	0.061	5.355	1.057	5.663

8.5. Απαίτηση σε χάλυβα

Τα μεταλλικά στοιχεία του προσομοιώματος υπολογίζονται σε 49.63 kg/m². Σε αυτά προστίθενται 15% για τα μέλη της κατασκευής που δεν προσομοιώνονται και τελικά η απαίτηση ανέρχεται σε 57.10 kg/m².

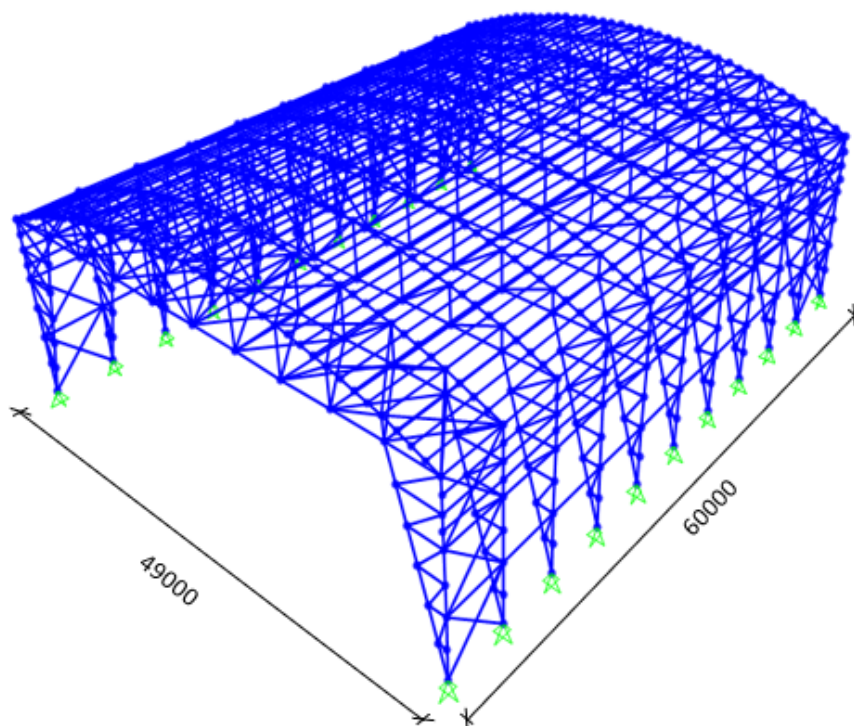
9. Υπόστεγο

9.1. Εισαγωγή

Αντικείμενο του κεφαλαίου αποτελεί η μελέτη και διαστασιολόγηση του μεταλλικού υπόστεγου αεροσκαφών, το οποίο προορίζεται για τη στέγαση, τη συντήρηση και την επισκευή μικρών στρατιωτικών αεροσκαφών. Τοποθετείται γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 5 t για τη μεταφορά του κινητήρα και άλλων μικρών ανταλλακτικών των αεροσκαφών.

Αρχικά επιλέγονται οι βασικές παράμετροι του σχεδιασμού του (δομικά υλικά, γεωμετρία φέροντος οργανισμού, τύπος αντιανέμιων συστημάτων, πλήθος και διάταξη τους στο φορέα). Ορίζονται τα ίδια βάρη των επικαλύψεων και του μηχανολογικού εξοπλισμού και υπολογίζονται τα φορτία χιονιού, οι πιέσεις ανέμου, οι θερμοκρασιακές μεταβολές και τα βάρη που προέρχονται από τη λειτουργία της γερανογέφυρας σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα.

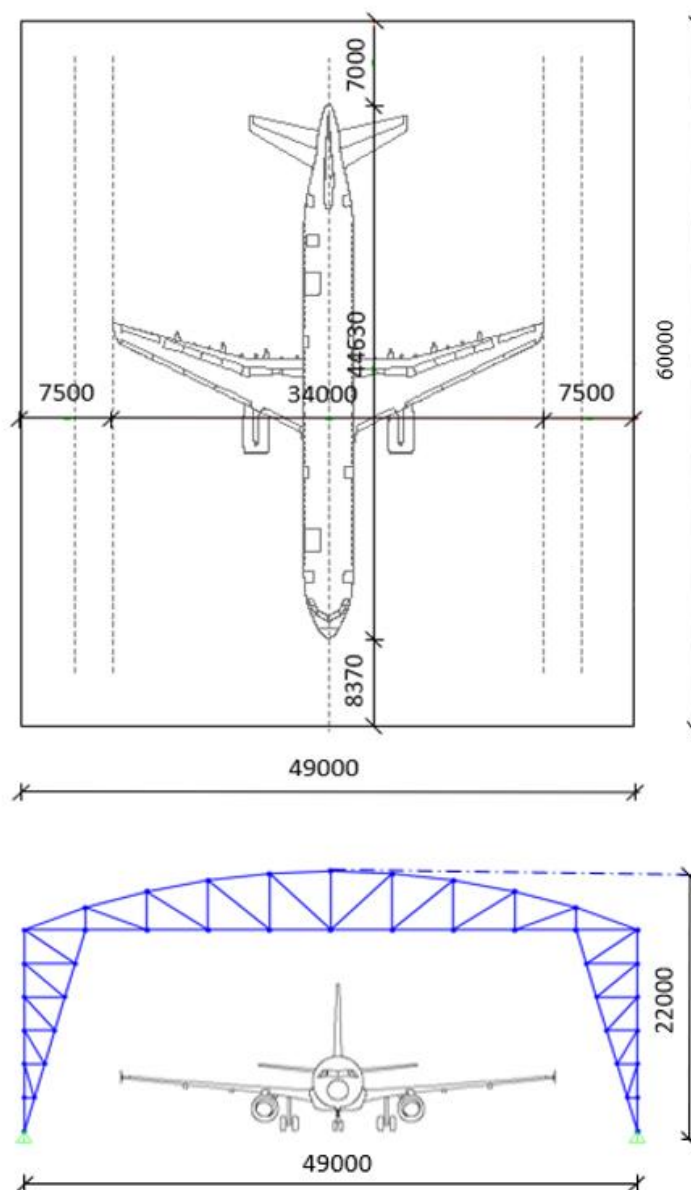
Μορφώνεται προσομοίωμα του φορέα του υπόστεγου, στατικώς ανεξάρτητο από τα περιβάλλοντα κτίρια, με γραμμικά ραβδωτά στοιχεία (beam elements) διερχόμενα από το κέντρο βάρους του εκάστοτε μέλους. Για την προσομοίωσή του φορέα χρησιμοποιείται το εμπορικό λογισμικό SAP2000. Εικόνα από το προσομοίωμα του φορέα δίνεται στην Εικόνα 9.1. Εισάγονται τα υπολογιζόμενα φορτία και πραγματοποιούνται οι συνδυασμοί τους. Διενεργείται γραμμική ελαστική ανάλυση και από τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν διαστασιολογούνται τα κύρια δομικά μέλη του φορέα σύμφωνα με τα κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας και ελέγχονται σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ) και Λειτουργικότητας (ΟΚΛ).



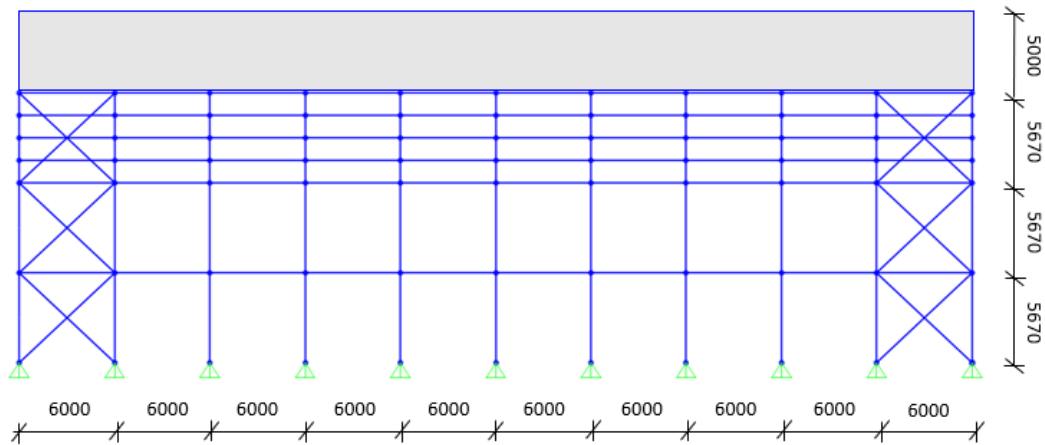
Εικόνα 9.1: Μεταλλικό υπόστεγο αεροσκαφών

9.2. Περιγραφή και προσομοίωση του μεταλλικού υπόστεγου

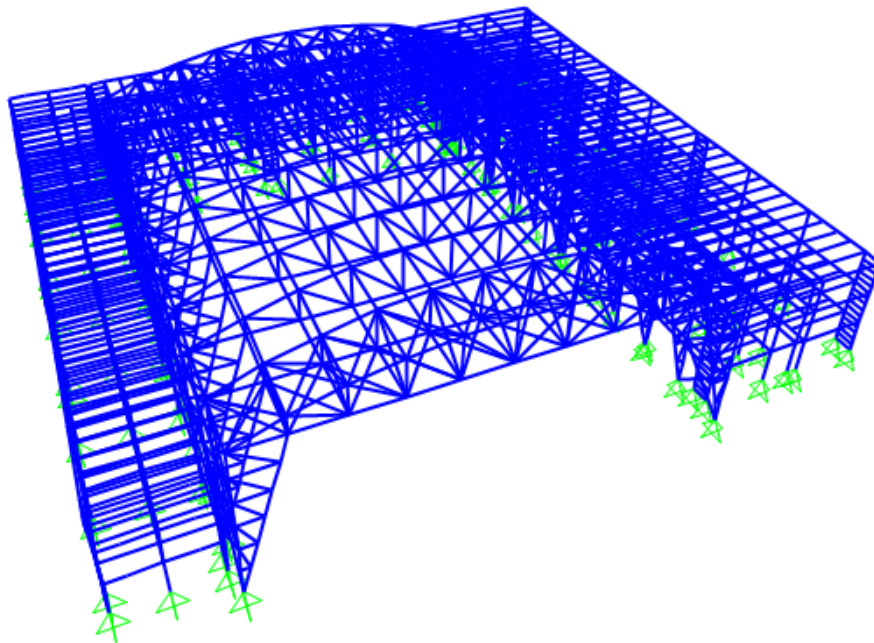
Η κάτοψη του υπόστεγου είναι $49.00 \times 60.00 \text{ m}^2$ έτσι ώστε να στεγάζεται ένα μικρό στρατιωτικό αεροσκάφος και να παρέχονται οι απαραίτητες αποστάσεις ασφαλείας (Εικόνα 9.2). Το συνολικό ύψος του είναι 22.00 m και το ύψος της στέγης 5.00 m (Εικόνα 9.3). Το υπόστεγο πλαισιώνεται από τα κτίρια στις τρεις πλευρές του και θεωρείται καλυμμένο στις πλευρές αυτές από περιβαλλοντικές επιδράσεις, όπως τα φορτία ανέμου, καθ' όλο το ύψος των κτιρίων, δηλαδή τα 12.00 m (Εικόνα 9.4). Επομένως τοποθετούνται επικαλύψεις και μηκίδες άνω του ύψους αυτού. Η μια πλευρά μήκους 49.00 m προσφέρεται για την είσοδο/έξοδο του αεροσκάφους στο υπόστεγο και παραμένει ελεύθερη για την τοποθέτηση των συρόμενων θυρών. Δεν τοποθετούνται δομικά μέλη στις πλευρές μήκους 49.00 m .



Εικόνα 9.2: Κάτοψη και πρόσοψη υπόστεγου

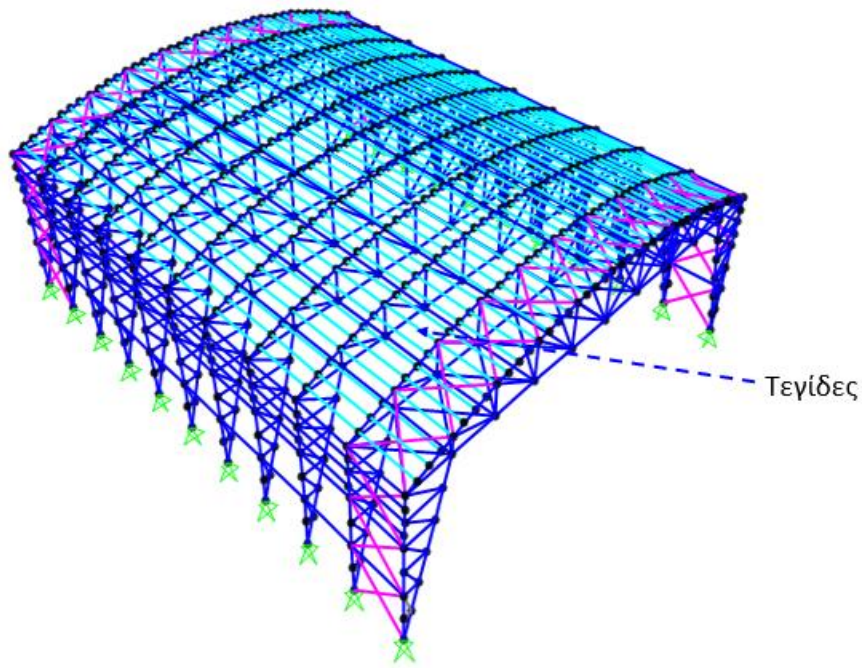


Εικόνα 9.3: Πλαϊνή όψη υπόστεγου

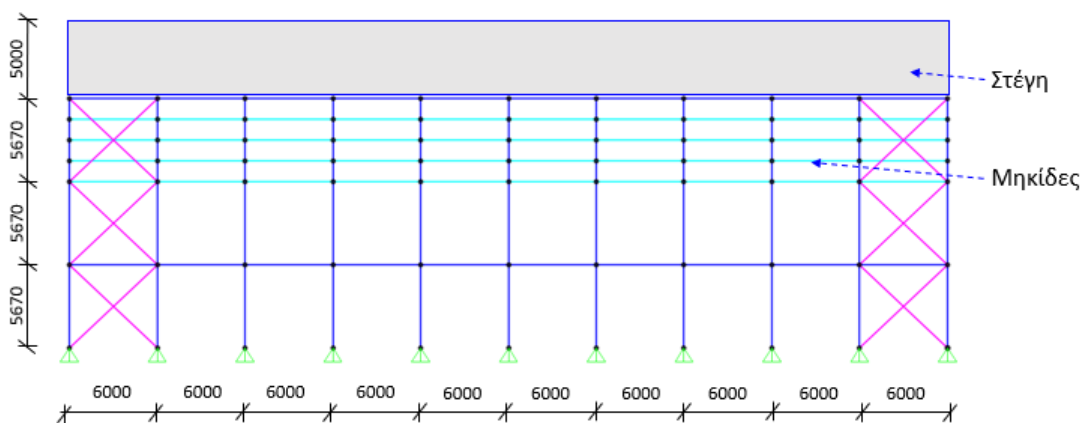


Εικόνα 9.4: Κάλυψη μεταλλικού υπόστεγου από τα περιβάλλοντα κτίρια

Για την κάλυψη του μεγάλου ανοίγματος των 49.00 m μορφώνεται δικτυωτός φορέας. Τοποθετούνται δικτυωτά πλαίσια ανά 6.00 m (Εικόνα 9.3), τα οποία αναλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής καθώς και τα, εντός του επιπέδου τους, οριζόντια φορτία μέσω της αξονικής καταπόνησης των μελών τους. Η μεταξύ τους απόσταση είναι μεγάλη και δεν υπάρχει χαλυβδόφυλλο ικανό να παραλάβει τα επιβαλλόμενα φορτία τέτοιου ανοίγματος. Επομένως τοποθετούνται, μεταξύ των πλαισίων, τεγίδες ανά 1.25 m στη στέγη (Εικόνα 9.5) και μηκίδες ανά 1.40 m στις κατακόρυφες πλευρές του υπόστεγου, στο τμήμα άνω των 12.00 m (Εικόνα 9.5 και 9.6). Οι τεγίδες και οι μηκίδες συνδέονται στο μέσο τους με τον κύριο φορέα και μεταξύ τους, με ντίζες.

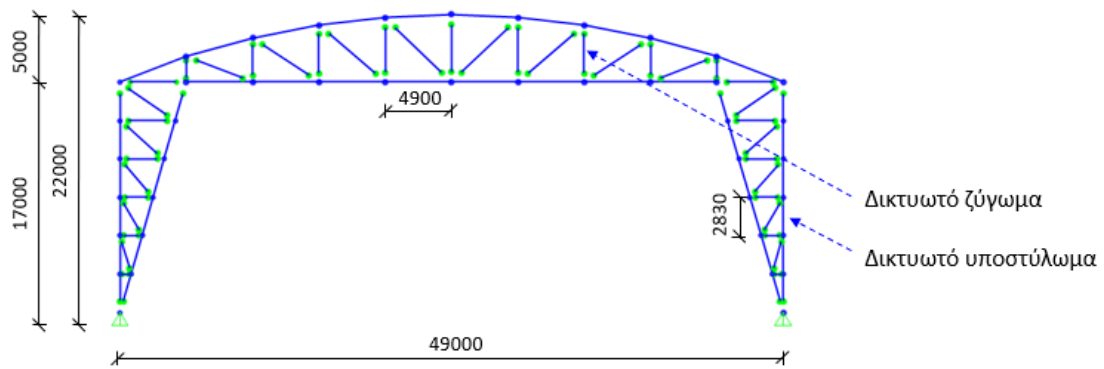


Εικόνα 9.5: Τεγίδες



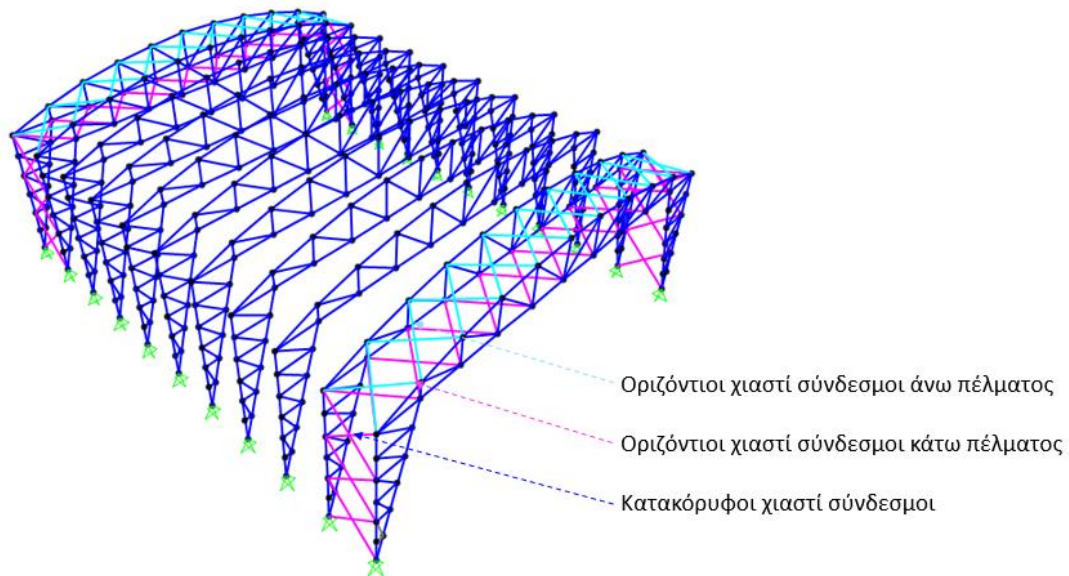
Εικόνα 9.6: Μηκίδες

Το δικτυωτό πλαίσιο αποτελείται από το δικτυωτό ζύγωμα και τα δικτυωτά υποστυλώματα (Εικόνα 9.7). Το δικτυωτό ζύγωμα απαρτίζεται από δύο στοιχεία που βρίσκονται σε απόσταση μεταξύ τους, τα πέλματα. Τα πέλματα διαμορφώνονται συνεχή και συνδέονται μεταξύ τους με στοιχεία δικτυώματος, τα στοιχεία κορμού. Δημιουργείται, έτσι, μεγάλος μοχλοβραχίονας μεταξύ των πελμάτων και συνεπώς τα τελευταία καταπονούνται με μικρότερα εντατικά μεγέθη. Τα στοιχεία κορμού αναλαμβάνουν την τέμνουσα δύναμη του ισοδύναμου ολόσωμου ζυγώματος. Το δικτυωτό ζύγωμα συνδέεται στα άκρα του με κατακόρυφα μέλη επίσης δικτυωτής μορφής, τα δικτυωτά υποστυλώματα, ακολουθώντας την ίδια λογική. Τα μέλη του δικτυωτού υποστυλώματος συντρέχουν στη βάση του υπόστεγου και η έδραση τους πραγματοποιείται αρθρωτά μέσω πείρων.

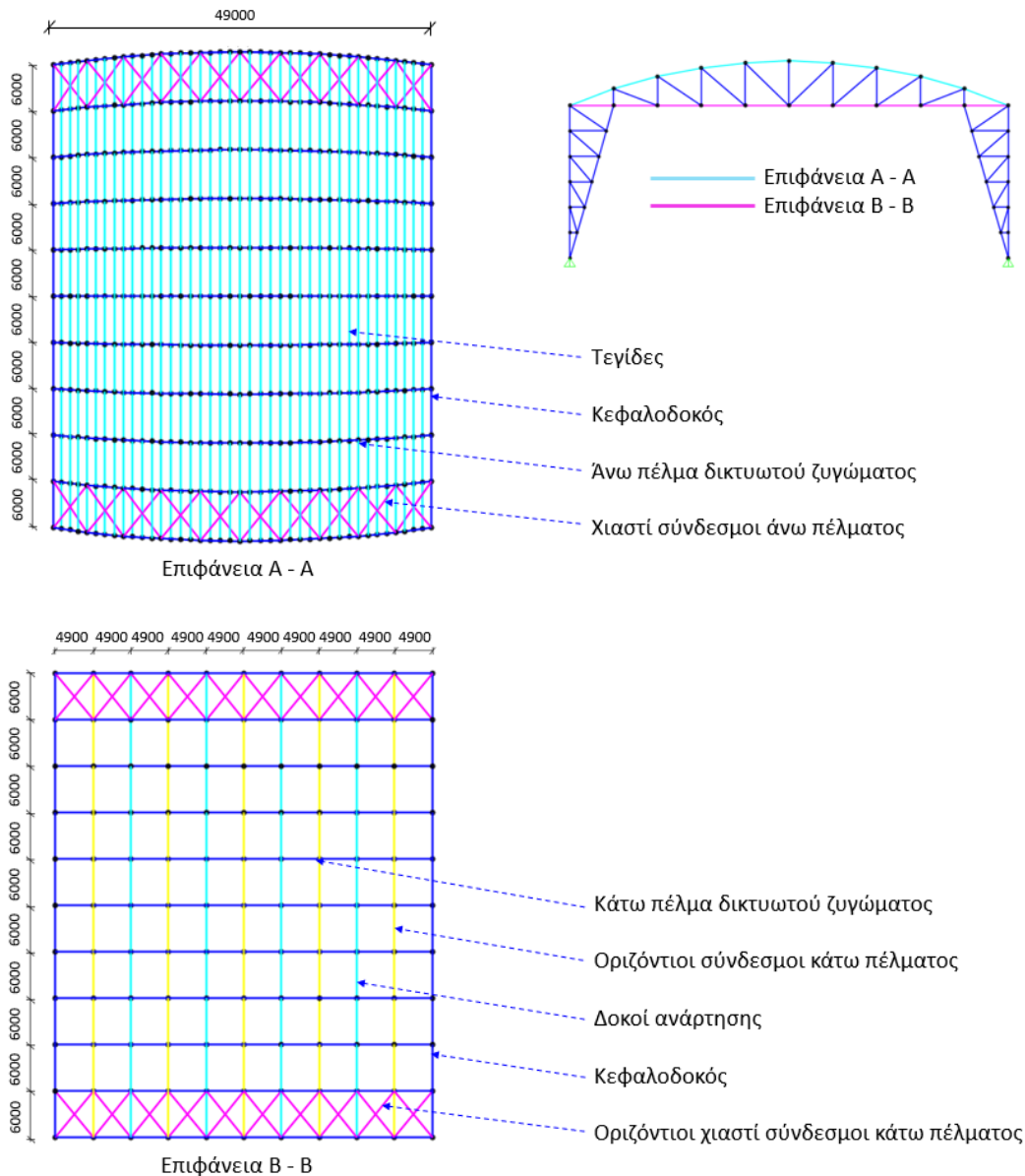


Εικόνα 9.7: Δικτυωτό πλαίσιο

Τα δικτυωτά πλαίσια δεν είναι αποδοτικά όμως στην παραλαβή οριζόντιων φορτίων εκτός του επιπέδου τους (πιέσεις ανέμου). Τοποθετούνται επομένως οριζόντιοι και κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας με διάταξη όπως φαίνεται στις Εικόνες 9.8 και 9.9. Οι οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι τοποθετούνται σε δύο επίπεδα.

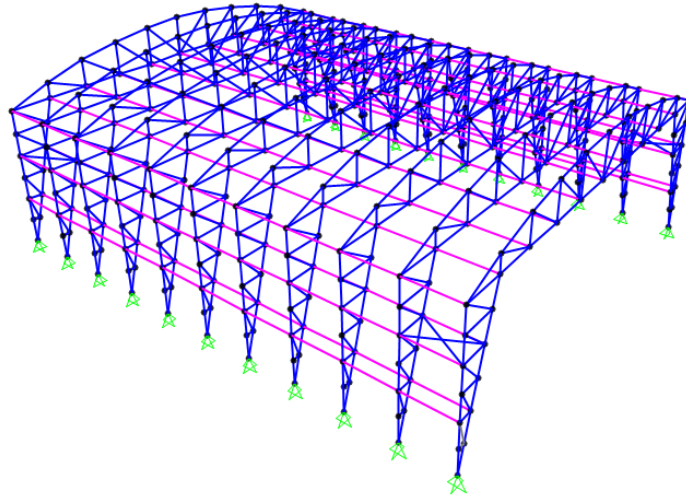


Εικόνα 9.8: Οριζόντιοι και κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι

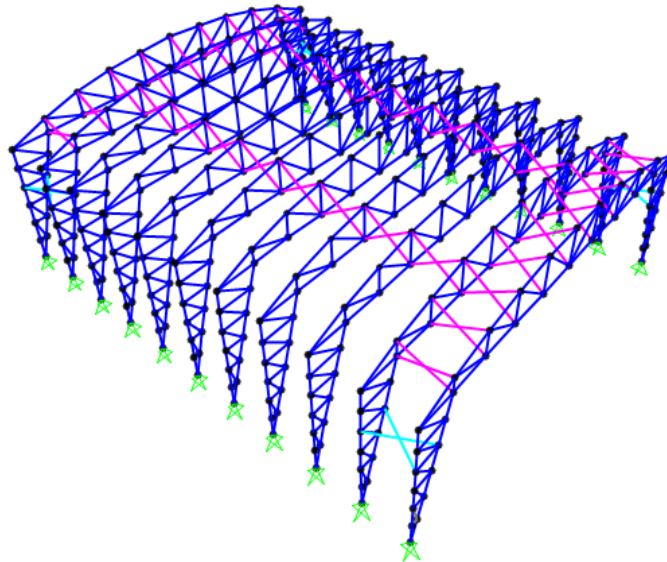


Εικόνα 9.9: Οριζόντιοι σύνδεσμοι

Για να επιτευχθεί συνεργασία και αλληλεπίδραση μεταξύ των δικτυωτών πλαισίων τοποθετούνται οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι μεταξύ των δικτυωτών ζυγωμάτων και υποστρωμάτων. Πέρα από τις τεγίδες και μηκίδες, τοποθετούνται δοκοί που συνδέονται αμφιαρθρωτά με τα δικτυωτά πλαίσια και διατρέχουν όλο το μήκος του υπόστεγου (Εικόνες 9.10). Μεταξύ των δύο επιπέδων της στέγης τοποθετούνται επίσης διαμήκεις χιαστί σύνδεσμοι σε επιλεγμένες θέσεις. Επιπλέον, προβλέπονται διαφράγματα μεταξύ των χιαστί συνδέσμων των δύο επιπέδων της στέγης και σε ορισμένες θέσεις μεταξύ των οριζόντιων συνδέσμων των δικτυωτών υποστρωμάτων. Τα μέλη αυτά παρουσιάζονται στην Εικόνα 9.11. Με αυτόν τον τρόπο δεν συγκεντρώνεται η ένταση σε κάποια μεμονωμένα μέλη αλλά επιτυγχάνεται μια καθολική συμπεριφορά του φορέα.



Εικόνα 9.10: Οριζόντιοι σύνδεσμοι δικτυωτών πλαισίων



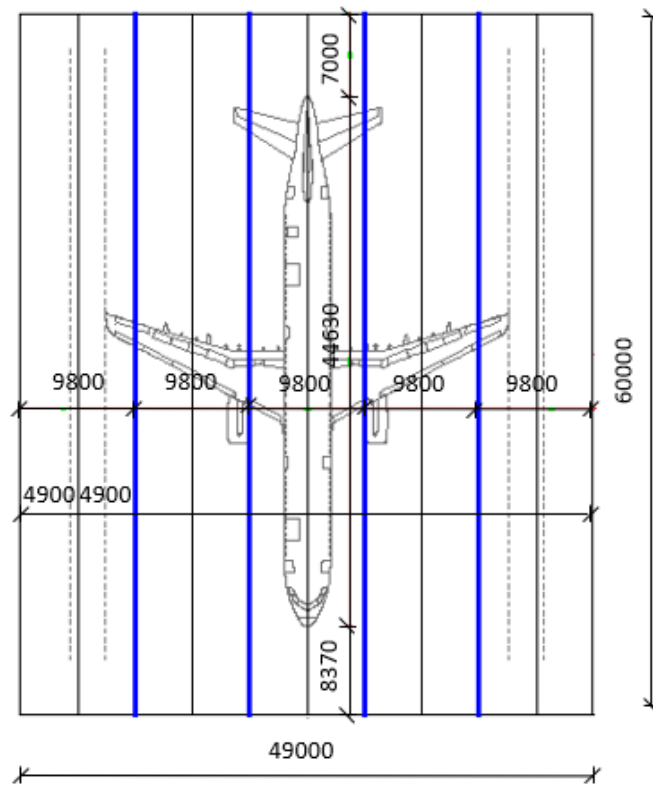
Εικόνα 9.11: Διαμήκεις χιαστί σύνδεσμοι και διαφράγματα

Για την εξυπηρέτηση των λειτουργιών του υπόστεγου γίνεται χρήση γερανογέφυρας. Λόγω της μικρής ανυψωτικής απαίτησης (5 t) και την ανάγκη κάλυψης μεγάλου ανοίγματος, επιλέγεται αναρτώμενη γερανογέφυρα μονού φορέα με αναρτώμενο φορείο βαρούλκο (Εικόνα 9.12). Ο φορέας της γερανογέφυρας αναρτάται μέσω τεσσάρων σημείων ανάρτησης και τοποθετείται παράλληλα στην πλευρά μήκους 49.00 m του υπόστεγου. Σε αυτή τη διεύθυνση κινείται το βαρούλκο, ενώ η ίδια γερανογέφυρα μετακινείται κατά μήκος της διαμήκους πλευράς 60.00 m. Η κίνηση της γερανογέφυρας πραγματοποιείται στο κάτω μέρος του πέλματος των δοκών ανάρτησης, οι οποίες αποτελούν τμήμα της οροφής του υπόστεγου. Έτσι δεν χρειάζονται κολώνες για την υποστήριξη της γερανογέφυρας και ο χώρος του υπόστεγου παραμένει ελεύθερος. Το σύστημα ανάρτησης της γερανογέφυρας σημαίνεται στην Εικόνα 9.13 με μπλε χρώμα. Η γερανογέφυρα καλύπτει άνοιγμα 29.40

η και αναρτάται σε τέσσερα σημεία, με μεταξύ τους απόσταση 9.80 m, επί γερανοδοκών, οι οποίες μορφώνονται ως αμφιαρθρωτά στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων του υποστέγους. Η γερανογέφυρα δεν προσομοιώνεται.



Εικόνα 9.12: Αναρτώμενη γερανογέφυρα μονού φορέα με αναρτώμενο φορτίο βαρούλκο



Εικόνα 9.13: Σύστημα ανάρτησης γερανογέφυρας

9.3. Δομικά Υλικά

Χρησιμοποιείται δομικός χάλυβας S355:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210 \text{ GPa}$
- Σταθερά Poisson: $\nu = 0.3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Όριο διαρροής: $f_y = 355 \text{ MPa}$
- Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 510 \text{ MPa}$

9.4. Δράσεις

Ανάλογα με τη χρήση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται στις διατάξεις του Ευρωκώδικα οι δράσεις βάσει των οποίων ο μελετητής προβαίνει στην ανάλυση του φορέα και τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών των μελών του. Ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται ώστε να είναι ικανός να φέρει όλα τα πιθανά φορτία που του επιβάλλονται (ίδια βάρη, επιδράσεις από το περιβάλλον κ.ά.) κατά τη διάρκεια ζωής του καθώς και στη φάση κατασκευής του με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και οικονομικό τρόπο και να παραμένει κατάλληλος για την προκαθορισμένη χρήση στο διάστημα αυτό. Στο υπόστεγο συντήρησης αεροσκαφών επιβάλλονται οι εξής δράσεις:

- Μόνιμες (ίδιο βάρος μεταλλικού φορέα, ίδια βάρη επικαλύψεων και μηχανολογικού εξοπλισμού)
- Φορτία χιονιού
- Πιέσεις ανέμου
- Θερμοκρασιακές μεταβολές
- Βάρη προερχόμενα από τη λειτουργία της γερανογέφυρας

Λόγω του μικρού βάρους της κατασκευής του υπόστεγου δεν λαμβάνονται υπόψη σεισμικές δράσεις κατά τη διαστασιολόγηση.

9.4.1. Μόνιμες δράσεις

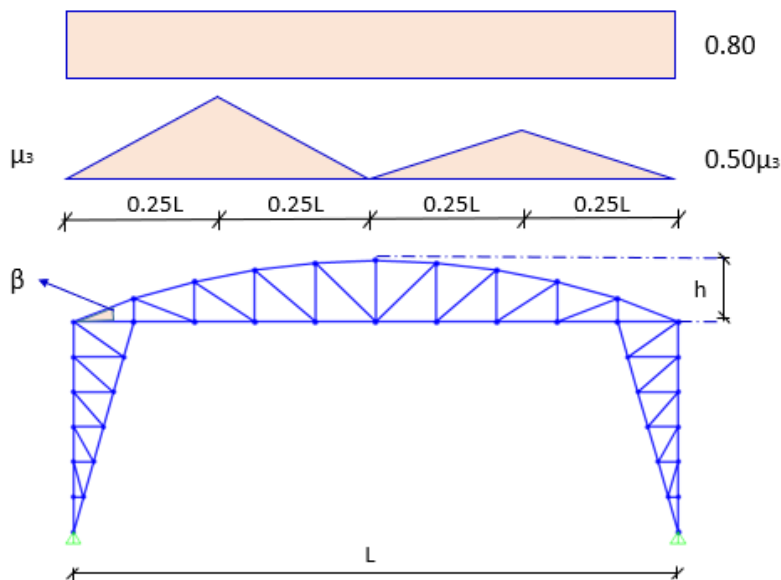
Στην κατηγορία των μόνιμων δράσεων περιλαμβάνονται δράσεις των οποίων η διαφοροποίηση στο χρόνο είναι αμελητέα. Τέτοιες δράσεις αποτελούν τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, επικαλύψεις και επενδύσεις, κιγκλιδώματα, σταθερός εξοπλισμός), δυνάμεις προέντασης, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις. Στον φορέα του υπόστεγου ορίζονται οι εξής μόνιμες δράσεις:

- Ίδιο βάρος δομικού χάλυβα, το οποίο λαμβάνεται υπόψη αυτόματα από το λογισμικό
- Βάρος επικάλυψης και μηχανολογικού εξοπλισμού ίσο με 1.50 kN/m^2

9.4.2. Φορτία Χιονιού

Οι οδηγίες για τον υπολογισμό των φορτίων χιονιού υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 5.1.3 και συμπληρώνονται αυτές ώστε να επεκταθεί η εφαρμογή τους και στο υπόστεγο.

Για τον προσδιορισμό των συντελεστών μορφής λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου. Η πρώτη προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη την επιφάνεια, όταν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή του ανέμου. Η δεύτερη κατανομή προκύπτει από μια αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη προς την υπήνεμη πλευρά της στέγης). Για κυλινδρικές στέγες οποιασδήποτε μορφής, απλής καμπυλότητας, στις οποίες δεν εμποδίζεται η ολίσθηση του χιονιού, εξετάζονται δύο περιπτώσεις φόρτισης σύμφωνα με την Εικόνα 9.14:



Εικόνα 9.14: Συντελεστές μορφής σε κυλινδρικές στέγες

Στην πρώτη περίπτωση το ομοιόμορφο φορτίο χιονιού ($\mu_1 = 0.8$) είναι:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0.8 * 1 * 1 * 0.8006 = 0.641 \text{ kN/m}^2$$

Στη δεύτερη περίπτωση η μέγιστη τιμή του τριγωνικού φορτίου χιονιού στη στέγη είναι:

- Για $\beta \leq 60^\circ$: $\mu_3 = 0.2 + 10 * \frac{h}{L} \leq 2.0$
- Για $\beta > 60^\circ$: $\mu_3 = 0$

Για τη γεωμετρία του υπόστεγου ισχύει $\beta = 21^\circ \leq 60^\circ$, επομένως $\mu_3 = 1.323 \leq 2.0$, όπου h λαμβάνεται το πραγματικό ύψος της στέγης (5.50 m) και όχι η κεντροβαρική απόσταση των πελμάτων της δικτυωτής δοκού η οποία χρησιμοποιείται στο μοντέλο, (5.00 m). Υπολογίζονται οι μέγιστες τιμές:

$$s_3 = \mu_3 * C_e * C_t * s_k = 1.323 * 1 * 1 * 0.8006 = 1.06 \text{ kN/m}^2$$

$$(0.5 * s_3) = (0.5 * \mu_3) * C_e * C_t * s_k = 0.5 * 1.06 = 0.53 \text{ kN/m}^2$$

και επιβάλλονται σε απόσταση $0.25 * L = 0.25 * 49 = 12.25 \text{ m}$ από τα άκρα του υπόστεγου.

9.4.3. Δυνάμεις ανέμου

Στον EN 1991-1-4 παρέχονται κανόνες και μέθοδοι υπολογισμού των δράσεων λόγω ανέμου σε κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού και στα επιμέρους στοιχεία και προσαρτήματά τους για ύψη μέχρι 200.00 m.

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Ταυτόχρονα λαμβάνονται υπόψη και άλλες δράσεις επί της κατασκευής, οι οποίες είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, και συνεπώς να μεταβάλλουν την εξωτερική και την εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

Οι δράσεις ανέμου επί των κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων τους προσδιορίζονται λαμβάνοντας υπόψη τις εξωτερικές και τις εσωτερικές πιέσεις ανέμου.

Η εξωτερική πίεση w_e του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, προκύπτει από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$$

όπου:

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

Η εσωτερική πίεση w_i του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, προκύπτει από τη σχέση:

$$w_i = q_p(z_i) * c_{pi}$$

όπου:

$q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

c_{pi} είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης

Η τελική πίεση του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση, που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική.

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζονται από τη σχέση:

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

όπου:

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$)

$I_v(z)$ είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z

$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση: $c_e(z) = \left(\frac{q_p(z)}{q_b} \right)$

q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση: $q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2$

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

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

όπου:

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1.0)

c_{season} είναι ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1.0)

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και τη εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II). Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ για τη χώρα μας ορίζεται σε 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και σε 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.

$v_m(z)$ είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$$

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης, για οριζόντιο έδαφος 1.0

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

$$I_v(z) = \left(\frac{k_I}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right), \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

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

όπου:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1.0)

Ο συντελεστής τραχύτητας, $c_r(z)$, λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας του 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, υπολογίζεται δε συναρτήσει του ύψους z με τις ακόλουθες λογαριθμικές σχέσεις:

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

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

όπου:

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \text{ (συντελεστής εδάφους)}$$

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας σε m

$z_{0,II} = 0.05 \text{ m}$ (κατηγορίας εδάφους II)

z_{min} είναι το ελάχιστο ύψος

z_{max} λαμβάνεται ίσο προς 200.00 m

Οι σχέσεις για το $c_r(z)$ ισχύουν όταν το έδαφος στη διεύθυνση του ανέμου έχει ομοιόμορφη τραχύτητα σε αρκετά μεγάλο μήκος, ώστε να μπορεί να θεωρείται σταθερή η κατηγορία εδάφους.

Η συνολική δύναμη λόγω του ανέμου F_w , η οποία επενεργεί επί μιας κατασκευής ή επί ενός επιμέρους στοιχείου της, προσδιορίζεται με διανυσματική άθροιση των δυνάμεων $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ και F_{fr} , οι οποίες υπολογίζονται αντίστοιχα από τις εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις και από τις δυνάμεις τριβής, οι τελευταίες προκύπτουν από την τριβή του ανέμου παράλληλα προς τις εξωτερικές επιφάνειες, σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$F_{w,e} = c_s c_d * \sum_{surfaces} w_e * A_{ref}$$

$$F_{w,i} = \sum_{surfaces} w_i * A_{ref}$$

$$F_{fr} = c_{fr} * q_p(z_e) * A_{fr}$$

όπου:

$c_s c_d$ είναι ο δυναμικός συντελεστής

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

c_{fr} είναι ο συντελεστής τριβής

A_{fr} είναι η εξωτερική επιφάνεια τριβής παράλληλα προς τον άνεμο

z_e είναι το ύψος αναφοράς και λαμβάνεται το ύψος h του κτιρίου

Οι δυνάμεις τριβής εφαρμόζονται στο τμήμα των εξωτερικών επιφανειών παράλληλα με τον άνεμο, που βρίσκονται πέραν μιας απόστασης από το προσήνεμο άκρο, ίσης με τη μικρότερη τιμή των $(2 * b)$ ή $(4 * h)$, όπου b είναι το μήκος της προσήνεμης πλευράς και h το ύψος του κτιρίου. Οι αποστάσεις αυτές αναφέρονται σε σημεία εκτός κτιρίου και επομένως δεν λαμβάνονται υπόψη δυνάμεις τριβής του ανέμου.

Ο δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ απαρτίζεται από δύο επιμέρους παραμέτρους, την παράμετρο μεγέθους c_s , η οποία απομειώνει τη δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής επί της επιφάνειας, και τη δυναμική παράμετρο c_d , η οποία λαμβάνει υπόψη της την αυξημένη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού. Εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής (κατασκευή από σκυρόδεμα ή χάλυβα) και από το ύψος της και το πλάτος της. Για κτίρια με σκελετό και τοίχους, τα οποία έχουν ύψος μικρότερο των 100 m, και των οποίων το ύψος είναι μικρότερο από το τετραπλάσιο της διάστασης κατά τη διεύθυνση του ανέμου, η τιμή του $c_s c_d$ μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.00.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} , εσωτερικής πίεσης c_{pi} εισάγονται στις σχέσεις προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών, ή οι τελικές δυνάμεις ανέμου σε όλη την κατασκευή ή σε ένα τμήμα της.

Για κτίρια οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A , δίνονται σε πίνακες για δύο χαρακτηριστικές τιμές της,

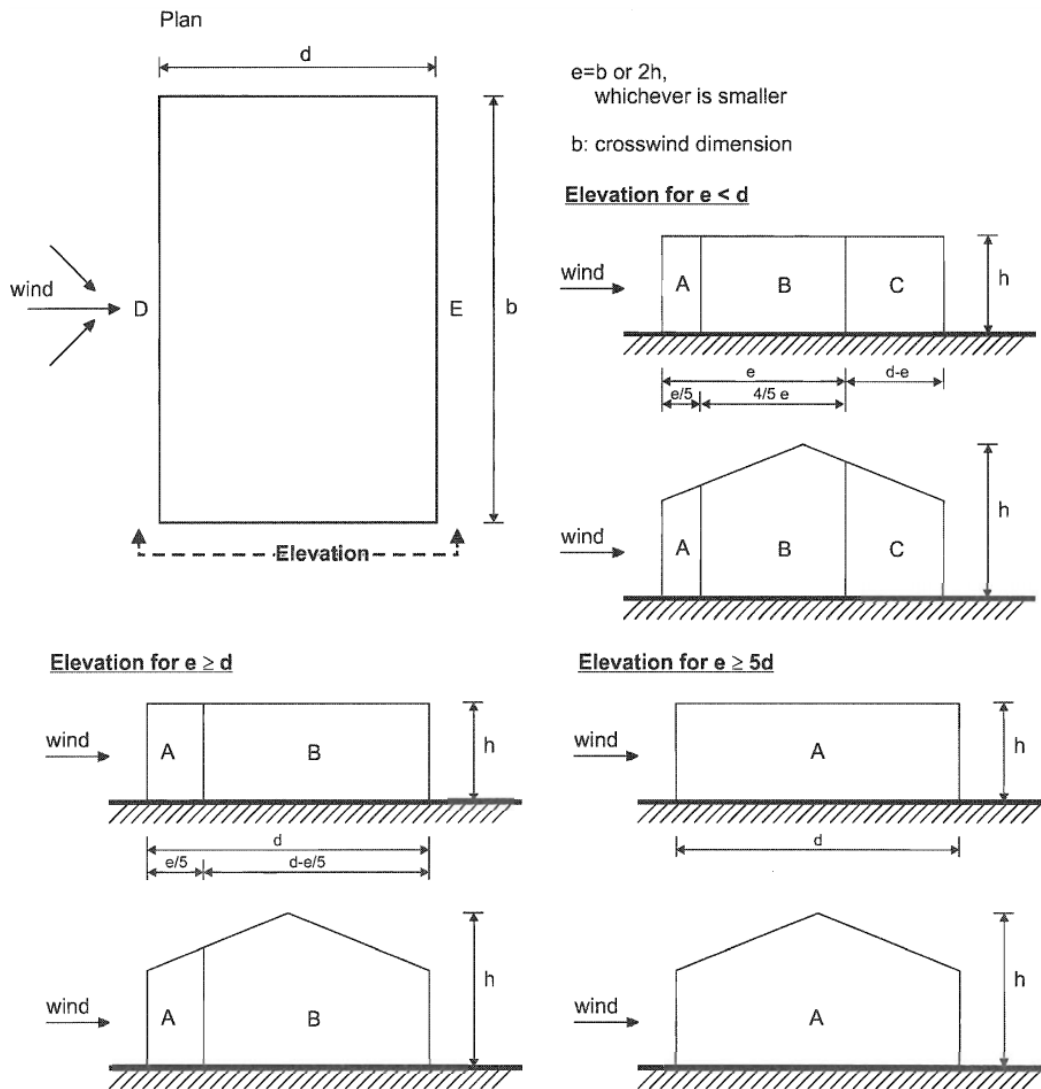
ήτοι για 1 m² και για 10 m². Ως φορτιζόμενη επιφάνεια, θεωρείται εκείνη η οποία στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής μεταφέρει τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνηση του. Για $A \geq 10.00 \text{ m}^2$ είναι $c_{pe} = c_{pe.10}$. Οι τιμές των συντελεστών c_{pe} αντιστοιχούν σε διευθύνσεις του ανέμου κατά γωνίες 0°, 90° ή 180°, έχουν όμως προκύψει για ένα εύρος μεταβολής της γωνίας αυτής κατά $\pm 45^\circ$ ανά διεύθυνση. Αντιπροσωπεύουν επομένως τις δυσμενέστερες πιέσεις που μπορεί να εμφανιστούν στα διάφορα σημεία του κτιρίου, για κάθε δυνατή διεύθυνση της ανεμοπίεσης.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe.10}$ για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων δίνονται στον Πίνακα 9.1, σύμφωνα με το συμβολισμό και τη διαίρεση της στέγης σε ζώνες της Εικόνας 9.15. Για ενδιάμεσες τιμές του λόγου $\frac{h}{d}$ εφαρμόζεται γραμμική παρεμβολή. Η δύναμη του ανέμου προσδιορίζεται με ταυτόχρονη εφαρμογή των συντελεστών πίεσης $c_{pe.10}$ στην προσήνεμη και υπήνεμη πλευρά του κτιρίου (ζώνες D και E). Η έλλειψη συσχέτισης των πιέσεων του ανέμου μεταξύ αυτών των πλευρών λαμβάνεται υπόψη για κτίρια με $\frac{h}{d} < 1$, με πολλαπλασιασμό της υπολογιζόμενης δύναμης ανέμου με 0.85.

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς z_e για τους προσήνεμους τοίχους γίνεται βάσει της σχέσης μεταξύ του ύψους h και του μήκους b της προσήνεμης πλευράς του κτιρίου. Για $h \leq b$ λαμβάνεται ίσο με: $z_e = h$. Για τον υπήνεμο τοίχο και τους παράπλευρους τοίχους, ως ύψος αναφοράς λαμβάνεται το ύψος του κτιρίου h .

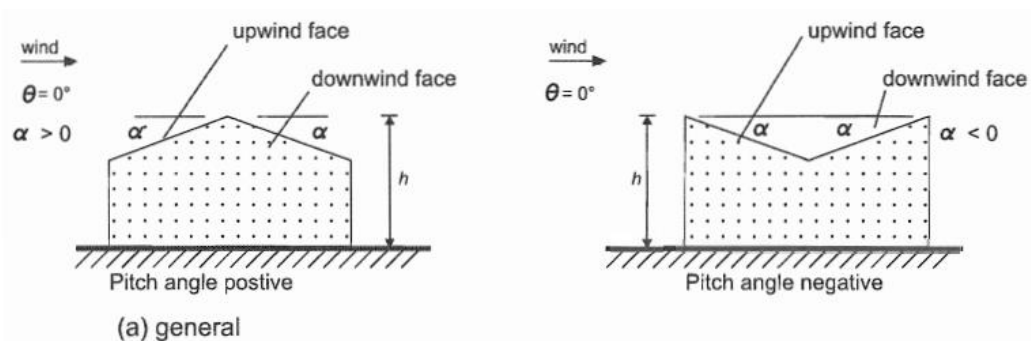
Πίνακας 9.1: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

Zone	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

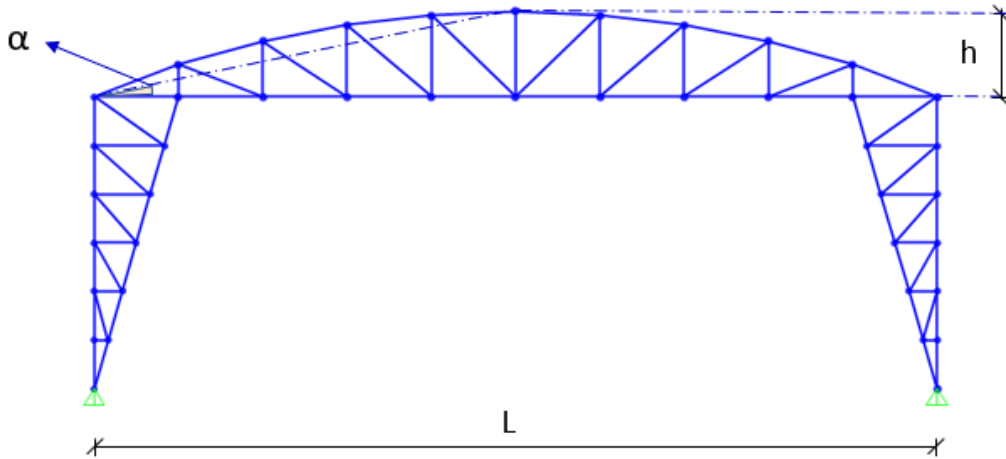


Εικόνα 9.15: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

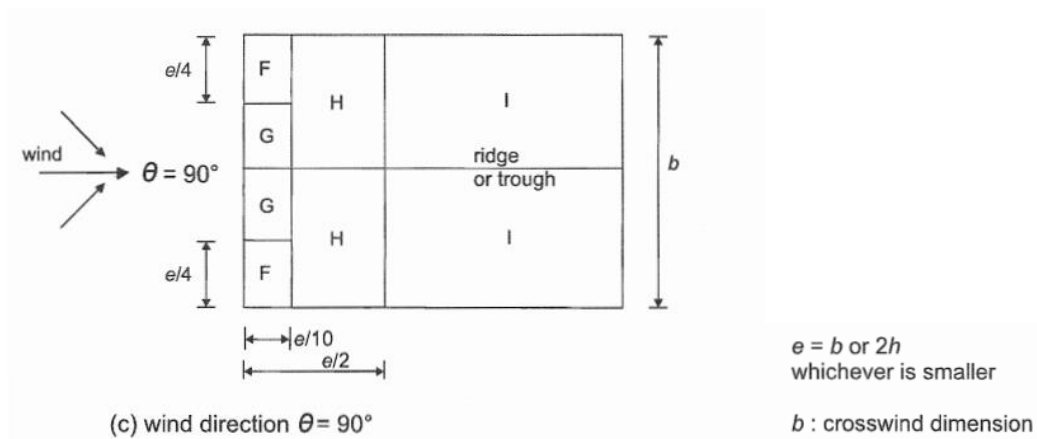
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ για δικλινείς στέγες δίνονται στον Πίνακα 9.2, σύμφωνα με το συμβολισμό και τη διαίρεση της στέγης σε ζώνες της Εικόνας 9.16 και 9.17. Για ενδιάμεσες τιμές της κλίσης της στέγης, α , εφαρμόζεται γραμμική παρεμβολή. Κλίση της στέγης του υπόστεγου για τους υπολογισμούς λαμβάνεται η μέση γωνία $\alpha = 12.5^\circ = \arctan\left(\frac{h}{L/2}\right)$, όπου $h = 5.50$ m και $L = 49.00$ m, σύμφωνα με την Εικόνα 9.18.



Εικόνα 9.16: Ορισμός κλίσης στέγης



Εικόνα 9.17: Ορισμός γωνίας κλίσης α στέγης υπόστεγου

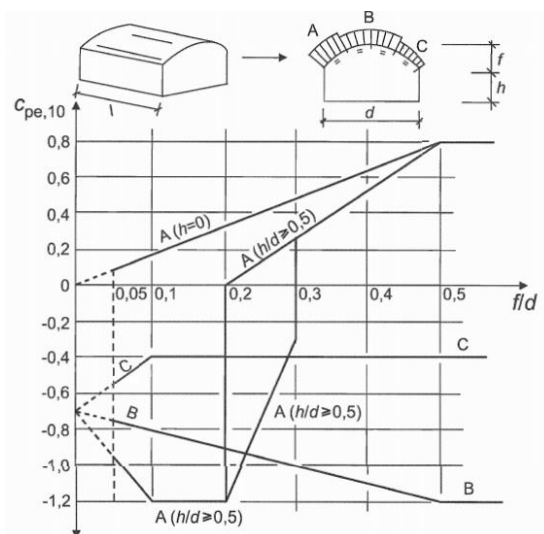


Εικόνα 9.18: Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

Πίνακας 9.2: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

Pitch angle α	Zone for wind direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ σε κυκλικές κυλινδρικές στέγες με ορθογωνική βάση δίνονται στην Εικόνα 9.19. Το ύψος αναφοράς z_e λαμβάνεται ίσο με το συνολικό ύψος του υπόστεγου.



Εικόνα 9.19: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ για κυλινδρικές στέγες με ορθογωνική βάση

Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική πίεση και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς μαζί με αυτήν και για κάθε δυνατό συνδυασμό ανοιγμάτων.

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης $c_{pe,i}$ εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου.

Ένα εξωτερικό άνοιγμα (π.χ. πόρτα ή παράθυρο) θεωρείται κλειστό στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Ωστόσο, κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας, μπορεί να είναι καθοριστικό εάν είναι ανοικτό. Επομένως, η κατάσταση με την πόρτα ή το παράθυρο ανοικτό πρέπει να θεωρείται ως τυχηματική.

Η πλευρά ενός κτιρίου θεωρείται καθοριστική όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου. Σε κτίριο με μια καθοριστική πλευρά, η εσωτερική πίεση λαμβάνεται ως ένα κλάσμα της εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς ως εξής:

- $c_{pi} = 0.75 * c_{pe,10,καθοριστικής\ πλευρας}$, όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων των υπόλοιπων πλευρών του κτιρίου
- $c_{pi} = 0.90 * c_{pe,10,καθοριστικής\ πλευρας}$, όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι τριπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων των υπόλοιπων πλευρών του κτιρίου
- Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι μεταξύ διπλάσιας και τριπλάσιας της επιφάνειας των ανοιγμάτων των υπόλοιπων πλευρών του κτιρίου εφαρμόζεται γραμμική παρεμβολή

Η τιμή αυτή είναι ενιαία για όλες τις εσωτερικές επιφάνειες του κτιρίου.

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



Εικόνα 9.20: Δορυφορική λήψη Κρατικού Αερολιμένα Νέας Αγχιάλου

Το έδαφος στην τοποθεσία του έργου ανήκει σε κατηγορία εδάφους 0 (θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας), επομένως ισχύουν:

- $z_0 = 0.003 \text{ m}$
- $z_{min} = 1.000 \text{ m}$
- $v_{b,0} = 33 \text{ m/s}$

Το ύψος αναφοράς για:

- προσήνεμους κατακόρυφους τοίχους είναι ίσο με:
 - $z_e = h$, για πνοή ανέμου κατά τη διαμήκη διεύθυνση, όπου ισχύει $h \leq b$, με $h = 22.50 \text{ m}$ και $b = 49.00 \text{ m}$
 - $z_e = h$, για πνοή ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση, όπου ισχύει $h \leq b$, με $h = 22.50 \text{ m}$ και $b = 60.00 \text{ m}$
- υπήνεμους και παράπλευρους κατακόρυφους τοίχους είναι ίσο με: $z_e = h$.
- στέγη είναι ίσο με: $z_e = h$.

όπου h λαμβάνεται το πραγματικό ύψος του υπόστεγου (22.50 m) και όχι το ύψος που χρησιμοποιείται στο μοντέλο (22.00 m). Επομένως, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με $z_e = h$ για όλες τις προσβαλλόμενες επιφάνειες του φορέα από τον άνεμο. Ισχύει:

$$z_{min} \leq z_e = 22.50 \text{ m} \leq z_{max}$$

Υπολογίζονται:

Η βασική ταχύτητα αιχμής:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1.0 * 1.0 * 33 = 33 \text{ m/s}$$

Ο συντελεστής τραχύτητας:

$$c_r(z_e) = k_r * \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) = 0.156 * \ln\left(\frac{22.50}{0.003}\right) = 1.392$$

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (\text{συντελεστής εδάφους}) = 0.19 * (0.003/0.05)^{0.07} = 0.156$$

Η μέση ταχύτητα ανέμου:

$$v_m(z_e) = c_r(z_e) * c_0(z_e) * v_b = 1.392 * 1.0 * 33 = 45.94 \text{ m/s}$$

Η ένταση στροβιλισμού:

$$I_v(z_e) = \left(\frac{k_I}{c_0(z_e) * \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)}\right) = \left(\frac{1}{1 * \ln\left(\frac{22.50}{0.003}\right)}\right) = 0.1121$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής:

$$\begin{aligned} q_p(z_e) &= [1 + 7 * I_v(z_e)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m(z_e)^2 \\ &= [1 + 7 * 0.1121] * \frac{1}{2} * 0.00125 * 45.94^2 = 2.355 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Θεωρούνται πέντε φορτίσεις ανέμου, ανάλογα με τη διεύθυνση πνοής του και την κατάσταση των θυρών (κλειστές ή ανοιχτές). Υπολογίζονται για κάθε φόρτιση ανέμου οι εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις επί των επιφανειών του υπόστεγου σύμφωνα με τις σχέσεις:

- $w_e = q_p(z_e) * c_{pe,10}$, η εξωτερική πίεση
- $w_i = q_p(z_i) * 0.90 * c_{pe,10}$, η εσωτερική πίεση

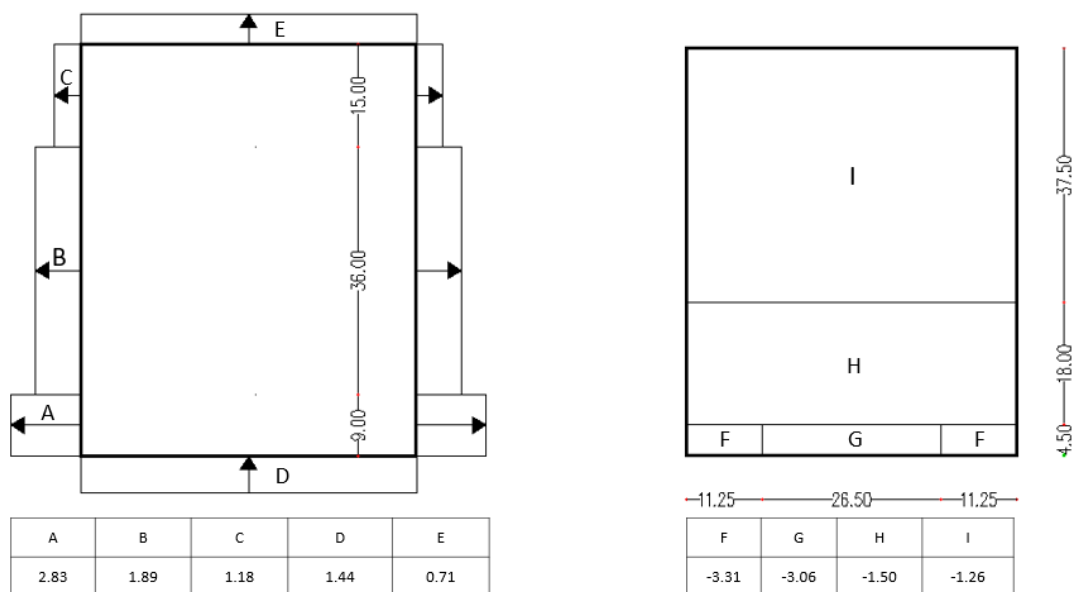
Όσον αφορά τον υπολογισμό των εσωτερικών πιέσεων, ο συντελεστής 0.90 οφείλεται στο γεγονός ότι η επιφάνεια των ανοιγμάτων της μιας πλευράς του υπόστεγου είναι τριπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων των υπόλοιπων πλευρών του. Το ύψος αναφοράς z_i λαμβάνεται ίσο με το ύψος αναφοράς z_e για τις εξωτερικές πιέσεις της πλευράς που συνεισφέρει με τα ανοίγματά της στη δημιουργία της εσωτερικής πίεσης. Επομένως λαμβάνεται $z_e = h = 22.50 \text{ m}$.

Οι τελικές πιέσεις του ανέμου επί των επιφανειών του υπόστεγου προκύπτουν από τη διαφορά των εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων επί αυτών των επιφανειών, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά τους. Ο φορέας χωρίζεται σε ζώνες πίεσης, με θετικές πιέσεις αυτές που κατευθύνονται προς τις επιφάνειες και αρνητικές εκείνες που απομακρύνονται από αυτές.

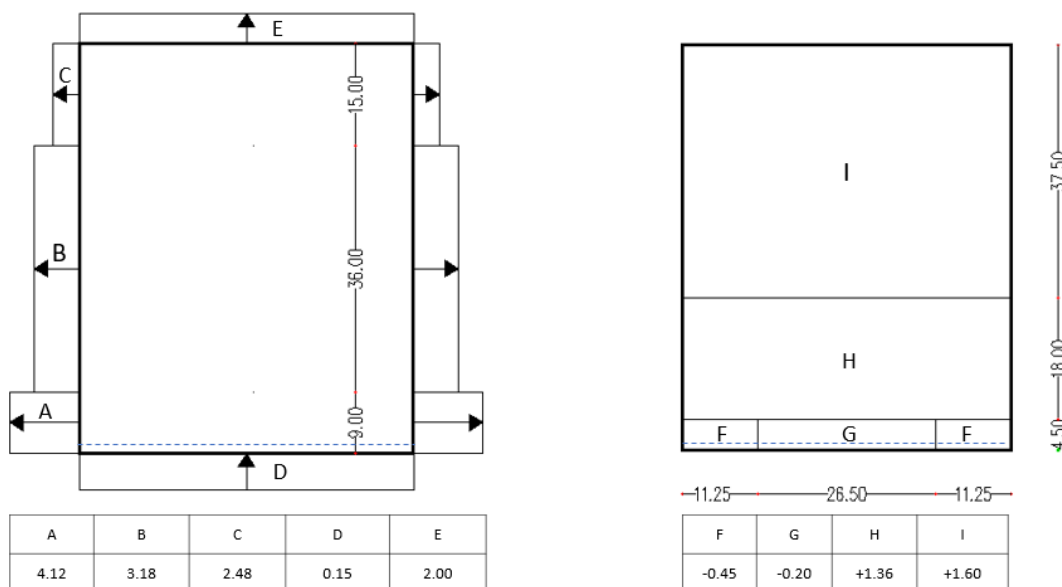
Σύμφωνα με τη μεθοδολογία αυτή υπολογίζονται οι φορτίσεις ανέμου που λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό του υπόστεγου, οι οποίες παρατίθενται στον Πίνακα 9.3 και παρουσιάζονται στις Εικόνες 9.21 – 9.25.

Πίνακας 9.3: Φορτίσεις ανέμου

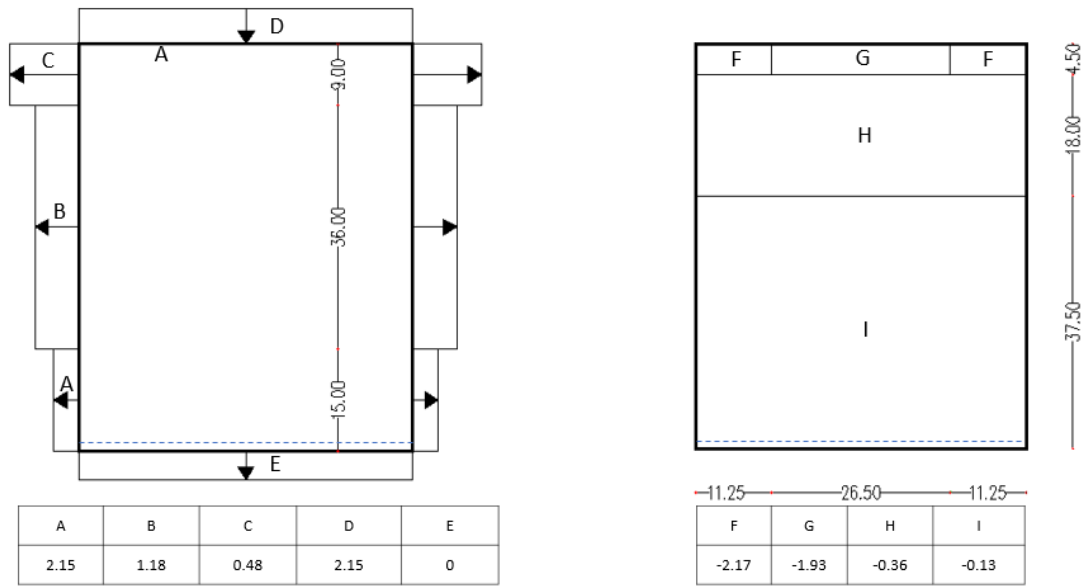
Φόρτιση Ανέμου	Διεύθυνση πνοής ανέμου	Κατάσταση θυρών	Κατάσταση σχεδιασμού
WindX _{close}	Διαμήκης	Κλειστές	Μεταβλητή δράση
WindX _{open}	Διαμήκης	Ανοιχτές	Τυχηματική δράση
Wind-X _{open}	Διαμήκης	Ανοιχτές	Τυχηματική δράση
WindY _{close}	Εγκάρσια	Κλειστές	Μεταβλητή δράση
WindY _{open}	Εγκάρσια	Ανοιχτές	Τυχηματική δράση



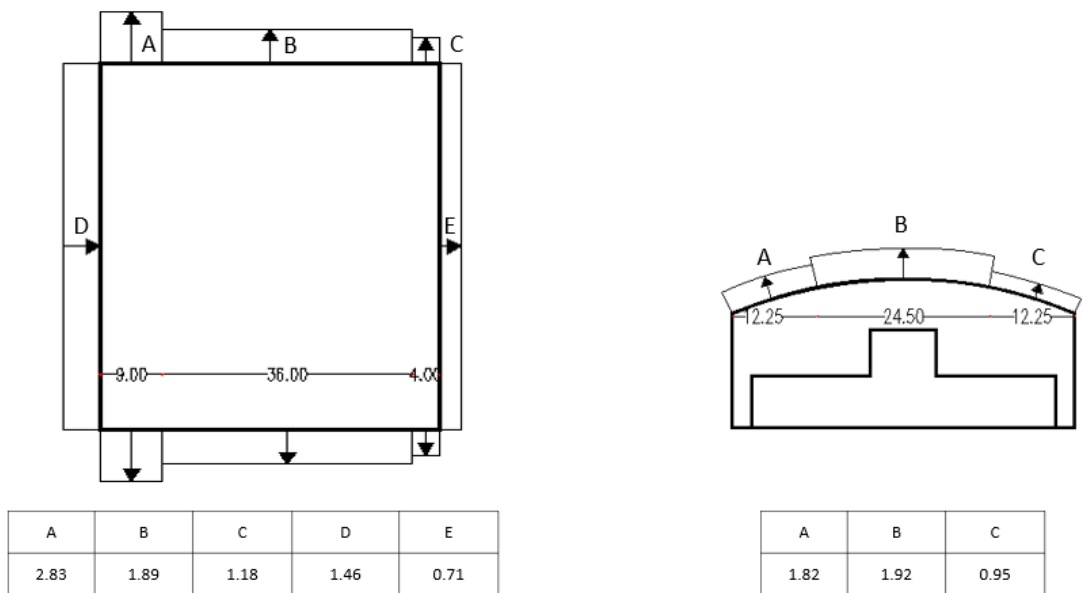
Εικόνα 9.21: Πνοή ανέμου κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υπόστεγου με θύρα κλειστή (WindX_{close})



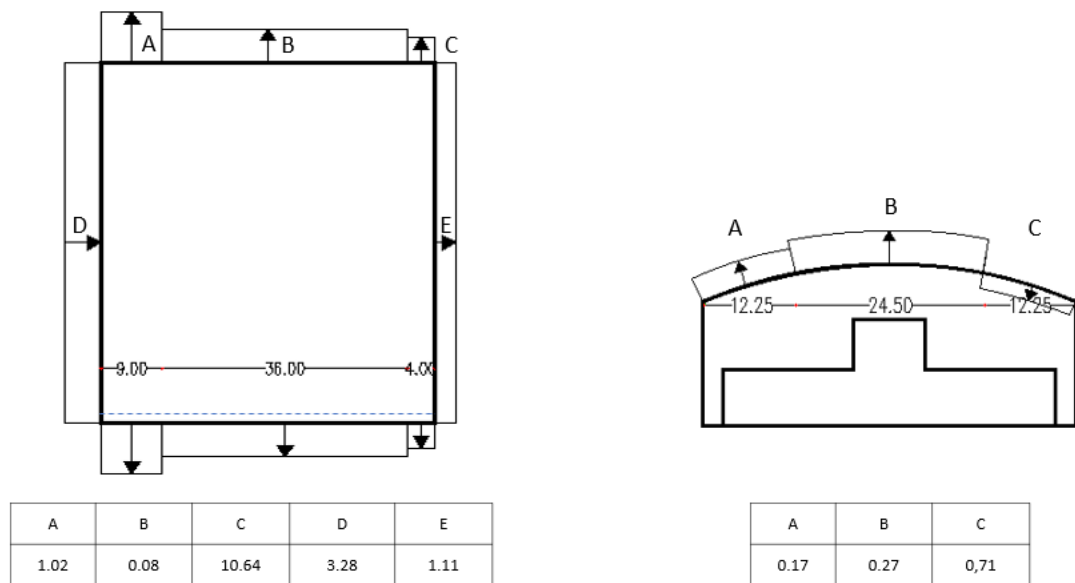
Εικόνα 9.22: Πνοή ανέμου κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υπόστεγου με θύρα ανοιχτή (WindX_{open})



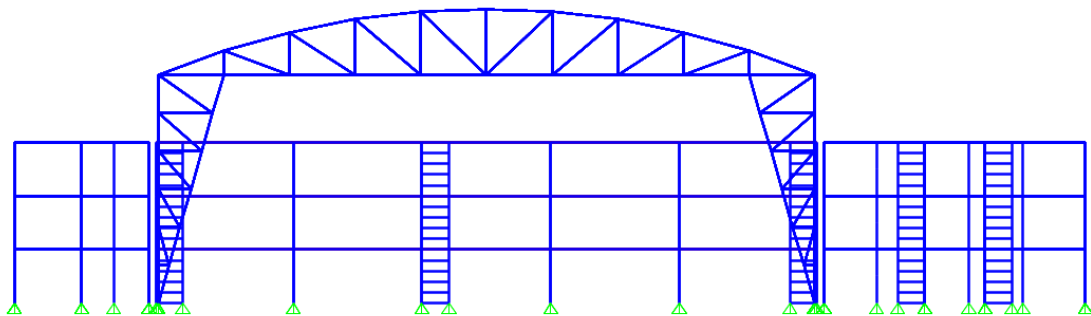
Εικόνα 9.23: Πνοή ανέμου κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υπόστεγου με θύρα ανοιχτή (Wind- X_{open})



Εικόνα 9.24: Πνοή ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση του υπόστεγου με θύρα κλειστή (Wind Y_{close})



Εικόνα 9.25: Πνοή ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση του υπόστεγου με θύρα ανοιχτή (WindY_{open})



Εικόνα 9.26: Κάλυψη υπόστεγου από φορτία ανέμου από τα περιβάλλοντα κτίρια

Το υπόστεγο πλαισιώνεται από τα κτίρια στις τρεις πλευρές του όπως φαίνεται στην Εικόνα 9.1 και θεωρείται καλυμμένο στις πλευρές αυτές από τα φορτία ανέμου, μέχρι το ύψος των κτιρίων, δηλαδή τα 12.00 m. Τα υπολογιζόμενα φορτία ανέμου ασκούνται στις επιφάνειες των τριών αυτών πλευρών άνω της στάθμης των 12.00 m. Στην ελεύθερη τέταρτη πλευρά όπου τοποθετούνται οι θύρες για την είσοδο/έξοδο των αεροσκαφών, όταν οι θύρες είναι κλειστές τα φορτία ανέμου ασκούνται σε όλη την επιφάνειά της, ενώ στην περίπτωση των ανοιχτών θυρών ασκούνται άνω της στάθμης των 8.00 m.

9.4.4. Θερμοκρασιακές μεταβολές

Στον EN1991-1-5 παρέχονται οδηγίες για τον υπολογισμό των θερμικών δράσεων επί των κατασκευών.

Η ομοιόμορφη συνιστώσα ΔT_u ορίζεται ως η διαφορά μεταξύ της μέσης θερμοκρασίας T ενός δομικού στοιχείου κατά τη θερινή ή χειμερινή περίοδο και της αρχικής του

θερμοκρασίας T_o , $\Delta T_u = T - T_o$. Η τιμή της T_o δεν ορίζεται για το συγκεκριμένο έργο και λαμβάνεται ίση με 10°C .

Η ποσότητα ΔT_u και T ορίζονται σύμφωνα με τις αρχές στην 5.3 με χρήση τοπικών μετεωρολογικών δεδομένων. Όταν δεν υπάρχουν διαθέσιμα στοιχεία, οι κανόνες 5.3 μπορούν να εφαρμόζονται.

Η ποσότητα T καθορίζεται με χρήση θερμοκρασιακών κατανομών. Όταν θεωρούνται στοιχεία μιας στάθμης και οι περιβαλλοντικές συνθήκες εκατέρωθεν των στοιχείων είναι παρόμοιες, η ποσότητα T καθορίζεται προσεγγιστικά ως η μέση τιμή των θερμοκρασιών του εσωτερικού και εξωτερικού περιβάλλοντος, T_{in} και T_{out} αντίστοιχα.

Η θερμοκρασία του εσωτερικού περιβάλλοντος, T_{in} ορίζεται, σύμφωνα με τον Πίνακα 9.4, για τη:

- θερινή περίοδο: $T_1 = 20^\circ\text{C}$
- χειμερινή περίοδο: $T_2 = 25^\circ\text{C}$

Πίνακας 9.4: Ενδεικτικές τιμές για τη θερμοκρασία εσωτερικού περιβάλλοντος T_{in}

Season	Temperature T_{in}
Summer	T_1
Winter	T_2

NOTE: Values for T_1 and T_2 may be specified in the National Annex. When no data are available the values $T_1 = 20^\circ\text{C}$ and $T_2 = 25^\circ\text{C}$ are recommended.

Η θερμοκρασία του εξωτερικού περιβάλλοντος, T_{out} ορίζεται για μέλη που βρίσκονται ψηλότερα από τη στάθμη του εδάφους. Οι τιμές T_{out} για τη θερινή περίοδο εξαρτώνται από την απορροφητικότητα της επιφάνειας και τον προσανατολισμό της. Οι μέγιστες τιμές συνήθως εμφανίζονται σε επιφάνειες που κοιτάνε δυτικά, νότιο-δυτικά ή για οριζόντιες επιφάνειες. Οι ελάχιστες τιμές σε $^\circ\text{C}$ (περίπου οι μισές των μεγίστων τιμών) εμφανίζονται σε επιφάνειες που κοιτάνε το βορρά.

Η θερμοκρασία του εσωτερικού περιβάλλοντος, T_{out} ορίζεται, σύμφωνα με τον Πίνακα 9.5, για τη:

- θερινή περίοδο με συντελεστή σπουδαιότητας 0.9 για σκουρόχρωμες επιφάνειες: $T_{out} = T_{max} + T_5$
- χειμερινή περίοδο: $T_{out} = T_{min}$

Η επιρροή της ηλιακής ακτινοβολίας T_5 ορίζεται ως:

- $T_5 = 4^\circ\text{C}$ για μέλη που κοιτάνε νότιο-ανατολικά
- $T_5 = 42^\circ\text{C}$ για μέλη που κοιτάνε βόρειο-δυτικά

Πίνακας 9.5: Ενδεικτικές τιμές για τη θερμοκρασία εσωτερικού περιβάλλοντος T_{out}

Season	Significant factor	Temperature T_{out} in $^{\circ}\text{C}$
Summer	0,5 bright light surface	$T_{max} + T_3$
	0,7 light coloured surface	$T_{max} + T_4$
	0,9 dark surface	$T_{max} + T_5$
Winter		T_{min}

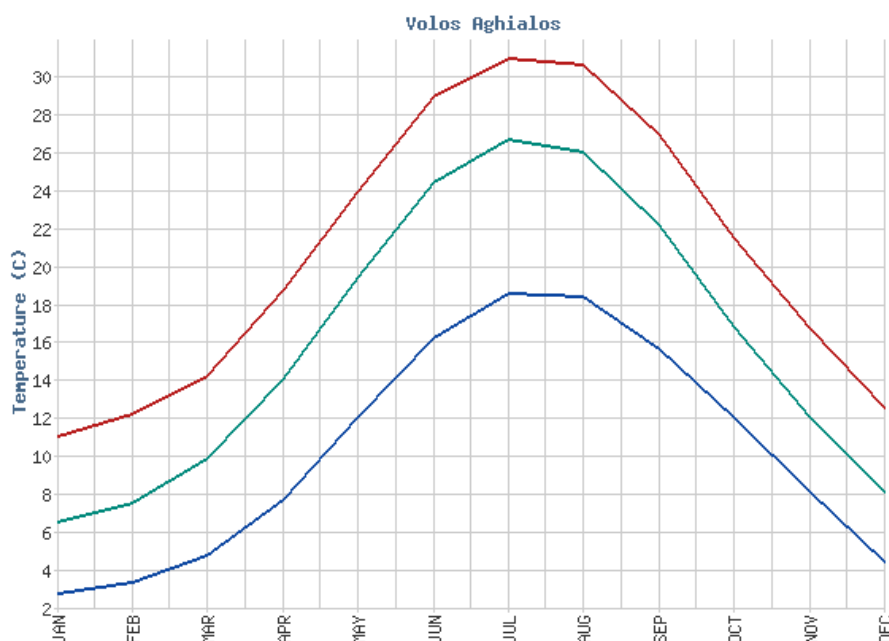
NOTE: Values of the maximum shade air temperature T_{max} , minimum shade air shade temperature T_{min} , and solar radiation effects T_3 , T_4 , and T_5 may be specified in the National Annex. If no data are available for regions between latitudes 45°N and 55°N the values $T_3 = 0^{\circ}\text{C}$, $T_4 = 2^{\circ}\text{C}$, and $T_5 = 4^{\circ}\text{C}$ are recommended, , for North-East facing elements and $T_3 = 18^{\circ}\text{C}$, $T_4 = 30^{\circ}\text{C}$, and $T_5 = 42^{\circ}\text{C}$ for South-West or horizontal facing elements.

Η μέγιστη τιμή της θερμοκρασίας του αέρα υπό σκιά, T_{max} και η αντίστοιχη ελάχιστη τιμή, T_{min} , καθορίζονται από εθνικούς χάρτες με ισοθερμικές καμπύλες. Οι τιμές αυτές διαφέρουν από τις αντίστοιχες τοπικές και τελικά επιλέγονται εκείνες που προέρχονται από τοπικά μετεωρολογικά στοιχεία. Σύμφωνα με την ΕΜΥ (Εικόνα 9.27 και Πίνακας 9.6):

- $T_{max} = 31^{\circ}\text{C}$
- $T_{min} = 2.8^{\circ}\text{C}$

Αναγωγή με το ύψος πάνω από τη στάθμη θαλάσσης δεν λαμβάνεται υπόψη λόγω μικρού υψομέτρου (25.00 m)

Νέα Αγχιάλος (Volos Aghialos) Γ. Μήκος (Lon): 22.793 Γ.Πλάτος (Lat): 39.224 Ύψος (Alt): 13m, Περιφέρεια:Θεσσαλία



Εικόνα 4: Μετεωρολογικά στοιχεία από ΕΜΥ

Πίνακας 9.6: Θερμοκρασίες στην Νέα Αγχίαλο

	ΙΑΝ	ΦΕΒ	ΜΑΡ	ΑΠΡ	ΜΑΙ	ΙΟΥΝ	ΙΟΥΛ	ΑΥΓ	ΣΕΠ	ΟΚΤ	ΝΟΕ	ΔΕΚ
Ελάχιστη Μηνιαία Θερμοκρασία	2.8	3.4	4.8	7.7	12.1	16.3	18.6	18.5	15.7	12.1	8.2	4.5
Μέση Μηνιαία Θερμοκρασία	6.6	7.6	9.9	14.1	19.5	24.5	26.8	26.1	22.2	16.9	12.1	8.2
Μέγιστη Μηνιαία Θερμοκρασία	11.1	12.3	14.3	18.8	24.0	29.0	31.0	30.7	27.0	21.6	16.8	12.6

Συνοπτικά για τη θερινή περίοδο υπολογίζονται:

$$T_{in} = T_1 = 20^{\circ}\text{C}$$

$$T_{out} = T_{max} + T_5 = 31 + 42 = 73^{\circ}\text{C}$$

$$T = \frac{(T_{in} + 0.9 * T_{out})}{2} = 42.85^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{u,s} = T - T_o = 42.85 - 10 = 32.85^{\circ}\text{C}$$

Αντίστοιχα για τη χειμερινή:

$$T_{in} = T_2 = 25^{\circ}\text{C}$$

$$T_{out} = T_{min} = 2.8^{\circ}\text{C}$$

$$T = \frac{(T_{in} + T_{out})}{2} = 13.9^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{u,w} = T - T_o = 13.9 - 10 = 3.9^{\circ}\text{C}$$

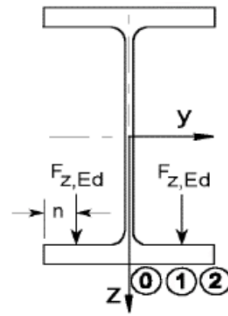
Τελικά, ολόκληρος ο μεταλλικός φορέας φορτίζεται με ομοιόμορφη αύξηση της θερμοκρασίας κατά 33.00°C τη θερινή περίοδο και κατά 4.00°C τη χειμερινή.

9.4.5. Φορτία γερανογέφυρας

Στον EN1991-3 παρέχονται οδηγίες για τον υπολογισμό των δράσεων επί των κατασκευών υποστήριξης μιας γερανογέφυρας.

Τα φορτία της γερανογέφυρας παραλαμβάνονται από τις δοκούς ανάρτησης. Η γερανογέφυρα είναι αναρτώμενου τύπου με ανυψωτική ικανότητα 5 tn. Η γερανογέφυρα καλύπτει άνοιγμα 29.40 m και αναρτάται σε τέσσερα σημεία, με μεταξύ τους απόσταση 9.80 m, επί γερανοδοκών, οι οποίες μορφώνονται ως αμφιαρθρωτά στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων του υποστέγου. Η γερανογέφυρα δεν προσομοιώνεται.

Η κίνησή της πραγματοποιείται στο κάτω μέρος του πέλματος των δοκών ανάρτησης διατομής διπλού ταυ, όπως φαίνεται στην Εικόνα 9.28.



Εικόνα 5: Μεταφορά δυνάμεων από τη γερανογέφυρα στο κάτω πέλμα της δοκού ανάρτησης

Κατά την ανύψωση του φορτίου παρατηρείται μια μικρή ταλάντωση στην γερανογέφυρα με αποτέλεσμα να αυξάνεται η ένταση στις δοκούς ανάρτησης. Η μικρή αύξηση της έντασης λαμβάνεται υπόψη με τη χρήση δυναμικών συντελεστών μεγαλύτερων της μονάδας που προσαυξάνουν το στατικό φορτίο ώστε να προσεγγίζει το αντίστοιχο δυναμικό. Ταυτόχρονα με τα κατακόρυφα φορτία ασκούνται και οριζόντιες δυνάμεις στις δοκούς ανάρτησης, οι οποίες οφείλονται στη πιθανή μικρή οριζόντια κίνηση του ανυψώμενου φορτίου, καθώς και στην κίνηση της γερανογέφυρας (την επιτάχυνση ή επιβράδυνσή της ή από τη λοξή κίνησή της ως προς τις τροχιές της). Στη μελέτη λαμβάνονται υπόψη μόνο τα κατακόρυφα φορτία της γερανογέφυρας και οι επιδράσεις τους στις δοκούς ανάρτησης και στον φορέα του υπόστεγου.

Τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στις δοκούς ανάρτησης από τη γερανογέφυρα προέρχονται από:

- Το ανυψώμενο φορτίο (5.0 tn)
- Το βάρος του βαρούλκου και βαρουλκοφορείου (1.0 tn)
- Το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας

Για το υπόστεγο λαμβάνονται οι δυναμικοί συντελεστές σύμφωνα με τον Πίνακα 9.7:

- $\varphi_1 = 1.10$, ο οποίος εφαρμόζεται μόνο στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας
- $\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 * v_h = 1.1 + 0.34 * 3.5/60 = 1.12$, όπου: $\beta_2 = 0.34$ και $\varphi_{2,min} = 1.10$ για γερανούς αποθήκευσης με διακοπτόμενη λειτουργία και κατηγορία ανύψωσης 2 (HC2) σύμφωνα με τον Πίνακα 9.8, και για ταχύτητα ανύψωσης $v_h = 3.5 \text{ m/min}$.

Πίνακας 9.7: Δυναμικοί συντελεστές φ_i για κατακόρυφα φορτία

Values of dynamic factors	
φ_1	$0,9 < \varphi_1 < 1,1$ The two values 1,1 and 0,9 reflect the upper and lower values of the vibrational pulses.
φ_2	$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 v_h$ v_h - steady hoisting speed in m/s $\varphi_{2,min}$ and β_2 see Table 2.5

Πίνακας 9.8: Τιμές β_2 και $\varphi_{2,min}$

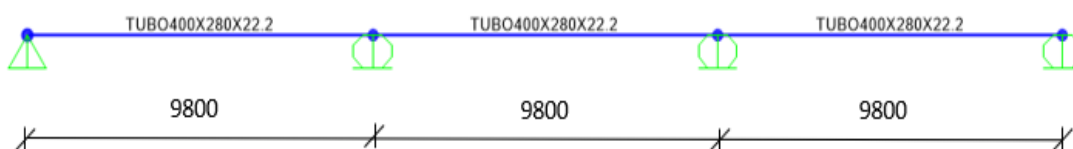
Hoisting class of appliance	β_2	$\varphi_{2,min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

Υπολογισμός φορτίων γερανογέφυρας:

Το στατικό σύστημα της γερανογέφυρας είναι αυτό της συνεχούς δοκού τριών ανοιγμάτων μήκους 9.80 m (Εικόνα 9.29). Στις θέσεις στήριξης βρίσκονται οι δοκοί ανάρτησης. Το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας υπολογίζεται από μια δοκό ικανή να φέρει το φορτίο της, το οποίο θεωρείται σημειακό, και να ικανοποιεί το κριτήριο λειτουργικότητας: $L/1000$, όπου L το μήκος των ανοιγμάτων. Στο μοντέλο της συνεχούς δοκού λαμβάνεται το ίδιο βάρος της δοκού προσαυξημένο με τον συντελεστή φ_1 . Το βαρούλκο κινείται κατά μήκος της γερανογέφυρας και στη θέση όπου βρίσκεται ασκείται σημειακό φορτίο ίσο με:

$$F_z = [\varphi_1 * (1.0 \text{ tn}) + \Phi 2 * (5.0 \text{ tn})] * 9.81 \text{ m/s}^2 \cong 66.00 \text{ kN}.$$

Από την επίλυση της συνεχούς δοκού λαμβάνονται οι κατακόρυφες αντιδράσεις στα σημεία στήριξης, οι οποίες είναι και οι δυνάμεις που ασκεί η γερανογέφυρα στις δοκούς ανάρτησης. Η γερανογέφυρα δεν προσομοιώνεται στο καθολικό προσομοίωμα του φορέα και οι δυνάμεις αυτές επιβάλλονται απευθείας στις δοκούς ανάρτησης. Οι θέσεις του βαρούλκου που λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό φαίνονται στις Εικόνες 9.30 και 9.31.

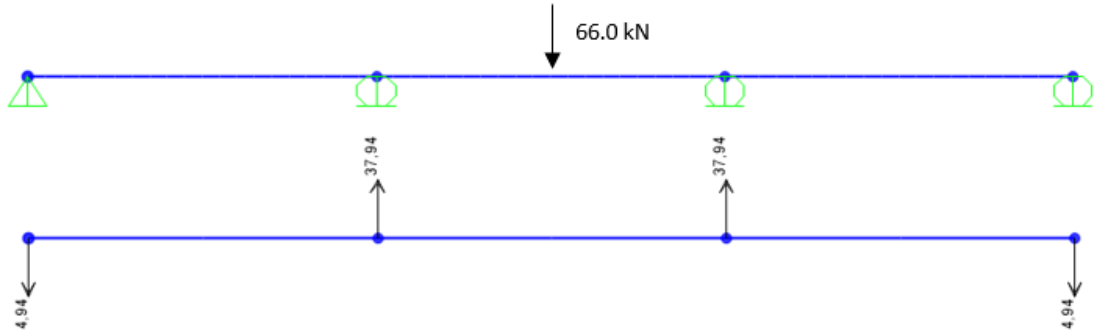


Εικόνα 9.29: Στατικό σύστημα γερανογέφυρας

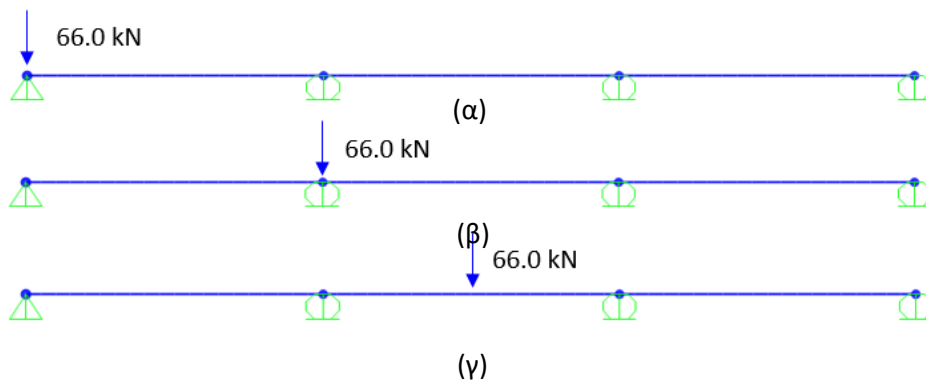
Οι αντιδράσεις της Εικόνας 9.30 οφείλονται μόνο στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και λαμβάνονται ως τα μόνιμα φορτία της στους συνδυασμούς των δράσεων. Οι αντιδράσεις της Εικόνας 9.31 οφείλονται μόνο στο σημειακό φορτίο του βαρούλκου, δίχως να λαμβάνεται υπόψη το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας, και αποτελούν το μεταβλητό τμήμα των φορτίων της γερανογέφυρας στους συνδυασμούς των δράσεων. Στην Εικόνα 9.32 παρουσιάζεται αναλυτικά η (γ) περίπτωση και τα φορτία που επιβάλλονται στις δοκούς ανάρτησης στο καθολικό μοντέλο.



Εικόνα 9.30: Αντιδράσεις μόνο από το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας



Εικόνα 9.31; Κεντρικά φορτισμένη γερανογέφυρα και αντιδράσεις στήριξης λόγω επιβολής του σημειακού φορτίου



Εικόνα 9.32: Δυσμενέστερες θέσεις του βαρούλκου για τον φορέα του υπόστεγου

9.5. Συνδυασμοί δράσεων

Οι συνδυασμοί δράσεων παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 5.2. Στο παρόν Κεφάλαιο συμπληρώνονται τα στοιχεία του Κεφαλαίου 5.2 ώστε να επεκταθεί η εφαρμογή του και στο υπόστεγο. Στον Πίνακα 9.9 παρατίθενται οι συντελεστές ασφαλείας μόνιμων και μεταβλητών δράσεων και στον Πίνακα 9.10, οι αντίστοιχοι συντελεστές που αφορούν τα φορτία της γερανογέφυρας. Στον Πίνακα 9.10 παρατίθενται οι συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i .

Πίνακας 9.9: Συντελεστές ασφαλείας μόνιμων ($\gamma_{G,j}$) και μεταβλητών δράσεων ($\gamma_{Q,i}$)

	Μόνιμες / Παροδικές	Τυχηματικές
G_k	1.35 (δυσμενής επιρροή)	1.00 (δυσμενής επιρροή)
	1.00 (ευμενής επιρροή)	1.00 (ευμενής επιρροή)
Q_k	1.50 (δυσμενής επιρροή)	1.00 (δυσμενής επιρροή)
	0.00 (ευμενής επιρροή)	1.00 (ευμενής επιρροή)

Πίνακας 9.10: Συντελεστές ασφαλείας μόνιμων ($\gamma_{G,j}$) και μεταβλητών δράσεων ($\gamma_{Q,i}$) της γερανογέφυρας

Γερανογέφυρα	Μόνιμες / Παροδικές	Τυχηματικές
G_k	1.35 (δυσμενής επιρροή)	1.00 (δυσμενής επιρροή)
	1.00 (ευμενής επιρροή)	1.00 (ευμενής επιρροή)
Q_k	1.35 (δυσμενής επιρροή)	1.00 (δυσμενής επιρροή)
	1.00 (ευμενής επιρροή)	1.00 (ευμενής επιρροή)

Πίνακας 9.11: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά EN1990

Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Φορτία χιονιού σε μη βατές στέγες (EAK2000)	0.5	0.2	0.3
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0.6	0.2	0.0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς)	0.6	0.5	0.0
Φορτία Γερανογέφυρας	1.0	0.9	0.53

Ο συντελεστής συνδυασμού ψ_2 στην περίπτωση των φορτίων της γερανογέφυρας προκύπτει από το λόγο των μόνιμων φορτίων της προς το συνολικό φορτίο της, ήτοι 0.53.

Συνδυασμοί που λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό στην:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας:
 - Καταστάσεις διαρκείας/παροδικές:

$$\begin{cases} 1.35G_k + 1.35C_k + 1.5S_k + 1.5 * 0.6W_k + 1.5 * 0.6T_k \\ 1.00G_k + 1.35C_k + 1.5S_k + 1.5 * 0.6W_k + 1.5 * 0.6T_k \\ 1.35G_k + 1.35C_k + 1.5W_k + 1.5 * 0.5S_k + 1.5 * 0.6T_k \\ 1.00G_k + 1.35C_k + 1.5W_k + 1.5 * 0.5S_k + 1.5 * 0.6T_k \\ 1.35G_k + 1.35C_k + 1.5T_k + 1.5 * 0.5S_k + 1.5 * 0.6W_k \\ 1.00G_k + 1.35C_k + 1.5T_k + 1.5 * 0.5S_k + 1.5 * 0.6W_k \end{cases}$$

- Καταστάσεις τυχηματικές:

$$G_k + W_A + 0.9C_k + 0.3S_k$$

$$G_k + W_A + 0.5T_k + 0.53C_k + 0.3S_k$$

- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:
 - Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$G_k + C_k + S_k + 0.6W_k + 0.6T_k$$

$$G_k + C_k + W_k + 0.5S_k + 0.6T_k$$

$$G_k + C_k + T_k + 0.5S_k + 0.6W_k$$

- Συχνός συνδυασμός:

$$G_k + 0.2W_k + 0.53C_k + 0.3S_k$$

$$G_k + 0.5T_k + 0.53C_k + 0.3S_k$$

$$G_k + 0.9C_k + 0.3S_k$$

- Ημιμόνιμος συνδυασμός:

$$G_k + 0.53C_k + 0.3S_k$$

Όπου:

G_k είναι τα μόνιμα φορτία συμπεριλαμβανομένων και εκείνων που προέρχονται από τη γερανογέφυρα

C_k είναι τα φορτία της γερανογέφυρας

$$S_k = \begin{cases} Snow_{uniform} \\ Snow_{non_uniform} \end{cases}, \text{ είναι τα φορτία χιονιού}$$

$$W_k = \begin{cases} WindX_{close} \\ WindY_{close} \end{cases}, \text{ είναι τα φορτία ανέμου που ανήκουν στις μεταβλητές δράσεις}$$

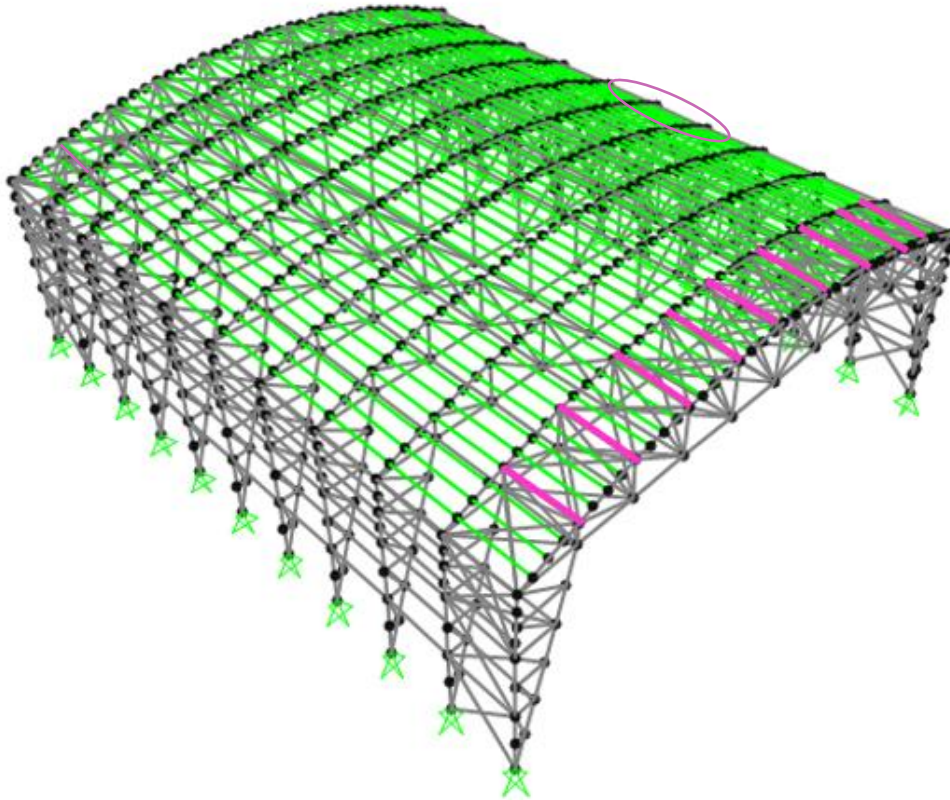
$$W_A = \begin{cases} WindX_{open} \\ Wind - X_{open} \\ WindY_{open} \end{cases}, \text{ είναι τα φορτία ανέμου που ανήκουν στις τυχηματικές δράσεις}$$

$$T_k = \begin{cases} T(33.00^\circ\text{C}) \\ T(4.00^\circ\text{C}) \end{cases}, \text{ είναι τα θερμοκρασιακά φορτία}$$

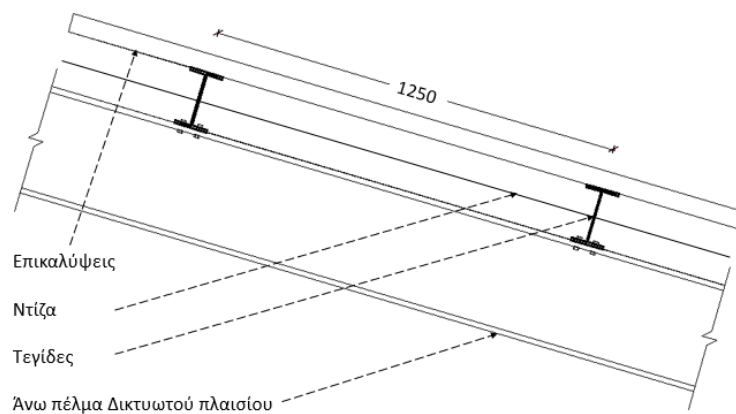
9.6. Διαστασιολόγηση

9.6.1. Τεγίδες

Οι τεγίδες μορφώνονται συνεχείς δύο ανοιγμάτων και τοποθετούνται ανά 1.25 m (Εικόνα 9.33). Οι τοπικοί άξονες των διατομών τους είναι στραμμένοι έτσι ώστε να προσομοιώνεται η κεκλιμένη έδρασή τους πάνω στη καμπύλη της δικτυωτής δοκού. Στηρίζουν τις επικαλύψεις από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο το οποίο παρεμποδίζει την πλευρική τους μετάθεση και τις εξασφαλίζει έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Επίσης λόγω της σύνδεσής τους με ντίζες στο μέσο τους, τόσο με τον κύριο φορέα όσο και μεταξύ τους, εξασφαλίζονται στο σημείο αυτό έναντι λυγισμού περί τον ασθενή άξονα. Λεπτομέρεια των τεγίδων παρουσιάζεται στην Εικόνα 9.34 Τοποθετούνται IPE180.



Εικόνα 6.33: Τεγίδες



Εικόνα 9.34: Λεπτομέρεια τεγίδας

Μελετώνται ξεχωριστά από τον υπόλοιπο φορέα και μορφώνεται μοντέλο συνεχούς δοκού δύο ανοιγμάτων της δυσμενέστερης τεγίδας, η οποία είναι η ακραία κεκλιμένη. (σήμανση στην Εικόνα 9.33). Επιβάλλονται τα φορτία και οι συνδυασμοί τους, λαμβάνοντας υπόψη πλάτος επιρροής ίσο με 1.25 m. Πραγματοποιούνται έλεγχοι σε ΟΚΑ και ΟΚΛ.

Οι τεγίδες υποβάλλονται σε διαξονική κάμψη και θλίψη. Κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ είναι ο $1.35G_k + 1.5S_k + 1.5 * 0.6W_k + 1.5 * 0.6T_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης είναι ίσος με 0.680. Γενικά η θλίψη που παραλαμβάνουν είναι πολύ

μικρή, διότι αυτήν την αναλαμβάνουν οι οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι. Οι τεγίδες όπου η θλίψη είναι σημαντική εντοπίζονται στα σημεία όπου υπάρχουν κατακόρυφα διαφράγματα (σημαίνονται στην Εικόνα 9.33). Στις θέσεις αυτές τοποθετούνται ΗΕΒ180, οι οποίες διαθέτουν ίδιο ύψος με τις ΙΡΕ180, έτσι ώστε να μην υπάρχει πρόβλημα με τις επικαλύψεις.

Κρίσιμος για τη τεγίδα είναι ο έλεγχος σε βέλη κάμψης. Για κτίρια σύμφωνα με τους ΕΝ1992 και ΕΝ1993, τα όρια που συνιστώνται για κατακόρυφα βέλη κάμψης δίνονται στον Πίνακα 9.12, στον οποίο L είναι το άνοιγμα της δοκού. Κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΛ είναι ο $G_k + C_k + S_k + 0.6W_k + 0.6T_k$. Στον Πίνακα 9.13, παρατίθενται οι αντίστοιχοι έλεγχοι της τεγίδας. Ο κρίσιμος έλεγχος προέρχεται από τον ασθενή άξονα της διατομής, λόγω της κεκλιμένης θέσης της τεγίδας (στον ισχυρό άξονα τα βέλη είναι αμελητέα).

Πίνακας 9.12: Συνιστώμενες οριακές τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων

Όρια	δ_{max}	δ_2
Στέγες (γενικά)	$L/200$	$L/250$
δ_{max} η μέγιστη παραμόρφωση δ_2 η παραμόρφωση λόγω μεταβλητών δράσεων		

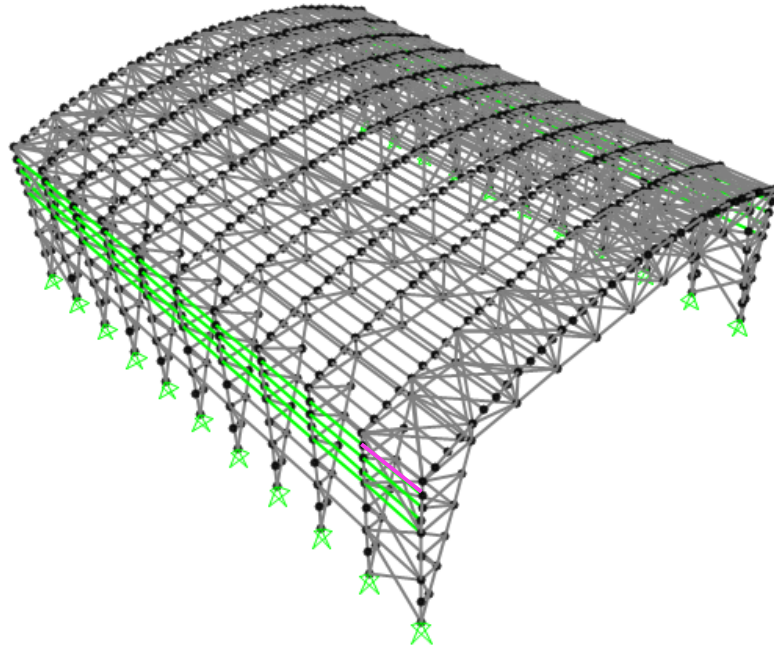
Πίνακας 9.13: Έλεγχοι βελών κάμψης

Διατομή	L [m]	δ [m]	δ_2 [m]	δ_{max} [m]	δ_{2max} [m]
ΙΡΕ180	6.00	0.03	0.01	0.03	0.024

Στο καθολικό μοντέλο, οι τεγίδες προσομοιώνονται αμφιαρθρωτές ώστε να μεταφέρουν μόνο τα φορτία τους στις κύριες δοκούς, όπως συμβαίνει στην πραγματικότητα.

9.6.1. Μηκίδες

Οι μηκίδες μορφώνονται αμφιαρθρωτές και τοποθετούνται ανά 1.40 m. Στηρίζουν τις επικαλύψεις από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και συνεπώς οι τοπικοί άξονες των διατομών τους είναι στραμμένοι κατά 90° από την κατακόρυφο έτσι ώστε να παραλαμβάνουν τα φορτία των επικαλύψεων αντιτάσσοντας τον ισχυρό άξονα της διατομής τους. Οι επικαλύψεις παρεμποδίζουν την πλευρική μετάθεση των μηκίδων και τις εξασφαλίζει έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Επίσης λόγω της σύνδεσής τους με ντίζες στο μέσο τους, τόσο με τον κύριο φορέα όσο και μεταξύ τους, εξασφαλίζονται έναντι λυγισμού περί τον ασθενή άξονα. Τοποθετούνται ΙΡΕ180 (Εικόνα 9.35).



Εικόνα 9.35: Μηκίδες

Οι μηκίδες υποβάλλονται σε διαξονική κάμψη και θλίψη. Κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ είναι ο $1.35G_k + 1.5W_k + 1.5 * 0.5S_k + 1.5 * 0.6T_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης της δυσμενέστερης μηκίδας (η οποία σημαίνεται στην Εικόνα 9.35) είναι ίσος με 0.601. Γενικά η θλίψη που παραλαμβάνουν είναι πολύ μικρή, διότι αυτήν την αναλαμβάνουν οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι.

Κρίσιμος για τη μηκίδα είναι ο έλεγχος σε βέλη κάμψης. Για κτίρια, τα όρια για τα κατακόρυφα βέλη κάμψης δίνονται στον Πίνακα 9.12. Κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΛ είναι ο $G_k + W_k + 0.5S_k + 0.6T_k$. Στον Πίνακα 9.14, παρατίθενται οι αντίστοιχοι έλεγχοι της μηκίδας. Το βέλος κάμψης προκύπτει από το συνδυασμό των βελών κάμψης κατά τον ισχυρό και ασθενή άξονα της διατομής.

Πίνακας 9.14: Έλεγχοι βελών κάμψης

Διατομή	L [m]	δ [m]	δ_2 [m]	δ_{max} [m]	δ_{2max} [m]
IPE180	6.00	0.028	0.024	0.03	0.024

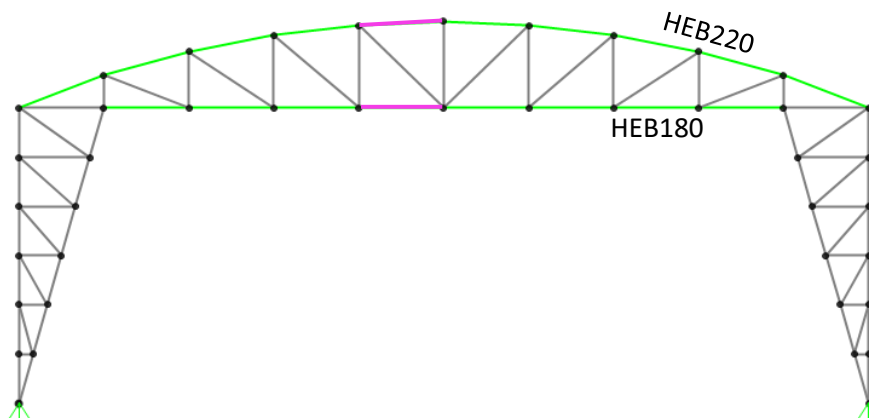
9.6.2. Δικτυωτά πλαίσια

Τα δικτυωτά πλαίσια παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής καθώς και τα, εντός του επιπέδου τους, οριζόντια φορτία μέσω της αξονικής καταπόνησης των μελών των δικτυωτών ζυγμάτων και υποστυλωμάτων τους.

9.6.2.1. Δικτυωτό ζύγωμα

Τα πέλματα του δικτυωτού ζυγώματος μορφώνονται συνεχή. Υπό την επίδραση των μόνιμων φορτίων θλίβεται το άνω πέλμα, ενώ υπάρχουν συνδυασμοί δράσεων ανέμου οι οποίοι προκαλούν θλίψη και στο κάτω πέλμα. Τα πέλματα ελέγχονται έναντι θλίψης και κάμψης με εξασφαλίσεις εντός επιπέδου, τα στοιχεία δικτύωσης του κορμού του

δικτυωτού ζυγώματος, και εκτός επιπέδου, τις οριζόντιες συνδετήριες δοκούς. Για το άνω πέλμα την εκτός επιπέδου εξασφάλιση, παρέχουν οι τεγίδες ανά 1.25 m, ενώ για το κάτω πέλμα τα οριζόντια συνδετήρια δοκάρια ανά 4.90 m (Εικόνα 9.9). Ανατίθενται στα άνω και κάτω πέλματα του δικτυωτού ζυγώματος, ολόσωμες διατομές διπλού ταυ, HEB220 και HEB180 αντίστοιχα (Εικόνα 9.36).



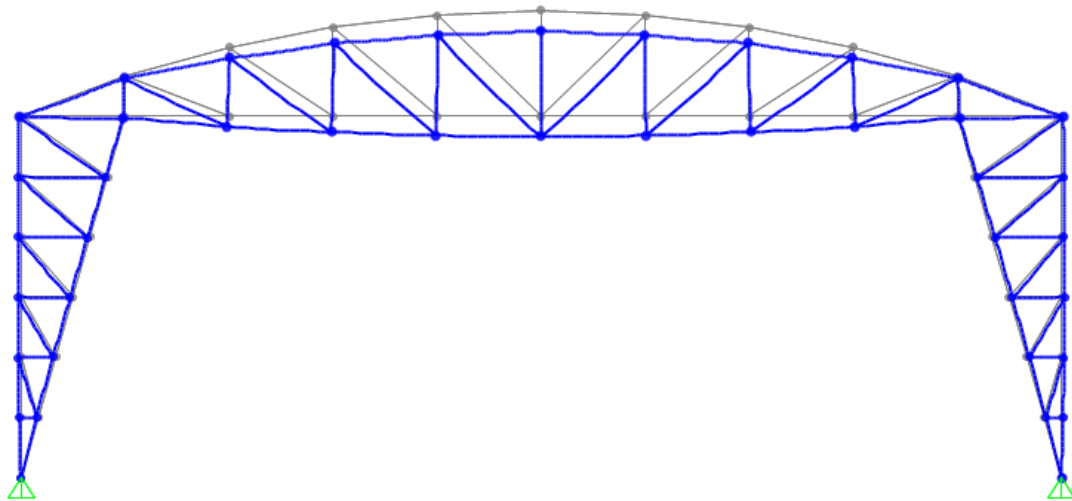
Εικόνα 9.36: Δικτυωτό ζύγωμα

Για το άνω πέλμα, κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ είναι ο $G_k + W_A + 0.9C_k + 0.3S_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του δυσμενέστερου μέλους είναι ίσος με 0.481. Αντίστοιχα, για το κάτω πέλμα, κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ είναι ο $1.00G_k + 1.35C_k + 1.5W_k + 1.5 * 0.5S_k + 1.5 * 0.6T_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του δυσμενέστερου μέλους είναι ίσος με 0.419. Τα δυσμενέστερα μέλη σημαίνονται στην Εικόνα 9.36.

Για κτίρια, τα όρια για τα κατακόρυφα βέλη κάμψης δίνονται στον Πίνακα 9.12. Το δικτυωτό ζύγωμα θεωρείται ως ενιαία δοκός, μήκους 49.00 m. Κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΛ είναι ο $G_k + 0.9C_k + 0.3S_k$, με τα κινητά φορτία της γερανογέφυρας να ασκούνται στο μέσο του ζυγώματος. Στον Πίνακα 9.15, παρατίθενται οι αντίστοιχοι έλεγχοι του δικτυωτού ζυγώματος. Στην Εικόνα 9.37, παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας σε σχέση με τον απαραμόρφωτο και η βύθιση του ζυγώματος.

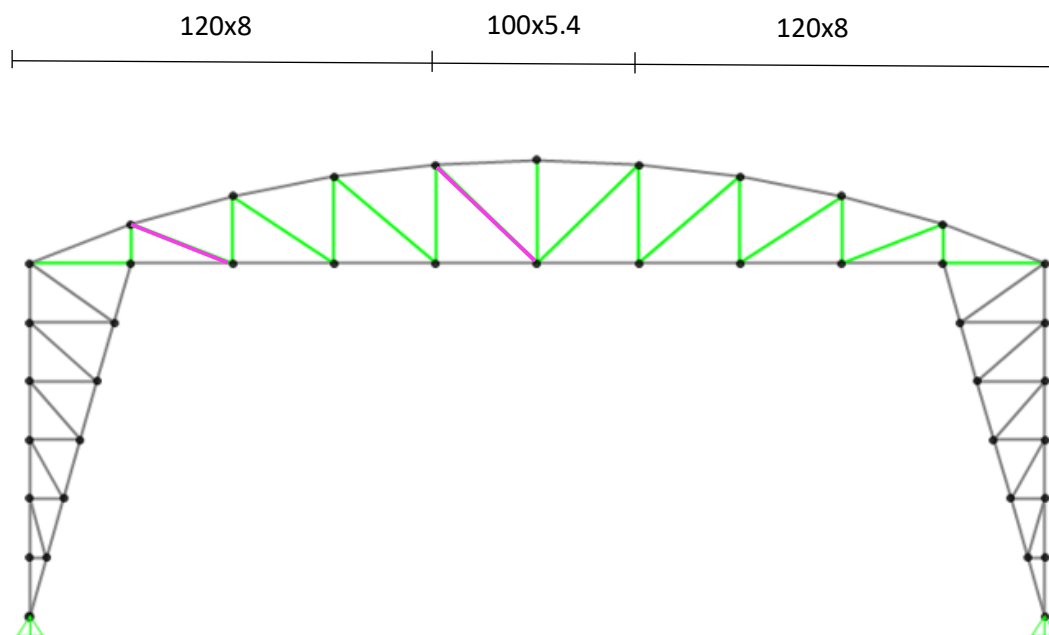
Πίνακας 9.15: Έλεγχοι βελών κάμψης

Μέλος	L [m]	δ [m]	δ_2 [m]	δ_{max} [m]	δ_{2max} [m]
Ζύγωμα	49.00	0.036	0.01	0.245	0.196



Εικόνα 9.37: Βύθιση δικτυωτού ζυγώματος

Όσον αφορά το δικτυωτό κορμό αποτελείται από διαγώνια και κατακόρυφα στοιχεία τα οποία παραλαμβάνουν τη τέμνουσα δύναμη του δικτυωτού ζυγώματος. Η διατομή τους μεταβάλλεται, με τη δυσκαμψία να αυξάνεται προς τα άκρα του δικτυωτού ζυγώματος (Εικόνα 9.38).



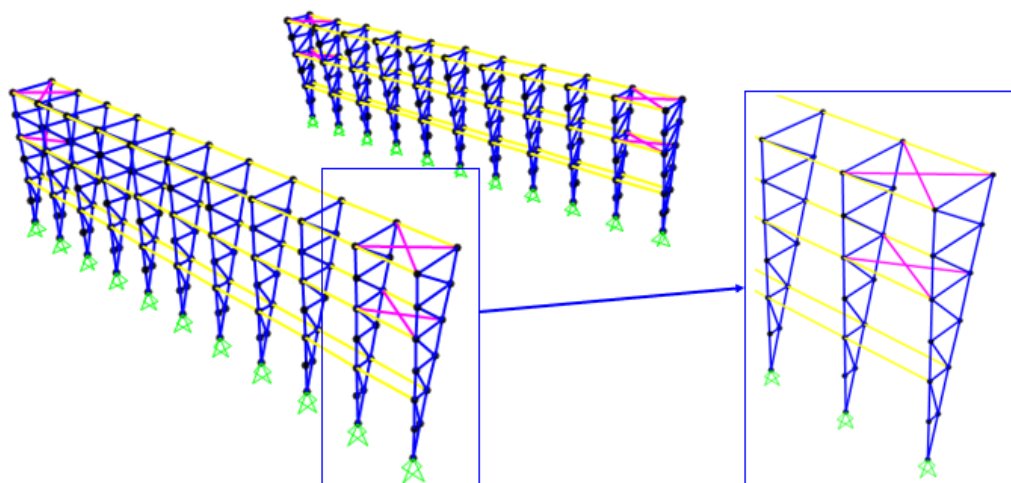
Εικόνα 9.38: Στοιχεία δικτυωτού κορμού

Κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ για τα μέλη με διατομές SHS100x5.4 είναι ο $1.00G_k + 1.35C_k + 1.5W_k + 1.5 * 0.5S_k + 1.5 * 0.6T_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του δυσμενέστερου μέλους είναι 0.729. Αντίστοιχα, κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ για τα μέλη με διατομές SHS120x8 είναι ο $G_k + W_A + 0.5T_k + 0.53C_k + 0.3S_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του δυσμενέστερου μέλους είναι 0.526. Τα δυσμενέστερα μέλη σημαίνονται στην Εικόνα 9.38. Τα μέλη του κορμού δεν ελέγχονται σε ΟΚΛ.

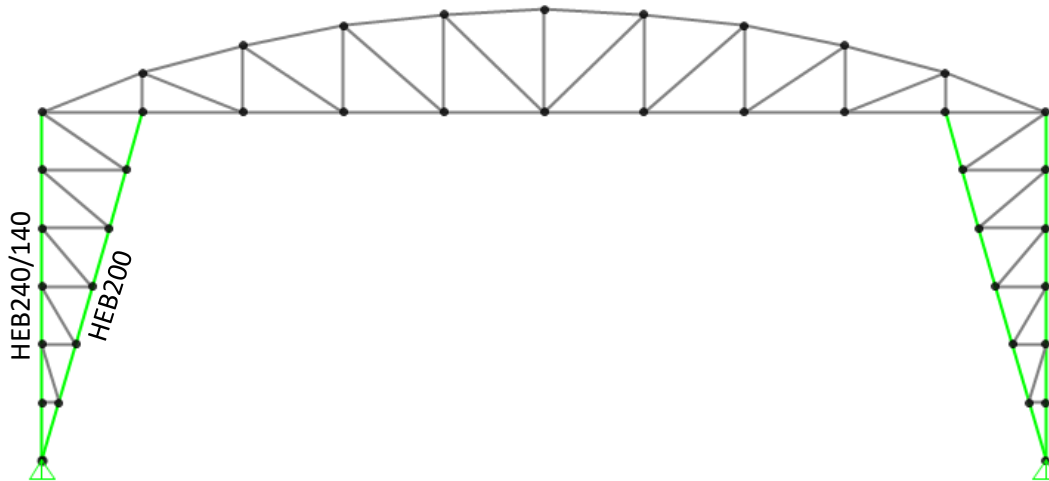
Οι συντελεστές εκμετάλλευσης των πελμάτων και του κορμού του ζυγώματος είναι χαμηλοί. Η επιλογή των διατομών τους προκύπτει τελικά από απαιτήσεις λειτουργικότητας οι οποίες προέρχονται από τη λειτουργία της γερανογέφυρας (περιορισμός κατακόρυφων παραμορφώσεων των γερανοδοκών) και παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 9.6.6. Για μικρότερες διατομές των μελών του ζυγώματος, το σύνολο του φορέα παρουσιάζει ιδιαίτερα εύκαμπτη συμπεριφορά, η οποία δεν είναι αποδεκτή για τη χρήση γερανογέφυρας.

9.6.2.2. Δικτυωτό υποστύλωμα

Τα πέλματα των δικτυωτών υποστυλωμάτων μορφώνονται συνεχή. Το εσωτερικό πέλμα θλίβεται, ενώ το εξωτερικό πέλμα εφελκύεται. Τα πέλματα ελέγχονται έναντι θλίψης και κάμψης με εξασφαλίσεις εντός επιπέδου, τα στοιχεία δικτύωσης του κορμού του δικτυωτού υποστυλώματος, και εκτός επιπέδου, τις οριζόντιες συνδετήριες δοκούς, σε στάθμες ανά 5.67 m (Εικόνα 9.39). Για το εξωτερικό πέλμα, την εκτός επιπέδου εξασφάλιση άνω των 12.00 m, παρέχουν και οι μηκίδες ανά 1.40 m. Ανατίθενται στο εσωτερικό και εξωτερικό πέλμα του δικτυωτού υποστυλώματος, ολόσωμες διατομές διπλού ταυ, HEB200 και HEB140 αντίστοιχα (Εικόνα 9.40), με εξαίρεση τα ακραία τέσσερα πλαίσια, όπου ανατίθεται διατομή HEB240 στα εξωτερικά πέλματα, λόγω της σύνδεσής τους με τους χιαστί συνδέσμους.



Εικόνα 9.39: Στάθμες πλευρικής εξασφάλισης των πελμάτων των δικτυωτών υποστυλωμάτων



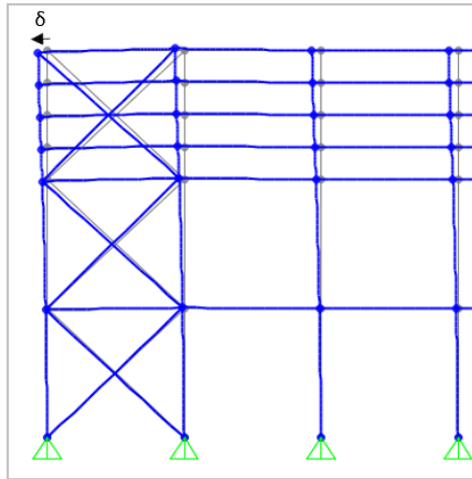
Εικόνα 9.40: Δικτυωτό υποστύλωμα

Για το εσωτερικό πέλμα, κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ είναι ο $1.35G_k + 1.35C_k + 1.5T_k + 1.5 * 0.5S_k + 1.5 * 0.6W_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του δυσμενέστερου μέλους είναι ίσος με 0.964. Αντίστοιχα, για το εξωτερικό πέλμα, κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ είναι ο $1.35G_k + 1.35C_k + 1.5T_k + 1.5 * 0.5S_k + 1.5 * 0.6W_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του δυσμενέστερου μέλους είναι ίσος με 0.763. Τα δυσμενέστερα μέλη εντοπίζονται στη βάση των δικτυωτών υποστυλωμάτων.

Για κτίρια, τα όρια για την οριζόντια μετακίνηση κορυφής των στύλων είναι $H/300$, (EN1993), όπου H το ύψος του υποστυλώματος. Το δικτυωτό υποστύλωμα θεωρείται ενιαίο, ύψους 17.00 m. Κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΛ, εκτός επιπέδου, είναι ο $G_k + C_k + T_k + 0.5S_k + 0.6W_k$ με τα κινητά φορτία της γερανογέφυρας να ασκούνται στην ακραία ανάρτηση. Στον Πίνακα 9.16, παρατίθεται ο αντίστοιχος έλεγχος του δικτυωτού υποστυλώματος. Στην Εικόνα 9.41, παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας σε σχέση με τον απαραμόρφωτο και η οριζόντια μετακίνηση κορυφής του υποστυλώματος.

Πίνακας 9.16: Έλεγχος οριζόντιας μετακίνησης κορυφής εκτός επιπέδου δικτυωτού υποστυλώματος

Μέλος	L [m]	δ [m]	δ _{max} [m]
Υποστύλωμα	17.00	0.017	0.056



Εικόνα 9.41: Οριζόντια μετακίνηση κορυφής εκτός επιπέδου δικτυωτού υποστυλώματος

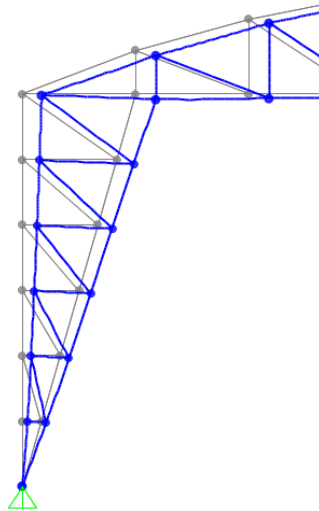
Για το δικτυωτό υποστύλωμα προκύπτουν περιορισμοί στις παραμορφώσεις εντός επιπέδου, λόγω λειτουργίας της γερανογέφυρας, σύμφωνα με τον Πίνακα 9.17. Ο αντίστοιχος έλεγχος του δικτυωτού υποστυλώματος παρατίθεται στον Πίνακα 9.18. Στην Εικόνα 9.42, παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας σε σχέση με τον απαραμόρφωτο και η οριζόντια μετακίνηση κορυφής του υποστυλώματος.

Πίνακας 9.17: Οριακή τιμή οριζόντιας παραμόρφωσης

<p>b) Horizontal displacement δ_y of a frame (or of a column) at crane support level, due to crane loads:</p> $\delta_y \leq h_c/400$ <p>where: h_c is the height to the level at which the crane is supported (on a rail or on a flange)</p>	<p>The diagram shows a vertical column of height h_c fixed at the base. At the top, a crane is shown with a horizontal displacement δ_y from its vertical position.</p>
--	--

Πίνακας 9.18: Έλεγχος οριζόντιας μετακίνησης κορυφής εντός επιπέδου δικτυωτού υποστυλώματος

Μέλος	L [m]	δ [m]	δ_{max} [m]
Υποστύλωμα	17.00	0.020	0.0425



Εικόνα 9.42: Οριζόντια μετακίνηση κορυφής εντός επιπέδου δικτυωτού υποστυλώματος

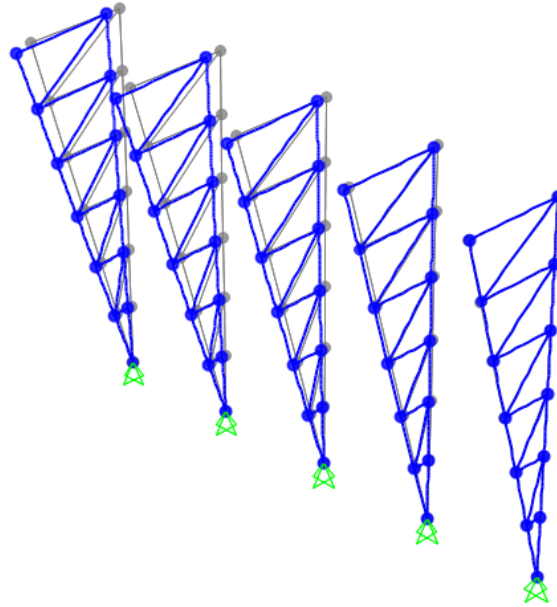
Ελέγχονται και οι σχετικές οριζόντιες μετακινήσεις κορυφής γειτονικών δικτυωτών υποστυλωμάτων, σύμφωνα με τον Πίνακα 9.19. Ο αντίστοιχος έλεγχος του δικτυωτού υποστυλώματος παρατίθεται στον Πίνακα 9.20. Στην Εικόνα 9.43, παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας σε σχέση με τον απαραμόρφωτο και η οριζόντια μετακίνηση κορυφής του υποστυλώματος.

Πίνακας 9.19: Οριακή τιμή σχετικής οριζόντιας παραμόρφωσης

<p>c) Difference $\Delta\delta_y$ between the horizontal displacements of adjacent frames (or columns) supporting the beams of an indoor crane runway:</p> $\Delta\delta_y \leq L/600$	
<p>d) Difference $\Delta\delta_y$ between the horizontal displacements of adjacent columns (or frames) supporting the beams of an outdoor crane runway:</p> <ul style="list-style-type: none"> - due to the combination of lateral crane forces and the in-service wind load: $\Delta\delta_y \leq L/600$ <ul style="list-style-type: none"> - due to the out-of-service wind load $\Delta\delta_y \leq L/400$	

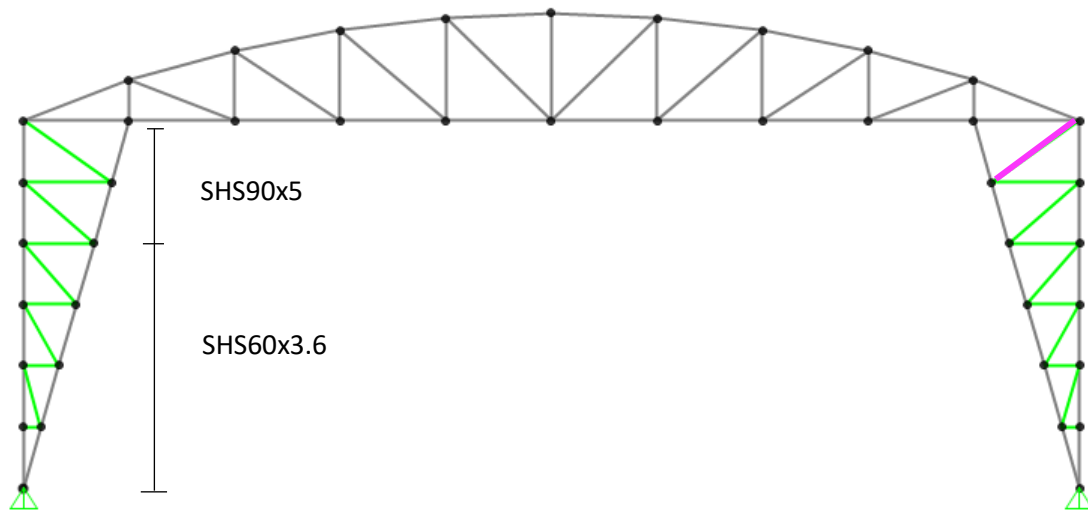
Πίνακας 9.20: Έλεγχος σχετικής οριζόντιας μετακίνησης κορυφής εκτός επιπέδου δικτυωτού υποστυλώματος

Μέλος	L [m]	δ [m]	δ_{max} [m]
Υποστώλωμα	17.00	0.0057	0.01



Εικόνα 9.43: Σχετική οριζόντια μετακίνηση κορυφής εκτός επιπέδου δικτυωτού υποστυλώματος

Όσον αφορά το δικτυωτό κορμό αποτελείται από διαγώνια και οριζόντια στοιχεία τα οποία παραλαμβάνουν τη τέμνουσα δύναμη του δικτυωτού υποστυλώματος. Η διατομή τους μεταβάλλεται, με τη δυσκαμψία να μειώνεται προς την έδραση του δικτυωτού υποστυλώματος (Εικόνα 9.44).



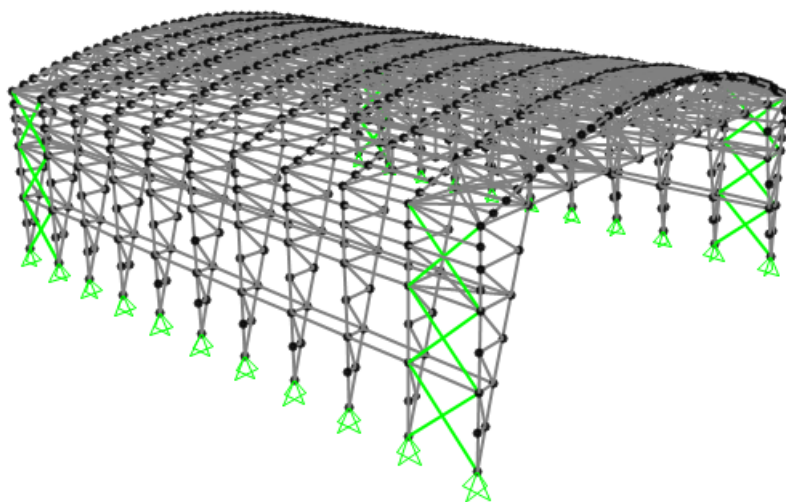
Εικόνα 9.44: Δικτυωτά στοιχεία κορμού του υποστυλώματος

Κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ για τα μέλη με διατομές SHS90x5 είναι ο $1.35G_k + 1.35C_k + 1.5W_k + 1.5 * 0.5S_k + 1.5 * 0.6T_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του δυσμενέστερου μέλους είναι 0.861. Αντίστοιχα, κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ για τα μέλη με διατομές SHS60x3.6 είναι ο $1.35G_k + 1.35C_k + 1.5W_k + 1.5 * 0.5S_k + 1.5 * 0.6T_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του δυσμενέστερου μέλους είναι 0.60. Το

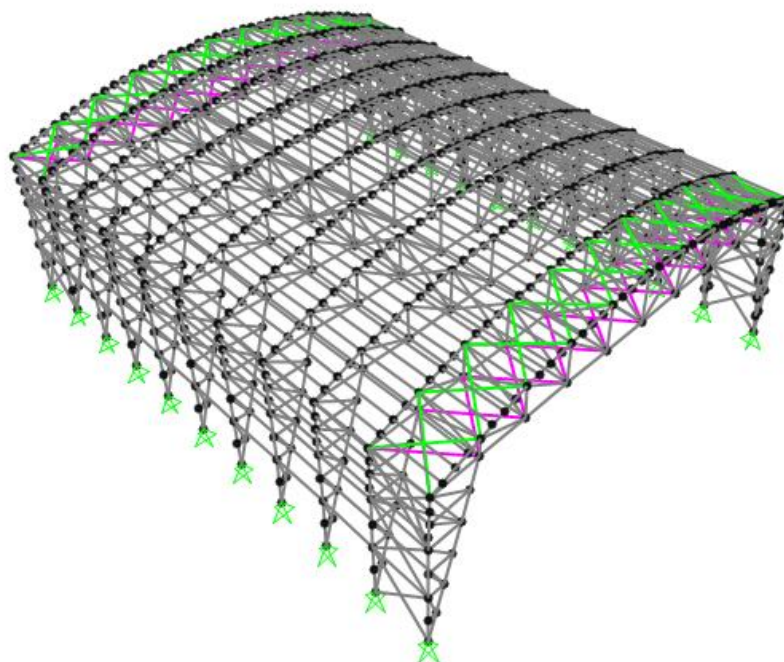
δυσμενέστερο μέλος σημαίνεται στην Εικόνα 9.44. Τα μέλη του κορμού δεν ελέγχονται σε ΟΚΛ.

9.6.3. Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Για την παραλαβή οριζόντιων φορτίων κάθετων στο επίπεδο των δικτυωτών πλαισίων τοποθετούνται οριζόντιοι και κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας με διάταξη όπως φαίνεται στην Εικόνα 9.45. Οι οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι τοποθετούνται σε δύο επίπεδα όπως φαίνεται στην Εικόνα 9.46.



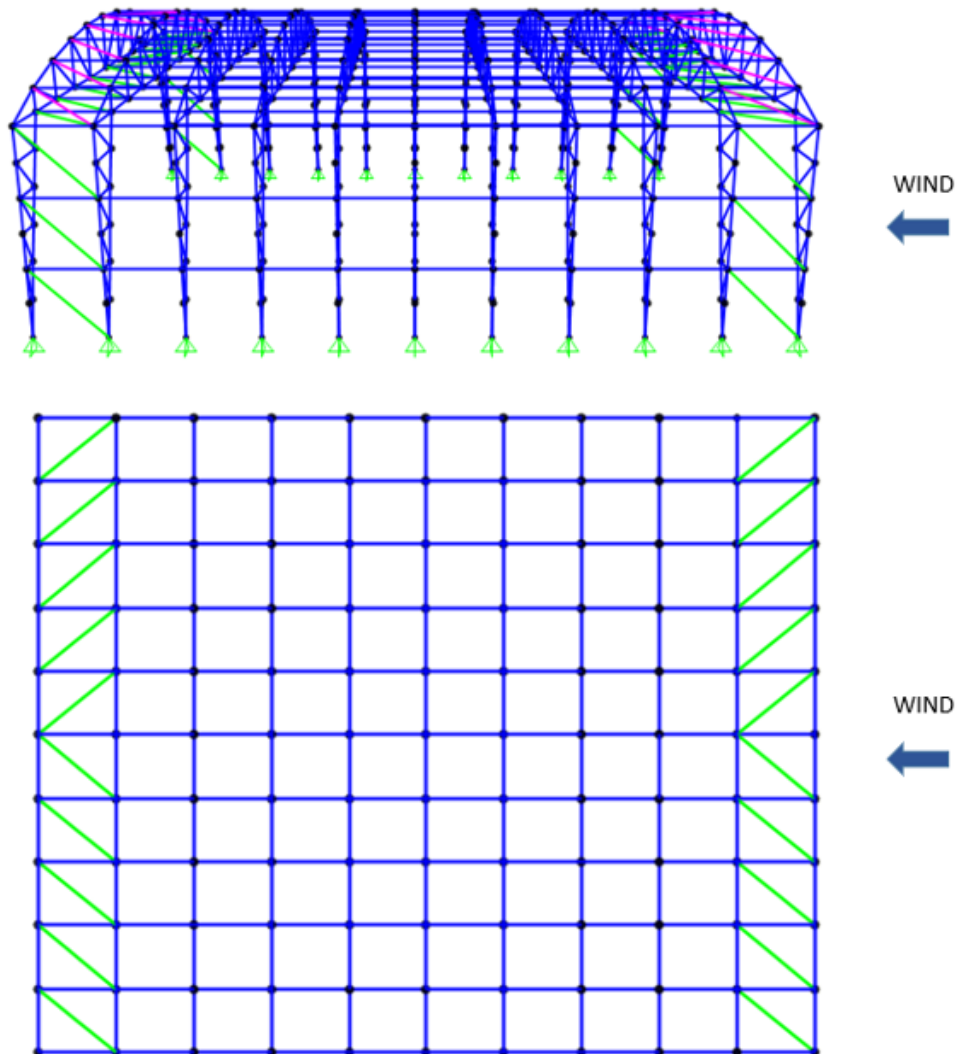
Εικόνα 9.45: Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας



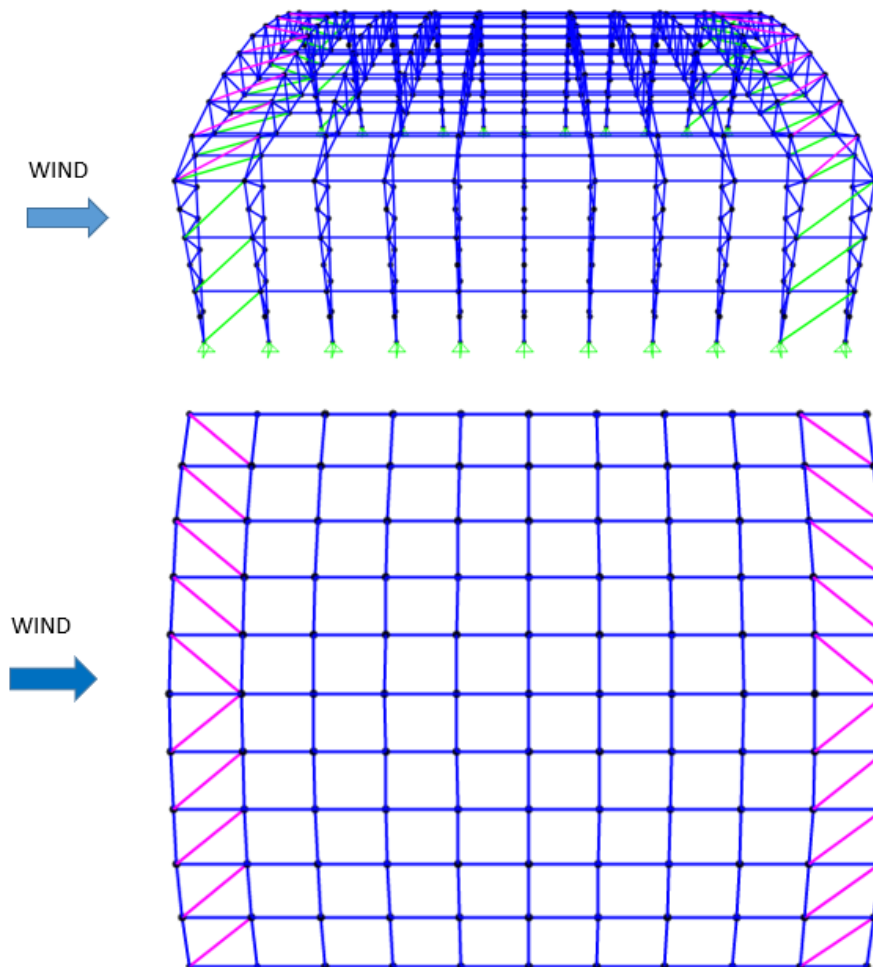
Εικόνα 9.46: Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Στην ΟΚΑ οι ανεμοπιέσεις είναι ισχυρές και θεωρείται ότι τα θλιβόμενα στοιχεία λυγίζουν και έχουν πρακτικώς μηδενική συμμετοχή στην παραλαβή φορτίων. Για το

λόγο αυτό πρέπει να αγνοούνται στο προσομοίωμα. Αναπτύσσονται δύο μοντέλα, ανάλογα με τη φορά πνοής του ανέμου, ώστε και λαμβάνονται υπόψη μόνο τα εφελκόμενα μέλη και να αγνοούνται τα θλιβόμενα. Τα μοντέλα παρουσιάζονται στις Εικόνες 9.47 και 9.48. Οι τελικές διατομές προέκυψαν από τη μεγαλύτερη απαίτηση εκ των δύο μοντέλων καθώς και από την απαίτηση να μην λυγίσουν σε δυνάμεις πολύ μικρότερες από την ΟΚΑ.



Εικόνα 9.47: 1^ο Μοντέλο σύμφωνα με την φορά του ανέμου



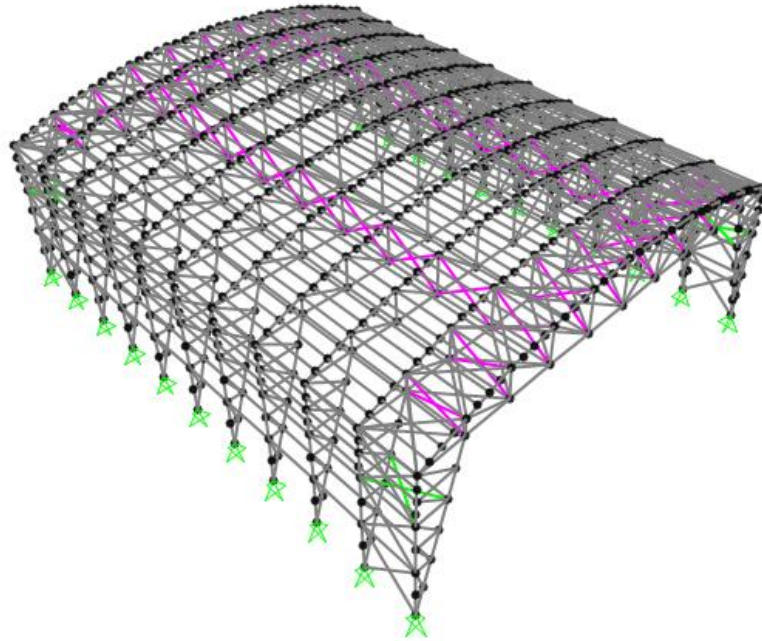
Εικόνα 9.48: 2^ο Μοντέλο σύμφωνα με την φορά του ανέμου

Για τους κατακόρυφους χιαστί σύνδεσμους, κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ για τα μέλη με διατομές SHS160x10 είναι ο $1.35G_k + 1.35C_k + 1.5T_k + 1.5 * 0.5S_k + 1.5 * 0.6W_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του δυσμενέστερου μέλους είναι 0.771.

Για τους οριζόντιους χιαστί συνδέσμους του άνω πέλματος του δικτυωτού πλαισίου, κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ για τα μέλη με διατομές SHS100x5.4 και SHS120x7.1 (ακραία τέσσερα φατνώματα) είναι ο $G_k + W_A + 0.9C_k + 0.3S_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του δυσμενέστερου μέλους είναι 0.927. Αντίστοιχα, για τους οριζόντιους χιαστί συνδέσμους του κάτω πέλματος, κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ για τα μέλη με διατομές SHS100x5.4 και SHS120x7.1 (ακραία δύο φατνώματα) είναι ο $1.35G_k + 1.35C_k + 1.5W_k + 1.5 * 0.5S_k + 1.5 * 0.6T_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του δυσμενέστερου μέλους είναι 0.735.

9.6.4. Διαμήκεις χιαστί σύνδεσμοι και διαφράγματα

Σε ορισμένες θέσεις προβλέπονται διαφράγματα για τη συνεργασία των επιπέδων της στέγης και την επίτευξη ομοιόμορφης συμπεριφοράς του φορέα (Εικόνα 9.49).

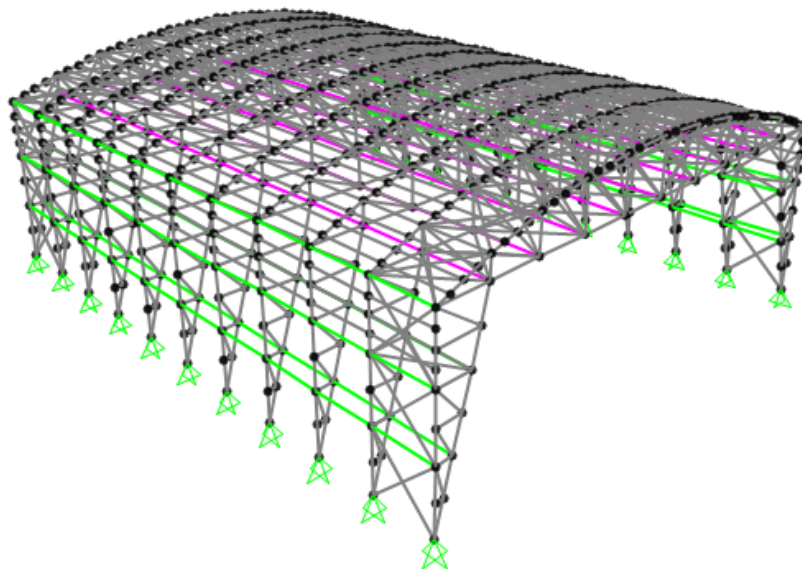


Εικόνα 9.49: Διαμήκεις χιαστί σύνδεσμοι και διαφράγματα

Κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ για τους διαμήκεις χιαστί συνδέσμους με διατομές SHS90x5 και SHS100x5.4 (ακραία τέσσερα φατνώματα) είναι ο $1.35G_k + 1.35C_k + 1.5S_k + 1.5 * 0.6W_k + 1.5 * 0.6T_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του δυσμενέστερου μέλους είναι 0.875. Αντίστοιχα, κρίσιμος συνδυασμός σε ΟΚΑ για τα διαφράγματα με διατομές SHS90x5 είναι ο $G_k + W_A + 0.5T_k + 0.53C_k + 0.3S_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του δυσμενέστερου μέλους είναι 0.786.

9.6.5. Οριζόντιες συνδετήριες δοκοί

Απαραίτητη είναι η ύπαρξη συνδετήριων δοκών μεταξύ των δικτυωτών πλαισίων έτσι ώστε να επιτυγχάνεται πιο ομοιόμορφη συμπεριφορά του φορέα (Εικόνα 9.50).`

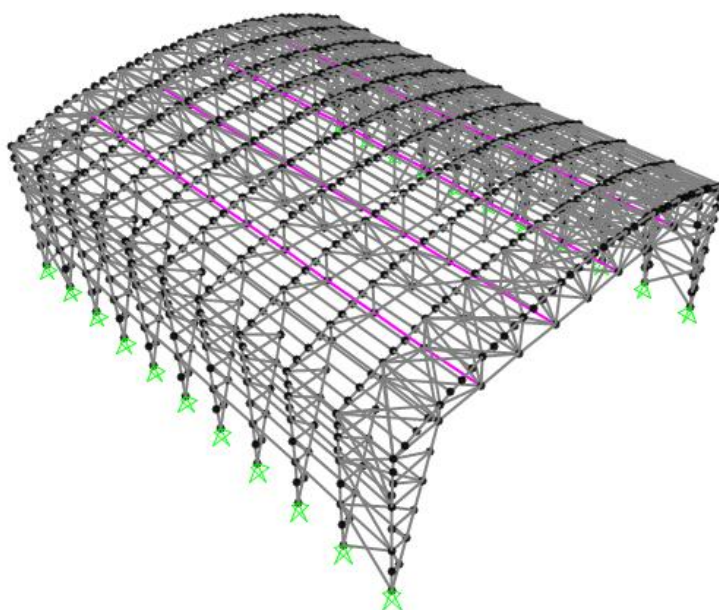


Εικόνα 7.50: Οριζόντιες συνδετήριες δοκοί

Τα μέλη υποβάλλονται κυρίως σε αξονική καταπόνηση. Χρησιμοποιούνται διάφορες πλατύπελμες ΗΕΑ. Κρισιμότερος συνδυασμός σε ΟΚΑ για μέλη με διατομές ΗΕΑ120 είναι ο $1.35G_k + 1.35C_k + 1.5T_k + 1.5 * 0.5S_k + 1.5 * 0.6W_k$ και ο συντελεστής εκμετάλλευσης του δυσμενέστερου μέλους είναι 0.821.

9.6.6. Δοκοί ανάρτησης

Οι δοκοί ανάρτησης (Εικόνα 9.51) μορφώνονται ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων του υποστέγους. Χρησιμοποιούνται πλατύπελμες ΗΕΑ, οι οποίες παρουσιάζουν μεγαλύτερη αντοχή και δυσκαμψία, για την παραλαβή των πλευρικών φορτίων στον ασθενή άξονα της διατομής.



Εικόνα 9.51: Δοκοί ανάρτησης

Η μέγιστη καταπόνηση των δοκών ανάρτησης σε ροπή κάμψης προκύπτει όταν το φορτίο της γερανογέφυρας είναι τοποθετημένο στο μέσον του μήκους τους. Κρίσιμος συνδυασμός είναι ο $1.35G_k + 1.35C_k$ και μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης προκύπτει 0.35. Κρίσιμοι είναι ο έλεγχος βελών κάμψης για το συνδυασμό $1.00G_k + 1.00C_k$, σύμφωνα με τον Πίνακα 9.21. Τοποθετούνται ΗΕΑ360.

Πίνακας 9.21: Οριακές τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων

Description of deflection (deformation or displacement)	Diagram
<p>a) Vertical deformation δ_z of a runway beam:</p> $\delta_z \leq L/600 \text{ and } \delta_z \leq 25 \text{ mm}$ <p>The vertical deformation δ_z should be taken as the total deformation due to vertical loads, less the possible pre-camber, as for δ_{max} in figure A1.1 of EN 1990.</p>	
<p>b) Difference Δh_c between the vertical deformations of two beams forming a crane runway:</p> $\Delta h_c \leq s/600$	
<p>c) Vertical deformation δ_{pay} of a runway beam for a monorail hoist block, relative to its supports, due to the payload only:</p> $\delta_{pay} \leq L/500$	

Ελέγχονται οι συνολικές κατακόρυφες παραμορφώσεις των γερανοδοκών σύμφωνα με τον Πίνακα 9.21, και παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.22.

Πίνακας 9.22: Έλεγχος συνολικής κατακόρυφης παραμόρφωσης γερανοδοκών

Μέλος	L [m]	δ [m]	δ_z [m]
Δοκός Ανάρτησης	6.00	0.0065	0.01

Ελέγχονται οι κατακόρυφες παραμορφώσεις των γερανοδοκών λόγω του κινητού τους φορτίου σύμφωνα με τον Πίνακα 9.21, και παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.23.

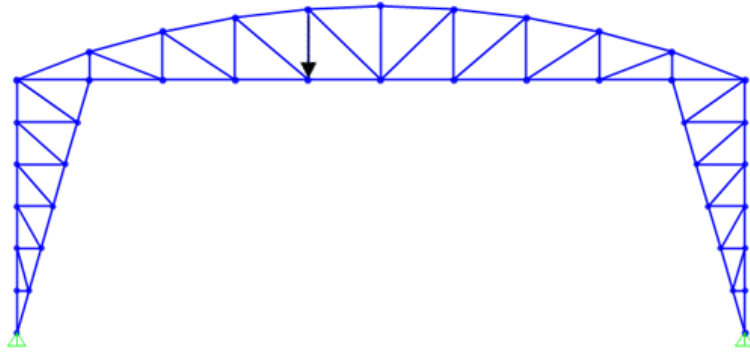
Πίνακας 9.23: Έλεγχος κατακόρυφης παραμόρφωσης γερανοδοκών λόγω του κινητού φορτίου τους

Μέλος	L [m]	δ [m]	δ_{pay} [m]
Δοκός Ανάρτησης	6.00	0.0045	0.0120

Ελέγχονται οι σχετικές κατακόρυφες παραμορφώσεις γειτονικών γερανοδοκών σύμφωνα με τον Πίνακα 9.21, και παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.24. Η θέση του φορτίου της γερανογέφυρας, κατά τον έλεγχο αυτό, είναι στο μέσον του μήκους των γερανοδοκών μεταξύ διαδοχικών πλαισίων, στη θέση που σημειώνεται στην Εικόνα 9.52.

Πίνακας 9.24: Έλεγχος σχετικής κατακόρυφης παραμόρφωσης γειτονικών γερανοδοκών

Μέλος	s [m]	δ [m]	δ_{h_c} [m]
Δοκός Ανάρτησης	9.80	0.0162	0.0163



Εικόνα 9.52: Θέση γερανογέφυρας κατά τον έλεγχο σχετικής κατακόρυφης παραμόρφωσης γειτονικών γερανοδοκών

9.7. Απαίτηση σε χάλυβα

Τα μεταλλικά στοιχεία του προσομοιώματος υπολογίζονται σε 83.4 kg/m^2 . Σε αυτά προστίθενται 15% για τα μέλη της κατασκευής που δεν προσομοιώνονται και τελικά η απαίτηση ανέρχεται σε 96.00 kg/m^2 .

10. Αποτελέσματα

Ο Πίνακας 10.1 συνοψίζει τις τιμές του δείκτη πλαστιμότητας για το σύστημα FUSEIS1-1, της υπεραντοχής και του συντελεστή συμπεριφοράς του κτιρίου κατά Χ και Υ. Παρατηρείται ότι οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς είναι σε όλες τις περιπτώσεις μεγαλύτερες της τιμής 5, που θεωρήθηκε κατά το σχεδιασμό, λόγω της υψηλής πλαστιμότητας q_{μ} .

Πίνακας 10.1: Εκτιμώμενος συντελεστής συμπεριφοράς q

ΚΤΙΡΙΟ	Διεύθυνση	q_{μ}	Ω	q
A	X	6.704	0.912	6.109
B	X	7.145	0.902	6.446
B	Υ	7.078	0.892	6.313
Γ	X	6.422	0.969	6.225
Γ	Υ	5.355	1.057	5.663

Ο Πίνακας 10.2 συνοψίζει την απαιτούμενη ποσότητα χάλυβα για κάθε κτίριο του μεταλλικού συγκροτήματος. Στις τιμές αυτές συμπεριλαμβάνεται αύξηση κατά 15% για τα μέλη της κατασκευής που δεν προσομοιώνονται.

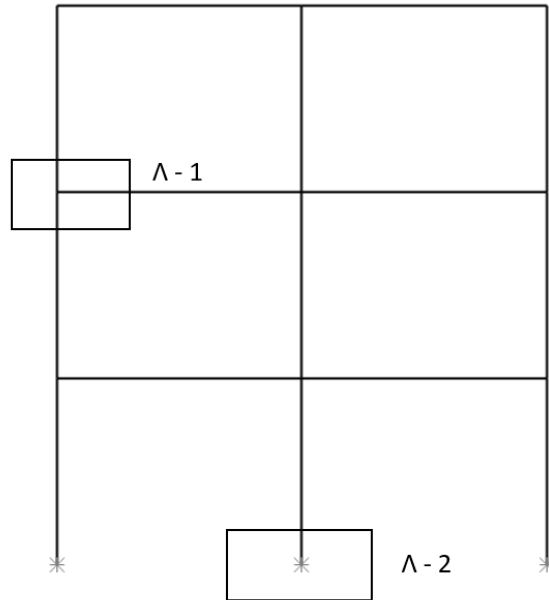
Πίνακας 10.2: Απαιτούμενος χάλυβας (kg/m^2) για τα κτίρια του συγκροτήματος

ΚΤΙΡΙΟ	Χάλυβας [kg/m^2]
A	70.20
B	61.40
Γ	57.10
Υπόστεγο	96.00

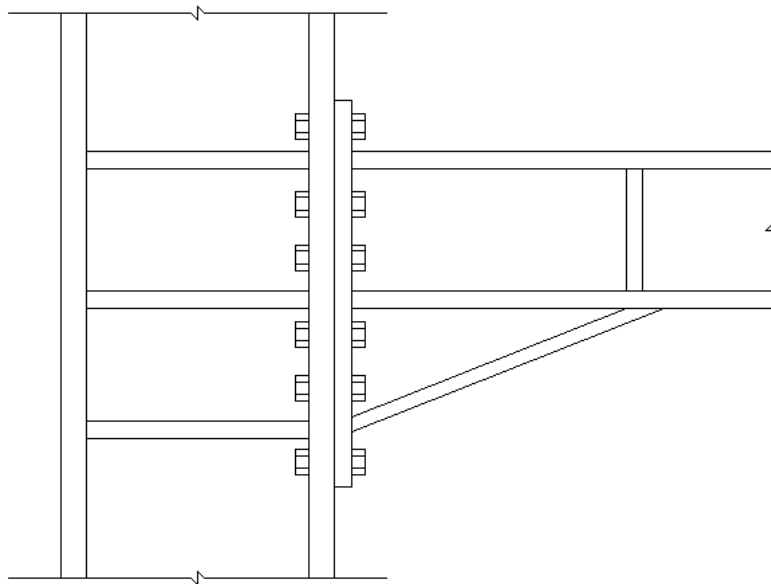
11. Λεπτομέρειες

Στο κεφάλαιο αυτό παρατίθενται λεπτομέρειες από τα μεταλλικά κτίρια

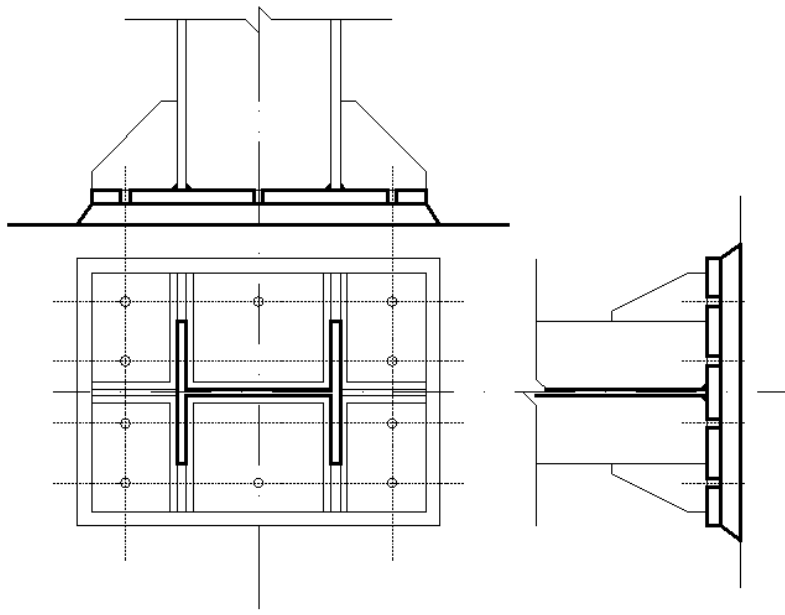
11.1. Λεπτομέρειες κτιρίων



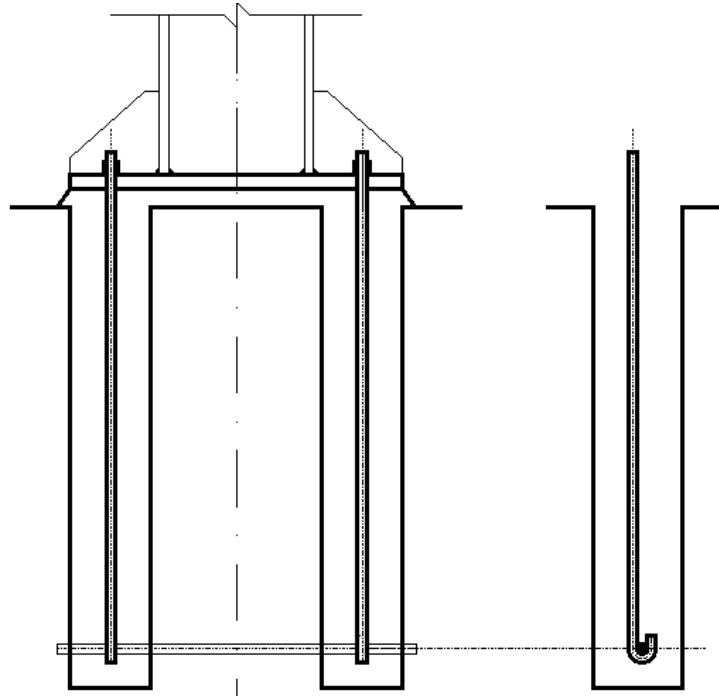
Εικόνα 8: Ορισμός λεπτομερειών συστήματος MRF



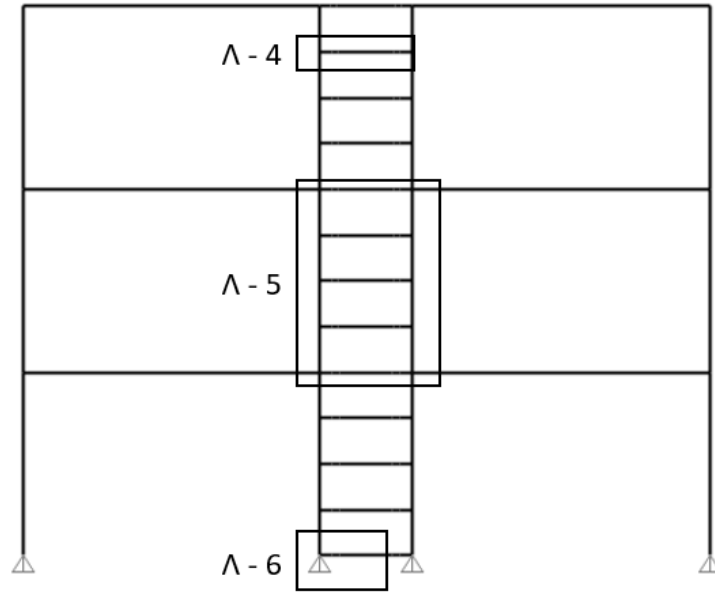
Εικόνα 9: Λεπτομέρεια άκαμπτης σύνδεσης δοκού σε υποστύλωμα (Λ - 1)



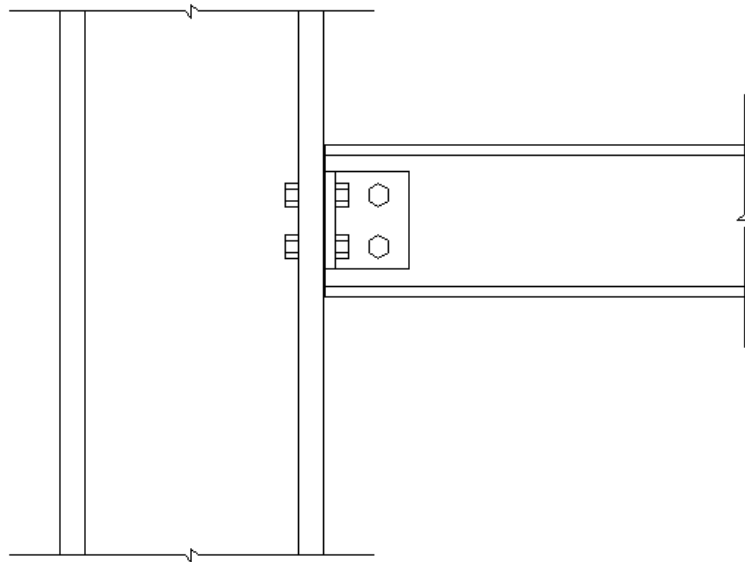
Εικόνα 10: Λεπτομέρεια πάκτωσης υποστυλώματος (Λ - 2)



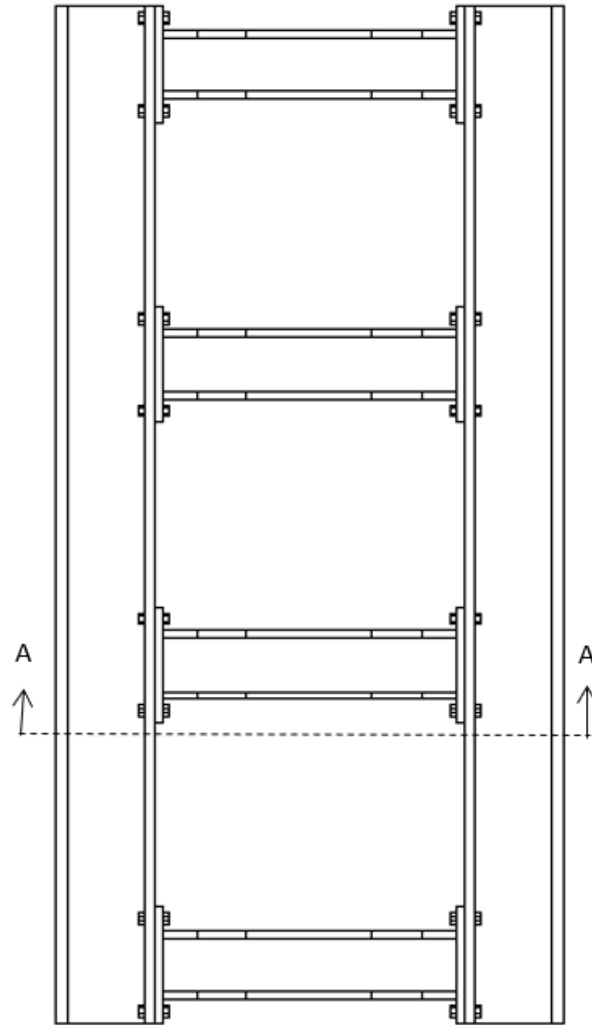
Εικόνα 11: Λεπτομέρεια αγκύρωσης υποστυλώματος (Λ - 3)



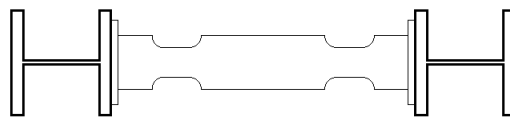
Εικόνα 12: Ορισμός λεπτομεριών συστήματος FUSEIS1-1



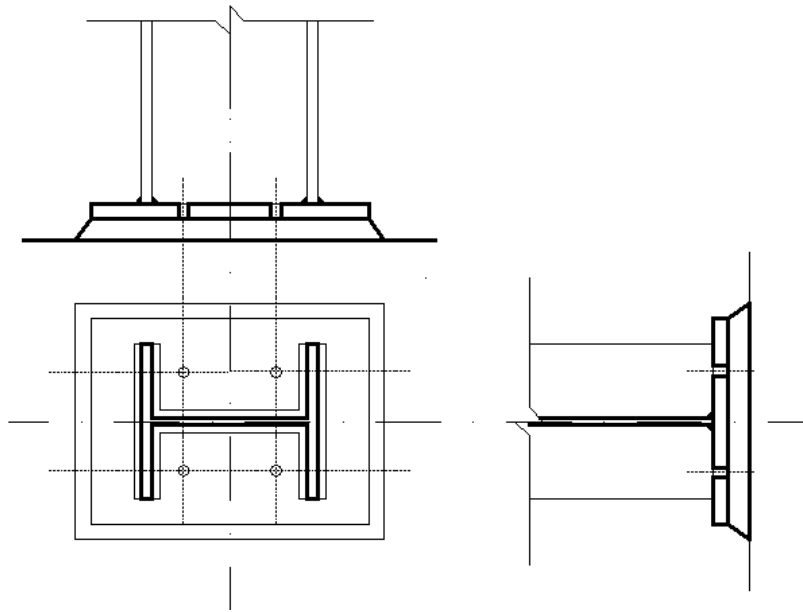
Εικόνα 13: Λεπτομέρεια σύνδεσης τέμνουσας δοκού - υποστυλώματος (Λ - 4)



Εικόνα 14: Λεπτομέρεια FUSEIS (Λ - 5)

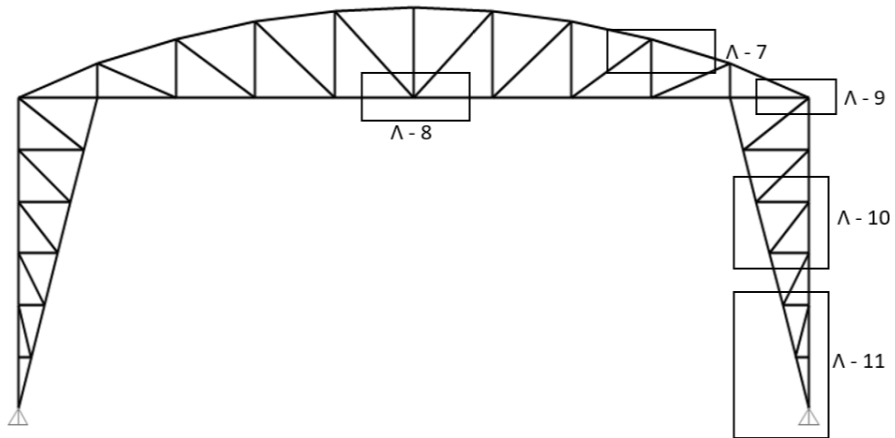


Εικόνα 15: Τομή Α-Α λεπτομέρειας FUSEIS (Λ - 5)

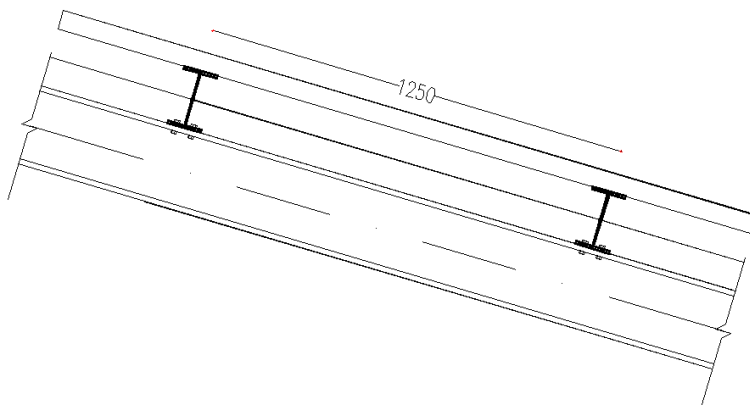


Εικόνα 16: Λεπτομέρεια αρθρωτής έδρασης υποστυλώματος (Λ - 6)

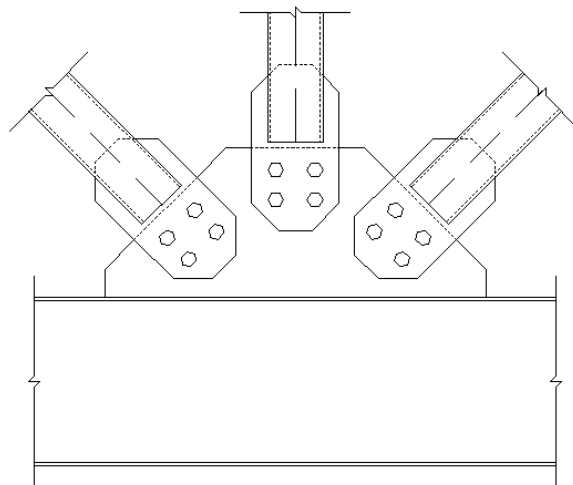
11.2. Λεπτομέρειες υπόστεγου



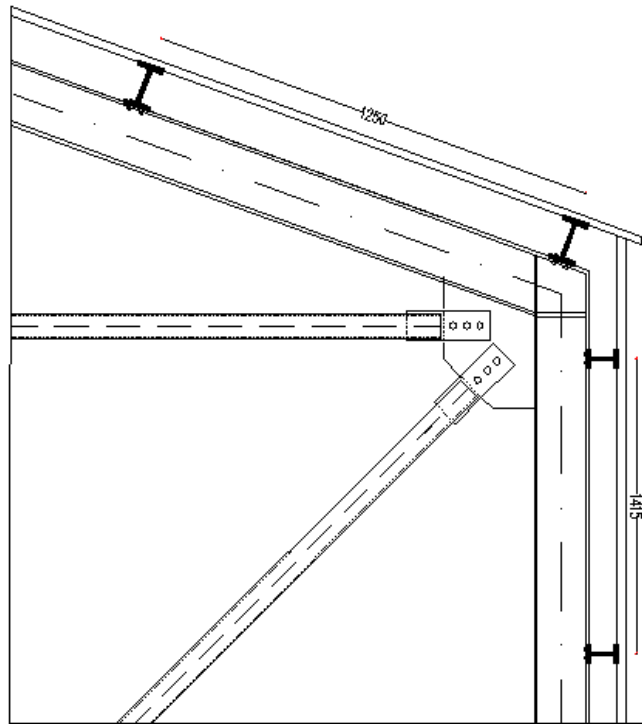
Εικόνα 17: Ορισμός λεπτομεριών υπόστεγου



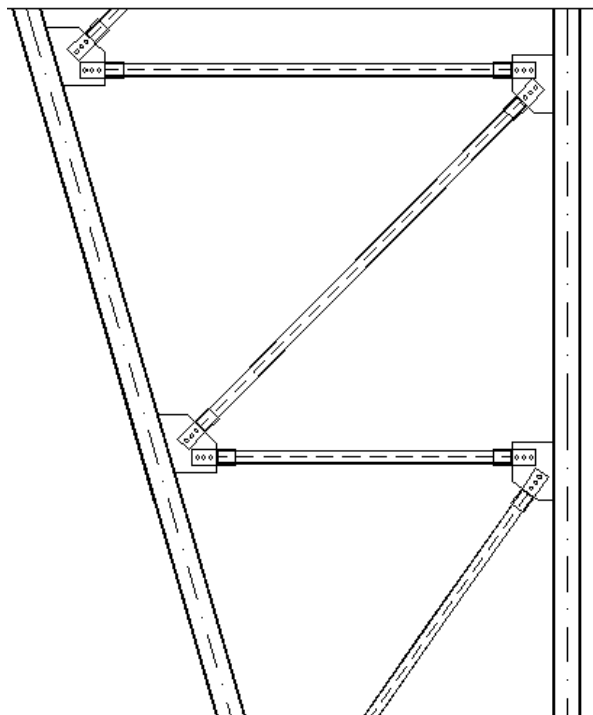
Εικόνα 18: Λεπτομέρεια τεγίδας (Λ - 7)



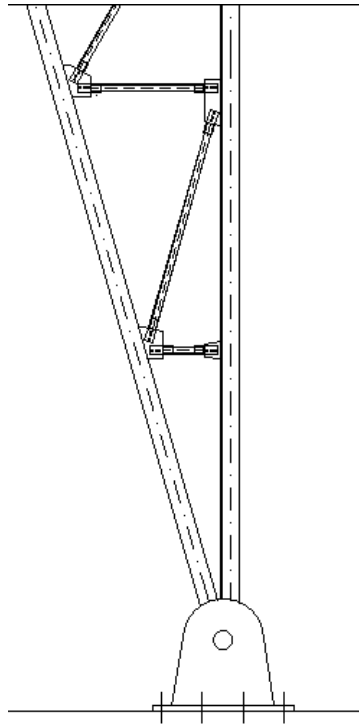
Εικόνα 19: Λεπτομέρεια δικτυωτού ζυγώματος (Λ - 8)



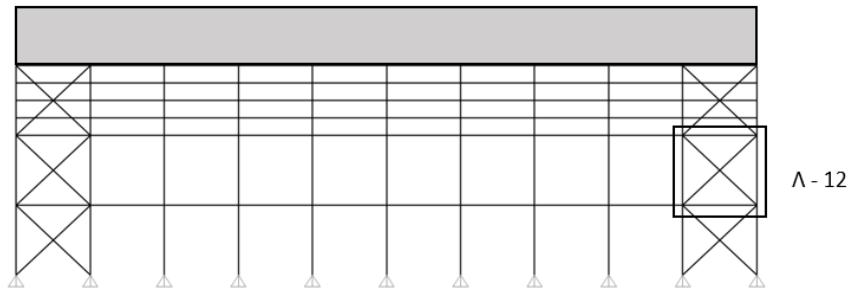
Εικόνα 20: Λεπτομέρεια στέγης (Λ - 9)



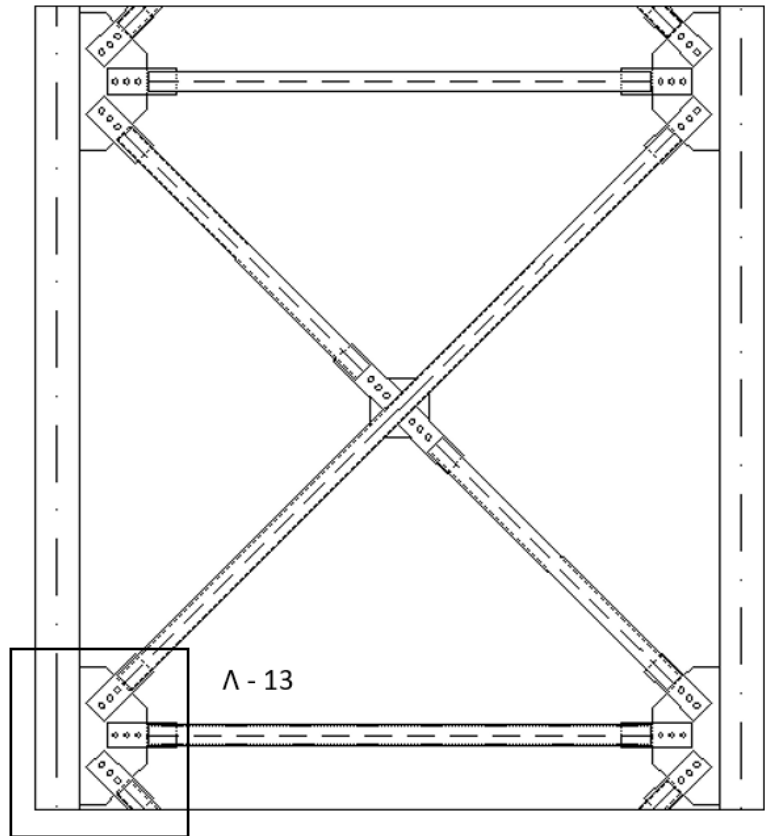
Εικόνα 21: Λεπτομέρεια δικτυωτού υποστυλώματος (Λ - 10)



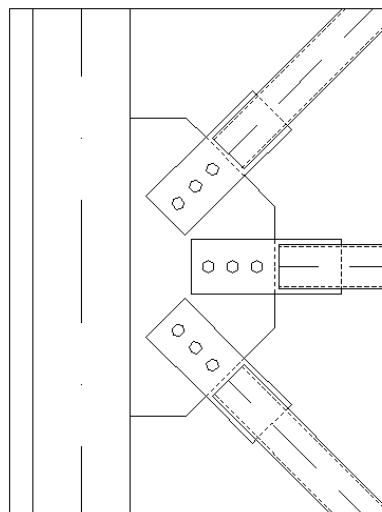
Εικόνα 22: Λεπτομέρεια έδρασης δικτυωτού υποστυλώματος (Λ - 11)



Εικόνα 23: Πλαϊνή όψη υπόστεγου



Εικόνα 17: Λεπτομέρεια χιαστί συνδέσμων (Λ - 12)



Εικόνα 24: Λεπτομέρεια χιαστί (Λ - 13)

12. Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., <Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα>, 3η εκδ., Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2010.
2. Βάγιας Ι., <Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και Διαστασιολόγηση>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2003
3. Βάγιας Ι., <Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα>, 3η εκδ., Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2010.
4. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). <Παραδείγματα εφαρμογής σε Ειδικά Θέματα Μεταλλικών Κατασκευών>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2013
5. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). <Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ>. Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). <Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). <Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι>. Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
8. Τσαρπαλής, Π., <Σχεδιασμός Κτιρίων με Καινοτόμα Αντισεισμικά Συστήματα FUSEIS>, Μεταπτυχιακή Εργασία, Αθήνα 2017
9. Δούγκα Γ., <Ανάπτυξη Συστημάτων Σεισμικής Προστασίας Πολυώροφων Κτιρίων Διδακτορική Διατριβή, Αθήνα 2016
10. Δημακογιάννη Δ., <Καινοτόμα Αντισεισμικά Συστήματα FUSEIS με Όλκιμους>, Πείρους>, Διδακτορική Διατριβή, Αθήνα 2017
11. Ψυχάρης, Γ., <Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1 και 2>, Αθήνα 2016
12. Σταυρίδης, Λ., <Στατική των Δομικών Φορέων>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2006
13. ΕΛΑΣΤΡΟΝ, <Πίνακες σχεδιασμού σύμμικτων πλακών με τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο SYMDECK 50>
14. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
15. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
16. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
17. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
18. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
19. EN1998-2, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, CEN, Αύγουστος 2005
20. EN 1993-1-8 (2005) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]
21. EN 1993-6 (2007) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 6: Crane supporting structures [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]

22. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
23. http://www.hnms.gr/emv/el/climatology/climatology_city?perifereia=Thessaly&poli=Volos_Aghialos