

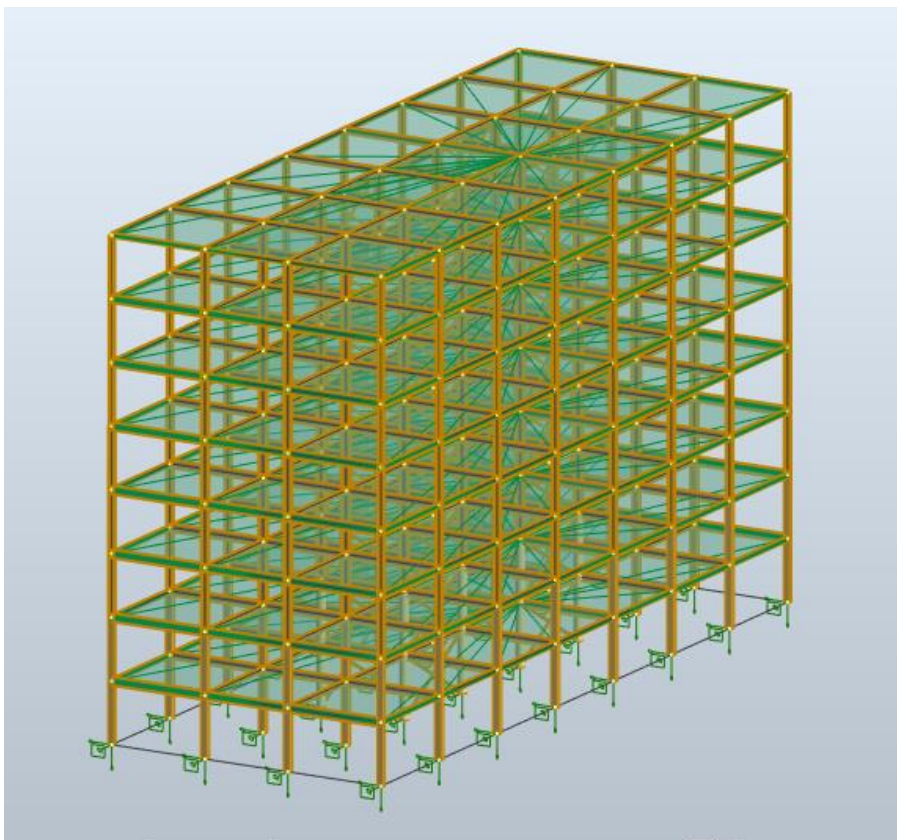


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός 8-όροφου μεταλλικού κτιρίου με εναλλακτικούς τύπους συνδέσεων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αδάμ Αλεξάνδερ Μαλαβάζος Σιεκιέρκα

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Νοέμβριος 2020

EMK ΔΕ 2020/39

Μαλαβάζος Σιεκιέρκα Αδάμ Αλεξάνδερ (2020).
Σχεδιασμός 8-όροφου μεταλλικού κτιρίου με εναλλακτικούς τύπους συνδέσεων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/39
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Malavazos Siekierka Adam Alexander (2020).
Design of an 8-storey steel building with alternative types of connections
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/39
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	6
1.1 Βασική ιδέα	6
1.2 Το κτίριο	6
1.3 Λογισμικά	9
2 Υλικά κατασκευής	10
2.1 Δομικός χάλυβας	10
2.2 Σκυρόδεμα	10
2.3 Χάλυβας σκυροδέματος	11
2.4 Χάλυβας χαλυβδόφυλλου	11
2.5 Χάλυβας διατμητικών ήλων	11
3 Φορτία και φορτίσεις	12
3.1 Εισαγωγή	12
3.2 Μόνιμες δράσεις	12
3.3 Μεταβλητές (επιβαλλόμενες) δράσεις	13
3.4 Δράσεις χιονιού	14
3.4.1 Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού	14
3.4.2 Τελικό φορτίο χιονιού στην οροφή	15
3.5 Δράσεις ανέμου	16
3.5.1 Βήματα υπολογισμού για κτίρια με ορθογωνική κάτοψη	16
3.5.2 Υπολογισμοί	22
3.6 Σεισμικές δράσεις	23
3.6.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης	23
3.6.2 Συντελεστής συμπεριφοράς q και φάσμα σχεδιασμού EK8	26
3.6.3 Σχέση Vidic et al. για μεσαία και ψηλά κτίρια και παραδοχές σχεδιασμού	27
3.7 Συνδυασμοί φορτίσεων	28
3.7.1 Οριακές καταστάσεις	28
3.7.2 Συνδυασμοί δράσεων	28
3.7.3 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας δράσεων	29
3.7.4 Συντελεστές συνδυασμού μεταβλητών δράσεων	30
3.7.5 Συνδυασμοί κατασκευής	30
4 Διαστασιολόγηση σύμμικτων μελών	32
4.1 Εισαγωγή	32
4.2 Σύμμικτη πλάκα	32
4.3 Σύμμικτες δευτερεύουσες δοκοί	37
5 Διαστασιολόγηση μεταλλικού σκελετού για σεισμό	42
5.1 Ιδιομορφική ανάλυση	42
5.1.1 Γενικά	42
5.1.2 Συνδυασμός μεταξύ ιδιομορφών	42
5.1.3 Συνδυασμός μεταξύ επιμέρους διευθύνσεων	43
5.1.4 Συνδυασμοί σχεδιασμού	44
5.1.5 Υπολογισμοί	44
5.2 Μετακινήσεις φορέα	46

5.2.1	Γενικά.....	46
5.2.2	Περιορισμός βλαβών.....	46
5.2.3	Φαινόμενα δευτέρας τάξεως.....	48
5.3	Ικανοτικός σχεδιασμός πλαισίων με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας CBF.....	49
5.3.1	Γενικά.....	49
5.3.2	Διαγώνιοι σύνδεσμοι.....	50
5.3.3	Υποστυλώματα.....	52
5.3.4	Δοκοί.....	52
5.4	Ικανοτικός σχεδιασμός πλαισίων παραλαβής ροπών MRF.....	54
5.4.1	Γενικά.....	54
5.4.2	Δοκοί.....	54
5.4.3	Υποστυλώματα.....	60
5.4.4	Ικανοτικός έλεγχος κόμβου.....	61
5.4.5	Υποστυλώματα βάσης (πλαστικοποίηση βάσης).....	63
6	Διαστασιολόγηση μεταλλικού σκελετού (ΟΚΑ, ΟΚΛ).....	66
6.1	Ελαστική ανάλυση και φαινόμενα δευτέρας τάξεως.....	66
6.2	Γενικά η διαδικασία και έλεγχοι βελών σε ΟΚΛ.....	68
7	Συνδέσεις.....	70
7.1	Γενικά.....	70
7.2	Σύνδεση διαγώνιου συνδέσμου συστήματος CBF.....	73
7.3	Σύνδεση τέμνουσας σύμμικτης δευτερεύουσας δοκού με κύρια δοκό.....	76
7.4	Σύνδεση τέμνουσας δευτερεύουσας δοκού με υποστύλωμα ΗΕΑ.....	77
7.5	Σύνδεση ροπής δοκών ΙΡΕ με υποστυλώματα CHS.....	79
7.6	Ενισχυμένη σύνδεση ροπής δοκών - υποστυλωμάτων.....	83
8	Reduced Beam Section (RBS).....	85
8.1	Εισαγωγή.....	85
8.2	Βήματα σχεδιασμού RBS κατά EN1998.3.....	86
8.3	Έλεγχοι αντισεισμικού σχεδιασμού με RBS.....	89
8.4	Υπολογισμοί σχεδιασμού των RBS.....	92
8.5	Προσομοίωμα με RBS.....	93
8.6	Υπολογισμοί ικανοτικού σχεδιασμού με RBS.....	94
9	Ενισχυμένες συνδέσεις δοκών - υποστυλωμάτων.....	99
9.1	Εισαγωγή.....	99
9.2	Παραδοχές σχεδιασμού και αντισεισμικοί έλεγχοι.....	100
9.3	Έλεγχος των διατομών του αρχικού σχεδιασμού.....	103
9.4	Επανασχεδιασμός.....	105
10	Κοστολόγηση των λύσεων.....	107
11	Συμπεράσματα.....	109
12	Βιβλιογραφία.....	111

Σχεδιασμός 8-όροφου μεταλλικού κτιρίου με εναλλακτικούς τύπους συνδέσεων

Μαλαβάζος Σιεκιέρκα Α. Α. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Πολλές φορές η παραδοχή του σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών που ανήκουν σε πλαίσια παραλαβής ροπών δεν είναι ικανοποιητική για την προσομοίωση της πραγματικής συμπεριφοράς ενός μεταλλικού κτιρίου. Αυτό συμβαίνει καθώς στην υλοποίησή του εμπεριέχονται και οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων που απομακρύνουν την πλαστική άρθρωση από το μέτωπο του υποστυλώματος και ενδέχεται με αυτόν τον τρόπο να επηρεάσουν την παραδοχή αυτήν, επομένως και τον σχεδιασμό της κατασκευής. Έτσι, για να ληφθούν ενδείξεις της επιρροής πραγματοποιείται σχεδιασμός ενός μεταλλικού κτιρίου βάσει των ισχυουσών διατάξεων των Ευρωπαϊκών Προτύπων και διερευνάται περαιτέρω με δύο εναλλακτικούς τύπους συνδέσεων, με τριγωνικές ενισχύσεις και με απομειωμένα πέλματα δοκών RBS.

Ο σχεδιασμός αφορά υφιστάμενο κτίριο γραφείων οκτώ ορόφων με ορθογωνική μακρόστενη κάτοψη. Για τα συστήματα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας επιλέγονται πλαισιακή λειτουργία κατά την μικρότερη διάσταση και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά την μεγαλύτερη. Το προσομοίωμα, η εισαγωγή των δράσεων και η ανάλυση του φορέα γίνεται με το λογισμικό Robot Structural Analysis. Επιπλέον, για την παραλαβή των βαρυντικών φορτίων προβλέπονται σύμμικτες πλάκες στηριζόμενες σε σύμμικτες δευτερεύουσες δοκούς, των οποίων ο σχεδιασμός γίνεται σε ξεχωριστά λογισμικά.

Ο αρχικός σχεδιασμός του κτιρίου περιλαμβάνει ελέγχους σε οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ιδιαίτερη έμφαση και λεπτομερής περιγραφή δίνεται στον αντισεισμικό σχεδιασμό, όπου εξετάζεται η επίδραση των παραμορφώσεων και του ικανοτικού σχεδιασμού και όπου η κρισιμότητα των ελέγχων των κόμβων και των υποστυλωμάτων βάσης οδηγεί σε χρήση κοίλων ορθογωνικών και κυκλικών διατομών για τα υποστυλώματα των κάτω ορόφων. Τελευταίο μέρος του σχεδιασμού αυτού αποτελεί η διαστασιολόγηση ορισμένων τυπικών συνδέσεων.

Για την διερεύνηση των εναλλακτικών συνδέσεων δίνονται οι τροποποιήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού και για τις δύο περιπτώσεις, κυρίως μέσω διαγραμμάτων ελευθέρου σώματος για τις καινούριες θέσεις σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων. Επίσης, παρουσιάζεται η διαδικασία για τον σχεδιασμό των RBS, ενώ και για τους δύο τύπους συνδέσεων πραγματοποιείται και η ενσωμάτωσή τους στο προσομοίωμα. Τα αποτελέσματα των ελέγχων συγκρίνονται με τα αποτελέσματα του αρχικού σχεδιασμού. Για την τελική σύγκριση πραγματοποιείται επανασχεδιασμός του φορέα και κοστολόγηση των λύσεων.

Design of an 8-storey steel building with alternative types of connections

Malavazos Siekierka A. A. (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

Often, the assumption of the formation of plastic hinges on the edge of the beams belonging to moment resisting frames is not sufficient to simulate the actual behavior of a steel building. The reason is that its implementation also includes the connections between beams and columns that remove the plastic hinge from the face of the column and may thus affect this assumption, and therefore the design of the structure. Thus, in order to obtain indications of the influence, a steel building is designed based on the current provisions of European Standards and is further researched with two alternative types of connections, with haunched connections and with reduced beam sections RBS.

The design concerns an existing eight-storey office building with a rectangular oblong floor plan. For seismic energy absorption systems, a moment resisting frame is selected at the smallest dimension and concentrically braced frames at the largest. The structural model, the application of the actions and the analysis of the model was carried out by the Robot Structural Analysis software. In addition, for the receipt of gravity loads, composite slabs supported on composite secondary beams are provided, the design of which was done in separate software.

The initial design of the building includes checks in ultimate and serviceability limit states. Particular emphasis and detailed description is given to seismic design, where the effect of deformations and capacity design is examined and where the criticality of the design of joints and base columns leads to the use of hollow rectangular and circular sections for the columns of the lower storeys. The last part of this design is the design of some indicative connections.

For the research of the alternative connections, the modifications of the capacity design are given for both cases, mainly through free body diagrams for the new location of the plastic hinge. Also, the procedure for the design of the RBS is presented, while for both types of connections, their integration in the structural model takes place. The results of the tests are compared with the results of the original design. For the final comparison, the structure is redesigned and a costing of each solution is formed.

Ευχαριστίες

Ευχαριστώ όλη μου την οικογένεια για την υποστήριξη και την πίστη τους σε κάθε βήμα της ζωής μου. Κυρίως θα ήθελα να ευχαριστήσω όμως την μαμά, την γιαγιά και τον παππού μου χωρίς την βοήθεια των οποίων το συμπάν στο οποίο έγραψα την διπλωματική αυτή δεν θα μπορούσε να υπάρξει ποτέ...

Θερμές ευχαριστίες στον επιβλέποντα της εργασίας, Λέκτορα του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, κύριο Παύλο Θανόπουλο για την ανάθεση του ενδιαφέροντος θέματος της διπλωματικής, για την εξαιρετική βοήθεια και για την υπομονή κατά την επίλυση των άπειρων αποριών...

Αδάμ Αλεξάνδερ
Μαλαβάζος Σιεκιέρκα
Αθήνα, Νοέμβριος 2020

1 Εισαγωγή

1.1 Βασική ιδέα

Ένα από τα βασικά στάδια του σχεδιασμού είναι η σωστή προσομοίωση του φορέα, έτσι ώστε να ανταποκρίνεται και να συμπεριφέρεται όπως η πραγματική κατασκευή, καθώς και η λήψη των κατάλληλων παραδοχών για την σωστή εκτέλεση των ελέγχων. Συνηθέστερη τακτική για το προσομοίωμα της κατασκευής είναι η δημιουργία ενός μοντέλου δοκών και υποστυλωμάτων, ενώ μια συνήθης παραδοχή είναι η θεωρητική θέση σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών που ανήκουν σε πλαίσια παραλαβής ροπών. Ωστόσο, κατά την υλοποίηση πλέον του έργου εμπεριέχονται και οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων, που ενδεχομένως να οδεύουν σε διαφορές μεταξύ θεωρίας και πράξης και να απαιτούν τροποποιήσεις του μοντέλου και των παραδοχών. Έτσι, για να ληφθούν ενδείξεις της επιρροής των συνδέσεων ροπής, πραγματοποιείται σχεδιασμός ενός μεταλλικού κτιρίου βάσει των ισχυουσών διατάξεων των Ευρωπαϊκών Προτύπων και διερευνάται περαιτέρω με δύο εναλλακτικούς τύπους συνδέσεων, με τριγωνικές ενισχύσεις και με απομειωμένα πέλματα δοκών RBS.

1.2 Το κτίριο

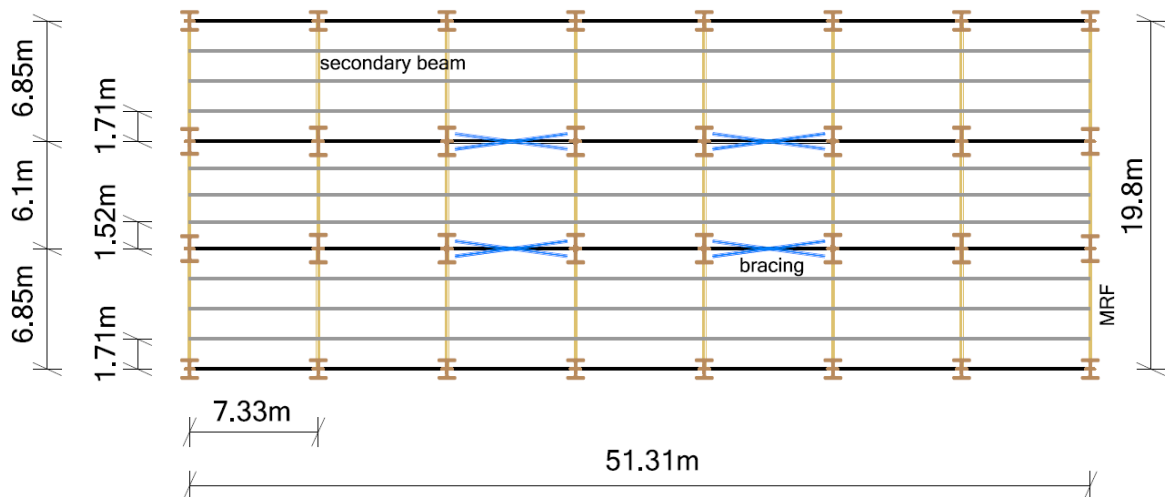
Ο σχεδιασμός πραγματοποιήθηκε για την υφιστάμενη κατασκευή ενός κτιρίου γραφείων στην συνοικία La Confluence στην Λυών της Γαλλίας. Το κτίριο αποτελείται από οκτώ ορόφους και ο αρχικός σχεδιασμός έγινε με φέροντα οργανισμό από ωπλισμένο σκυρόδεμα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.1.



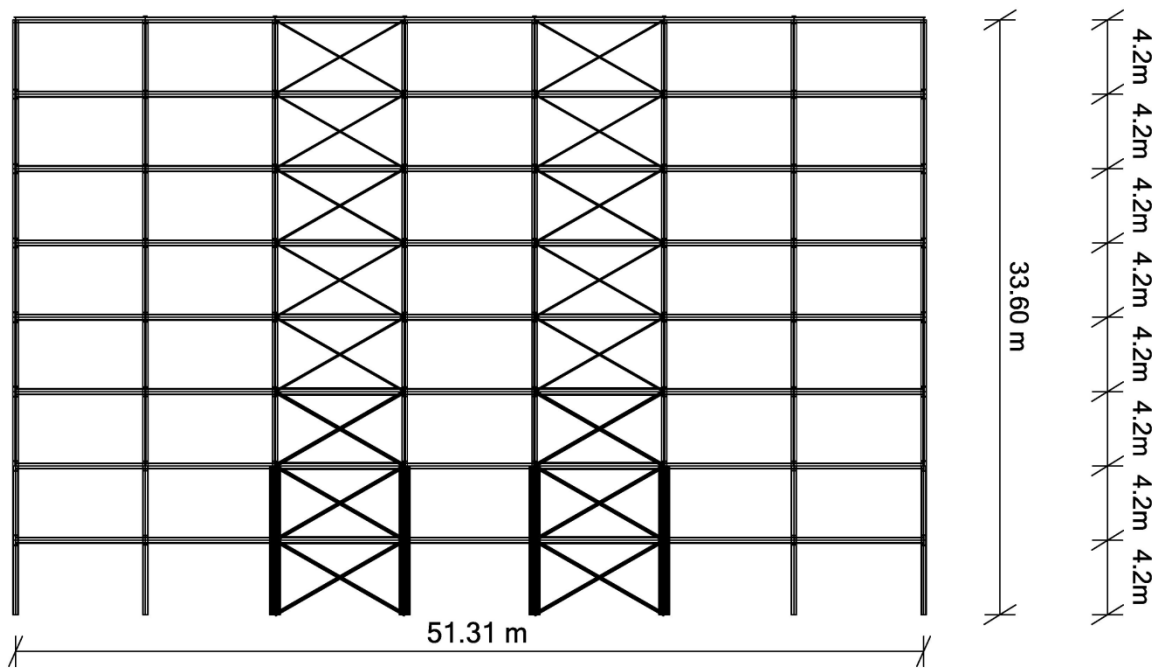
Σχήμα 1.1: Προς μελέτη οκτώοροφο κτίριο σκυροδέματος στην συνοικία La Confluence Îlot A3 στην Lyon (από Archdaily, 2018). Οι πλευρές της κατόψεως είναι 19.80m x 51.31m.

Λαμβάνοντας υπόψη τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις, σχεδιάζεται εκ νέου ο φορέας με μεταλλικό σκελετό, σύμμικτες πλάκες στηριζόμενες σε δευτερεύουσες σύμμικτες δοκούς και κύριες σύμμικτες δοκούς και θεωρώντας τα τυχόν κλιμακοστάσια και ανελκυστήρες, που φαίνονται στην κάτοψη του Σχήματος 1.1, ως ανεξάρτητες κατασκευές. Η προτεινόμενη κάτοψη διατηρεί τις διαστάσεις της υφιστάμενης, δηλαδή 51.31m x 19.80m και εμβαδόν 1015.94m². Η επιλογή του ύψους των ορόφων γίνεται από εμπειρικές τιμές που δίνονται σε δημοσιεύσεις κατασκευαστικών εταιριών. Με βάση αυτές ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός μεταλλικών κτιρίων γραφείων προβλέπει καθαρό ύψος ορόφου (από πάτωμα μέχρι οροφή) της τάξεως από 2.80m μέχρι 3.40m. Εξ' αυτού επιλέγεται ένα μικτό ύψος κάθε ορόφου (από πάτωμα σε πάτωμα) ίσο με 4.20m, το οποίο θα περιλαμβάνει ένα ενδιάμεσο πάχος "πατώματος" (δηλαδή σύμμικτη πλάκα, δευτερεύουσα δοκός, Η/Μ εξοπλισμός, σύστημα εξαερισμού) της τάξεως του 1m. Το συνολικό ύψος της κατασκευής είναι 33.60m.

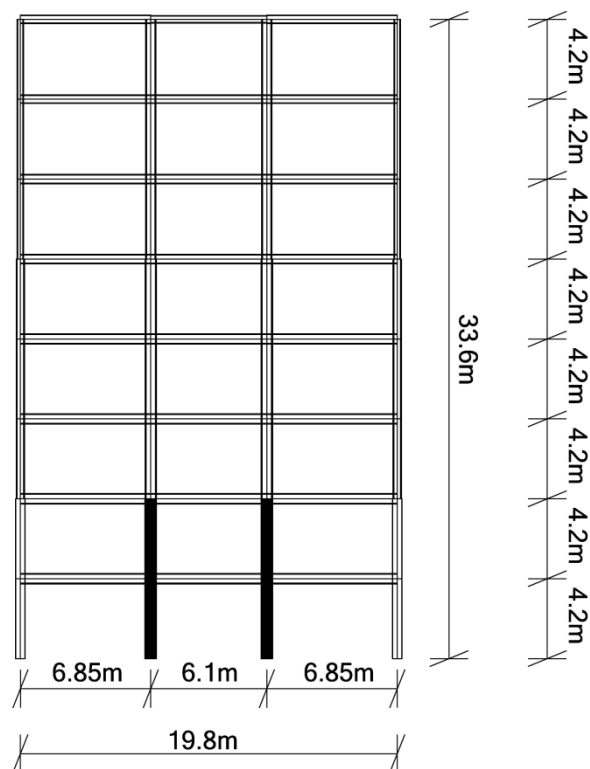
Παρατηρείται από την κάτοψη ότι το κτίριο έχει σχήμα ορθογωνικό, όμως η πρόσοψη έχει αρκετά μεγαλύτερη διάσταση σε σχέση με αυτήν των πλευρικών όψεων. Γι' αυτό τον λόγο προτείνεται διαμόρφωση του στατικού συστήματος παρόμοια με ένα τυπικό μονόροφο υπόστεγο (portal frame). Για την παραλαβή των κατακόρυφων και οριζοντίων δυνάμεων παράλληλα στην μικρότερη διάσταση (διεύθυνση X) διαμορφώνονται οκτώ πλαίσια παραλαβής ροπών (MRF). Κατά την μεγαλύτερη διάσταση (διεύθυνση Y) για την ανάληψη των οριζοντίων εντάσεων του ανέμου και του σεισμού δημιουργούνται πλαίσια με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (CBF). Λόγω ύπαρξης υαλοπινάκων σε όλο το μήκος των πλευρικών προσόψεων, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται στα δύο ενδιάμεσα πλαίσια κατά Y μέσα στα διαχωριστικά που συνορεύουν στους χώρους συνεδριάσεων, που προβλέπει η αρχιτεκτονική μελέτη.



Σχήμα 1.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου διαστάσεων 19.80m x 51.31m. Στην κάτοψη φαίνονται τα ανοίγματα των πλαισίων MRF, δύο των 6.85m και ένα των 6.10m, η απόσταση των δευτερευουσών δοκών, 1.71m και 1.52m και η μεταξύ απόσταση 7.33m των MRF, καθώς και οι θέσεις των πλευρικών συστημάτων δυσκαμψίας



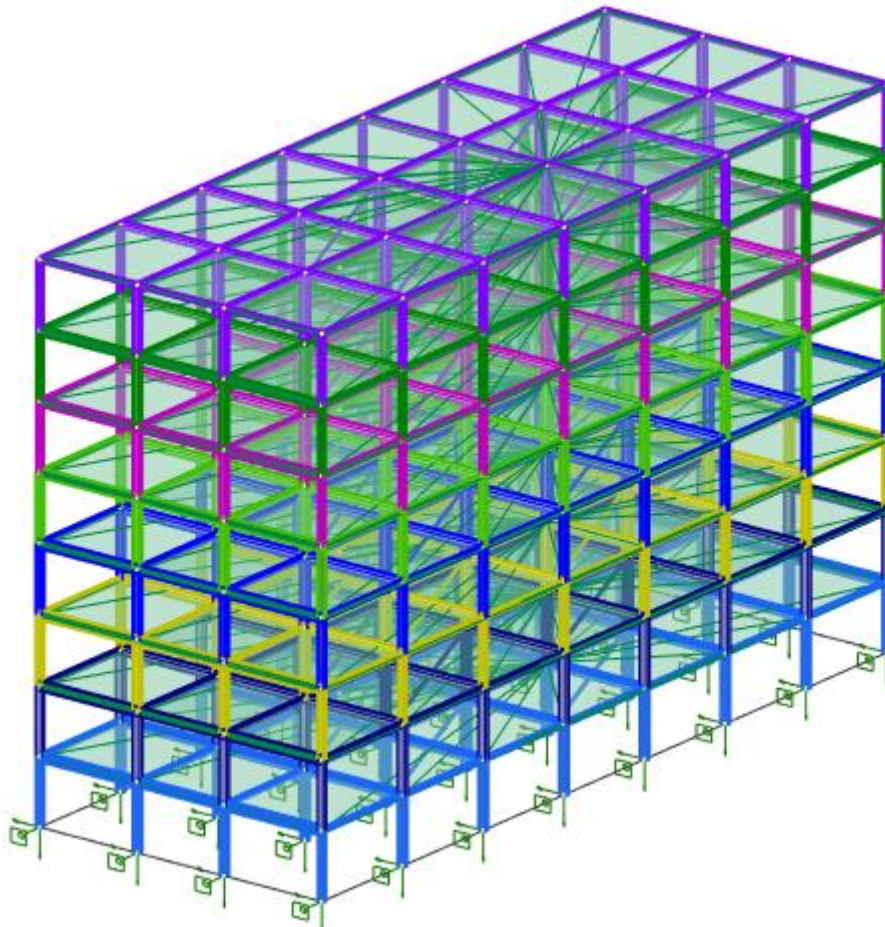
Σχήμα 1.3: Όψη ενδιάμεσου πλαισίου κατά την μεγαλύτερη διάσταση. Διακρίνεται η τοποθεσία των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.



Σχήμα 1.4: Όψη πλαισίου κατά την μικρότερη διάσταση με τα ανοίγματα των πλαισίων παραλαβής ροπών MRF, 6.85m και 6.10m.

1.3 Λογισμικά

Για την ανάλυση και την διαστασιολόγηση της κατασκευής έγινε χρήση και εκμάθηση διάφορων λογισμικών. Η προσομοίωση του μεταλλικού φέροντα σκελετού έγινε με το λογισμικό Autodesk Robot Structural Analysis 2018, με το οποίο πραγματοποιήθηκε η μοντελοποίηση του φορέα χωρίς τις ενδιάμεσες δευτερεύουσες δοκούς, η επιβολή όλων των φορτίων της ανάλυσης πάνω σε επιφάνειες (claddings), ο αναλυτικός ορισμός των παραμέτρων σχεδιασμού για κάθε ομάδα μελών (μήκη λυγισμού, συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κλπ.), η διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ, οι ιδιομορφικές αναλύσεις, η σεισμική ανάλυση, ο εύκολος υπολογισμός των σεισμικών μετακινήσεων και των σεισμικών φορτίων χάρη στην ιδιότητα της ανάλυσης ανά όροφο. Όσον αφορά τα σύμμικτα μέλη, οι σύμμικτες πλάκες διαστασιολογήθηκαν με το λογισμικό SymDeck Designer 2 της χαλυβουργικής εταιρίας Elastron και οι σύμμικτες δευτερεύουσες δοκοί διαστασιολογήθηκαν με το λογισμικό Dlubal Composite Beam. Για τις συνδέσεις έγινε και πάλι χρήση του λογισμικού Robot. Για την επαλήθευση ορισμένων ελέγχων, τον σχεδιασμό ορισμένων συνδέσεων, για την διαστασιολόγηση με τους ικανοτικούς ελέγχους όλων των μελών, την μελέτη των RBS και των τριγωνικών ενισχύσεων προγραμματίστηκαν υπολογιστικά φύλλα στο λογισμικό Microsoft Excel. Η επιμέλεια των σχεδίων έγινε με την χρήση του λογισμικού Autocad 2017.



Σχήμα 1.5: Το τρισδιάστατο προσομοίωμα για την ανάλυση της κατασκευής στο λογισμικό Robot

2 Υλικά κατασκευής

2.1 Δομικός χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός του κτιρίου. Πέραν από το σχήμα του (IPE 300, RHS 100x100x6.3), ο τύπος ενός προϊόντος δομικού χάλυβα καθορίζεται και από την ποιότητα (grade) του, το οποίο ταξινομεί τους διάφορους χάλυβες ανάλογα με την σύσταση και τις φυσικές τους ιδιότητες. Τα μεγέθη αυτά λαμβάνονται με βάση τα πρότυπα EN10025-2 για τις εν θερμώ και EN10210-1 για τις κοίλες διατομές. Η μελέτη του κτιρίου επιλέγεται να γίνει με χάλυβα S235 για όλα τα μέλη. Στον Πίνακα 2.1 δίνονται οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και ορίου θραύσης f_u .

Πίνακας 2.1: Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και ορίου θραύσης f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες και για χάλυβες παραγωγής κοίλων διατομών.

Ποιότητα χάλυβα και πρότυπο	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t (mm)			
	$t \leq 40mm$		$40mm < t \leq 80mm$	
	$f_y(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$	$f_y(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$
EN10025-2 S235	235	360	215	360
EN10210-1 S235	235	360	215	340

Δίνονται παρακάτω και οι τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού του δομικού χάλυβα, οι οποίες αξιοποιήθηκαν για τους υπολογισμούς.

Μέτρο ελαστικότητας	$E = 210000MPa$
Μέτρο διάτμησης	$G = 81000MPa$
Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή	$\nu = 0.3$
Ειδικό βάρος	$\gamma = 78.5KN/m^3$
Πυκνότητα	$\rho = 7850kg/m^3$

2.2 Σκυρόδεμα

Για την σύμμικτη πλάκα και τις σύμμικτες δευτερεύουσες δοκούς χρησιμοποιείται ωπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C25/30. Η ποιότητα του σκυροδέματος αντιστοιχεί σε χαρακτηριστική αντοχή 25MPa κυλινδρικών δοκιμίων και 30MPa κυβικών δοκιμίων 28 ημερών, σύμφωνα με όσα αναγράφονται στον Ευρωκώδικα 2. Δίνονται παρακάτω και οι τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές, οι οποίες αξιοποιήθηκαν για τους υπολογισμούς.

Μέτρο ελαστικότητας	$E = 30500MPa$
Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή	$\nu = 0.2$
Λόγος Poisson για ρηγματωμένο	$\nu = 0$
Ειδικό βάρος ξηρού σκυροδέματος	$\gamma = 25KN/m^3$
Ειδικό βάρος νωπού σκυροδέματος	$\gamma = 26KN/m^3$

Κατά τους υπολογισμούς των αντοχών χρησιμοποιείται ο συντελεστής a_{cc} ίσος με 0.85, ώστε να ληφθεί υπόψη η μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων ορθής έντασης.

2.3 Χάλυβας σκυροδέματος

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των χαλύβων σκυροδέματος λαμβάνονται σύμφωνα με όσα προδιαγράφονται στο EN10080 και στις ελληνικές προδιαγραφές ΕΛΟΤ. Για την μελέτη επιλέγεται χάλυβας B500C υπό την μορφή πλέγματος οπλισμού για τις σύμμικτες πλάκες και τις σύμμικτες δευτερεύουσες δοκούς. Το όριο διαρροής f_{ys} είναι ίσο με 500MPa.

2.4 Χάλυβας χαλυβδόφυλλου

Για το χαλυβδόφυλλο Symdeck73 επιλέχθηκε χάλυβας ποιότητας S320. Γενικά, τα χαλυβδόφυλλα προέρχονται από χάλυβες θερμής έλασης κατά EN10025 σε μορφή ρολών, οι οποίοι υφίστανται ψυχρή έλαση. Τα μηχανικά τους χαρακτηριστικά λαμβάνονται από την ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN10147 για τα γαλβανισμένα χαλυβδόφυλλα, οπότε κατά τους υπολογισμούς γίνεται χρήση ορίου διαρροής f_y ίσου με 320MPa και ορίου θραύσης f_u ίσου με 390MPa.

2.5 Χάλυβας διατμητικών ήλων

Η κάλυψη της διατμητικής σύνδεσης σιδηροδοκού και σύμμικτης πλάκας γίνεται με διατμητικούς ήλους κεφαλής Nelson. Οι ποιότητες του χάλυβα των ήλων είναι ίδιες με αυτές του δομικού χάλυβα της ενότητας 2.1. Και πάλι επιλέγεται ποιότητα S235 με όριο διαρροής f_y ίσο με 235MPa και όριο θραύσης f_u ίσο με 360MPa.

3 Φορτία και φορτίσεις

3.1 Εισαγωγή

Ο σχεδιασμός ενός φορέα γίνεται με στόχο την απόκρισή του με μεγάλη αξιοπιστία και πάντα στον βέλτιστο βαθμό οικονομίας στις δράσεις που επιβάλλονται σε αυτόν τόσο κατά τη φάση κατασκευής, όσο και κατά τη διάρκεια ζωής και χρήσης του. Ο προσδιορισμός των δράσεων αυτών σχετίζεται με την τοποθεσία του, την μορφή και την χρήση για την οποία προορίζεται. Καθώς η εύρεση των τιμών ορισμένων δράσεων με μεγάλη ακρίβεια είναι αδύνατη, αυτές ορίζονται σύμφωνα με τα Ευρωπαϊκά Πρότυπα, EN1991 και EN1998 και με τροποποιήσεις από τα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα του κάθε κράτους μέλους της Ευρωπαϊκής Ένωσης, που προσαρμόζουν αυτά τα μεγέθη στην κάθε περιοχή, τις ιδιαιτερότητές της και τις επιμέρους συνθήκες. Τονίζεται ότι σε περίπτωση αλλαγής της χρήσης της κατασκευής, πρέπει να γίνει εκ νέου υπολογισμός δράσεων, έλεγχος και επανασχεδιασμός για τις πιθανές επιπτώσεις. Παρακάτω δίνονται οι δράσεις, ή και αλλιώς φορτία, που χρησιμοποιήθηκαν στην μελέτη, ταξινομημένες ως προς διάφορες κατηγορίες.

1. Ως προς τον τρόπο επιβολής τους στην κατασκευή:
 - 1) Άμεσες δράσεις: που περιλαμβάνουν όλα τα συγκεντρωμένα και ομοιόμορφα γραμμικά ή επιφανειακά φορτία
 - 2) Έμμεσες δράσεις: που σχετίζονται με την επιτάχυνση του σεισμού
2. Ως προς τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο:
 - 1) Μόνιμες δράσεις (G): το ίδιο βάρος του φορέα, σταθερός Η/Μ εξοπλισμός, συστήματα εξαερισμού, πρόσθετα μόνιμα φορτία επικάλυψεων, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και ερπυσμού
 - 2) Μεταβλητές δράσεις (Q): επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα), πιέσεις ανέμου, πιέσεις χιονιού
3. Ως προς τη φύση τους, ανάλογα με την απόκριση της κατασκευής [10]:
 - 1) Στατικές δράσεις: δηλαδή δράσεις με σταθερές τιμές, η εφαρμογή των οποίων γίνεται με ομαλό τρόπο
 - 2) Δυναμικές δράσεις: οι τιμές τους είναι συναρτήσεις του χρόνου και η εφαρμογή τους είναι απότομη.

3.2 Μόνιμες δράσεις

Ως μόνιμες δράσεις, ή αλλιώς νεκρά φορτία, χαρακτηρίζονται όλα τα φορτία τα οποία έχουν σταθερό μέγεθος κατά τη διάρκεια μίας συγκεκριμένης περιόδου αναφοράς ή η μεταβολή του μεγέθους τους είναι αμελητέα. Η αξιολόγηση των μόνιμων φορτίων αποτελεί μέρος των δομικών υπολογισμών ενός Μηχανικού και είναι ένα κρίσιμο μέρος της διασφάλισης του ασφαλούς σχεδιασμού μιας κατασκευής. Τα μόνιμα φορτία μπορούν να υπολογιστούν εκτιμώντας τα βάρη των υλικών και τον όγκο τους, που καθορίζονται με βάση τα σχέδια λεπτομερειών τους. Αυτό σημαίνει ότι θεωρητικά, θα πρέπει να είναι δυνατός ο υπολογισμός των νεκρών φορτίων με μεγάλο βαθμό ακρίβειας. Ωστόσο, οι Μηχανικοί είναι μερικές φορές συντηρητικοί με τις εκτιμήσεις τους, ελαχιστοποιώντας πιθανές εκτροπές, επιτρέποντας ένα μικρό περιθώριο σφάλματος και αλλαγές με την

πάροδο του χρόνου, και έτσι ο σχεδιασμός των νεκρών φορτίων συχνά υπερβαίνει κατά πολύ αυτά που εφαρμόζονται εν τέλει στην πράξη.

Για τον σχεδιασμό του κτιρίου υπολογίσθηκαν ή εκτιμήθηκαν τα ακόλουθα μόνιμα φορτία του φέροντα οργανισμού και δευτερευόντων στοιχείων

–Ίδιον βάρος μεταλλικού σκελετού (υπολογίζεται αυτόματα από τα λογισμικά)	$\gamma_b = 78.5 \text{ kN/m}^3$
–Ίδιον βάρος σύμμικτης πλάκας (έπειτα από τον σχεδιασμό της)	2.70 kN/m^2
–Ίδιον βάρος δευτερευουσών δοκών (επιφανειακό για τον σχεδιασμό του μεταλλικού σκελετού)	0.062 kN/m^2 (άνοιγμα 6.85m) 0.069 kN/m^2 (άνοιγμα 6.10m)
–Περιμετρικό εξωτερικό κέλυφος (υαλοπίνακες κ.λπ.)	4.00 kN/m
–Πρόσθετα μόνιμα δαπέδων τυπικών ορόφων	1.50 kN/m^2
–Πρόσθετα μόνιμα δαπέδων οροφής	2.00 kN/m^2

Για την εκτίμηση των πρόσθετων μόνιμων των δαπέδων, εκτός από εκτίμηση των επικαλύψεων και επενδύσεων, λήφθηκαν υπόψη και εμπειρικές τιμές για υπερυψωμένα δάπεδα κτιρίων γραφείων βασισμένα στην χαλυβουργική εταιρία Arcelor Mittal [13]:

–H/M εξοπλισμός (Services)	0.25 kN/m^2
–Ψευδοροφές	0.10 kN/m^2
–Συστήματα εξαερισμού	0.70 kN/m^2

3.3 Μεταβλητές (επιβαλλόμενες) δράσεις

Στην κατηγορία αυτήν, γνωστή και ως κινητά (live loads) ή μεταβλητά ή ωφέλιμα ή επιβαλλόμενα φορτία (imposed loads), περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που είναι προσωρινά, μικρής διάρκειας ή κινούμενα. Τα κινητά φορτία οροφής και δαπέδου προκύπτουν κατά την φάση κατασκευής λόγω της συντήρησης από εργαζόμενους, εξοπλισμό, υλικά κλπ. και κατά τη φάση λειτουργίας της κατασκευής από την παρουσία ανθρώπων, κινητού εξοπλισμού, κινητών αντικειμένων κ.α. Γίνεται αντιληπτό ότι λόγω της φύσεως αυτής των φορτίων, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι' αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τον Κανονισμό. Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και κανονικά θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις) και να προσδιορίζεται η δυσμενής επιρροή τους. Ωστόσο, μια τέτοια διεργασία δεν εντάσσεται στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής και όλες οι φορτίσεις που γίνονται είναι καθολικές. Υπογραμμίζεται πως όλες οι τιμές που δίνουν οι Κανονισμοί αποτελούν ελάχιστες τιμές. Υπέρ της ασφαλείας σε μια μελέτη μπορούν να αυξηθούν μεν, αλλά σίγουρα θα πρέπει να ορισθούν και με τον πελάτη δε.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.2 του EN1991.1.1 επιλέγονται τα επιβαλλόμενα φορτία για τα δάπεδα των τυπικών ορόφων με τιμή $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$ για την Κατηγορία Β, καθώς η κατασκευή προορίζεται για χρήση γραφείων. Η αντίστοιχη τιμή για τα δάπεδα της οροφής προσδιορίζεται από τον Πίνακα 6.10 του Εθνικού Προσαρτήματος της Ελλάδας για τον EN1991.1.1, με βάση τον οποίο για μη βατή στέγη το q_k λαμβάνει (γενικά) τιμές από 0 έως 1 kN/m^2 , τα οποία μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα σε όλη την στέγη ή σε μια επιφάνεια όχι

μικρότερη των 10m^2 . Εν τέλει επιλέγεται η προτεινόμενη τιμή $q_k = 0.5\text{kN/m}^2$ ομοιόμορφα κατανεμημένη σε όλη την επιφάνεια της οροφής. Η αρχιτεκτονική του κτιρίου προβλέπει γενικά ανοιχτούς χώρους γραφείων. Μια σωστή μελέτη, όμως πρέπει να λάβει ενδεχόμενες αλλαγές στον διαχωρισμό του χώρου από τους χρήστες. Μία από αυτές τις αλλαγές που μπορούν να ληφθούν στην μελέτη είναι τα κινητά διαχωριστικά (movable partitions), δηλαδή εκείνα που μπορούν να μετακινηθούν, να προστεθούν ή να αντικατασταθούν, ή και να ξαναχτιστούν σε άλλο μέρος. Τα κινητά διαχωριστικά εμπίπτουν στην κατηγορία των κινητών φορτίων και με βάση το EN1991.1.1 6.3.1.2(8) λαμβάνονται συντηρητικά με τιμή $q_k = 1.2\text{kN/m}^2$ για τα δάπεδα των τυπικών ορόφων, ενώ το δε φορτίο για την οροφή είναι μηδενικό.

3.4 Δράσεις χιονιού

Τα φορτία χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του EN1991.1.3, που αναφέρονται γενικά σε κτίρια και σε έργα πολιτικού μηχανικού για υψόμετρα κάτω των 1500m . Η δράση του χιονιού χαρακτηρίζεται ως στατική δράση μεταβλητή στον χρόνο, αλλά σταθερή στο χώρο. Το φορτίο δρα κατά τη διεύθυνση της βαρύτητας και ασκείται στην στέγη του κτιρίου. Το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί στις στέγες των κτιρίων με διάφορους τρόπους, αναλόγως τον τύπο της στέγης, τα θερμικά χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας της στέγης, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις κλιματολογικές συνθήκες της περιοχής όπου βρίσκεται η κατασκευή. Σημαντικό επίσης είναι το κατά πόσο είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι θερμοκρασιακές μεταβολές και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης.

3.4.1 Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού

Το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού s_k στο έδαφος εξαρτάται από την γεωγραφική θέση και το υψόμετρο της περιοχής. Για την γεωγραφική εξάρτηση κάθε χώρα χωρίζεται, με κλιματικά κριτήρια, σε γεωγραφικές περιοχές-ζώνες για τις οποίες δίνεται η τιμή του χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού $s_{k,0}$ στο έδαφος στην στάθμη της θάλασσας. Η Ελλάδα με βάση τον ΕΛΟΤ EN1991.1.3 χωρίζεται στις ζώνες Α, Β, Γ, Γ*. Για την υψομετρική μεταβολή του χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού δίνεται από τον Κανονισμό μια σχέση μεταβολής.

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (Α), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση :

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (3.1)$$

όπου

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

A το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας σε m

Η κατασκευή θεωρείται πως βρίσκεται στη ζώνη Β με $s_{k,0} = 0.80\text{kN/m}^2$ και σε υψόμετρο 70m από τη στάθμη της θάλασσας. Επομένως:

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right) = 0.80 \cdot \left(1 + \left(\frac{70}{917}\right)^2\right) = 0.805 \text{ kN/m}^2$$

3.4.2 Τελικό φορτίο χιονιού στην οροφή

Τα φορτία λειτουργούν κατακόρυφα και αναφέρονται σε οριζόντια προβολή της περιοχής της οροφής. Για την τοποθεσία της κατασκευής γίνεται παραδοχή κανονικών συνθηκών χιονόπτωσης, δηλαδή χωρίς πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων, και ως εκ τούτου το φορτίο χιονιού της οροφής προσδιορίζεται για διαρκείς (συνθήκες κανονικής χρήσης) ή παροδικές (προσωρινές συνθήκες) σχεδιαστικές καταστάσεις και δίνεται από την σχέση:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.2)$$

όπου

μ_i ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

C_e ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.00 (κανονικές συνθήκες)

C_t ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.00 (κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης οροφής)

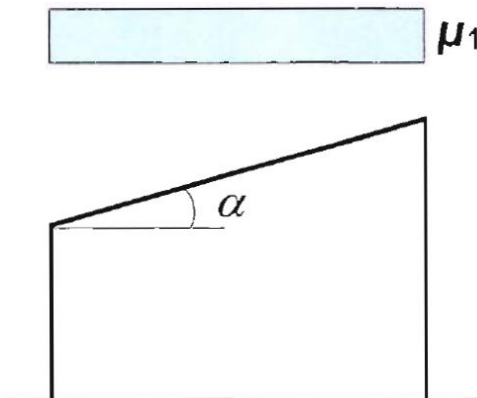
s_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή μορφής μ_i για στέγη με κλίση 0° λαμβάνεται υπόψη μία εκ των δύο μορφών κατανομής φορτίου του Κανονισμού, η ομοιόμορφη κατανομή φορτίου στην οροφή με μικρή πνοή ανέμου σύμφωνα με το Σχήμα 3.1. Από τον Πίνακα 3.1 λαμβάνεται μ_1 ίσο με 0.8, συνεπώς το φορτίο χιονιού υπολογίζεται ως:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.805 = 0.644 \text{ kN/m}^2$$

Πίνακας 3.1: Απόσπασμα από τον Πίνακα 5.2 του EN1991.1.3 με τους συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού. Δίνονται μόνον οι τιμές που χρησιμοποιήθηκαν

Κλίση στέγης α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$
μ_1	0.8



Σχήμα 3.1: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού σε μονοκλινείς στέγες (από Σχήμα 5.2 του EN1991.1.3)

3.5 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στον σχεδιασμό [3], γεγονός που επαληθεύτηκε κατά την διαστασιολόγηση των δοκών των πλασιών παραλαβής ροπών. Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Καθώς το κτίριο θεωρείται ως αρκετά δύσκαμπτο, η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε και τα φορτία του ανέμου θεωρήθηκαν ως στατικά. Η παράμετρος που είναι καθοριστική για τον προσδιορισμό των δράσεων του ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Αυτή μεταβάλλεται ανάλογα με την γεωγραφική θέση, την φυσική θέση, την τοπογραφία, τις διαστάσεις του κτιρίου, την μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, την κλίση της στέγης και την διεύθυνση του ανέμου. Απλοποιητικές παραδοχές που λαμβάνουν υπόψη όλα τα προηγούμενα και οδηγούν στον υπολογισμό των δράσεων του ανέμου εμπεριέχονται στο Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN1991.1.4 (Δράσεις ανέμου). Με βάση το πρότυπο αυτό ο άνεμος έχει αναγάγει εν τέλει σε πιέσεις κάθετες επί των εξωτερικών και εσωτερικών επιφανειών με ομοιόμορφη κατανομή σε επιμέρους φορτικές ζώνες, σύμφωνα με όσα αναγράφονται παρακάτω.

3.5.1 Βήματα υπολογισμού για κτίρια με ορθογωνική κάτοψη

Η διαδικασία υπολογισμού των δράσεων του ανέμου είναι αρκετά περίπλοκη παρά την προσπάθεια απλοποίησης του Κανονισμού. Η ανάλυση, που οφείλεται να πραγματοποιηθεί από τον Μηχανικό, πρέπει να θεωρεί ότι ο άνεμος έχει οποιαδήποτε διεύθυνση σε σχέση με το κτίριο. Στα πλαίσια της διπλωματικής και λόγω συμμετρίας του κτιρίου, μελετώνται δύο διευθύνσεις ανέμου $\theta = 90^\circ$ και $\theta = 0^\circ$. Η αναγωγή του ανέμου σε πιέσεις έγινε με υπολογιστικά φύλλα Excel. Για την εφαρμογή των δε πιέσεων στην κατασκευή, στο μοντέλο του κτιρίου στο λογισμικό Robot δημιουργούνται επιφάνειες χωρίς υλικό (claddings). Οι επιφάνειες φορτίζονται με ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία που αντιστοιχούν στις υπολογισμένες τιμές και ύστερα κατανέμονται στις δοκούς και τα υποστυλώματα. Έγινε προσπάθεια να δοθεί η σχετική διαδικασία με την μορφή βημάτων. Οι Σχέσεις 3.3 έως 3.6 εφαρμόζονται και για τις δύο διευθύνσεις, ενώ τα αποτελέσματα των Σχέσεων 3.7 έως 3.13 αφορούν πλέον ξεχωριστά την κάθε επιμέρους διεύθυνση. Κατά σειρά υπολογίζονται τα εξής:

1. Η βασική ταχύτητα ανέμου v_b συναρτήσει της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, η οποία ορίζεται σε ύψος 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.3)$$

όπου

c_{dir} ο συντελεστής διεύθυνσης, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.00

c_{season} ο εποχικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.00

$v_{b,0}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου, που ορίζεται σε 33m/s για τα νησιά και τα παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη χώρα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα

Με βάση την τοποθεσία του έργου λαμβάνεται $v_{b,0} = 33\text{m/s}$, οπότε προκύπτει: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 33 = 33\text{m/s}$

2. Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, η οποία εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους, την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου και δίνεται από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3.4)$$

όπου

$c_0(z)$ ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (ανάγλυφο του εδάφους), που λαμβάνεται ως 1.00 (επίπεδο έδαφος χωρίς λόφους ή γκρεμούς, που να αυξάνουν σημαντικά τις ταχύτητες του ανέμου)

$c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας, ο οποίος δίνεται από τον τύπο:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.5)$$

όπου

z_{min} το ελάχιστο ύψος (Πίνακας 3.2)

z_{max} το μέγιστο ύψος, το οποίο λαμβάνεται ίσο με 200m

k_r ο συντελεστής εδάφους, ο οποίος δίνεται από τον τύπο:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (3.6)$$

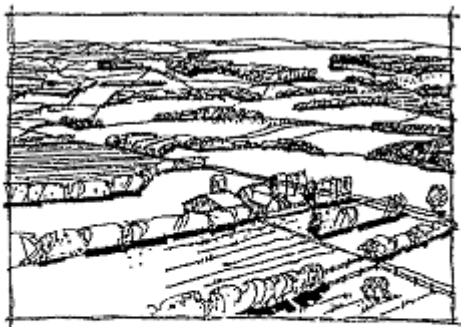
όπου

z_0 το μήκος τραχύτητας (Πίνακας 3.2)

$z_{0,II}$ το μήκος τραχύτητας για κατηγορία εδάφους II (Πίνακας 3.2)

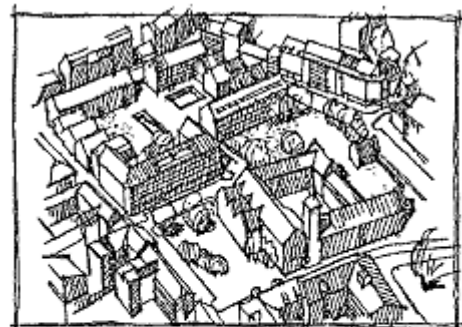
Η κατηγορία εδάφους αφορά αστικές περιοχές, οπότε με βάση τον Κανονισμό ορίζεται ως IV και προκύπτει $z_0 = 1\text{m}$ και $z_{max} = 10\text{m}$ και συνεπώς

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left(\frac{1}{0.05}\right)^{0.07} = 0.234$$



Κατηγορία εδάφους II

Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασιδί και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων



Κατηγορία εδάφους IV

Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m

Σχήμα 3.2: Κατηγορίες εδάφους (από Σχήμα A1 του Παραρτήματος Α από EN1991.1.4)

Πίνακας 3.2: Κατηγορίες εδάφους και οι παράμετροι των κατηγοριών εδάφους (απόσπασμα από τον Πίνακα 4.1 του EN1991.1.4)

Κατηγορία εδάφους		z_0 (m)	z_{min} (m)
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m	1	10

Οι κατηγορίες του εδάφους επεξηγούνται στο Σχήμα 3.2

3. Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z , που δίνεται από τη σχέση:

$$I_v(z) = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.7)$$

όπου

- k_l ο συντελεστής στροβιλισμού, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.00
- $c_0(z)$ ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης του εδάφους (βλ. Σχέση 3.4)
- z_0 το μήκος τραχύτητας (βλ. Σχέση 3.6)

4. Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μεσαίας και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας και προσδιορίζεται από την σχέση:

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (3.8)$$

όπου

- $v_m(z)$ η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος
- $I_v(z)$ η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z (βλ. Σχέση 3.7)
- ρ η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, την θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά την διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$)

5. Οι πιέσεις του ανέμου που δρουν κάθετα στις εξωτερικές και στις εσωτερικές επιφάνειες μια κατασκευής και προκύπτουν αντίστοιχα από τις σχέσεις:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.9)$$

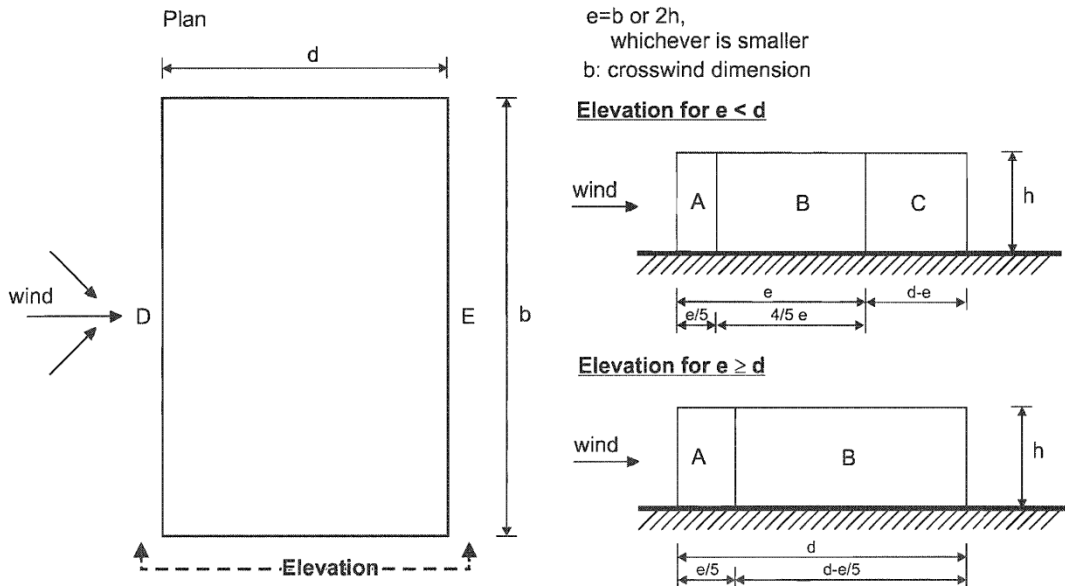
$$w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi} \quad (3.10)$$

όπου

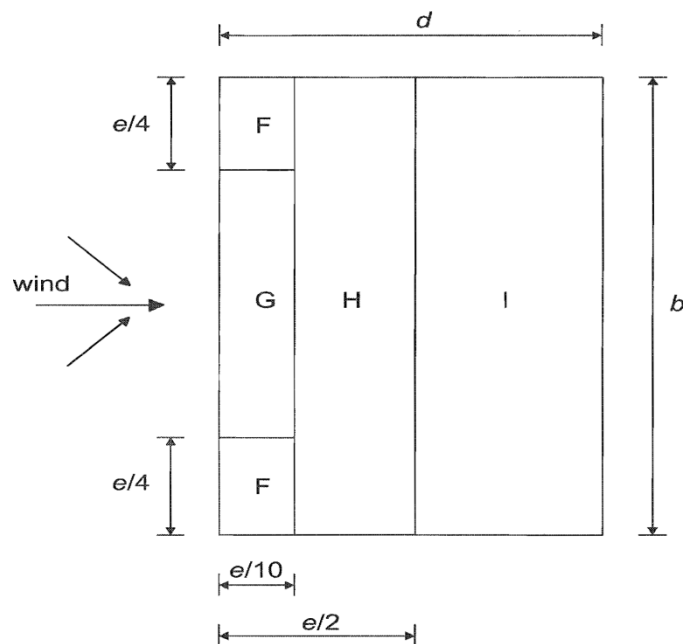
- z_e το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση
- $q_p(z_e)$ η πίεση ταχύτητας αιχμής για ύψος z_e
- c_{pe} ο συντελεστής εξωτερική πίεσης
- c_{pi} ο συντελεστής εσωτερική πίεσης

6. Η κατανομή του ανέμου υπολογίζεται με βάση τα ύψη αναφοράς σύμφωνα με το Σχήμα 3.5. Εν συνεχεία οι επιφάνειες χωρίζονται σε φορτικές ζώνες, στις οποίες ασκούνται οι πιέσεις του ανέμου σύμφωνα με τα Σχήματα 3.3 και 3.4, όπου:

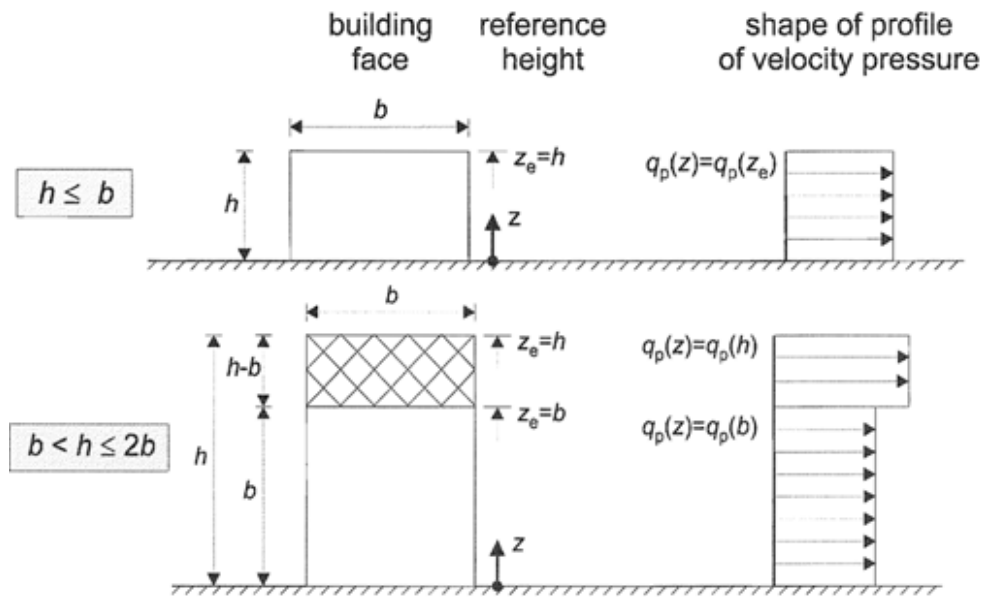
- D ζώνη προσήνεμης πλευράς (σε αυτήν ασκείται ο άνεμος)
- E ζώνη υπήνεμης πλευράς
- A, B, C ζώνες στους παράπλευρους τοίχους
- F, G, H, I ζώνες στην οροφή



Σχήμα 3.3: Διαχωρισμός παράπλευρων επιφανειών σε φορτικές ζώνες. Η όψη για $e < d$ εφαρμόστηκε για την διεύθυνση $\theta = 0^\circ$ και η όψη για $e \geq d$ για την διεύθυνση $\theta = 90^\circ$ (από Σχήμα 7.5 του EN1991.1.4)



Σχήμα 3.4: Διαχωρισμός οροφής σε φορτικές ζώνες. (από Σχήμα 7.6 του EN1991.1.4)



Σχήμα 3.5: Υπολογισμός ύψους αναφοράς ανάλογα με το ύψος h και την κάθετη στον άνεμο διεύθυνση b (από Σχήμα 7.4 του EN1991.1.4)

7. Αφού έχουν οριστεί οι ζώνες για τους κατακόρυφους τοίχους και την οροφή προσδιορίζονται από τους Πίνακες 3.3 και 3.4 οι συντελεστές των εξωτερικών πιέσεων c_{pe} . Οι συντελεστές αυτοί εξαρτώνται από τις διαστάσεις της υπό μελέτη φορτιζόμενης επιφάνειας εμβαδού A , δηλαδή της επιμέρους ζώνης από τα Σχήματα 3.3 και 3.4. Για κάθε ζώνη υπολογίζεται η επιφάνειά της και οι συντελεστές τελικά δίνονται ως:

$$\text{για } A \leq 1\text{m}^2 \quad c_{pe} = c_{pe,1} \quad (3.11)$$

$$\text{για } 1\text{m}^2 < A < 10\text{m}^2 \quad c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log_{10} A \quad (3.12)$$

$$\text{για } A \geq 10\text{m}^2 \quad c_{pe} = c_{pe,10} \quad (3.13)$$

Πίνακας 3.3: Συντελεστές εξωτερικών πιέσεων για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη (EN1991.1.4)

Ζώνη h/d	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		
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5	+0.7	+1.0	-0.3		

Για ενδιάμεσες τιμές γίνεται γραμμική παρεμβολή

Πίνακας 3.4: Συντελεστές εξωτερικών πιέσεων για οριζόντιες στέγες (EN1991.1.4)

Στέγη	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα	-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	± 0.2	

Πίνακας 3.5: Ενδεικτικοί υπολογισμοί συντελεστών εξωτερικής πίεσης για διεύθυνση $\theta = 90^\circ$ του ανέμου

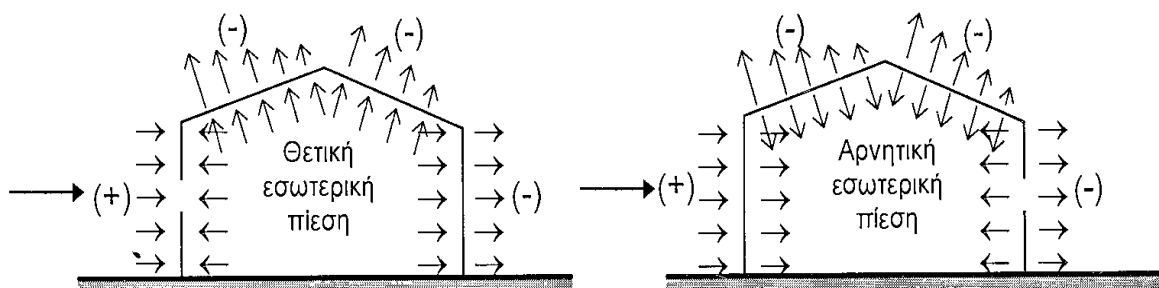
ΖΩΝΕΣ	h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	Επιφάνεια		Check	c_{pe}
				Φόρτισης A (m ²)	(m ²)		
A	1.697	-1.2	-1.4	344.80	> 10	OK	-1.2
B		-0.8	-1.1	320.48	> 10	OK	-0.8
D		0.8	1	1723.68	> 10	OK	0.8
E		-0.535	-0.535	1723.68	> 10	OK	-0.535
F		-1.8	-2.5	655.88	> 10	OK	-1.8
G		-1.2	-2	25.66	> 10	OK	-1.2
H		-0.7	-1.2	752.67	> 10	OK	-0.7

8. Ταυτόχρονα με την εξωτερική πίεση δρα και η εσωτερική πίεση c_{pi} . Η τιμή της εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά των ανοιγμάτων (παράθυρα, πόρτες) του κτιρίου, όπως το μέγεθος τους, την κατανομή στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου, καθώς και από το αν θεωρούνται κλειστά ή ανοιχτά. Οι υαλοπίνακες του κτιρίου έχουν και την λειτουργία παραθύρων, εξ' αυτού οι παραδοχές για ανοιχτά ή κλειστά ανοίγματα και ο υπολογισμός αντίστοιχων συντελεστών από τον Κανονισμό είναι αδύνατες. Στην προκειμένη περίπτωση το c_{pi} θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0.2 και -0.3.

9. Τέλος, η τελική πίεση του ανέμου επί μιας επιφάνειας τοίχου υπολογίζεται ως η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου, 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. Οι σημάνσεις της πίεσης δίνονται στο Σχήμα 3.6. Οι επαλληλίες αυτές των εσωτερικών και εξωτερικών φορτίων του ανέμου θα συνδυαστούν με τις υπόλοιπες δράσεις της κατασκευής. Λόγω των δύο τιμών +0.2 και -0.3 της c_{pi} δεν είναι σαφές ποια από τις δύο τιμές θα δώσει εν τέλει τα πιο δυσμενή αποτελέσματα. Γι' αυτό υπέρ της ασφαλείας για τις δύο εξεταζόμενες διευθύνσεις ανέμου λήφθηκαν υπόψη και οι δύο τιμές, δημιουργώντας πρακτικά δύο υποδιαίρεσεις δράσεων για την κάθε διεύθυνση:

$$w_{net}(c_{pi}(+)) = q_p(z_e) \cdot \{c_{pe} - c_{pi}(+)\} \quad (3.14)$$

$$w_{net}(c_{pi}(-)) = q_p(z_e) \cdot \{c_{pe} - c_{pi}(-)\} \quad (3.15)$$

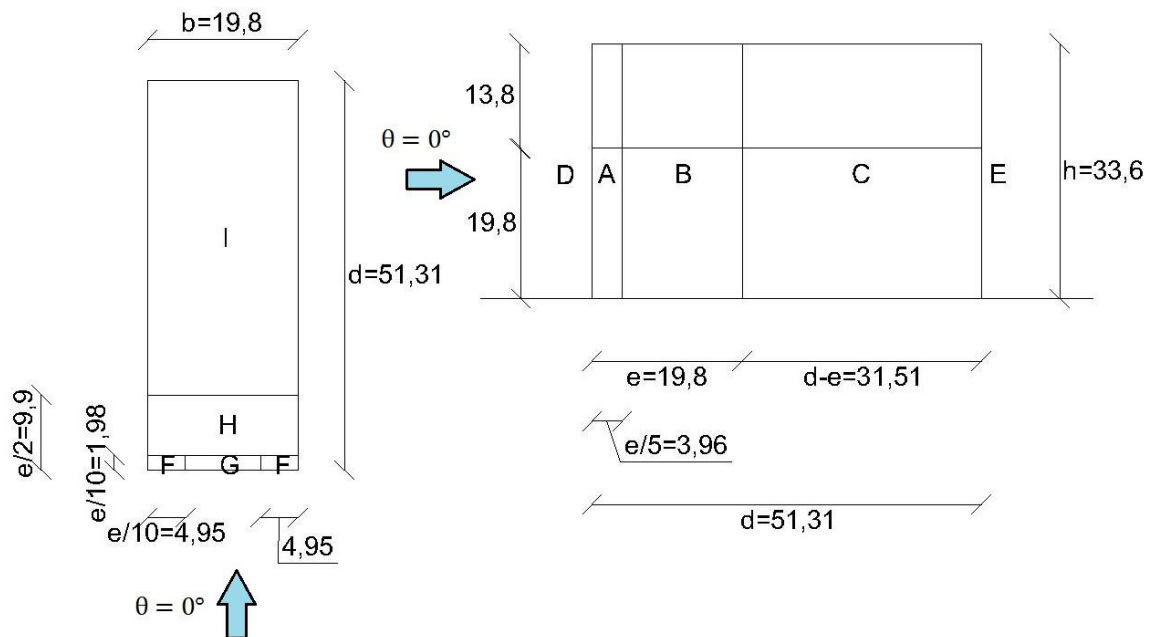


Σχήμα 3.6: Σήμανση των εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων του ανέμου επί των επιφανειών των τοίχων (από Σχήμα 5.1 του EN1991.1.4)

3.5.2 Υπολογισμοί

Πίνακας 3.6: Ύψη αναφοράς, συντελεστές τραχύτητας, μέση ταχύτητα ανέμου, συντελεστής στροβιλισμού, πίεση αιχμής και για τις δύο εξεταζόμενες διευθύνσεις ανέμου

	z_e (m)	$c_r(z_e)$	$v_m(z_e)$ (m/s)	$I_v(z_e)$	$q_p(z_e)$ (kN/m ²)
$\theta = 0^\circ$	19.8	0.699	23.087	0.335	1.114
	33.6	0.824	27.177	0.285	1.381
$\theta = 90^\circ$	33.6	0.824	27.177	0.284	1.381

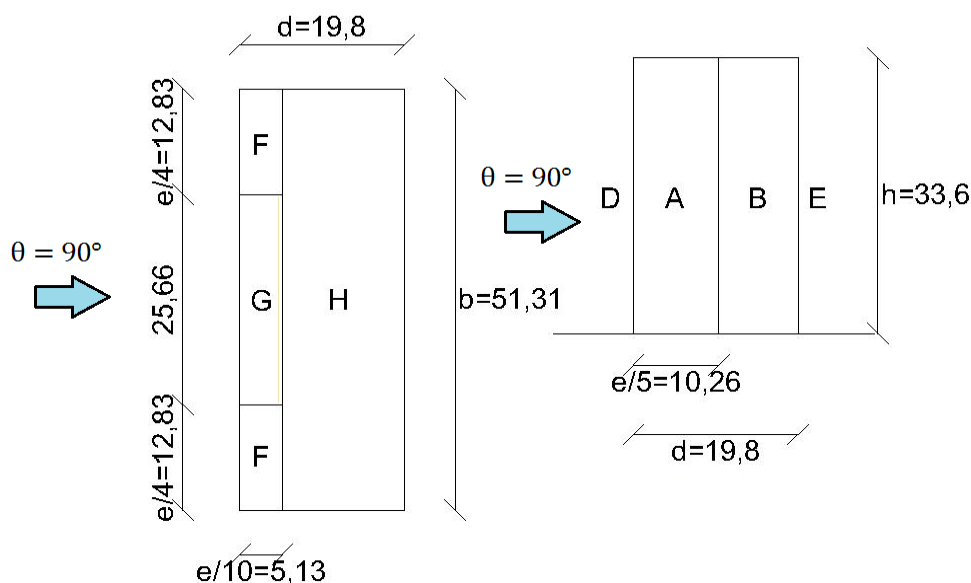


Σχήμα 3.7 Ενδεικτικά ο διαχωρισμός σε φορτικές ζώνες της επιφάνειας της οροφής (αριστερά) και της παράπλευρης επιφάνειας (δεξιά) για την διεύθυνση $\theta = 0^\circ$

Πίνακας 3.7: Υπολογισμός τελικών πιέσεων για την διεύθυνση $\theta = 0^\circ$

z_e (m)	ZΩΝΕΣ	c_{pe}	w_e (kN/m ²)	$c_{pi}(+)$	$w_i(+)$ (kN/m ²)	$w_{net}(c_{pi}(+))$ (kN/m ²)	$c_{pi}(-)$	$w_i(-)$ (kN/m ²)	$w_{net}(c_{pi}(-))$ (kN/m ²)
19.8	A	-1,2	-1,337	0,2	0,223	-1,560	-0,3	-0,334	-1,003
	B	-0,8	-0,891	0,2	0,223	-1,114	-0,3	-0,334	-0,557
	C	-0,5	-0,557	0,2	0,223	-0,780	-0,3	-0,334	-0,223
	D	-0,754	0,840	0,2	0,223	0,617	-0,3	-0,334	1,174
	E	-0,408	-0,455	0,2	0,223	-0,677	-0,3	-0,334	-0,120
33.6	A	-1,2	-1,657	0,2	0,276	-1,933	-0,3	-0,414	-1,243
	B	-0,8	-1,105	0,2	0,276	-1,381	-0,3	-0,414	-0,691
	C	-0,5	-0,691	0,2	0,276	-0,967	-0,3	-0,414	-0,276
	D	0,754	1,041	0,2	0,276	0,765	-0,3	-0,414	1,456
	E	-0,408	-0,563	0,2	0,276	-0,840	-0,3	-0,414	-0,149
	F	-1,806	-2,494	0,2	0,276	-2,771	-0,3	-0,414	-2,080
	G	-1,2	-1,657	0,2	0,276	-1,933	-0,3	-0,414	-1,243

H	-0,7	-0,967	0,2	0,276	-1,243	-0,3	-0,414	-0,552
I	0,2	0,276	0,2	0,276	0,000	-0,3	-0,414	0,691



Σχήμα 3.8 Ενδεικτικά ο διαχωρισμός σε φορτικές ζώνες της επιφάνειας της οροφής (αριστερά) και της παράπλευρης επιφάνειας (δεξιά) για την διεύθυνση $\theta = 90^\circ$

Πίνακας 3.8: Υπολογισμός τελικών πιέσεων για την διεύθυνση $\theta = 90^\circ$

ZΩΝΕΣ	c_{pe}	w_e (kN/m ²)	$c_{pi}(+)$	$w_i(+)$ (kN/m ²)	$w_{net}(c_{pi}(+))$ (kN/m ²)	$c_{pi}(-)$	$w_i(-)$ (kN/m ²)	$w_{net}(c_{pi}(-))$ (kN/m ²)
A	-1,2	-1,657	0,2	0,276	-1,933	-0,3	-0,414	-1,243
B	-0,8	-1,105	0,2	0,276	-1,381	-0,3	-0,414	-0,691
D	0,8	1,105	0,2	0,276	0,829	-0,3	-0,414	1,519
E	-0,535	-0,739	0,2	0,276	-1,015	-0,3	-0,414	-0,324
F	-1,8	-2,486	0,2	0,276	-2,762	-0,3	-0,414	-2,072
G	-1,2	-1,657	0,2	0,276	-1,933	-0,3	-0,414	-1,243
H	-0,7	-0,967	0,2	0,276	-1,243	-0,3	-0,414	-0,552

3.6 Σεισμικές δράσεις

3.6.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού το έδαφος, και επομένως και η βάση μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη πάνω σ' αυτό, κινείται γρήγορα, με εναλλασόμενο πρόσημο, γύρω από την αρχική θέση ηρεμίας. Η μάζα της κατασκευής, λόγω της αδράνειάς της, δεν ακολουθεί την κίνηση της βάσης, αλλά κινείται με διαφορετικό τρόπο κάνοντας μία δική της ταλάντωση. Λόγω αυτής της διαφορετικής κίνησης μάζας και βάσης, προκαλείται παραμόρφωση και κατ' επέκταση ένταση στην κατασκευή. Επομένως για σεισμογενείς χώρες, όπως η Ελλάδα, ο παράγοντας του σεισμού καθίσταται κρίσιμος κατά την

διαστασιολόγηση, γεγονός που επαληθεύτηκε κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό του κτιρίου στην Ενότητα 5.

Ο υπολογισμός των σεισμικών δράσεων γίνεται σύμφωνα με το EN1998 και τις τροποποιήσεις του αντίστοιχου Εθνικού Προσαρτήματος. Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I έως III). Σε κάθε Ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης αναφοράς α_{gR} (Πίνακας 3.9), η οποία έχει προκύψει από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας και αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς $T_R = 475$ χρόνια, δηλαδή κατά μέσο όρο συμβαίνει μία φορά κάθε 475 χρόνια. Η επιτάχυνση κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια Ζώνη ανάλογα με το αν η κατασκευή είναι μεγάλης αξίας ή σπουδαιότητας, μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , του οποίου οι τιμές δίνονται στον Πίνακα 3.10. Έτσι, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού α_g ισούται με:

$$\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR} \quad (3.16)$$

Πίνακας 3.9: Τιμές ενεργούς επιτάχυνσης σεισμικών ζωνών Ελλάδα

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς α_{gR} (g)
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 3.10: Κατηγορίες σπουδαιότητας με επεξήγηση και τιμές συντελεστή σπουδαιότητας γ_I

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής σπουδαιότητας
I (μικρή σπουδαιότητα)	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια π.χ. γεωργικά κτίρια	0.8
II (συνήθης σπουδαιότητα)	Συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες	1.0
III (μεγάλη σπουδαιότητα)	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.	1.2
IV (πολύ μεγάλη σπουδαιότητα)	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτική σημασίας για την προστασία των πολιτών π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμού παραγωγής ενέργειας	1.4

Η τιμή α_g αντιστοιχεί σε βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος. Σύμφωνα με τον ΕΚ8, σε μαλακά εδάφη η τιμή αυτή πρέπει να επαυξάνεται με το συντελεστή εδάφους S , ο οποίος κυμαίνεται από 1.00 έως 1.40, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους. Στον ΕΚ8 προβλέπονται πέντε κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E. Οι πέντε κατηγορίες εδάφους διακρίνονται ως προς τη στρωματογραφία τους, την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων και τον αριθμό κρούσεων για πρότυπη διείσδυση.

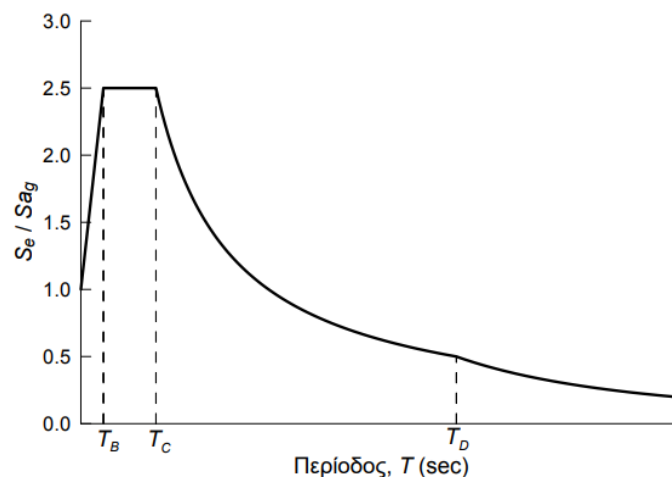
Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μια κατακόρυφη συνιστώσα, στατιστικά

ανεξάρτητες μεταξύ τους, καθορίζονται δε με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης. Στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 8 η σεισμική δράση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης. Το ελαστικό φάσμα απόκρισης εφαρμόζεται για σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίες είναι επιθυμητό να συμπεριφέρονται ελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού. Τα φάσματα απόκρισης καταγεγραμμένων σεισμών παρουσιάζουν σημαντική διαφοροποίηση μεταξύ τους ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της σεισμικής δόνησης και των εδαφικών συνθηκών. Γι' αυτό, στον σχεδιασμό των κατασκευών χρησιμοποιείται ένα εξομαλυμένο φάσμα που καλύπτει όλες τις μορφές φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορούν να πλήξουν την περιοχή του έργου.

Το εξομαλυμένο φάσμα του ΕΚ8 του Σχήματος 3.9 αποτελεί ένα διάγραμμα που για συγκεκριμένη απόσβεση ζ μετασχηματίζει την κατασκευή σε μονοβάθμιο ταλαντωτή δια μέσου της ιδιοπεριόδου T και δίνει τη μέγιστη τιμή της απόλυτης επιτάχυνσης. Το φάσμα χαρακτηρίζεται από περιοχές σταθερών τιμών των μεγεθών της επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης μέσω των χαρακτηριστικών περιόδων T_B , T_C (καθορίζονται από την κατηγορία εδάφους) και T_D . Ο Κανονισμός προβλέπει δύο τύπους ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, τύπου 1 και τύπου 2, στους οποίους ισχύουν διαφορετικές τιμές για τα μεγέθη T_B , T_C , T_D και S . Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται το φάσμα τύπου 1 με τιμές που δίνονται στον Πίνακα 3.11.

Πίνακας 3.11: Συντελεστής εδάφους και χαρακτηριστικές περιόδοι για οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης (Φάσμα τύπου 1)

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50



Σχήμα 3.9: Μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης ΕΚ8

3.6.2 Συντελεστής συμπεριφοράς q και φάσμα σχεδιασμού EK8

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στη μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά το σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Αν και η κατασκευή συμπεριφέρεται ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού, η ανελαστική ανάλυση της κατασκευής μπορεί να αποφευχθεί και να εκτελεστεί ελαστική ανάλυση. Έτσι, για να ληφθεί υπόψη η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, και να εφαρμοστεί ελαστική ανάλυση το φάσμα απόκρισης μειώνεται σε σχέση με το ελαστικό μέσω του δείκτη συμπεριφοράς q . Το μειωμένο φάσμα απόκρισης ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού".

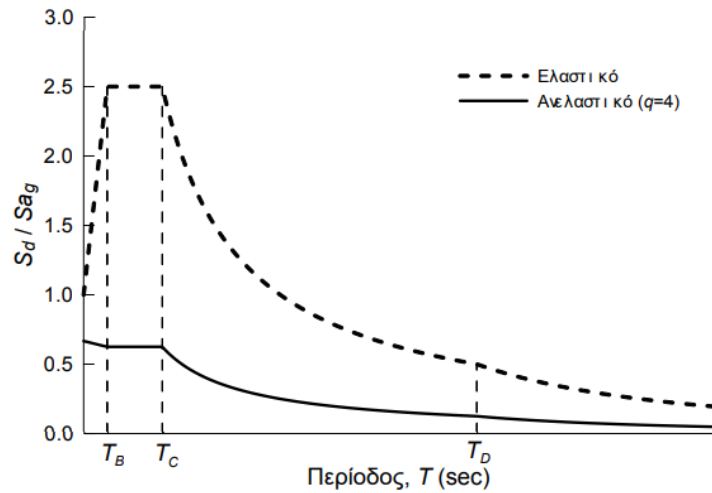
Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα. Ορίζεται ως ο λόγος των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριορίστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης. Μερικοί από τους παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται ο δείκτης συμπεριφοράς, είναι η διαθέσιμη πλαστιμότητα, η υπερστατικότητα, καθώς και η απόσβεση που αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο υλικό και στατικό σύστημα, της οποίας η τιμή εμπεριέχεται στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Στους Πίνακες 3.12 και 3.13 δίνονται οι τιμές του συντελεστή ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας, το υλικό και το στατικό σύστημα. Η τιμή του συντελεστή μπορεί να διαφοροποιείται στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, όμως η κατηγορία πλαστιμότητας παραμένει ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Πίνακας 3.12: Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και αντίστοιχο εύρος τιμών q

Αρχή Σχεδιασμού	Κατηγορία Πλαστιμότητας	Εύρος των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς
Αρχή α) Χαμηλή πλάστιμη συμπεριφορά κατασκευής	DCL (Χαμηλή)	$\leq 1.5 - 2$
Αρχές β) ή γ) Πλάστιμη συμπεριφορά κατασκευής	DCM (Μέση)	≤ 4 (πρόσθετα όρια από Πίνακα 3.13)
	DCH (Υψηλή)	(μοναδικά όρια από Πίνακα 3.13)

Πίνακας 3.13: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q (από Πίνακα 6.2 EN1998.1)

Τύπος Πλαισίου	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	DCM	DCH
Πλαίσια παραλαβής ροπών	4.0	$5 a_u/a_1$
Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	4.0	4.0
Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V	2.0	2.5
Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	4.0	$5 a_u/a_1$
		DCL
Μη σεισμικά συστήματα	1.5 - 2.0	



Σχήμα 3.10: Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 για $q = 4$ και αντίστοιχο ελαστικό φάσμα.

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (3.17)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (3.18)$$

$$S_d(T) = \max \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} ; \beta \cdot a_g \right) \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (3.19)$$

$$S_d(T) = \max \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} ; \beta \cdot a_g \right) \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec} \quad (3.20)$$

όπου

- $S_d(T)$ η επιτάχυνση σχεδιασμού από φάσμα σχεδιασμού
- T η περίοδος ταλάντωσης μονοβάθμιου ταλαντωτή
- a_g η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού από Σχέση 3.16
- S ο συντελεστής εδάφους
- T_B η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_C η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_D η περίοδος αρχής της περιοχής σταθερής μετακίνησης
- q ο συντελεστής συμπεριφοράς
- β ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή του ορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα και είναι ίση με 0.2

3.6.3 Σχέση Vidic et al. για μεσαία και ψηλά κτίρια και παραδοχές σχεδιασμού

Καθοριστικός παράγοντας των ζημιών που θα συμβούν σε μία κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού είναι η πλαστιμότητα μ που θα αναπτυχθεί, αφού το επίπεδο ζημιών είναι συνάρτηση των παραμορφώσεων που θα συμβούν. Στον αντισεισμικό σχεδιασμό, όμως, χρησιμοποιείται ο συντελεστής συμπεριφοράς q και όχι ο δείκτης πλαστιμότητας μ , επειδή πρέπει να υπολογιστεί το φορτίο F_d για το οποίο σχεδιάζεται η κατασκευή για ελαστική συμπεριφορά. Έτσι, στην βιβλιογραφία εντοπίζονται αρκετές σχέσεις που

συνδέουν τα μεγέθη μ - q - T , με πιο βασική αυτήν των Vidic et al. με βάση την οποία οι μετακινήσεις υπολογίζονται είτε με παραδοχή ίσων ενεργειών είτε με παραδοχή ίσων μετακινήσεων. Για αυτήν την τελευταία ισχύει ότι

$$q = \mu \quad \text{για } T \geq T_0 = 0.65 \cdot \mu^{0.3} \cdot T_C \approx T_C \quad (3.21)$$

οπότε εν τέλει οι μετακινήσεις το κτιρίου προκύπτουν από:

$$d_m = q \cdot d_0 \quad (3.22)$$

όπου d_0 είναι η υπολογισμένη μετακίνηση για ελαστική συμπεριφορά και οριζόντιο φορτίο ίσο με F_d . Σε μεσαία και ψηλά κτίρια η ιδιοπερίοδος στις περισσότερες περιπτώσεις έχει τιμές μεγαλύτερες του 1sec, οπότε πάντα βγαίνει μεγαλύτερη από το T_C , που για φάσμα τύπου 1 κυμαίνεται στις τιμές 0.4–0.8 sec. Αφού οι μετακινήσεις προκύπτουν από την Σχέση 3.22, παρατηρήθηκε ότι η μείωση των σεισμικών φορτίων για μέγιστο q καταλήγει δευτερεύουσας σημασίας και ο σχεδιασμός του κτιρίου οδηγεί σε μια επίπονη διαδικασία αύξησης της δυσκαμψίας για ικανοποίηση των ελέγχων μετακινήσεων του Κεφαλαίου 5.

Με βάση τα παραπάνω και για την επιλεγμένη τοποθεσία, στα πλαίσια της διπλωματικής το φάσμα σχεδιασμού και οι δράσεις του σεισμού προκύπτουν από :

Κατηγορία πλαστιμότητας	DCM
Συντελεστή συμπεριφοράς q	3 (και για τις δύο διευθύνσεις)
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Z2
Κατηγορία σπουδαιότητας	II (σύννηθες κτίριο)
Κατηγορία εδάφους	B

3.7 Συνδυασμοί φορτίσεων

3.7.1 Οριακές καταστάσεις

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

ΟΚΑ: οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS: ultimate limit states)

ΟΚΛ: οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (SLS: serviceability limit states)

Οι πρώτες αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές. Οι δεύτερες, 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 ανθρώπους).

3.7.2 Συνδυασμοί δράσεων

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS) και λειτουργικότητας (SLS), χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων που υπολογίστηκαν στα προηγούμενα, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις

σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, σεισμού). Οι συνδυασμοί αυτοί περιέχουν δράσεις που επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα.

3.7.2.1 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται από τον Κανονισμό και χρησιμοποιούνται για τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας της κατασκευής είναι οι ακόλουθοι:

α. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.23)$$

β. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.24)$$

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). Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι:

$G_{k,j}$	η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
$Q_{k,1}$	η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων
γ	οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων
$\psi_{0,i}, \psi_{2,i}$	οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

3.7.2.2 Συνδυασμός στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Στα πλαίσια των ελέγχων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας της κατασκευής έγινε χρήση του χαρακτηριστικού (characteristic) συνδυασμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.25)$$

3.7.3 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας δράσεων

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ.). Οι προβλεπόμενες από τον Ευρωκώδικα 1 τιμές των συντελεστών ασφαλείας των δράσεων για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές που χρησιμοποιούνται είναι:

- Για μόνιμες δράσεις:
 $\gamma_{G,sup} = 1.35$ (δυσμενής επιρροή)
 $\gamma_{G,inf} = 1.00$ (ευμενής επιρροή)
- Για μεταβλητές δράσεις:
 $\gamma_{Q,sup} = 1.50$ (δυσμενής επιρροή)
 $\gamma_{Q,inf} = 0.00$ (ευμενής επιρροή)

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

3.7.4 Συντελεστές συνδυασμού μεταβλητών δράσεων

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων μεταβλητών δράσεων είναι μικρή, γι' αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις. Στον πίνακα φαίνονται οι συντελεστές συνδυασμού που χρησιμοποιήθηκαν με βάση τις τιμές που ορίζει ο EN1990

όπου

- ψ_0 τιμή για χαρακτηριστικό συνδυασμό (μη αναστρέψιμες οριακές καταστάσεις)
- ψ_1 τιμή για συχνό συνδυασμό (αναστρέψιμες οριακές καταστάσεις)
- ψ_2 τιμή για οιονεί μόνιμο συνδυασμό (μακροχρόνιες επιδράσεις και εμφάνιση κτιρίου)

Πίνακας 3.14: Συντελεστές συνδυασμού μεταβλητών δράσεων ψ που εφαρμόστηκαν

Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια a) και b)			
a) Κατηγορία B : γραφεία	0.7	0.5	0.3
b) Κατηγορία H : στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια τοποθεσιών που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000$ m	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0.6	0.2	0

3.7.5 Συνδυασμοί κατασκευής

Οι συνδυασμοί για την μελέτη του κτιρίου δημιουργούνται με βάση όσα αναφέρθηκαν στα προηγούμενα. Χάρη στον αυτοματισμό του λογισμικού Robot για το προσομοίωμα της κατασκευής δημιουργούνται για την διαστασιολόγηση 185 συνδυασμοί της οριακής κατάστασης αστοχίας για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές και 92 συνδυασμοί της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας με χρήση χαρακτηριστικού συνδυασμού. Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για σεισμό προκύπτουν σύμφωνα με όσα αναγράφονται στην

Ενότητα 5. Τονίζεται ότι ο άνεμος για την ίδια χρονική στιγμή πνέει μόνο προς μία κατεύθυνση και ως εκ τούτου οι δύο διευθύνσεις ανέμου δεν επαλληλίζονται.

Παρακάτω δίνονται ενδεικτικά ορισμένοι συνδυασμοί και εκείνοι, για τους οποίους προέκυψαν οι μέγιστοι συντελεστές εκμετάλλευσης.

όπου

W_1 για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$ και c_{pi}^+

W_2 για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$ και c_{pi}^-

W_3 για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$ και c_{pi}^+

W_4 για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$ και c_{pi}^-

Q κινητό φορτίο τυπικών δαπέδων

Q_1 κινητό φορτίο οροφής

- a) Για οριακές καταστάσεις αστοχίας διάρκειας ή παροδικές
- i. Μόνο οι μεταβλητές επιβαλλόμενες δράσεις
 1. $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q$
 - ii. Κύρια δράση τα κινητά δαπέδων, τυπικών και οροφής
 1. $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot (Q + Q_1) + 1.50 \cdot 0.60 \cdot W_1$
 2. $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot (Q + Q_1) + 1.50 \cdot 0.60 \cdot W_1 + 1.50 \cdot 0.50 \cdot S$
 3. $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot (Q + Q_1) + 1.50 \cdot 0.50 \cdot S$
 - iii. Κύρια δράση ο άνεμος
 1. $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot 0.70 \cdot Q + 1.50 \cdot W_3$
 2. $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot 0.70 \cdot Q + 1.50 \cdot W_3 + 1.50 \cdot 0.50 \cdot S$
 3. $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot 0.70 \cdot Q + 1.50 \cdot W_4 + 1.50 \cdot 0.50 \cdot S$
 - iv. Κύρια δράση το χιόνι
 1. $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot 0.70 \cdot (Q + Q_1) + 1.50 \cdot S$
 2. $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot 0.70 \cdot (Q + Q_1) + 1.50 \cdot 0.60 \cdot W_3 + 1.50 \cdot S$
- b) Για οριακές καταστάσεις αστοχίας σεισμού
- i. Οιονεί μόνιμα
 1. $1.35 \cdot G + 0.30 \cdot Q$
 - ii. Συνδυασμοί σχεδιασμού
 1. $1.35 \cdot G + 0.30 \cdot Q \pm E_x \pm 0.30 \cdot E_y$
 2. $1.35 \cdot G + 0.30 \cdot Q \pm 0.30 \cdot E_x \pm E_y$
- c) Για οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας χαρακτηριστικών συνδυασμών
- i. $1.00 \cdot G + 0.70 \cdot Q + 0.60 \cdot W_i + S$
 - ii. $1.00 \cdot G + Q + 0.60W_i + 0.50 \cdot S$
 - iii. $1.00 \cdot G + Q + 0.60W_i + 0.50 \cdot S$
 - iv. $1.00 \cdot G + Q + 0.50 \cdot S$

4 Διαστασιολόγηση σύμμικτων μελών

4.1 Εισαγωγή

Σύμμικτη κατασκευή είναι ένας γενικός όρος για την περιγραφή κάθε κατασκευής κτιρίου που περιλαμβάνει πολλαπλά ανόμοια υλικά. Στη δομική μηχανική, η σύνθετη κατασκευή υπάρχει όταν δύο διαφορετικά υλικά, όπως είναι το σκυρόδεμα και ο χάλυβας συνδέονται τόσο έντονα ώστε να λειτουργούν μαζί ως μία μονάδα. Η χρήση της είναι πολύ διαδεδομένη σε προηγμένες χώρες και για έργα όπως τα κτίρια γραφείων αποτελούν την πλέον συνήθη λύση από τους Μηχανικούς χάρη στα οικονομικά τους αποτελέσματα. Έτσι και στο παρόν έργο έγινε χρήση σύμμικτης πλάκας δαπέδου και δευτερευουσών και κύριων σύμμικτων δοκών, που υποστηρίζουν τις πλάκες και μεταφέρουν τα φορτία στον μεταλλικό σκελετό. Ο σχεδιασμός τους δίνεται στα επόμενα.



Σχήμα 4.1: Παράδειγμα σύμμικτης πλάκας στηριζόμενης σε δευτερεύουσες δοκούς (από Architectureau)

4.2 Σύμμικτη πλάκα

Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες οροφής κτιρίων, οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα, επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα και έναν ελαφρύ οπλισμό. Οι πλάκες μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία στις δοκούς, αλλά και τα οριζόντια φορτία μέσω διαφραγματικής λειτουργίας. Έχουν διαδεδομένη χρήση σε μεταλλικές-σύμμικτες κατασκευές λόγω πλεονεκτημάτων που προσφέρουν, όπως η ταχύτερη κατασκευή τους σε σχέση με τις συμπαγείς πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα, την αποφυγή χρήσης ξυλοτύπου, την επίτευξη μεγαλύτερων ανοιγμάτων και ανοιγμάτων.

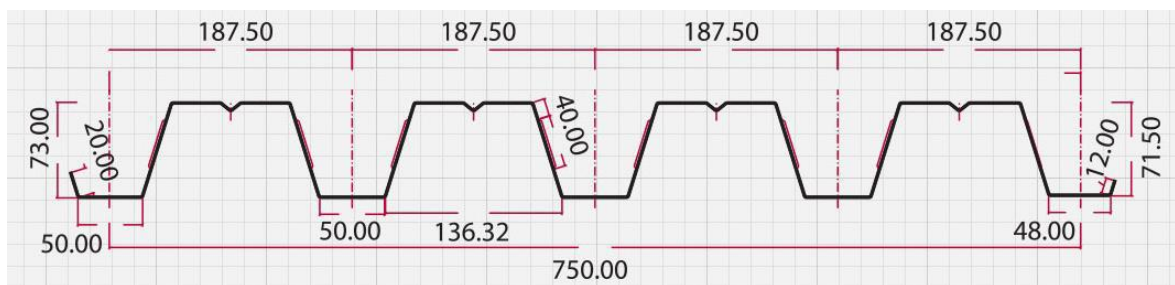
Το χαλυβδόφυλλο λειτουργεί αρχικά κατά τη φάση κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα και παραλαμβάνει το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης κατά τη φάση της σκυροδέτησης. Μετά την πήξη του σκυροδέματος η

παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Το χαλυβδόφυλλο λειτουργεί ως οπλισμός του σκυροδέματος και καταφέρνει με πολύ μικρότερο συγκριτικά πάχος να παραλαμβάνει όλα τα απαιτούμενα φορτία. Πρέπει να σημειωθεί ότι η συνεργασία χαλυβδοφύλλων – σκυροδέματος επιτυγχάνεται με ειδικά διαμορφωμένες νευρώσεις, εγκοπές ή προεξοχές επί των χαλυβδοφύλλων ή με την πρόβλεψη διατμητικών συνδέσμων (ήλων) στις στηρίξεις των χαλυβδοφύλλων. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται ένας ελαφρύς οπλισμός υπό μορφή πλέγματος, που αφενός προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των αρνητικών ροπών των στηρίξεων στην περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων. Η μορφή που επιλέχθηκε είναι τραπεζοειδής και η τοποθέτησή τους θα γίνει κάθετα στις δευτερεύουσες και κύριες δοκούς.

Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών βασίζεται στους κανονισμούς του EN1993.1.3 και EN1994.1.1. Ως χαλυβδόφυλλο επιλέγεται το SYMDECK73 της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ, το οποίο αποτελεί ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος και στο οποίο έχουν σχεδιασθεί ειδικές νευρώσεις στον κορμό (μήκους 40mm) προκειμένου να εξασφαλισθεί η συνάφεια μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος και κατ' επέκταση την μεταφορά δυνάμεων διαμήκους διάτμησης μεταξύ των δύο υλικών. Το συγκεκριμένο χαλυβδόφυλλο κατασκευάζεται σε πάχη 0.75 έως 1.25mm και με χάλυβα ποιότητας S320 κατά τον Κανονισμό. Η ανάλυση και οι έλεγχοι γίνονται με το λογισμικό Sym Deck Designer 2, η χρήση του οποίου κάνει εύκολη την εκλογή του στατικού συστήματος ως συνεχής δοκού δώδεκα ανοιγμάτων με πλάτος λωρίδας ενός μέτρου. Η ανάλυση που επιλέγεται να γίνει είναι ελαστική. Τα δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν στο λογισμικό για την επίλυση της σύμμικτης πλάκας είναι σκυρόδεμα C25/30, χάλυβας οπλισμού B500C, ενώ το πάχος του χαλυβδόφυλλου λήφθηκε $t=0,75$ mm. Η διαδικασία διαστασιολόγησης που ακολουθήθηκε ήταν επαναληπτική, ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη λύση, ενώ προέκυψαν και τροποποιήσεις από τον σχεδιασμό των δευτερευουσών δοκών για το τελικό πάχος της πλάκας και τον οπλισμό πλέγματος.

Πίνακας 4.1: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου Symdeck73

Πάχος	t (mm)	0.75	0.80	1.00	1.25
Βάρος	G (kg/m ²)	9.81	10.47	13.08	16.36
Επιφάνεια	A (cm ² /m)	12.76	13.533	16.96	21.31
Ροπή Αδρανείας	Iy (cm ⁴ /m)	110.01	117.33	147.22	184.43
Ροπή Αντίστασης	Wy (cm ³ /m)	27.57	29.48	36.99	42.23

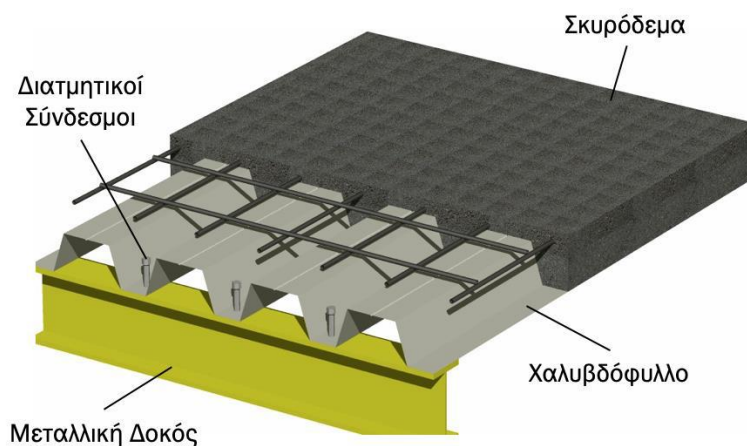


Σχήμα 4.2: Διαστάσεις χαλυβδόφυλλου Symdeck73

Το κτίριο θα λειτουργήσει σε σεισμό, επομένως η σύμμικτη πλάκα θα πρέπει να λειτουργήσει διαφραγματικά. Για την εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας της σύμμικτης πλάκας, ο Ευρωκώδικας 4 ορίζει τα εξής:

- Συνολικό ελάχιστο πάχος πλάκας: $\min h = 90 \text{ mm}$
- Ελάχιστο πάχος σκυροδέματος, πάνω από το χαλυβδόφυλλο: $\min h_c = 50 \text{ mm}$

Αφού το ύψος του χαλυβδόφυλλου h_p είναι 73mm, το ελάχιστο πάχος της πλάκας προκύπτει ίσο με $h = h_p + 50 = 73 + 50 = 123 \text{ mm}$. Επιλέγεται πάχος $h = 15 \text{ cm}$. Αξίζει να σημειωθεί ότι για το πάχος θα μπορούσε να επιλεγεί και 13cm για περισσότερη οικονομία, ωστόσο η τελική επιλογή έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 για το απαιτούμενο ύψος ήλου πάνω από την άνω παρειά τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου.

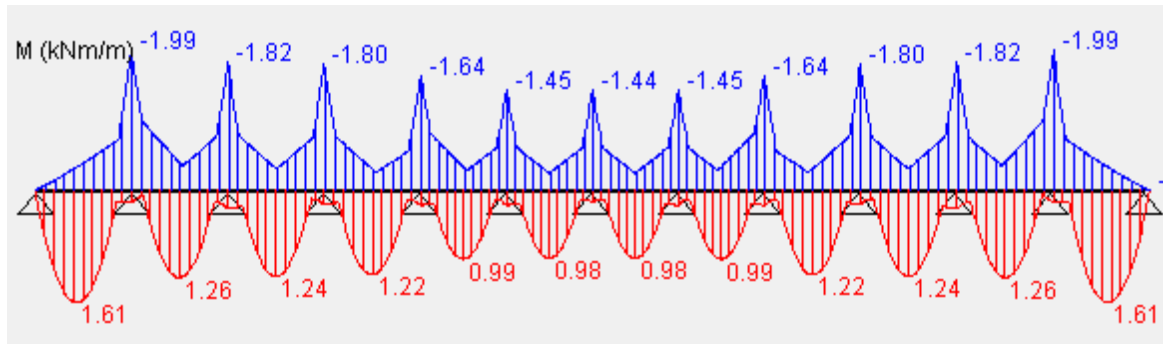


Σχήμα 4.3: Σκαρίφημα σύνδεσης σύμμικτης πλάκας με δευτερεύουσα δοκό.

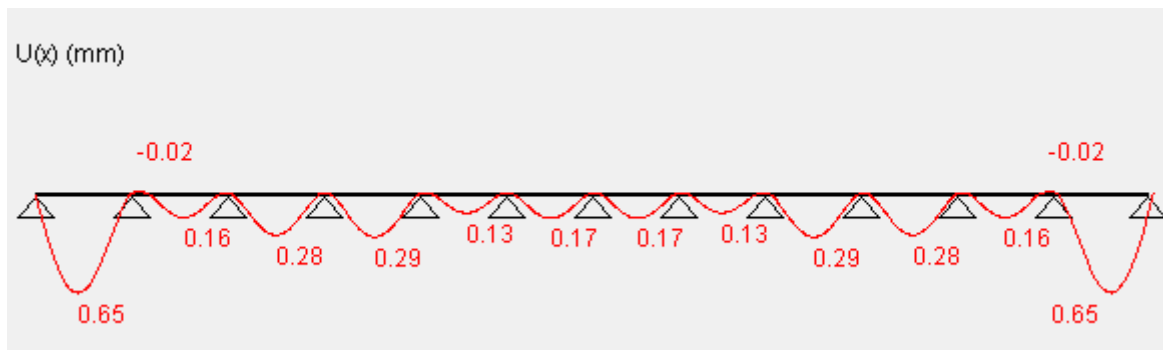
Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται για δύο φάσεις, την φάση κατασκευής και την φάση λειτουργίας. Στην φάση κατασκευής, όπου το σκυρόδεμα δεν έχει σκληρυνθεί ακόμη, οπότε δεν υπάρχει σύμμικτη λειτουργία, η παραλαβή των φορτίων γίνεται από το χαλυβδόφυλλο, το οποίο και θα πρέπει να ελεγχθεί σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής έλασης. Ο σχεδιασμός γίνεται βάσει των οριακών καταστάσεων αστοχίας και λειτουργικότητας. Για την οριακή κατάσταση αστοχίας ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής από το χαλυβδόφυλλο της ροπής κάμψης, που προκαλούν τα δρώντα φορτία (ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου, φορτία διάστρωσης 1.50 kN/m^2 σε όλη την επιφάνεια και επιπροσθέτως σε μία επιφάνεια $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$, βάρος νωπού σκυροδέματος) με δυσμενείς φορτίσεις για το δεδομένο στατικό σύστημα. Εφόσον χρησιμοποιείται οπλισμός τύπου C και τα ανοίγματα δεν υπερβαίνουν τα 3m, ο έλεγχος γίνεται με την πλαστική ροπή αντοχής. Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ελέγχεται ότι τα βέλη κάμψης του Σχήματος 4.5 βρίσκονται εντός των ορίων που ορίζει ο Κανονισμός. Πρέπει τα βέλη από τα μόνιμα φορτία να είναι μικρότερα από $L/250$ και 20mm.

Από τους υπολογισμούς προκύπτει θετική ροπή αντοχής του χαλυβδόφυλλου $M_{Rd,S}^+$ ίση με 6.85 kNm/m και αρνητική ροπή αντοχής του χαλυβδόφυλλου $M_{Rd,S}^-$ ίση με 5.37 kNm/m και από τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης του Σχήματος 4.4, ο έλεγχος των ροπών ικανοποιείται με απόδοση 37%. Άρα για το δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος ικανοποιείται, οπότε δεν απαιτείται προσωρινή υποστήλωση στο χαλυβδόφυλλο, γεγονός

το οποίο εξασφαλίζει μεγαλύτερη ταχύτητα ανέγερσης και μειώνει το κόστος. Ο έλεγχος των βελών κάμψης από την ελαστική γραμμή του Σχήματος 4.5 ικανοποιείται με απόδοση 9%.



Σχήμα 4.4: Περιβάλλουσα ροπών δυσμενών φορτίσεων στο στατικό σύστημα συνεχούς δοκού δώδεκα ανοιγμάτων του χαλυβδόφυλλου για την φάση κατασκευής



Σχήμα 4.5: Βέλη κάμψης για τα μόνιμα φορτία στο στατικό σύστημα συνεχούς δοκού δώδεκα ανοιγμάτων του χαλυβδόφυλλου για την φάση κατασκευής

Στη φάση λειτουργίας, το σκυρόδεμα έχει πλέον σκληρυνθεί, οπότε υπάρχει σύμμικτη λειτουργία και η παραλαβή των φορτίων γίνεται από τη σύμμικτη πλάκα. Και πάλι ο σχεδιασμός γίνεται βάσει των οριακών καταστάσεων αστοχίας και λειτουργικότητας. Για την οριακή κατάσταση αστοχίας, όπου έχουν επιβληθεί και τα πρόσθετα μόνιμα και κινητά φορτία, ελέγχεται η αντοχή σε καμπτική ροπή, σε εγκάρσια διάτμηση και διαμήκη διάτμηση. Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ελέγχονται τα βέλη κάμψεως, οι ταλαντώσεις και η ρηγμάτωση. Τα βέλη υπό την επίδραση των συνολικών φορτίων πρέπει να είναι μικρότερα από $L/250$ και 30mm. Για την αντίσταση έναντι κατακόρυφης ταλάντωσης η πλάκα θα πρέπει να είναι αρκετά δύσκαμπτη. Η απαίτηση αυτή ελέγχεται μέσω της πρώτης ιδιοσυχνότητας, όπου για κτίρια γραφείων πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 3Hz. Τέλος, για την αποφυγή της ρηγματώσεως στις περιοχές των στηρίξεων όπου το σκυρόδεμα εφελκύεται τοποθετείται πλέγμα οπλισμού.

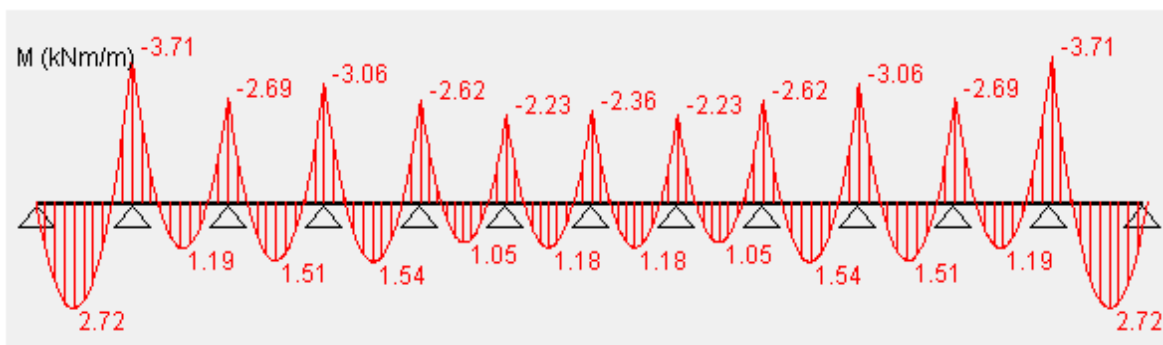
Από τους υπολογισμούς προκύπτει θετική ροπή αντοχής ανοίγματος της σύμμικτης πλάκας $M_{pl,Rd}^+$ ίση με 27.35kNm/m και αρνητική ροπή αντοχής στήριξης της σύμμικτης πλάκας $M_{pl,Rd}^-$ ίση με 26.07kNm/m και από τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης του Σχήματος 4.6, ο έλεγχος των ροπών ικανοποιείται με απόδοση 14%. Προφανώς η ροπή αντοχής ανοίγματος προκύπτει μεγαλύτερη από την αυτήν της στήριξης, αφού το σκυρόδεμα στο άνοιγμα θλίβεται. Η αντοχή σε εγκάρσια διάτμηση $V_{v,Rd}$ ισούται με 28.49kN/m και ο έλεγχός της ικανοποιείται με απόδοση 43%. Η διαμήκης διάτμηση $V_{l,Rd}$

προκύπτει από την πειραματική μέθοδο $m-k$ του Κανονισμού, για την εφαρμογή της οποίας ο κατασκευαστής του χαλυβδόφυλλου δίνει τις τιμές $m=90.84\text{MPa}$ και $k=0.0144\text{MPa}$, που προσδιορίζονται μέσω πειραμάτων. Καθώς η αντοχή εξαρτάται από το διατμητικό μήκος της πλάκας που δίνεται από την σχέση $L = \max M/\max V$, η τιμή της είναι διαφορετική για κάθε άνοιγμα. Το διάγραμμα της δρώσας τέμνουσας ταυτίζεται με αυτό της εγκάρσιας διάτμησης και δίνεται στο Σχήμα 4.7, ενώ ο συντελεστής εκμετάλλευσης που προκύπτει από τον έλεγχο ισούται με 48%. Ο έλεγχος των βελών κάμψης από την ελαστική γραμμή του Σχήματος 4.8 ικανοποιείται με απόδοση 2%. Η ρηγμάτωση ελέγχεται σύμφωνα με τον EC2 και καθώς το πάχος της πλάκας είναι $h=15\text{cm}<20\text{cm}$, αντιμετωπίζεται με τις κατασκευαστικές διατάξεις για τον ελάχιστο οπλισμό. Για πλάκες χωρίς προσωρινή υποστήριξη στις στηρίξεις απαιτείται ρ_{min} 0.2% ενώ στις στηρίξεις 0.1%. Τελικά έπειτα από τροποποιήσεις που προκύπτουν από τον σχεδιασμό των σύμμικτων δοκών τοποθετείται πλέγμα $\Phi 10/11.5$. Τέλος, για τον έλεγχο της ταλάντωσης, απλοϊκά υπολογίζεται η τιμή της πρώτης ιδιοσυχνότητας χωρίς να ληφθεί υπόψη η συνεχής λειτουργία και με θεώρηση μονοβάθμιου ταλαντωτή από τον τύπο:

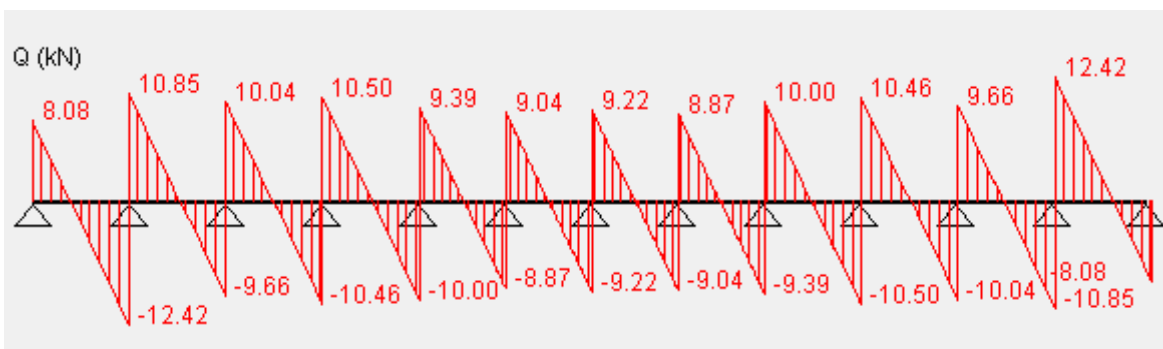
$$f = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{1.571}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\mu}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \left(\frac{1.571}{1.7125\text{m}} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{3436.4\text{kNm}^2/\text{m}}{0.556\text{kNsec}^2/\text{m}^2/\text{m}}} = 10.52\text{Hz} \geq 3\text{Hz}$$

όπου η κατανεμημένη μάζα ανά μονάδα μήκους και ανά μονάδα πλάτους

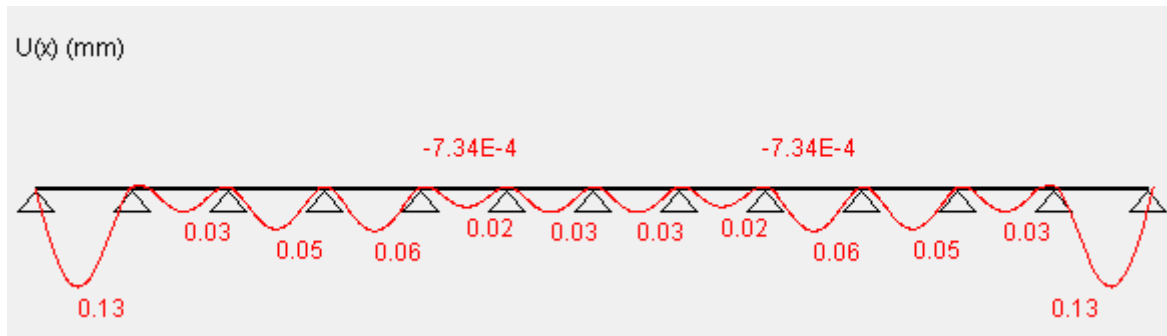
$$\mu = (G + 0.3Q)/g = (4.2 + 0.3 \cdot 4.2)\text{kN/m}^2 / 9.81\text{m/sec}^2 = 0.556\text{kNsec}^2/\text{m}^2/\text{m}$$



Σχήμα 4.6: Ροπές στο στατικό σύστημα συνεχούς δοκού δώδεκα ανοιγμάτων της σύμμικτης πλάκας για την φάση λειτουργίας



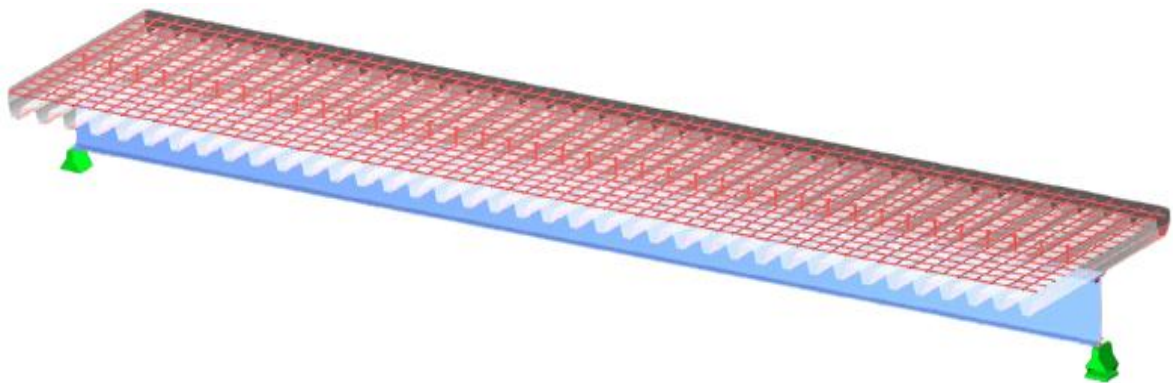
Σχήμα 4.7: Τέμνουσες δυνάμεις στο στατικό σύστημα συνεχούς δοκού δώδεκα ανοιγμάτων της σύμμικτης πλάκας για την φάση λειτουργίας



Σχήμα 4.8: Βέλη κάμψης στο στατικό σύστημα συνεχούς δοκού δώδεκα ανοιγμάτων της σύμμικτης πλάκας για την φάση λειτουργίας

4.3 Σύμμικτες δευτερεύουσες δοκοί

Η διαστασιολόγηση των δοκών έγινε με το λογισμικό Dlubal Composite Beam και την χρήση υπολογιστικών φύλλων Excel. Εισάγονται στο λογισμικό οι διαστάσεις του χαλυβδόφυλλου, τα υλικά κατασκευής και όλα τα φορτία (μόνιμα, επικαλύψεις, κινητά, διαχωριστικά) εκτός από το ίδιο βάρος που υπολογίζεται από το λογισμικό για την δοκό και την σύμμικτη πλάκα. Ο σχεδιασμός γίνεται με προσπάθεια μη χρήσης προσωρινής υποστήριξης των δοκών κατά την φάση κατασκευής, ώστε να επιτευχθούν ταχύτεροι ρυθμοί ανέγερσης. Έπειτα από επαναληπτική διαδικασία για όλες τις δοκούς επιλέγεται διατομή IPE 330. Οι δοκοί που γειτονεύουν με τις διαγώνιους στα πλαίσια κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας αποτελούν εξαίρεση, καθώς οι διατομές τους προκύπτουν από τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού και για την ικανοποίηση των ελέγχων των μετακινήσεων. Παρακάτω παρουσιάζονται τα βασικότερα βήματα του ελέγχου.



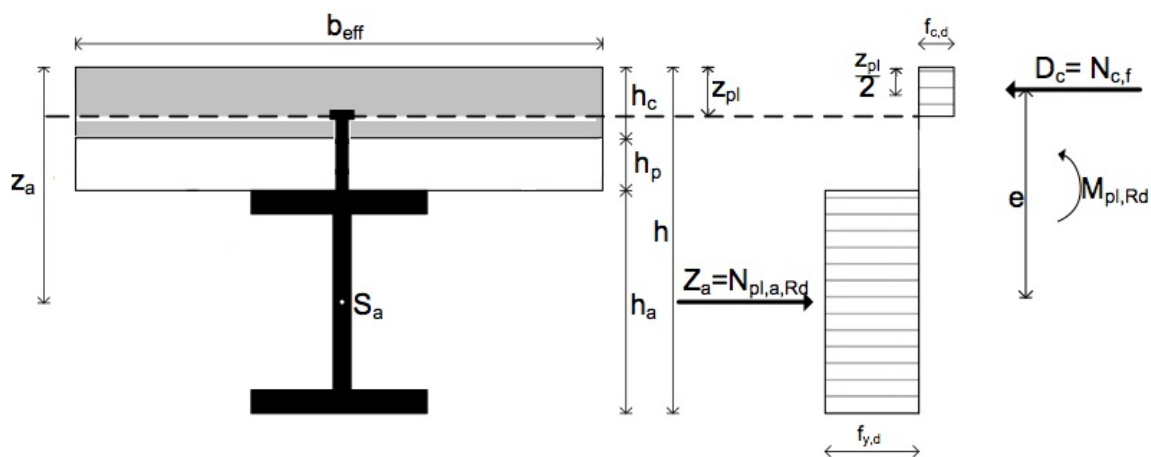
Σχήμα 4.9: Το προσομοίωμα της αμφιέριστης σύμμικτης δοκού IPE 330 στο λογισμικό Dlubal Composite Beam. Διακρίνονται οι διατμητικοί ήλοι, ο οπλισμός πλέγματος, το χαλυβδόφυλλο Symdeck73 και το συνεργαζόμενο πλάτος της σύμμικτης πλάκας.

Οι δευτερεύουσες δοκοί τοποθετούνται με βάση την διαμόρφωση του "στατικού" καννάβου της κατόψεως, σε διεύθυνση κάθετη με τα πλαίσια παραλαβής ροπών, έτσι ώστε να μεταφέρουν τα φορτία των πλακών στις κύριες δοκούς και να εξασφαλίσουν την κάμψη των σύμμικτων πλακών κατά μία διεύθυνση (συνηθισμένη εφαρμογή σε σύμμικτες πλάκες, ώστε να τοποθετηθεί χαλυβδόφυλλο με νευρώσεις κατά μία διεύθυνση). Η χρήση των δοκών είναι αναγκαία, καθώς η απόσταση μεταξύ των πλαισίων παραλαβής ροπών είναι μεγαλύτερη από το ελάχιστο μήκος 4m μιας δευτερεύουσας δοκού. Έτσι, επιλέγεται

η τοποθέτηση δοκών ανά 1.7125m στο άνοιγμα των 6.85m και 1.525m στο άνοιγμα των 6.10m. Οι αποστάσεις αυτές προκύπτουν έπειτα από επαναληπτικούς ελέγχους των δοκών. Για μεγαλύτερες αποστάσεις προκύπτουν λύσεις σαφώς αντιοικονομικές. Για το στατικό τους σύστημα επιλέγεται η αμφιέριστη δοκός, για την οποία θα γίνει ελαστική ανάλυση και πλαστικοί έλεγχοι. Το άνω πέλμα τους έχει τοποθετηθεί στο ίδιο επίπεδο με αυτό των κυρίων δοκών έτσι ώστε να δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο πάνω στο οποίο στηρίζεται η σύμμικτη πλάκα.

Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται για δύο φάσεις, την φάση κατασκευής και την φάση λειτουργίας. Στην φάση κατασκευής, όπου το σκυρόδεμα δεν έχει σκληρυνθεί ακόμη, οπότε δεν υπάρχει σύμμικτη λειτουργία, η παραλαβή των φορτίων γίνεται από την μεταλλική δοκό. Εφόσον επιλέγεται η μη προσωρινή υποστήριξη της δοκού, ελέγχεται η ικανότητά της να παραλάβει τα φορτία διάστρωσης 0.75kN/m^2 , τα ίδια βάρη του ναπού σκυροδέματος, του χαλυβδόφυλλου και της ίδιας της δοκού χωρίς κίνδυνο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Τονίζεται ότι αν και υπάρχουν κατασκευαστικές διατάξεις με τις οποίες θα μπορούσε να θεωρηθεί η πλευρική εξασφάλιση του άνω πέλματος της δοκού από το χαλυβδόφυλλο, μια τέτοια θεώρηση θεωρείται ως αρκετά αισιόδοξη και υπέρ πάντα της ασφαλείας είναι καλύτερο να ελέγχεται η ευστάθεια. Ο έλεγχος αυτός είναι ο πιο κρίσιμος και ικανοποιείται με $M_{b,Rd}$ και απόδοση 99.95%.

Στην φάση λειτουργίας το σκυρόδεμα έχει πλέον σκληρυνθεί, οπότε υπάρχει σύμμικτη λειτουργία και η παραλαβή των φορτίων γίνεται από τη σύμμικτη δοκό. Αφού η διατομή IPE 330 ανήκει στην κατηγορία 1 επιτρέπεται ο πλαστικός έλεγχος. Για τον έλεγχο υπολογίζεται η πλαστική ροπή αντοχής. Για σύμμικτη πλάκα με χαλυβδόφυλλο κάθετο στη σιδηροδοκό η κατανομή των τάσεων γίνεται θεωρώντας την σιδηροδοκό, ένα κενό ίσο με το ύψος του χαλυβδόφυλλου h_p και σκυρόδεμα πάχους h_c , όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.10. Με βάση τις σχέσεις για πλαστικό ουδέτερο άξονα μέσα στο πάχος του σκυροδέματος, που αποτελεί το συνηθέστερο για σύμμικτες δοκούς, υπολογίζεται z_{pl} ίσο με 6.06cm και $M_{pl,Rd}^+$ ίση με 418.85kN. Ωστόσο, ο έλεγχος της κάμψης γίνεται εν τέλει με την απομειωμένη καμπτική αντοχή λόγω μερικής διατμητικής σύνδεσης (βλ Πίνακα 4.3).



Σχήμα 4.10: Κατανομή τάσεων σε διατομή με σύμμικτη πλάκα για θετικές ροπές. Ο ουδέτερος άξονας στο πάχος του σκυροδέματος (βασισμένο στον Höffgen, 2014)

$$\text{Θλιπτική δύναμη σκυροδέματος: } D_c = b_{eff} \cdot z_{pl} \cdot f_{cd} \quad (4.1)$$

$$\text{Εφελκυστική δύναμη σιδηροδοκού: } Z_a = A_a \cdot f_{yd} \quad (4.2)$$

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα: } D_c = Z_a \rightarrow z_{pl} = (A_a \cdot f_{yd}) / (b_{eff} \cdot f_{cd}) \leq h_c \quad (4.3)$$

$$\text{Πλαστική ροπή: } M_{pl,Rd}^+ = Z_a \cdot (z_a - z_{pl}/2) \quad (4.4)$$

Στην συνέχεια ελέγχεται η διατμητική σύνδεση, η υλοποίηση της οποίας επιλέγεται να γίνει με επί τόπου συγκόλληση δια μέσω του χαλυβδόφυλλου διατμητικών ήλων κεφαλής τύπου Nelson (Σχήμα 4.11). Για την επιλογή των διαστάσεων του ήλου λαμβάνονται οι περιορισμοί του Ευρωκώδικα για επικάλυψη του ήλου τουλάχιστον 20 mm από την επιφάνεια του σκυροδέματος, για ύψος h μεγαλύτερο από το τριπλάσιο της διαμέτρου του ήλου d , και για ύψος που θα πρέπει να εκτείνεται τουλάχιστον κατά $2d$ πάνω από την άνω παρειά του χαλυβδόφυλλου. Συνεπώς, επιλέγονται ήλοι ύψους h 125mm και διαμέτρου d 19mm. Τονίζεται ότι με την τελευταία απαίτηση καθορίστηκε το συνολικό πάχος της σύμμικτης πλάκας, αυξάνοντας μάλιστα την ελάχιστη τιμή του κατά 2cm.



Σχήμα 4.11: Συγκόλληση διατμητικών ήλων κεφαλής δια μέσω του χαλυβδόφυλλου (από Metal Deck UK)

Λόγω ύπαρξης του χαλυβδόφυλλου με αυλακώσεις κάθετες στην δοκό η αντοχή των ήλων P_{Rd} μειώνεται με τον συντελεστή:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (4.5)$$

Παρατηρήθηκε ότι ο μειωτικός συντελεστής k_t έχει κρίσιμο ρόλο στην επιλογή του τύπου της διατμητικής σύνδεσης. Για πλαστική ανάλυση υπάρχουν δύο τύποι διατμητικής σύνδεσης, η πλήρης και η μερική. Στην πλήρη τοποθετούνται τόσοι διατμητικοί ήλοι ώστε να καλύπτουν ολόκληρη τη διατμητική δύναμη και ταυτόχρονα επιτυγχάνεται η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής. Στην μερική τοποθετούνται ήλοι λιγότεροι από τους στατικώς απαιτούμενους και δεν καλύπτουν ολόκληρη τη διατμητική δύναμη, επιτρέποντας μερική ολίσθηση μεταξύ σύμμικτης πλάκας και δοκού, ενώ για την πλαστική ροπή αντοχής απαιτείται απομείωση. Ο συνολικός αριθμός των διατμητικών συνδέσεων δίνεται από τη σχέση:

$$n_f = \frac{\min\{N_{pl,a}; N_{pl,c}\}}{P_{Rd}} \quad (4.6)$$

Λόγω των διαστάσεων του χαλυβδόφυλλου (πάχος αυλάκωσης 50mm) και της καθετότητας των αυλακώσεων στην δευτερεύουσα δοκό, μπορεί να τοποθετηθεί είτε ένας είτε το πολύ δύο διατμητικοί ήλοι σε κάθε αυλάκωση. Η ικανοποίηση των n_f διατμητικών ήλων για την πλήρη σύνδεση με έναν ήλο ανά αυλάκωση δεν ήταν δυνατή για το μήκος της δοκού, οπότε ένας λογικός ισχυρισμός θα ήταν πως θα μπορούσε να επιτευχθεί με δύο. Ωστόσο για αύξηση του πλήθους των διατμητικών ήλων N_r στην Σχέση 4.5 ο συντελεστής k_t μειώνεται, η P_{Rd} μειώνεται και άρα το n_f αυξάνεται! Συνεπώς η σύνδεση υλοποιείται ως μερική, η οποία είναι επιτρεπτή καθώς η δοκός ως αμφιέριστη έχει αποκλειστικά περιοχές με θετικές ροπές και ικανοποιείται το ελάχιστο ποσοστό διατμητικής σύνδεσης για σιδηροδοκούς με ίσα πέλματα. Για περισσότερη οικονομία επιλέγεται ένας ήλος σε κάθε αυλάκωση, οπότε ολοκληρώνεται και ο έλεγχος της κάμψης με την απομειωμένη ροπή αντοχής συντηρητικά και μη από τις Σχέσεις 4.7 και 4.8 και ο έλεγχος της διατμητικής κάλυψης της πλάκας σκυροδέματος, για τον οποίον εφόσον έχει γίνει χρήση του συντελεστή k_t αρκεί έλεγχος μόνο για την τομή α-α.

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \eta \cdot (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \quad (4.7)$$

$$M_{Rd,συντηρητικά} = \eta \cdot M_{pl,Rd} \quad (4.8)$$

Πίνακας 4.2: Επιρροή του συντελεστή k_t στο απαιτούμενο πλήθος n_f διατμητικών ήλων για πλήρη διατμητική σύνδεση, για τοποθέτηση 1 ή 2 ήλων σε κάθε αυλάκωση στην σύμμικτη δοκό IPE 330

Υπολογισμός P_{Rd}		
P_{Rd} (1) (kN)	65,32	
P_{Rd} (2) (kN)	73,13	
P_{Rd} (kN)	65,32	
	$N_r = 1$	$N_r = 2$
b_0 (mm)	72,75	72,75
h_p (mm)	73	73
h_{sc} (mm)	125	125
k_t	0,4969	0,3514
$k_{t,max}$	0,85	0,85
k_t	0,4969	0,3514
P_{Rd} (kN)	32,46	22,95
n_f στα $L/2$	46	65

Τέλος, για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας γίνεται έλεγχος των παρομορφώσεων στις οποίες λαμβάνεται υπόψη η επίδραση του ερπυσμού και της συστολή ξηράνσεως. Επειδή οι έλεγχοι στο λογισμικό απαιτούν γνώση της ιστορίας φόρτισης στα πλαίσια της διπλωματικής οι έλεγχοι γίνονται με παραδοχές του Κανονισμού. Αναλυτικότερα, με την θεώρηση απουσίας προσωρινής υποσύτλωσης υπολογίζονται τα βέλη της σιδηροδοκού για την φάση κατασκευής (ίδιον βάρος σιδηροδοκού, νωπό σκυρόδεμα, διάστρωση). Για την φάση λειτουργίας υπολογίζονται τα αδρανειακά στοιχεία της ιδεατής σύμμικτης διατομής για βραχυχρόνια φόρτιση (κινητά) με $n = E_a/E_c = 6.88$ και για μακροχρόνια φόρτιση (μόνιμα) με $n = 20.65$ για την οποία μειώνεται το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος σε $E_{cm}/3$, για να ληφθεί υπόψη η επιρροή του ερπυσμού και της συστολής ξηράνσεως [1].

Τα βέλη για την φάση λειτουργίας αυξάνονται λόγω μερικής διατμητικής σύνδεσης και δίνονται για δοκούς χωρίς πλευρική εξασφάλιση κατά την φάση κατασκευής από την σχέση:

$$\delta_{μερικής} = \delta_{πλήρης} \cdot \left\{ 1 + 0.3 \cdot \left(1 - \frac{n}{n_f} \right) \cdot \left(\frac{\delta_{\alpha}}{\delta_{πλήρης}} - 1 \right) \right\} \quad (4.9)$$

όπου

δ_{α} το βέλος της σιδηροδοκού

n/n_f ο βαθμός διατμητικής σύνδεσης

Πίνακας 4.3: Έλεγχοι ΟΚΑ της σύμμικτης δοκού IPE 330

		Check	Απόδοση (%)
M_{Ed} (kNm)	142.07		
$V_l = \min(D_c; Z_a)$ (kN)	1471.30		
Ποσοστό διατμητικής σύνδεσης η	0.4348		
Απαιτούμενο ποσοστό διατμητικής σύνδεσης η_{req}	0.40	OK	
$M_{pl,Rd}^+$ (kNm)	418.85		
$M_{pl,Rd,μερική}^+$ (kNm)	288.94	OK	49.17
$M_{pl,Rd,μερική,συντηρητικά}^+$ (kNm)	182.11	OK	78.01
ρ_{min} εγκάρσιου οπλισμού (%)	0.0755		
$(A_{s,f}/s_f)_{min}$ εγκάρσιου οπλισμού (cm^2/m)	0.5815		
Διαμήκης διάτμηση στα $L/2$			
$\eta \cdot V_{l,Ed}$ (kN)	639.71		
$v_{l,Ed}$ (kN/m)	174.55		
Τομή α-α			
$v_{l,c,Ed}$ (kN/m)	79.12		
L_v (m)	0.077		
$V_{c,Rd}$ (kN/m)	473.36	OK	16.71
$V_{s,Rd}$ (οπλισμός) (kN/m)	356.32	OK	22.20
$V_{s,Rd}$ (οπλισμός και χαλυβδόφυλλο) (kN/m)	846.31	OK	9.35

Πίνακας 4.4: Έλεγχοι ΟΚΛ της σύμμικτης δοκού IPE 330

Φάση	Βέλη	(cm)	Check
Κατασκευής	δ_{α}	1.01	
Λειτουργίας	Κινητά φορτία (βραχυχρόνια) δ_q	0.49	
	Μόνιμα φορτία (μακροχρόνια) δ_g	1.14	
Για έλεγχο	$\delta_{μακρ.} = \delta_g - \delta_{\alpha}$	0.13	
	$\delta_2 = \delta_q + \delta_{μακρ.}$	0.62	
	$\delta_{max} = \delta_{\alpha} + \delta_2$	1.63	
	$\delta_{2,επιτρ.} = L/350$	2.09	OK
	$\delta_{max,επιτρ.} = L/250$	2.93	OK

5 Διαστασιολόγηση μεταλλικού σκελετού για σεισμό

5.1 Ιδιομορφική ανάλυση

5.1.1 Γενικά

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις, οι οποίες προκαλούν την ανάπτυξη αδρανειακών δυνάμεων στην κατασκευή. Για τον προσδιορισμό τους πρέπει να γίνει εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου με μία από τις τέσσερις μεθόδους ανάλυσης που αναγράφονται στο EN 1998.1.

- Γραμμική στατική ανάλυση (μέθοδος οριζόντιων δυνάμεων)
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (γραμμική δυναμική ανάλυση)
- Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover)
- Μη γραμμική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας)

Από τις παραπάνω μεθόδους επιλέγεται η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, καθώς η δυνατότητα υπολογισμού των τρισδιάστατων ιδιομορφών με μεγάλη ακρίβεια από το λογισμικό, την καθιστά πλέον ως την πιο αξιόπιστη. Η χρήση του λογισμικού είναι απαραίτητη λόγω της πολυπλοκότητας κατά την επίλυση της χαρακτηριστικής εξίσωσης $[[K] - \omega^2[M]] = 0$ της κατασκευής, με βάσει την οποία προκύπτουν οι ιδιοσυχνότητες ω και εν συνεχεία οι ιδιοπερίοδοι T του φορέα. Επομένως υπολογίζονται οι ιδιομορφές, η γενικευμένη μάζα, ο συντελεστής συμμετοχής και η δρώσα ιδιομορφική μάζα κάθε ιδιομορφής. Γενικά, οι γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης αξιοποιούν το φάσμα απόκρισης σχεδιασμού που δίνει ο Κανονισμός, δηλαδή το ελαστικό φάσμα απόκρισης διαιρεμένο με τον συντελεστή συμπεριφοράς q . Με βάση το φάσμα αυτό προσδιορίζεται η φασματική επιτάχυνση S_d για την κάθε ιδιοπερίοδο, γίνεται ελαστική ανάλυση και προκύπτουν οι εσωτερικές σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού και οι μετακινήσεις. Υπογραμμίζεται πως για σχετικά ψηλά κτίρια (όπως το συγκεκριμένο) προκύπτουν μεσαίες ή μεγάλες ιδιοπερίοδοι T , που θα είναι μεγαλύτερες από την $T_o = T_c$ του Κανονισμού. Έτσι, από τις σχέσεις του Vidic et al. ισχύει ο κανόνας των ίσων μετακινήσεων και οι μετακινήσεις από την σεισμική διέγερση υπολογίζονται ως το γινόμενο των μετακινήσεων της ελαστικής ανάλυσης επί τον συντελεστή συμπεριφοράς q . Η διαδικασία αυτή εκτελείται αυτόματα από το λογισμικό Robot. Τα εσωτερικά εντατικά μεγέθη των μελών, οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, οι μετατοπίσεις κλπ. υπολογίζονται ως τα μέγιστα μεγέθη για κάθε ιδιομορφή ξεχωριστά και μετά συνδυάζονται. Πρακτικά υπάρχουν 3 επίπεδα συνδυασμού, που αναγράφονται στις παρακάτω υποπαραγράφους.

5.1.2 Συνδυασμός μεταξύ ιδιομορφών

Πρώτο επίπεδο συνδυασμού αποτελεί αυτός μεταξύ των ιδιομορφών, ο οποίος πρέπει να γίνεται, καθώς οι ιδιομορφικές αποκρίσεις των διάφορων ιδιομορφών δεν λαβαίνουν την μέγιστή τους τιμή ταυτόχρονα. Για την εκτέλεση του συνδυασμού n αριθμού ιδιομορφικών αποκρίσεων ο Κανονισμός προτείνει την εφαρμογή δύο στατιστικών μεγεθών:

- SRSS (Square Root of the Sum of the Squares): για δεδομένη διεύθυνση σεισμικής δράσης η τιμή του μεγέθους E δίνεται από την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος της μέγιστης τιμής του μεγέθους E_n λόγω συμμετοχής της n ιδιομορφής και εφαρμόζεται για τις k ιδιομορφές που είναι ανεξάρτητες, δηλαδή όταν ισχύει $T_i \leq 0.9 \cdot T_j$ (όπου $T_i \leq T_j$)

$$SRSS: \quad exE = \pm \sqrt{\sum_{n=1}^k E_n^2} \quad (5.1)$$

- CQC (Complete Quadratic Combination): πλήρης τετραγωνικός συνδυασμός, που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ακόμα και όταν οι k ιδιομορφές δεν είναι ανεξάρτητες δίνοντας πιο αξιόπιστα αποτελέσματα ως η πιο ακριβής μέθοδος. Για δεδομένη διεύθυνση σεισμικής δράσης η τιμή του μεγέθους E από τις μέγιστες τιμές του μεγέθους E_n και E_m λόγω συμμετοχής της n και της m ιδιομορφής, αντίστοιχα, δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\varepsilon_{nm} = \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1+r) \cdot r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot r \cdot (1+r)^2} \quad \text{όπου } r = \frac{T_n}{T_m} \quad (5.2)$$

$$CQC: \quad exE = \pm \sqrt{\sum_{n=1}^k \sum_{m=1}^k \varepsilon_{nm} E_n E_m} \quad (5.3)$$

Συνεπώς, για τον συνδυασμό των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων σε επίπεδο ιδιομορφών, επιλέγεται η μέθοδος CQC ως η πιο ακριβής και πιο αυτοματοποιημένη χάρη στην χρήση του λογισμικού.

5.1.3 Συνδυασμός μεταξύ επιμέρους διευθύνσεων

Δεύτερο επίπεδο συνδυασμού αποτελεί ο συνδυασμός μεταξύ των διευθύνσεων, ή αλλιώς μεταξύ των οριζόντιων συνιστωσών από κάθε διεύθυνση φόρτισης. Υπάρχουν δύο επιλογές:

- Μέθοδος τετραγώνων SRSS (EN1998 4.3.3.5.1(2) b), όπου εφαρμόζεται η ίδια διαδικασία που αναφέρθηκε παραπάνω
- Συνδυασμοί Newmark (βάση EN1998 4.3.3.5.1(3)) που δίνονται από τις σχέσεις:

$$\text{Ομάδα 1: } S = \pm S_x \pm \lambda \cdot S_y \pm \mu \cdot S_z \quad (5.4)$$

$$\text{Ομάδα 2: } S = \pm \lambda \cdot S_x \pm S_y \pm \mu \cdot S_z \quad (5.5)$$

$$\text{Ομάδα 3: } S = \pm \lambda \cdot S_x \pm \mu \cdot S_y \pm S_z \quad (5.6)$$

Εφαρμόζονται οι συνδυασμοί Newmark για τις ομάδες 1 και 2, με $\lambda = \mu = 0.3$ και μόνο για τις διευθύνσεις X και Y. Οπότε προκύπτουν οι κλασσικοί συνδυασμοί $\pm E_x \pm 0.3E_y$ και $\pm 0.3E_x \pm E_y$.

5.1.4 Συνδυασμοί σχεδιασμού

Τέλος, τρίτο επίπεδο συνδυασμού αποτελούν οι συνδυασμοί σχεδιασμού, δηλαδή συνδυάζονται τα βαρυτικά οιονεί μόνιμα φορτία και η σεισμική διέγερση. Ουσιαστικά γίνεται επαλληλία του συνδυασμού οριακής κατάστασης αστοχίας της κατασκευής για καταστάσεις σεισμού της Ενότητας 3.7.2.1 με του συνδυασμούς Newmark.

5.1.5 Υπολογισμοί

Κατά τους υπολογισμούς που εκτελούνται από την ιδιομορφική ανάλυση του φάσματος αγνοείται το πρόσημο των μεγεθών. Αυτό συμβαίνει καθώς η CQC δίνει πάντοτε μεγέθη θετικά, επειδή είναι η τετραγωνική ρίζα ενός αθροίσματος ιδιομορφικών μεγεθών. Για να βελτιωθούν τα αποτελέσματα κατά τους συνδυασμούς σχεδιασμού, όπου το πρόσημο απαιτείται για τον υπολογισμό των δυνάμεων, προσδιορίζεται από το λογισμικό το πρόσημο με βάση την δεσπόζουσα (κυρίαρχη) ιδιομορφή κάθε διεύθυνσης σεισμικής διέγερσης. Δεσπόζουσα ιδιομορφή σε μια διεύθυνση είναι αυτή με την μεγαλύτερη δρώσα μάζα ή με την μεγαλύτερη συμμετοχή δρώσας μάζας. Προκύπτει ότι για τις διευθύνσεις X και Y, δεσπόζουσα ιδιομορφή είναι η 2η και η 1η, αντίστοιχα.

Το πλήθος των ιδιομορφών που χρησιμοποιείται είναι εκείνο που συμβάλλει σημαντικά στην συνολική απόκριση και προσδιορίζεται όταν πληρούνται τα εξής κριτήρια:

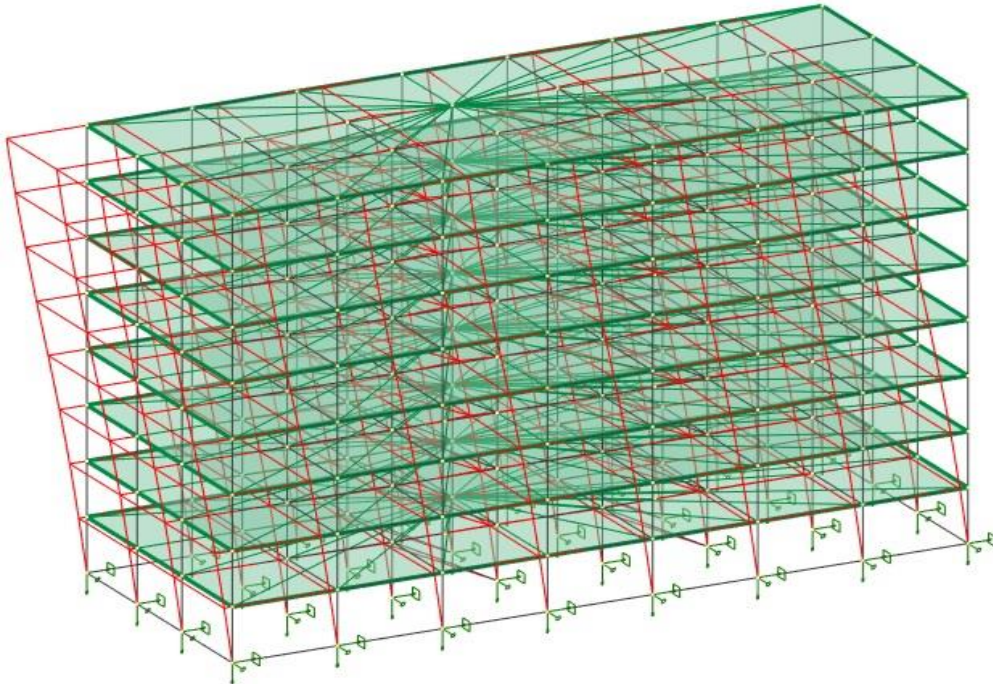
- το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη έχουν άθροισμα δρωσών ιδιομορφικών μαζών τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας του φορέα
- λαμβάνονται υπόψη ιδιομορφές που έχουν δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας του φορέα

Ο υπολογισμός των ιδιομορφών έγινε με την θεώρηση συγκεντρωμένης μάζας στους κόμβους των μελών. Η επιλογή αυτή προτιμήθηκε μετά από εντοπισμό αλλόκοτων ιδιομορφών με την θεώρηση κατανεμημένης μάζας. Για τον σωστό υπολογισμό των ιδιομορφών ο Κανονισμός προβλέπει την αγνόηση του θλιβόμενου κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας. Συνεπώς για την δυναμική ανάλυση οι θλιβόμενες ράβδοι διαγράφονται τελείως από το μοντέλο.

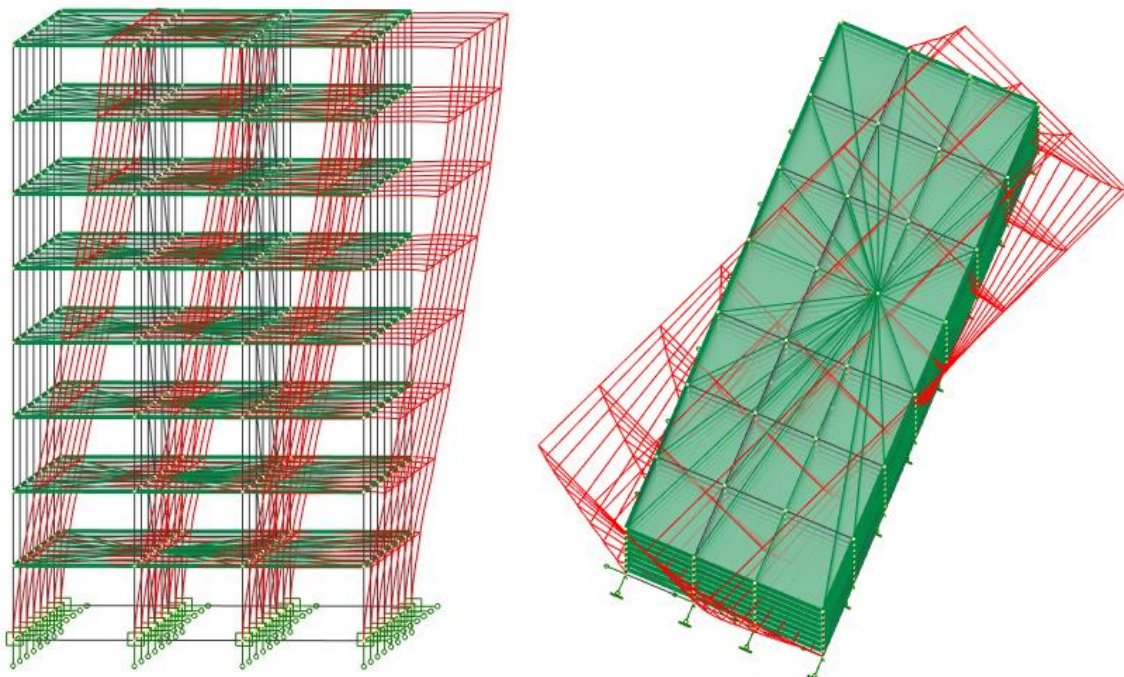
Πίνακας 5.1: Ιδιομορφές, ιδιοσυχνότητες, ιδιοπερίοδοι, δρώσες μάζες κατά X, Y, Rz και τα αθροίσματα των μαζών του 8-όροφου κτιρίου όπως προέκυψαν από την ανάλυση.

Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)	Ιδιοπερίοδος (sec)	Δρώσα μάζα Ux (%)	Δρώσα μάζα Uy (%)	Δρώσα μάζα Rz (%)	Άθροισμα μαζών Ux (%)	Άθροισμα μαζών Uy (%)
1	0,51	1,94	0,00	76,44	0,00	0,00	76,44
2	0,62	1,61	78,02	0,00	0,00	78,02	76,44
3	0,62	1,60	0,02	0,00	0,06	78,04	76,44
4	1,43	0,70	0,00	14,58	0,00	78,04	91,02
5	1,75	0,57	11,50	0,00	0,00	89,55	91,02
6	1,76	0,57	0,00	0,00	0,01	89,55	91,02
7	2,41	0,42	0,00	4,19	0,00	89,55	95,20
8	3,09	0,32	0,00	0,00	0,00	89,55	95,20
9	3,12	0,32	4,24	0,00	0,00	93,79	95,20

Από την ιδιομορφική ανάλυση του λογισμικού Robot, που φαίνεται στον Πίνακα 5.1, προκύπτει ότι επαρκούν οι πρώτες 9 ιδιομορφές για την διεύθυνση X με ποσοστό συμμετοχής της μάζας 93.79% και για την διεύθυνση Y οι πρώτες 4 με ποσοστό συμμετοχής της μάζας 91.02%. Οι πρώτες δύο ιδιομορφές είναι μεταφορικές, η πρώτη κατά Y με ιδιοπερίοδο $T_1 = 1.94$ sec και η δεύτερη κατά X με ιδιοπερίοδο $T_2 = 1.61$ sec. Η τρίτη ιδιομορφή είναι στροφική με ιδιοπερίοδο $T_3 = 1.60$ sec. Στο Σχήμα 5.1 και στο Σχήμα 5.2 φαίνονται οι μορφές των τριών πρώτων ιδιομορφών της κατασκευής.



Σχήμα 5.1: Πρώτη ιδιομορφή (κατά Y, $T_1 = 1.94$ sec)



Σχήμα 5.2: Αριστερά η δεύτερη ιδιομορφή (κατά X, $T_2 = 1.61$ sec) και δεξιά η τρίτη ιδιομορφή (στροφική, $T_3 = 1.60$ sec)

5.2 Μετακινήσεις φορέα

5.2.1 Γενικά

Οι έλεγχοι που γίνονται στις μετακινήσεις που αναπτύσσει ο φορέας συνήθως είναι καθοριστικοί για την επιλογή διατομών, τόσο των υποστυλωμάτων και των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας όσο και των δοκών. Αποτελούν ένα ανώτατο όριο που περιορίζει την ανάπτυξη παραμορφώσεων που θα προκαλούσαν βλάβες στα μέλη του φορέα, αλλά κυρίως στα δευτερεύοντα μη δομικά στοιχεία, όπως τοιχοπληρώσεις, γυψοσανίδες, υαλοπίνακες κτλ. και συνίσταται να αποτελούν τους πρώτους ελέγχους που πραγματοποιούνται κατά τους υπολογισμούς του αντισεισμικού σχεδιασμού.

5.2.2 Περιορισμός βλαβών

Για μια σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από το σεισμό σχεδιασμού, είναι σημαντικό να ικανοποιηθεί η απαίτηση περιορισμού των βλαβών. Με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται ότι για μια σεισμική δράση με μικρότερη περίοδο επαναφοράς, τα μη δομικά στοιχεία του κτιρίου δε θα υποστούν σοβαρές βλάβες και ότι το κτίριο θα παραμείνει λειτουργικό χωρίς καμία ή τουλάχιστον ελάχιστη επισκευή. Σε γραμμικές αναλύσεις, οι μετατοπίσεις που προκαλούνται από το σεισμό σχεδιασμού d_s θα πρέπει να υπολογιστούν με βάση τις ελαστικές παραμορφώσεις d_e του δομικού συστήματος μέσω της έκφρασης 5.7, μια διαδικασία που στο λογισμικό Robot γίνεται αυτόματα :

$$d_s = q \cdot d_e \quad (5.7)$$

Η σχετική παραμόρφωση σχεδιασμού κάθε ορόφου d_r ορίζεται ως η διαφορά των μέσων τιμών των πλευρικών μετατοπίσεων στο πάνω και το κάτω μέρος κάθε ορόφου και πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με το EN1998.1. Η οριακή τιμή εξαρτάται από τον τύπο των μη δομικών μελών και την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου και παίρνει τις εξής τιμές:

- 0.50% για ψαθυρά μη φέροντα στοιχεία, που συνδέονται με την κατασκευή, έτσι ώστε να συμβαδίζουν με τις παραμορφώσεις της κατασκευής
- 0.75% για πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία που συνδέονται με τον φορέα
- 1.00% όταν τα μη φέροντα στοιχεία δεν συνδέονται με τον φορέα

Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι συνδέσεις των τοιχοπληρώσεων, υαλοπινάκων και γυψοσανίδων είναι ψαθυρές το όριο θα είναι 0.50%. Ο έλεγχος πραγματοποιείται με τον εξής τύπο:

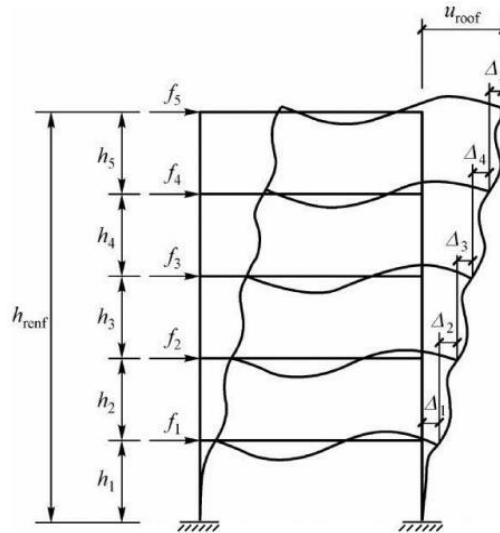
$$d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h \quad (5.8)$$

Όπου στις Σχέσεις 5.7 και 5.8

d_r η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που ορίζεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

d_s η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

- d_e η ελαστική μετακίνηση του σημείου όπως λαμβάνεται στο σεισμό σχεδιασμού από την γραμμική ανάλυση
- v ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών
- h το ύψος του εξεταζόμενου ορόφου



Σχήμα 5.3: Θεωρητικό σκαρίφημα σχετικών μετακινήσεων φορέα

Το κτίριο ως 8-όροφο έχει περίοδο μεγαλύτερη από T_0 και συνεπώς από Vidic et al. οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις προκύπτουν από την αρχή των ίσων μετακινήσεων, όπου για ανελαστική απόκριση είναι ίσες με εκείνες που θα αναπτύσσονταν στην κατασκευή θεωρητικά στην ελαστική απόκριση, πολλαπλασιασμένες με τον συντελεστή συμπεριφοράς q . Οι μετακινήσεις κατά τις διευθύνσεις X και Y υπολογίστηκαν μέσω του λογισμικού Robot και της δυνατότητας ανάλυσης της κατασκευής σε ορόφους για την σεισμική διέγερση κατά την διεύθυνση X, "Ex", και την σεισμική διέγερση κατά την διεύθυνση Y, "Ey", αντίστοιχα. Οι έλεγχοι του περιορισμού βλαβών έγιναν στο λογισμικό Excel. Η διαδικασία είναι επαναληπτική καθώς σε περίπτωση που δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι, προκειμένου να μειωθούν οι μετατοπίσεις απαιτείται αύξηση των διατομών, που με την σειρά της αλλάζει το μητρώο δυσκαμψίας και άρα όλη την ιδιομορφική ανάλυση. Ο έλεγχος αυτός πρέπει να ικανοποιείται για όλους τους ορόφους, όλα τα πλαίσια και για όλες τις διευθύνσεις της κατασκευής.

Πίνακας 5.2: Έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά την διεύθυνση Y

Case	Όροφος	d_s (cm)	d_r (cm)	$v \cdot d_r$ (cm)	Check	$0.005 \cdot h$ (cm)	
Ey	8	25,50	3,00	1,50	\leq	2,10	OK
	7	22,50	3,30	1,65	\leq	2,10	OK
	6	19,20	3,30	1,65	\leq	2,10	OK
	5	16,00	3,40	1,70	\leq	2,10	OK
	4	12,50	3,40	1,70	\leq	2,10	OK
	3	9,20	3,20	1,60	\leq	2,10	OK
	2	5,90	3,10	1,55	\leq	2,10	OK
	1	2,90	2,90	1,35	\leq	2,10	OK

Πίνακας 5.3: Έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά την διεύθυνση X

Case	Όροφος	d_s (cm)	d_r (cm)	$v \cdot d_r$ (cm)	Check	$0.005 \cdot h$ (cm)	
Ex	8	20,20	1,60	0,80	\leq	2,10	OK
	7	18,60	2,20	1,10	\leq	2,10	OK
	6	16,40	2,70	1,35	\leq	2,10	OK
	5	13,80	2,70	1,35	\leq	2,10	OK
	4	11,10	2,80	1,40	\leq	2,10	OK
	3	8,30	3,20	1,60	\leq	2,10	OK
	2	5,10	3,20	1,60	\leq	2,10	OK
	1	2,00	2,00	1,00	\leq	2,10	OK

5.2.3 Φαινόμενα δευτέρας τάξεως

Σύμφωνα με το Πρότυπο EN 1998.1, στην ελαστική ανάλυση πρέπει να ελεγχθεί αν θα ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως, δηλαδή η επιρροή των παραμορφώσεων που αναπτύσσονται από τα επιβαλλόμενα φορτία. Ο έλεγχος αυτός αφορά τα κατακόρυφα μέλη και ορίζει τις απαιτήσεις που σχετίζονται με το συντελεστή ευαισθησίας των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων θ . Έτσι διατυπώνεται η εξής σχέση:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (5.9)$$

όπου

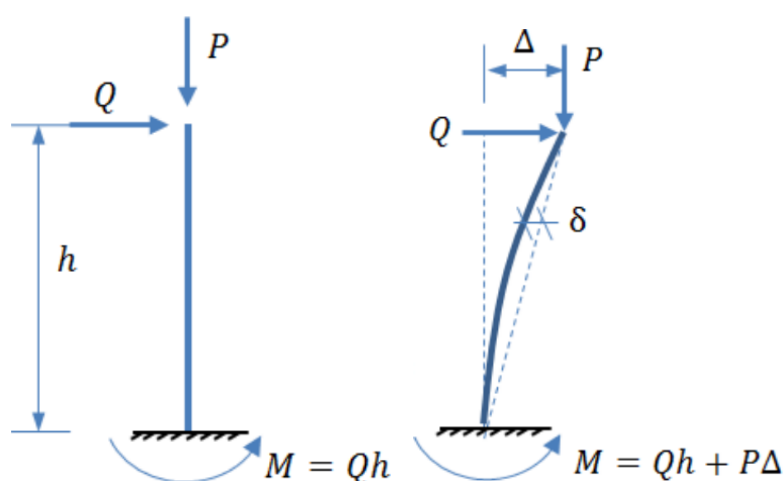
θ ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου

P_{tot} το συνολικό φορτίο βαρύτητας στον εξεταζόμενο όροφο και τους ανωτέρους για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

d_r η σχετική μετακίνηση του εξεταζόμενου ορόφου, που προκύπτει από την διαφορά των ελαστικών οριζόντιων μετακινήσεων ($d_s = q \cdot d_e$) πολλαπλασιασμένες με τον συντελεστή συμπεριφοράς q

V_{tot} η συνολική τέμνουσα του εξεταζόμενου ορόφου

h το ύψος του εξεταζόμενου ορόφου



Σχήμα 5.4: Σχηματική απεικόνιση ελέγχου φαινομένων δευτέρας τάξεως

Το όριο του συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ παίρνει την τιμή 0.1, προκειμένου να αμεληθούν εντελώς τα φαινόμενα 2ης τάξης, ενώ όταν ισχύει $0.1 \leq \theta \leq 0.2$, λαμβάνονται υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας με $1/(1-\theta)$ τα σεισμικά εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις. Σε περίπτωση που ισχύει $0.2 \leq \theta \leq 0.3$, τότε πρέπει να ληφθούν υπόψη πλήρως με μη γραμμική ανάλυση γεωμετρίας. Ο έλεγχος αυτός πρέπει να ικανοποιείται για όλα τα πλαίσια, όλους τους ορόφους και για όλες τις διευθύνσεις της κατασκευής. Πραγματοποιείται με το λογισμικό Excel και αποτελεί επαναληπτική διαδικασία, όπως και ο έλεγχος περιορισμού βλαβών.

Πίνακας 5.4: Έλεγχος φαινομένων δευτέρας τάξεως κατά την διεύθυνση Y

Case	Όροφος	$V_{tot,Y}$ (kN)	$P_{tot,z}$ (kN)	d_r (cm)	h (cm)	θ	Check	θ_{limit}		$1/(1-\theta)$
Ey	8	849,13	5256,04	3,00	420	0,0442	<	0,1	OK	-
	7	1372,36	11890,17	3,30	420	0,0681	<	0,1	OK	-
	6	1676,04	18541,30	3,30	420	0,0869	<	0,1	OK	-
	5	1939,86	25215,10	3,40	420	0,1052	<	0,1	FAIL	1,118
	4	2166,56	31934,86	3,40	420	0,1193	<	0,1	FAIL	1,135
	3	2424,65	38658,27	3,20	420	0,1215	<	0,1	FAIL	1,138
	2	2718,69	45432,10	3,10	420	0,1233	<	0,1	FAIL	1,141
	1	2914,14	52424,04	2,90	420	0,1242	<	0,1	FAIL	1,142

Από του υπολογισμούς που φαίνονται στον Πίνακα 5.4, προκύπτει ότι ο συντελεστής θ είναι μεγαλύτερος από 0.1, οπότε τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως δεν μπορούν να αγνοηθούν. Για τους ορόφους για τους οποίους ισχύει $\theta > 0.1$ τα σεισμικά μεγέθη πρέπει να προσαυξηθούν κατά $1/(1-\theta)$. Απλοποιητικά, γίνεται η συντηρητική παραδοχή ότι τα σεισμικά μεγέθη της διεύθυνσης Y αυξάνονται συνολικά κατά $1/(1-\theta) = 1.142$.

Πίνακας 5.5: Έλεγχος φαινομένων δευτέρας τάξεως κατά την διεύθυνση X

Case	Όροφος	$V_{tot,X}$ (kN)	$P_{tot,z}$ (kN)	d_r (cm)	h (cm)	θ	Check	θ_{limit}		$1/(1-\theta)$
Ex	8	904,92	5256,04	1,60	420	0,0221	<	0,1	OK	-
	7	1592,91	11890,17	2,20	420	0,0391	<	0,1	OK	-
	6	2009,66	18541,30	2,70	420	0,0593	<	0,1	OK	-
	5	2332,83	25215,10	2,70	420	0,0695	<	0,1	OK	-
	4	2623,52	31934,86	2,80	420	0,0812	<	0,1	OK	-
	3	2934,21	38658,27	3,20	420	0,0999	<	0,1	OK	-
	2	3245,16	45432,10	3,20	420	0,0998	<	0,1	OK	-
	1	3407,50	52424,04	2,00	420	0,0733	<	0,1	OK	-

5.3 Ικανοτικός σχεδιασμός πλαισίων με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας CBF

5.3.1 Γενικά

Στις δύο μεσαίες περασιές του κτιρίου κατά τη διεύθυνση Y μορφώνονται τα πλαίσια με τους κατακόρυφους κεντρικούς χιαστί συνδέσμους ανά όροφο, οι οποίοι παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία μέσω της αξονικής λειτουργίας τους. Ο ικανοτικός

σχεδιασμός περιλαμβάνει ελέγχους για τα διαγώνια μέλη, τις δοκούς και τα υποστυλώματα.

5.3.2 Διαγώνιοι σύνδεσμοι

Λόγω της εναλλασσόμενης φόρτισης του σεισμού, κάθε διαγώνιο μέλος θλίβεται και εφελκύεται εναλλάξ κατά τους διαδοχικούς κύκλους. Υπέρ της ασφαλείας η συνεισφορά του θλιβόμενου μέλους αγνοείται καθώς είναι πάρα πολύ μικρή. Για να ληφθεί υπόψη το γεγονός αυτό στο μοντέλο, διαγράφονται τελείως τα θλιβόμενα μέλη στο λογισμικό, ώστε να τροποποιηθεί κατάλληλα το μητρώο δυσκαμψίας για την σεισμική ανάλυση. Προφανώς για τον ίδιο λόγο δεν ελέγχεται η αντοχή της θλιβόμενης διαγωνίου.

Τα διαγώνια μέλη διαστασιολογούνται ώστε να πληρούν τις πιο κάτω απαιτήσεις:

1. Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγωνίους. Υπολογίζονται οι αξονικές δυνάμεις από την σεισμική διέγερση E_y και πολλαπλασιάζονται με τον μέγιστο αυξητικό συντελεστή $1/(1 - \theta) = 1.142$, που προκύπτει από τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως, δηλαδή οι αξονικές σχεδιασμού των διαγωνίων υπολογίζονται ως

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1/(1 - \theta) \cdot N_{Ed,E} = 1/(1 - \theta) \cdot N_{Ed,E} \quad (5.10)$$

όπου $N_{Ed,G}$ η αξονική από τα κατακόρυφα φορτία και $N_{Ed,E}$ η αξονική από τις δράσεις της σεισμικής διέγερσης, και ελέγχεται ότι:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1 \quad (5.11)$$

όπου $N_{pl,Rd}$ η πλαστική αντοχή σε εφελκυσμό της διαγωνίου.

2. Για να εξασφαλιστεί ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο περιορίζεται η λυγνρότητά τους κατά την σχέση

$$1.3 \leq \lambda \leq 2 \quad (5.12)$$

όπου

- 1.3 για να λυγίσει ο σύνδεσμος χωρίς να επιβαρύνει υποστυλώματα και δοκούς.
- 2 για να λυγίσει ο σύνδεσμος χωρίς να είναι αρκετά χαλαρός ώστε να προκαλεί βλάβες στις συνδέσεις κατά την εναλλαγή του πρόσημου της φόρτισης

Οι απαιτήσεις της λυγνρότητας περιορίζουν ουσιαστικά τις προς επιλογή δυνατές διατομές των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Εάν καμία από τις διατομές αυτές δεν ικανοποιεί τον σχεδιασμό, μία λύση είναι η αλλαγή της ποιότητας του χάλυβα. Όσον αφορά τον υπολογισμό της ίδιας λυγνρότητας, λαμβάνεται υπόψη ότι οι διαγώνιοι συνδέονται στο μέσο τους με συνδέσεις που επιτρέπουν τη στροφή στα άκρα τους. Ως εκ τούτου το μήκος λυγνισμού τους είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου.

3. Τέλος, για να εξασφαλισθεί ομοιομορφία των υπεραντοχών των διαγωνίων στους ορόφους, και κατ' επέκταση η ομοιομορφία πλαστιμότητας καθ' ύψος του πλαισίου ώστε να εξασφαλισθεί πλάστιμος μηχανισμός κατάρρευσης, πρέπει να ικανοποιηθεί η σχέση

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} \leq 0.25 \text{ όπου } \Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \quad (5.13)$$

όπου

- Ω_{max} η μέγιστη τιμή υπεραντοχής των ορόφων
 Ω_{min} η μικρότερη τιμή υπεραντοχής των ορόφων
 Ω η τιμή υπεραντοχής του μέλους

Πίνακας 5.6: Διατομές, δρώσα εφελκυστική αξονική, εμβαδόν, πλαστική δύναμη αντοχής και έλεγχοι αντοχής διαγωνίων συνδέσμων καθ' ύψος του κτιρίου

Όροφος	Διατομή	$N_{Ed,E}$ (kN)	$a \cdot N_{Ed,E}$ (kN)	A_x (cm ²)	N_{pl} (kN)	$\frac{a \cdot N_{Ed,E}}{N_{pl}}$	Check
8	SHS70x5	248,97	284,28	12,90	303,15	0,94	OK
7	SHS70x8	389,50	444,74	19,50	458,25	0,97	OK
6	SHS90x8	486,20	555,16	25,90	608,65	0,91	OK
5	SHS80x10	552,33	630,67	28,00	658,00	0,96	OK
4	SHS90x10	623,89	712,38	32,00	752,00	0,95	OK
3	RHS160x80x8	692,13	790,30	35,50	834,25	0,95	OK
2	RHS160x80x8.8	763,16	871,40	39,14	919,79	0,95	OK
1	RHS160x80x10	852,15	973,01	43,50	1022,25	0,95	OK

Πίνακας 5.7: Διατομές, δρώσα εφελκυστική αξονική, πλαστική δύναμη αντοχής διαγωνίων συνδέσμων καθ' ύψος του κτιρίου και έλεγχοι λυγηρότητας και κριτηρίου υπεραντοχής

Όροφος	Διατομή	N_{Ed} (kN)	N_{pl} (kN)	Ω	$\frac{\Omega - \Omega_{min}}{\Omega_{min}}$	λ	Check λ
8	SHS70x5	284,28	303,15	1,066	0,0349	1,704	OK
7	SHS70x8	444,74	458,25	1,030	0,0000	1,799	OK
6	SHS90x8	555,16	608,65	1,096	0,0640	1,358	OK
5	SHS80x10	630,67	658,00	1,043	0,0126	1,595	OK
4	SHS90x10	712,38	752,00	1,055	0,0245	1,393	OK
3	RHS160x80x8	790,30	834,25	1,055	0,0245	1,414	OK
2	RHS160x80x8.8	871,40	919,79	1,055	0,0244	1,428	OK
1	RHS160x80x10	973,01	1022,25	1,050	0,0196	1,451	OK
				Ω_{min}	1,030		
				Ω_{max}	1,096		
				Check	0,064	$\leq 0,25$	OK

5.3.3 Υποστυλώματα

Επειδή στα συστήματα πλαισίων με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας τα θυσιάσιμα μέλη είναι οι διαγώνιοι, που μεταφέρουν τις αξονικές δυνάμεις στα γειτονικά υποστυλώματα, τα υποστυλώματα πρέπει να διαστασιολογούνται ικανοτικά ως προς τα διαγώνια μέλη. Συνεπώς η σεισμική καταπόνηση που λαμβάνουν πρέπει να προσαυξηθεί κατά την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής των διαγώνιων του συγκεκριμένου πλαισίου επί των συντελεστών υπεραντοχής, όπως φαίνεται στην Σχέση 5.14. Στόχος είναι να αποφευχθεί ο λυγισμός των υποστυλωμάτων πριν την διαρροή των συνδέσμων.

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (5.14)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} \quad (5.15)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} \quad (5.16)$$

$$\Omega = \Omega_{min} \quad (5.17)$$

όπου

γ_{ov} ο συντελεστής υπεραντοχής υλικού ίσος με 1.25

Ω η ελάχιστη τιμή υπεραντοχής όλων των δοκών

Για τον έλεγχο των υποστυλωμάτων δημιουργούνται στο λογισμικό σεισμικοί συνδυασμοί $G+0.3Q\pm 0.3E_x\pm 1.1\gamma_{ov}\Omega E_y$, οι οποίοι συντηρητικά θα προσαυξήσουν όλα τα εντατικά μεγέθη (M_{Ed}, V_{Ed}, N_{Ed}) και όχι μόνο την N_{Ed} . Οι έλεγχοι αντοχής των υποστυλωμάτων εκτελούνται από το λογισμικό όπως και στην περίπτωση της ΟΚΑ με βάση το EN1993. Σε περίπτωση αστοχίας κάποιου υποστυλώματος από τους ελέγχους στο λογισμικό, πραγματοποιείται ο ακριβής έλεγχος. Από την ενότητα 5.3.2 προέκυψε $\Omega_{min} = 1.03$, οπότε λαμβάνοντας υπόψη και τον συντελεστή αύξησης λόγω φαινομένων δευτέρας τάξεως η σεισμική φόρτιση E_y αυξάνεται με τον συντελεστή $1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot a = 1.64$. Στον Πίνακα 5.8 φαίνονται ενδεικτικά οι αποδόσεις από τον έλεγχο των υποστυλωμάτων, που έγινε στο λογισμικό για τα υποστυλώματα με την μεγαλύτερη απόδοση.

Πίνακας 5.8: Απόδοση υποστυλωμάτων έπειτα από τον ικανοτικό έλεγχο

Όροφος	Πλαίσιο	Υποστύλωμα	Διατομή	Απόδοση
3	4	εσωτερικό	HEB600	0,79
3	3	εσωτερικό	HEB600	0,70
4	4	εσωτερικό	HEB600	0,63
1	4	εσωτερικό	CHS610x25	0,58
1	2	εσωτερικό	RHS500x300x20	0,38

5.3.4 Δοκοί

Όπως και τα υποστυλώματα, έτσι και οι δοκοί πρέπει να διαστασιολογηθούν με τα προσαυξημένα σεισμικά μεγέθη ώστε να αποτρέπεται η αστοχία τους πριν από τη διαρροή των διαγωνίων. Έτσι, εκτός από την καμπτική καταπόνηση λόγω μη σεισμικών δράσεων $g+0.3q$, καταπονούνται και με την προσαυξημένη σεισμική αξονική δύναμη που μεταφέρεται από τα διαγώνια μέλη, ώστε να ληφθεί υπόψη η υπεραντοχή των διαγώνιων. Πρέπει δηλαδή οι δοκοί να διαστασιολογούνται ικανοτικά ως προς τα γειτονικά διαγώνια

μέλη, με σκοπό να μην αστοχήσουν από λυγισμό πριν από την διαρροή των διαγωνίων αυτών. Υπέρ της ασφαλείας για τον έλεγχο η σεισμική αξονική της διαγωνίου θεωρείται ίση με την πλαστική αξονική δύναμη αντοχής της διαγωνίου. Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν για τον σκοπό αυτό, έχουν προκύψει ως εξής:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{pl,Rd,brace} \cdot \cos \varphi \quad (5.18)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} \quad (5.19)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} \quad (5.20)$$

Στις Σχέσεις 5.19 και 5.20 η ροπή και η τέμνουσα προέρχονται από τα βαρυντικά φορτία του οιονεί μόνιμου συνδυασμού, ενώ η αξονική είναι ουσιαστικά η ικανοτικά προσαυξημένη οριζόντια συνιστώσα της αξονικής που μεταφέρεται από την διαγώνιο στην δοκό. Λόγω της εξασφάλισης από εκτροπή που προσφέρει η σύμμικτη πλάκα θεωρείται ότι οι μειωτικοί συντελεστές λυγισμού $\chi_y, \chi_z, \chi_{LT}$ και ο συντελεστής αλληλεπίδρασης αξονικής και ροπής k_{zy} ισούνται με την μονάδα. Συνεπώς, γίνεται τροποποιημένος έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής και έλεγχος κάμψης συνυπολογίζοντας την απομείωση καμπτικής αντοχής λόγω αξονικής, όπως φαίνεται στις σχέσεις:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,beam}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,beam}} \leq 1 \quad (5.21)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,pl,beam}} \leq 1 \quad (5.22)$$

Πίνακας 5.9: Διατομές των διαγώνιων συνδέσμων, ικανοτικά προσαυξημένη οριζόντια συνιστώσα αξονικής που μεταφέρεται από τις διαγώνιους στις δοκούς

Όροφος	Διατομή	$N_{pl,brace}$ (kN)	$N_{pl,brace} \cdot \cos \varphi$ (kN)	$1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{pl,Rd,brace} \cdot \cos \varphi$ (kN)
8	SHS 70x5	303,15	263,03	372,65
7	SHS 70x8	458,25	397,61	563,31
6	SHS 90x8	608,65	528,10	748,19
5	SHS80x10	658,00	570,92	808,86
4	SHS90x10	752,00	652,48	924,41
3	RHS 160x80x8	834,25	723,85	1025,51
2	RHS160x80x8,8	919,79	798,06	1130,67
1	RHS 160x80x10	1022,25	886,97	1256,62

Πίνακας 5.10: Διατομές των δοκών, εντατικά μεγέθη, αντοχές και έλεγχοι

Όροφος	Διατομή	M_{Ed} (kNm)	M_{pl} (kNm)	N_{Ed} kN	N_{pl} (kN)	$M_{N,pl}$ (kNm)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl}}$	Check	$\frac{M_{Ed}}{M_{N,pl}}$	Check
8	IPE360	112,42	239,47	372,65	1709,16	234,99	0,69	OK	0,48	OK
7	IPE360	123,45	239,47	563,31	1709,16	201,47	0,85	OK	0,61	OK
6	IPE360	123,45	239,47	748,19	1709,16	168,96	0,95	OK	0,73	OK
5	IPE360	123,45	239,47	808,86	1709,16	158,30	0,99	OK	0,78	OK

4	IPE360	123,45	307,15	924,41	1709,16	137,98	0,94	OK	0,89	OK
3	IPE400	124,06	307,15	1025,51	1984,81	188,46	0,92	OK	0,66	OK
2	IPE400	124,83	307,15	1130,67	1984,81	167,80	0,98	OK	0,74	OK
1	IPE450	124,83	399,97	1256,62	2322,27	235,09	0,85	OK	0,53	OK

5.4 Ικανοτικός σχεδιασμός πλαισίων παραλαβής ροπών MRF

5.4.1 Γενικά

Τα πλαίσια παραλαβής ροπών αποτελούνται από δοκούς και υποστυλώματα, που συνδέονται μεταξύ τους με συνδέσεις ροπής, δηλαδή άκαμπτες συνδέσεις που μπορούν να παραλάβουν ροπή. Τα πλαίσια αυτά θεωρούνται συνήθως ως πιο εύκαμπτοι φορείς σε σχέση με τα υπόλοιπα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας και η διαστασιολόγηση τους εξαρτάται κυρίως από τις σχετικές μετακινήσεις. Όπως και τα υπόλοιπα συστήματα δυσκαμψίας, σχεδιάζονται ικανοτικά έτσι ώστε να εξασφαλίζεται ένας αποδεκτός μηχανισμός αστοχίας, όπου τα υποστυλώματα παραμένουν στην ελαστική περιοχή και στα άκρα των δοκών σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις. Η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων αποσκοπεί στην αποτελεσματική απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας με αποδεκτές πλευρικές και παραμένουσες παραμορφώσεις. Καθώς οι διατομές των δοκών για την συγκεκριμένη κατασκευή έχουν καθοριστεί από τους ελέγχους ΟΚΑ για μη σεισμικές δράσεις, όσα αναφέρονται στην ενότητα 5.4.2 αφορούν έλεγχο των διατομών αυτών και όχι διαστασιολόγηση αυτών. Οι υπόλοιπες διαδικασίες των ενοτήτων 5.4.3, 5.4.4 και 5.4.5 αποτελούν επαναληπτική διαδικασία για την διαστασιολόγηση των διατομών των υποστυλωμάτων.

5.4.2 Δοκοί

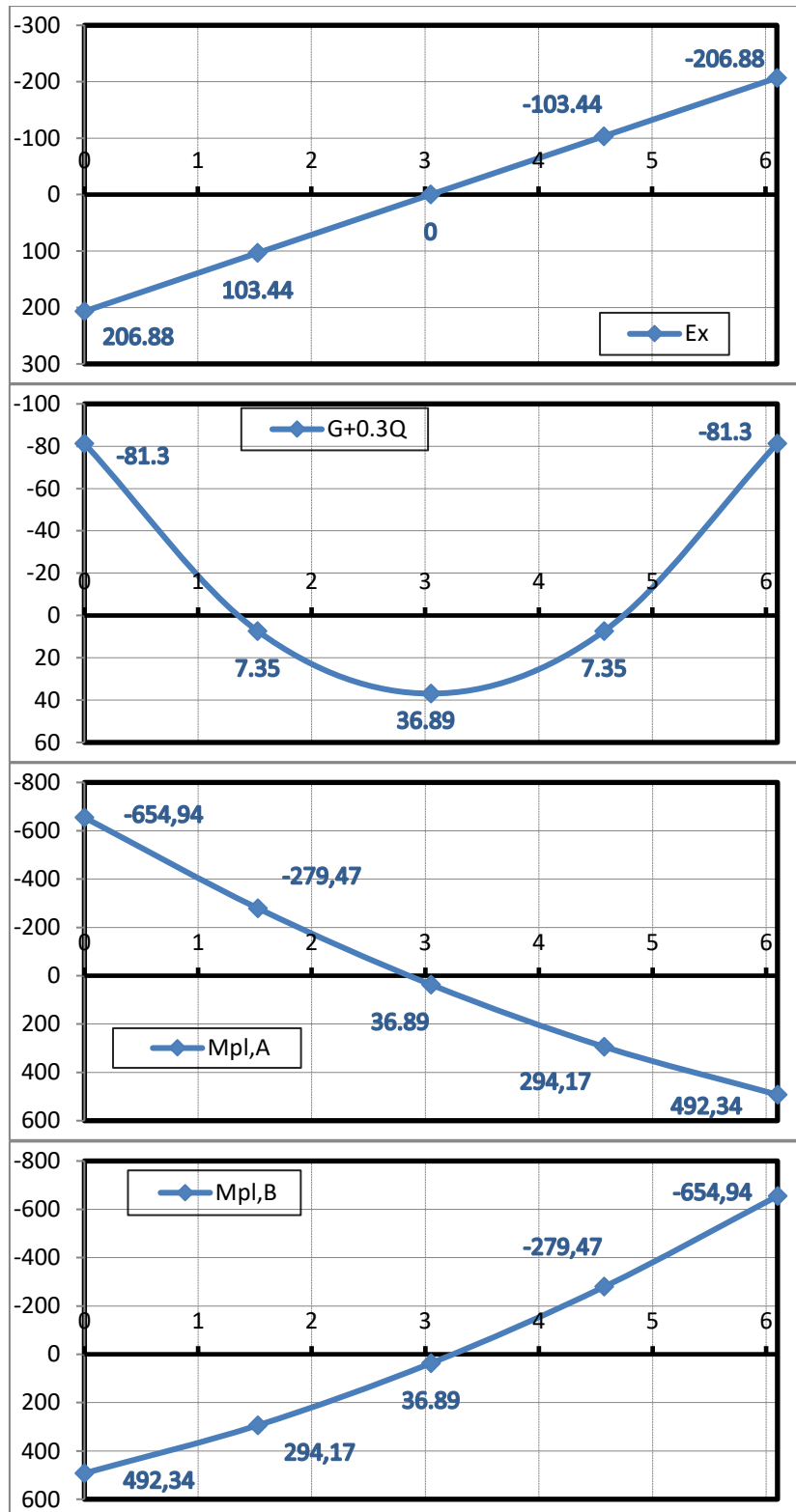
Ο πρώτος έλεγχος που πραγματοποιείται και ο πρώτος έλεγχος που αναγράφεται στον EN1998.1 είναι ο έλεγχος ακραίου τμήματος δοκού. Η δοκός πρέπει να ελεγχθεί ώστε να έχει επαρκή αντοχή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, θεωρώντας τον σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης σε έναν από τους δύο ακραίους κόμβους. Για τον σχεδιασμό της δοκού γίνεται η παραδοχή ότι έχει σχηματιστεί πλαστική άρθρωση είτε στο αριστερό άκρο (Α) είτε στο δεξιό άκρο (Β) της δοκού. Με την παραδοχή αυτή προσδιορίζεται ο απαιτούμενος συντελεστής προσαύξησης των σεισμικών εντατικών μεγεθών, έτσι ώστε το άθροισμα της ροπής από τον συνδυασμό $G+0.3Q$ και της προσαυξημένης ροπής λόγω σεισμικού συνδυασμού κατά την διεύθυνση X , να ισούται με την ροπή πλαστικής αντοχής της συγκεκριμένης διατομής στο εκάστοτε άκρο

$$M_{pl,Rd} = M_{Ed,G+0,3Q} + a \cdot M_{Ed,Ex} \quad (5.23)$$

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για την μεσαία δοκό του πρώτου ορόφου του εξωτερικού πλαισίου με διατομή IPE 550. Για τον σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο σημείο Α απαιτείται προσαύξηση των σεισμικών δράσεων κατά $-277,28\%$ και αντίστοιχα στο σημείο Β $+277,28\%$

$$M_{Ed,A} = M_{pl,Rd} = -81,3 - 2,7728 \cdot (+206,88) = -654,94kNm$$

$$M_{Ed,B} = M_{pl,Rd} = -106,31 + 2,7728 \cdot (-206,88) = -654,94kNm$$



Σχήμα 5.5: Διαγράμματα ροπών για την μεσαία δοκό πρώτου ορόφου του εξωτερικού πλαισίου για την σεισμική δράση κατά X, για τα βαρυντικά φορτία του οιονεί μόνιμου συνδυασμού και για την κατάσταση σχηματισμού πλαστική άρθρωσης σε κάθε ένα από τα δύο άκρα της δοκού

Με βάση τις προηγούμενες προσαυξήσεις κατασκευάζονται τα διαγράμματα επαλληλίας των ροπών του Σχήματος 5.5. Στις περιοχές θετικών ροπών το άνω πέλμα της δοκού θεωρείται πλευρικά εξασφαλισμένο μέσω της σύνδεσής του με την σύμμικτη

πλάκα, οπότε ο έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού πραγματοποιείται για τις περιοχές αρνητικών ροπών κοντά στην στήριξη. Για να μπορέσει να αναπτυχθεί η $M_{pl,Rd}$ λαμβάνεται η πρώτη πλευρική εξασφάλιση σε απόσταση 0.60m από τον κόμβο. Η δοκός στο ακραίο τμήμα έχει τραπεζοειδές διάγραμμα ροπών με τιμές ακραίων ροπών -654.94kNm και -504.93kNm αντίστοιχα, και λόγο ακραίων ροπών ψ ίσο με 0.77 και επομένως προκύπτουν οι συντελεστές $C_1 = 1.129$ και $C_2 = 0$. Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις $k = k_w = 1$ για το ακραίο τμήμα με μήκος $L = 60cm$ υπολογίζεται η ελαστική κρίσιμη ροπή

$$\begin{aligned} M_{cr} &= C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L_T)^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L_T)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \\ &= 1.129 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 2668}{(1 \cdot 60)^2} \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{1861500}{2668} + \frac{(1 \cdot 60)^2 \cdot 8100 \cdot 121.7}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 2668}} \\ &= 4602448kNcm \\ &= 46024.48kNm \end{aligned}$$

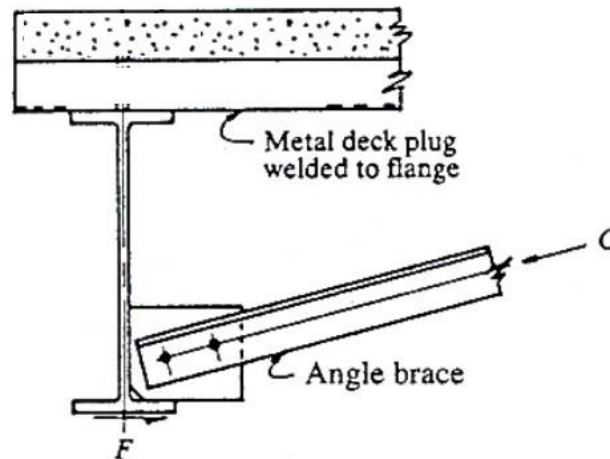
οπότε η ανηγμένη λυγηρότητα ισούται με

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2787 \cdot 23.5}{4602448}} = 0.119 \leq 0.2$$

και δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής της δοκού λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, συνεπώς μπορεί να αναπτυχθεί η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής.

Στη συνέχεια ελέγχεται το απομένον τμήμα από το σημείο της πρώτης πλευρικής εξασφάλισης στα 0.60m μέχρι την δευτερεύουσα δοκό στα 1.525m. Το απομονωμένο κομμάτι του διαγράμματος ροπών έχει πάλι σχήμα τραπεζοειδές με τιμές ακραίων ροπών -504.93kNm και -282.50kNm αντίστοιχα, και λόγο ακραίων ροπών ψ ίσο με 0.559 και επομένως προκύπτουν οι συντελεστές $C_1 = 1.277$ και $C_2 = 0$. Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις $k = k_w = 1$ για το ακραίο τμήμα με μήκος $L = 92.5cm$, ομοίως υπολογίζεται η ελαστική κρίσιμη ροπή $M_{cr} = 22043kNm$ και η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT} = 0.172 \leq 0.2$ και δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής της δοκού λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Συνεπώς, η δοκός επαρκεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού την χρονική στιγμή σχηματισμού πλαστική άρθρωσης στον ακραίο κόμβο Α. Παρόμοιοι υπολογισμοί γίνονται για όλες τις δοκούς.

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, για την ικανοποίηση του ελέγχου λήφθηκε υπόψη πλευρική εξασφάλιση πιο κοντά στο άκρο. Αυτό γίνεται καθώς εάν ληφθεί υπόψη ως πρώτο σημείο πλευρικής εξασφάλισης το σημείο σύνδεσης με την δευτερεύουσα δοκό σε απόσταση 171,25cm, ο έλεγχος δεν ικανοποιείται. Σε τέτοιες περιπτώσεις ο Κανονισμός προβλέπει κατάλληλες κατασκευαστικές διατάξεις πλευρικής εξασφάλισης για περιοχές πλαστικών αρθρώσεων (EN1993.1 6.3.5.2), ώστε να αυξηθεί η αντοχή έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και να αποφευχθεί περαιτέρω αύξηση της διατομής. Για την κατασκευή προτείνεται η πλευρική εξασφάλιση του κάτω πέλματος με αντηρίδες οι οποίες θα συνδεθούν είτε κοχλιωτά είτε με συγκόλληση στο χαλυβδόφυλλο της σύμμικτης πλάκας. Χαρακτηριστικό σκαρίφημα δίνεται στο Σχήμα 5.6.



Σχήμα 5.6: Σκαρίφημα πλευρικής εξασφάλισης του κάτω πέλματος της κύριας δοκού με αντηρίδες, οι οποίες θα συνδεθούν με το χαλυβδόφυλλο (από Tsai et al., 2001)

Για την εξασφάλιση των ελάχιστων απαιτούμενων αντοχών και την επαρκή πλαστιμότητα στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς, αυτές πρέπει να σχεδιαστούν ικανοτικά. Σε μία πρώτη φάση οι διατομές των δοκών που έχουν ήδη διαστασιολογηθεί από τους ελέγχους ΟΚΑ και τους ελέγχους των μετατοπίσεων, ελέγχονται περαιτέρω ως προς την αντοχή κατά το EN1993 για τους σεισμικούς συνδυασμούς. Οι έλεγχοι αυτοί γίνονται από το λογισμικό. Στη συνέχεια λόγω του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να επαληθευτεί ότι η πλαστική αντοχή και η στροφική ικανότητα δεν απομειώνονται από θλιπτικές αξονικές και από διατμητικές δυνάμεις. Έτσι, για τις διατομές που κατατάσσονται σε κατηγορίες 1 ή 2, με βάση τον Κανονισμό θα πρέπει να ισχύουν οι σχέσεις:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \text{ όπου } N_{Ed} = N_{Ed,G} + N_{Ed,E} \quad (5.24)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \text{ όπου } M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} \quad (5.25)$$

όπου

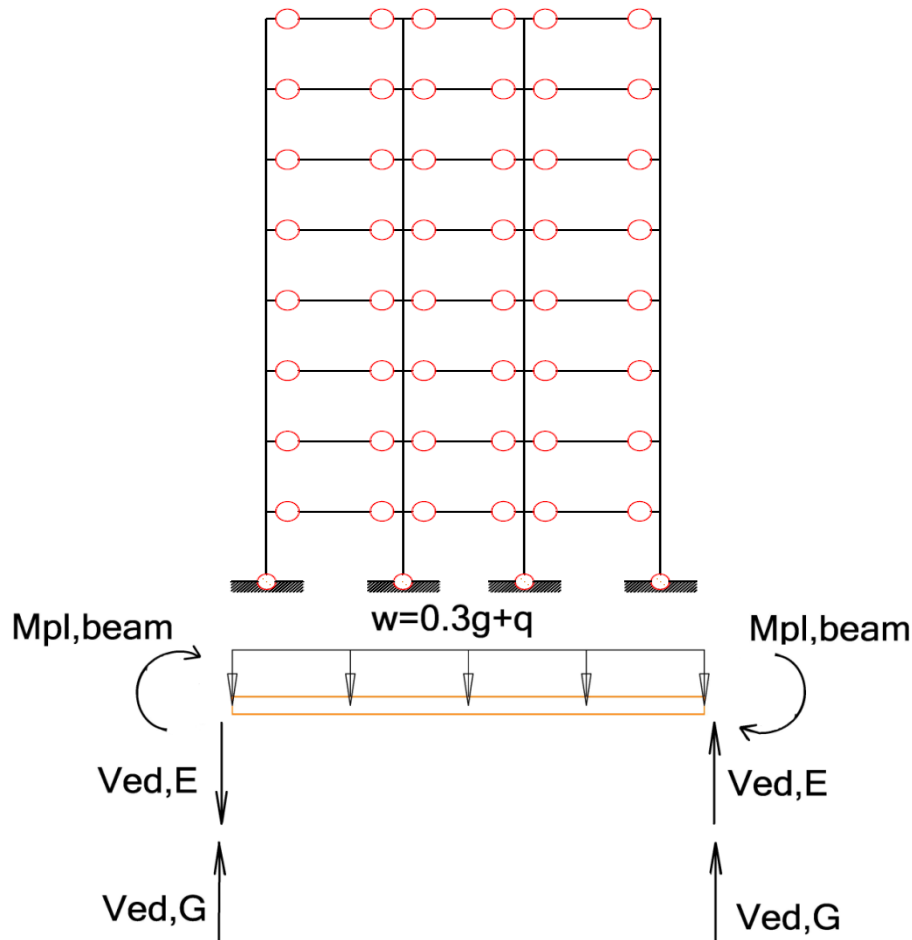
$N_{Ed,G}, M_{Ed,G}$ τα εντατικά μεγέθη για το γραμμικό οιονεί μόνιμο φορτίο $w = g + 0.3q$ της δοκού

$N_{Ed,E}, M_{Ed,E}$ τα εντατικά μεγέθη από τις σεισμικές δράσεις

Οι παραπάνω έλεγχοι γίνονται με το λογισμικό Robot, αφού έχουν δημιουργηθεί οι σεισμικοί συνδυασμοί και γίνεται ο έλεγχος όλων των δοκών. Η μεγαλύτερη απόδοση ισούται με 0.68 και προκύπτει για την ακραία δοκό του έβδομου ορόφου με διατομή IPE 450. Η απόδοση προέκυψε από τον έλεγχο του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, ενώ ο έλεγχος κάμψης της Σχέσης 5.25 δίνει 0.47. Λόγω της ύπαρξης διαφραγματικής λειτουργίας από την σύμμικτη πλάκα ισχύει $N_{Ed,E} = 0$ και προφανώς τα βαρυντικά φορτία δεν προκαλούν αξονική καταπόνηση στην δοκό, με αποτέλεσμα η Σχέση 5.24 να είναι αμελητέα για όλα τα δοκάρια των MRF.

Ο έλεγχος έναντι τέμνουσας για τις δοκούς γίνεται με τον υπολογισμό της ικανοτικής τέμνουσας V_{Ed} . Για τον υπολογισμό αυτόν γίνεται η παραδοχή ότι έχουν σχηματιστεί

πλαστικές αρθρώσεις ταυτόχρονα και στα δύο άκρα της δοκού. Για τον υπολογισμό της $V_{Ed,G}$ μετατρέπονται στο λογισμικό για συντομία υπολογισμών όλες οι δοκοί των MRF σε αμφιέρειστες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.7. Ουσιαστικά ελέγχεται ότι στην κατάσταση αυτή η τέμνουσα δεν θα απομειώνει την καμπτική αντοχή της δοκού λίγο πριν τον σχηματισμό της πλαστικής άρθρωσης.



Σχήμα 5.7: Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και σχηματική απεικόνιση διαγράμματος ελευθέρου σώματος δοκού για τον ικανοτικό σχεδιασμό

Με βάση την επίλυση του διαγράμματος ελευθέρου σώματος του Σχήματος 5.7 η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού δίνεται από τις Σχέσεις 5.26 και 5.27. Στον Πίνακα 5.11 δίνονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα του ελέγχου για όλα τα δοκάρια του δεύτερου πλαισίου. Η μέγιστη απόδοση προκύπτει ίση με 0.449 και η ελάχιστη με 0.336.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \text{ όπου } V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} \quad (5.26)$$

$$V_{Ed,E} = \frac{(M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})}{L} \quad (5.27)$$

όπου

$V_{Ed,G}$ η τέμνουσα για το γραμμικό οιονεί μόνιμο φορτίο $w = g + 0.3q$ της δοκού και δίνεται από $V_{Ed,G} = w \cdot l/2$

$V_{Ed,E}$ η τέμνουσα από τις σεισμικές δράσεις, όπως ορίζεται στην Σχέση 5.27

Πίνακας 5.11: Ενδεικτικά ο ικανοτικός έλεγχος τέμνουσας των δοκών του δευτέρου πλαισίου

Όροφος	Διατομή	Μήκος (m)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)	$V_{Ed,E}$ (kN)	$V_{Ed,G}$ (kN)	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,z,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,z,Rd}}$	Check
8	IPE 450	6,85	399,97	116,78	118,09	234,87	576,36	0,41	OK
	IPE 400	6,1	307,15	100,70	104,82	205,52	471,75	0,44	OK
7	IPE 450	6,85	399,97	116,78	118,09	234,87	576,36	0,41	OK
	IPE 450	6,85	399,97	116,78	142,19	258,97	576,36	0,45	OK
	IPE 450	6,1	399,97	131,14	126,62	257,76	576,36	0,45	OK
6	IPE 450	6,85	399,97	116,78	142,19	258,97	576,36	0,45	OK
	IPE 500	6,85	515,59	150,54	142,63	293,17	691,82	0,42	OK
	IPE 500	6,1	515,59	169,05	127,01	296,06	691,82	0,43	OK
5	IPE 500	6,85	515,59	150,54	142,63	293,17	691,82	0,42	OK
	IPE 500	6,1	515,59	169,05	127,01	296,06	691,82	0,43	OK
	IPE 500	6,85	515,59	150,54	142,63	293,17	691,82	0,42	OK
4	IPE 500	6,85	515,59	150,54	142,63	293,17	691,82	0,42	OK
	IPE 550	6,85	654,95	191,22	143,13	334,35	828,17	0,40	OK
	IPE 550	6,1	654,95	214,74	127,46	342,20	828,17	0,41	OK
3	IPE 550	6,85	654,95	191,22	143,13	334,35	828,17	0,40	OK
	IPE 550	6,1	654,95	214,74	127,46	342,20	828,17	0,41	OK
	IPE 550	6,85	654,95	191,22	143,13	334,35	828,17	0,40	OK
2	IPE 550	6,85	654,95	191,22	143,13	334,35	828,17	0,40	OK
	IPE 550	6,1	654,95	214,74	127,46	342,20	828,17	0,41	OK
	IPE 550	6,85	654,95	191,22	143,13	334,35	828,17	0,40	OK
1	IPE 550	6,85	654,95	191,22	143,13	334,35	828,17	0,40	OK
	IPE 550	6,1	654,95	214,74	127,46	342,20	828,17	0,41	OK
	IPE 550	6,85	654,95	191,22	143,13	334,35	828,17	0,40	OK

Στη συνέχεια αφού ολοκληρωθεί η διαστασιολόγηση όλων των δοκών, υπολογίζεται η ελάχιστη τιμή του συντελεστή υπεραντοχής Ω με τον οποίον θα ελεγχθούν τα υποστυλώματα.

$$\Omega_i = \frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \quad (5.28)$$

$$\Omega = \min (\Omega_i) \quad (5.29)$$

Για τον έλεγχο της καμπτικής ροπής η δρώσα ροπή M_{Ed} υπολογίζεται ως η μέγιστη από τους σεισμικούς συνδυασμούς $G+0.3Q \pm E_x$ και $G+0.3Q + E_x \pm E_y$, για την δυσμενοποίηση του δευτέρου ελέγχου και ταυτόχρονα τον υπολογισμό του ελάχιστου Ω . Ο υπολογισμός των Ω δεν πραγματοποιείται στον όγδοο όροφο, λόγω μικρότερων καμπτικών ροπών των δοκών της οροφής. Το Ω_{min} προκύπτει από την ακραία δοκό

έβδομου ορόφου του έκτου πλαισίου και ισούται με 1.469. Στον Πίνακα 5.12 φαίνεται ενδεικτικά ο έλεγχος της Σχέσης 5.25 και ο υπολογισμός των Ω για το πλαίσιο αυτό.

Πίνακας 5.12: Ενδεικτικά ο ικανοτικός έλεγχος κάμψης των δοκών και ο υπολογισμός των Ω για το πλαίσιο από το οποίο προκύπτει το Ω_{min} . Στον όγδοο όροφο δεν πραγματοποιούνται οι έλεγχοι

Όροφος	Διατομή	$M_{pl,Rd}$ (kN)	M_{Ed} (kN)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$	Check	Ω
7	IPE 450	399,97	262,37	0,66	OK	1,524
	IPE 450	399,97	238,57	0,60	OK	1,677
	IPE 450	399,97	272,33	0,68	OK	1,469
6	IPE 500	515,59	317,36	0,62	OK	1,625
	IPE 500	515,59	305,34	0,59	OK	1,689
	IPE 500	515,59	329,27	0,64	OK	1,566
5	IPE 500	515,59	335,64	0,65	OK	1,536
	IPE 500	515,59	323,76	0,63	OK	1,593
	IPE 500	515,59	347,32	0,67	OK	1,484
4	IPE 550	654,95	382,78	0,58	OK	1,711
	IPE 550	654,95	377,77	0,58	OK	1,734
	IPE 550	654,95	396,34	0,61	OK	1,652
3	IPE 550	654,95	401,10	0,61	OK	1,633
	IPE 550	654,95	395,57	0,60	OK	1,656
	IPE 550	654,95	411,67	0,63	OK	1,591
2	IPE 550	654,95	423,60	0,65	OK	1,546
	IPE 550	654,95	417,15	0,64	OK	1,570
	IPE 550	654,95	430,34	0,66	OK	1,522
1	IPE 550	654,95	405,78	0,62	OK	1,614
	IPE 550	654,95	394,93	0,60	OK	1,658
	IPE 550	654,95	409,55	0,63	OK	1,599
Ω_{min}						1,469

5.4.3 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα διαστασιολογούνται ικανοτικά ως προς τις δοκούς λαμβάνοντας υπόψη τα σεισμικά μεγέθη προσαυξημένα κατά τους συντελεστές υπεραντοχής γ_{ov} και Ω . Για την εξασφάλιση της αντοχής των υποστυλωμάτων πρέπει να ικανοποιούνται οι πιο κάτω συνθήκες:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (5.30)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (5.31)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad (5.32)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5 \quad (5.33)$$

όπου

γ_{ov} ο συντελεστής υπεραντοχής υλικού ίσος με 1.25

Ω η ελάχιστη τιμή υπεραντοχής όλων των δοκών

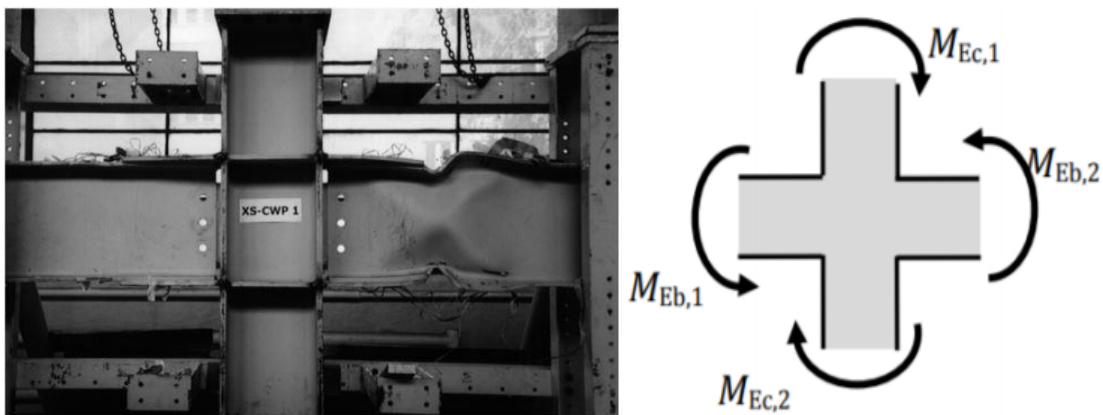
Για τον έλεγχο των υποστυλωμάτων δημιουργούνται στο λογισμικό σεισμικοί συνδυασμοί $G+0.3Q\pm 0.3E_y\pm 1.1\gamma_{ov}\Omega E_x$. Οι έλεγχοι αντοχής των υποστυλωμάτων εκτελούνται από το λογισμικό όπως και στην περίπτωση της ΟΚΑ με βάση το EN1993. Από την ενότητα 5.4.2 προέκυψε $\Omega_{min} = 1.469$, οπότε η σεισμική φόρτιση E_y αυξάνεται με τον συντελεστή $1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega = 2.02$. Στον Πίνακα 5.13 φαίνονται ενδεικτικά οι αποδόσεις από τον έλεγχο των υποστυλωμάτων, που έγινε στο λογισμικό κυρίως για τα υποστυλώματα με την μεγαλύτερη απόδοση.

Πίνακας 5.13: Απόδοση υποστυλωμάτων έπειτα από τον ικανοτικό έλεγχο

Όροφος	Πλαίσιο	Υποστύλωμα	Διατομή	Απόδοση
3	2	εσωτερικό	HEA 550	0,75
3	2	εξωτερικό	HEA 450	0,74
1	4	εξωτερικό	RHS 500x300x16	0,72
1	4	εσωτερικό	CHS 610x25	0,64
1	2	εσωτερικό	RHS 500x300x20	0,68

5.4.4 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου

Για την εξασφάλιση δημιουργίας του πλαστικού μηχανισμού κατάρρευσης πρέπει να διασφαλιστεί η τοπική ικανότητα σχεδιασμού. Συγκεκριμένα, προκειμένου να εξασφαλιστεί ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα και να αποφευχθεί με αυτόν τον τρόπο ο σχηματισμός "μαλακού ορόφου", οι κόμβοι σχεδιάζονται ικανοτικά ώστε η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν σε ένα κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αντοχή των δοκών, λαμβάνοντας υπόψη και την πιθανή υπεραντοχή. Εξαιρέση αποτελούν η κορυφή και η βάση των υποστυλωμάτων, στις οποίες επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων. Ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου, ο οποίος στην βιβλιογραφία είναι γνωστός και ως έλεγχος ισχυρού υποστυλώματος - ασθενούς δοκού, δίνεται από την Σχέση 5.34.



Σχήμα 5.8: Τυπικός κόμβος μεταλλικού πλαισίου παραλαβής ροπών και σχηματική απεικόνιση σχέσης ικανοτικού ελέγχου κόμβου

$$\sum M_{RC} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (5.34)$$

όπου

M_{RC} η πλαστική ροπή αντοχής του εκάστοτε υποστυλώματος

M_{Rb} η πλαστική ροπή αντοχής της εκάστοτε δοκού

Για τον υπολογισμό των M_{RC} πρέπει να ληφθεί υπόψη η απομείωση της $M_{pl,Rd,c}$ λόγω αξονικής δύναμης. Κανονικά η αξονική η οποία θα έπρεπε να χρησιμοποιηθεί κατά τους υπολογισμούς θα έπρεπε να είναι εκείνη που αντιστοιχεί στην σεισμική κατάσταση που ωθεί στον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των εξεταζόμενων δοκών. Ωστόσο, η σχεδιαστική κατάσταση κατά την οποία σχηματίζονται ταυτόχρονα πλαστικές αρθρώσεις και στο δεξιό άκρο της αριστερής δοκού και στο αριστερό άκρο της δεξιάς δοκού εκατέρωθεν του κόμβου απαιτεί επίπονες επαυξήσεις της σεισμικής διέγερσης. Γι' αυτό η αξονική αυτή υπολογίζεται για κάθε υποστυλώμα ως η μέγιστη από τους σεισμικούς συνδυασμούς $G + 0.3Q \pm 0.3E_y \pm 1.1\gamma_{ov}\Omega_{min,x}E_x$ και $G + 0.3Q \pm 0.3E_x \pm 1.1\gamma_{ov}\Omega_{min,y}E_y$. Η ένταση λαμβάνεται από τους συγκεκριμένους συντελεστές προκειμένου και πάλι να ληφθεί υπόψη στον σχεδιασμό του κόμβου η υπεραντοχή.

Η απομείωση γίνεται με βάση τις σχέσεις του EN 1993.1.1 [6.2.9.1]. Αξίζει να σημειωθεί ότι για τις διατομές RHS στις σχέσεις για την εξέταση του εάν χρειάζεται απομείωση λαμβάνεται δύο φορές το ύψος κορμού h_w , ενώ για τις κοίλες κυκλικές διατομές CHS η απομειωμένη καμπτική ροπή αντοχής δίνεται από τον τύπο:

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - n^{1.7}) \quad (5.35)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (5.36)$$

Αξίζει να σημειωθεί ότι κατά την διαστασιολόγηση οι διατομές των υποστυλωμάτων, κυρίως των πρώτων ορόφων που φέρουν και τις μεγαλύτερες αξονικές και είχαν προκύψει αρχικά βάσει των ελέγχων παραμορφώσεων (DLS, θ) δεν ικανοποιούσαν τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου. Ακόμη και μετά τον ικανοτικό έλεγχο των υποστυλωμάτων βάσης, που παρουσιάζεται στην ενότητα 5.4.5, τέθηκε απαραίτητη η αλλαγή των διατομών των υποστυλωμάτων, ώστε να ικανοποιηθεί η σχέση. Συνεπώς, ο έλεγχος αυτός είναι καθοριστικός για την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων.

Πίνακας 5.14: Ικανοτικός έλεγχος κόμβων καθ' ύψος εσωτερικού υποστυλώματος του έκτου πλαισίου. Διατομές δοκών και υποστυλωμάτων συντρεχομένων στον κόμβο, πλαστικές καμπτικές αντοχές, αξονικές υποστυλωμάτων και απομειωμένες καμπτικές αντοχές. Ο έλεγχος δεν πραγματοποιείται για τους κόμβους της οροφής.

Όροφος/ Κόμβος	Διατομή Δοκού	$M_{pl,b}$	Διατομή Υποστυλώματος	$M_{pl,c}$	N_{Ed}	$M_{pl,N,c}$	$\sum M_{Rb}$	$\sum M_{RC}$	$\frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}$
7/206	IPE450	399,97	HEA550	1086,17	435,87	1086,17	799,94	2114,13	2,64
	IPE450	399,97	HEA550	1086,17	1020,22	1027,96			
6/205	IPE500	515,59	HEA550	1086,17	1020,22	1027,96	1031,18	1888,65	1,83
	IPE500	515,59	HEA550	1086,17	1663,92	860,70			
5/204	IPE500	515,59	HEA550	1086,17	1663,92	860,70	1031,18	2005,12	1,94
	IPE500	515,59	HEB600	1509,87	2337,30	1144,42			

4/203	IPE550	654,95	HEB600	1509,87	2337,30	1144,42	1309,9	2094,63	1,60
	IPE550	654,95	HEB600	1509,87	3048,54	950,21			
3/202	IPE550	654,95	HEB600	1509,88	3048,54	950,21	1309,9	1708,09	1,30
	IPE550	654,95	HEB600	1509,88	3797,06	757,88			
2/201	IPE550	654,95	HEB600	1509,87	3797,06	757,88	1309,9	2296,91	1,75
	IPE550	654,95	CHS610x25	2011,83	4601,88	1539,03			
1/200	IPE550	654,95	CHS610x25	2011,83	4601,88	1539,03	1309,9	2910,60	2,22
	IPE550	654,95	CHS610x25	2011,83	5500,36	1371,57			

5.4.5 Υποστυλώματα βάσης (πλαστικοποίηση βάσης)

Σύμφωνα με την διάταξη 6.6.3(2) του EN1998.1 στα υποστυλώματα στα οποία επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, θα πρέπει να συμπεριληφθεί κατά τους ελέγχους ότι στις θέσεις αυτών η ροπή είναι ίση με $M_{pl,Rd}$. Για να εξασφαλισθεί, όμως, ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων στη βάση των υποστυλωμάτων στην διεύθυνση των πλαισίων ροπής, ελέγχεται ότι δεν έχει προηγηθεί αστοχία αυτών από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Ο έλεγχος αυτός είναι καθοριστικός για την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων του ισογείου. Για την εκτέλεση του ελέγχου προγραμματίστηκε υπολογιστικό φύλλο Excel, το οποίο κάνει όλους τους ελέγχους διατομών και μελών (κάμψη, καμπτικός λυγισμός, στρεπτοκαμπτικός λυγισμός, αλληλεπίδραση κάμψης και αξονικής κλπ.) και την προσαύξηση των σεισμικών φορτίσεων. Στη συνέχεια παρουσιάζεται η διαδικασία που ακολουθήθηκε, όπως έγινε με την χρήση των υπολογιστικών φύλλων Excel.

Αρχικά, προσδιορίζονται τα εντατικά μεγέθη που έχουν προκύψει από την ανάλυση με την χρήση του λογισμικού Robot, τόσο για τον συνδυασμό $G + 0.3Q$, όσο και για τους συνδυασμούς $\pm E_x \pm 0.3E_y$ (σεισμικές φορτίσεις). Με γνωστά την αξονική ένταση, την τέμνουσα και την ροπή του υποστυλώματος και στις δύο διευθύνσεις στην βάση του κάθε υποστυλώματος για τις προηγούμενες φορτίσεις, προσδιορίζεται ο συντελεστής a . Ο συντελεστής αυτός είναι ο απαιτούμενος συντελεστής προσαύξησης των σεισμικών εντατικών μεγεθών, έτσι ώστε η επαλληλία της ροπής από τον συνδυασμό $G+0.3Q$ και της προσαυξημένης ροπής λόγω σεισμικού συνδυασμού στην βάση του υποστυλώματος, να ισούται με την ροπή πλαστικής αντοχής της συγκεκριμένης διατομής.

$$M_{pl,Rd,y} = M_{Ed,y,G+0,3Q} + a \cdot M_{Ed,y,Ex+0,3Ey} \quad (5.37)$$

Καθώς όμως το υποστυλόμενο καταπονείται από θλίψη και διαξονική κάμψη, η πλαστική ροπή αντοχής πρέπει να απομειώνεται λόγω παρουσίας θλίψης και τέμνουσας. Συνεπώς η διαδικασία εύρεσης του συντελεστή a είναι μια επαναληπτική διαδικασία. Ξεκινώντας με δοκιμές τίθεται μια τιμή για τη ροπή αντοχής $M_{pl,Rd}$ στην παραπάνω σχέση, υπολογίζεται το a και στην συνέχεια αφού προσαυξηθούν τα εντατικά μεγέθη, υπολογίζεται η πραγματική απομειωμένη ροπή αντοχής μέλους. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται μέχρι η τιμή που τίθεται αρχικά να συγκλίνει με την απομειωμένη ροπή αντοχής.

$$M'_{Ed,y} = M_{Ed,y,G+0,3Q} + a \cdot M_{Ed,y,Ex+0,3Ey} \quad (5.38)$$

$$M'_{Ed,z} = M_{Ed,z,G+0,3Q} + a \cdot M_{Ed,z,Ex+0,3Ey} \quad (5.39)$$

$$N'_{Ed} = N_{Ed,G+0,3Q} + a \cdot N_{Ed,Ex+0,3Ey} \quad (5.40)$$

$$V'_{Ed,z} = V_{Ed,z,G+0,3Q} + a \cdot V_{Ed,z,Ex+0,3Ey} \quad (5.41)$$

$$V'_{Ed,y} = V_{Ed,y,G+0,3Q} + a \cdot V_{Ed,y,Ex+0,3Ey} \quad (5.42)$$

Για τον έλεγχο υποστυλώματος σε κάμψη και θλίψη είναι απαραίτητο να προσδιορισθεί το κρίσιμο μήκος λυγισμού και κατ' επέκταση ο συντελεστής k , έτσι ώστε να υπολογιστεί ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού και ως προς τις δύο διευθύνσεις. Για αυτόν τον λόγο πολύ σημαντικός είναι ο προσδιορισμός της μορφής στηρίξεως στην βάση (άρθρωση και πάκτωση κατά Y και X , αντίστοιχα) και οι δυσκαμψίες των γειτονικών δοκών και υποστυλωμάτων που συνδέονται στην κορυφή του υποστυλώματος. Στην συνέχεια υπολογίζεται η κρίσιμη ροπή λυγισμού και προσδιορίζεται ο μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού χ_{LT} .

Τέλος, για την ολοκλήρωση του ελέγχου αντοχής σε κάμψη και θλίψη, πρέπει να προσδιοριστούν οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} , k_{zy} , k_{yz} , k_{zz} . Για τον υπολογισμό τους επιλέγεται η μέθοδος 1 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, η οποία αν και πολυπλοκότερη, κρίνεται πιο ακριβής και αναλυτική, αλλά και πιο εύκολη στον προγραμματισμό της στο Excel. Μετά από τους ανωτέρω υπολογισμούς, τα υποστυλώματα ελέγχονται με τις παρακάτω σχέσεις:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M'_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M'_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (5.43)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M'_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M'_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (5.44)$$

Το $M'_{y,Ed}$ στις σχέσεις, ισούται με το $M'_{pl,Rd,y}$ και το χ_{LT} σε αυτές τις περιπτώσεις τείνει στο 1, άρα το δεύτερο μέρος των σχέσεων τείνει να ισούται με μονάδα. Καθώς το άθροισμα όλων των όρων πρέπει να είναι μικρότερο της μονάδας, καθίσταται πολύ σημαντικό ο συντελεστής k_{yy} να μειωθεί αρκετά. Προφανώς, η επίτευξη αυτού του στόχου μπορεί εύκολα να πραγματοποιηθεί με την επιλογή κοίλων διατομών.

Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε ξεχωριστά για τα γωνιακά υποστυλώματα, εσωτερικά στα εξωτερικά πλαίσια, εξωτερικά στα εσωτερικά πλαίσια, τα κεντρικά του 2ου και 7ου πλαισίου και τα κεντρικά που συνδέονται με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Η κάθε ομάδα υποστυλωμάτων ελέγχθηκε για τον κάθε σεισμικό συνδυασμό, που αναφέρθηκε προηγουμένως.

Πρώτες ελέγχονται οι διατομές τύπου HEA, HEB (που προέκυψαν από τον σχεδιασμό για μη σεισμικές δράσεις) και HEM και παρατηρείται ότι η παραπάνω σχέση ξεπερνά την μονάδα λόγω μεγάλης τιμής του συντελεστή k_{yy} . Κρίθηκε λοιπόν αναγκαία η αλλαγή των διατομών των υποστυλωμάτων του ισογείου από τύπου διπλού ταυ σε κοίλη διατομή. Πρώτες ελέγχονται οι διατομές RHS οι οποίες είναι πιο ανθεκτικές στον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό και οδηγούν σε αρκετά μειωμένη τιμή του k_{yy} (της τάξεως του 0.5 έως 0.66 σε αντίθεση με τις 0.9 έως 0.98 των διατομών διπλού ταυ). Η επιλογή κοίλης διατομής RHS έναντι SHS έγκειται στο γεγονός ότι οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις κατά την διεύθυνση Y παραλαμβάνονται από τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους και επομένως οι καμπτική καταπόνηση στον ασθενή τους άξονα είναι πάρα πολύ μικρή, καθώς και στο

γεγονός ότι κατά την διεύθυνση Y υπάρχει στήριξη άρθρωσης και επομένως το υποστυλώμα δεν υπόκειται σε καμπτική ροπή στην βάση τους.

Αξίζει να σημειωθεί ότι τα κεντρικά υποστυλώματα που συνδέονται με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας με βάση τον παραπάνω έλεγχο θα μπορούσαν να υλοποιηθούν με μια RHS 500x300x20, ωστόσο δυσμενέστερος κρίθηκε ο έλεγχος κόμβου και η απαίτηση του για μεγαλύτερη καμπτική αντοχή, δηλαδή για διατομή μεγαλύτερων διαστάσεων. Καθώς δεν υπάρχουν κοίλες ορθογωνικές διατομές μεγαλύτερων διαστάσεων στην αγορά, η διατομή καθορίστηκε σε κοίλη κυκλική CHS 610x25. Στους Πίνακες 5.15 και 5.16 δίνεται ενδεικτικά ο έλεγχος για τα υποστυλώματα αυτά.

Πίνακας 5.15: Εντατικά μεγέθη και προσαύξηση σεισμικών δράσεων για τα CHS 610x25

	G+0.3Q	$-E_x + 0.3E_y$	Συνολικά	Προσαύξηση	$E = E_{G+0.3Q} + \alpha \cdot E_{seismic}$
N_{Ed} (kN)	2278,75	475,89	2754,64	α	3738,99
V_{Ed} (kN)	6,50	-169,70	-163,21	3,07	-514,24
$M_{Ed,y,top}$ (kNm)	-18,21	-169,00	-187,18		-536,68
$M_{Ed,y,base}$ (kNm)	9,11	544,61	553,72		1680,21
$M_{Ed,z,top}$ (kNm)	0	-10,96	-10,96		-33,63
$M_{Ed,z,base}$ (kNm)	0	0	0		0

Πίνακας 5.16: Ενδεικτικά αποτελέσματα από τον έλεγχο του κεντρικού υποστυλώματος

CHS 610x25						
$M_{pl,N,y}$ (kNm)	1680.216					
Check	OK					
Σχέση 5.43	87.16	%				
Σχέση 5.44	65.50	%				
N_{Ed} (kN)	N_{Rk} (kN)	N_{Ed} / N_{Rk}	x_y	x_z	$N_{Ed} / x_i \cdot N_{Rk}$	
3738,99	10797,31	0.3463	0.9739	0	0.355	
3738,99	10797.31	0.3463	0	0.9964	0.347	
$M_{Ed,y}$ (kNm)	$M_{pl,y}$ (kNm)	$M_{Ed,y} / M_{pl,y}$	x_{lt}	k_{yy}	k_{zy}	$k_{ij} M_{Ed,y} / x_{lt} \cdot M_{pl,y}$
1680.2	2011.84	0.835	1	0.6179	0	0.5161
1680.2	2011.84	0.835	1	0	0.3682	0.3075

Πίνακας 5.17: Ποσοστό ικανοποίησης ελέγχου για όλες τις ομάδες υποστυλωμάτων

Υποστυλώματα	Διατομή	Check (%)
Γωνιακά	RHS 450x250x16	92.98
Εξωτερικά σε εσωτερικά πλαίσια	RHS 500x300x16	95.71
Εσωτερικά σε εξωτερικά πλαίσια	RHS 500x300x20	85.41
Εσωτερικά 2ου και 7ου πλαισίου	RHS 500x300x20	91.72
Κεντρικά	CHS 610x25	87.16

6 Διαστασιολόγηση μεταλλικού σκελετού (ΟΚΑ, ΟΚΛ)

6.1 Ελαστική ανάλυση και φαινόμενα δευτέρας τάξεως

Ο υπολογισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών που αναπτύσσονται στα μέλη του φορέα που προκύπτουν από τις δράσεις που ασκούνται στην κατασκευή, έγινε με την μέθοδο της ελαστικής ανάλυσης. Η ελαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμόζεται σε όλες τις περιπτώσεις, ανεξαρτήτως του γεγονότος, ότι βάσει των διατομών κατηγορίας 1 ή 2 που απαιτεί ο αντισεισμικός σχεδιασμός, οι έλεγχοι έγιναν με υπολογισμό πλαστικής αντοχής. Η ελαστική ανάλυση βασίζεται στην υπόθεση ελαστικής συμπεριφοράς του υλικού καθ' όλη την διάρκεια της φόρτισης, επομένως και γραμμικής σχέσης παραμόρφωσης και τάσης.

Ο φορέας ως υπερστατικός απαιτεί την επίλυση συστήματος εξισώσεων ισορροπίας και συμβιβαστού από το λογισμικό. Για την επίλυση αυτή πρέπει να εξετασθεί εάν για την ελαστική ανάλυση *επιτρέπεται* να χρησιμοποιηθεί η θεωρία 1^{ης} τάξης, όπου οι εξισώσεις αναφέρονται στον απαραμόρφωτο φορέα, ή αν *επιβάλλεται* η χρήση της θεωρίας 2^{ης} τάξης, δηλαδή να ληφθούν υπόψη οι παραμορφώσεις του φορέα και οι εξισώσεις να αναφερθούν στον παραμορφωμένο φορέα.

Ο EN1993.1.1 προβλέπει ότι η ανάλυση 1^{ης} τάξης μπορεί να πραγματοποιηθεί με την προϋπόθεση ότι μπορεί να αμεληθεί η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα που οφείλεται στις παραμορφώσεις του. Κανονιστικά η προϋπόθεση αυτή μπορεί να ελεγχθεί με την εξής διάταξη:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ για ελαστική ανάλυση} \quad (6.1)$$

όπου

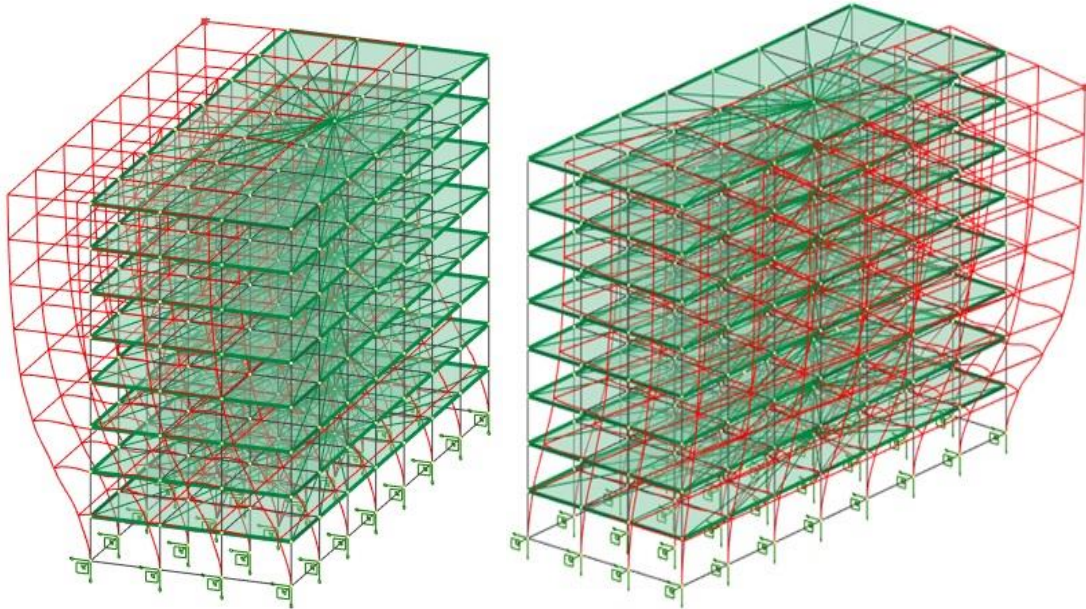
α_{cr} ο συντελεστής προσαύξησης της φόρτισης σχεδιασμού, ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια

F_{Ed} το φορτίο σχεδιασμού

F_{cr} το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια, που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες

Ο συντελεστής α_{cr} για την κατασκευή υπολογίζεται μέσω του λογισμικού Robot με εκτέλεση της buckling analysis. Πραγματοποιείται δηλαδή ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού για ένα μεγάλο πλήθος συνδυασμών φορτίσεων. Επιλέγονται συνδυασμοί φορτίσεων που περιέχουν τα κατακόρυφα φορτία, συνδυασμούς των κατακόρυφων φορτίων με την κάθε διεύθυνση του ανέμου κλπ. και παράγονται οι ιδιομορφές. Από το πλήθος των ιδιομορφών επιλέγονται οι ιδιομορφές που κινούν την κατασκευή κατά καθολικό τρόπο κατά τις διευθύνσεις X και Y και ελέγχεται εάν ο υπολογισμένος συντελεστής τηρεί την συνθήκη 6.1. Οι καθολικές μορφές λυγισμού προέκυψαν κυρίως μετά την 30^η ιδιομορφή με τιμή που κυμαίνονταν κυρίως περί το 15. Χαρακτηριστικά δίνεται στο Σχήμα 6.1 η πρώτη καθολική ιδιομορφή για τους συνδυασμούς 1.35G + 1.5Q + 0.75S και 1.35G + 1.05Q

+1.5W($\theta=0$) με a_{cr} ίσο με 15.74 και 18.22, αντίστοιχα. Οι πρώτες ιδιομορφές αφορούν τοπικούς λυγισμούς για τους οποίους ελέγχτηκε ποιοτικά ότι είναι εφικτοί και ότι το a_{cr} δεν παρουσιάζει τυχόν μικρές τιμές. Προφανώς ο έλεγχος των τοπικών ιδιομορφών με a_{cr} μικρότερο του 10 έχει γίνει με τις κανονιστικές διατάξεις του EN1993 περί λυγισμού και δεν απαιτείται κάποια επέμβαση σχετικά με την ανάλυση της κατασκευής.



Σχήμα 6.1: Οι πρώτες καθολικές ιδιομορφές για τους συνδυασμούς 1.35G + 1.5Q + 0.75S (αριστερά) και 1.35G + 1.05Q + 1.5W($\theta=0$) (δεξιά) από το λογισμικό Robot

Οι έλεγχοι επαληθεύτηκαν και με την μέθοδο και τα μεγέθη που δόθηκαν στην Ενότητα 5.2.3 για τους συντελεστές θ . Και πάλι κανονιστικά για επίπεδα πλαίσια κτιρίων μπορεί να γίνει ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης εάν επαληθεύεται η σχέση 6.2, κάνοντας έλεγχο αυτήν την φορά για κάθε όροφο. Για τον έλεγχο λήφθηκαν υπόψη οι οριζόντιες δυνάμεις και οι σχετικές μετακινήσεις για τις δύο διευθύνσεις του ανέμου και τα κατακόρυφα φορτία από τον συνδυασμό 1.35G + 1.5Q.

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{V_{tot} \cdot h}{P_{tot} \cdot d_r} \geq 10 \quad (6.2)$$

Πίνακας 6.1: Έλεγχος φαινομένων δευτέρας τάξεως κατά την διεύθυνση X

Case	Όροφος	$V_{tot,x}$ (kN)	$P_{tot,z}$ (kN)	d_e (cm)	d_r (cm)	h (cm)	θ	α_{cr}	Check
Wind X $\theta=90$	8	198,05	8.350,61	4,6	0,2	420	0,02	49,81	OK
	7	594,14	21.984,79	4,4	0,4	420	0,04	28,38	OK
	6	990,23	35.644,24	4,0	0,5	420	0,04	23,34	OK
	5	1.386,32	49.335,83	3,5	0,6	420	0,05	19,67	OK
	4	1.782,42	63.090,55	2,9	0,7	420	0,06	16,95	OK
	3	2.178,51	76.851,53	2,2	0,8	420	0,07	14,97	OK
	2	2.574,60	90.681,86	1,4	0,8	420	0,06	16,61	OK
	1	3.168,74	104.815,86	0,6	0,6	420	0,05	21,16	OK

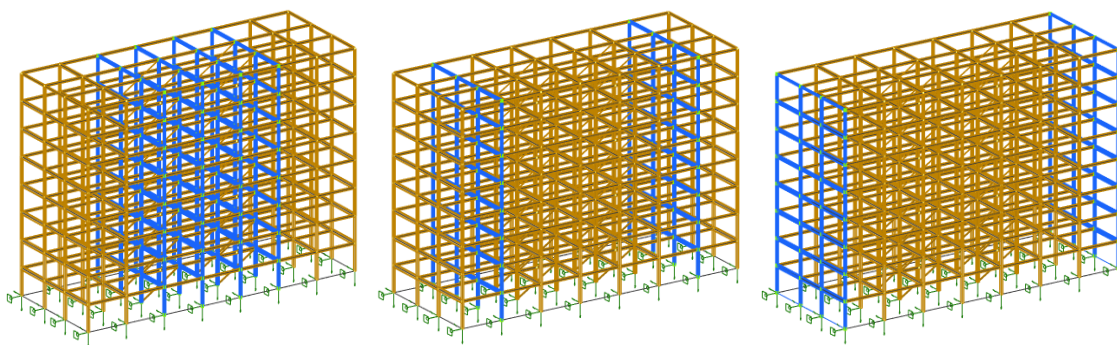
Πίνακας 6.2: Έλεγχος φαινομένων δευτέρας τάξεως κατά την διεύθυνση Y

Case	Όροφος	$V_{tot,Y}$ (kN)	$P_{tot,z}$ (kN)	d_e (cm)	d_r (cm)	h (cm)	θ	α_{cr}	Check
Wind Y $\theta=0$	8	66,74	8.350,61	1,4	0,1	420	0,03	33,57	OK
	7	200,21	21.984,79	1,2	0,2	420	0,05	19,12	OK
	6	333,68	35.644,24	1,1	0,2	420	0,05	19,66	OK
	5	461,61	49.335,83	0,9	0,2	420	0,05	19,65	OK
	4	569,22	63.090,55	0,7	0,2	420	0,05	18,95	OK
	3	676,83	76.851,53	0,5	0,2	420	0,05	18,49	OK
	2	784,44	90.681,86	0,3	0,2	420	0,06	18,17	OK
	1	945,85	104.815,86	0,2	0,2	420	0,05	18,95	OK

Συνεπώς είναι εφικτή ελαστική ανάλυση του φορέα και μπορεί να θεωρηθεί ότι η συμπεριφορά της κατασκευής είναι τελειώς γραμμική, οπότε και οι μετακινήσεις έχουν γραμμική συσχέτιση με τα επιβαλλόμενα φορτία. Επιπλέον, ισχύει η αρχή της επαλληλίας και άρα οι εντάσεις και οι παραμορφώσεις που προκύπτουν από ένα σύνολο ταυτόχρονων δράσεων, ισούνται με το άθροισμα των εντάσεων και παραμορφώσεων αντίστοιχα εξαιτίας της κάθε δράσης ξεχωριστά.

6.2 Γενικά η διαδικασία και έλεγχοι βελών σε ΟΚΑ

Οι έλεγχοι σε ΟΚΑ και ΟΚΛ έγιναν αυτοματοποιημένα από το λογισμικό Robot. Για τις ανάγκες της διπλωματικής οπές στις πλάκες, κλιμακοστάσια και πυρήνες σκυροδέματος αγνοήθηκαν για την μόρφωση του προσομοιώματος και λόγω συμμετρικών φορτίων και ανοιγμάτων έγινε και συμμετρική διαστασιολόγηση των διατομών. Έτσι, έχουμε ίδιες διατομές στις δύο ακραίες στήλες υποστυλωμάτων και ίδιες στις δύο μεσαίες. Σε επέκταση, όπως δίνεται στο Σχήμα 6.2, ίδιες διατομές υποστυλωμάτων έχουν τα α) 4 μεσαία πλαίσια (καθώς τα κεντρικά υποστυλώματα συνδέονται με διαγώνιους), β) το 2^ο και 7^ο πλαίσιο (τα κεντρικά υποστυλώματα δεν συνδέονται με διαγώνιους) και γ) τα ακραία πλαίσια.



Σχήμα 6.2: Ομάδες πλαισίων με ίδιες διατομές υποστυλωμάτων και δοκών

Στο λογισμικό περάστηκαν όλες οι παράμετροι σχεδιασμού, όπως μήκη λυγισμού για κάθε υποστυλώμα με βάση τα γειτονικά μέλη δοκών και υποστυλωμάτων, οι παράμετροι για τον υπολογισμό των συντελεστών στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, οι πλευρικές εξασφαλίσεις των δοκών στις θέσεις συνδέσεων με τις δευτερεύουσες δοκούς κ.α. Σε πρώτο στάδιο έγινε διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ μη σεισμικών δράσεων για μια αρχικοποίηση των διατομών πριν την εκτέλεση του αντισεισμικού σχεδιασμού της

προηγούμενης ενότητας. Ενδεικτικά, τα κεντρικά υποστυλώματα είχαν απαίτηση διατομών HEB 700 ήδη από το στάδιο αυτό. Σε δεύτερο στάδιο η ροή της διαστασιολόγησης περιλάμβανε επαναληπτική διαδικασία αντισεισμικού σχεδιασμού και επικαιροποίησης των ελέγχων σε ΟΚΑ μη σεισμικών δράσεων. Σημειώνεται ότι ο δε αντισεισμικός σχεδιασμός έγινε με προσομοίωμα χωρίς τις θλιβόμενες διαγώνιους, ενώ οι έλεγχοι ΟΚΑ και ΟΚΛ μη σεισμικών δράσεων με προσομοίωμα που έχει και τις δύο διαγώνιους, οι οποίες ελέγχθηκαν κανονικά πλέον σε λυγισμό. Τέλος, υπογραμμίζεται ότι κρίσιμος για την διαστασιολόγηση των δοκών προκύπτει ο έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για συνδυασμούς φορτίσεων που περιλαμβάνουν τον άνεμο με διεύθυνση παράλληλη στα πλαίσια παραλαβής ροπών. Οι συνδυασμοί αυτοί οδηγούν σε διαγράμματα ροπών με μεγάλες τιμές αρνητικών ροπών στα άκρα των δοκών. Οι δε δοκοί παρουσιάζουν μια ελάχιστη αύξηση διατομών προς τους κάτω ορόφους.

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ελέγχονται τα βέλη κάμψης για τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς. Σε ό,τι αφορά τα όρια των κατακόρυφων βελών των δοκών για την μέγιστη παραμόρφωση δ_{max} λαμβάνεται συντηρητικά όριο $L/250$ και για την παραμόρφωση λόγω μεταβλητών δράσεων δ_2 όριο $L/350$. Τα δοκάρια των ακραίων πλαισίων συνδέονται με τους υαλοπίνακες και πρέπει να ελεγχθούν και σε βέλη παράλληλα με τον ασθενή άξονα με το όριο $L/350$. Προφανώς το βέλος αυτό οφείλεται αποκλειστικά στον άνεμο. Επίσης, ελέγχονται και οι οριζόντιες μετατοπίσεις στην κορυφή των υποστυλωμάτων με τα όρια $h/300$ ανά όροφο, που αφορά οριζόντια βέλη κάμψης υποστυλωμάτων πολυώροφων κτιρίων. Για τις διατομές που προέκυψαν από τον αντισεισμικό έλεγχο όλοι οι έλεγχοι των βελών ικανοποιήθηκαν με μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης 25% για τις δοκούς και 60% για τα υποστυλώματα. Για τα οριζόντια βέλη των δοκών στα ακραία πλαίσια προκύπτει μέγιστος συντελεστής 72%.

Πίνακας 6.3: Ενδεικτικά αποτελέσματα ελέγχου μέγιστων βελών

Διεύθυνση/Μέλη	Όροφος	Διατομή	Μήκος	δ_{max} (cm)	Όριο (cm)	δ_2 (cm)	Όριο (cm)
Κατακόρυφα βέλη/Δοκοί	8	IPE 330	6.85	0.7	2.7	0.1	2
	7	IPE 450	6.85	0.6	2.7	0.3	2
	8	IPE 450	6.85	0.5	2.7	0.1	2
	7	IPE450	6.10	0.3	2.4	0.1	1.7
Οριζόντια βέλη/Δοκοί ακραίων πλαισίων	8	IPE330	6.85	1.4	2.7	1.4	2
	7	IPE550	6.85	0.8	2.7	0.8	2
	5	IPE500	6.10	0.6	2.4	0.6	1.7
				v_x (cm)	Όριο (cm)	v_y (cm)	Όριο (cm)
Υποστυλώματα	2	RHS450x250x16	4.2	0.8	1.4	0.4	1.4
	3	HEA450	4.2	0.8	1.4	0.4	1.4
	8	HEA550	4.2	0.2	1.4	0.2	1.4

7 Συνδέσεις

7.1 Γενικά

Ίσως το σημαντικότερο στάδιο μελέτης σε κτίρια από δομικό χάλυβα αποτελεί ο σχεδιασμός των συνδέσεων. Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα τα οποία συνδέονται μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν τον τελικό φορέα. Πέρα από την σύνδεση των μελών οι συνδέσεις έχουν τον ρόλο μεταφοράς της έντασης με τρόπο σύμφωνο με τις παραδοχές του προσομοιώματος. Έτσι, διακρίνονται οι απλές συνδέσεις τέμνουσας, οι αποκαταστάσεις συνέχειας, οι συνδέσεις των διαγωνίων, οι συνδέσεις ροπής και η επέκτασή όλων αυτών, οι λεγόμενοι κόμβοι. Συνεπώς η μελέτη τους γίνεται με ξεχωριστά προσομοιώματα, ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις, όπως σε αυτή των κόμβων σε πλαίσια ροπής, που απαιτούν τον υπολογισμό δυσκαμψίας και αντοχής, απαιτείται μεγάλη εξειδίκευση.

Ο σχεδιασμός των παρακάτω ενδεικτικών συνδέσεων έγινε με χρήση του λογισμικού Robot Structural Analysis 2018 και με υπολογιστικά φύλλα Excel, με τα οποία προσδιορίζονται τα πάχη των ελασμάτων, το πλήθος, η διάταξη και η ποιότητα των κοχλιών, τα πάχη των συγκολλήσεων και οι διαστάσεις των ενισχύσεων. Ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τα πρότυπα EN1993.1.8 και EN1998.1, και με τροποποιήσεις από τον AISC.

Σύμφωνα με τα πρότυπα για τις κοχλιωτές συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας, οι κοχλίες σε διάτμηση πρέπει να είναι τύπου B ή C, οι κοχλίες σε εφελκυσμό τύπου E, ενώ οι επιφάνειες τριβής κατηγορίας A ή B. Προφανώς για συνδέσεις όπως οι απλές των δευτερευουσών δοκών, που δεν συνδέονται στους κόμβους χιαστί συνδέσμων-υποστυλωμάτων, αυτά δεν ισχύουν και γίνεται χρήση κοχλιών τύπου A. Για τις συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας επιλέγονται συνδέσεις κατηγορίας C, οι οποίες είναι ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Οι δε επιφάνειες ολίσθησης για όλους τους κοχλίες είναι γαλβανισμένες και εντάσσονται στην κατηγορία B επιφανειών τριβής. Για τους κοχλίες τύπου C επιλέγεται η ποιότητα 10.9, ενώ για τους κοχλίες τύπου A η 4.6.

Οι συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας σχεδιάζονται ικανοτικά λαμβάνοντας και τις αντίστοιχες υπεραντοχές των μελών. Τα εντατικά μεγέθη προκύπτουν χρησιμοποιώντας την γενική Σχέση 7.1. Στις υποενοότητες που ακολουθούν δίνονται πιο διευκρινιστικές εκφράσεις αυτής της σχέσης. Οι αποκαταστάσεις συνέχειας σχεδιάζονται με την περιβάλλουσα που προκύπτει από τους συνδυασμούς ΟΚΑ και σεισμικές δράσεις προσαυξημένες έτσι ώστε στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων να προκύψει η τιμή σχεδιασμού που δίνεται στην παραπάνω σχέση. Οι δε συνδέσεις τέμνουσας που σχεδιάζονται προκύπτουν αποκλειστικά από εντατικά μεγέθη της στατικής επίλυσης των δοκών για τα βαρυτικά φορτία.

$$R_d = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_y \quad (7.1)$$

όπου

γ_{ov} ο συντελεστής υπεραντοχής υλικού ίσος με 1.25

R_d η οριακή αντοχή της σύνδεσης

R_y η πλαστική αντοχή του συνδεόμενου πλαστικού μέλους

Στους Πίνακες αποτελεσμάτων από τους ελέγχους της Ενότητας αυτής γίνεται χρήση κυρίως των παρακάτω ελέγχων και σχέσεων. Οι σχέσεις υπολογισμού για τον έλεγχο της σύνδεσης ροπής δοκού υποστυλώματος, όπου οι κοχλίες εφελκύνονται, δεν δίνονται.

Πίνακας 7.1: Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων κατά EN1993.1.8 που χρησιμοποιήθηκαν

Κατηγορία	Κριτήρια	Παρατηρήσεις
A (άντυνας)	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Κατηγορίες από 4.6 μέχρι 10.9, χωρίς να απαιτείται προένταση
C (ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας)	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{Net,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9

1. Αντοχή σε διάτμηση ενός κοχλία για n επίπεδα διάτμησης διερχόμενα από το σπείρωμα κοχλία με εμβαδόν A_s

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (7.2)$$

όπου

a_v 0.6 για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8
0.5 για κατηγορίες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9

2. Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας ενός κοχλία

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (7.3)$$

$$k_1 = \min \left\{ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} \quad (7.4)$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_2}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.0 \right\} \quad (7.5)$$

όπου

t το μικρότερο πάχος από τα συνδεδεμένα μέλη. Σε συνήθεις περιπτώσεις δύο εκατέρωθεν ελασμάτων σύνδεσης σε ένα άλλο έλασμα ισχύει

$$t = \min \left\{ t_{\text{ελασμι}}; \sum t_{\text{ελασμι,εκατέρωθεν}} \right\} \quad (7.6)$$

3. Για προεντεταμένες κοχλιώσεις απαιτείται η αντοχή σε διάτμηση κοχλιών να είναι κατά 20% μεγαλύτερη από την σύνθλιψη άντυνας εφόσον η σύνδεση αφορά μέλος που πλαστικοποιείται.

$$F_{v,Rd} \geq 1.20 \cdot F_{b,Rd} \quad (7.7)$$

4. Έλεγχος ανθεκτικότητας σε ολίσθηση $F_{S,Rd}$ και δύναμη προέντασης $F_{p,C}$ ενός κοχλία

$$F_{S,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} \quad (7.8)$$

$$F_{p,C} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \quad (7.9)$$

όπου

- μ ο συντελεστής ολίσθησης
0.40 για κατηγορίες επιφανειών B, γαλβανισμένες σε πάχος 50-80mm
- k_s ο συντελεστής σχήματος οπής
1.00 για κοχλίες σε κανονικές οπές

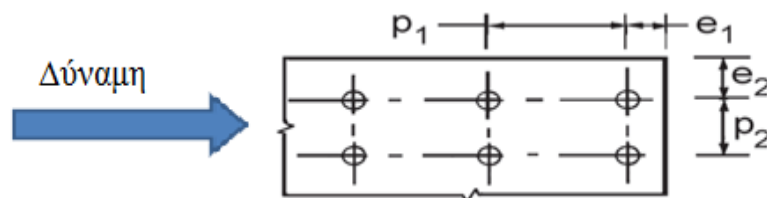
5. Έλεγχος αντοχής σε εφελκυσμό των ελασμάτων. Τονίζεται ότι σε προεντεταμένες συνδέσεις C δεν απαιτείται ο έλεγχος πλαστιμότητας διαρροής πλήρους διατομής ως προς θραύση καθαρής διατομής, τουλάχιστον σύμφωνα με το EN1998, καθότι δεν υπάρχει ψαθυρός μηχανισμός αστοχίας του ελάσματος. Για συνδέσεις τύπου C ισχύει:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7.10)$$

όπου

- A_{net} η απομειωμένη λόγω οπών διατομή του ελάσματος

6. Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις κοχλιών



Σχήμα 7.1: Απεικόνιση αποστάσεων προς έλεγχο κατά EN1993.1.8

Πίνακας 7.2: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις κοχλιών κατά EN1993.1.8

Απόσταση	Ελάχιστη	Μέγιστη
e_1	$1.2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40$
e_2	$1.2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40$
p_1	$2.2 \cdot d_0$	$\min \{14 \cdot t ; 200\}$
p_2	$2.4 \cdot d_0$	$\min \{14 \cdot t ; 200\}$

7. Ο έλεγχος των συγκολλήσεων γενικά γίνεται σε επίπεδο τάσεων. Για την συγκόλληση πρέπει να ισχύουν:

$$\text{Πάχος: } 3mm \leq a \leq 0.70 \cdot t_{min} \quad (7.11)$$

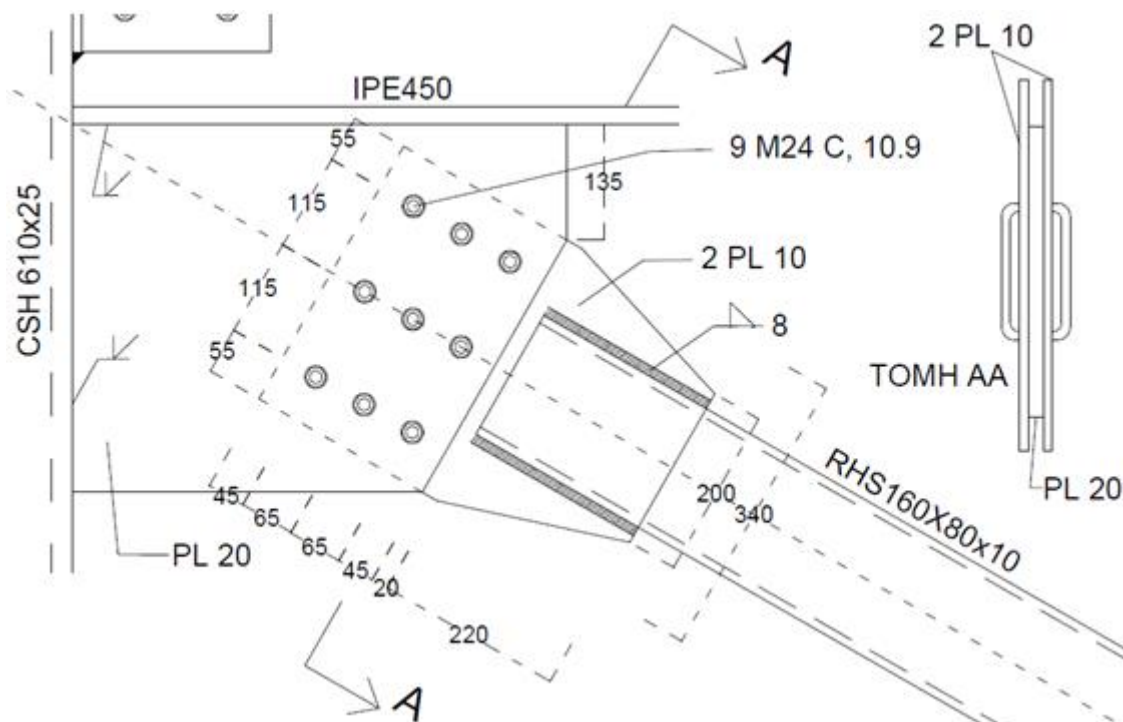
$$\text{Μήκος: } l_{weld} \geq \max \{30mm ; 6 \cdot a\} \quad (7.12)$$

7.2 Σύνδεση διαγώνιου συνδέσμου συστήματος CBF

Ενδεικτικά γίνεται σχεδιασμός για τον διαγώνιο σύνδεσμο δυσκαμψίας του ισογείου με διατομή RHS 160x80x10. Η σύνδεση διαμορφώνεται με δύο λεπίδες σύνδεσης συγκολλημένες μέσω σχισμής στην διατομή της διαγώνιου, οι οποίες εν συνεχεία κοχλιώνονται σε κομβοέλασμα συγκολλημένο στον κόμβο διαγωνίου-δοκού-υποστυλώματος. Η διαγώνιος αποτελεί πλαστικό μέλος και η σύνδεση πρέπει να σχεδιαστεί για την παραλαβή της πλαστικής αντοχής της διατομής σε εφελκυσμό. Η τιμή σχεδιασμού καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη την πιθανή πραγματική αντοχή του υλικού που είναι μεγαλύτερη από την ονομαστική τιμή $f_y = 235\text{MPa}$. Αυτό επιτυγχάνεται χρησιμοποιώντας τον συντελεστή υπεραντοχής γ_{ov} ίσο με 1.25 και τον μερικό συντελεστή ασφαλείας ίσο με 1.1. Η δύναμη σχεδιασμού είναι ίση με 1405.59kN και δίνεται από την σχέση:

$$N_{Ed,connection} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,bracing} \quad (7.13)$$

Ο σχεδιασμός έγινε με υπολογιστικά φύλλα Excel. Το πλήθος των κοχλίων προέκυψε από τον έλεγχο αντοχής σε ολίσθηση. Οι τιμές e_1 και p_1 επιλέγονται ως οι ελάχιστες δυνατές ώστε να μειωθεί το μήκος της κοχλίωσης. Προκειμένου να ικανοποιηθεί ο έλεγχος του N_{net} για την λεπίδα σύνδεσης επιλέγονται το πλάτος b και το πάχος t του ελάσματος. Επιλέγεται η διάταξη των κοχλίων να γίνει σε τρεις σειρές προκειμένου να αυξηθεί το πλάτος b της λεπίδας σύνδεσης, αλλά και για να μειωθεί το μήκος της κοχλίωσης. Από τον προσδιορισμό του πλάτους επιλέχθηκαν και οι αποστάσεις e_2 και p_2 . Για την σύνδεση γίνεται χρήση τριών σειρών με τρεις προεντεταμένους κοχλίες τύπου C, διαμέτρου M24 και ποιότητας 10.9, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.2.



Σχήμα 7.2: Σύνδεση χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας πρώτου ορόφου στον κόμβο δοκού - υποστυλώματος

Πίνακας 7.3: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις κοχλιών κατά EN1993.1.8 και αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού

	min e_1 (mm)	max e_1 (mm)	min e_2 (mm)	max e_2 (mm)	min p_1 (mm)	max p_1 (mm)	min p_2 (mm)	max p_2 (mm)
Λεπίδες	31.2	120	31.2	112	57.2	200	62.4	200
	45		55		65		115	

Πίνακας 7.4: Έλεγχος κοχλιών κατηγορίας C κατά EN1993.1.8

	$F_{p,C}$	$F_{s,Rd}$	$F_{v,Rd}$	$F_{b,Rd}$	$F_{v,Rd} \geq 1.2 \cdot F_{b,Rd}$
	247.1	158.14	361.91	199.39	OK
Απόδοση ελέγχου (%)	-	98.76	-	78.32	

Πίνακας 7.5: Έλεγχος συγκόλλησης της λεπίδας σύνδεσης με τον χιαστί σύνδεσμο

a (mm)	Εξωραφές	Μήκος (mm)	$f_{vw,d} = f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ (MPa)	$N_{Rd} = 4 \cdot f_{vw,d} \cdot a \cdot l_{weld}$ (kN)	Check (%)
8	4	220	360	1463.24	96.06

Πίνακας 7.6: Διαστάσεις λεπίδων σύνδεσης και έλεγχος απομειώμενης διατομής σε εφελκυσμό

	Πλάτος (mm)	Μήκος (mm)	Πάχος (mm)	$N_{Net,Rd}$ (kN)	Απόδοση (%)
Λεπίδες σύνδεσης	200→340	220/240	2x10	1414.7	99.35

Ο έλεγχος του κομβοελάσματος γίνεται με βάση το Αμερικανικό πρότυπο AISC. Σύμφωνα με αυτό το κομβοέλασμα μετασχηματίζεται σε μια θεωρητική διατομή, η οποία παραλαμβάνει τόσο το εφελκυστικό όσο και το θλιπτικό φορτίο των συνδέσμων. Η διατομή θα έχει το πάχος του κομβοελάσματος και πλάτος l_w κατά Whitmore. Η εφαρμογή του πλάτους αυτού αποτελεί απλοποιητική παραδοχή του τρόπου με τον οποίο διαχέεται η δύναμη από τον χιαστί σύνδεσμο μέσω τάσεων στο κομβοέλασμα. Ο υπολογισμός του πλάτους δίνεται στο Σχήμα 7.3 (α) και τα αποτελέσματα του ελέγχου στον Πίνακα 7.7.

Πίνακας 7.7: Έλεγχος ισοδύναμης διατομής κομβοελάσματος κατά Whitmore

	Πλάτος Whitmore (mm)	Πάχος (mm)	A_{Net} (mm ²)	$N_{Net,Rd}$ (kN)	$N_{t,Ed}$ (kN)
Κομβοέλασμα	380.11	20	6042.22	1419.92	1405.59

Η θλιπτική δύναμη σχεδιασμού του κομβοελάσματος είναι η αντοχή της διαγωνίου σε καμπτικό λυγισμό περί τον ασθενή άξονα προσαυξημένη ικανοτικά. Η δύναμη είναι ίση με 555.15kN και δίνεται από την σχέση:

$$N_{b,Ed,connection} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{b,Rd,bracing} \quad (7.14)$$

Για τον προσδιορισμό της αντοχής σε καμπτικό λυγισμό του κομβοελάσματος χρησιμοποιείται η μέθοδος του Thornton (1984). Με βάση αυτήν υπολογίζεται ένα

προσεγγιστικό μήκος λυγισμού του κομβοελάσματος, όπως δίνεται στο Σχήμα 7.3 (β), όπου οι διαστάσεις L_1 , L_2 και L_3 προσδιορίζονται και πάλι με το πλάτος Whitmore. Φροντίζεται η διάταξη της σύνδεσης να είναι τέτοια ώστε το τραπέζιο του Σχήματος 7.3 (α) να είναι εντός του κομβοελάσματος. Αφού προσδιοριστεί το μήκος λυγισμού, η αντοχή μπορεί να υπολογιστεί με χρήση των παρακάτω σχέσεων:

$$L_{cr} = k \cdot \max\left(L_2; \frac{L_1 + L_2 + L_3}{3}\right) \quad (7.15)$$

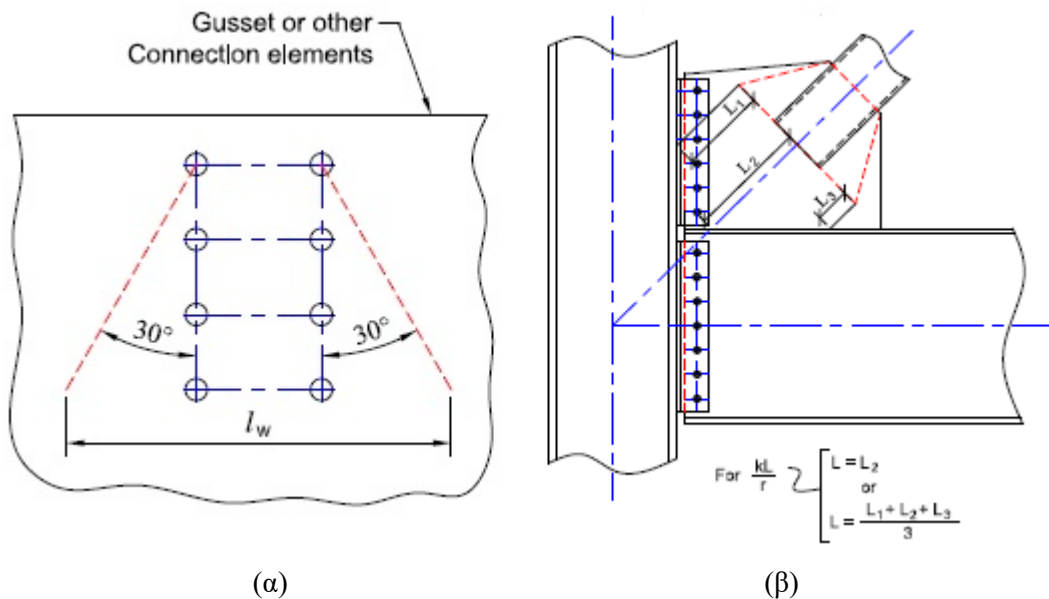
$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ όπου } I = \frac{l_w \cdot t^3}{12} \text{ και } A = l_w \cdot t \quad (7.16)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad (7.17)$$

όπου στις παραπάνω σχέσεις t το πάχος του κομβοελάσματος, k ο συντελεστής λυγισμού που προτείνεται να λαμβάνεται ίσος με 0.65. Η υπόλοιπη διαδικασία είναι ίδια με την αντίστοιχη του EN1993.1.1, ενώ ο συντελεστής ατελειών λαμβάνεται συντηρητικά για καμπύλη λυγισμού d . Τα αποτελέσματα δίνονται στους παρακάτω πίνακες. Προφανώς η ιδεατή διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Πίνακας 7.8: Έλεγχος ισοδύναμης διατομής κομβοελάσματος έναντι λυγισμού κατά Thornton

$N_{b,Rd,gusset}$ (kN)	1427.02	OK			
L_1 (mm)	59	I (mm ⁴)	253407	ατέλειες	0,76
L_2 (mm)	394	A (mm ²)	7602.22	χ	0,798
L_3 (mm)	279	i (mm)	5.77		
L (mm)	394	ε	1		
L_{cr} (mm)	256.10	λ_1	93.9		



Σχήμα 7.3: (α): απεικόνιση του πλάτους της διατομής Whitmore
(β): προσδιορισμός μήκους λυγισμού κομβοελάσματος (από Thornton & Lini)

7.3 Σύνδεση τέμνουσας σύμμικτης δευτερεύουσας δοκού με κύρια δοκό

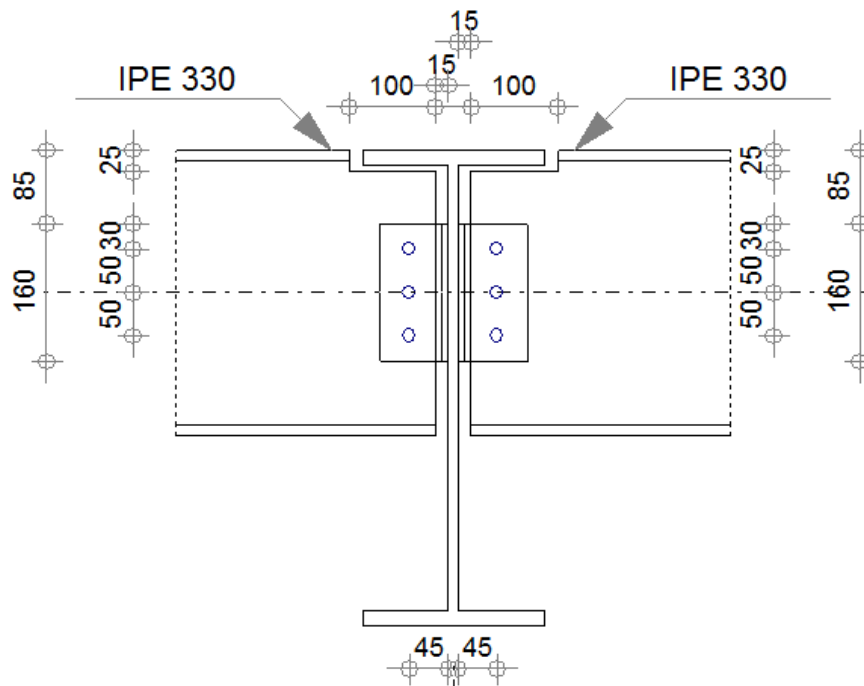
Η σύμμικτη δευτερεύουσα δοκός μελετήθηκε ως αμφιέρειστη συνεπώς οι αρθρωτές συνδέσεις πραγματοποιούνται με σύνδεση τέμνουσας. Η σύνδεση υλοποιείται με δύο γωνιακά, τα οποία θα συγκολληθούν στην κύρια δοκό και θα κοχλιωθούν στην δευτερεύουσα. Ενδεικτικά σχεδιάζεται η σύνδεση κύριας δοκού IPE 550 με δευτερεύουσα IPE 330. Η σύνδεση υλοποιείται με δύο γωνιακά L80x8 μήκους 160mm, τρεις δίτητους κοχλίες κατηγορίας A, διαμέτρου M16, ποιότητας 4.6 και συγκόλληση πάχους 4mm. Για την δημιουργία ενός ενιαίου επιπέδου πάνω στο οποίο θα τοποθετηθεί η σύμμικτη πλάκα τα άνω πέλματα των δευτερευουσών δοκών και των κύριων τοποθετούνται στην ίδια υψομετρική στάθμη. Έτσι, για να πραγματοποιηθεί η σύνδεση δημιουργούνται αποσχίσεις στα άκρα των δοκών. Οι αποσχίσεις αφορούν το πάνω μέρος τους και για τις διατομές IPE 330 έχουν μήκος 100mm και ύψος 25mm, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.4 και ελέγχονται σύμφωνα με την αντοχή έναντι απόσχισης για ομάδα κοχλιών υπό έκκεντρη φόρτιση:

$$V_{eff,2,Rd} = 0.5 \cdot \frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (7.18)$$

όπου

A_{nt} η καθαρή διατομή που υπόκειται σε εφελκυσμό

A_{nv} η καθαρή διατομή που υπόκειται σε διάτμηση



Σχήμα 7.4: Όψη σύνδεσης δευτερευουσών δοκών IPE 330 με την κύρια δοκό IPE 550

Πίνακας 7.9: Έλεγχος συγκόλλησης γωνιακών στην κύρια δοκό

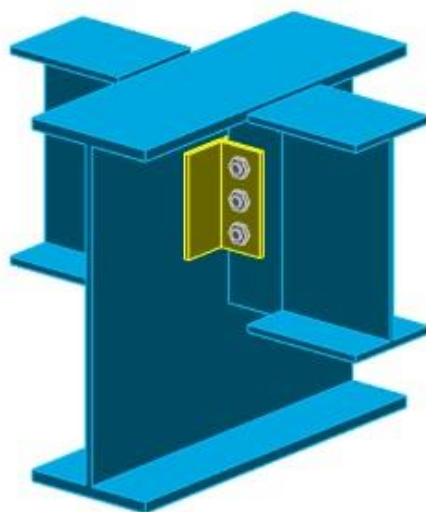
a (mm)	σ (MPa)	τ_I (MPa)	τ_{II} (MPa)	$\sqrt{f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})}$ (MPa)	$f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ (MPa)
4	0	21.93	53.03	99.39	360

Πίνακας 7.10: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις κοχλιών κατά EN1993.1.8 και αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού

	min e_1 (mm)	max e_1 (mm)	min e_2 (mm)	max e_2 (mm)	min p_1 (mm)	max p_1 (mm)	min p_2 (mm)	max p_2 (mm)
κορμός δοκού	21.6	84	21.6	84	39.6	154	43.2	154
	30		45		50		-	

Πίνακας 7.11: Έλεγχοι αντοχών κοχλιών και λοιποί έλεγχοι

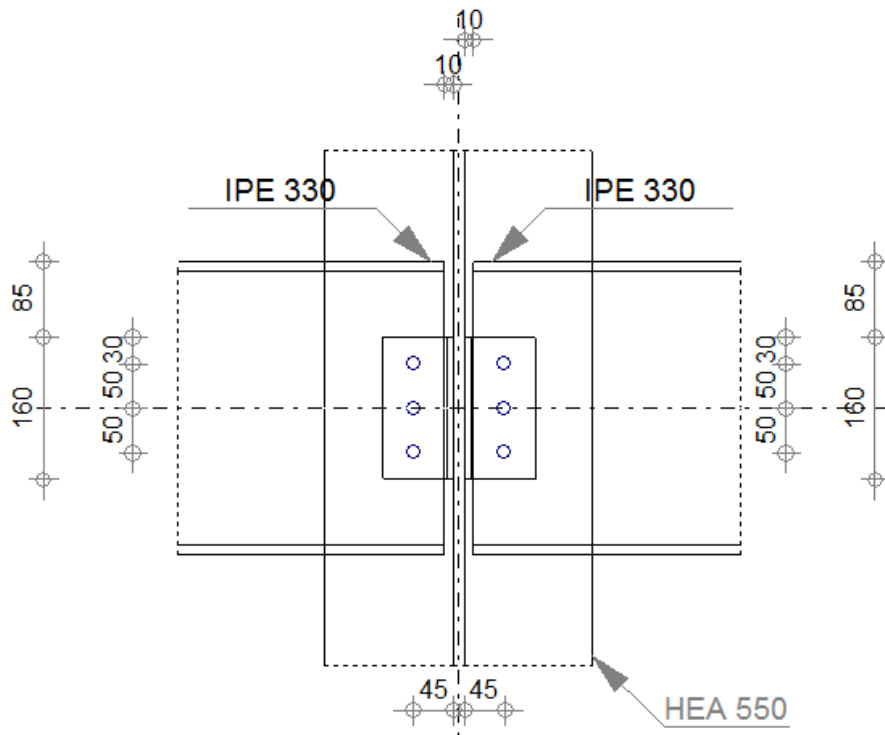
Έλεγχος κοχλιών κατηγορίας A			
	$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd,x}$ (kN)	$F_{b,Rd,z}$ (kN)
Κορμός	77.21	42.03	58.40
Απόδοση ελέγχου (%)	61	94	45
Έλεγχος κορμού δευτερεύουσας δοκού σε απόσχιση			
$V_{eff,Rd}$	170.23	kN	44%
Έλεγχος γωνιακών			
Αντοχή σε κάμψη	27%		
Αντοχή σε διάτμηση	22%		



Σχήμα 7.5: Προσομοίωμα σύνδεσης δευτερευουσών δοκών IPE 330 με την κύρια IPE 550 από το λογισμικό Robot

7.4 Σύνδεση τέμνουσας δευτερεύουσας δοκού με υποστύλωμα ΗΕΑ

Οι δοκοί που συνδέονται με υποστυλώματα τύπου ΗΕΒ ή ΗΕΑ συνδέονται στον κορμό τους με συγκόλληση γωνιακών, που εν συνεχεία κοχλιώνονται στον κορμό τους. Πραγματοποιήθηκε ενδεικτικός σχεδιασμός για τις δοκούς IPE 330 που συνδέονται εκατέρωθεν υποστυλώματος ΗΕΑ 550 του τέταρτου ορόφου που ανήκει στο δεύτερο πλαίσιο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.6. Οι συνδέσεις υλοποιούνται με γωνιακά εκατέρωθεν του κορμού L80x8 μήκους 160mm, τρεις δίμητους κοχλίες M16 ποιότητας 4.6 και συγκόλληση πάχους 4mm.



Σχήμα 7.6: Όψη σύνδεσης δευτερευουσών δοκών IPE 330 με υποστύλωμα HEA 550

Πίνακας 7.12: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις κοχλιών κατά EN1993.1.8 και αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού

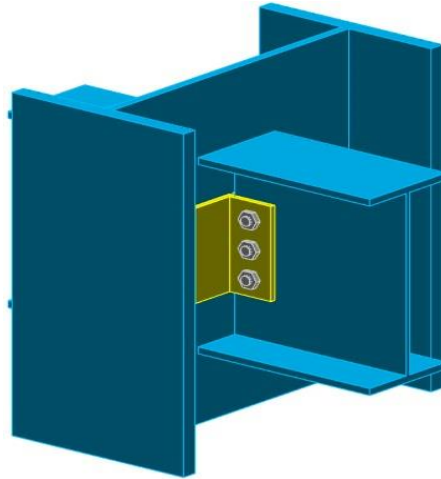
	min e_1 (mm)	max e_1 (mm)	min e_2 (mm)	max e_2 (mm)	min p_1 (mm)	max p_1 (mm)	min p_2 (mm)	max p_2 (mm)
κορμός δοκού	21.6	72	21.6	72	39.6	112	43.2	112
	30		45		50		-	

Πίνακας 7.13: Έλεγχοι αντοχών κοχλιών και λοιποί έλεγχοι

	Έλεγχος κοχλιών		
	$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd,x}$ (kN)	$F_{b,Rd,z}$ (kN)
Κορμός IPE330	77.21	49.03	58.40
Απόδοση ελέγχου (%)	69	82	45
Έλεγχος γωνιακών	Αντοχή σε κάμψη 27%	Αντοχή σε διάτμηση 23%	

Πίνακας 7.14: Έλεγχος συγκόλλησης γωνιακών στο υποστύλωμα

a (mm)	σ (MPa)	τ_I (MPa)	τ_{II} (MPa)	$\sqrt{\quad}$ (MPa)	$f_u/(\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ (MPa)
4	0	25.68	64.16	119.70	360



Σχήμα 7.7: Προσομοίωμα σύνδεσης δευτερευουσών δοκών IPE 330 με το υποστύλωμα HEA 550 από το λογισμικό Robot

7.5 Σύνδεση ροπής δοκών IPE με υποστυλώματα CHS

Τα πλαίσια ροπής στους κάτω ορόφους απαιτούν τον σχεδιασμό σύνδεσης για δοκούς IPE με κοίλα κυκλικά υποστυλώματα CHS. Καθώς υπάρχει πλαισιακή λειτουργία σε ένα μόνο επίπεδο, ένας τρόπος διαμόρφωσης της σύνδεσης ροπής είναι με πέρασμα τμήματος της διατομής της δοκού διαμέσου του υποστυλώματος. Για να επιτευχθεί αυτή η σύνδεση γίνονται οπές πάνω στο υποστύλωμα στο σχήμα της διατομής της δοκού. Στη συνέχεια η δοκός διέρχεται από τις οπές αυτές (σχηματίζοντας ουσιαστικά έναν αμφιπρόβολο) και έπειτα πραγματοποιείται συγκόλληση της δοκού πάνω στην περίμετρο του υποστυλώματος. Η προσθήκη του υπόλοιπου τμήματος της δοκού γίνεται με αποκατάσταση συνέχειας. Λόγω σεισμικής λειτουργίας του πλαισίου η αποκατάσταση θα πρέπει να γίνεται σε μια απόσταση από το υποστύλωμα, ώστε να υπάρχει διαθέσιμος χώρος για τον σχηματισμό της πλαστικής άρθρωσης. Η σύνδεση αυτή είναι γνωστή και ως «ιαπωνική μέθοδος» ή “passing-through”. Ενδεικτικά στα Σχήματα 7.8-7.11 δίνεται η σύνδεση υποστυλώματος CHS 610x25 και δοκών IPE 550 με υπολογισμένη την αποκατάσταση συνέχειας.

Η αποκατάσταση συνέχειας σχεδιάστηκε στο λογισμικό Robot επιδιώκοντας πλήρη αποκατάσταση. Για σχεδιασμό πλήρους αποκατάστασης πρέπει να λαμβάνονται ως εντατικά μεγέθη σχεδιασμού τα μεγέθη αντοχής της διατομής. Ωστόσο, η διατομή της δοκού δεν μπορεί να παραλάβει ταυτόχρονα ροπή ίση με την αντοχή της σε κάμψη και τέμνουσα ίση με την αντοχή της σε διάτμηση. Επιπλέον, η απομειωμένη διατομή της δοκού στις θέσεις των οπών των κοχλιών δεν μπορεί καν να παραλάβει ροπή ίση με την αντοχή της σε κάμψη (συνεπώς και μη ικανοποίηση τέτοιου ελέγχου αγνοείται). Υπέρ της ασφαλείας όμως, ως εντατικά μεγέθη της σύνδεσης θεωρήθηκαν η ροπή αντοχής της διατομής $M_{pl,Rd}$ (εφόσον επιδιώκεται πλήρη αποκατάσταση) και η τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσεται στη θέση της αποκατάστασης συνέχειας για περιβάλλουσα εντατικών καταστάσεων, που περιέχουν και προσαυξημένες σεισμικές δράσεις για σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης. Συνεπώς επιλέγεται για την αποκατάσταση, λαμβάνοντας υπόψη και κατασκευαστικούς λόγους, απόσταση ίση με 1m από το μέτωπο του υποστυλώματος επιτυγχάνοντας και μείωση της δρώσας τέμνουσας. Η σύνδεση υλοποιείται με ελάσματα εκατέρωθεν των πελμάτων και εκατέρωθεν του κορμού, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.11. Η κοχλίωση αποτελείται από δίμητους προεντεταμένους κοχλίες κατηγορίας C, ποιότητας

10.9. Τοποθετούνται τέσσερις στήλες των τεσσάρων M22 στον κορμό και δύο των οκτώ M22 στα πέλματα.

Πίνακας 7.15: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις κοχλιών κατά EN1993.1.8 και αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού για M22 και το ελάχιστο πάχος

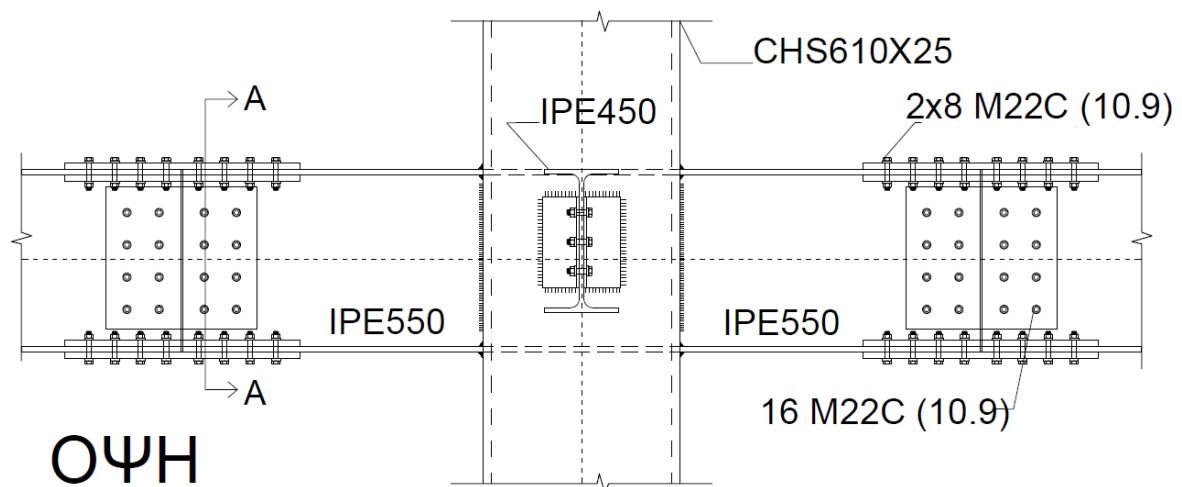
Μέλος / Διεύθυνση	min e ₁ (mm)	max e ₁ (mm)	min e ₂ (mm)	max e ₂ (mm)	min p ₁ (mm)	max p ₁ (mm)	min p ₂ (mm)	max p ₂ (mm)
Πέλματα / X	28.8	108.8	28.8	108.8	52.8	200	57.6	200
Άνω Λεπίδα		40		44		80		122
Κάτω Λεπίδες		40		44/31		80		-
Κορμός / Z	28,8	72	28,8	72	52,8	112	57,6	112
		62.5		65		105		100

Πίνακας 7.16: Διαστάσεις ελασμάτων

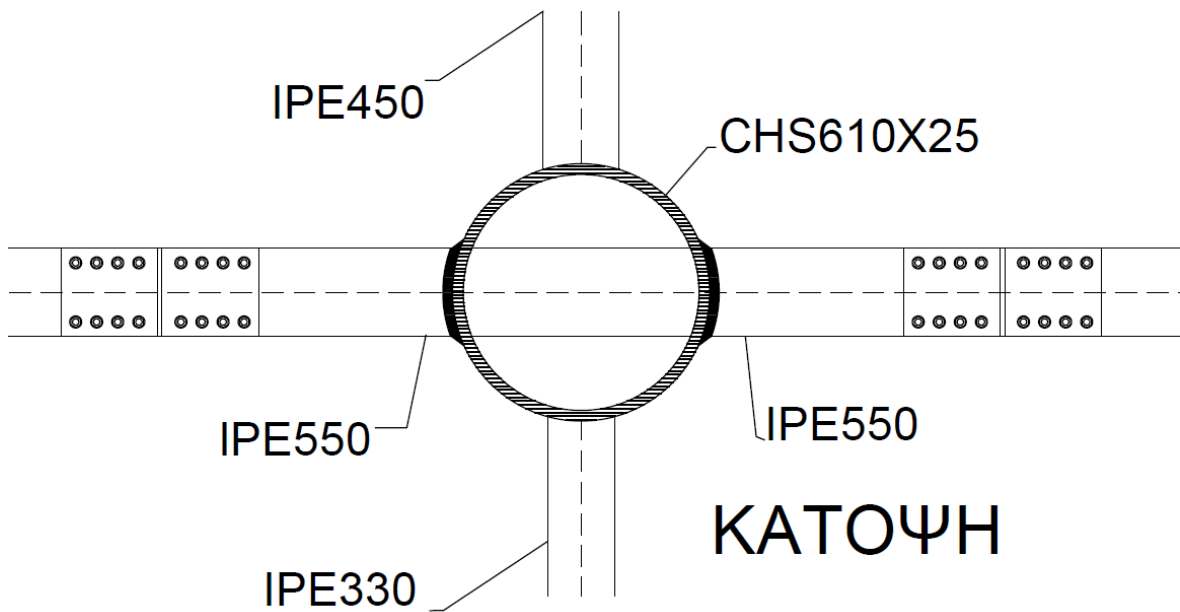
	Ύψος/Πλάτος (mm)	Μήκος (διαμήκης) (mm)	Πάχος (mm)
Πέλμα: εξωτερικό έλασμα	210	650	19
Πέλμα: εσωτερικά ελάσματα	75	650	18
Κορμός: εκατέρωθεν ελάσματα	440	470	8

Πίνακας 7.17: Έλεγχοι κοχλιών κατηγορίας C κατά EN1993.1.8

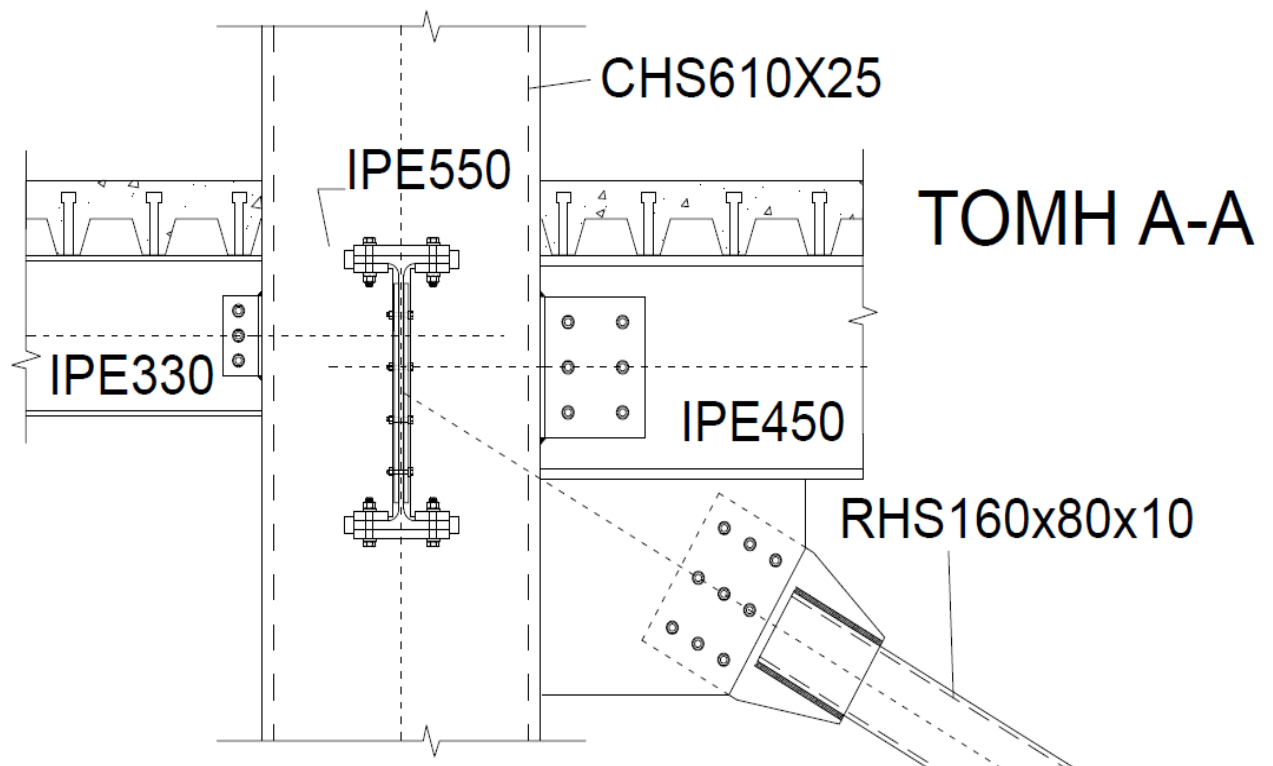
	$F_{p,C}$	$F_{s,Rd}$	$F_{v,Rd}$	$F_{b,Rd,x}$	$F_{b,Rd,z \ \eta \ \gamma}$	$F_{v,Rd} \geq 1.2 \cdot F_{b,Rd}$
Κορμός	212.10	135.74	364.93	158.73	175.82	OK
Απόδοση ελέγχου (%)	-	98	-	38	99	
Πέλμα	212.10	135.74	364.93	151.36	166.50	OK
Απόδοση ελέγχου (%)	-	98	-	88.30	80.27	



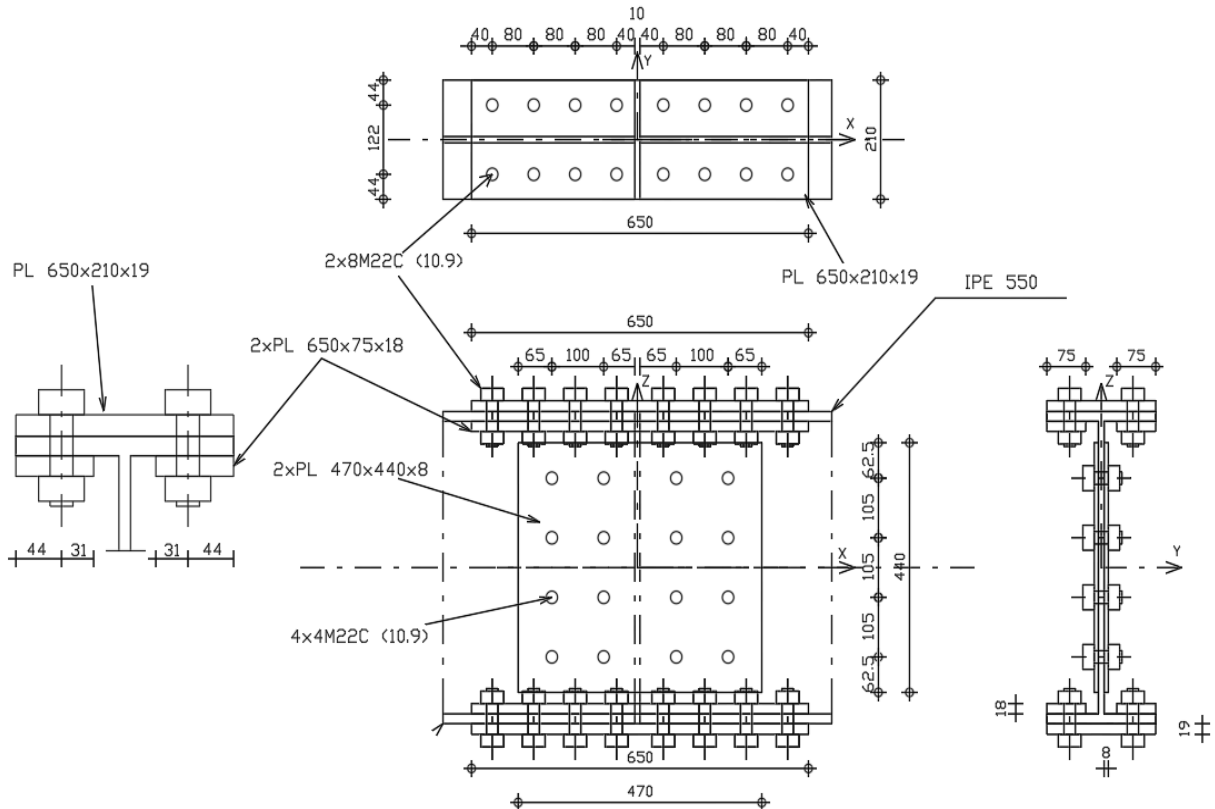
Σχήμα 7.8: Ώψη συγκολλητής σύνδεσης ροπής δοκών υποστυλωμάτων κοίλης διατομής με πλαισιακή λειτουργία σε ένα επίπεδο



Σχήμα 7.9: Κάτοψη συγκολλητής σύνδεσης ροπής δοκών υποστυλωμάτων κοίλης διατομής με πλαισιακή λειτουργία σε ένα επίπεδο

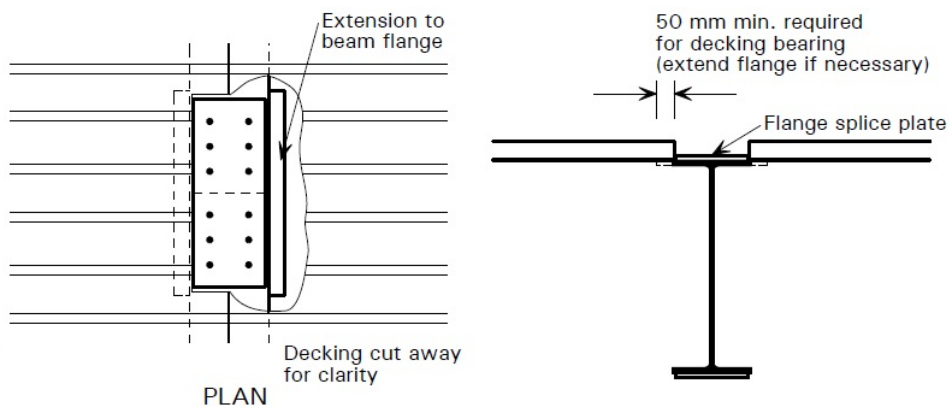


Σχήμα 7.10: Τομή συγκολλητής σύνδεσης ροπής δοκών υποστυλωμάτων κοίλης διατομής με πλαισιακή λειτουργία σε ένα επίπεδο



Σχήμα 7.11: Σχέδια αποκατάστασης συνέχειας της δοκού IPE 550 όπως υπολογίστηκε με το λογισμικό Robot

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.10 στο ενιαίο επίπεδο που δημιουργούν τα άνω πέλματα των κύριων και δευτερευουσών δοκών θα στηριχθεί η σύμμικτη πλάκα. Σε περιπτώσεις λεπίδων για αποκατάσταση συνέχειας στο άνω πέλμα διατομής δοκού προβλέπεται κατασκευαστική τροποποίηση του χαλυβδόφυλλου με διάνοιξη οπής. Μια τέτοια διαμόρφωση φαίνεται και στο Σχήμα 7.12, ωστόσο σε αντίθεση με αυτό, το χαλυβδόφυλλο του κτιρίου έρχεται παράλληλα με την κύρια δοκό και προφανώς δεν στηρίζεται σε αυτή. Για να μην μείνει όμως γύρω από την οπή "στον αέρα" μπορεί να ληφθεί υπόψη στην μελέτη επέκταση του άνω πέλματος στην περιοχή αυτή, όπως φαίνεται στο ίδιο Σχήμα. Ομοίως, τέτοιο είδους οπές γίνονται και γύρω από τα υποστυλώματα.



Σχήμα 7.12: Κατασκευαστική οπή χαλυβδόφυλλου και επέκταση άνω πέλματος διατομής στην περιοχή της αποκατάστασης συνέχειας της δοκού (από Rackham et al., 2009)

7.6 Ενισχυμένη σύνδεση ροπής δοκών - υποστυλωμάτων

Η σύνδεση έχει σχεδιαστεί για την ροπή κάμψης και την τέμνουσα δύναμη στο μέτωπο του υποστυλώματος που αντιστοιχούν στον σχηματισμό της πλαστικής άρθρωσης. Οι τιμές σχεδιασμού καθορίζονται λαμβάνοντας υπόψη την πιθανή υπεραντοχή της καμπτικής ροπής, που περνάει όμως και στην τέμνουσα σχεδιασμού σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$M_{Ed,connection} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd,beam} \quad (7.19)$$

$$V_{Ed,connection} = V_{Ed,G+0.3Q} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot V_{Ed,E} \quad (7.20)$$

$$V_{Ed,E} = \frac{2M_{pl,Rb,beam}}{L} \quad (7.21)$$

Πίνακας 7.18: Εντατικά μεγέθη για τον σχεδιασμό της σύνδεσης ροπής δοκού IPE 550 και υποστυλώματος HEA 450

Διατομή Δοκού	$M_{pl,b}$ (kNm)	$V_{ed,G}$ (kN)	Μήκος (m)	$V_{ed,connection}$ (kN)	$M_{Ed,connection}$ (kNm)
IPE 550	654.95	87.04	6.85	349.97	900.55

Ενδεικτικά γίνεται σχεδιασμός της σύνδεσης ακραίου υποστυλώματος HEA 450 και δοκού IPE 550. Τα εντατικά μεγέθη του σχεδιασμού δίνονται στον Πίνακα 7.18, όπως προκύπτουν από τις Σχέσεις 7.19 - 7.21. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ο κόμβος εξετάζεται ως ενιαίο σύνολο το οποίο απαρτίζεται από επιμέρους συστατικά μέρη. Ο υπολογισμός της συνολικής αντοχής του γίνεται βάση ανάλυσης όλων των στοιχείων που απαρτίζουν τον κόμβο. Η συνολική ροπή αντοχής M_{Rd} του κόμβου προκύπτει ως το άθροισμα των διαθέσιμων δυνάμεων F_{ti} κάθε σειράς κοχλίων επί την απόσταση d_i της καθεμίας από το κέντρο θλίψης. Η σύνδεση υλοποιείται με μετωπική πλάκα PL 1110x280x30, η οποία θα συγκολληθεί με εξωραφές πάχους 10mm στον κορμό και στα πέλματα της δοκού και εν συνεχεία θα κοχλιωθεί στο πέλμα του υποστυλώματος με προεντεταμένους κοχλίες τύπου C, ποιότητας 10.9 και διαμέτρου M24.

Η ικανοποίηση όμως των ελέγχων αντοχής για τον σχεδιασμό της σύνδεσης έπαιξε εν τέλει σχετικά δευτερεύον ρόλο. Βασική μέριμνα αποτέλεσε η αύξηση της δυσκαμψίας του κόμβου δοκού υποστυλώματος, για να μπορέσει να θεωρηθεί ως άκαμπτος. Για την αύξηση αυτήν ήταν απαραίτητη η χρήση αρκετών ειδών ενισχύσεων. Γενικά, ο υπολογισμός της δυσκαμψίας γίνεται με ένα προσομοίωμα ελατηρίων από το λογισμικό. Κατά το EN1993.1.8 για ελαστική ανάλυση και μεταθετά πλαίσια για να είναι ένας κόμβος άκαμπτος θα πρέπει να ισχύει η παρακάτω σχέση:

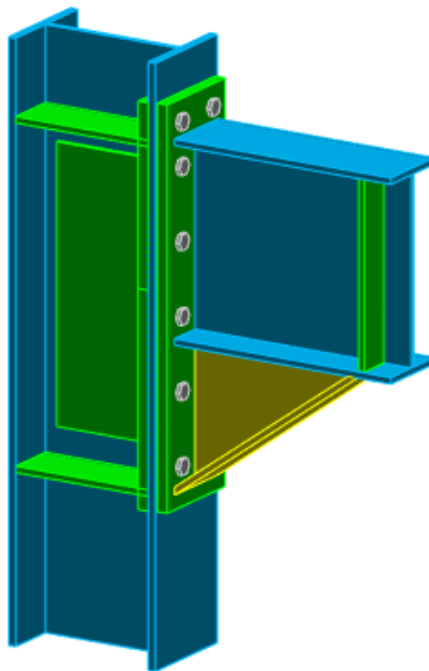
$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} = \frac{25 \cdot E \cdot I_b}{L_b} \quad (7.22)$$

όπου

$S_{j,ini}$ η δυσκαμψία του κόμβου

$S_{j,rig}$ η δυσκαμψία του άκαμπτου κόμβου για μεταθετά πλαίσια

Για να αυξηθεί, λοιπόν, η δυσκαμψία γίνεται χρήση τριγωνικής γωνιακής ενίσχυσης (haunch) σχήματος T που συγκολλάται στο κάτω πέλμα του άκρου της δοκού δημιουργώντας μια σύνδεση γνωστή ως haunched connection. Η προσθήκη των στοιχείων αυτών γίνεται μόνο στο κάτω πέλμα, καθώς αυτό είναι πολύ πιο προσιτό από το πάνω, ενώ παράλληλα δεν χρειάζεται να αφαιρεθεί κομμάτι της σύμμικτης πλάκας. Επίσης, το μεγάλο ύψος της ψευδοροφής που επιλέχτηκε δεν θέτει κάποια αποτρεπτικά όρια σχετικά με το ύψος των τριγωνικών στοιχείων κάτω από την διατομή της δοκού, στοιχείο καθοριστικό για την επιλογή των διαστάσεων της τριγωνικής ενίσχυσης κατά το EN1998.3. Το γωνιακό έχει πάχος κορμού και πέλματος ίδια με τα αντίστοιχα πάχη της δοκού, ύψος 420mm ($\approx 75\% \cdot h_{beam}$) και μήκος 550mm ($\approx 8\% \cdot L_{beam}$). Προκειμένου να αυξηθεί η δυσκαμψία, πέρα από την τριγωνική ενίσχυση τοποθετούνται ελάσματα ενίσχυσης του πέλματος του υποστυλώματος. Γίνεται και ενίσχυση με εκατέρωθεν ελάσματα του κορμού του κόμβου. Τέλος, για να εξασφαλισθεί ομαλή ροή των δυνάμεων τοποθετούνται νευρώσεις στον κορμό του υποστυλώματος στις θέσεις του πέρατος της τριγωνικής ενίσχυσης και του άνω πέλματος της δοκού, καθώς και νεύρωση στον κορμό της δοκού στην θέση πέρατος της τριγωνικής ενίσχυσης.



Σχήμα 7.13: Προσομοίωμα σύνδεσης ροπής ακραίου υποστυλώματος HEA 450 και δοκού IPE 550 από το λογισμικό Robot με τριγωνική ενίσχυση δοκού και ενισχυμένο κορμό κόμβου

8 Reduced Beam Section (RBS)

8.1 Εισαγωγή

Οι καταστροφικές συνέπειες των σεισμών Northridge (1994) και Kobe (1995) κατέδειξαν την αδυναμία των έως τότε εφαρμοζόμενων τύπων συνδέσεων δοκών - υποστυλωμάτων σε περιπτώσεις ισχυρών ανακυκλιζόμενων φορτίσεων. Έκτοτε η επιστημονική κοινότητα οδηγήθηκε στην ανάπτυξη διαφόρων νέων συνδέσεων ροπών για τα πλαίσια παραλαβής σεισμικών διεγέρσεων. Μία από αυτές είναι η σύνδεση με απομειωμένα πέλματα δοκού, Reduced Beam Section (RBS), γνωστή και ως dogbone σύνδεση.

Σε μία σύνδεση ροπής RBS τμήματα των πελμάτων της διατομής δοκού περικόπτονται επιλεκτικά σε περιοχή που γειτονεύει με την σύνδεση δοκού - υποστυλώματος. Υπάρχουν διάφορα σχήματα κοπής, όπως συνεχής κοπή, κωνική κοπή, ακτινική κλπ. Στο Σχήμα 8.1 φαίνεται η απομειωμένη διατομή δοκού RBS με ακτινική κοπή, η οποία αποτελεί την τυπική διαμόρφωση που προτείνουν οι Κανονισμοί και με την οποία ασχολείται η Ενότητα αυτή. Γενικώς, προτείνεται η μείωση του πέλματος της δοκού να μην ξεπερνάει το 50%.



Σχήμα 8.1: Τυπική διαμόρφωση ακτινικά απομειωμένης διατομής δοκού με βάση τα Διεθνή Πρότυπα (από Lundopsahl)

Η εφαρμογή της σύνδεσης RBS παίζει παρόμοιο ρόλο με λοιπές ενισχύσεις συνδέσεων, όπως οι haunched του Κεφαλαίου 9, τα ενισχυτικά ελάσματα κ.α., δηλαδή αξιοποιεί την εξασθένηση της διατομής της δοκού σε μια κατάλληλη θέση, μακριά από τον κόμβο, οδηγώντας εκεί τις ανελαστικές παραμορφώσεις. Πιο συγκεκριμένα οδηγεί την διαρροή και τον σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στην περιοχή των απομειωμένων πελμάτων και περιορίζει την ροπή που μπορεί να αναπτυχθεί στο μέτωπο του υποστυλώματος. Οι RBS προτιμούνται σε σχέση με τις τυπικές ενισχύσεις συνδέσεων, καθώς παρουσιάζουν λιγότερα κατασκευαστικά προβλήματα.

Σε αρκετή βιβλιογραφία ανιχνεύονται συμπεράσματα περί σημαντικών θετικών αποτελεσμάτων που φέρουν τα RBS στον αντισεισμικό σχεδιασμό. Αξιοσημείωτα είναι η μείωση των εντατικών μεγεθών που διέπουν τις συνδέσεις, η βελτίωση των λόγων ικανοποίησης του κριτηρίου ισχυρού υποστυλώματος - ασθενής δοκού, ακόμη και η

μείωση των διατομών των υποστυλωμάτων που τυχόν έχουν προκύψει από το εν λόγω κριτήριο. Επομένως, στην Ενότητα αυτή εξετάζονται οι επιπτώσεις που μπορεί να έχει η RBS στους ελέγχους της Ενότητας 5. Ο σχεδιασμός των RBS γίνεται με βάση το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN1998.3 και με ενσωμάτωση μερικών τροποποιήσεων από το Αμερικάνικο Πρότυπο FEMA.

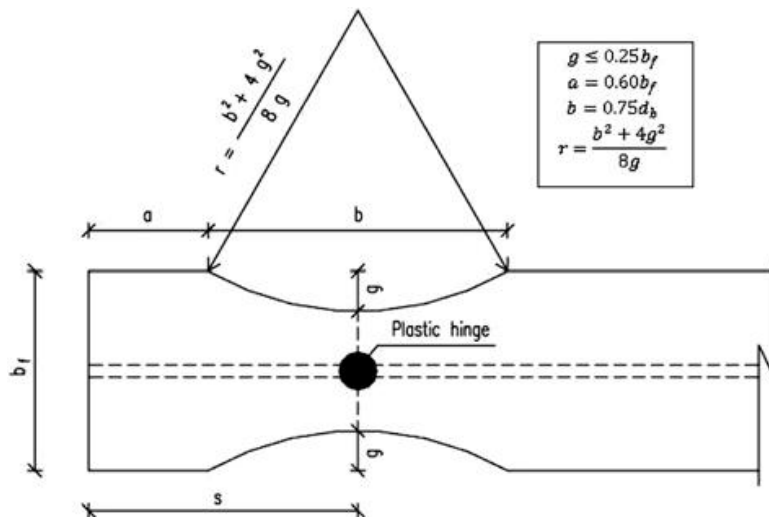
8.2 Βήματα σχεδιασμού RBS κατά EN1998.3

Το θεωρητικό υπόβαθρο του σχεδιασμού των RBS με βάση τον EN1998.3 δίνεται με βάση τα παρακάτω βήματα

Βήμα 1: Επιλογή δοκιμαστικών διαστάσεων a , b , g

Οι διαστάσεις, όπως φαίνονται στο Σχήμα 8.2, ορίζονται ως εξής:

- b το μήκος του απομειωμένου τμήματος
- a η απόσταση από το μέτωπο υποστυλώματος μέχρι την αρχή απομείωσης
- g το ημιπλάτος απομείωσης



Σχήμα 8.2: RBS και συστάσεις διαστάσεων του EN1998.3

Πίνακας 8.1: Διαστάσεις για την διαμόρφωση των RBS που προτείνουν ο Ευρωπαϊκός και ο Αμερικάνικος Κανονισμός

EN 1998-3: 2005	ANSI/AISC 358 (2005)
$a = 0.60b_f$	$\alpha = (0.5 - 0.75)b_{bf}$
$b = 0.75d_b$	$b = (0.65 - 0.85)d_b$
$s = a + b/2$	$S_h = d_c/2 + \alpha + b/2$
$g \leq 0.25b_f$ (για αρχή 0.20b _f)	$c = (0.1 - 0.25)b_{bf}$
$r = (4c^2 + b^2) / 8c$	$R = (4c^2 + b^2) / 8c$

Γενικά, οι αποστάσεις a και b πρέπει να είναι όσο το δυνατόν μικρές, ώστε να μειωθεί η αύξηση της ροπής από την θέση σχηματισμού πλαστικής αρθρώσεως μέχρι το μέτωπο του υποστυλώματος. Ταυτόχρονα, η απόσταση a πρέπει να είναι τόσο μεγάλη, ώστε να επιτρέψει την ομοιόμορφη μεταφορά των τάσεων στο μέτωπο του υποστυλώματος και η απόσταση b να είναι τόσο μεγάλη, ώστε να αποτρέψει υπερβολικές ανελαστικές παραμορφώσεις εντός του RBS. Οι διαστάσεις αυτές, που προέκυψαν έπειτα από πειραματικές εκτιμήσεις δίνονται και για τους δύο Κανονισμούς στον Πίνακα 8.1.

Βήμα 2: Υπολογισμός πλαστικής ροπής αντοχής της απομειωμένης διατομής δοκού

Η πιθανή πλαστική ροπή στο κέντρο του τμήματος απομειωμένης δοκού υπολογίζεται ως:

$$M_{pl.Rd.RBS} = Z_{RBS} \cdot f_{yb} \quad (8.1)$$

$$Z_{RBS} = Z_b - 2 \cdot g \cdot t_f \cdot (d_b - t_f) \quad (8.2)$$

όπου

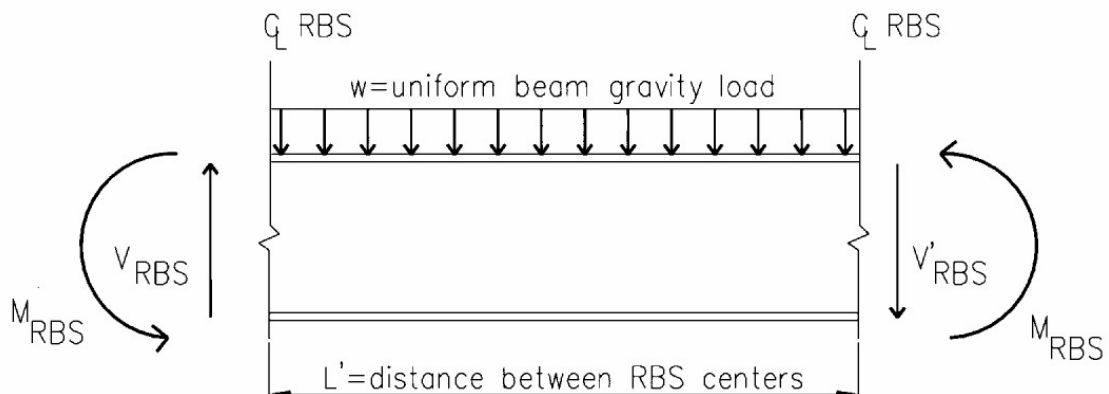
Z_{RBS} η πλαστική ροπή αντίστασης της απομειωμένης διατομής

Z_b η πλαστική ροπή αντίστασης της συμπαγούς δοκού

f_{yb} για καινούριες χαλύβδινες κατασκευές μπορεί να λαμβάνεται ως το γινόμενο της ονομαστικής τιμής f_y επί τον συντελεστή υπεραντοχής $\gamma_{ov} = 1.25$

Βήμα 3: Υπολογισμός των τεμνουσών δυνάμεων στο κέντρο της κάθε RBS

Η τέμνουσα δύναμη στο κέντρο της κάθε RBS μπορεί να υπολογιστεί από το διάγραμμα ελευθέρου σώματος της δοκού την χρονική στιγμή ανάπτυξης της πλαστικής ροπής αντοχής της απομειωμένης διατομής στο κέντρο του RBS, λαμβάνοντας υπόψη και τα ομοιόμορφα κατανεμημένα βαρυτικά φορτία w , όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.3.



Σχήμα 8.3: Διάγραμμα ελευθέρου σώματος δοκού με πλαστικές αρθρώσεις και στα δύο κέντρα των RBS και τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη

Από ισορροπία ροπών στο κάθε άκρο της δοκού προκύπτει:

$$V_{RBS} = \frac{2M_{RBS}}{L'} + \frac{wL'}{2} \quad (8.3)$$

$$V'_{RBS} = \frac{2M_{RBS}}{L'} - \frac{wL'}{2} \quad (8.4)$$

$$s_h = a + \frac{b}{2} \quad (8.5)$$

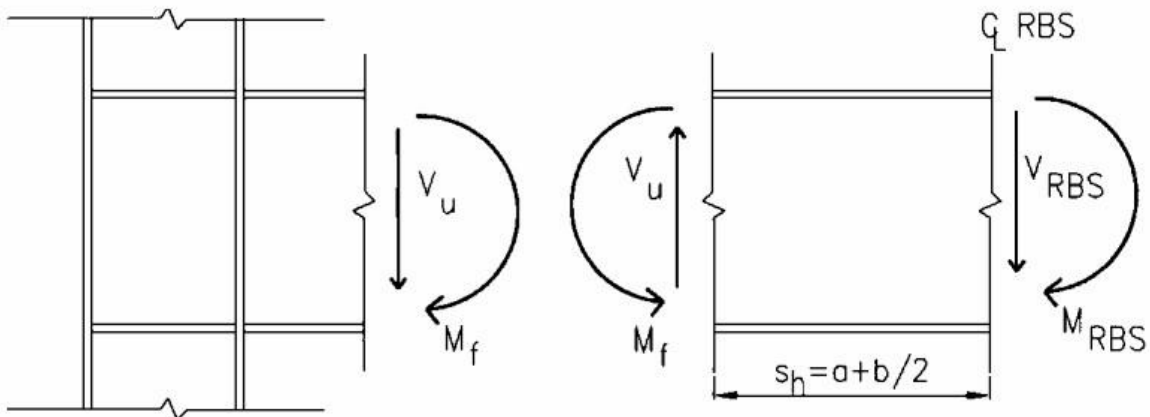
$$L' = L_{b,net} - 2 \cdot s_h \quad (8.6)$$

όπου

- V_{RBS} η μεγαλύτερη τέμνουσα δύναμη κατά τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων και στα δύο κέντρα των εξασθενημένων περιοχών των RBS
- V'_{RBS} η μικρότερη τέμνουσα δύναμη κατά τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων και στα δύο κέντρα των εξασθενημένων περιοχών των RBS
- L' η απόσταση μεταξύ των κέντρων των εξασθενημένων περιοχών των RBS
- $L_{b,net}$ το καθαρό μήκος της δοκού
- s_h η καθαρή απόσταση από την άκρη της δοκού μέχρι το κέντρο του RBS
- w ομοιόμορφα καταναμημένο γραμμικό φορτίο της δοκού από τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό $g + \psi_2 \cdot q$

Βήμα 4: Υπολογισμός μέγιστης αναμενόμενης ροπής στο μέτωπο του υποστυλώματος

Η μέγιστη ροπή στο μέτωπο του υποστυλώματος M_f υπολογίζεται θεωρώντας το διάγραμμα ελευθέρου σώματος του αριστερού τμήματος της δοκού την χρονική στιγμή ανάπτυξης της πλαστικής ροπής αντοχής της απομειωμένης διατομής στο κέντρο του RBS, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.4.



Σχήμα 8.4: Διάγραμμα ελευθέρου σώματος μεταξύ του μετώπου του υποστυλώματος και του κέντρου του RBS (βασισμένο από τους Moore & Ferg)

Από ισορροπία ροπών προκύπτει:

$$M_f = M_{RBS} + V_{RBS} \cdot \left(a + \frac{b}{2}\right) = M_{RBS} + V_{RBS} \cdot s_h \quad (8.7)$$

Στην εξίσωση έχει αγνοηθεί η συμβολή του οιονεί μόνιμου φορτίου θεωρώντας ότι η συμβολή του για το μικρό μήκος s_h είναι αμελητέα. Γενικά, μπορεί να αμεληθεί εάν ισχύει ότι:

$$M_{g+\psi_2 \cdot q} = \frac{w \cdot s_h^2}{2} < 0.005 \cdot M_f \quad (8.8)$$

Βήμα 5: Έλεγχος της ροπής στο μέτωπο του υποστυλώματος M_f

Ελέγχεται ότι η ροπή στο μέτωπο του υποστυλώματος M_f είναι μικρότερη από την πλαστική ροπή αντοχής της συμπαγούς διατομής της δοκού $M_{pl,Rd,b}$. Με βάση τους Κανονισμούς η τιμή της M_f πρέπει να κυμαίνεται από το 85% έως το 100% της $M_{pl,Rd,b}$. Άρα, ελέγχεται ότι:

$$0.85 \leq \frac{M_f}{M_{pl,Rd,b}} \leq 1.00 \quad (8.9)$$

$$M_{pl,Rd,b} = Z_b \cdot f_{yb} \quad (8.10)$$

όπου στις παραπάνω σχέσεις $M_{pl,Rd,b}$, και Z_b , f_{yb} όπως έχουν δοθεί στο Βήμα 2. Εάν ο έλεγχος δεν ικανοποιείται τότε απαιτείται α) αύξηση του g ή/και β) μείωση των a και b ή/και γ) αλλαγή διατομής. Εφόσον ακολουθείται η διαδικασία του EN1998, όμως, η μόνη διάσταση που τροποποιείται είναι η απομείωση των πελμάτων g .

8.3 Έλεγχοι αντισεισμικού σχεδιασμού με RBS

Επαναλαμβάνονται οι έλεγχοι που αφορούν τα πλαίσια παραλαβής ροπών MRF, όπως έχουν δοθεί στην Ενότητα 5, καθώς και εξετάζεται η επιρροή στα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού των συνδέσεων αντίστοιχα με την Ενότητα 6. Γενικώς, οι RBS θεωρείται ότι δεν επηρεάζουν το ολικό μητρώο δυσκαμψίας οπότε οι έλεγχοι περιορισμού βλαβών και τα φαινόμενα δευτέρα τάξεως δεν αλλάζουν. Επίσης δεν επηρεάζεται και ο έλεγχος των υποστυλωμάτων βάσεως. Εν τέλει όμως η επιρροή των RBS στο προσομοίωμα διερευνήθηκε πιο αναλυτικά στην Ενότητα 8.5 Οι υπόλοιποι ικανοτικοί έλεγχοι εφαρμόζονται με τις εξής τροποποιήσεις.

1. Εφόσον ακολουθείται η ίδια διαδικασία με τους ελέγχους των MRF, θα γίνεται χρήση $f_{yb} = f_y$

2. Εφόσον οι πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται πλέον στο κέντρο των RBS, η ελάχιστη τιμή του συντελεστή υπεραντοχής Ω με τον οποίο θα διαστασιολογηθούν τα υποστυλώματα δίνεται πλέον από τις σχέσεις:

$$\Omega = \min (\Omega_i) \quad (8.11)$$

$$\Omega_i = \frac{M_{pl,RBS,i}}{M_{ed,i}} \quad (8.12)$$

όπου στις παραπάνω σχέσεις το $M_{ed,i}$ λαμβάνεται στην θέση του κέντρου της απομειωμένης διατομής. Αυτό γίνεται με βάση τον ορισμό που δίνει ο EN1998.1 και από αντίστοιχες διατάξεις που αφορούν τον σχεδιασμό των αντισεισμικών συστημάτων FUSEIS, όπου και εκεί γίνεται χρήση των RBS.

3. Έλεγχος ικανοτικής τέμνουσας

Προφανώς ο έλεγχος γίνεται για την μέγιστη V_{RBS} όπως προκύπτει από την ανάλυση του Βήματος 3. Η κατακόρυφη τέμνουσα αντοχής $V_{pl,Rd}$ δεν υφίσταται αλλαγή καθώς η απομείωση αφορά τα πέλματα και όχι τον κορμό της διατομής.

$$\frac{V_{RBS}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (8.13)$$

4. Ικανοτικός έλεγχος κόμβου

Για την εξασφάλιση σχηματισμού της πλαστικής άρθρωσης στην δοκό και όχι στο υποστύλωμα για την περίπτωση των RBS ακολουθείται η γενική διαδικασία του EN1998.3 (B6.2.1(3)). Και πάλι για κάθε κόμβο θα πρέπει να ικανοποιείται ότι:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (8.14)$$

όπου στην παραπάνω σχέση για τον υπολογισμό των καμπτικών ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων M_{Rc} ακολουθείται και πάλι η διαδικασία της Ενότητας 5, μόνο που για την απομείωση των καμπτικών ροπών αντοχής, οι αξονικές προσαυξάνονται με τον καινούριο ελάχιστο συντελεστή υπεραντοχής Ω . Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται αντί της αντίστοιχης σχέσης B.29 υπολογισμού των M_{Rc} του Κανονισμού, καθώς πραγματοποιείται διαδικασία διαστασιολόγησης και όχι αποτίμηση, στην οποία κυρίως αναφέρεται ο EN1998.3.

Για τον υπολογισμό των καμπτικών ροπών αντοχής των δοκών M_{Rb} για την Σχέση 8.13 ο EN1998.3 δίνει τον εξής τύπο:

$$\sum M_{pl,Rb,b} = \sum (Zb \cdot f_{yb} + M_{cc.Ed}) \quad (8.15)$$

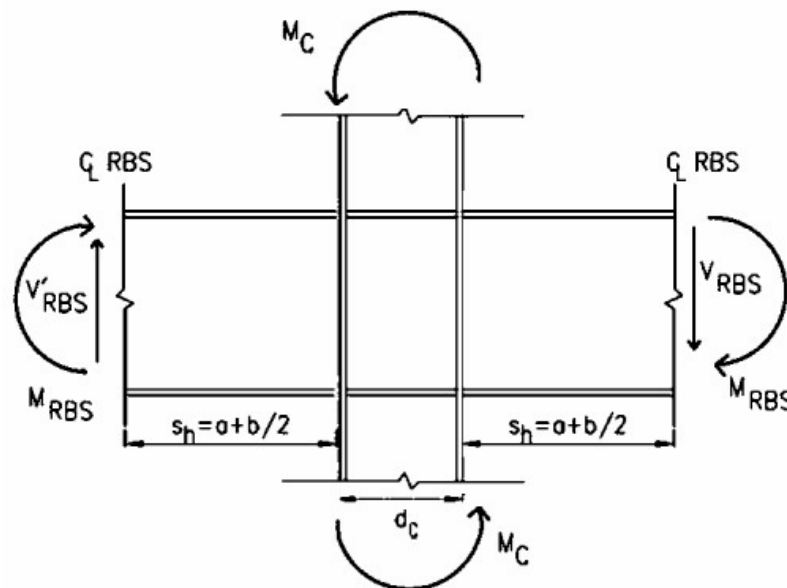
όπου

Zb η πλαστική ροπή αντίστασης στην θέση της πλαστικής άρθρωσης, δηλαδή στην εξεταζόμενη περίπτωση η Z_{RBS}

$M_{cc.Ed}$ η πρόσθετη ροπή στο κέντρο βάρους του υποστυλώματος λόγω της εκκεντρότητας της τέμνουσας δύναμης στην θέση πλαστικής άρθρωσης

Καθώς ο Κανονισμός δεν παραθέτει κάποια διευκρίνιση για τον τρόπο υπολογισμού, ακολουθούνται οι αντίστοιχες μεθοδολογίες του Αμερικάνικου Προτύπου AISC 341 (Sect. 9.6) με μικρή τροποποίηση βασισμένη στον Higgins (1999) [27]. Θεωρείται το διάγραμμα ελευθέρου σώματος κόμβου δοκού υποστυλώματος του Σχήματος 8.5, το οποίο έχει προκύψει για ταυτόχρονο σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων $M_{pl,Rd,RBS}$ και στα δύο κέντρα των RBS των δύο εκατέρωθεν του κόμβου δοκών. Λαμβάνοντας υπόψη και τα εντατικά μεγέθη από το διάγραμμα ελευθέρου σώματος της δοκού από το Σχήμα 8.3, εντέλει η πρόσθετη ροπή στο κέντρο βάρους του υποστυλώματος λόγω της εκκεντρότητας της τέμνουσας δύναμης στην θέση πλαστικής άρθρωσης $M_{cc.Ed}$ αφορά τις τέμνουσες δυνάμεις V_{RBS} και V'_{RBS} . Οπότε, από ισορροπία ροπών προκύπτει ότι:

$$\sum M_{pl,Rb} = 2 \cdot M_{pl,Rd,RBS} + (V_{RBS} + V'_{RBS}) \cdot \left(a + \frac{b}{2} + \frac{d_c}{2} \right) \quad (8.16)$$



Σχήμα 8.5: Προτεινόμενο διάγραμμα ελευθέρου σώματος για τον υπολογισμό των ροπών των δοκών

Για τους κόμβους που έχουν εκατέρωθεν δοκάρια διαφορετικά, λόγω είτε διαφορετικού μήκους είτε διαφορετικής διατομής, είναι προφανές ότι οι τέμνουσες δυνάμεις V_{RBS} και V'_{RBS} προκύπτουν και αυτές διαφορετικές. Επομένως πρέπει να ληφθεί και αντίστοιχη σχεδιαστική κατάσταση του Σχήματος 8.5 όπου τα εντατικά μεγέθη έχουν αντίστροφη φορά. Υπέρ της ασφαλείας για τον έλεγχο επιλέγεται το μέγιστο $\sum M_{pl,Rb}$ εκ των δύο.

5. Τα εντατικά μεγέθη για τον ικανοτικό σχεδιασμό των συνδέσεων θα δίνονται πλέον από τις παρακάτω σχέσεις [15]:

$$M_{Ed,connection} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd,RBS} + V_{Ed,connection} \cdot \left(\alpha + \frac{b}{2} \right) \quad (8.17)$$

$$V_{Ed,connection} = V_{Ed,G+0.3Q} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot V_{Ed,E} \quad (8.18)$$

$$V_{Ed,E} = \frac{2M_{pl,Rd,RBS}}{L'} \quad (8.19)$$

8.4 Υπολογισμοί σχεδιασμού των RBS

Για τον σχεδιασμό λήφθηκαν υπόψη ακριβώς οι συστάσεις του ΕΚ8 για τις διαστάσεις των RBS, οπότε και τα πέλαμα των διατομών απομειώθηκαν κατά 40%. Η εφαρμογή έγινε για όλες τις δοκούς και ο έλεγχος των ροπών M_f στο μέτωπο των υποστυλωμάτων ικανοποιήθηκε με μέγιστο συντελεστή 0.88 και ελάχιστο 0.85. Δίνονται στους Πίνακες παρακάτω ενδεικτικά τα αποτελέσματα από τον σχεδιασμό των δοκών του έκτου πλαισίου, στο οποίο ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου ήταν ο πιο κρίσιμος.

Πίνακας 8.2: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά των δοκών RBS ενδεικτικά για το έκτο πλαίσιο παραλαβής ροπών

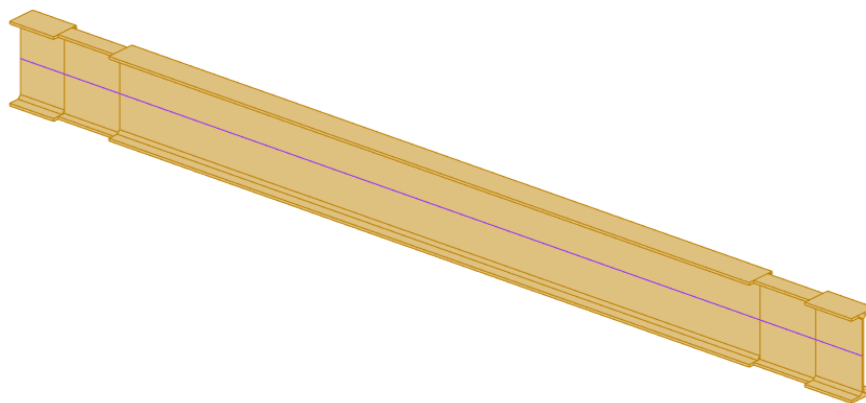
Όροφος	Διατομή	L_{net} (m)	a (cm)	b (cm)	g (cm)	s_h (cm)	L' (m)	Z_{RBS} (cm ³)
7	IPE 450	6.405	11.40	33.75	3.72	28.28	5.84	1228.54
	IPE 450	5.560	11.40	33.75	3.72	28.28	4.99	1228.54
	IPE 450	6.405	11.40	33.75	3.72	28.28	5.84	1228.54
6	IPE 500	6.405	12.00	37.50	3.92	30.75	5.79	1586.87
	IPE 500	5.560	12.00	37.50	3.92	30.75	4.95	1586.87
	IPE 500	6.405	12.00	37.50	3.92	30.75	5.79	1586.87
5	IPE 500	6.330	12.00	37.50	3.92	30.75	5.72	1586.87
	IPE 500	5.500	12.00	37.50	3.92	30.75	4.89	1586.87
	IPE 500	6.330	12.00	37.50	3.92	30.75	5.72	1586.87
4	IPE 550	6.330	12.60	41.25	4.12	33.23	5.67	2032.61
	IPE 550	5.500	12.60	41.25	4.12	33.23	4.84	2032.61
	IPE 550	6.330	12.60	41.25	4.12	33.23	5.67	2032.61
3	IPE 550	6.330	12.60	41.25	4.12	33.23	5.67	2032.61
	IPE 550	5.500	12.60	41.25	4.12	33.23	4.84	2032.61
	IPE 550	6.330	12.60	41.25	4.12	33.23	5.67	2032.61
2	IPE 550	6.295	12.60	41.25	4.12	33.23	5.63	2032.61
	IPE 550	5.490	12.60	41.25	4.12	33.23	4.83	2032.61
	IPE 550	6.295	12.60	41.25	4.12	33.23	5.63	2032.61
1	IPE 550	6.295	12.60	41.25	4.12	33.23	5.63	2032.61
	IPE 550	5.490	12.60	41.25	4.12	33.23	4.83	2032.61
	IPE 550	6.295	12.60	41.25	4.12	33.23	5.63	2032.61

Πίνακας 8.3: Υπολογισμός πλαστικών ροπών αντοχής συμπαγής δοκού και RBS, ροπής στο μέτωπο του υποστυλώματος, τέμνουσες και έλεγχος σχεδιασμού RBS ενδεικτικά για το έκτο πλαίσιο παραλαβής ροπών

Όροφος	Διατομή	$M_{pl.b}$ (kNm)	$M_{pl.RBS}$ (kNm)	$wL'/2$ (kN)	V_{RBS} (kN)	V'_{RBS} (kN)	M_f (m)	$\frac{M_f}{M_{pl.b}}$	Check
7	IPE 450	399.97	288.71	121.21	220.10	-22.33	350.94	0.88	OK
	IPE 450	399.97	288.71	103.67	219.28	11.94	350.71	0.88	OK
	IPE 450	399.97	288.71	121.21	220.10	-22.33	350.94	0.88	OK
6	IPE 500	515.59	372.91	120.56	249.37	8.25	449.60	0.87	OK
	IPE 500	515.59	372.91	102.96	253.79	47.86	450.95	0.87	OK
	IPE 500	515.59	372.91	120.56	249.37	8.25	449.60	0.87	OK
5	IPE 500	515.59	372.91	119.00	249.50	11.51	449.64	0.87	OK
	IPE 500	515.59	372.91	101.71	254.39	50.97	451.14	0.87	OK
	IPE 500	515.59	372.91	119.00	249.50	11.51	449.64	0.87	OK
4	IPE 550	654.95	477.66	118.38	287.00	50.24	573.02	0.87	OK
	IPE 550	654.95	477.66	101.04	298.60	96.53	576.87	0.88	OK
	IPE 550	654.95	477.66	118.38	287.00	50.24	573.02	0.87	OK
3	IPE 550	654.95	477.66	118.38	287.00	50.24	573.02	0.87	OK
	IPE 550	654.95	477.66	101.04	298.60	96.53	576.87	0.88	OK
	IPE 550	654.95	477.66	118.38	287.00	50.24	573.02	0.87	OK
2	IPE 550	654.95	477.66	117.65	287.32	52.02	573.12	0.88	OK
	IPE 550	654.95	477.66	100.83	298.80	97.15	576.94	0.88	OK
	IPE 550	654.95	477.66	117.65	287.32	52.02	573.12	0.88	OK
1	IPE 550	654.95	477.66	117.65	287.32	52.02	573.12	0.88	OK
	IPE 550	654.95	477.66	100.83	298.80	97.15	576.94	0.88	OK
	IPE 550	654.95	477.66	117.65	287.32	52.02	573.12	0.88	OK

8.5 Προσομοίωμα με RBS

Η RBS ουσιαστικά αποδυναμώνει την δοκό και για το πρόβλημα της επιρροής της στην ολική δυσκαμψία του πλαισίου στην βιβλιογραφία [27], [15] εντοπίζονται δύο θεωρήσεις. Στην πρώτη θεωρείται ότι η επιρροή αυτή είναι μικρή και επομένως, τυχόν διαφοροποίηση στο ολικό μητρώο δυσκαμψίας αμελείται και δεν πραγματοποιείται προσομοίωση των απομειωμένων δοκών στο λογισμικό. Στην δεύτερη υπάρχει αναφορά για την αύξηση της ευκαμψίας του κτιρίου που οδηγεί και σε μια εμπειρική αύξηση των drifts των ορόφων της τάξεως του 7%, αλλά και αύξηση των συντελεστών θ για τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως κατά 7%. Προκειμένου να εξετασθεί τι από τα δύο ισχύει γίνεται ενσωμάτωση των δοκών RBS, με τις διαστάσεις που έχει σχεδιασθεί η κάθε μία. Υπέρ της ασφαλείας θεωρείται ότι η δοκός στην περιοχή της εξασθένησης έχει σταθερή διατομή, επομένως αγνοείται η καμπύλωση της απομείωσης. Το προσομοίωμα της δοκού δίνεται στο Σχήμα 8.6. Με την προσθήκη των RBS στο προσομοίωμα η κατασκευή γίνεται πιο εύκαμπτη στην διεύθυνση των MRF με αύξηση της αντίστοιχης ιδιοπεριόδου από 1.61sec σε 1.68sec. Τα drifts των ορόφων παρουσιάζουν μια αύξηση της τάξεως του 4% με 7%. Η αντίστοιχη αύξηση για τους συντελεστές των φαινομένων δευτέρας τάξεως θ είναι κυρίως της τάξεως του 7% και για την κατασκευή οδηγούν εν τέλει σε προσαύξηση της σεισμικής δράσης κατά τα πλαίσια παραλαβής ροπών. Τα αποτελέσματα δίνονται στους Πίνακες που ακολουθούν.



Σχήμα 8.6: Προσομοίωμα δοκού RBS στο λογισμικό Robot

Πίνακας 8.4: Μετακινήσεις, σχετικές μετακινήσεις κατά την διεύθυνση των MRF του κτιρίου με και χωρίς RBS και οι αντίστοιχες αυξήσεις

Case	Όροφος	αρχικό d_s (cm)	d_s (cm)	Αύξηση (%)	Αρχικό d_r (cm)	d_r (cm)	Αύξηση (%)
Ex	8	20.20	21.00	3.96	1.60	1.60	0
	7	18.60	19.40	4.30	2.20	2.20	0
	6	16.40	17.10	4.27	2.70	2.80	3.70
	5	13.80	14.40	4.35	2.70	2.80	3.70
	4	11.10	11.60	4.50	2.80	3.00	7.14
	3	8.30	8.60	3.61	3.20	3.30	3.125
	2	5.10	5.30	3.92	3.20	3.30	3.125
	1	2.00	2.00	0	2.00	2.00	0

Πίνακας 8.5: Έλεγχος φαινομένων δευτέρας τάξεως κατά την διεύθυνση X

Case	Όροφος	$V_{tot,y}$ (kN)	$P_{tot,z}$ (kN)	d_r (cm)	θ	Αρχικό θ	Αύξηση (%)		$1/(1 - \theta)$
Ey	8	875,27	5256,04	1.60	0,023	0,0221	3,28	OK	-
	7	1535,55	11886,79	2.20	0,041	0,0391	3,57	OK	-
	6	1930,67	18533,99	2.80	0,064	0,0593	7,33	OK	-
	5	2242,33	25214,29	2.80	0,075	0,0695	7,31	OK	-
	4	2519,48	31926,60	3.00	0,091	0,0812	10,34	OK	-
	3	2814,32	38642,55	3.30	0,107	0,0999	6,98	FAIL	1,120
	2	3114,30	45410,17	3.30	0,108	0,0998	7,34	FAIL	1,121
	1	3270,98	52397,14	2.00	0,076	0,0733	3,96	OK	-

8.6 Υπολογισμοί ικανοτικού σχεδιασμού με RBS

Με χρήση απομειωμένων δοκών ο μέγιστος συντελεστής απόδοσης για τον έλεγχο ικανοτικής τέμνουσας μειώνεται από 0.457 σε 0.382, ενώ γενικά σε όλα τα δοκάρια παρατηρείται ένας μέσος όρος μείωσης 14.92% και σε ορισμένες περιπτώσεις μέχρι και 20%. Αυτό είναι αποτέλεσμα μείωσης των σεισμικών εντάσεων σχεδιασμού λόγω αύξησης της ευκαμψίας της κατασκευής.

Πίνακας 8.6: Έλεγχος ικανοτικής τέμνουσας των δοκών RBS και σύγκριση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα για τις συμπαγείς διατομές ενδεικτικά για το έκτο πλαίσιο παραλαβής ροπών

Όροφος	Διατομή	V_{RBS} (kN)	$V_{pl.Rd}$ (cm)	$\frac{V_{RBS}}{V_{pl.Rd}}$	Check	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}}$	Μείωση (%)
7	IPE 450	220.10	576.36	0.382	OK	0.457	16.49
	IPE 450	219.65	576.36	0.381	OK	0.447	14.79
	IPE 450	220.10	576.36	0.382	OK	0.457	16.49
6	IPE 500	249.71	691.82	0.361	OK	0.434	16.88
	IPE 500	254.62	691.82	0.368	OK	0.428	13.99
	IPE 500	249.71	691.82	0.361	OK	0.434	16.88
5	IPE 500	249.88	691.82	0.361	OK	0.432	16.30
	IPE 500	255.27	691.82	0.369	OK	0.428	13.78
	IPE 500	249.88	691.82	0.361	OK	0.432	16.30
4	IPE 550	287.85	828.17	0.348	OK	0.410	15.25
	IPE 550	300.15	828.17	0.362	OK	0.413	12.29
	IPE 550	287.85	828.17	0.348	OK	0.410	15.25
3	IPE 550	287.85	828.17	0.348	OK	0.411	15.52
	IPE 550	300.15	828.17	0.362	OK	0.413	12.29
	IPE 550	287.85	828.17	0.348	OK	0.411	15.52
2	IPE 550	288.19	828.17	0.348	OK	0.411	15.27
	IPE 550	300.36	828.17	0.363	OK	0.413	12.23
	IPE 550	288.19	828.17	0.348	OK	0.411	15.27
1	IPE 550	288.19	828.17	0.348	OK	0.411	15.29
	IPE 550	300.36	828.17	0.363	OK	0.413	12.23
	IPE 550	288.19	828.17	0.348	OK	0.411	15.29

Για τον υπολογισμό του συντελεστή υπεραντοχής Ω λαμβάνονται από το λογισμικό οι ροπές στην θέση του κέντρου της απομειωμένης περιοχής των δοκών για την σεισμική διέγερση κατά την διεύθυνση X και για τα οιονεί μόνιμα βαρυτικά φορτία G+0.3Q. Η δρώσα ροπή προκύπτει από την επαλληλία αυτών των δύο. Παρατηρείται ότι ο έλεγχος της καμπτικής ροπής παρουσιάζει αύξηση της τάξεως των 10%. Ο συντελεστής υπεραντοχής Ω_{min} μειώθηκε από 1.469 σε 1.368 (-6.87%).

Πίνακας 8.7: Ενδεικτικά ο ικανοτικός έλεγχος κάμψης των δοκών και ο υπολογισμός των Ω για το πλαίσιο από το οποίο προκύπτει το Ω_{min} . Στον όγδοο όροφο δεν πραγματοποιούνται οι έλεγχοι

Όροφος	Διατομή	$M_{pl.RBS}$ (kN)	M_{Ed} (kN)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.RBS}}$	Check	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}}$	Αύξηση (%)	Ω
7	IPE 450	288.71	204.43	0.71	OK	0.66	7.91	1.412
	IPE 450	288.71	183.89	0.64	OK	0.60	6.91	1.570
	IPE 450	288.71	204.43	0.71	OK	0.68	5.01	1.412
6	IPE 500	372.91	253.54	0.68	OK	0.62	10.41	1.471
	IPE 500	372.91	242.68	0.65	OK	0.59	10.05	1.537
	IPE 500	372.91	253.54	0.68	OK	0.64	7.39	1.471
5	IPE 500	372.91	270.15	0.72	OK	0.65	11.23	1.380
	IPE 500	372.91	259.12	0.69	OK	0.63	10.78	1.439

	IPE 500	372.91	270.15	0.72	OK	0.67	8.32	1.380
	IPE 550	477.66	312.43	0.65	OK	0.58	11.85	1.529
4	IPE 550	477.66	306.64	0.64	OK	0.58	11.42	1.558
	IPE 550	477.66	312.43	0.65	OK	0.61	8.80	1.529
	IPE 550	477.66	328.85	0.69	OK	0.61	12.35	1.453
3	IPE 550	477.66	322.67	0.68	OK	0.60	11.92	1.480
	IPE 550	477.66	328.85	0.69	OK	0.63	10.02	1.453
	IPE 550	477.66	349.11	0.73	OK	0.65	12.95	1.368
2	IPE 550	477.66	342.01	0.72	OK	0.64	12.45	1.397
	IPE 550	477.66	349.11	0.73	OK	0.66	11.50	1.368
	IPE 550	477.66	332.92	0.70	OK	0.62	12.45	1.435
1	IPE 550	477.66	322.56	0.68	OK	0.60	11.99	1.481
	IPE 550	477.66	332.92	0.70	OK	0.63	11.60	1.435
							Ω_{min}	1.368

Η παραπάνω μείωση του Ω_{min} επηρεάζει τον ικανοτικό έλεγχο των υποστυλωμάτων προκαλώντας προφανώς μείωση των αντίστοιχων συντελεστών εκμετάλλευσης. Για τον έλεγχο των υποστυλωμάτων δημιουργούνται στο λογισμικό σεισμικοί συνδυασμοί $G+0.3Q\pm 0.3E_y\pm 1.1\gamma_{ov}\Omega E_x$. Οι έλεγχοι αντοχής των υποστυλωμάτων εκτελούνται από το λογισμικό όπως και στην περίπτωση της ΟΚΑ με βάση τον EN1993. Με $\Omega_{min} = 1.469$ η σεισμική φόρτιση E_x αυξάνεται με τον συντελεστή $1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega = 2.88$ και πράγματι οι συντελεστές απόδοσης παρουσιάζουν μια μικρή μείωση της τάξεως του 3%. Στον Πίνακα 8.6 φαίνονται ενδεικτικά οι αποδόσεις από τον έλεγχο των ίδιων υποστυλωμάτων της Ενότητας 5 και η μείωση.

Πίνακας 8.8: Απόδοση υποστυλωμάτων έπειτα από τον ικανοτικό έλεγχο με και χωρίς RBS

Όροφος	Πλαίσιο	Υποστύλωμα	Διατομή	Απόδοση	Απόδοση χωρίς RBS	Μείωση (%)
3	2	εσωτερικό	HEA 550	0.72	0.75	4.00
3	2	εξωτερικό	HEA 450	0.72	0.74	2.70
1	4	εξωτερικό	RHS 500x300x16	0.70	0.72	2.77
1	4	εσωτερικό	CHS 610x25	0.62	0.64	3.12
1	2	εσωτερικό	RHS 500x300x20	0.66	0.68	2.94

Για τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου πραγματοποιούνται όσα αναφέρθηκαν στην Ενότητα 8.3. Για τον υπολογισμό των καμπτικών ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων M_{RC} επαναλαμβάνεται η διαδικασία της Ενότητας 5. Η αξονική σχεδιασμού των υποστυλωμάτων λαμβάνεται ως η μεγαλύτερη από τους συνδυασμούς που λαμβάνουν υπόψη τους συντελεστές υπεραντοχής Ω και για την διεύθυνση X και για την διεύθυνση Y . Συνεπώς για τα υποστυλώματα που συνδέονται με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, και που ο έλεγχος κόμβου προέκυψε ως ο πιο κρίσιμος για την διαστασιολόγηση τους με την χρήση συμπαγών δοκών, οι αξονικές προκύπτουν και πάλι από τους συνδυασμούς $G+0.3Q\pm 0.3E_x\pm 1.1\gamma_{ov}\Omega E_y$. Άρα, η μείωση των Ω κατά X δεν οδηγεί σε βελτίωση των καμπτικών αντοχών των υποστυλωμάτων. Ο δε υπολογισμός των καμπτικών αντοχών M_{Rb} της Σχέσης 8.14 γίνεται με όσα αναγράφονται στην Ενότητα 8.3 και ενδεικτικά αποτελέσματα φαίνονται στον Πίνακα 8.9.

Από τον έλεγχο με RBS προέκυψαν:

α) αύξηση του λόγου κατά 10% για όλους τους κόμβους των δύο εξωτερικών πλαισίων

β) αύξηση του λόγου κατά 10% για τους εσωτερικούς κόμβους και κατά 4% για τους εξωτερικούς κόμβους των εσωτερικών πλαισίων

Με βάση το περιθώριο των αυξήσεων αυτών γίνεται διερεύνηση πιθανής μείωσης των διατομών των υποστυλωμάτων. Έπειτα από δοκιμές προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

1. Μειώνοντας τις διατομές των υποστυλωμάτων μειώνεται η δυσκαμψία του κτιρίου αυξάνοντας έτσι την επιρροή των φαινομένων της δευτέρας τάξεως κατά την διεύθυνση Χ, αλλά και κατά Υ. Έτσι, επηρεάζεται όχι μόνο ο ικανοτικός σχεδιασμός των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, αλλά αυξάνονται και τα εντατικά μεγέθη λόγω αύξησης του συντελεστή θ , συνεπώς και οι αξονικές σχεδιασμού των υποστυλωμάτων.

2. Το "πρόβλημα" των κυκλικών κοίλων διατομών παραμένει. Προκύπτει ωστόσο μια ελάχιστη μείωση σχετικά με το πάχος της διατομής, από CHS 610x25 σε CHS 610x20. Σε καμία περίπτωση δεν γίνεται επιτρεπτή χρήση της ελάχιστης κοίλης ορθογωνικής διατομής RHS που απαιτεί ο έλεγχος των υποστυλωμάτων της βάσης.

3. Μικρές μειώσεις που αφορούν και πάλι κυρίως το πάχος των διατομών της βάσεως, αλλά και ορισμένες μειώσεις διατομών, είναι εφικτές για τα εξωτερικά πλαίσια π.χ. στα εσωτερικά υποστυλώματα δεύτερης αλλαγής από HEA 550 σε HEA 500, ενώ στα εσωτερικά πλαίσια πρώτης αλλαγής από RHS 500x300x20 σε RHS 500x300x16.

Συνεπώς με χρήση RBS για τα υποστυλώματα των οποίων η διαστασιολόγηση προκύπτει από τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου γίνεται εφικτή μία μείωση των τελικών διατομών και μείωση 5% του τελικού λόγου χάλυβα ανά επιφάνεια. Προφανώς, κύριο λόγο στην συγκεκριμένη κατασκευή φαίνεται να είχε η τοποθεσία των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας στα ενδιάμεσα πλαίσια, οπότε για μια άλλη διερεύνηση, ίσως και με χρήση αποκλειστικά πλαισίων παραλαβής ροπών η επιρροή των RBS να ήταν αρκετά μεγαλύτερη.

Πίνακας 8.9: Υπολογισμός αθροίσματος πλαστικών ροπών αντοχής. Δίνονται οι πλαστικές ροπές αντοχής των RBS και οι αντίστοιχες τέμνουσες, ο μοχλοβραχίονας των τεμνουσών ως προς την κεντροβαρική θέση του κόμβου, οι μέγιστες ροπές λόγω εκκεντρότητας τεμνουσών.

Όροφος/ Κόμβος	Διατομή Δοκού	$M_{pl.RBS}$ (kNm)	V_{RBS} (kN)	V'_{RBS} (kN)	$s_h + \frac{d_c}{2}$ (m)	$\sum M_{pl.RBS}$ (kNm)	$M_{V_{RBS}}$ (kNm)	$\sum M_{Rd.RBS}$ (kNm)
7/206	IPE450	288.71	220.10	-22.33	0.553	577.42	128.26	705.67
	IPE450	288.71	219.28	11.94	0.553			
6/205	IPE500	372.91	249.37	8.25	0.578	745.83	171.65	917.48
	IPE500	372.91	253.79	47.86	0.578			
5/204	IPE500	372.91	249.50	11.51	0.608	745.83	182.53	928.36
	IPE500	372.91	254.39	50.97	0.608			
4/203	IPE550	477.66	287.00	50.24	0.632	955.32	242.49	1197.81
	IPE550	477.66	298.60	96.53	0.632			
3/202	IPE550	477.66	287.00	50.24	0.632	955.32	242.49	1197.81
	IPE550	477.66	298.60	96.53	0.632			
2/201	IPE550	477.66	287.32	52.02	0.637	955.32	245.00	1200.32
	IPE550	477.66	298.80	97.15	0.637			
1/200	IPE550	477.66	287.32	52.02	0.637	955.32	245.00	1200.32
	IPE550	477.66	298.80	97.15	0.637			

Πίνακας 8.10: Ικανοτικός έλεγχος κόμβων καθ' ύψος εσωτερικού υποστυλώματος του έκτου πλαισίου. Διατομές δοκών και υποστυλωμάτων συντρεχομένων στον κόμβο, σύνολα πλαστικών καμπτικών αντοχών, ο έλεγχος με και χωρίς RBS και σύγκριση. Ο έλεγχος δεν πραγματοποιείται για τους κόμβους της οροφής.

Όροφος/ Κόμβος	Διατομή Δοκού	$\sum M_{Rd,RBS}$ (kNm)	Διατομή Υποστυλώματος	$\sum M_{Rc}$ (kNm)	$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rd,RBS}}$	$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}$	Αύξηση (%)
7/206	IPE450	705.67	HEA550	2114.13	2.99	2.64	13.35
	IPE450		HEA550				
6/205	IPE500	917.48	HEA550	1888.65	2.06	1.83	12.39
	IPE500		HEA550				
5/204	IPE500	928.36	HEA550	2005.12	2.16	1.94	11.08
	IPE500		HEB600				
4/203	IPE550	1197.81	HEB600	2094.63	1.74	1.60	9.36
	IPE550		HEB600				
3/202	IPE550	1197.81	HEB600	1708.09	1.39	1.30	9.36
	IPE550		HEB600				
2/201	IPE550	1200.32	HEB600	2296.91	1.89	1.75	9.13
	IPE550		CHS610x25				
1/200	IPE550	1200.32	CHS610x25	2910.60	2.43	2.22	9.13
	IPE550		CHS610x25				

Τέλος, πραγματοποιείται ο υπολογισμός των ικανοτικών εντατικών μεγεθών με τις οποίες γίνεται σχεδιασμός των συνδέσεων. Εδώ οι διαστάσεις του ΕΚ8 για τα RBS οδηγούν για σχεδόν όλες τις περιπτώσεις δοκών μείωση της τάξεως των 15% τόσο για την ροπή όσο και για την τέμνουσα.

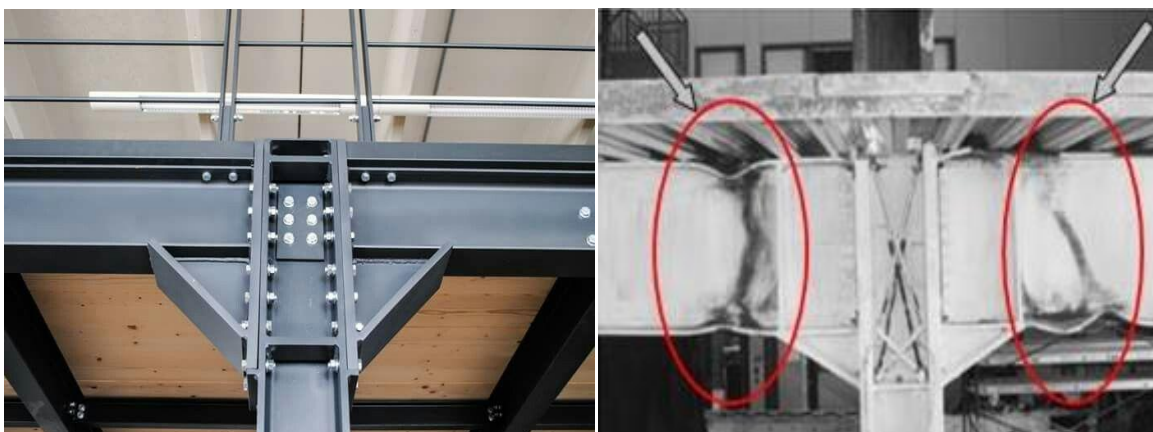
Πίνακας 8.11: Ενδεικτικά τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού των συνδέσεων με και χωρίς χρήση RBS

Διατομή Δοκού	Με χρήση RBS		Χωρίς χρήση RBS		Μείωση	
	V_d (kN)	M_d (kNm)	V_d (kN)	M_d (kNm)	ΔV_d (%)	ΔM_d (%)
IPE 600	364.65	957.38	418.94	1134.82	12.96	15.64
IPE 550	328.86	766.05	372.77	900.55	11.78	14.94
IPE 600	364.65	957.38	418.94	1134.82	12.96	15.64
IPE 600	364.65	957.38	418.94	1134.82	12.96	15.64
IPE 550	328.86	766.05	372.77	900.55	11.78	14.94
IPE 600	364.65	957.38	418.94	1134.82	12.96	15.64
IPE 600	364.45	957.31	418.94	1134.82	13.01	15.64
IPE 550	328.86	766.05	372.77	900.55	11.78	14.94
IPE 600	364.45	957.31	418.94	1134.82	13.01	15.64
IPE 600	364.45	957.31	418.94	1134.82	13.01	15.64

9 Ενισχυμένες συνδέσεις δοκών - υποστυλωμάτων

9.1 Εισαγωγή

Κλασσική παραδοχή των Μηχανικών κατά την μελέτη αποτελεί η προσομοίωση της κατασκευής με ένα μοντέλο δοκών και υποστυλωμάτων. Μια τέτοια μοντελοποίηση οδηγεί αμέσως και στην θεώρηση του αντισεισμικού σχεδιασμού για σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων στους ακραίους κεντροβαρικούς κόμβους της δοκού. Ωστόσο, όπως φάνηκε και στον σχεδιασμό των συνδέσεων δοκού-υποστυλώματος το θεωρητικό αυτό κομμάτι εν τέλει διαφοροποιείται στην πράξη, καθώς για την αύξηση της δυσκαμψίας του κόμβου προέκυψε ανάγκη συγκόλλησης τοπικής ενίσχυσης τριγωνικού σχήματος στο κάτω πέλμα της δοκού στην θέση σύνδεσης της δοκού με το μέτωπο του υποστυλώματος. Τέτοιου είδους συνδέσεις ονομάζονται haunched connections, ενώ η ίδια τριγωνική ενίσχυση ονομάζεται haunch ή bracket. Παράδειγμα τέτοιας σύνδεσης φαίνεται στο Σχήμα 9.1.



Σχήμα 9.1: Αριστερά: παράδειγμα σύνδεσης δοκού - υποστυλώματος με τριγωνική ενίσχυση
Δεξιά: Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στην άκρη των ενισχύσεων [31]

Οι συνδέσεις αυτές ωθούν τον σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων μακριά από το μέτωπο του υποστυλώματος. Ο EN1998.3 ορίζει απλοποιητικά ότι η θέση της πλαστικής άρθρωσης (S_h) μπορεί να θεωρηθεί στην θέση πέρατος της ενίσχυσης. Ωστόσο, πειράματα υποδεικνύουν ότι η πραγματική θέση των πλαστικών αρθρώσεων βρίσκεται 0.3 φορές το ύψος της δοκού από το σημείο αυτό. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 9.1 κατά τον σχηματισμό της πλαστικής άρθρωσης η περιοχή της δοκού πάνω από την συγκολλημένη τριγωνική ενίσχυση παραμένει ελαστική, ενώ οι ανελαστικές παραμορφώσεις διεξάγονται πριν την ενίσχυση. Με αυτόν τον τρόπο μειώνονται οι τάσεις που λαμβάνουν μέρος στις συγκολλήσεις και αποτρέπονται οι ενδεχόμενες βλάβες στον κορμό του κόμβου (panel zone) (Uang et al. 2000)

Στην Ενότητα αυτήν εξετάζεται η επιρροή των ενισχύσεων στον αρχικό σχεδιασμό και πραγματοποιείται καινούρια διαστασιολόγηση με την ενσωμάτωσή τους πλέον στους ελέγχους και στο προσομοίωμα.

9.2 Παραδοχές σχεδιασμού και αντισεισμικοί έλεγχοι

Παρακάτω δίνονται οι παραδοχές που χρησιμοποιήθηκαν για τον έλεγχο των διατομών από τον αρχικό σχεδιασμό και για την επαναδιαστασιοποίηση του κτιρίου με ενισχυμένες συνδέσεις στα άκρα των δοκών

1. Για την μελέτη της επιρροής των τριγωνικών ενισχύσεων στην δυσκαμψία του κτιρίου, γίνεται ενσωμάτωσή τους στο προσομοίωμα με χρήση των πρόσθετων γεωμετρικών στοιχείων "brackets" του λογισμικού. Τονίζεται ότι για την ανάλυση γίνεται παραδοχή κεντροβαρικής ενσωμάτωσης των brackets, με σκοπό να αποφευχθεί η περικοπή (offset) των ραβδόμορφων στοιχείων των δοκών. Προφανώς η ενσωμάτωση δεν αφορά τις συνδέσεις δοκών - κοίλων κυκλικών CHS υποστυλωμάτων, όπου πραγματοποιείται η ιαπωνική μέθοδος. Έτσι, για τους υπολογισμούς δημιουργούνται 4 ομάδες δοκών:

- δοκός με ενισχύσεις και στα δύο άκρα
- δοκός με ενίσχυση μόνο από αριστερά
- δοκός με ενίσχυση μόνο από δεξιά
- δοκός χωρίς ενισχύσεις

Με βάση την διαστασιοποίηση της σύνδεσης δοκού υποστύλωματος της Ενότητας 7 όλες οι τριγωνικές ενισχύσεις για το προσομοίωμα λαμβάνονται με τις διαστάσεις του Πίνακα 9.1. Το μήκος των ενισχύσεων προκύπτει ως 0.548m και 0.488m για τις δοκούς με μήκος 6.85m και 6.10m, αντίστοιχα, ενώ η τιμή του ύψους κυμαίνεται στα 0.40m.

Πίνακας 9.1: Διαστάσεις τριγωνικών ενισχύσεων

Διαστάσεις τριγωνικών ενισχύσεων	
Μήκος	$0.08 \cdot L_{beam}$
Ύψος	$0.70 \cdot h_{beam}$
Πλάτος	$1.00 \cdot b_{beam}$
Πάχος κορμού	$1.00 \cdot t_{w,beam}$
Πάχος πέλματος	$1.00 \cdot t_{f,beam}$



Σχήμα 9.2: Προσομοίωμα της δοκού με ενσωμάτωση των γωνιακών

Η ενίσχυση προκαλεί τοπική αύξηση της δυσκαμψίας στα άκρα των δοκών οδηγώντας σε μεγαλύτερη εντατική καταπόνηση στις στηρίξεις των δοκών. Ωστόσο για την πραγματοποίηση των ελέγχων σε ΟΚΑ για καταστάσεις διάρκειας κατά EN1993.1 λαμβάνονται υπόψη τα αυξημένα πλέον γεωμετρικά χαρακτηριστικά (ροπές αδρανείας, πλαστικές ροπές αντίστασης κλπ) που προκαλεί η συγκόλληση της ενίσχυσης. Έτσι, οι συντελεστές εκμετάλλευσης των δοκών μειώνονται, ακόμα και από 0.98 σε 0.70. Παρόλα αυτά η διαστασιοποίηση των δοκών θεωρείται ότι παραμένει από τον αρχικό σχεδιασμό και δεν ακολουθεί μείωση των διατομών τους.

2. Εφόσον οι πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται πλέον στο πέρας των γωνιακών ενισχύσεων, η ελάχιστη τιμή του συντελεστή υπεραντοχής Ω με τον οποίο θα διαστασιολογηθούν τα υποστυλώματα δίνεται πλέον από τις σχέσεις:

$$\Omega = \min (\Omega_i) \quad (9.1)$$

$$\Omega_i = \frac{M_{pl,beam,i}}{M_{ed,i}} \quad (9.2)$$

όπου στις παραπάνω σχέσεις το $M_{ed,i}$ λαμβάνεται ανάλογα με την περίπτωση της δοκού είτε στην θέση πέρατος της τριγωνική ενίσχυσης, όπως προτείνει και ο Κανονισμός, είτε στο άκρο της.

3. Έλεγχος ικανοτικής τέμνουσας

Προφανώς ο έλεγχος γίνεται για την μέγιστη V_{Ed} , όπως προκύπτει από την ανάλυση του Βήματος 4 παρακάτω. Η κατακόρυφη τέμνουσα αντοχής $V_{pl,Rd}$ αφορά την συμπαγή δοκό χωρίς την ενίσχυση.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (9.3)$$

4. Ικανοτικός έλεγχος κόμβου

Για την εξασφάλιση σχηματισμού της πλαστικής άρθρωσης στην δοκό και όχι στο υποστύλωμα για την περίπτωση των ενισχυμένων συνδέσεων ακολουθείται η γενική διαδικασία του EN1998.3 (B6.2.1(3)). Και πάλι για κάθε κόμβο θα πρέπει να ικανοποιείται ότι:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (9.4)$$

όπου στην παραπάνω σχέση, ομοίως όπως και για την περίπτωση των RBS, για τον υπολογισμό των καμπτικών ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων M_{Rc} ακολουθείται και πάλι η διαδικασία που αναφέρθηκε στην Ενότητα 5, μόνο που για την απομείωση των καμπτικών ροπών αντοχής, οι αξονικές προσαυξάνονται με τον καινούριο ελάχιστο συντελεστή υπεραντοχής Ω κατά X.

Για τον υπολογισμό των καμπτικών ροπών αντοχής των δοκών M_{Rb} για την Σχέση 9.4 ο EN1998.3 δίνει τον εξής τύπο:

$$\sum M_{pl,Rb.b} = \sum (Zb \cdot f_{yb} + M_{cc.Ed}) \quad (9.5)$$

όπου

Zb η πλαστική ροπή αντίστασης στην θέση της πλαστικής άρθρωσης, δηλαδή στην εξεταζόμενη περίπτωση η Z_{beam}

$M_{cc.Ed}$ η πρόσθετη ροπή στο κέντρο βάρους του υποστυλώματος λόγω της εκκεντρότητας της τέμνουσας δύναμης στην θέση πλαστικής άρθρωσης

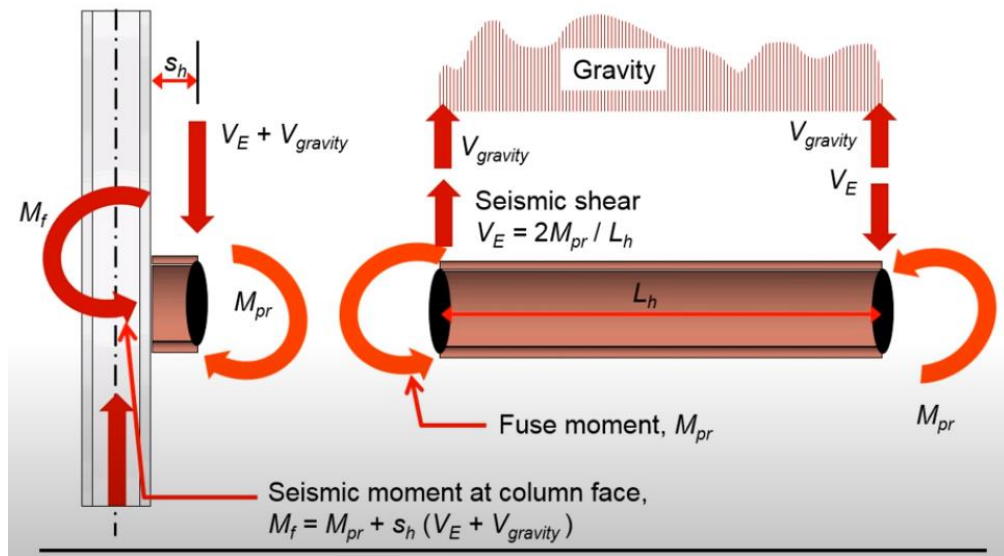
Καθώς ο Κανονισμός δεν παραθέτει κάποια διευκρίνιση για τον τρόπο υπολογισμού, ακολουθούνται οι αντίστοιχες μεθοδολογίες του Αμερικάνικου Προτύπου AISC 341. Ακολουθώντας παρόμοια διαδικασία με την περίπτωση των RBS θεωρούνται τα διαγράμματα ελευθέρου σώματος της δοκού και του κόμβου δοκού - υποστυλώματος του Σχήματος 9.3, το οποίο έχει προκύψει για ταυτόχρονο σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων $M_{pl,beam,Rd}$ στις ανάλογες θέσεις με την κατηγορία a-b-c-d της δοκού, όπως δόθηκε στο Βήμα 1. Εν τέλει η πρόσθετη ροπή στο κέντρο βάρους του υποστυλώματος λόγω της εκκεντρότητας της τέμνουσας δύναμης στην θέση πλαστικής άρθρωσης $M_{cc.Ed}$ αφορά τις τέμνουσες δυνάμεις V_{Ed} και V'_{Ed} . Οπότε, από ισορροπία ρομών προκύπτει ότι:

$$M_{b,Rd} = M_{pl,Rd} + V_{Ed} \cdot s_h \quad (9.6)$$

$$M_{pl,Rd} = \gamma_{ov} \cdot W_{pl,b} \cdot f_{y,b} \quad (9.7)$$

$$V_{Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L_h} + V_{Ed,G} \quad (9.8)$$

$$V'_{Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L_h} - V_{Ed,G} \quad (9.9)$$



Σχήμα 9.3: Προτεινόμενο διάγραμμα ελευθέρου σώματος για τον υπολογισμό των ρομών των δοκών για τον ικανοτικό σχεδιασμό κόμβου

Λόγω διαφορετικών δοκών, διαφορετικής θέσης σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων (άρα διαφορετικού L_h) προκύπτουν διαφορετικές τέμνουσες δυνάμεις V_{Ed} και V'_{Ed} . Επομένως, για τον έλεγχο των κόμβων με εκατέρωθεν δοκάρια θα πρέπει να λαμβάνεται και αντίστοιχη σχεδιαστική κατάσταση του Σχήματος 9.3 όπου τα εντατικά μεγέθη έχουν αντίστροφη φορά, προκειμένου να προσδιοριστεί η μέγιστη $M_{cc.Ed}$.

9.3 Έλεγχος των διατομών του αρχικού σχεδιασμού

Στην ενότητα αυτή ελέγχεται η επιρροή που θα έχουν οι τριγωνικές ενισχύσεις στο κτίριο του αρχικού σχεδιασμού. Με άλλα λόγια ελέγχεται η επιρροή τους στην πραγματική συμπεριφορά και δυσκαμψία του κτιρίου. Τα αποτελέσματα και οι παρατηρήσεις που προκύπτουν δίνονται στα παρακάτω.

1. Αλλαγές στην δυναμική ανάλυση

Η προσθήκη των τριγωνικών ενισχύσεων προκαλεί αύξηση της δυσκαμψίας των MRF, συνεπώς οι ιδιοπερίοδοι κατά την διεύθυνση X μειώνονται. Επίσης παρατηρείται αύξηση της δρώσας μάζας κατά X για την πρώτη ιδιομορφή, με αποτέλεσμα την μείωση του πλήθους των ιδιομορφών που θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν για τον συνδυασμό ιδιομορφών CQC.

Πίνακας 9.2: Ιδιομορφές, ιδιοσυχνότητες, ιδιοπερίοδοι, δρώσες μάζες κατά X, Y, Rz και τα αθροίσματα των μαζών του 8-όροφου κτιρίου όπως προέκυψαν από την ανάλυση.

Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα		Ιδιοπερίοδος		Δρώσα μάζα U _x		Δρώσα μάζα U _y		Δρώσα μάζα Rz		Άθροισμα μαζών U _x		Άθροισμα μαζών U _y	
	(Hz)		(sec)		U _x (%)		U _y (%)		Rz (%)		U _x (%)		U _y (%)	
	Πριν	Με	Πριν	Με	Πριν	Με	Πριν	Με	Πριν	Με	Πριν	Με	Πριν	Με
1	0.51	0.51	1.94	1.94	0.00	0.00	76.44	76.46	0.00	0.00	0.00	0.00	76.44	76.46
2	0.62	0.66	1.61	1.52	78.02	78.8	0.00	0.00	0.00	0.00	78.02	78.8	76.44	76.46
3	0.62	0.67	1.60	1.50	0.02	0.03	0.00	0.00	0.06	0.04	78.04	78.83	76.44	76.46
4	1.43	1.43	0.70	0.70	0.00	0.00	14.58	14.52	0.00	0.00	78.04	78.83	91.02	90.97
5	1.75	1.85	0.57	0.54	11.50	11.19	0.00	0.00	0.00	0.00	89.55	90.02	91.02	90.97
6	1.76	1.87	0.57	0.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	89.55	90.02	91.02	90.97
7	2.41	2.38	0.42	0.42	0.00	0.00	4.19	4.16	0.00	0.00	89.55	90.02	95.20	95.14
8	3.09	3.26	0.32	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	89.55	90.02	95.20	95.14
9	3.12	3.29	0.32	0.30	4.24	4.03	0.00	0.00	0.00	0.00	93.79	94.05	95.20	95.14

2. Μετατοπίσεις

Μείωση της μετατόπισης οροφής στην διεύθυνση των πλαισίων παραλαβής ροπών κατά 5.94%. Στους κάτω ορόφους όπου επικρατούν σε πλήθος συνδέσεις ροπής με ιαπωνική μέθοδο, δεν παρατηρούνται μεγάλες αλλαγές. Προφανώς στην διεύθυνση των κατακόρυφων συνδέσεων δυσκαμψίας δεν αλλάζει κάτι.

Πίνακας 9.3: Μετακινήσεις, σχετικές μετακινήσεις κατά την διεύθυνση των MRF του κτιρίου με και χωρίς τριγωνικές ενισχύσεις και οι αντίστοιχες μειώσεις

Case	Όροφος	αρχικό d_s	d_s	Μείωση	Αρχικό d_r	d_r	Μείωση
		(cm)	(cm)	(%)	(cm)	(cm)	(%)
Ex	8	20.20	19.00	5.94	1.60	1.40	12.50
	7	18.60	17.60	5.38	2.20	2.00	9.09
	6	16.40	15.60	4.88	2.70	2.50	7.41
	5	13.80	13.10	5.07	2.70	2.40	11.11
	4	11.10	10.70	3.60	2.80	2.60	7.14
	3	8.30	8.00	3.61	3.20	3.00	6.25

2	5.10	5.10	0.00	3.20	3.10	3.13
1	2.00	2.00	0.00	2.00	2.00	0.00

3. Έλεγχος δοκών

Ο έλεγχος της ικανοτικής τέμνουσας παρουσιάζει ελαφρώς μια αύξηση. Ο μέγιστος συντελεστής απόδοσης από 0.457 αυξάνει σε 0.468.

Για τον έλεγχο της καμπτικής ροπής, η δρώσα ροπή M_{Ed} υπολογίζεται ως η μέγιστη από τους σεισμικούς συνδυασμούς $G+0.3Q \pm E_x$ και $G+0.3Q+E_x \pm E_y$ για την δυσμενοποίηση του δεύτερου ελέγχου και ταυτόχρονα τον υπολογισμό του ελάχιστου Ω . Με την αύξηση της δυσκαμψίας λόγω των ενισχυμένων συνδέσεων αναμένεται και αύξηση των εντατικών μεγεθών λόγω δράσεων σεισμού. Ο ισχυρισμός αυτός επιβεβαιώνεται καθώς σε όλα τα δοκάρια παρατηρείται αυξημένη καμπτική ροπή στα κεντροβαρικά άκρα. Για τον υπολογισμό των Ω η ροπή $M_{Ed,i}$ λαμβάνεται στην άκρη των τριγωνικών ενισχύσεων. Οι ροπές αυτές προκύπτουν μικρότερες σε σύγκριση με τον αρχικό σχεδιασμό και, αφού το M_{pl}, R_d αφορά και πάλι την συμπαγή διατομή, το Ω αυξάνεται από 1.469 σε 1.550.

4. Έλεγχος κόμβου

Εδώ παρατηρούνται και οι μεγαλύτερες διαφορές. Από την ανάλυση που δόθηκε στην προηγούμενη ενότητα προκύπτει αύξηση των ροπών σχεδιασμού των κόμβων κατά 30% με αποτέλεσμα ο έλεγχος να μην ικανοποιείται πλέον για πολλούς κόμβους με αντίστοιχη μείωση του συντελεστή απόδοσης κατά 30%, όπως φαίνεται στον Πίνακα 9.4 και πάλι για το έκτο πλαίσιο. Και πάλι, στους κάτω ορόφους, όπου έχει γίνει ιαπωνική μέθοδος για τις αρκετές συνδέσεις ροπής, δεν παρατηρούνται μεγάλες αλλαγές.

Πίνακας 9.4: Ικανοτικός έλεγχος κόμβων με τριγωνικές ενισχύσεις και σύγκριση με τον αρχικό, καθ' ύψος εσωτερικού υποστυλώματος του έκτου πλαισίου. Διατομές δοκών και υποστυλωμάτων συντρεχομένων στον κόμβο, σύνολα πλαστικών καμπτικών αντοχών.

Όροφος/ Κόμβος	Διατομή Δοκού	$\sum M_{Rd,RBS}$ (kNm)	Διατομή Υποστυλώματος	$\sum M_{Rc}$ (kNm)	$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rd,bracket}}$	$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}$	Μείωση (%)
7/206	IPE450	1145.61	HEA550	2114.42	1.84	2.64	30.30
	IPE450		HEA550				
6/205	IPE500	1451.00	HEA550	1889.45	1.30	1.83	28.96
	IPE500		HEA550				
5/204	IPE500	1470.28	HEA550	2006.38	1.36	1.94	30.89
	IPE500		HEB600				
4/203	IPE550	1843.01	HEB600	2087.48	1.13	1.60	29.38
	IPE550		HEB600				
3/202	IPE550	1843.01	HEB600	1670.74	0.90	1.30	30.77
	IPE550		HEB600				
2/201	IPE550	1200.32	HEB600	2268.79	1.75	1.75	0
	IPE550		CHS610x25				
1/200	IPE550	1200.32	CHS610x25	2914.31	2.22	2.22	0
	IPE550		CHS610x25				

9.4 Επανασχεδιασμός

Όπως γίνεται φανερό από τους ελέγχους της Ενότητας 9.3 κύριο μέλημα για την επαναδιαστασιολόγηση του φορέα είναι η ικανοποίηση του ικανοτικού ελέγχου κόμβων, που συνεπάγεται την αύξηση των υποστυλωμάτων. Κατά την διαστασιολόγηση απαιτήθηκε αύξηση των εσωτερικών υποστυλωμάτων βάσης του δεύτερου και έβδομου πλασίου και των δύο ακράιων πλαisiών από κοίλες ορθογωνικές RHS σε κοίλες κυκλικές CHS. Συνέπεια αποτελέσμα αυτής της αλλαγής είναι και η αύξηση του πλήθους των συνδέσεων με Ιαπωνική μέθοδο. Συνεπώς και πάλι κρίσιμοι για την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων είναι οι ικανοτικοί έλεγχοι υποστυλωμάτων βάσης και κόμβων. Αντιθέτως, ο έλεγχος των σχετικών μετακινήσεων παρουσιάζει ακόμα μεγαλύτερη βελτίωση λόγω αυξημένης δυσκαμψίας, ενώ μειώνεται η συνολική μετατόπιση στην οροφή του κτιρίου.

Παρακάτω δίνονται ενδεικτικά κάποιοι από τους πιο κρίσιμους ελέγχους που προέκυψαν καθώς και απόσπασμα από την διαδικασία υπολογισμού των ροπών. Όπως φαίνεται και από την μείωση των μετατοπίσεων κατά X του Πίνακα 9.6, οι έλεγχοι περιορισμού βλαβών και οι έλεγχοι φαινομένων δευτέρας τάξεως ικανοποιούνται με μεγαλύτερη άνεση σε σχέση με τον αρχικό σχεδιασμό. Λόγω αύξησης των διατομών, όμως, αυξάνεται ο συντελεστής προσαύξησης φαινομένων δευτέρας τάξεως σε 1.172 στην διεύθυνση των πλαisiών με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, ωστόσο η αύξηση αυτή είναι μικρή και δεν αλλάζει τίποτα στον ικανοτικό σχεδιασμό των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων ούτε και στον συντελεστή υπεραντοχής Ω .

Πίνακας 9.5: Ιδιομορφές, ιδιοσυχνότητες, ιδιοπερίοδοι, δρώσες μάζες κατά X, Y, Rz και τα άθροισμα των μαζών του 8-όροφου κτιρίου για τον σχεδιασμό με τις τριγωνικές ενισχύσεις

Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)	Ιδιοπερίοδος (sec)	Δρώσα μάζα U _x (%)	Δρώσα μάζα U _y (%)	Δρώσα μάζα R _z (%)	Άθροισμα μαζών U _x (%)	Άθροισμα μαζών U _y (%)
1	0.52	1.94	0	76.77	0	0	76.77
2	0.67	1.49	79.24	0	0	79.24	76.77
3	0.69	1.46	0	0	0.04	79.24	76.77
4	1.43	0.7	0	14.21	0	79.24	90.98
5	1.91	0.52	10.96	0	0	90.2	90.98

Πίνακας 9.6: Μετακινήσεις, σχετικές μετακινήσεις κατά την διεύθυνση των MRF του κτιρίου με και χωρίς τριγωνικές ενισχύσεις και οι αντίστοιχες μειώσεις

Case	Όροφος	αρχικό d_s (cm)	d_s (cm)	Μείωση (%)	Αρχικό d_r (cm)	d_r (cm)	Μείωση (%)
Ex	8	20.20	18.60	7.92	1.60	1.40	12.50
	7	18.60	17.10	8.06	2.20	1.90	13.64
	6	16.40	15.20	7.32	2.70	2.40	11.11
	5	13.80	12.80	7.25	2.70	2.30	14.81
	4	11.10	10.50	5.41	2.80	2.50	10.71
	3	8.30	8.00	3.61	3.20	2.90	9.38
	2	5.10	5.10	0.00	3.20	3.10	3.13
	1	2.00	1.90	5.00	2.00	1.90	5.00

Πίνακας 9.7: Ροπές και τέμνουσες των δοκών που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των ροπών σχεδιασμού για τον έλεγχο κόμβου. Δίνεται σε ποιον κόμβο υπάρχει τριγωνική ενίσχυση και οι μοχλοβραχίονες των τεμνουσών δυνάμεων από την θέση σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων ως προς το κέντρο βάρους των υποστυλωμάτων. Ενδεικτικά για τις δοκούς του έκτου πλαισίου

Όροφος	Διατομή	L (m)	Bracket at ends	L' (m)	wL'/2 (kN)	M _{pl.b} (kNm)	V _{ed} (kN)	Μοχλοβραχίονες	
								Κόμβος 1	Κόμβος 2
7	IPE 450	6.85	both	5,289	109,79	399.97	151,25	0,818	0,743
	IPE 450	6.10	both	4,584	95,15	399.97	174,51	0,758	0,758
	IPE 450	6.85	both	5,289	109,79	399.97	151,25	0,743	0,818
6	IPE 500	6.85	both	5,289	110,13	515.59	194,97	0,818	0,743
	IPE 500	6.10	both	4,584	95,44	515.59	224,95	0,758	0,758
	IPE 500	6.85	both	5,289	110,13	515.59	194,97	0,743	0,818
5	IPE 500	6.85	both	5,159	107,42	515.59	199,88	0,898	0,793
	IPE 500	6.10	both	4,424	92,11	515.59	233,09	0,838	0,838
	IPE 500	6.85	both	5,159	107,42	515.59	199,88	0,793	0,898
4	IPE 550	6.85	both	5,159	107,80	654.95	253,90	0,898	0,793
	IPE 550	6.10	both	4,424	92,44	654.95	296,09	0,838	0,838
	IPE 550	6.85	both	5,159	107,80	654.95	253,90	0,793	0,898
3	IPE 550	6.85	both	5,159	107,80	654.95	253,90	0,898	0,793
	IPE 550	6.10	both	4,424	92,44	654.95	296,09	0,838	0,838
	IPE 550	6.85	both	5,159	107,80	654.95	253,90	0,793	0,898
2	IPE 550	6.85	left	5,702	119,14	654.95	229,72	0,35	0,798
	IPE 550	6.10	none	-	-	-	-	-	-
	IPE 550	6.85	right	5,702	119,14	654.95	229,72	0,798	0,35
1	IPE 550	6.85	left	5,747	120,08	654.95	227,93	0,305	0,798
	IPE 550	6.10	none	-	-	-	-	-	-
	IPE 550	6.85	right	5,747	120,08	654.95	227,93	0,798	0,305

10 Κοστολόγηση των λύσεων

Μια πρακτική σύγκριση των διαστασιολογήσεων που πραγματοποιήθηκαν είναι αυτή του κόστους. Για την κοστολόγηση έχουν θεωρηθεί οι εξής τιμές:

–Δομικός χάλυβας: 1500 €/tn, στην οποία τιμή περιλαμβάνονται οι κοπές, η επεξεργασία, η μεταφορά και η ανέγερση των μελών

–Σκυρόδεμα: 250 €/m³, στην οποία τιμή περιλαμβάνονται προμήθεια σκυροδέματος, μεταφορά, σκυροδέτηση, χάλυβας οπλισμού (προφανώς δεν απαιτείται ξυλότυπος λόγω χαλυβδόφυλλου)

–Βάρος χαλυβδόφυλλου: 9,81 kg/m²

Πίνακας 10.1: Κοστολόγηση σκυροδέματος σύμμικτης πλάκας

Σκυρόδεμα σύμμικτης πλάκας		
Ισοδύναμο πάχος $h_{c,eq}$	0,105	m
Συνολική επιφάνεια κάλυψης	8127.50	m ²
Ειδικό βάρος	2500	kg/m ³
Συνολικός όγκος	856,02	m ³
Συνολικό βάρος	2.140.053,08	kg
Εκτίμηση κόστους	250	€/m ³
Συνολικό κόστος	214.005,31	€
Λόγος m ³ ανά m ²	0,105	m ³ /m ²

Πίνακας 10.2: Κοστολόγηση αρχικού σχεδιασμού

Κόστος αρχικού σχεδιασμού		
Δομικός χάλυβας		
	Βάρος (tn)	Κόστος (€)
Υποστυλώματα	188,05	282.074,31
Δοκοί	122,13	183.198,33
Δευτερεύουσες δοκοί	262,63	393.949,54
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	12,55	18.820,39
Συνολικό βάρος μελών	585,36	878.042,56
Τριγωνικές ενισχύσεις	8,61	12.907,98
Συνολικός χάλυβας μελών μεταλλικού σκελετού	593,97	890.950,55
Χαλυβδόφυλλο	79,73	119.596,22
Χάλυβας ανωδομής	673,69	1.010.546,77
Εκτίμηση για κοχλίες, ήλους, συνδέσεις κλπ (+10%)	67,37	101.054,68
Συνολικός χάλυβας ανωδομής	741,07	1.111.601,45
Λόγος χάλυβα ανά επιφάνεια		
Εμβαδόν κάτοψης	1015.94	m ²
Όροφοι	8	
Συνολική επιφάνεια κάλυψης	8127.50	m ²
Λόγος χάλυβα ανά επιφάνεια	91,18	kg/m ²
Λόγος χάλυβα ανά επιφάνεια (χωρίς το +10%)	82,89	kg/m ²
Σκυρόδεμα	214.005,31	€
Τελικό κόστος	1.325.606,75	€

Πίνακας 10.3: Κοστολόγηση σχεδιασμού με τριγωνικές ενισχύσεις

Κόστος σχεδιασμού με τριγωνικές ενισχύσεις		
Δομικός χάλυβας		
	Βάρος (tn)	Κόστος (€)
Υποστυλώματα	201,52	302.283,60
Δοκοί	122,13	183.198,33
Δευτερεύουσες δοκοί	262,63	393.949,54
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	12,55	18.820,39
Συνολικό βάρος μελών	598,83	898.251,86
Τριγωνικές ενισχύσεις	7,71	11.563,36
Συνολικός χάλυβας μελών μεταλλικού σκελετού	606,54	909.815,22
Χαλυβδόφυλλο	79,73	119.596,22
Χάλυβας ανωδομής	686,27	1.029.411,44
Εκτίμηση για κοχλίες, ήλους, συνδέσεις κλπ (+10%)	68,63	102.941,14
Συνολικός χάλυβας ανωδομής	754,90	1.132.352,58
Λόγος χάλυβα ανά επιφάνεια		
Εμβαδόν κάτοψης	1015,94	m ²
Όροφοι	8	
Συνολική επιφάνεια κάλυψης	8127,50	m ²
Λόγος χάλυβα ανά επιφάνεια	92,88	kg/m ²
Λόγος χάλυβα ανά επιφάνεια (χωρίς το +10%)	84,43	kg/m ²
Σκυρόδεμα	214.005,31	€
Τελικό κόστος	1.346.357,89	€

Πίνακας 10.4: Κοστολόγηση σχεδιασμού με RBS

Κόστος σχεδιασμού με RBS		
Δομικός χάλυβας		
	Βάρος (tn)	Κόστος (€)
Υποστυλώματα	176,31	264.472,09
Δοκοί	122,13	183.198,33
Απομείωση Πελμάτων	-1,94	-2.908,94
Δευτερεύουσες δοκοί	262,63	393.949,54
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	12,55	18.820,39
Συνολικός χάλυβας μελών μεταλλικού σκελετού	571,69	857.531,41
Χαλυβδόφυλλο	79,73	119.596,22
Χάλυβας ανωδομής	651,42	977.127,63
Εκτίμηση για κοχλίες, ήλους, συνδέσεις κλπ (+10%)	65,14	97.712,76
Συνολικός χάλυβας ανωδομής	716,56	1.074.840,39
Λόγος χάλυβα ανά επιφάνεια		
Εμβαδόν κάτοψης	1015,94	m ²
Όροφοι	8	
Συνολική επιφάνεια κάλυψης	8127,50	m ²
Λόγος χάλυβα ανά επιφάνεια	88,16	kg/m ²
Λόγος χάλυβα ανά επιφάνεια (χωρίς το +10%)	80,15	kg/m ²
Σκυρόδεμα	214.005,31	€
Τελικό κόστος	1.288.845,70	€

11 Συμπεράσματα

Το ύψος του κτιρίου αποτελεί καθοριστικό παράγοντα διαστασιολόγησης των υποστυλωμάτων. Οι οκτώ όροφοι του κτιρίου οδηγούν σε μεγάλες αξονικές δυνάμεις στα υποστυλώματα των κάτω ορόφων επιφέροντας προβλήματα λυγισμού, ακόμα και πριν την εφαρμογή των ικανοτικών ελέγχων, και οδηγώντας σε μεγάλες κατηγορίες διατομών τύπου HEA και HEB. Το πρόβλημα του λυγισμού καταλήγει ακόμα πιο δυσμενές στα υποστυλώματα βάσης κατά τον ικανοτικό τους σχεδιασμό. Η αύξηση των διατομών και η αλλαγή σε κατηγορία HEM δεν επιλύουν την αστοχία από λυγισμό λόγω συνεχώς αυξανόμενων συντελεστών αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής. Εξ' αυτού επιλέγεται στα πλαίσια της διπλωματικής χρήση κοίλων διατομών για τα υποστυλώματα της βάσης, καθώς έχουν καλύτερη συμπεριφορά σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Το γεγονός παραλαβής των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων κατά την διεύθυνση Y από τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους και επομένως την μικρή καμπτική καταπόνηση στον ασθενή τους άξονα, καθώς και το γεγονός ότι κατά την διεύθυνση Y υπάρχει στήριξη άρθρωσης και επομένως τα υποστυλώματα δεν υπόκειται σε καμπτική ροπή στην βάση τους, οδηγούν στην χρήση κοίλων ορθογωνικών διατομών RHS.

Αυτό όμως που οριστικοποίησε τις διατομές των υποστυλωμάτων του φορέα ήταν ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου. Μάλιστα, η απαίτηση των διατομών που επέφερε οδήγησε και σε αυτόματη ικανοποίηση του ελέγχου των σχετικών μετακινήσεων στην διεύθυνση X των πλαισίων παραλαβής ροπών. Την μεγαλύτερη επιρροή δέχτηκαν τα κεντρικά υποστυλώματα του κτιρίου, που συντρέχουν με τους κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας στην διεύθυνση Y και ως εκ τούτου φέρουν τις μεγαλύτερες αξονικές. Ακόμα και εάν τα υποστυλώματα αυτά διαστασιολογούνταν με διατομή κατηγορίας RHS 500x300x20 μετά τον ικανοτικό έλεγχο βάσης, ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου επέβαλε την χρήση διατομής με μεγαλύτερες διαστάσεις, οπότε και η τελική υλοποίηση έγινε με κοίλη κυκλική διατομή CHS 610x25. Οι αυξημένες διατομές υποστυλωμάτων των κάτω ορόφων οδήγησαν αυτόματα και σε μια υπερδιαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων των τελευταίων ορόφων, αφού υπάρχει η απαίτηση του Κανονισμού για ομαλή αλλαγή διατομών καθ' ύψος. Τέλος, υπογραμμίζεται ότι για τον σωστό σχεδιασμό και την αποφυγή δημιουργίας "μαλακού ορόφου" για μεσαία και ψηλά κτίρια, κατά την εκτέλεση του ελέγχου *πρέπει να υπολογίζεται η απομείωση της καμπτικής αντοχής λόγω των αξονικών δυνάμεων*. Το σχόλιο αυτό προέκυψε, αφού παρατηρήθηκε σε αρκετή βιβλιογραφία η εφαρμογή του ελέγχου με την (λανθασμένα) ισοδύναμη σύγκριση των πλαστικών ροπών αντίστασης των δοκών και υποστυλωμάτων.

Προφανώς, κύριο λόγο για την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων στην συγκεκριμένη κατασκευή φαίνεται να είχε η τοποθεσία των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας στα ενδιάμεσα πλαίσια. Τα κεντρικά υποστυλώματα φέρουν ήδη μεγάλες αξονικές δυνάμεις λόγω μεγάλης επιφάνειας φορτίσεως και η προσθήκη επιπλέον αξονικής δύναμης και μάλιστα προσαυξημένης κατά τις υπεραντοχές οδήγησε στην αύξηση των διατομών τους, όπως αναφέρθηκε στις προηγούμενες παραγράφους. Ωστόσο, μια τέτοια τοποθέτηση των διαγωνίων δεν απομακρύνεται από μια υφιστάμενη κατάσταση, όπου σε μια κατασκευή τοποθετούνται σε εσωτερικά σημεία της κατόψεως πέρα από τις διαγωνίους και πυρήνες σκυροδέματος, διατμητικά μεταλλικά τοιχώματα κ.α.

Η διαστασιολόγηση των δευτερευουσών δοκών και των σύμμικτων κύριων δοκών των πλαισίων με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας με συμπαγής διατομές οδήγησε

στο αρκετά μεγάλο βάρος των 262 τόνων. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην μεγάλη διάσταση των 51.30m της κάτοψης που οδήγησε στην χρήση 728 τεμαχίων δοκών μήκους 7.33m. Έτσι δικαιολογείται μια πιο συνηθισμένη τακτική των κατασκευαστικών εταιριών, που προβλέπει σχεδιασμό των δευτερευουσών δοκών με διατομές που έχουν διάκενα στον κορμό [13]. Η κάμψη ως γνωστόν παραλαμβάνεται κυρίως από τα πέλματα των διατομών, ενώ ο κορμός αναλαμβάνει την διάτμηση. Εφόσον οι δοκοί σχεδιάστηκαν ως αμφιέρειστες, μια τέτοια τακτική θα μπορούσε να είχε χρησιμοποιηθεί και στην παρούσα κατασκευή, οδηγώντας σε μείωση του κόστους, αλλά και σε μείωση του επιλεγμένου ύψους των δαπέδων και του κτιρίου, αφού τα συστήματα εξαερισμού θα μπορούσαν τώρα να περάσουν μέσω των διακένων μειώνοντας έτσι και τον αντίστοιχο απαιτούμενο χώρο.

Από τις διερευνήσεις των συνδέσεων με τριγωνικές ενισχύσεις και με απομειωμένα πέλματα δοκών (RBS) που πραγματοποιήθηκαν λαμβάνονται ενδείξεις της επιρροής τους στις παραδοχές του σχεδιασμού. Η ενσωμάτωση τους στο λογισμικό επηρεάζει την σεισμική απόκριση του κτιρίου. Στην περίπτωση των τριγωνικών ενισχύσεων το κτίριο γίνεται πιο δύσκαμπτο κατά την διεύθυνση των πλαισίων παραλαβής ροπών. Για τον σεισμό σχεδιασμού η συνολική μετακίνηση οροφής μειώθηκε κατά 6% και οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων μειώθηκαν κατά 10%. Αντίθετα, με τις RBS αυξήθηκε η ευκαμψία του κτιρίου με αύξηση της συνολικής μετακίνησης οροφής κατά 4% και αύξηση σχετικών μετακινήσεων κατά 4% με 7%. Επίσης, η ένδειξη προσαύξησης των συντελεστών θ των φαινομένων δευτέρας τάξεως κατά μέσο όρο 7% επιβεβαιώνει αντίστοιχους ισχυρισμούς που εντοπίζονται στην βιβλιογραφία και συγκριμένα από τις δημοσιεύσεις του EU Science Hub [15]. Και με τις δύο περιπτώσεις απομακρύνεται η πλαστική άρθρωση από το μέτωπο του υποστυλώματος απαιτώντας τροποποίηση των διαγραμμάτων ελευθέρου σώματος για τον ικανοτικό σχεδιασμό. Η περίπτωση των τριγωνικών ενισχύσεων επιδεινώνει τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου οδηγώντας σε αύξηση των διατομών των υποστυλωμάτων. Αντίθετα, οι RBS οδήγησαν σε μείωση των ροπών σχεδιασμού για τις δοκούς στον ικανοτικό έλεγχο κόμβου και σε μείωση των διατομών των υποστυλωμάτων. Από την κοστολόγηση μάλιστα των λύσεων προκύπτει μείωση λόγου χάλυβα ανά επιφάνεια κατά 5%. Τέλος, με τις RBS μειώθηκαν και τα εντατικά σχεδιασμού των συνδέσεων κατά 15%, που σαφώς μπορεί να οδηγήσει σε μείωση των διαμέτρων των κοχλιών και του πάχους των ελασμάτων, δηλαδή σε περισσότερη οικονομία.

12 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι. (2018). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα. 4η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές. παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3. Τόμος II». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα. 2η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές. παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3. Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
5. Βαμβάτσικος Δ. (2017). «Αντισεισμικός σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών» Διάλεξη. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Αθήνα.
6. Βαμβάτσικος Δ., Γαντές Χ., Θανόπουλος Π., Κουλάτσου Κ., Λιγνός Ξ., Σπηλιόπουλος Α. (2018). «Αντισεισμικός σχεδιασμός τριώροφου χωρικού πλαισίου». Διάλεξη. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Αθήνα.
7. Βίλντεμπουργκ Δ.Α., Κουλλαπής Κ., Μαλαβάζος Σιεκιέρκα Α.Α., Σοφοκλέους Ε., Φαρμάκης Ο. (2020). «Σχεδιασμός πύργων φοιτητικών εστιών με φορέα από δομικό χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα στη Λευκωσία». Ολοκληρωμένο Θέμα Δομοστατικού Σχεδιασμού ΕΜΠ. Αθήνα.
8. Γαντές Χ. (2017). «Μέλη υπό εγκάρσια φορτία και υπό σύνθετη καταπόνηση». Διάλεξη. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Αθήνα.
9. Ερμόπουλος Ι (2005). «Ευρωκώδικας 1. 2η Έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
10. Κατσικαδέλης Ι.Θ. (2012). «Δυναμική ανάλυση των κατασκευών. θεωρία και εφαρμογές». Εκδόσεις Συμμετρία. Αθήνα.
11. Μαλακάτας Ν., Τρέζος Κ. (2009). «Εκπαιδευτικές σημειώσεις για τη χρήση των Ευρωκωδίκων». Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος. Αθήνα.
12. Ψυχάρης Γ.Ν. (2016). «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας». Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Αθήνα.
13. Arcelor Mittal, Peiner Träger and Corus. (2008). “Steel Buildings in Europe. Multi-storey steel buildings. Part 2: Concept Design”. Design Guide.
14. Bardot C., Cábová K., Kurejková M., Wald F. (2017) “Behaviour of a gusset plate connection under compression”. The Civil Engineering Journal. 77-90
15. Bisch P., Carvalho E., Degree H., Fajfar P., Fardis M., Franchin P., Kreslin M., Pecker A., Pinto P., Plumier A., Somja H., Tsionis G. (2012). “Eurocode 8: Seismic Design of Buildings. Worked Examples”. European Commission. Joint Research Centre. Luxembourg: Publications Office of the European Union
16. Bruneau M., Tsai K.C., Uang C.M., Whittaker A.S. (2001). “Seismic Design of Steel Structures”. The Seismic Design Handbook, Chapter 9, 409–462.
17. CEN. (2002). “European Standard EN 1990. Eurocode: Basis of Structural Design.” European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.
18. CEN. (2002). “European Standard EN 1991-1-1. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings.” European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

19. CEN. (2005). “European Standard EN 1991-1-3. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-3: General actions - Snow actions.” European Committee for Standardization Brussels, Belgium
20. CEN. (2005). “European Standard EN 1991-1-4. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions.” European Committee for Standardization Brussels, Belgium
21. CEN. (2005). “European Standard EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.” European Committee for Standardization Brussels, Belgium
22. CEN. (2005). “European Standard EN 1993-1-8. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints.” European Committee for Standardization Brussels, Belgium
23. CEN. (2004). “European Standard EN 1994-1-1. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.” European Committee for Standardization Brussels, Belgium
24. CEN. (2005). “European Standard EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, Seismic action and rules for buildings”. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
25. CEN. (2005). “European Standard EN 1998-3. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings”. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium
26. Couchman G.H., Hicks S.J., Rackham J.W. (2009). “Composite slabs and beams using steel decking: best practice for design and construction (revised edition)”. The Metal Cladding & Roofing Manufacturers Association. The Steel Construction Institute.
27. Engelhardt M. D. (1999). “The 1999 T.R. Higgins Lecture: Design of Reduced Beam Section Moment Connections”. Proceedings: 1999 North American Steel Construction Conference. American Institute of Steel Construction. Toronto, Canada.
28. Feng J. Y., Moore K. S. (2007). “Design of RBS Connections for Special Moment Frames”. Steel TIPS: Structural steel educational council
29. Gawęda R., Kosakowski A. (2015). “Introduction to seismic and spectral analysis.”. Webinar. Autodesk.
30. Höffgen J. (2014). “Stahl- und Stahlverbund Formelsammlung”
31. Nicolaou A. (2015). “Assessment of Retrofitting Techniques for Code-deficient Steel Structures and FEA of Beam-to-Column Connections combining RBS and RWS structural fuses”. Thesis for MEng in Civil and Structural Engineering. University of Leeds.
32. Thornton W.A., Lini C. (2011) “The Whitmore Section”. Modern Steel Construction