

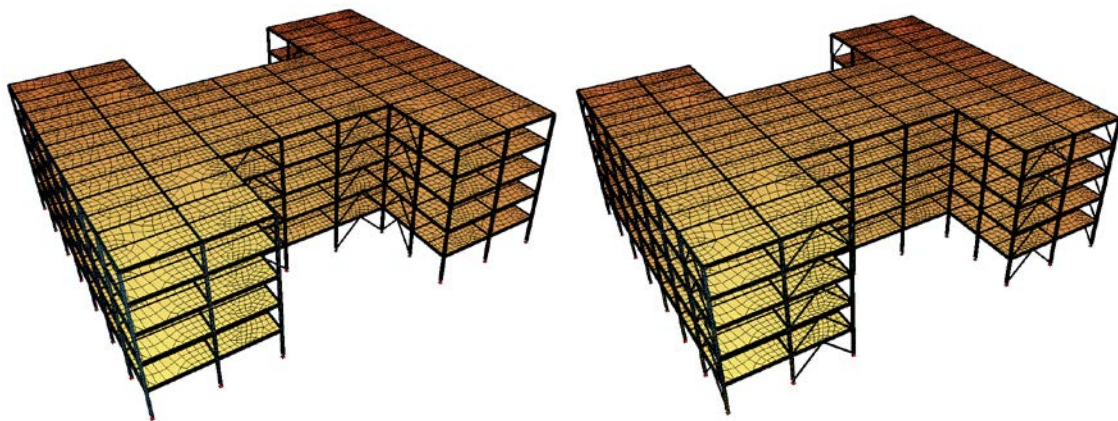


Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Σχεδιασμός τετραώροφου μεταλλικού κτηρίου
γραφείων με εναλλακτικές διατάξεις
συνδέσμων δυσκαμψίας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Τσαφώνιας Σπυρίδων

Επιβλέπων καθηγητής : Ραυτογιάννης Ιωάννης

Αθήνα, Οκτώβριος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016 / 43

Τσαφώνιας Σ. Π. (2016)

Σχεδιασμός τετραώροφου μεταλλικού κτηρίου γραφείων με εναλλακτικές
διατάξεις συνδέσμων δυσκαμψίας

Διπλωματική εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016 / 43

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Tsafonias S. P. (2016)

Design of a four – storey steel office building with alternative bracing
configurations

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016 / 43

Institute of steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Περίληψη.....	6
Abstract.....	7
Ευχαριστίες.....	8
1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	9
1.1 Γενικά στοιχεία περί δομικού χάλυβα	9
1.2 Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας	10
1.3 Παρουσίαση του προγράμματος SOFiSTiK	11
1.4 Περιγραφή του φορέα.....	13
1.4.1 Αρχιτεκτονικά	13
1.4.2 Στατικά.....	17
1.4.3 Προσομοίωμα του φορέα στο SOFiSTiK	20
2 ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ.....	22
2.1 Υλικά	22
2.1.1 Δομικός χάλυβας S355	22
2.1.2 Σκυρόδεμα C 20/25	22
2.1.3 Χάλυβας οπλισμού B500C	23
2.1.4 Χαλυβδόφυλλο (Σύμμεικτης πλάκας).....	24
2.2 Φορτία (δράσεις) – Συνδυασμοί Φορτίσεων	26
2.2.1 Γενικά.....	26
2.2.2 Μόνιμες δράσεις (G)	28
2.2.3 Μεταβλητές δράσεις (Q).....	29
2.2.4 Φορτίο χιονιού	30
2.2.5 Δράσεις ανέμου (Ανεμοπίεση)	32
2.2.6 Σεισμικές δράσεις (E).....	61
2.3 Συντελεστές ασφαλείας – Οριακές καταστάσεις	71
2.3.1 Συντελεστές ασφαλείας δράσεων	71
2.3.2 Συντελεστές ασφαλείας αντιστάσεων (των διατομών)	72
2.4 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ.....	73
2.4.1 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων	73
2.4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.).....	74
2.4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.).....	74
2.4.4 Συνδυασμοί δράσεων που χρησιμοποιήθηκαν και εισήχθησαν στο SOFiSTiK προς επίλυση του φορέα (κτήρια Α και Β).....	75
3 ΓΕΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ.....	76
3.1 Γενικά στοιχεία.....	76

3.2	Δομικά στοιχεία φέροντος οργανισμού	76
3.2.1	Υποστυλώματα	76
3.2.2	Δοκοί (Κύριες και δευτερεύουσες).....	77
3.2.3	Σύμμεικτες πλάκες	77
3.2.4	Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας.....	78
3.3	Βασικοί έλεγχοι.....	79
3.4	Εφαρμογή ευρωκωδίκων.....	79
3.4.1	Κατάταξη διατομών	80
3.4.2	Αντοχή διατομών	83
3.4.3	Αντοχή μελών	90
4	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ.....	101
4.1	Σεισμική απόκριση κατασκευής (Ιδιοπερίοδοι, Ιδιομορφές).....	101
4.1.1	Γενικά.....	101
4.1.2	Παραμορφώσεις φορέα (κτήρια Α και Β) λόγω ιδιομορφών.....	102
4.1.3	Περιορισμός βλαβών	107
4.1.4	Έλεγχος φαινομένων δευτέρας τάξεως.....	111
4.2	Σύμμεικτες πλάκες.....	112
4.2.1	Γενικά στοιχεία λειτουργίας συμμείκτων πλακών	112
4.2.2	Διαστασιολόγηση συμμείκτων πλακών	113
4.3	Έλεγχος αντοχής μελών και των αντιστοίχων διατομών στην οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.).....	118
4.3.1	Υποστυλώματα (HEB500)	119
4.3.2	Κύριες δοκοί (HEB300)	130
4.3.3	Δευτερεύουσες δοκοί (HEB200)	133
4.3.4	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (SH 250.250.16)	136
4.3.5	Σύμμεικτη πλάκα.....	139
4.3.6	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	140
4.4	Έλεγχος παραμορφώσεων (βελών) στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ).....	140
5	ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΘΕΜΕΛΙΟΥ	146
5.1	Γενικά	146
5.2	Στοιχεία κι έλεγχος επάρκειας έδρασης υποστυλώματος	146
5.2.1	Κτήριο Α.....	146
5.2.2	Κτήριο Β.....	161
6	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	175
6.1	Γενικά	175
6.2	Σύγκριση εντατικών μεγεθών	175
6.2.1	Υποστυλώματα	175
6.2.2	Κύριες δοκοί.....	176
6.2.3	Δευτερεύουσες δοκοί	177
6.2.4	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	177

6.3 Σύγκριση ιδιομορφών	178
6.4 Σύγκριση μεγίστων μετακινήσεων ορόφων	178
6.5 Σύγκριση συνδέσεων υποστυλώματος – θεμελίου	179
7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	180
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	182
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	183

Σχεδιασμός τετραώροφου μεταλλικού κτηρίου γραφείων με εναλλακτικές διατάξεις συνδέσμων δυσκαμψίας

Τσαφώνιας Σπυρίδων (Επιβλέπων : κ. Ραυτογιάννης Ιωάννης)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται το σχεδιασμό τετραώροφου μεταλλικού κτηρίου γραφείων με εναλλακτικές διατάξεις συνδέσμων δυσκαμψίας. Αναλύονται και συγκρίνονται δύο παραλλαγές Α και Β του αρχικού φορέα, οι οποίες έχουν κοινές διατομές φερόντων στοιχείων, αλλά διαφέρουν ως προς τη διάταξη των κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Στο κτήριο Α οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται περιμετρικά του κτηρίου, ενώ στο κτήριο Β στο κεντρικό τμήμα. Όλα τα μέλη θεωρήθηκαν αμφιαρθρωτά, συνεπώς μορφώθηκαν συνδέσεις τέμνουσας.

Η ανάλυση των δύο παραλλαγών πραγματοποιήθηκε μέσω του στατικού προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SOFiSTiK, στο οποίο εισήχθησαν στοιχεία που αφορούν τα υλικά, τις διατομές, τις δράσεις επί των παραλλαγών Α και Β και συνδυασμούς αυτών, λαμβάνοντας υπόψιν τους κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας δράσεων. Από την ανάλυση εξήχθησαν τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τις διατομές και τα μέλη και πραγματοποιήθηκαν οι αντίστοιχοι έλεγχοι αντοχής, βάσει του Ευρωκώδικα 3.

Ακολούθως, αναλύθηκε η σεισμική συμπεριφορά (παραμορφώσεις, οριζόντιες μετακινήσεις ορόφων) των παραλλαγών Α και Β, λόγω της δυναμικής φόρτισής τους. Όσον αφορά τη σύμμεικτη πλάκα, η διαστασιολόγηση κι η επάρκειά της πραγματοποιήθηκε μέσω του προγράμματος SymDeck Designer. Ο σχεδιασμός κι οι έλεγχοι επάρκειας της σύνδεσης υποστυλώματος – θεμελίου, των κτηρίων Α και Β, που ακολούθησαν, πραγματοποιήθηκε μέσω του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional 2014.

Πραγματοποιήθηκαν οι συγκρίσεις των παραλλαγών Α και Β, που αφορούσαν τα εντατικά μεγέθη, τη σεισμική απόκριση, τα βέλη κάμψης των δοκών και τις διαφορές στη σύνδεση υποστυλώματος – θεμελίου. Από την ανάλυση των κτηρίων Α και Β προέκυψαν ορισμένα συμπεράσματα, σπουδαιότερο εκ των οποίων αποδείχθηκε η σημαντική διαφορά των κτηρίων Α και Β στην ιδιομορφική απόκρισή τους, με το κτήριο Α να αποτελεί, σχεδιαστικά, την κατάλληλη επιλογή, λόγω μεγαλύτερης δυστρεψίας.

Design of a four-storey steel office building with alternative bracing configurations

Tsafonias Spyridon (Supervised by Raftogiannis Ioannis)

Abstract

The present diploma thesis is concerned with the design of a four-storey steel office building with alternative bracing configurations. Two alternative configurations A and B of the initial building, having the same cross-sections for the bearing elements but different configuration for the vertical braces are analysed and compared. In building A, the vertical braces are placed in the perimeter, whereas in building B in the central section. The connections between all the elements are assumed to be pinned, thus they are modelled as shear connections.

For the structural analysis of the two buildings, the finite element analysis software SOFiSTiK was utilized with input information about the materials, cross-sections, external forces acting on A and B and their combinations taking the appropriate factors of safety into account. The maximum internal forces acting on the cross-sections and the members were extracted from the analysis and the relevant resistance requirement checks based on Eurocode 3 were performed.

Subsequently, the seismic behaviour (deformations, drifts) of the two alternative configurations A and B due to dynamic loading was analysed. The design and checks for the mixed slab system were performed using the SymDeck Designer software. The design and resistance check for the column-foundation connection of buildings A and B were carried out using the Robot Structural Analysis Professional 2014 software.

The alternative configurations A and B were compared in terms of internal forces, seismic behaviour, deflections of the beams and the differences between the column-foundation connection. Conclusions were drawn from the analysis of the two buildings with the most important being the significant difference in their modes, with building A being the best design choice due to its larger rotational stiffness.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω εκ βάθρων τον επιβλέποντα καθηγητή, κύριο Ιωάννη Ραυτογιάννη, οι συμβουλές, η στήριξη και η προθυμία του οποίου για επίλυση κάθε ζητήματος επί της διπλωματικής μου εργασίας καθίσταντο ευεργετικές για την επιτυχή περαίωση αυτής.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες στο συνάδελφο πολιτικό μηχανικό, κύριο Πανάγο Δημήτριο, για τις πολύτιμες συμβουλές του και την καθοδήγησή του επί του στατικού προγράμματος SOFISTIK, μέσω του οποίου έγινε η επίλυση του φορέα της διπλωματικής εργασίας.

Τέλος, δε θα μπορούσα να μην ευχαριστήσω την οικογένειά μου και την επί μακρόν σύντροφό μου και νυν σύζυγό μου, οι οποίοι υπήρξαν οι σημαντικότεροι αρωγοί σε όλη αυτή την προσπάθεια.

Τσαφώνιας Σπυρίδων

Αθήνα, Οκτώβριος 2016

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά στοιχεία περί δομικού χάλυβα

Το πρώτο βήμα για τη χρήση του χάλυβα ως δομικού υλικού έγινε το 19^ο αιώνα, κυρίως σε απλές κατασκευές, όπως μονώροφα υπόστεγα και στεγάσεις χώρων, καθώς και στις γέφυρες. Η πραγματική επανάσταση στην ευρεία χρήση του ως βασικού υλικού των φερόντων οργανισμών κτηρίων, ξεκίνησε περί τα τέλη του 19ου με αρχές του 20ού αιώνα στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής (ΗΠΑ) και κυρίως στο Σικάγο και στη Νέα Υόρκη, όπου κατασκευάστηκαν υψηλά κτήρια με μεταλλικό σκελετό, πλάκες από σκυρόδεμα για την παραλαβή των φορτίων βαρύτητας κι εξωτερική τοιχοποιία από πλίνθους, η οποία εξασφάλιζε την πλευρική ευστάθεια.

Ομοίως, λόγω της ευρείας ανάπτυξης αστικών κέντρων με μεγάλη πυκνότητα πληθυσμού και μάλιστα σε περιορισμένη εδαφική έκταση, κατασκευάστηκαν πολυώροφα κτήρια με μεταλλικό φέροντα οργανισμό σε περιοχές της Κίνας και της Ιαπωνίας. Στην τελευταία, λόγω της υψηλής σεισμικότητας, τα υψηλά μεταλλικά κτήρια, που προσφέρουν υψηλή αντισεισμικότητα, αποτελούν περίπου το (60-70)% του συνολικού αριθμού των κτηρίων.

Σήμερα ο δομικός χάλυβας βρίσκει εφαρμογή σε μεταλλικά κτήρια με διάφορες χρήσεις, όπως γραφεία, τράπεζες, ξενοδοχεία, πολυκαταστήματα, πολυώροφοι χώροι στάθμευσης, κατοικίες κλπ.

Τα βασικότερα πλεονεκτήματα χρήσης χάλυβα ως βασικού δομικού υλικού κτηρίων, έναντι άλλων τρόπων κατασκευής (και κυρίως έναντι χρήσης ωπλισμένου σκυροδέματος) είναι τα εξής :

- Μικρότερο ίδιο βάρος της φέρουσας κατασκευής, που ευνοεί την κατασκευή μεταλλικών κτηρίων σε κακής ποιότητας εδάφη, καθώς μειώνονται τα κατακόρυφα φορτία και δημιουργούνται ευνοϊκότερες συνθήκες θεμελίωσης
- Απαιτεί μικρότερο χρόνο παράδοσης, λόγω της βιομηχανικής προκατασκευής
- Ευνοείται η καθ' ύψος επέκταση, λόγω μειωμένου βάρους
- Παρέχει υψηλή αντισεισμική θωράκιση
- Εξασφαλίζει σταθερές προδιαγραφές κατασκευής, διότι τα μέλη του φέροντος οργανισμού (δοκοί και υποστυλώματα) αποτελούν προϊόντα βιομηχανικής παραγωγής
- Επιτρέπει τη δημιουργία μεγάλων ανοιγμάτων, ευνοώντας την ευελιξία διαρρύθμισης των εσωτερικών χώρων, καθώς επίσης και την προσθήκη, επέκταση κι ενίσχυση της υπάρχουσα κατασκευής για την παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων

- Κατασκευή υψηλών κτηρίων με μικρές διαστάσεις διατομών, οι οποίες με τη σειρά τους αυξάνουν το διαθέσιμο χώρο στην κάτοψη και τα διαθέσιμα ανοίγματα στις όψεις
- Ευκολότερη αποκατάσταση βλαβών (πχ μετά από σεισμό)
- Ευκολία τοποθέτησης ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων, λόγω διαπερατών κατασκευαστικών διαμορφώσεων δοκών και πλακών, οι οποίες οδηγούν σε μικρότερα μεικτά ύψη ορόφων
- Δυνατότητα αποσυναρμολόγησης της κατασκευής σε οποιοδήποτε στάδιο της ζωής του έργου, με δυνατότητα ανακύκλωσης των υλικών

Τα βασικότερα μειονεκτήματα χρήσης του χάλυβα ως δομικού υλικού συνοψίζονται παρακάτω :

- Απαιτήση βιομηχανικής εγκατάστασης για την προετοιμασία του υλικού
- Απαιτήση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού δυναμικού
- Αυξημένο κόστος μελέτης
- Αυξημένο κόστος πυροπροστασίας (λόγω ευαισθησίας σε υψηλές θερμοκρασίες και της έντονης απομείωσης της αντοχής του σε περίπτωση πυρκαγιάς)
- Αυξημένο κόστος αντιδιαβρωτικής προστασίας
- Ευαισθησία έναντι
- τι κόπωσης (σε περίπτωση μεγάλου αριθμού κύκλων επαναλαμβανόμενης φόρτισης)
- Ευαισθησία σε φαινόμενα αστάθειας (η οποία οδηγεί σε αύξηση του χρησιμοποιούμενου υλικού σε θλιβόμενα στοιχεία, για την αποτροπή του φαινομένου του λυγισμού)

1.2 Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά το σχεδιασμό και τη μελέτη τετραώροφου μεταλλικού κτηρίου γραφείων, αλλά και τη σύγκριση δύο εναλλακτικών διατάξεων κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας (κτήριο Α, όπου οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι είναι τοποθετημένοι περιμετρικά της κατασκευής και κτήριο Β, όπου οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι είναι τοποθετημένοι στο κεντρικό τμήμα της κατασκευής – Σχήματα 1.2 ως 1.7). Βάσει των δράσεων με τις οποίες καταπονήθηκε ο φορέας, υπολογίστηκαν για κάθε περίπτωση διάταξης των κατακόρυφων συνδέσμων (κτήρια Α και Β) τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη και οι μετατοπίσεις των ορόφων, έγινε η τελική επιλογή των επιμέρους στοιχείων του φορέα (διατομές δοκών, υποστυλωμάτων) και πραγματοποιήθηκαν οι αντίστοιχοι έλεγχοι αντοχής διατομών και μελών, καθώς και οι έλεγχοι της σύνδεσης υποστυλώματος – θεμελίου για τις δύο παραλλαγές Α και Β.

Το υπό μελέτη κτήριο θα βρίσκεται στην ευρύτερη περιοχή του Αγγινίου, κάτι που επηρεάζει τις παραδοχές για τα μεγέθη των δράσεων ανέμου, χιονιού και σεισμού.

Η προσομοίωση, ανάλυση και τελική επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με το στατικό πρόγραμμα επίλυσης φορέων ηλεκτρονικού υπολογιστή SOFiSTiK, στο οποίο εισήχθησαν μεγέθη και παραδοχές βάσει των εξής ευρωκωδίκων :

- Ευρωκώδικας 1 : Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών
- Ευρωκώδικας 2 : Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός συμμείκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών

1.3 Παρουσίαση του προγράμματος SOFiSTiK

Το SOFiSTiK, ως πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων, αποτέλεσε το βασικό ηλεκτρονικό πρόγραμμα μέσω του οποίου έγινε η προσομοίωση των κτηρίων Α και Β (με τις δύο εναλλακτικές διατάξεις των κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας), η εισαγωγή των φορτίσεων, ο συνδυασμός των δράσεων, οι στατικές και σεισμικές φορτίσεις (ελαστική γραμμική ανάλυση πρώτης τάξης, προσδιορισμός των ιδιομορφών της κατασκευής, φασματική ανάλυση), καθώς και ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών. Είναι ένα ευέλικτο πρόγραμμα επίλυσης που παρέχει σε κάθε χρήστη τη δυνατότητα εύρεσης μιας γρήγορης κι αποτελεσματικής λύσης για δεδομένη κατασκευή. Συνεργάζεται με το γραφικό περιβάλλον AUTOCAD, το οποίο με τη σειρά του συνδυάζεται με το SOFiPLUS-X. Ένα χαρακτηριστικό του συγκεκριμένου προγράμματος είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επίλυση είτε μεταλλικών κατασκευών είτε κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα.

Το SOFiSTiK αποτελείται από ένα σύνολο υποπρογραμμάτων (modules) ,τα οποία συσχετίζονται κι οδηγούν στην εξαγωγή αποτελεσμάτων ακριβείας, ύστερα από την εισαγωγή των κατάλληλων δεδομένων. Υπολειτουργίες αυτών των υποπρογραμμάτων, απαραίτητες για την εισαγωγή των απαιτούμενων δεδομένων και για τον υπολογισμό όσων περιεγράφησαν πιο πάνω, είναι οι εξής :

- *Material* : Εδώ γίνεται η εισαγωγή των υλικών, για τα οποία προσδιορίζονται τα χαρακτηριστικά μεγέθη τους (πχ ειδικό βάρος, μέτρο ελαστικότητας, τάση διαρροής κλπ)

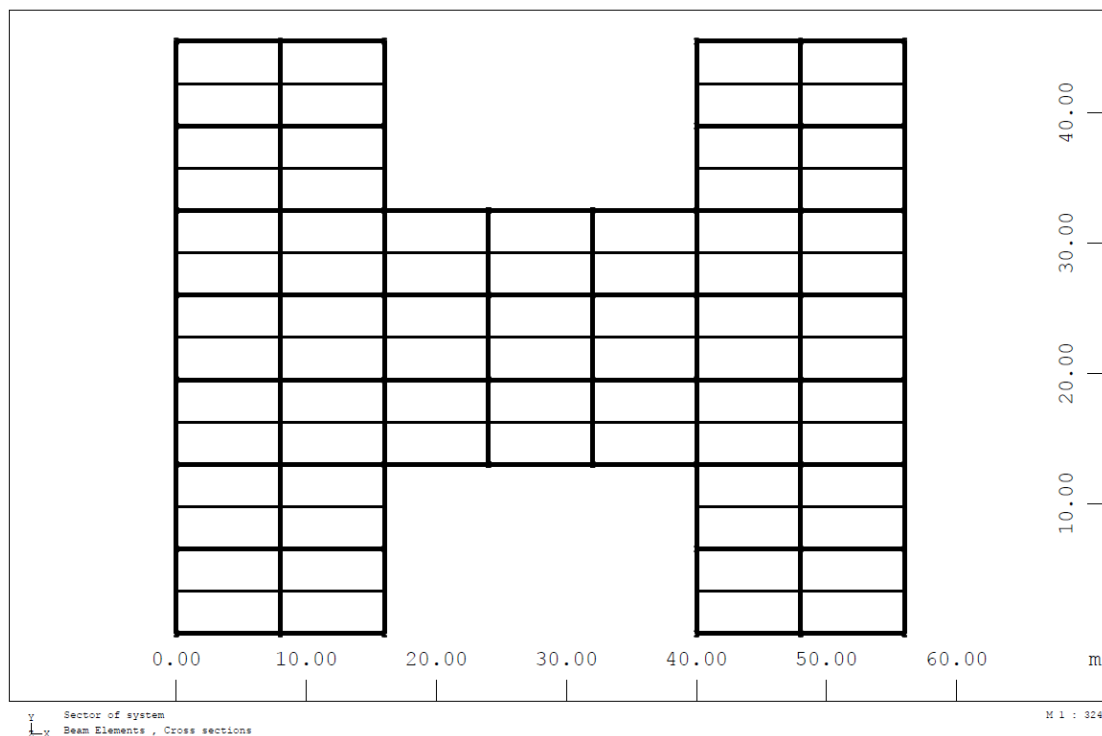
- *Cross sections* : Προσδιορισμός της γεωμετρίας και του είδους του υλικού κάθε διατομής που χρησιμοποιείται στο προσομοίωμα του υπό μελέτη φορέα, για τον προσδιορισμό κάποιων απαραίτητων μεγεθών, όπως η Ροπή αδρανείας (I), το εμβαδόν διατομής (A), η Ροπή αντίστασης (W). Πέραν του ως άνω προσδιορισμού, χρησιμοποιούνται και οι τυποποιημένες διατομές από τη βάση δεδομένων του SOFiSTiK (πχ IPE, HEA, HEB κλπ)
- *SOFiPLUS-X : GUI for model creation* : Εισάγεται η γεωμετρία του φορέα με τη βοήθεια του AUTOCAD κι αντιστοιχίζονται οι γραμμές που σχεδιάστηκαν με τα μέλη του φορέα (δοκοί, υποστυλώματα κλπ), αποκτώντας και τα αντίστοιχα μηχανικά χαρακτηριστικά. Επίσης, εισάγονται τα φορτία που καταπονούν το φορέα (μόνιμα, κινητά) και τελικά πραγματοποιείται η κατάλληλη ομαδοποίηση των μελών και των φορτίσεων (συνδυασμοί φορτίσεων) που εισήχθησαν, βάσει των απαιτήσεων της επίλυσης.
- *Linear analysis* : Γραμμική ανάλυση πρώτης τάξης, μέσω της οποίας προσδιορίζονται τα εντατικά μεγέθη (πχ N , V_z , V_y , M_z , M_y , M_t) για καθεμιά από τις φορτίσεις ή συνδυασμούς φορτίσεων που ορίστηκαν.
- *Earthquake* : Σεισμική διέγερση του φορέα, μέσω της οποίας υπολογίζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά του και πραγματοποιούνται η ιδιομορφική και φασματική ανάλυση της κατασκευής. Είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός της κατανομής μαζών στο φορέα και της απόσβεσής του, ώστε να υπολογιστεί ο απαιτούμενος αριθμός ιδιομορφών που διεγείρουν τουλάχιστον το 90% της δρώσας ιδιομορφικής μάζας. Επιλέγεται το φάσμα του σεισμού για κάθε διεύθυνση και τελικά γίνεται επαλληλία των υπολογισθέντων μεγεθών με την *πλήρη τετραγωνική μέθοδο CQC*. Τελικά λαμβάνονται για κάθε μέλος του φορέα τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που το καταπονούν.
- *Define Combinations and Superpositioning* : Βάσει του συνδυασμού φορτίσεων, ορίζονται οι κανόνες μέσω των οποίων πραγματοποιείται η επαλληλία των υπολογισθέντων εντατικών μεγεθών. Προκύπτουν τα μέγιστα (δυσμενέστερα) κι ελάχιστα (ευμενέστερα) εντατικά μεγέθη που θα χρησιμοποιηθούν στο σχεδιασμό του φορέα.
- *Design ULS beams and Design ACCI beams* : Υπολογίζονται οι αντοχές των διατομών και συγκρίνονται με τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από το *Superpositioning*, ώστε να κριθεί η καταλληλότητα ή μη των διατομών που έχουν αρχικά επιλεχθεί.

1.4 Περιγραφή του φορέα

1.4.1 Αρχιτεκτονικά

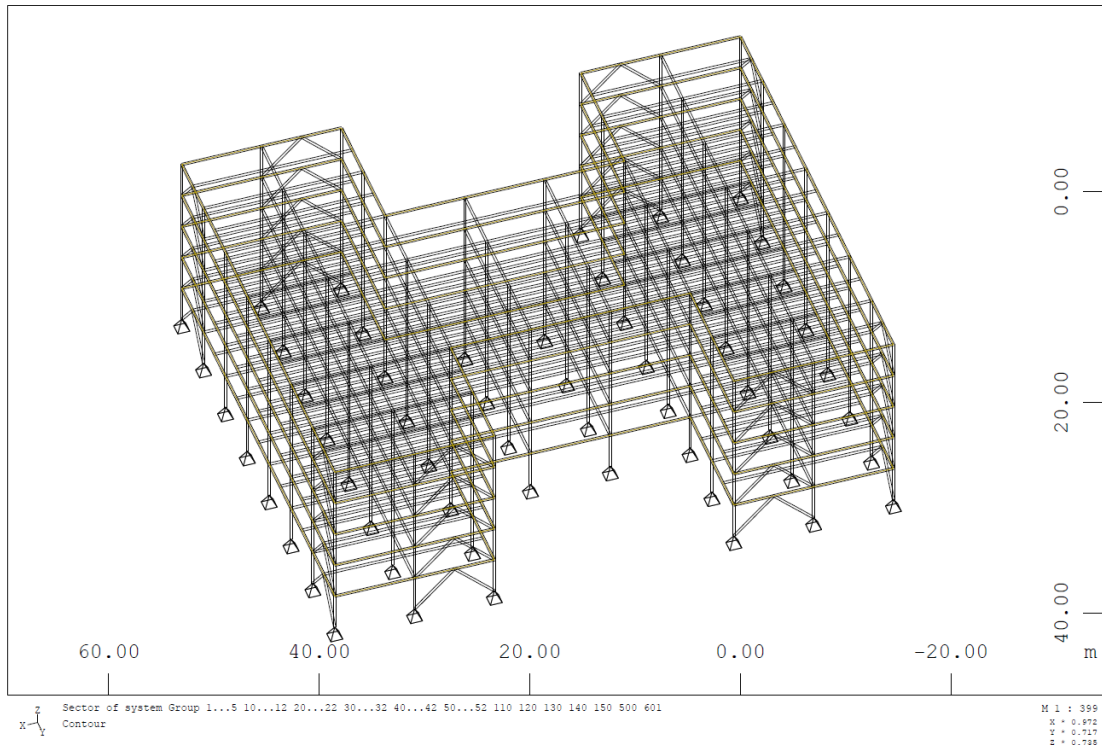
Αρχικά μορφώθηκε ο φέρων οργανισμός του κτηρίου, ξεκινώντας από την αρχιτεκτονική μελέτη, μέσω της οποίας προσδιορίστηκαν οι θέσεις των υποστυλωμάτων, οι στάθμες των ορόφων, οι θέσεις της τοιχοποιίας, των ανοιγμάτων (εξωτερικών κι εσωτερικών), των κλιμακοστασίων κλπ. Κατά αυτόν τον τρόπο δημιουργήθηκαν διαδρομές ασφαλούς παραλαβής και μεταφοράς των φορτίων στην θεμελίωση.

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται τη συγκριτική μελέτη δύο ιδίων διαστάσεων τετραώροφων κτηρίων γραφείων (Α και Β) με κατακορύφους συνδέσμους δυσκαμψίας τοποθετημένους σε διαφορετικές θέσεις, με μεταλλικό φέροντα οργανισμό, μήκους 56 m και πλάτους 45,5 m. Ο κάναβος περιέχει 7 φατνώματα των 8 m κατά τη διεύθυνση Χ κι επίσης 7 φατνώματα των 6,5 m κατά την άλλη διεύθυνση, Υ. Η κάτοψη ενός τυπικού ορόφου, η οποία έχει εμβαδόν 1924 m^2 , παρουσιάζεται στο σχήμα 1.1. Το συνολικό εμβαδόν του κτηρίου είναι 9620 m^2 (7696 m^2 οι τέσσερις όροφοι και 1924 m^2 το ισόγειο). Το ύψος των ορόφων είναι 4,00 m, άρα το συνολικό ύψος του φορέα είναι 20,00m (16m οι τέσσερις όροφοι και 4m μέχρι την οροφή του ισόγειου).

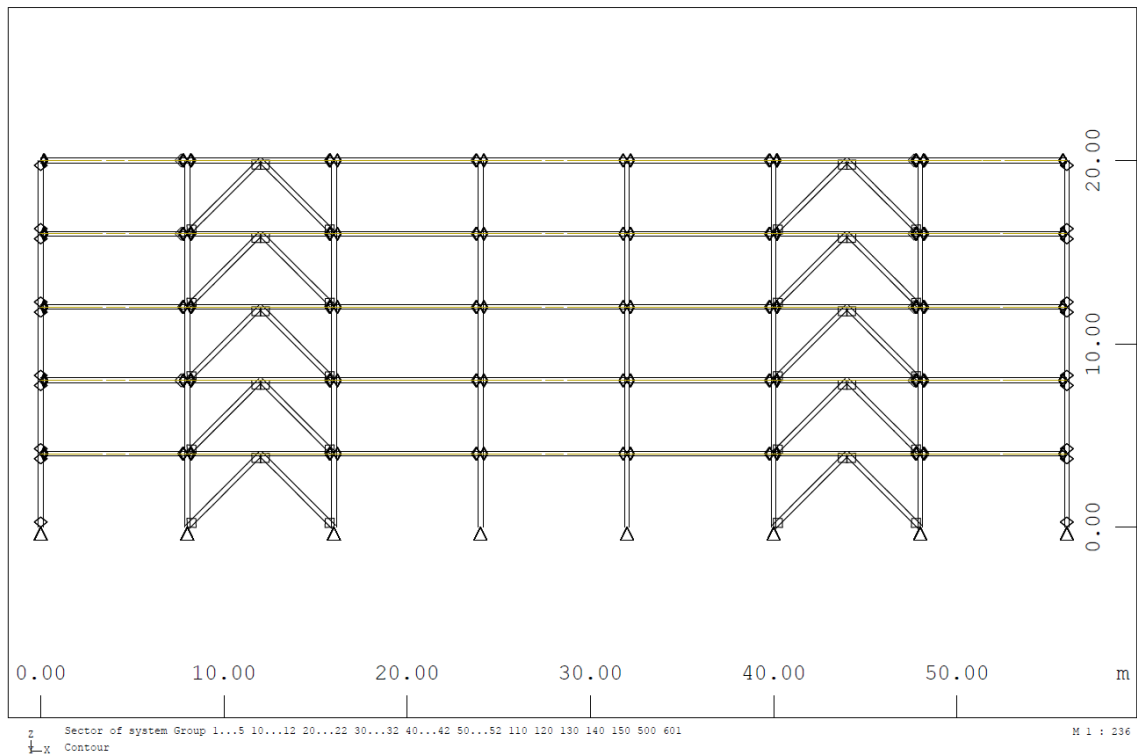


Σχήμα 1.1 Κάτοψη τυπικού ορόφου

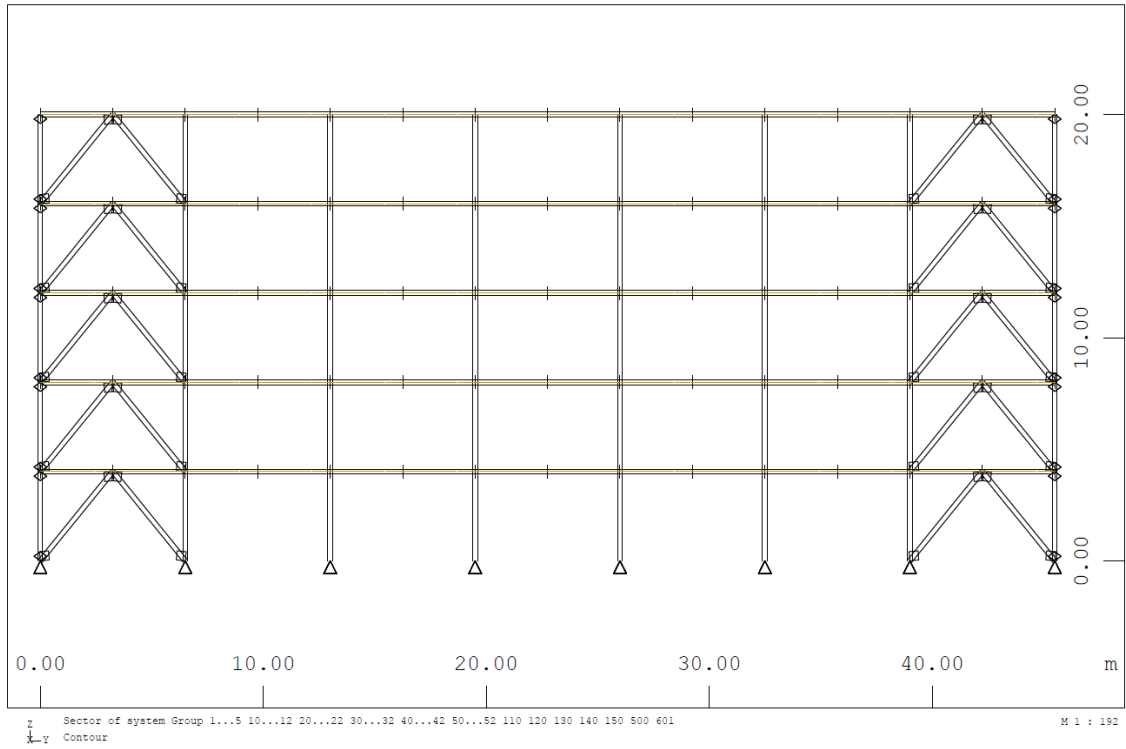
Παρατίθενται οι όψεις των κτηρίων Α και Β κατά τις δύο διευθύνσεις Χ και Υ, καθώς και η τρισδιάστατη απεικόνιση αυτών.



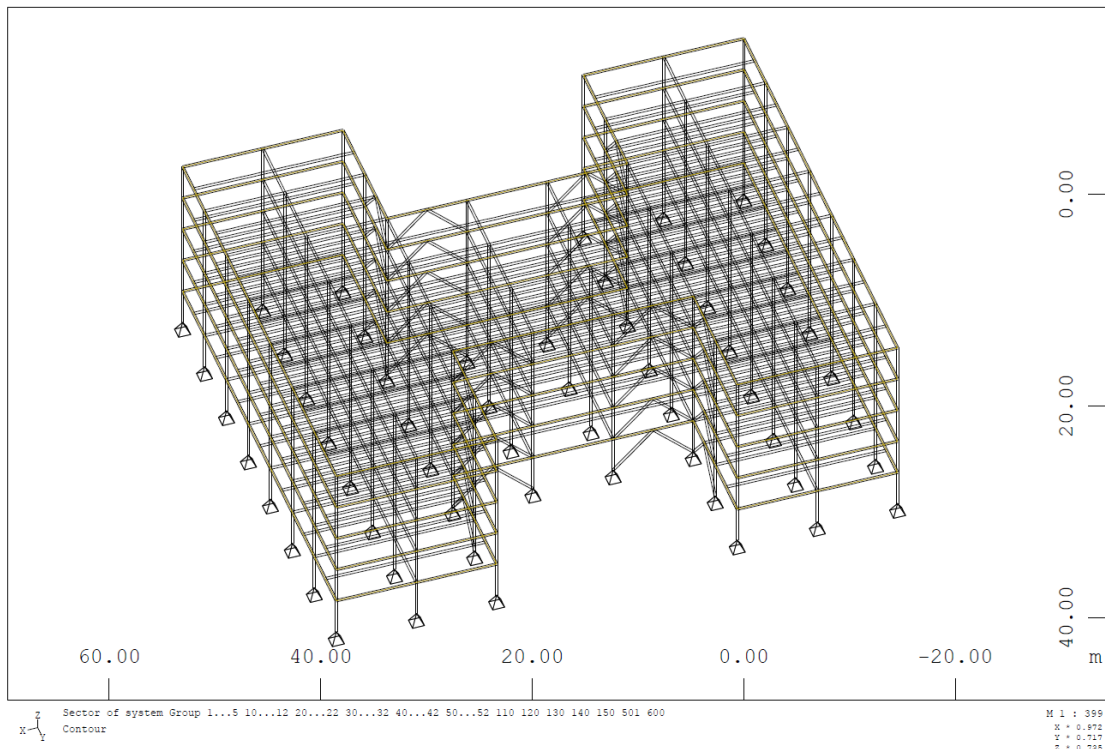
Σχήμα 1.2 Τρισδιάστατη απεικόνιση κτηρίου Α



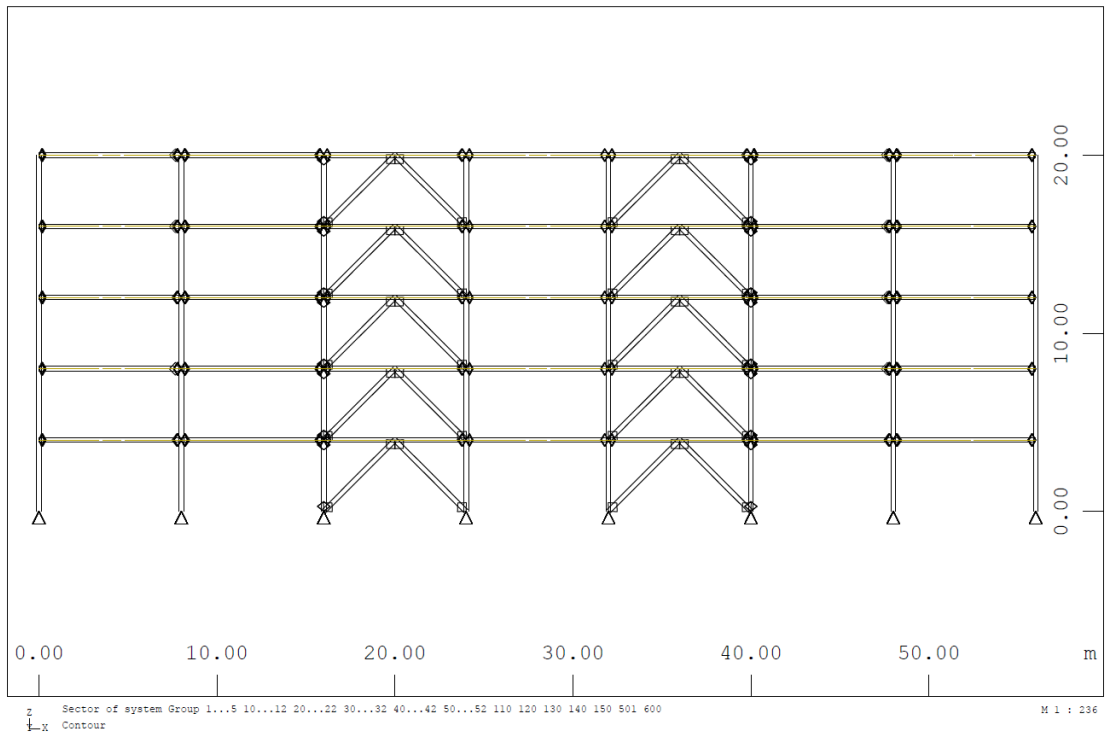
Σχήμα 1.3 Όψη κτηρίου Α κατά τη διεύθυνση Χ



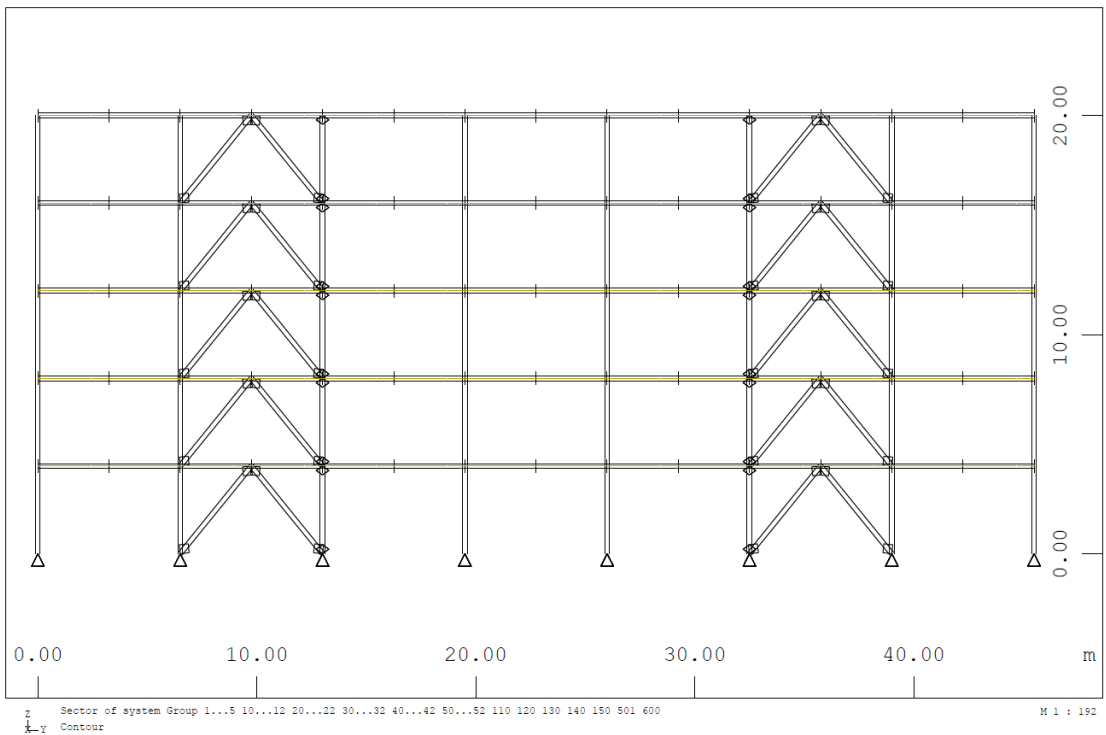
Σχήμα 1.4 Όψη κτηρίου Α κατά τη διεύθυνση Υ



Σχήμα 1.5 Τρισδιάστατη απεικόνιση κτηρίου Β



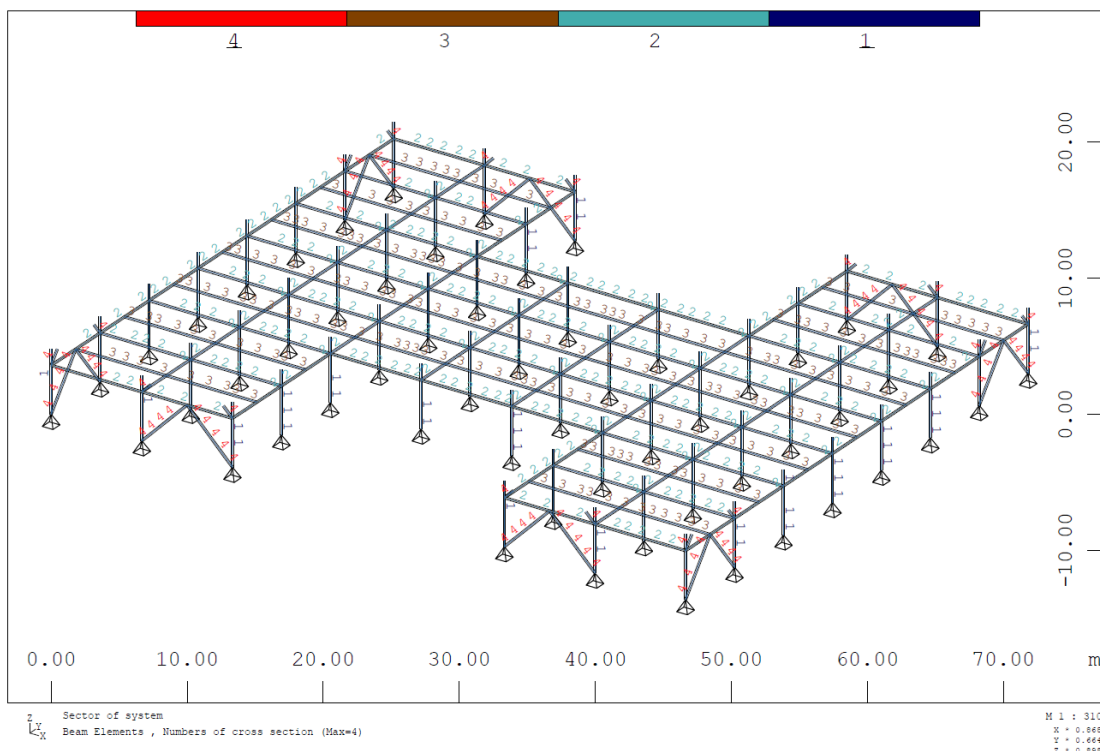
Σχήμα 1.6 Όψη κτηρίου Β κατά τη διεύθυνση Χ



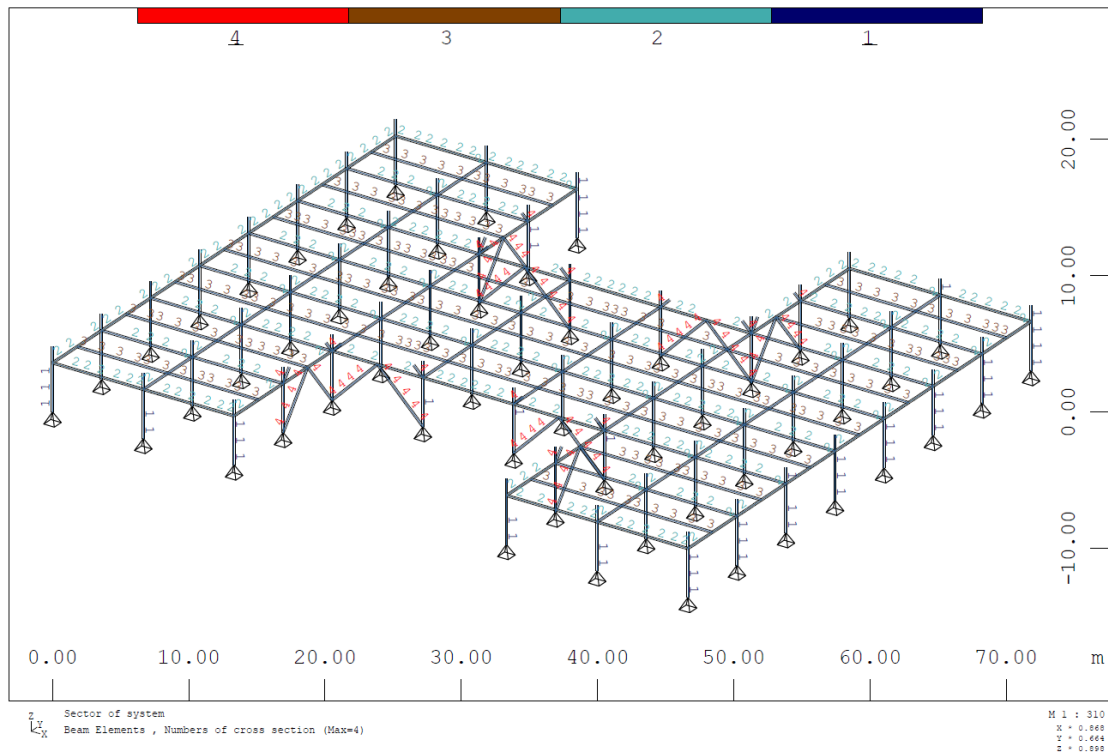
Σχήμα 1.7 Όψη (εσωτερική) κτηρίου Β κατά τη διεύθυνση Υ

1.4.2 Στατικά

Τα κύρια δομικά στοιχεία του φορέα αποτελούνται από χαλύβδινα υποστυλώματα, χαλύβδινες κύριες και δευτερεύουσες δοκούς και χαλύβδινους κατακορύφους συνδέσμους δυσκαμψίας, όπως φαίνονται στα σχήματα 1.8-1.9 για τα κτήρια Α και Β, αντίστοιχα. Για τη διασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας του φορέα κατά τη φάση κατασκευής, χρησιμοποιήθηκαν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (την ανάλυση των οποίων δεν πραγματοποιείται η παρούσα διπλωματική εργασία), οι οποίοι κατέστησαν άκαμπτες τις πλάκες των ορόφων, μέχρι το χρονικό σημείο σκλήρυνσης του σκυροδέματος επί των χαλυβδοφύλλων, πέραν του οποίου τη διαφραγματική λειτουργία επιτελούν οι σύμμεικτες πλάκες.



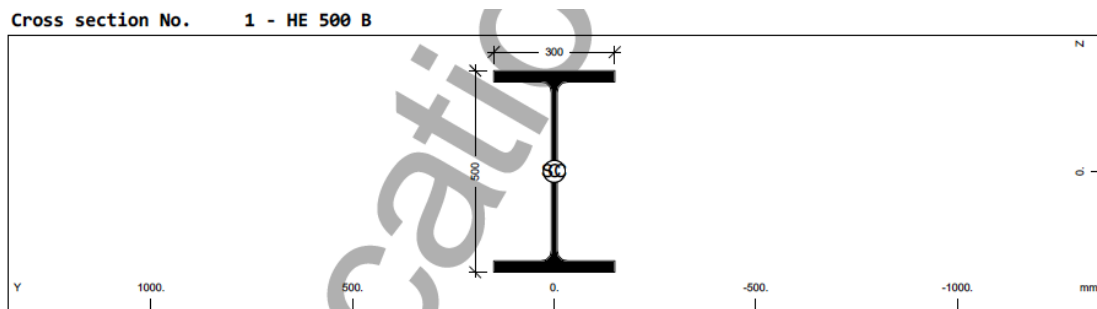
Σχήμα 1.8 Κύρια δομικά στοιχεία κτηρίου Α



Σχήμα 1.9 Κύρια δομικά στοιχεία κτηρίου B

Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι εξής :

- Υποστυλώματα διατομής HEB 500 (μπλε χρώμα/1)



Cross section No. 1 - HE 500 B

Static properties of cross section

Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kN/m]
MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]	
		Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]				
1	2.3864E-02	1.494E-02	1.072E-03	0.0	0.0	210000	1.87
	5.499E-06	7.072E-03	1.262E-04	0.0	0.0	80769	(BEAM)

Mat material number E[N/mm²] Young's modulus
 A[m²] sectional area g[kN/m] weight per length
 Ay[m²],Az[m²],Ayz[m²] transverse shear deformation area MRf reinforcement material number
 Iy[m⁴],Iz[m⁴],Iyz[m⁴] bending moment of inertia It[m⁴] torsional moment of inertia
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid G[N/mm²] Shear modulus
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre

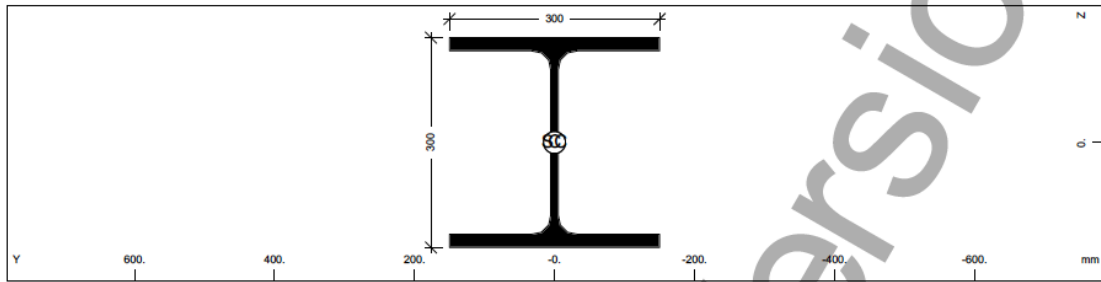
Rolled steel

Rolled steel	D[mm]	B[mm]	s[mm]	t[mm]	r[mm]	yr[mm]	zr[mm]	[grd]
HEB	500.0	300.0	14.5	28.0	27.0			

D[mm] height t[mm] flange thickness
 B[mm] width r[mm] fillet radius

- Κύριες δοκοί διατομής HEB 300 (γαλαζοπράσινο χρώμα/2)

Cross section No. 2 - HE 300 B



Cross section No. 2 - HE 300 B

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]	
		Ayz[m2]	Iyz[m4]				
1	1.4908E-02	1.028E-02	2.516E-04	0.0	0.0	210000	1.17
	1.871E-06	3.231E-03	8.563E-05	0.0	0.0	80769	(BEAM)

Mat material number
 A[m2] sectional area
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre
 E[N/mm2] Young's modulus
 g[kN/m] weight per length
 MRf reinforcement material number
 It[m4] torsional moment of inertia
 G[N/mm2] Shear modulus

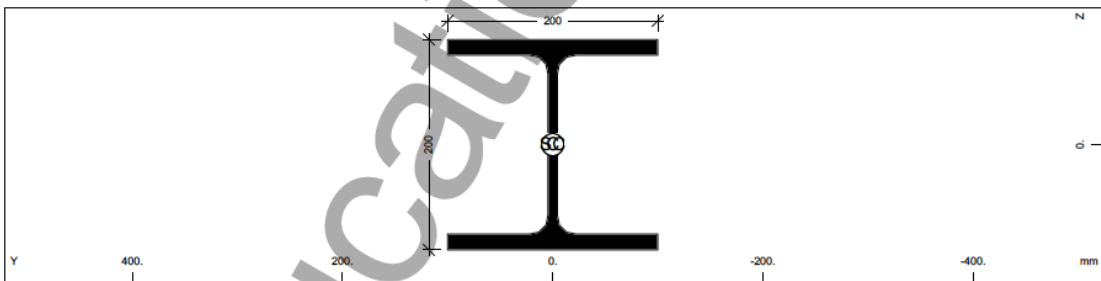
Rolled steel

Rolled steel	D[mm]	B[mm]	s[mm]	t[mm]	r[mm]	yr[mm]	zr[mm]	[grd]
HEB 300.0	300.0	300.0	11.0	19.0	27.0			

D[mm] height
 B[mm] width
 s[mm] web thickness
 t[mm] flange thickness
 r[mm] fillet radius
 yr[mm],zr[mm] sectional coordinate

- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB 200 (καφέ χρώμα/3)

Cross section No. 3 - HE 200 B



Cross section No. 3 - HE 200 B

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]	
		Ayz[m2]	Iyz[m4]				
1	7.8081E-03	5.389E-03	5.696E-05	0.0	0.0	210000	0.61
	5.962E-07	1.741E-03	2.003E-05	0.0	0.0	80769	(BEAM)

Mat material number
 A[m2] sectional area
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre
 E[N/mm2] Young's modulus
 g[kN/m] weight per length
 MRf reinforcement material number
 It[m4] torsional moment of inertia
 G[N/mm2] Shear modulus

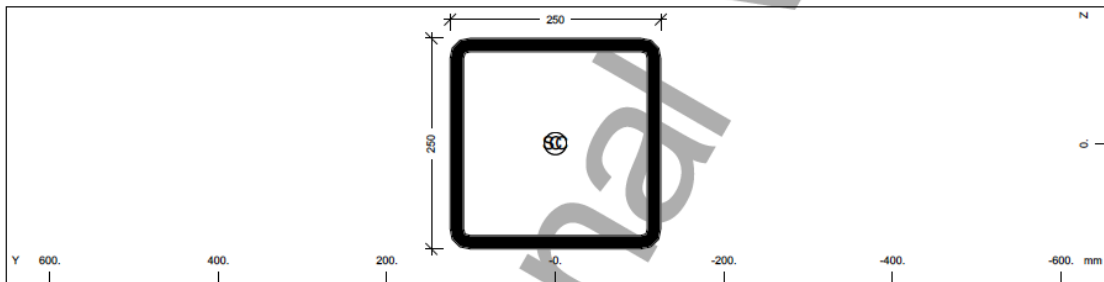
Rolled steel

Rolled steel	D[mm]	B[mm]	s[mm]	t[mm]	r[mm]	yr[mm]	zr[mm]	[grd]
HEB 200.0	200.0	200.0	9.0	15.0	18.0			

D[mm] height
 B[mm] width
 s[mm] web thickness
 t[mm] flange thickness
 r[mm] fillet radius
 yr[mm],zr[mm] sectional coordinate

- Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής SH 250.250.16 (κόκκινο χρώμα/4)

Cross section No. 4 - SH 250 x 250 x 16



Cross section No. 4 - SH 250 x 250 x 16

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]	
		Ayz[m2]	Iyz[m4]				
1	1.4536E-02	6.385E-03	1.309E-04	0.0	0.0	210000	1.14
	2.118E-04	6.385E-03	1.309E-04	0.0	0.0	80769	(BEAM)

Mat material number E[N/mm2] Young's modulus
 A[m2] sectional area g[kN/m] weight per length
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area MRf reinforcement material number
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia It[m4] torsional moment of inertia
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid G[N/mm2] Shear modulus
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre

Rolled steel

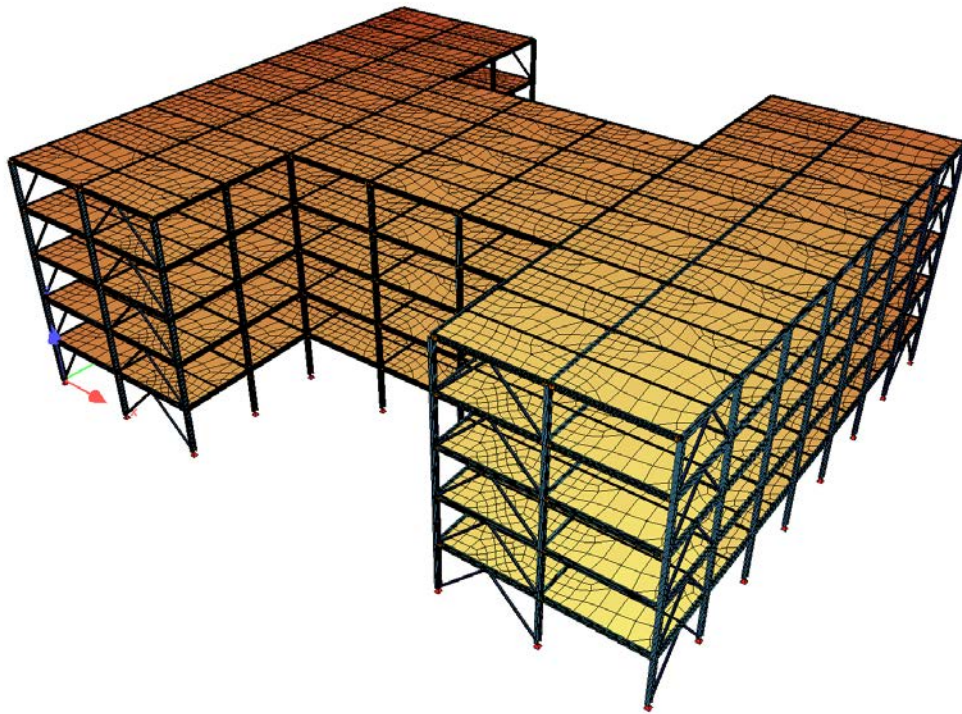
Rolled steel	D[mm]	B[mm]	s[mm]	t[mm]	r[mm]	yr[mm]	zr[mm]	[grd]
SH 250.0 250.0 16.0	250.0	250.0	16.0	16.0	24.0			

D[mm] height t[mm] flange thickness
 B[mm] width r[mm] fillet radius
 s[mm] web thickness yr[mm],zr[mm] sectional coordinate

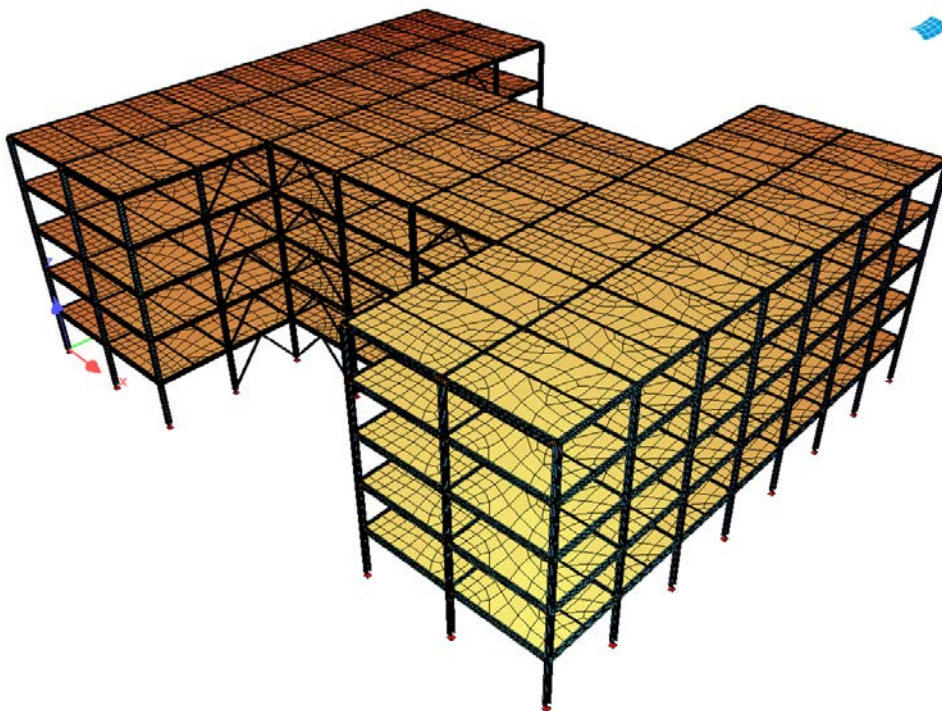
Σύμμεικτη πλάκα με χαλυβδόφυλλο Symdeck 73, αποτελούμενη από λαμαρίνα KSH 50 με πάχος $t=0,75$ mm και πλάκα συνολικού πάχους 15 cm.

1.4.3 Προσομοίωμα του φορέα στο SOFiSTiK

Με βάση τα αρχιτεκτονικά και στατικά στοιχεία του φορέα που προαναφέρθηκαν, το μοντέλο (κτήρια A και B) εισήχθη στο στατικό πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SOFiSTiK, με τα παρακάτω στιγμιότυπα οθόνης (screenshots), όσον αφορά την τρισδιάστατη απεικόνιση των κτηρίων A και B :



Σχήμα 1.10 Τρισδιάστατη απεικόνιση κτηρίου Α στο SOFiSTiK



Σχήμα 1.11 Τρισδιάστατη απεικόνιση κτηρίου Β στο SOFiSTiK

2 ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

2.1 Υλικά

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για τη μόρφωση του φορέα είναι τα εξής :

2.1.1 Δομικός χάλυβας S355

Ο δομικός χάλυβας αποτελεί το βασικό υλικό του φέροντα οργανισμού χαλύβδινων (μεταλλικών) κατασκευών. Το ίδιο ισχύει και για τα κτήρια A και B της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Στα υποστυλώματα, στις κύριες και δευτερεύουσες δοκούς, καθώς και στους κατακορύφους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας ποιότητας S355, με ιδιότητες που δίνονται από τον Ευρωκώδικα 3 :

- Αντοχή (όριο) διαρροής : $f_y = 355 \text{ MPa (N/mm}^2) = 35,5 \text{ KN/cm}^2$
- Εφελκυστική αντοχή (αντοχή θραύσης) : $f_u = 490 \text{ MPa}$
- Ειδικό βάρος : $\gamma = 78,5 \text{ KN/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας : $E_s = 210 \text{ GPa} = 210.000 \text{ MPa} = 21.000 \text{ KN/cm}^2$
- Μέτρο διάτμησης : $G = \frac{E}{2*(1+\nu)} \approx 81.000 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)} = 81 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson : $\nu = 0,3$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής : $\alpha = 12*10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$
- Πυκνότητα : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

Πίνακας 2.1 Χαρακτηριστικά και ιδιότητες δομικού χάλυβα S355

Mat 1 S 355 (EN 1993)					
Young's modulus	E	210000	[N/mm2]	Safetyfactor	1.00 [-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	f_y 355.00 [MPa]
Shear modulus	G	80769	[N/mm2]	Compressive yield	f_{yc} 355.00 [MPa]
Compression modulus	K	175000	[N/mm2]	Tensile strength	f_t 490.00 [MPa]
Weight	γ	78.5	[kN/m3]	Compressive strength	f_c 490.00 [MPa]
Density	ρ	7850.00	[kg/m3]	Ultimate strain	100.00 [o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.	0.00 [-]
max. thickness	t-max	40.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1 0.00 [-]
				Hardening modulus	Eh 0.00 [MPa]
				Proportional limit	f_p 355.00 [MPa]
				Dynamic allowance	$\sigma\text{-dyn}$ 0.00 [MPa]

2.1.2 Σκυρόδεμα C 20/25

Για τις πλάκες του κτηρίου και τα τοιχώματα, στα σημεία όπου υφίστανται, έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα ποιότητας C 20/25, το οποίο έχει τις εξής ιδιότητες (όπως δίνονται στον Ευρωκώδικα 2) / τιμές σχεδιασμού :

- Θλιπτική αντοχή : $f_{ck} = 20 \text{ MPa} = 20.000 \text{ KN/m}^2 \text{ (KPa)}$
- Ειδικό βάρος : $\gamma = 25 \text{ KN/ m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας : $E = 30 \text{ GPa} = 30.000 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)}$
 $= 30 \cdot 10^6 \text{ KPa (KN/m}^2\text{)} = 3,0 \cdot 10^3 \text{ KN/cm}^2$
- Λόγος Poisson : $\nu = 0,2$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής : $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$

Πίνακας 2.2 Χαρακτηριστικά και ιδιότητες σκυροδέματος C20/25

Mat 2 C 20/25 (EN 1992)

Young's modulus	E	29960	[N/mm2]	Safetyfactor		1.50	[-]
Poisson's ratio	μ	0.20	[-]	Strength	fc	20.00	[MPa]
Shear modulus	G	12480	[N/mm2]	Nominal strength	fck	20.00	[MPa]
Compression modulus	K	16650	[N/mm2]	Tensile strength	fctm	2.21	[MPa]
Weight	γ	25.0	[kN/m3]	Tensile strength	fctk,05	1.55	[MPa]
Density	ρ	2400.00	[kg/m3]	Tensile strength	fctk,95	2.87	[MPa]

2.1.3 Χάλυβας οπλισμού B500C

Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού B500C με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής : $f_{yk} = 500 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)} = 500.000 \text{ KPa (KN/m}^2\text{)}$.

Πίνακας 2.3 Χαρακτηριστικά και ιδιότητες χάλυβα οπλισμού B500C

Mat 3 B 500 C (EN 1992)

Young's modulus	E	200000	[N/mm2]	Safetyfactor		1.15	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	fy	500.00	[MPa]
Shear modulus	G	76920	[N/mm2]	Compressive yield	fyc	500.00	[MPa]
Compression modulus	K	166700	[N/mm2]	Tensile strength	ft	575.00	[MPa]
Weight	γ	78.5	[kN/m3]	Compressive strength	fc	575.00	[MPa]
Density	ρ	7850.00	[kg/m3]	Ultimate strain		75.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		1.00	[-]
max. thickness	t-max	32.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	0.80	[-]
				Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
				Proportional limit	fp	500.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ -dyn	152.17	[MPa]

Όσον αφορά τις αντοχές σχεδιασμού των υλικών, οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας δίνονται στον πίνακα 2.4 :

Πίνακας 2.4 Συντελεστές ασφαλείας αντοχής υλικών

Materials

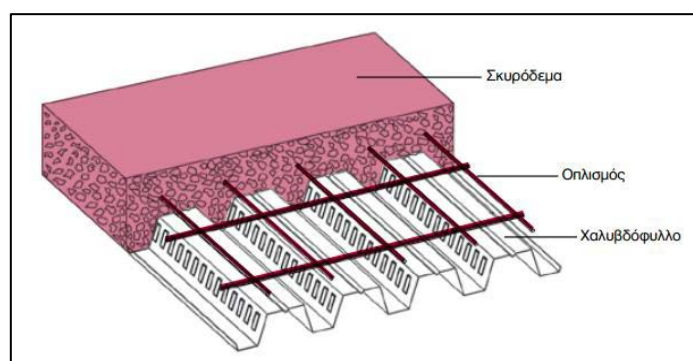
Mat	Classification	γ -M
1	S 355 (EN 1993)	1.00
2	C 20/25 (EN 1992)	1.50
3	B 500 C (EN 1992)	1.15

2.1.4 Χαλυβδόφυλλο (Σύμμεικτης πλάκας)

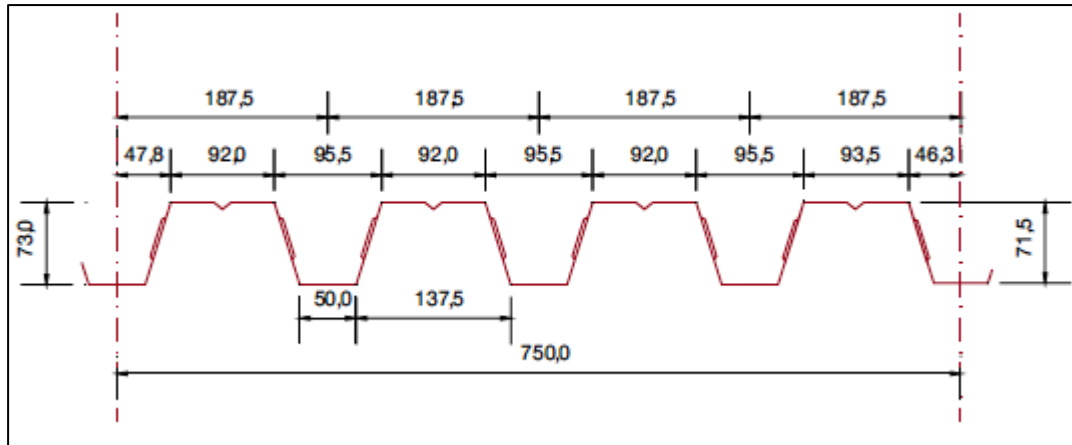
Οι πλάκες των ορόφων κατασκευάστηκαν ως σύμμεικτες (ταυτόχρονη χρήση χαλυβδοφύλλου και σκυροδέματος με ενδιάμεση σχάρα οπλισμού, η οποία αποτρέπει τη ρηγμάτωση του σκυροδέματος κι αναλαμβάνει τις ροπές κάμψης της πάνω πλευράς - “αρνητικές” ροπές σε περίπτωση στατικού προσομοιώματος πολλών ανοιγμάτων). Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως μεταλλότυπος και παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης κατά τη φάση της σκυροδέτησης, ενώ στη φάση λειτουργίας τα δύο υλικά λειτουργούν μαζί ως σύμμεικτες πλάκες κι εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία στο φορέα, την οποία αρχικά προσδίδουν οι οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

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. Τα φορτία της σύμμεικτης πλάκας μεταφέρονται στις κύριες δοκούς με διαδοκίδες (δευτερεύουσες δοκοί) που στην παρούσα εργασία διετάχθησαν ανά 3,25 μέτρα (δηλαδή το μισό του ανοίγματος των 6,5 μέτρων στη διεύθυνση Υ), μήκους 8 μέτρων, όσο και το άνοιγμα του φανώματος κατά τη διεύθυνση Χ.

Επιλέχθηκε τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 ποιότητας S320, πάχους $t = 1,00$ mm, η διαμόρφωση και τα χαρακτηριστικά του οποίου φαίνονται στα ακόλουθα σχήματα και πίνακες :



Σχήμα 2.1 Διαμόρφωση σύμμεικτης πλάκας



Σχήμα 2.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδοφύλλου SYMDECK 73

Ακολουθούν δύο πίνακες που αφορούν τα γεωμετρικά κι αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδοφύλλου SYMDECK 73 για όλη την επιφάνεια (Πίνακας 2.5) κι ανά μέτρο πλάτους διατομής (Πίνακας 2.6) :

Πίνακας 2.5 Γεωμετρικά κι αδρανειακά χαρακτηριστικά SYMDECK 73

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m)	7,36	7,85	9,81	12,27
Επιφάνεια	A (cm ²)	9,57	10,15	12,72	15,98
Ροπή αδράνειας	L _y (cm ⁴)	82,51	88,00	110,42	138,32
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³)	20,68	22,11	27,74	34,67

Πίνακας 2.6 Γεωμετρικά κι αδρανειακά χαρακτηριστικά SYMDECK 73 ανά μέτρο πλάτους διατομής

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 αδράνειας	L _y (cm ⁴ /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³ /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

- Η στατική λειτουργία του χαλυβδοφύλλου ορίστηκε ως αμφιέριστη.
- Περαιτέρω ανάλυση της σύμμεικτης πλάκας πραγματοποιείται στο υποκεφάλαιο 4.2.

2.2 Φορτία (δράσεις) – Συνδυασμοί Φορτίσεων

2.2.1 Γενικά

Ο προσδιορισμός των δράσεων που δρουν σε μια κατασκευή γίνεται ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου. Βάσει των δράσεων ο μελετητής θα προχωρήσει στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που έχουν τη δυσμενέστερη επιρροή επί των μελών του. Οι διάφορες δράσεις λαμβάνουν τις αντίστοιχες αριθμητικές τιμές από τον κανονισμό (Στην Ελλάδα εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 1, συνεπικουρούμενος από το ελληνικό εθνικό προσάρτημα, λόγω των ιδιαίτερων συνθηκών της περιοχής, όπως χιόνι, άνεμος κλπ), έχουν προκύψει μετά από μακροχρόνιες μετρήσεις κι αντιστοιχούν σε μικρή κι εκ των προτέρων καθοριζόμενη πιθανότητα υπέρβασής τους (χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων). Διακρίνονται οι εξής κατηγορίες δράσεων (φορτίων), με βάση τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο :

- Μόνιμες δράσεις (G) : Ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός, (Μόνιμα φορτία) επιστρώσεις, κλπ
- Μεταβλητές δράσεις (Q) : Επιβαλλόμενα - κινητά φορτία ορόφων (Κινητά φορτία) [ομοιομόρφως κατανεμημένα ή συγκεντρωμένα κατακόρυφα φορτία που οφείλονται είτε σε κανονική χρήση από ανθρώπους, είτε σε έπιπλα, είτε σε μηχανήματα, είτε σε ασυνήθεις συγκεντρώσεις ανθρώπων, επίπλων και στοίβαγμα εμπορευμάτων. Για τον καθορισμό των επιβαλλομένων φορτίων, γίνεται κατηγοριοποίηση των επιφανειών, αναλόγως με τη χρήση του εκάστοτε κτηρίου (πίνακες 2.7 και 2.8)], πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού κλπ.
- Τυχηματικές δράσεις (A) : πυρκαγιά, πρόσκρουση οχήματος κλπ
- Σεισμικές δράσεις (E)

Πίνακας 2.7 Κατηγορίες χρήσης επιφανειών κτηρίων

Κατηγορία	Ειδική χρήση	Παράδειγμα
A	Επιφάνειες κατοικιών και παρομοίων δραστηριοτήτων	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και οικιών, υπνοδωμάτια και θάλαμοι νοσοκομείων, υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία ή οικοτροφεία, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Επιφάνειες γραφείων	
C	Επιφάνειες όπου μπορεί να συγκεντρωθούν άνθρωποι (εκτός των κατηγοριών A, B και D)	C1: Επιφάνειες με τραπέζια κλπ, π.χ. σχολεία, καφενεία, εστιατόρια, τραπεζαρίες, αναγνώστηρια, χώροι υποδοχής. C2: Επιφάνειες με σταθερά καθίσματα, π.χ. εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αίθουσες συνεδρίων ή διαλέξεων ή συνελεύσεων, αίθουσες αναμονής. C3: Επιφάνειες χωρίς εμπόδια για την κίνηση του κοινού, π.χ. μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, και επιφάνειες προσπέλασης σε δημόσια και κτίρια διοίκησης, ξενοδοχεία, νοσοκομεία, σταθμοί τρένων. C4: Επιφάνειες με πιθανές φυσικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού ή γυμναστικής, θεατρικές σκηνές. C5: Επιφάνειες επιδεκτικές σε συνωστισμό, π.χ. κτίρια δημοσίων θεαμάτων, αίθουσες μουσικής, γυμναστήρια, εξέδρες, τaráτσες και επιφάνειες προσπέλασης, πλατφόρμες τρένων.
D	Επιφάνειες εμπορικών συναλλαγών	D1: Επιφάνειες σε καταστήματα λιανικής πώλησης. D2: Πολυκαταστήματα,
E1	Επιφάνειες επιδεκτικές σε συγκέντρωση αγαθών, περιλαμβανομένων και των επιφανειών προσπέλασης.	Επιφάνειες αποθήκευσης, περιλαμβανομένων και των βιβλιοθηκών.
E2	Βιομηχανική χρήση	

Πίνακας 2.8 Χαρακτηριστικές τιμές q_k και Q_k επιβαλλομένων φορτίων σε δάπεδα, εξώστες και σκάλες, σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα του EN 1991

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία A και Κατηγορία B		
-Δάπεδα	2,0	2,0
-Σκάλες	3,5	2,0
-Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
-C1	3,0	3,0
-C2	5,0	4,0
-C3	5,0	4,0
-C4	5,0	4,0
-C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
-D1	5,0	4,0
-D2	5,0	4,0

Όσον αφορά τη διπλωματική εργασία, οι φορείς (κτήρια Α και Β) αφορούν χρήση γραφείων, οπότε είναι επιφάνειες κατηγορίας Β και οι επιβαλλόμενες δράσεις επελέχθησαν $q_k = 2 \text{ KN/m}^2$.

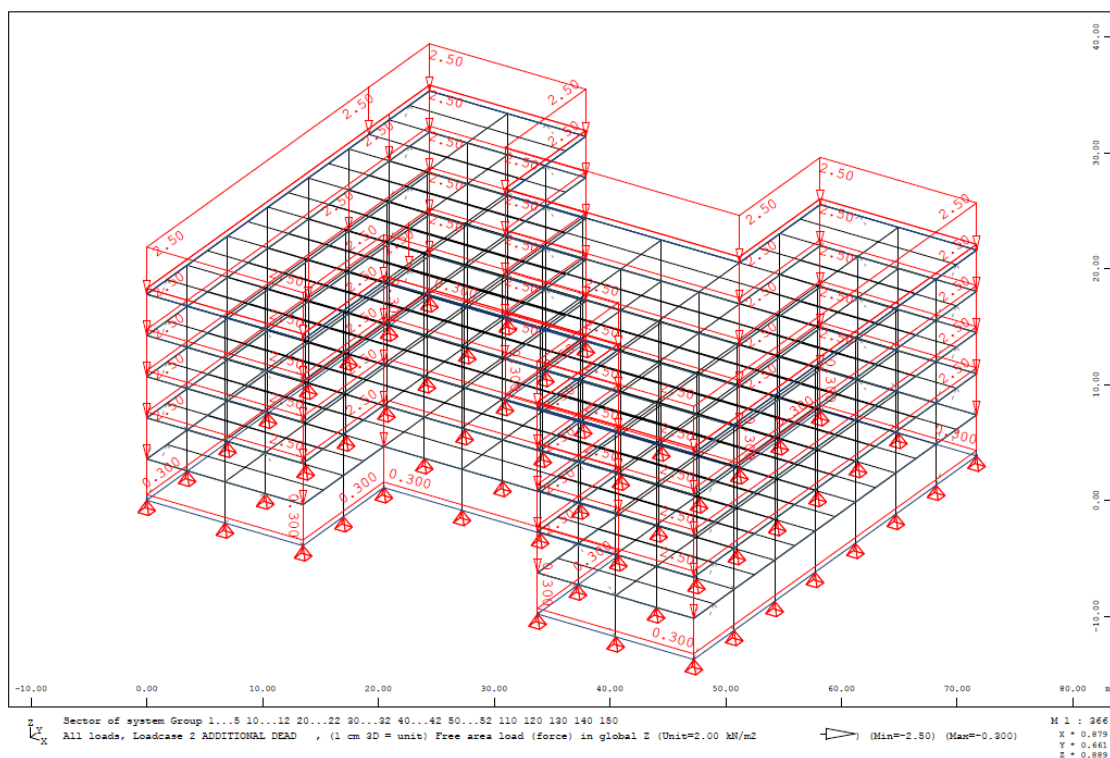
Στα επόμενα υποκεφάλαια περιγράφονται αναλυτικά οι δράσεις που καταπονούν το φορέα (κτήρια Α και Β) και δίνονται τα αντίστοιχα διαγράμματα φόρτισης.

2.2.2 Μόνιμες δράσεις (G)

Είναι αυτές που λαμβάνονται πάντα υπόψιν κι αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς, κατά την οποία η μεταβολή του μεγέθους τους στο χρόνο είναι μικρή ή ακόμη κι αμελητέα. Όπως προαναφέρθηκε περιλαμβάνονται κατά κύριο λόγο τα ίδια βάρη του φορέα, που αφορούν φέροντα στοιχεία, τοίχους πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις κι επενδύσεις, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα κλπ.

Όσον αφορά τα κτήρια Α και Β της παρούσας διπλωματικής :

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος : $g_c = 25 \text{ KN/m}^3$
- Ίδιο βάρος χάλυβα : $g_s = 78,5 \text{ KN/m}^3$
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός κλπ) = $2,5 \text{ KN/m}^2$



Σχήμα 2.3 Διάγραμμα φόρτισης φορέα με τα πρόσθετα μόνιμα φορτία (additional load - loadcase 2)

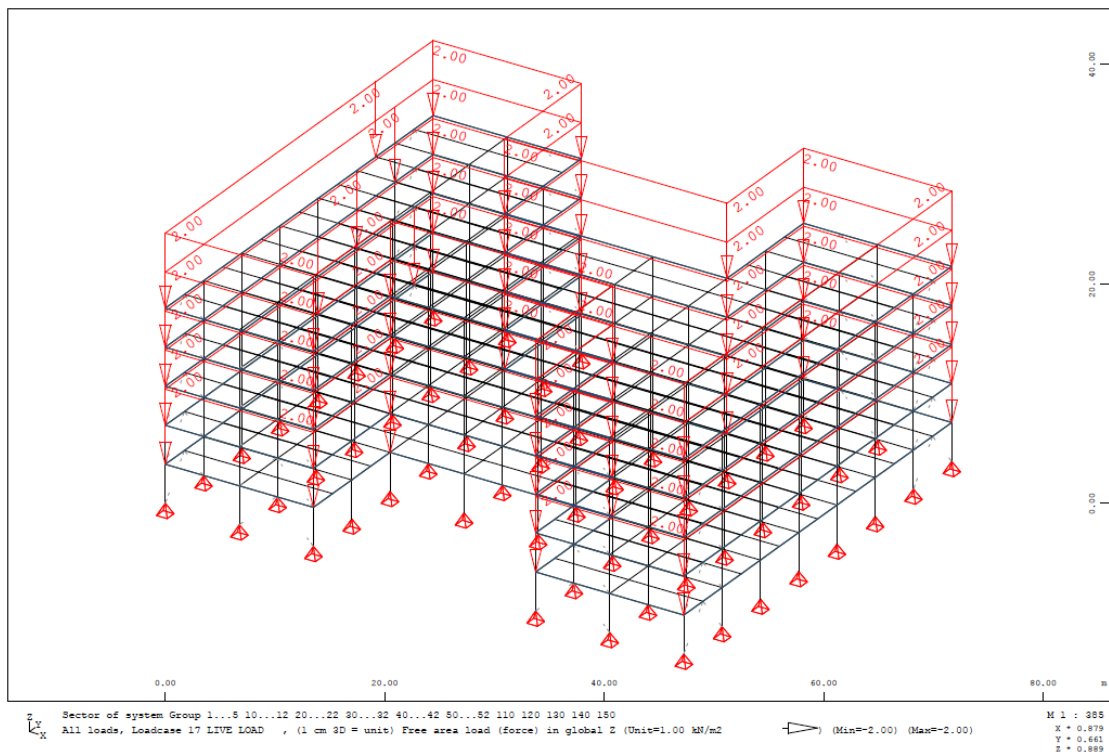
2.2.3 Μεταβλητές δράσεις (Q)

Όπως περιγράφηκε στην παράγραφο 2.2.1, στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται φορτία που προκύπτουν από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Λόγω της φύσεως αυτών των φορτίων, δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους, γι' αυτό υπόκεινται σε στατιστικό προσδιορισμό και οι τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς.

Στις μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν η πλέον δυσμενής επιρροή τους επί του φορέα. Συνεπώς, η κατανομή τους στα μέλη του φορέα πραγματοποιείται με το δυσμενέστερο τρόπο και συνδυασμό, για να ληφθούν υπόψιν όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις).

Από τους πίνακες 2.7 και 2.8 και με βάση τη χρήση του φορέα, επιλέχθηκαν για τη μελέτη ομοιομόρφως κατανεμημένα φορτία :

- $q_{\text{κορόφων}} = 2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$
- $q_{\text{κστέγης}} = 2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$



Σχήμα 2.4 Διάγραμμα φόρτισης φορέα με τα κινητά φορτία (live load - loadcase 17)

2.2.4 Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού θεωρείται ως στατικό φορτίο και κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές (καθορισμένες) δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού στις στέγες (οριζόντιες ή κεκλιμένες) και αποτελεί ιδιαίτερα σημαντικό φορτίο για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Ο υπολογισμός του γίνεται με βάση τον Ευρωκώδικα 1. Το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί στη στέγη κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει η έκθεση της οροφής στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας και η πιθανότητα συγκέντρωσής του λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης.

Συνήθως, το χιόνι θεωρείται ως ομοιομόρφως κατανεμημένο. Σε ειδικές περιπτώσεις όπου οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνήθων στατιστικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού, μπορούν να θεωρηθούν ως ακραίες τυχηματικές δράσεις.

Το φορτίο χιονιού σε μία στέγη θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης και προσδιορίζεται από τις σχέσεις 2.1 και 2.2 κατά περίπτωση :

$$A) \text{ Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές : } s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.1)$$

$$B) \text{ Για τυχηματικές καταστάσεις : } s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad} \quad (2.2)$$

όπου :

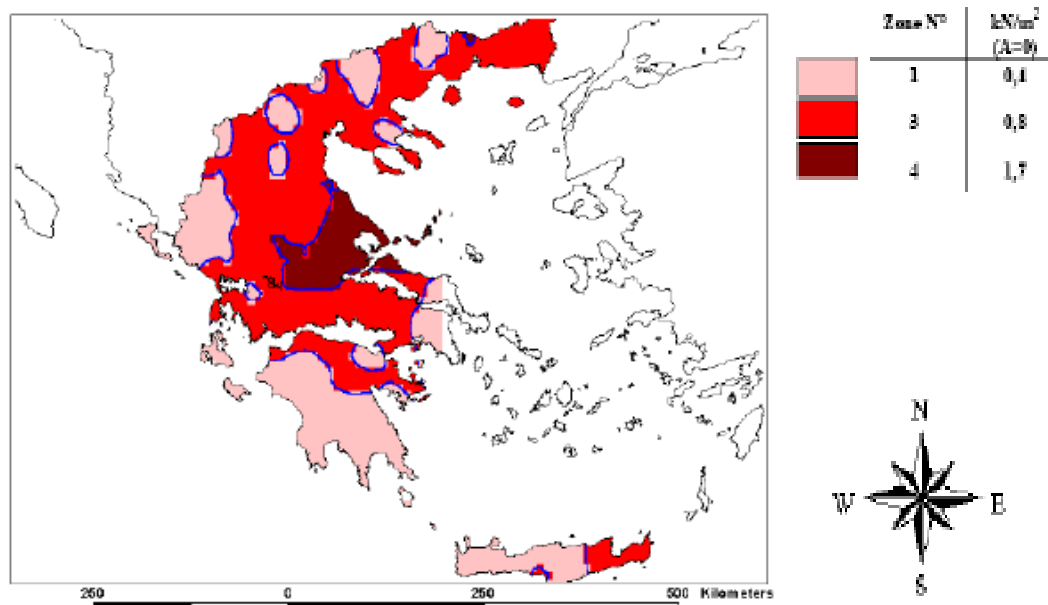
- μ_i : συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού, υπολογιζόμενος κατά περίπτωση
(Για την περίπτωση των κτηρίων A και B της εργασίας, όπου η στέγη είναι μονοκλινής, κλίσεως $\alpha = 0^\circ$, είναι $\mu_1 = 0,8$)
- C_e : συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι :
 - Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0,8$
 - Για κατασκευές προστατευμένες (από κτήρια ή δέντρα) $C_e = 1,2$
- C_t : θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να $C_t < 1$, προκειμένου να ληφθεί υπόψιν η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης
- s_k : χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους
- $s_{Ad} = C_{esl} \cdot s_k$: τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους για την τυχηματική κατάσταση
($C_{esl} = 2,0$: συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού)

$$\text{Ισχύει : } s_k = s_{k,0} \cdot \left\{ 1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right\} \text{ σε } KN/m^2 \quad (2.3)$$

Για την τιμή “ s_k ” και για περίοδο επαναφοράς 50 ετών, ορίζονται από το ελληνικό εθνικό προσάρτημα τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές “ $s_{k,0}$ ” των φορτίων χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας ($A=0$, όπου A : Υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε μέτρα/m και το οποίο μετριέται με ακρίβεια 100m. Το εκάστοτε υψόμετρο στρογγυλεύεται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα) :

- Ζώνη I : $s_{k,0} = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Ζώνη II : $s_{k,0} = 0,8 \text{ KN/m}^2$
- Ζώνη III : $s_{k,0} = 1,7 \text{ KN/m}^2$

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη κι αξιολόγηση.



Σχήμα 2.5 Χάρτης με τις τρεις ζώνες χιονιού στον ελληνικό χώρο

Ο φορέας αφορά την περιοχή του Αγρινίου, η οποία έχει σχεδόν μηδενική χιονόπτωση, λόγω της αυξημένης υγρασίας, ωστόσο ελήφθη υπόψιν στους υπολογισμούς. Το υψόμετρο ανήκει στην κατηγορία των $A=100\text{m}$ και βρίσκεται στη ζώνη χιονιού II, άρα $s_{k,0}=0,8 \text{ KN/m}^2$. Τελικά, το φορτίο χιονιού υπολογίστηκε από τη σχέση 2.1 για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές :

Λαμβάνονται : $\mu_1 = 0,8$
 $C_e = 1,2$
 $C_t = 1,0$

Από τη σχέση (2.3) υπολογίστηκε :

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left\{ 1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right\} = 0,8 \cdot \left\{ 1 + \left(\frac{100}{917} \right)^2 \right\} = 0,8 \cdot 1,011892 = \\ = 0,8095137 \approx 0,81 \text{ KN/m}^2$$

Τελικά το φορτίο χιονιού είναι ίσο με : $s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,81 = \\ = 0,7771 \text{ KN/m}^2$

Ωστόσο, επιλέχθηκε κινητό φορτίο στέγης $q_k = 2 \text{ KN/m}^2 > s$
Δηλαδή ήταν αρκετός ο έλεγχος του φορέα μόνο με το κινητό φορτίο (σε συνδυασμό με τη σχεδόν μηδενική χιονόπτωση στην εν λόγω περιοχή του Αγρινίου).

2.2.5 Δράσεις ανέμου (Ανεμοπίεση)

Οι δράσεις του ανέμου (Ευρωπαϊκό πρότυπο EN1991-1-4) κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν η ταυτόχρονη επιρροή κι άλλων δράσεων επί της κατασκευής (π.χ. χιόνι, κυκλοφορία, πάγος), που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης κι αλλαγές του σχήματος κατά τη φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική κι εσωτερική πίεση στις αντίστοιχες επιφάνειες μιας κατασκευής ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

Οι δράσεις λόγω ανέμου παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στις κατασκευές από χάλυβα κι αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους (μονώροφα, πολυώροφα κλπ). Παράγοντες όπως η τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής και το είδος του περιβάλλοντος χώρου μεταβάλλουν το μέγεθος αυτών των δράσεων. Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες.

Ο προσδιορισμός των δράσεων ανέμου γίνεται κατά κύριο λόγο μέσω της ταχύτητας του ανέμου. Η μέγιστη ταχύτητα (ριπή ανέμου) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής αποτελεί τη βάση σχεδιασμού. Οι σημαντικότεροι παράγοντες που επηρεάζουν την ταχύτητα του ανέμου και την ασκούμενη πίεση είναι οι εξής :

- Η γεωγραφική και η φυσική θέση (λαμβάνονται υπόψιν με το συντελεστή τραχύτητας εδάφους $c_r(z)$)
- Η τοπογραφία (λαμβάνεται υπόψιν με το συντελεστή τοπογραφίας $c_o(z)$)
Όπου : Z είναι το ύψος πάνω από το έδαφος
- Οι διαστάσεις των κτηρίων (με το ύψος αυτών να αποτελεί τον κυριότερο παράγοντα)

- Η μέση ταχύτητα ανέμου ($v_m(z)$)
- Το σχήμα της κατασκευής (ανάπτυξη θετικών κι αρνητικών πιέσεων στις διάφορες όψεις του κτηρίου, δηλαδή πιέσεις και υποπιέσεις)
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου

Μέσω πινακοποιημένων διαδικασιών επιτρέπεται να ληφθούν υπόψιν οι παραπάνω παράμετροι, κατά πρώτο λόγο στον υπολογισμό της ταχύτητας σχεδιασμού του ανέμου (και των πιέσεων αυτού στις εξωτερικές κι εσωτερικές επιφάνειες του κτηρίου) και κατά δεύτερο λόγο στη μετατροπή της ταχύτητας του ανέμου σε ένα σύστημα δυνάμεων επί της κατασκευής.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία υπολογίστηκαν οι πιέσεις που ασκούνται κάθετα στις εξωτερικές κι εσωτερικές επιφάνειες (κατακόρυφους τοίχους/όψεις του κτηρίου κατά τις δύο διευθύνσεις X και Y και στην οριζόντια στέγη) του φορέα (περιπτώσεις κτηρίων A και B) και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της και προκύπτουν από τις σχέσεις 2.4α και 2.4β, αντίστοιχα :

- $W_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$ (2.4α)

- $W_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$ (2.4β)

Όπου : $q_p(z_e), q_p(z_i)$: πίεση ταχύτητας αιχμής (Σχέση 2.5)

z_e, z_i : Ύψος αναφοράς (πάνω από το έδαφος) για την εξωτερική κι εσωτερική πίεση, αντίστοιχα

c_{pe}, c_{pi} : Συντελεστές εξωτερικής κι εσωτερικής πίεσης, αντίστοιχα

Υπολογίζονται αναλυτικά οι επιμέρους βασικές παράμετροι :

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)]^{\frac{1}{2}} \cdot \rho \cdot [v_m(z)]^2 = c_e(z) \cdot q_b \quad (2.5)$$

όπου :

ρ : Η πυκνότητα του αέρα, εξαρτώμενη από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας (προτεινόμενη τιμή $\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$)

$I_v(z)$: Η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z . Δίνεται από τις σχέσεις (2.9α και 2.9β)

$V_m(z)$: η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος κι εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση . Δίνεται από τη σχέση (2.10).

$c_e(z)$: ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος δίνεται από τη σχέση (2.6)

$$c_e(z) = (q_p(z) / q_b) \quad (2.6)$$

Όπου : q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * (v_b)^2 \quad (2.7)$$

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

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (2.8)$$

όπου :

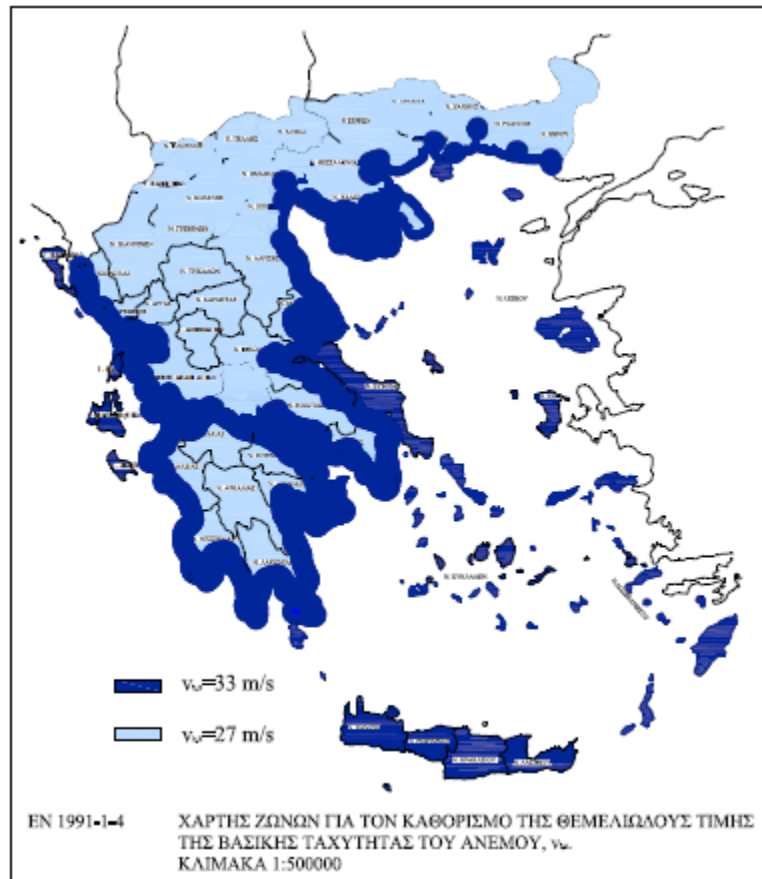
c_{dir} : ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1,0)

c_{season} : ο συντελεστής εποχής (προτεινόμενη τιμή 1,0)

$v_{b,0}$: η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, ίση με τη χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή χωρίς βλάστηση (όπως γρασίδι) και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II). Η θεμελιώδης τιμή της $v_{b,0}$ σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ορίζεται στα :

- 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 Km από την ακτή
- 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα

όπως φαίνεται και στο χάρτη που ακολουθεί :



Σχήμα 2.6 Χάρτης ζωνών για τον καθορισμό της $v_{b,0}$

Άρα στο φορέα της διπλωματικής λαμβάνεται $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$, διότι η περιοχή του Αγρινίου απέχει περισσότερα από 10 Km από την ακτή.

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

$$I_v(z) = (k_1) / \{ c_0(z) * \ln(z/z_0) \} \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m} \quad (2.9\alpha)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για } z < z_{\min} \quad (2.9\beta)$$

Όπου k_1 : ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

Η μέση ταχύτητα του ανέμου δίνεται από τη σχέση :

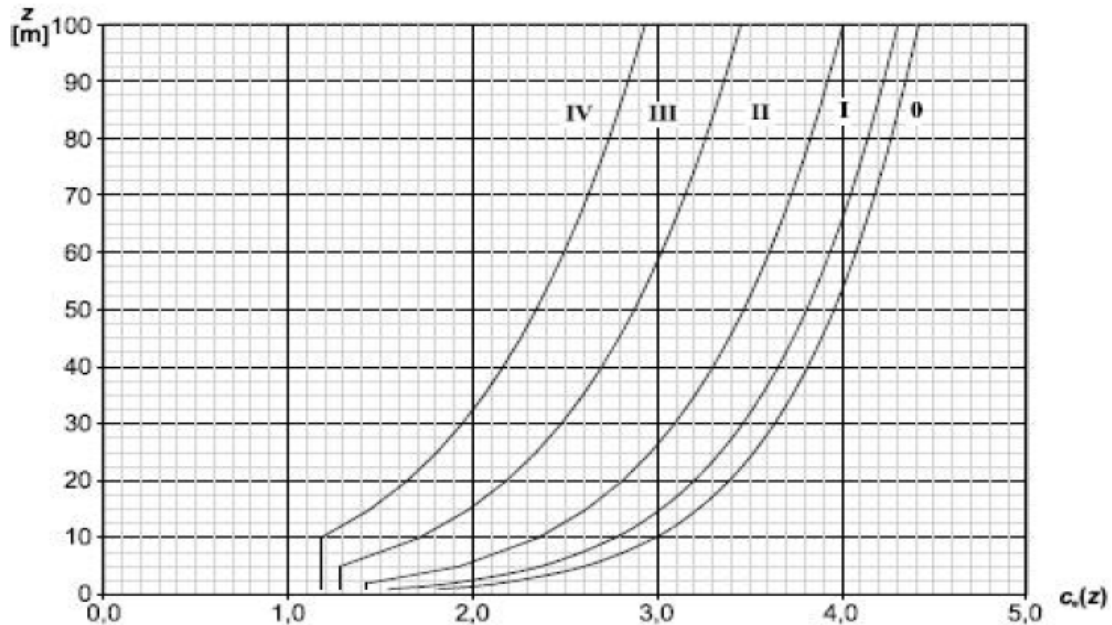
$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b \quad (2.10)$$

όπου :

$c_r(z)$: ο συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$: ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1,0 για επίπεδο έδαφος)

Για επίπεδο έδαφος ($c_0(z) = 1,0$) ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ δίνεται από το διάγραμμα του σχήματος 2.7 που ακολουθεί, ως συνάρτηση του ύψους z πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους :



Σχήμα 2.7 Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για $c_0(z) = 1,0$ και $k_1 = 1,0$

Η τελική πίεση επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψιν τη φορά των πιέσεων αυτών (θετικές οι πιέσεις που κατευθύνονται προς την επιφάνεια, αρνητική η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια).

Για τον υπολογισμό της μέσης ταχύτητας ανέμου $v_m(z)$ και συνεπώς και της πίεσης του ανέμου, απαιτείται αρχικά ο υπολογισμός των συντελεστών τραχύτητας $c_r(z)$ και τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_0(z)$.

- Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ λαμβάνει υπόψιν τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής, λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής, στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου. Υπολογίζεται συναρτήσει του ύψους z από τις ακόλουθες λογαριθμικές σχέσεις 2.11α και 2.11β :

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m} \quad (2.11\alpha)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) = k_r \cdot \ln(z_{\min}/z_0) \quad \text{για} \quad z \leq z_{\min} \quad (2.11\beta)$$

όπου :

$$k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} \quad (\text{Συντελεστής εδάφους}) \quad (2.12)$$

Στις σχέσεις 2.11α, 2.11β και 2.12 :

z_0 : Μήκος τραχύτητας (σε μέτρα m), από τον Πίνακα 2.9

$z_{0,II} = 0,05\text{m}$ (κατηγορία εδάφους II, από τον πίνακα 2.9)

z_{\min} : το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον πίνακα 2.9

z_{\max} : λαμβάνεται ίσο με 200m

Οι σχέσεις 2.11β και 2.11β ισχύουν όταν το έδαφος στη διεύθυνση του ανέμου έχει ομοιόμορφη τραχύτητα σε αρκετά μεγάλο μήκος, ώστε να μπορεί να θεωρείται σταθερή η κατηγορία εδάφους.

Πίνακας 2.9 Κατηγορίες εδάφους κι αντίστοιχες παράμετροι εδάφους

	Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{\min} (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
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
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση μεταξύ τους κατά μέγιστο 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m	1,0	10

<p>Κατηγορία εδάφους 0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασιδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση μεταξύ τους κατά μέγιστο 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους IV Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m</p>	

Σχήμα 2.8 Απεικονίσεις της τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους

Με βάση τα δεδομένα της περιοχής τοποθέτησης του φορέα της παρούσας διπλωματικής, η κατηγορία εδάφους στην οποία εντάχθηκε είναι η II με $z_0 = 0,05m$ και $z_{min} = 2m$. Το ύψος αναφοράς z_e του φορέα και κατά τις δύο διευθύνσεις X, Y είναι $z_e = h = 20m$, διότι έχουμε ολικό ύψος φορέα $h=20m$ και πλάτος κατά X, $b_x = 56m > h$ και κατά Y, $b_y=45,5m > h$ (Αναλυτικότερα ακολουθώς).

Άρα $z > z_{min} = 2m$. Οπότε χρησιμοποιήθηκε η σχέση 2.11α .

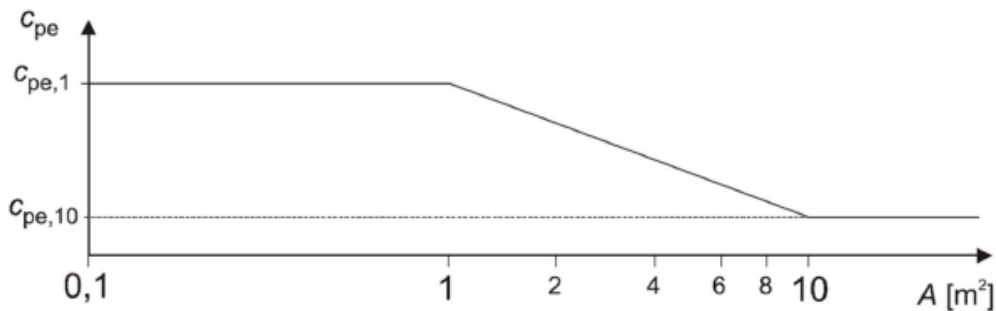
Οι πιέσεις (εξωτερική κι εσωτερική) στις επιφάνειες του φορέα υπολογίστηκαν από τις σχέσεις 2.4α και 2.4β :

- $W_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$
- $W_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$

Απαιτήθηκε ο υπολογισμός των συντελεστών εξωτερικής κι εσωτερικής πίεσης c_{pe}, c_{pi} :

- Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζομένης επιφάνειας A και δίνονται στους πίνακες που ακολουθούν για δύο χαρακτηριστικές τιμές της A , η μία ως τοπικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης $c_{pe,1}$ για 1 m^2 και η άλλη ως καθολικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ για 10 m^2 .
- Ως φορτιζόμενη επιφάνεια θεωρείται αυτή η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Στο σχήμα 2.9 φαίνεται η μεταβολή του c_{pe} συναρτήσει της A :



Σχήμα 2.9 Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε κτήρια, συναρτήσει της φορτιζομένης επιφάνειας

- Για $A \leq 1 \text{ m}^2$ είναι $c_{pe} = c_{pe,1}$
- Για $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$ είναι $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log_{10} A$
- Για $A \geq 10 \text{ m}^2$ είναι $c_{pe} = c_{pe,10}$

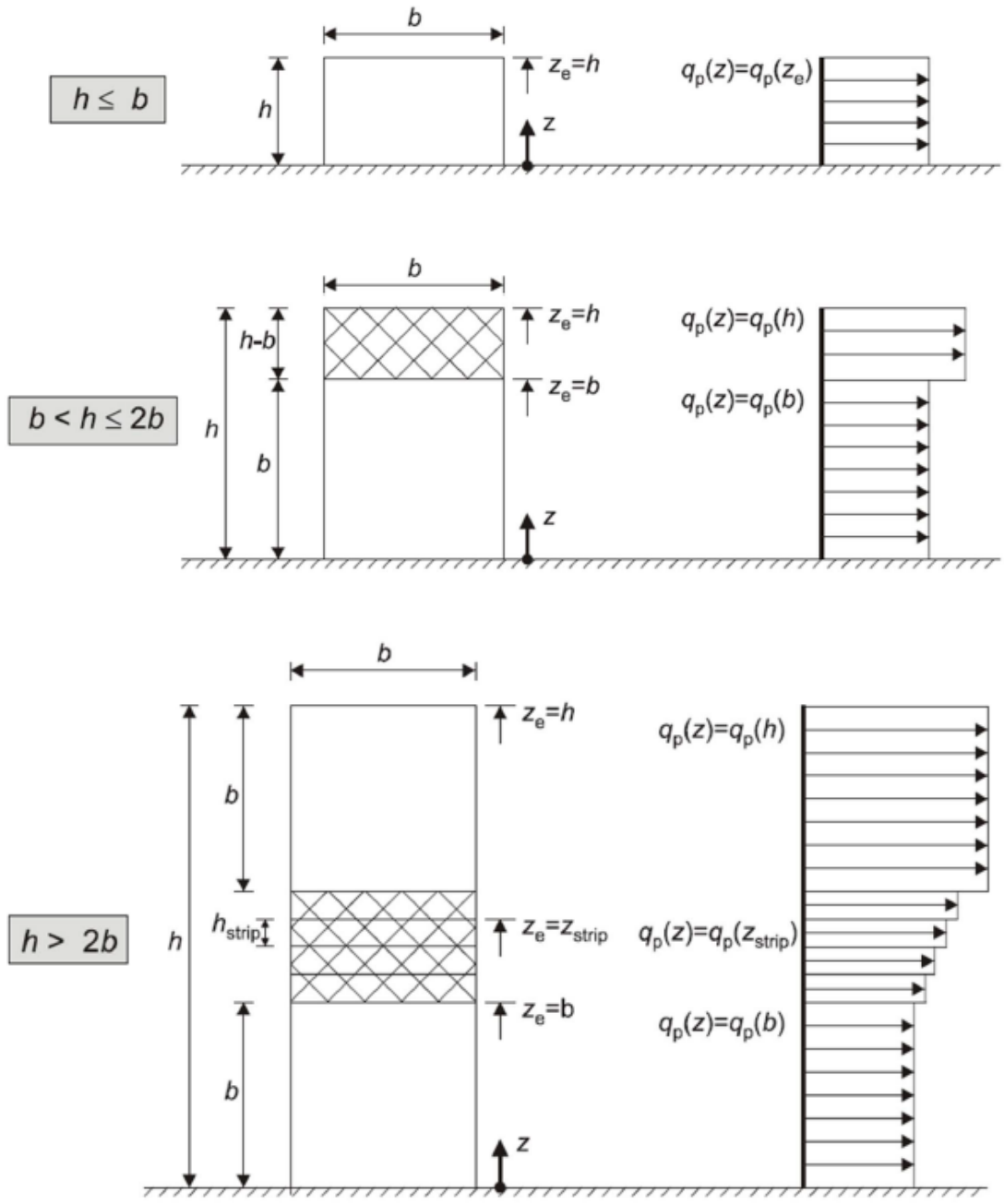
Αναλόγως των διαστάσεων του φορέα κατά τις διευθύνσεις X και Y (και τη συσχέτιση μεταξύ του ύψους h και πλάτους b του φορέα) και τη διεύθυνση στην οποία ο άνεμος ασκεί πίεση πάνω στις κατακόρυφες επιφάνειες του φορέα, προσδιορίζεται και το αντίστοιχο ύψος αναφοράς z_e της κατασκευής (για τους προσήνεμους τοίχους).

Στην περίπτωση του φορέα της διπλωματικής εργασίας και για τις δύο διευθύνσεις ανάλυσης αυτού, X ($\theta=0^\circ$) μήκους 56 m και Y ($\theta=90^\circ$) μήκους

45,5m το ύψος αναφοράς ισούται και στις δύο περιπτώσεις με $z_e = h_{φορέα} = 20$ m, διότι όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.10 ισχύει ότι $h \leq b$ όπου b είναι το πλάτος ή η εγκάρσια διάσταση του φορέα ως προς την οποία καταπονεί την κατασκευή ο άνεμος.

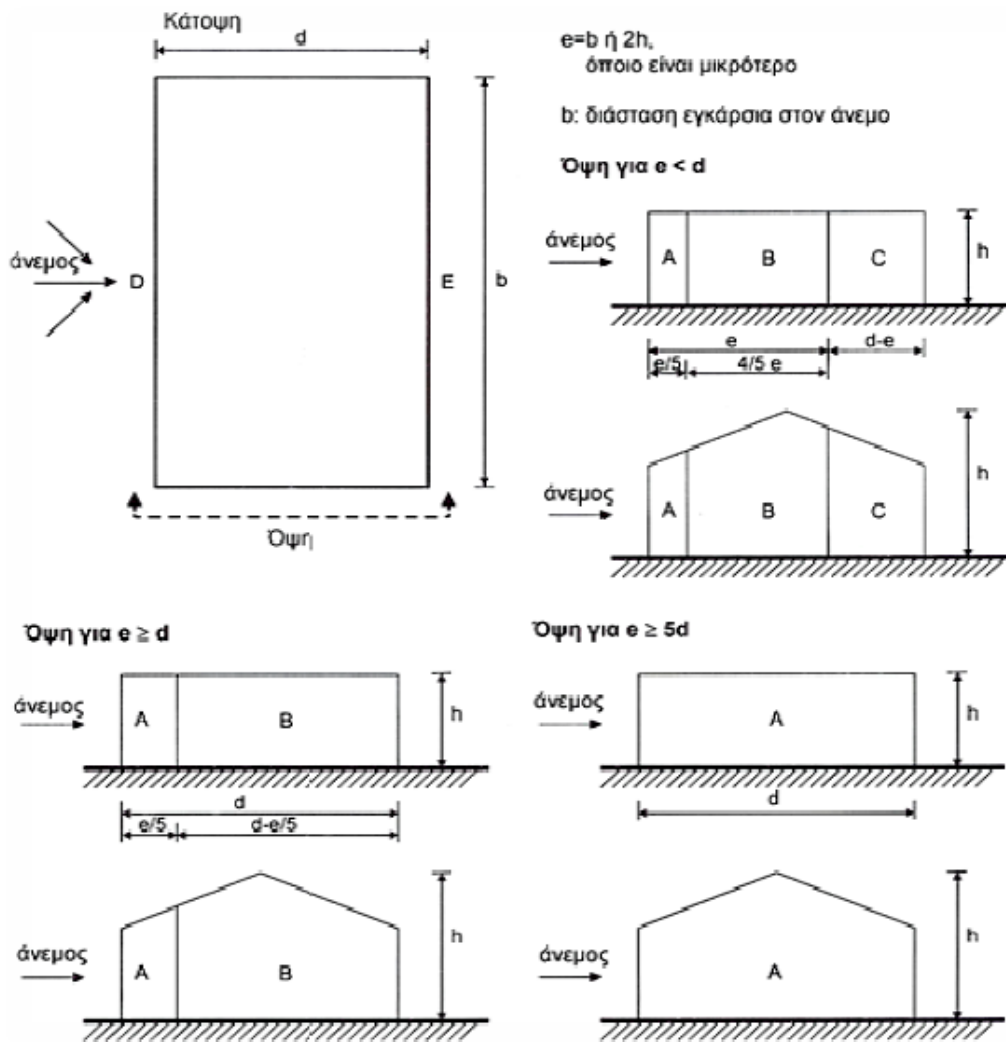
- Για $h \leq b$ λαμβάνεται ως ένα τμήμα με $z_e = h$
- Για $b \leq h \leq 2b$ το κτήριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από δύο τμήματα με ύψος $z_e = b$ για το χαμηλότερο και $z_e = h$ για το υπερκείμενο
- Για $h \geq b$ το κτήριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα, Εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος $z_e = b$, το υψηλότερο έχει ύψος $z_e = h$, ενώ το μεταξύ αυτών διάστημα υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήματος ίσο με b.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Για τον υπήνεμο και τους παράπλευρους τοίχους, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο προς το ύψος του κτηρίου ($z_e = h$)



Σχήμα 2.10 Ύψος αναφοράς z_e συναρτήσεσι των h και b και η αντίστοιχη κατανομή πιέσεων

Το κτήριο χωρίζεται σε ζώνες, κατά τον τρόπο που παρουσιάζεται στο επόμενο σχήμα 2.11 .



Σχήμα 2.11 Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Οι αντίστοιχοι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $C_{pe,1}$ και $C_{pe,10}$ για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτηρίων (θεωρώντας απλοποιητικά το φορέα της παρούσας διπλωματικής εργασίας ως ορθογωνικό, μιας και δε δίνεται από τον Ευρωκώδικα 1 αντίστοιχος, της μορφής του φορέα, πίνακας με C_{pe}), δίνονται στον πίνακα 2.10, με βάση τους συμβολισμούς του σχήματος 2.11.

Πίνακας 2.10 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτηρίων

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

Σε περιπτώσεις κτηρίων όπου η δύναμη του ανέμου προσδιορίζεται με εφαρμογή των συντελεστών πίεσης c_{pe} στην προσήνεμη και υπήνεμη πλευρά (ζώνες D και E) του κτηρίου ταυτόχρονα, η έλλειψη συσχέτισης των πιέσεων του ανέμου μεταξύ της προσήνεμης και υπήνεμης πλευράς μπορεί να λαμβάνεται υπόψιν :

- Για κτήρια με $h/d \geq 5$ η προκύπτουσα δύναμη πολλαπλασιάζεται με 1
- Για κτήρια με $h/d < 1$ η προκύπτουσα δύναμη πολλαπλασιάζεται με 0,85
- Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα εφαρμόζεται η γραμμική παρεμβολή

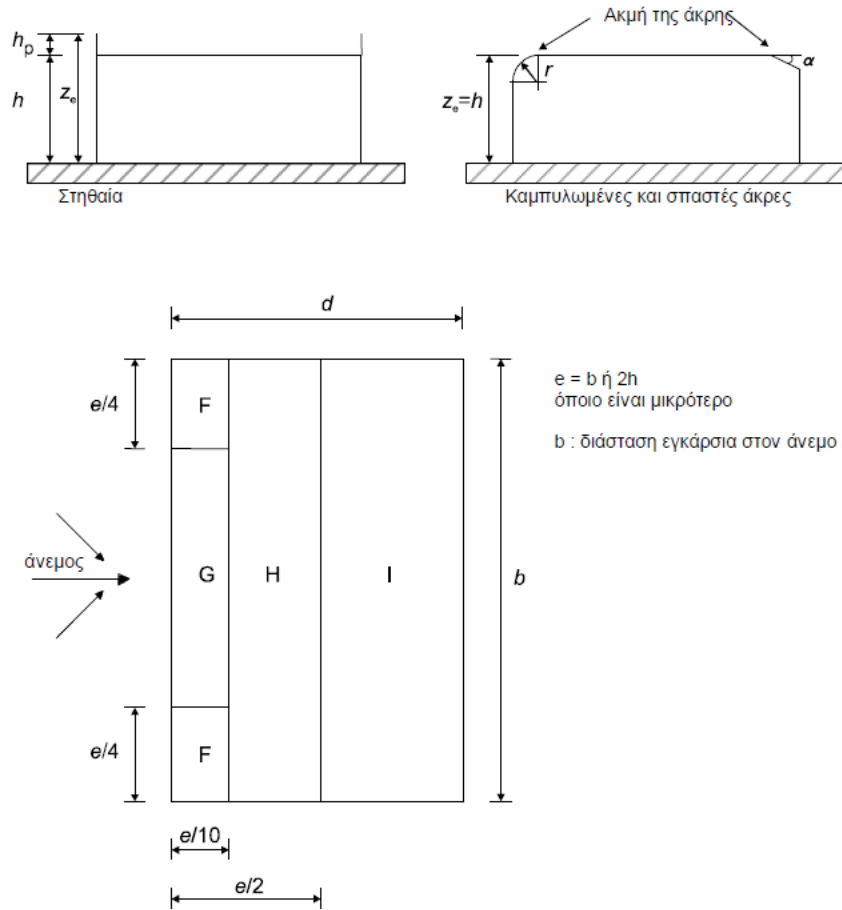
Ο φορέας της παρούσας διπλωματικής έχει οριζόντια στέγη με αιχμηρά άκρα.

Οριζόντιες θεωρούνται οι στέγες με κλίση έως $\pm 5\%$ ως προς το οριζόντιο επίπεδο. Οι ζώνες στις οποίες υποδιαιρείται η στέγη φαίνονται στο σχήμα 2.12. Οι αντίστοιχοι, αυτής της περίπτωσης, συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται στον πίνακα 2.11, σύμφωνα με το συμβολισμό που παρουσιάζεται στο σχήμα 2.12.

Για στέγες μεγάλης επιφάνειας, θα πρέπει να ληφθούν υπόψιν και οι αναπτυσσόμενες τριβές.

Το ύψος αναφοράς z_e για οριζόντιες στέγες με αιχμηρές (όπως της παρούσας διπλωματικής), καμπυλωμένες ή κεκλιμένες άκρες, λαμβάνεται ίσο με h του φορέα.

Το ύψος αναφοράς z_e για οριζόντιες στέγες με σθηθαία λαμβάνεται ίσο με $h+h_p$.



Σχήμα 2.12 Συμβολισμοί για οριζόντιες στέγες

Πίνακας 2.11 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

Τύπος στέγης		Ζώνη							
		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	-0,2
Με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Καμπυλωμένα άκρα	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
Σπαστά άκρα	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2

ΣΗΜΕΙΩΣΗ :

- 1) Σε στέγες με στηθαία ή καμπύλα άκρα, μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές των λόγων h_p/h και r/h .
- 2) Σε στέγες με κεκλιμένα άκρα, μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των 30° , 45° και 60° . Για $\alpha > 60^\circ$ γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για $\alpha = 60^\circ$ και των τιμών για αιχμηρά άκρα.
- 3) Στη ζώνη I της στέγης, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν και οι δύο τιμές των συντελεστών (θετική κι αρνητική).
- 4) Όσον αφορά την πίεση που ασκείται στο ίδιο το κεκλιμένο, οι συντελεστές δίνονται στον πίνακα 6.4 (του ευρωκώδικα 1)/ Δεν αφορά την παρούσα διπλωματική, για διεύθυνση ανέμου 0° και ζώνες F και G, ανάλογα με την κλίση α του άκρου αυτού.
- 5) Για το ίδιο καμπύλο άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών που αντιστοιχούν στον τοίχο και τη στέγη.

▪ Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Ο εν λόγω συντελεστής προσδιορίζεται με σκοπό τον υπολογισμό των δυνάμεων, οι οποίες ενεργούν σε μία κατασκευή και προέρχονται από ανεμοπίεση. Απαρτίζεται από δύο επιμέρους συντελεστές, έναν που αφορά το μέγεθος c_s , ο οποίος λαμβάνει υπόψιν του τη μειωτική επίδραση στη δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφανείας και το δυναμικό συντελεστή c_d , ο οποίος λαμβάνει υπόψιν του την αυξημένη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού.

Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής (κατασκευή από χάλυβα ή σκυρόδεμα), από το ύψος και το πλάτος της. Μπορεί να εκτιμηθεί είτε από διαγράμματα είτε με λεπτομερή διαδικασία, όταν είναι μεγαλύτερος από 1,10.

Ισχύουν, τα εξής :

Για κτήρια με ύψος μικρότερο από 15m, η τιμή του συντελεστή μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.

Για κτήρια με σκελετό και τοίχους, τα οποία έχουν ύψος μικρότερο από 100m και των οποίων το ύψος είναι μικρότερο από το τετραπλάσιο της διάστασης κατά τη διεύθυνση του ανέμου, η τιμή του συντελεστή μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.

Βάσει των παραπάνω παρατηρήσεων και με δεδομένο το ύψος του φορέα στην παρούσα εργασία ($h=20m$), επιλέχθηκε ως μια καλή προσέγγιση τιμή $c_s c_d = 1$.

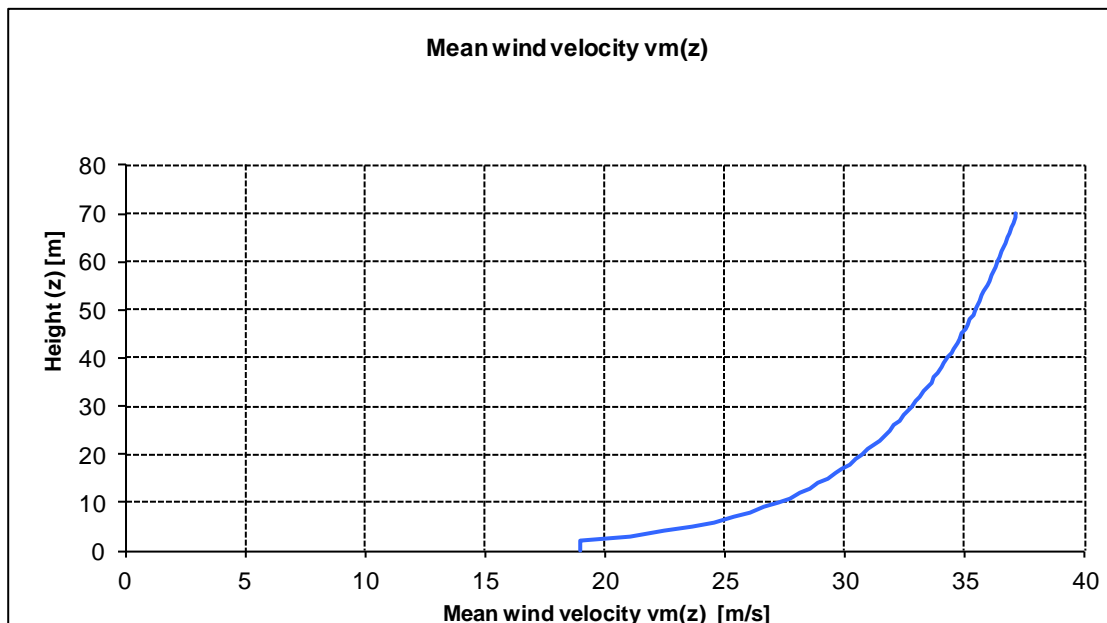
Τα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό της πίεσης του ανέμου επί των κατακορύφων τοίχων και της στέγης παρατίθενται ακολούθως σε πινακοποιημένη μορφή :

Πίνακας 2.12 Δεδομένα για τον υπολογισμό της πίεσης του ανέμου

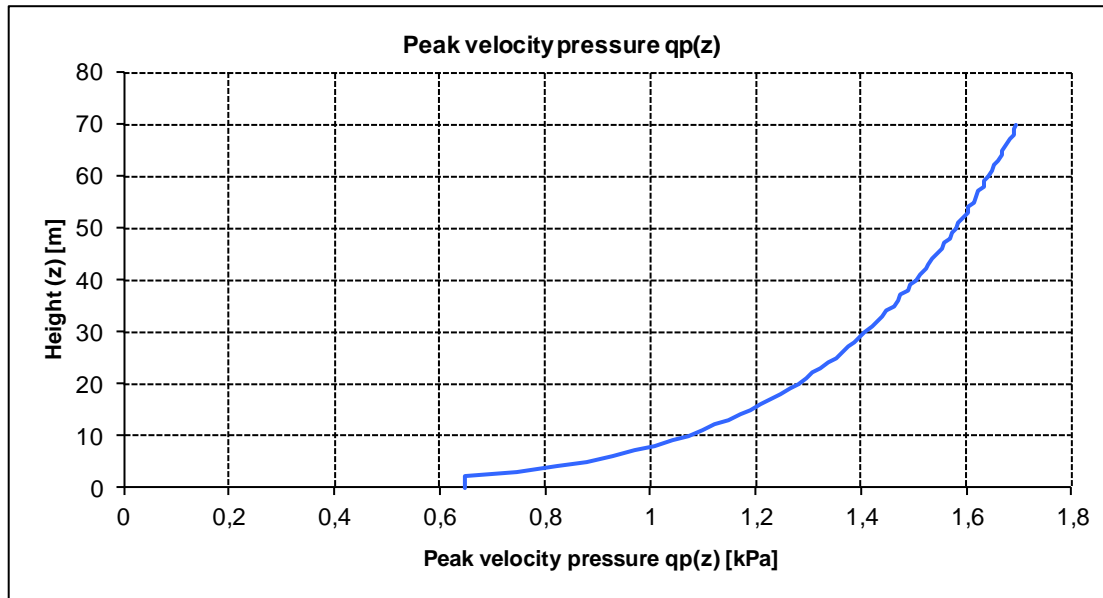
Calculation of wind pressures according to EN 1991-1-4:2005				
1. Wind data				
Term	Symbol	Value	Unit	Source
Basic wind speed,	$v_b =$	27,00	m/s	
Terrain Category		ii		EN 1991-1-4:2005 Table 4.1
Roughness length	$z_0 =$	0,05	m	EN 1991-1-4:2005 Table 4.1
Minimum length	$z_{min} =$	2,00	m	EN 1991-1-4:2005 Table 4.1
	$z_{0,II} =$	0,05	m	EN 1991-1-4:2005
	$z_{max} =$	200,00	m	EN 1991-1-4:2005
Air density	$\rho =$	1,25	kg/m ³	EN 1991-1-4:2005 Section 4.5
Terrain factor	$k_r =$	0,190		EN 1991-1-4:2005 Equation 4.5
Turbulence factor	$k_1 =$	1,00		
Orography coefficient	$c_0(z) =$	1,00		EN 1991-1-4:2005 Section 4.3.1

Τα αντίστοιχα γραφήματα που αφορούν στοιχεία του ανέμου, όπως τη μέση ταχύτητά του $V_m(z)$ ως προς το ύψος του φορέα και την πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$, δίνονται στα σχήματα 2.13 και 2.14 :

2. Plots of wind profiles

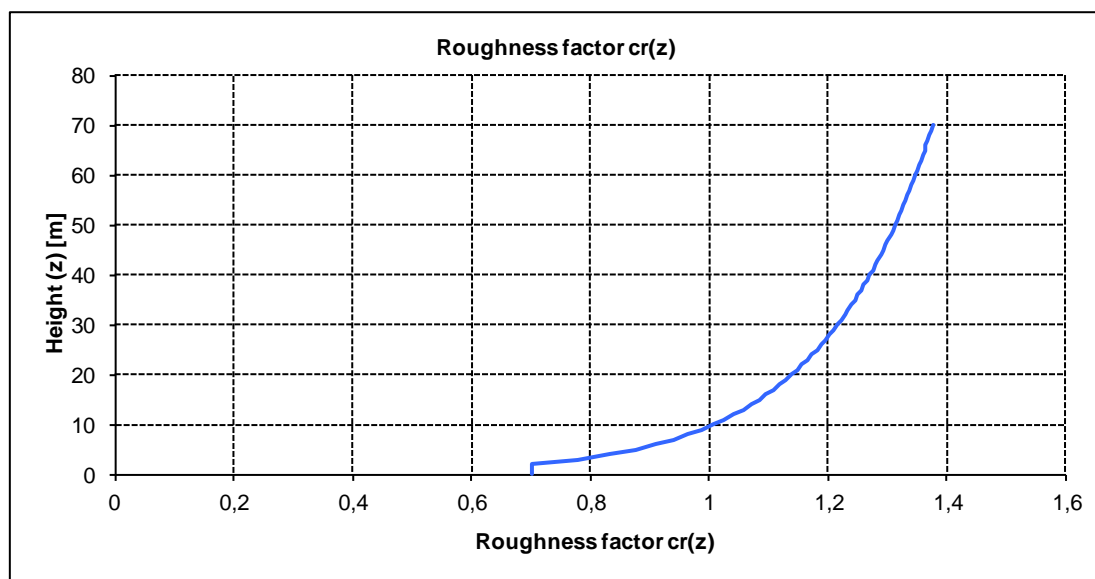


Σχήμα 2.13 Διάγραμμα μέσης ταχύτητας ανέμου $V_m(z)$ ως προς το ύψος z του φορέα

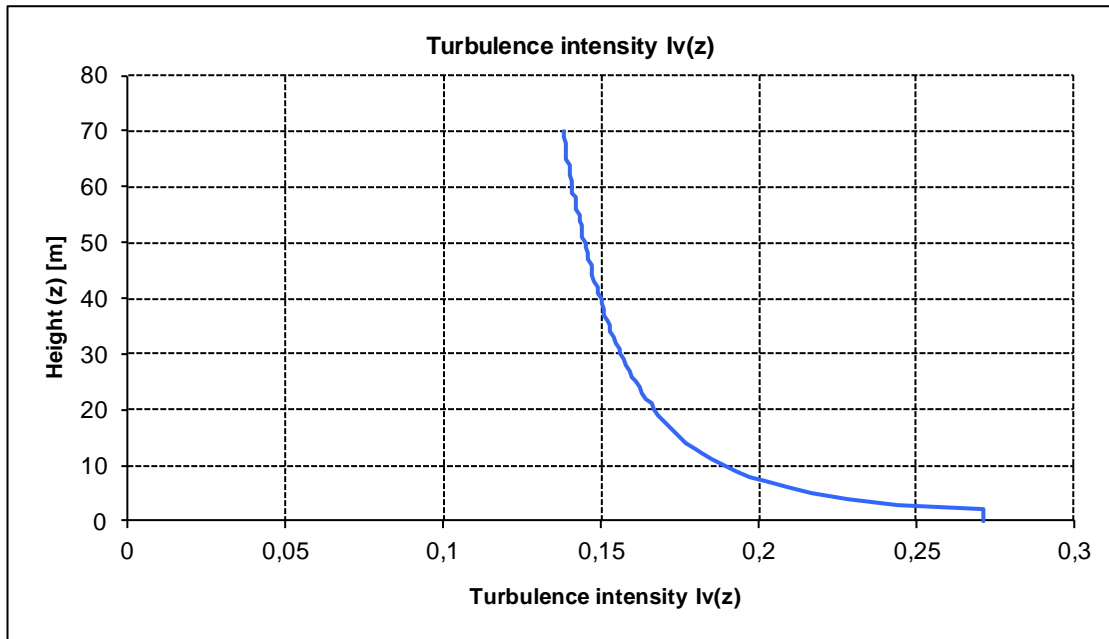


Σχήμα 2.14 Διάγραμμα πίεσης ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ ως προς το ύψος z του φορέα

Γραφήματα που αφορούν τον συντελεστή τραχύτητας $c_r(z)$ και την ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$ ως προς το ύψος του φορέα, δίνονται στα σχήματα 2.15 και 2.16:



Σχήμα 2.15 Διάγραμμα συντελεστή τραχύτητας $c_r(z)$ ως προς το ύψος z του φορέα



Σχήμα 2.16 Διάγραμμα έντασης στροβιλισμού $I_v(z)$ ως προς το ύψος z του φορέα

Τα ανωτέρω διαγράμματα εξήχθησαν από τα ακόλουθα αποτελέσματα υπολογισμών σε φύλλο excel (Την παρούσα εργασία ενδιαφέρουν τα πρώτα 20m, που είναι και το ύψος των κτηρίων Α και Β):

z (m)	$c_r(z)$	$v_m(z)$ (m/s)	$I_v(z)$	$q_p(z)$ (kPa)	z (m)	$q_p(z)$ (kPa)
0	0,701	18,927	0,271	0,649	0	0,649
1	0,701	18,927	0,271	0,649	1	0,649
2	0,701	18,927	0,271	0,649	2	0,649
3	0,778	21,006	0,244	0,747	3	0,747
4	0,833	22,491	0,228	0,821	4	0,821
5	0,875	23,625	0,217	0,879	5	0,879
6	0,910	24,570	0,209	0,929	6	0,929
7	0,939	25,353	0,202	0,970	7	0,97
8	0,964	26,028	0,197	1,007	8	1,007
9	0,987	26,649	0,193	1,044	9	1,044
10	1,007	27,189	0,189	1,073	10	1,073
11	1,025	27,675	0,185	1,099	11	1,099
12	1,041	28,107	0,182	1,123	12	1,123
13	1,057	28,539	0,180	1,150	13	1,15
14	1,071	28,917	0,177	1,170	14	1,17
15	1,084	29,268	0,175	1,191	15	1,191
16	1,096	29,592	0,173	1,210	16	1,21
17	1,107	29,889	0,172	1,231	17	1,231
18	1,118	30,186	0,170	1,247	18	1,247
19	1,129	30,483	0,168	1,264	19	1,264
20	1,138	30,726	0,167	1,280	20	1,28
21	1,148	30,996	0,166	1,298	20	1,28
22	1,156	31,212	0,164	1,308	20	1,28
23	1,165	31,455	0,163	1,324	20	1,28
24	1,173	31,671	0,162	1,338	20	1,28
25	1,181	31,887	0,161	1,352	20	1,28

z (m)	cr(z)	vm(z) (m/s)	lv(z)	qp(z) (kPa)	z (m)	qp(z) (kPa)
26	1,188	32,076	0,160	1,363	20	1,28
27	1,195	32,265	0,159	1,375	20	1,28
28	1,202	32,454	0,158	1,386	20	1,28
29	1,209	32,643	0,157	1,398	20	1,28
30	1,215	32,805	0,156	1,407	20	1,28
31	1,222	32,994	0,156	1,423	20	1,28
32	1,228	33,156	0,155	1,433	20	1,28
33	1,234	33,318	0,154	1,442	20	1,28
34	1,239	33,453	0,153	1,449	20	1,28
35	1,245	33,615	0,153	1,463	20	1,28
36	1,250	33,750	0,152	1,469	20	1,28
37	1,255	33,885	0,151	1,476	20	1,28
38	1,260	34,020	0,151	1,488	20	1,28
39	1,265	34,155	0,150	1,495	20	1,28
40	1,270	34,290	0,150	1,506	20	1,28
41	1,275	34,425	0,149	1,513	20	1,28
42	1,279	34,533	0,149	1,523	20	1,28
43	1,284	34,668	0,148	1,529	20	1,28
44	1,288	34,776	0,147	1,534	20	1,28
45	1,292	34,884	0,147	1,543	20	1,28
46	1,297	35,019	0,147	1,555	20	1,28
47	1,301	35,127	0,146	1,559	20	1,28
48	1,305	35,235	0,146	1,569	20	1,28
49	1,309	35,343	0,145	1,573	20	1,28
50	1,312	35,424	0,145	1,580	20	1,28
51	1,316	35,532	0,144	1,584	20	1,28
52	1,320	35,640	0,144	1,594	20	1,28
53	1,324	35,748	0,144	1,604	20	1,28
54	1,327	35,829	0,143	1,605	20	1,28
55	1,331	35,937	0,143	1,615	20	1,28
56	1,334	36,018	0,142	1,617	20	1,28
57	1,337	36,099	0,142	1,624	20	1,28
58	1,341	36,207	0,142	1,634	20	1,28
59	1,344	36,288	0,141	1,635	20	1,28
60	1,347	36,369	0,141	1,643	20	1,28
61	1,350	36,450	0,141	1,650	20	1,28
62	1,353	36,531	0,140	1,651	20	1,28
63	1,356	36,612	0,140	1,659	20	1,28
64	1,359	36,693	0,140	1,666	20	1,28
65	1,362	36,774	0,139	1,668	20	1,28
66	1,365	36,855	0,139	1,675	20	1,28
67	1,368	36,936	0,139	1,682	20	1,28
68	1,371	37,017	0,139	1,690	20	1,28
69	1,374	37,098	0,138	1,691	20	1,28
70	1,376	37,152	0,138	1,696	20	1,28

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ υπολογίστηκε στα 20m (κορυφή του φορέα) 1,28 KPa. Με τον υπολογισμό των συντελεστών εξωτερικής πίεσης καθίσταται δυνατός ο υπολογισμός της εξωτερικής πίεσης κατά τις διευθύνσεις X και Y, στους κατακόρυφους τοίχους και στην επίπεδη στέγη.

➤ Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων κατακορύφων τοίχων
(Κατά τις διευθύνσεις $X/\theta=0^\circ$ και $Y/\theta=90^\circ$)

Άνεμος κατά X ($\theta=0^\circ$)

Στον ακόλουθο πίνακα 2.13 δίνονται: α) τα μήκη των περιοχών A, B, C των κατακορύφων τοίχων (όπως ορίζονται από τον κανονισμό στο σχήμα 2.11), πάνω στους οποίους ασκείται η εξωτερική πίεση, β) η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος 20m, καθώς και γ) στοιχεία της κατασκευής.

Πίνακας 2.13 Μήκη περιοχών A, B, C και στοιχεία της κατασκευής (Κατά X)

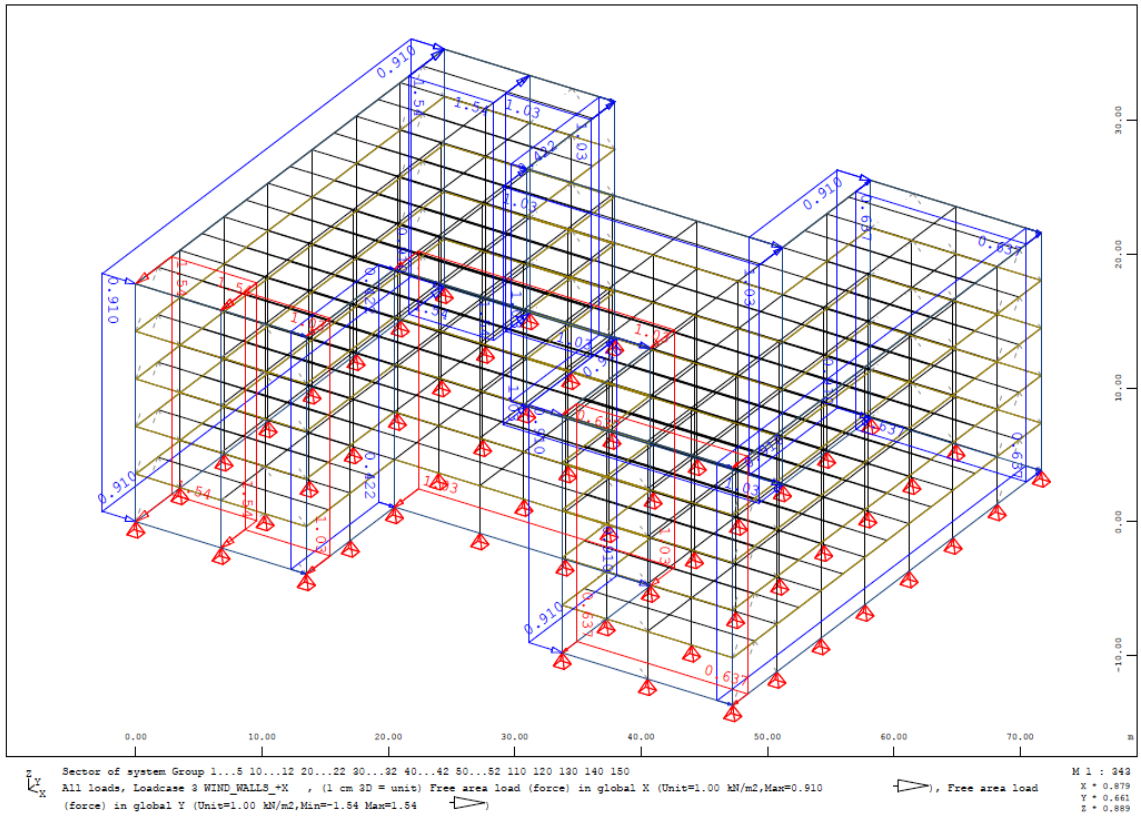
e= 40,000	A (m)	B (m)	C (m)
e<d	8,000	32,000	16,000
	q=q _p (20)	1,28	
	h=	20,000	
	d=	56,000	
	b=	45,500	
	α=	0	
	r	0	

Στον ακόλουθο πίνακα 2.14 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους, καθώς και η υπολογισθείσα εξωτερική πίεση του ανέμου στις αντίστοιχες περιοχές A, B, C, D, E των κατακορύφων τοίχων (όπως ορίζονται από τον κανονισμό στο σχήμα 2.11).

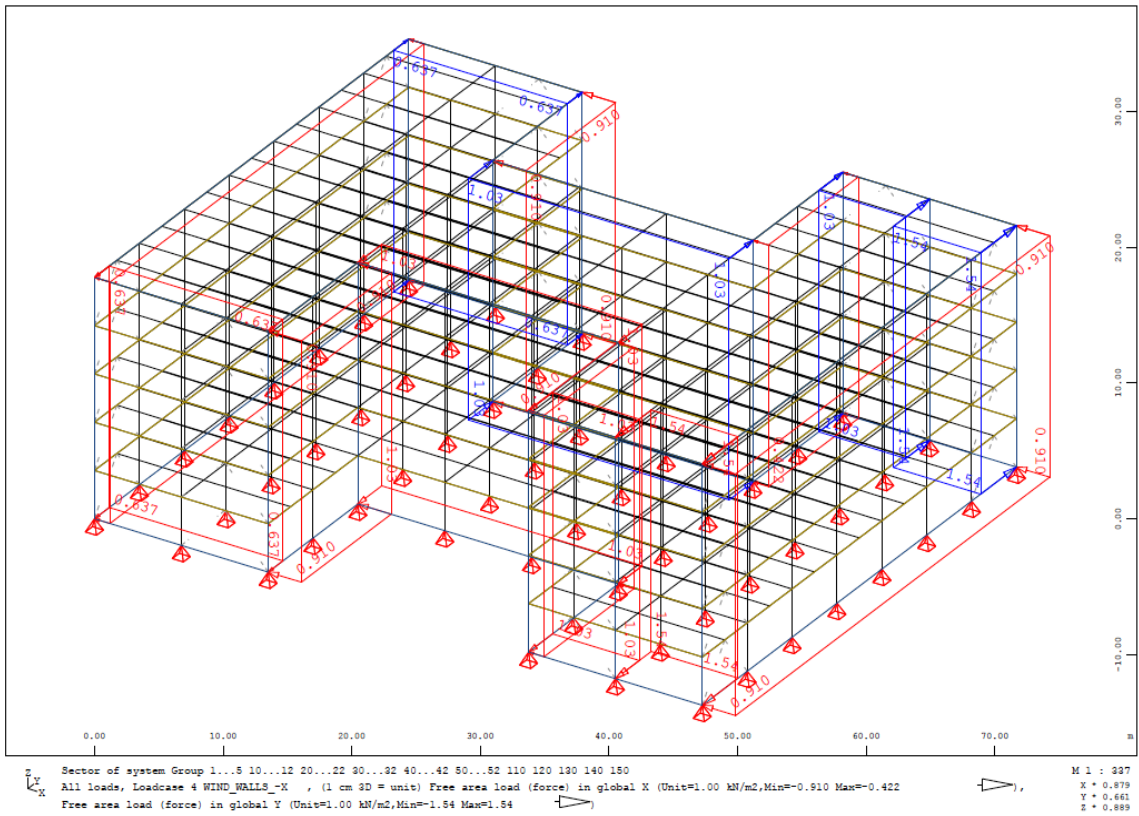
Πίνακας 2.14 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους και η αντίστοιχη εξωτερική πίεση στις περιοχές A, B, C, D, E (Κατά X)

b=45,5	WIND EXTERNAL PRESSURE (walls) / (KN/m ²) / X-axis										
	ZONE	A		B		C		D		E	
	h/d	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	-0,5	0,8	1	-0,7	-0,7
	1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	0,8	1	-0,5	-0,5
	0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	0,7	1	-0,3	-0,3
	0,357	-1,20	-1,40	-0,80	-1,10	-0,50	-0,50	0,71	1,00	-0,33	-0,33
		-1,54		-1,02		-0,64		0,91		-0,42	

Οι τιμές με το πορτοκαλί φόντο αντιστοιχούν στην εξωτερική πίεση του ανέμου, στις αντίστοιχες περιοχές των κατακορύφων τοίχων και φαίνονται στα ακόλουθα διαγράμματα φόρτισης :



Σχήμα 2.17 Διάγραμμα φόρτισης φορέα με ανεμοπίεση στους κατακόρυφους τοίχους κατά τη διεύθυνση X (Με φορά +X) – loadcase 3



Σχήμα 2.18 Διάγραμμα φόρτισης φορέα με ανεμοπίεση στους κατακόρυφους τοίχους κατά τη διεύθυνση X (Με φορά -X) – loadcase 4

Άνεμος κατά Υ ($\theta=90^\circ$)

Κατά αντίστοιχο τρόπο με τα στοιχεία της διεύθυνσης Χ, υπολογίστηκαν και τα στοιχεία κατά τη διεύθυνση Υ, τα οποία παρουσιάζονται στους πίνακες 2.15 και 2.16.

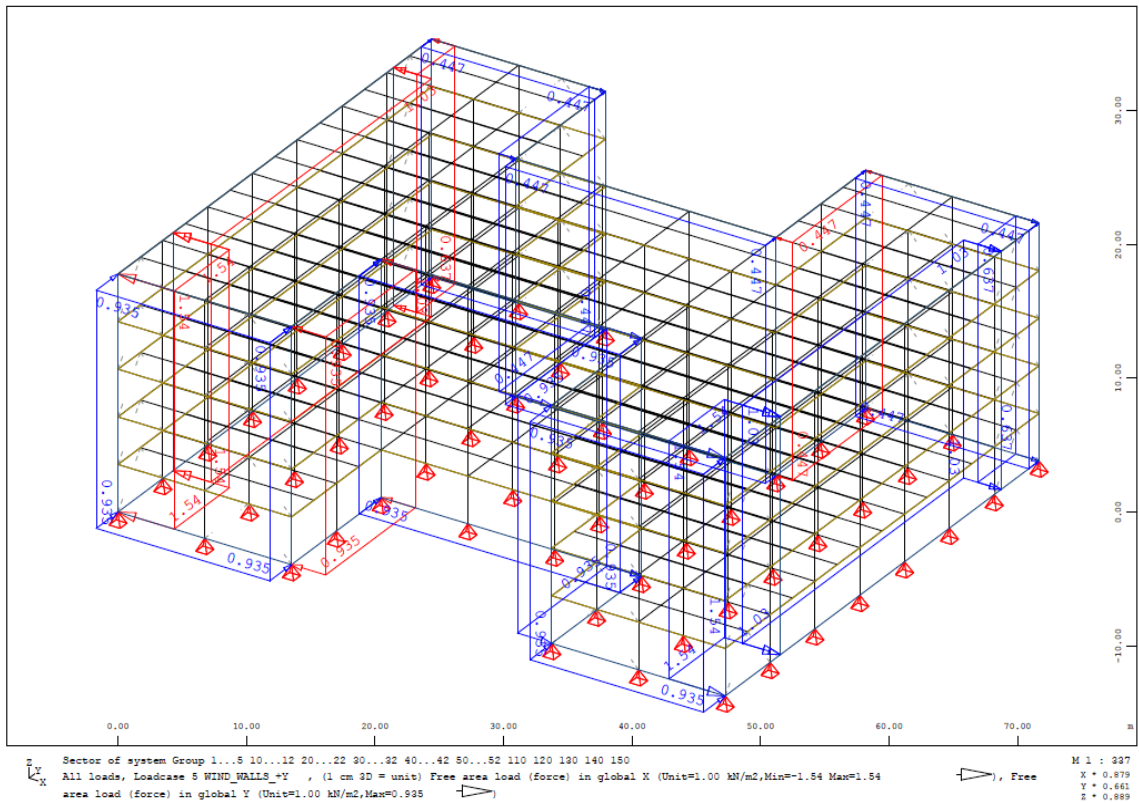
Πίνακας 2.15 Μήκη περιοχών Α, Β, C και στοιχεία της κατασκευής (Κατά Υ)

e= 40,000	A (m)	B (m)	C (m)
e<d	8,000	32,000	5,500
	q=q _p (20)	1,28	
	h=	20,000	
	d=	45,500	
	b=	56,000	
	α=	0	
	r	0	

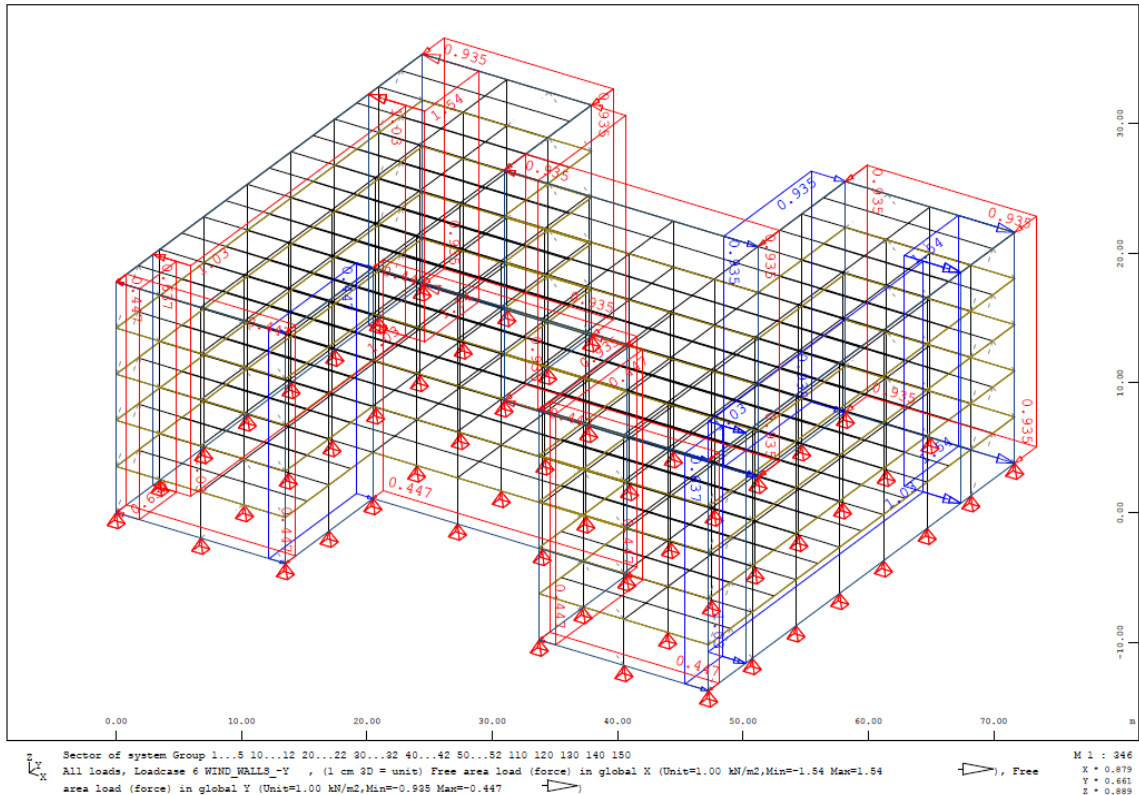
Πίνακας 2.16 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους και η αντίστοιχη εξωτερική πίεση στις περιοχές Α, Β, C, D, E (Κατά Υ)

WIND EXTERNAL PRESSURE (walls) / (KN/m ²) / Y-axis											
b=56	ZONE	A		B		C		D		E	
	h/d	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	-0,5	0,8	1	-0,7	-0,7
	1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	0,8	1	-0,5	-0,5
	0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	0,7	1	-0,3	-0,3
	0,440	-1,20	-1,40	-0,80	-1,10	-0,50	-0,50	0,73	1,00	-0,35	-0,35
		-1,54	-1,40	-1,02	-1,10	-0,64	-0,50	0,93	1,00	-0,45	-0,35

Τα αντίστοιχα διαγράμματα φόρτισης των κατακόρυφων τοίχων κατά Υ δίνονται ακολούθως :



Σχήμα 2.19 Διάγραμμα φόρτισης φορέα με ανεμοπίεση στους κατακόρυφους τοίχους κατά τη διεύθυνση Y (Με φορά +Y) – loadcase 5



Σχήμα 2.20 Διάγραμμα φόρτισης φορέα με ανεμοπίεση στους κατακόρυφους τοίχους κατά τη διεύθυνσης Y (Με φορά -Y) – loadcase 6

➤ **Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων στέγης (οριζόντιας)**

Οι συμβολισμοί και οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες με αιχμηρά άκρα, δίνονται από το σχήμα 2.12 και τον πίνακα 2.11, αντίστοιχα.

Στους ακόλουθους πίνακες 2.17 και 2.19 δίνονται τα μήκη των περιοχών F, G, H, I κατά τη διεύθυνση του ανέμου (κατά X και Y, αντιστοίχως) και κάθετα σε αυτόν, οι οποίες φορτίζονται με την υπολογισθείσα εξωτερική πίεση που δίνεται στους πίνακες 2.18 και 2.20, αντίστοιχα.

Δίνονται, επίσης, τα αντίστοιχα διαγράμματα φόρτισης

Άνεμος κατά X ($\theta=0^\circ$)

Πίνακας 2.17 Μήκη περιοχών F, G, H, I (κατά X)

e= 40,000	F (m)	G (m)	H (m)	I (m)
wind direction	4,000	4,000	16,000	36,000
vertical to wind direction	10,000	25,500	45,500	

Πίνακας 2.18 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες και η αντίστοιχη εξωτερική πίεση στις περιοχές F, G, H, I (Άνεμος κατά X)

b=45,5, wind $\theta=0$	WIND EXTERNAL PRESSURE (roof) / (KN/m ²) / X-axis								
	$\theta=0$	F		G		H		I	
		Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
0,000	-1,8	-2,5	-1,2	-2	-0,7	-1,2	0,2	0,2	
	-1,8	-2,5	-1,2	-2	-0,7	-1,2	-0,2	-0,2	
		-2,30		-1,54		-0,90		0,26	
		-2,30		-1,54		-0,90		-0,26	

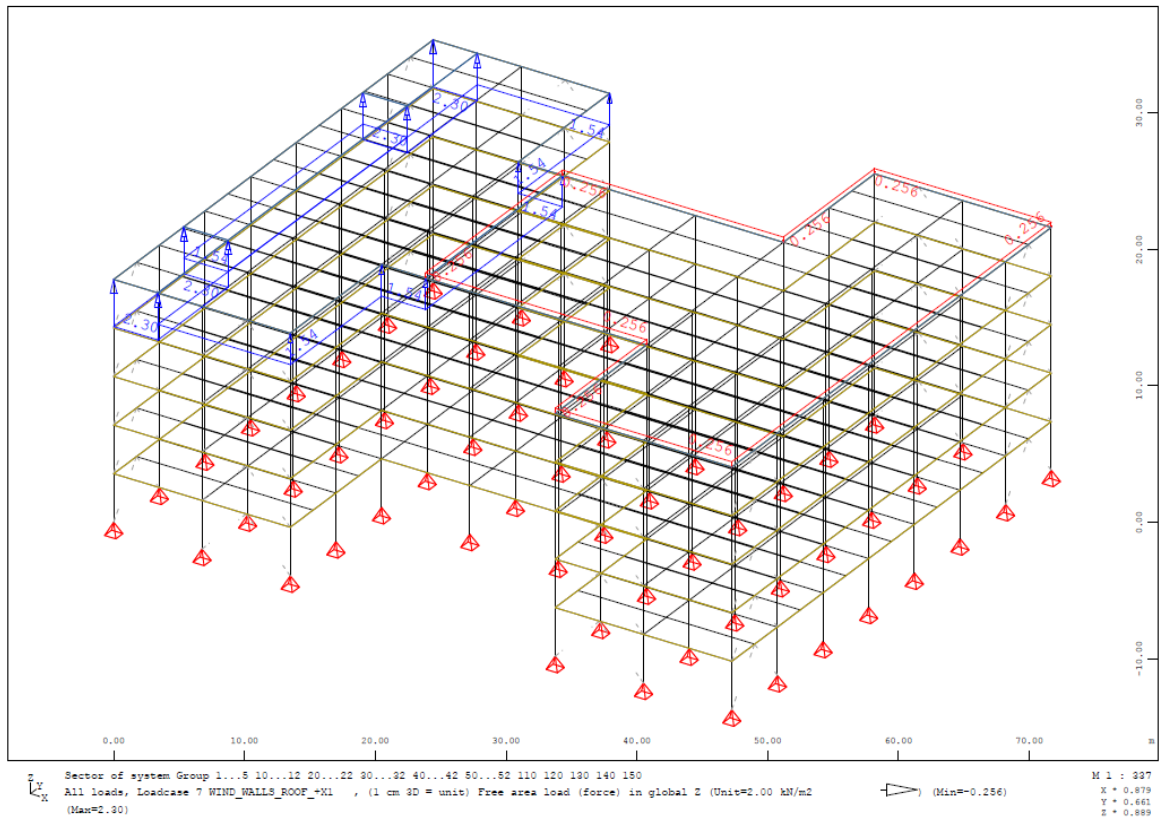
Όπως έχει, ήδη, αναφερθεί προηγουμένως, βάσει του κανονισμού, στη ζώνη I της στέγης, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν και οι δύο τιμές των συντελεστών (θετική κι αρνητική), όπως φαίνονται και στον πίνακα 2.18.

Ακολουθούν τα διαγράμματα φόρτισης της στέγης του φορέα και κατά τις δύο διευθύνσεις X και Y και για τις δύο τιμές της περιοχής I.

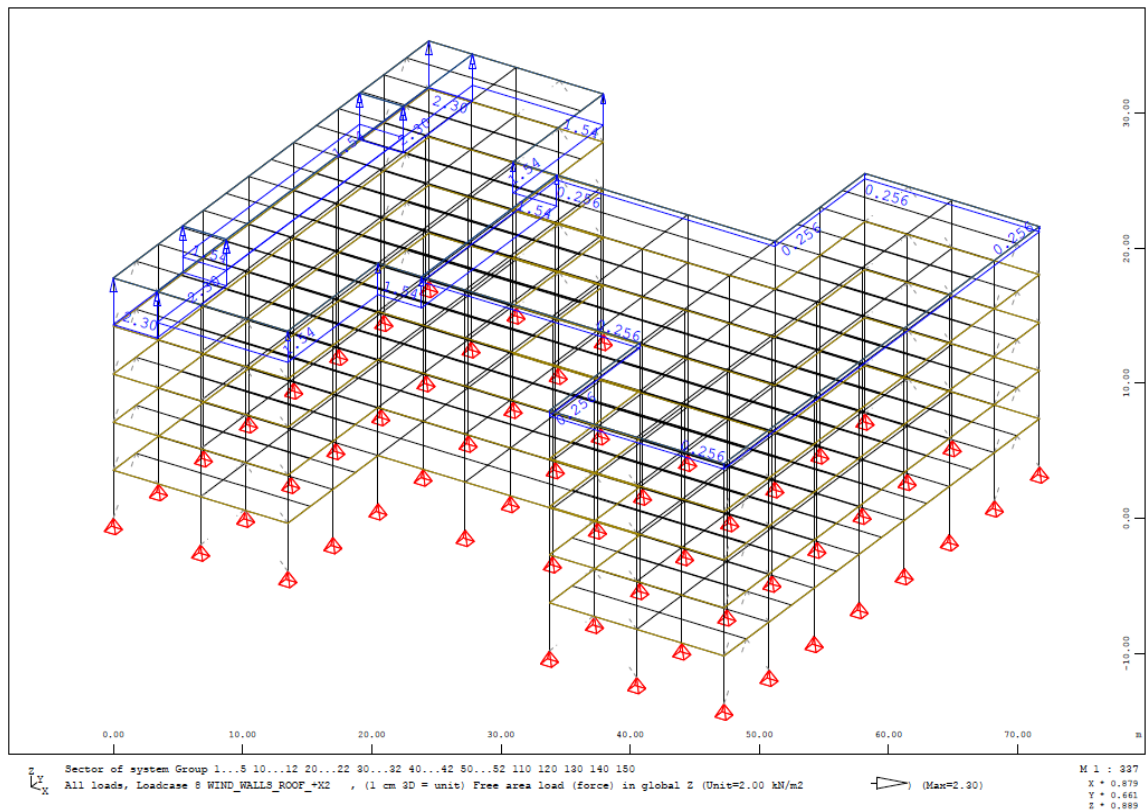
Οι δείκτες που υπάρχουν στις διευθύνσεις X, Y (X1, X2, Y1, Y2 κλπ) δείχνουν:

- Ο δείκτης «1» τη φόρτιση της στέγης με τη θετική τιμή της περιοχής I
- Ο δείκτης «2» τη φόρτιση της στέγης με την αρνητική τιμή της περιοχής I

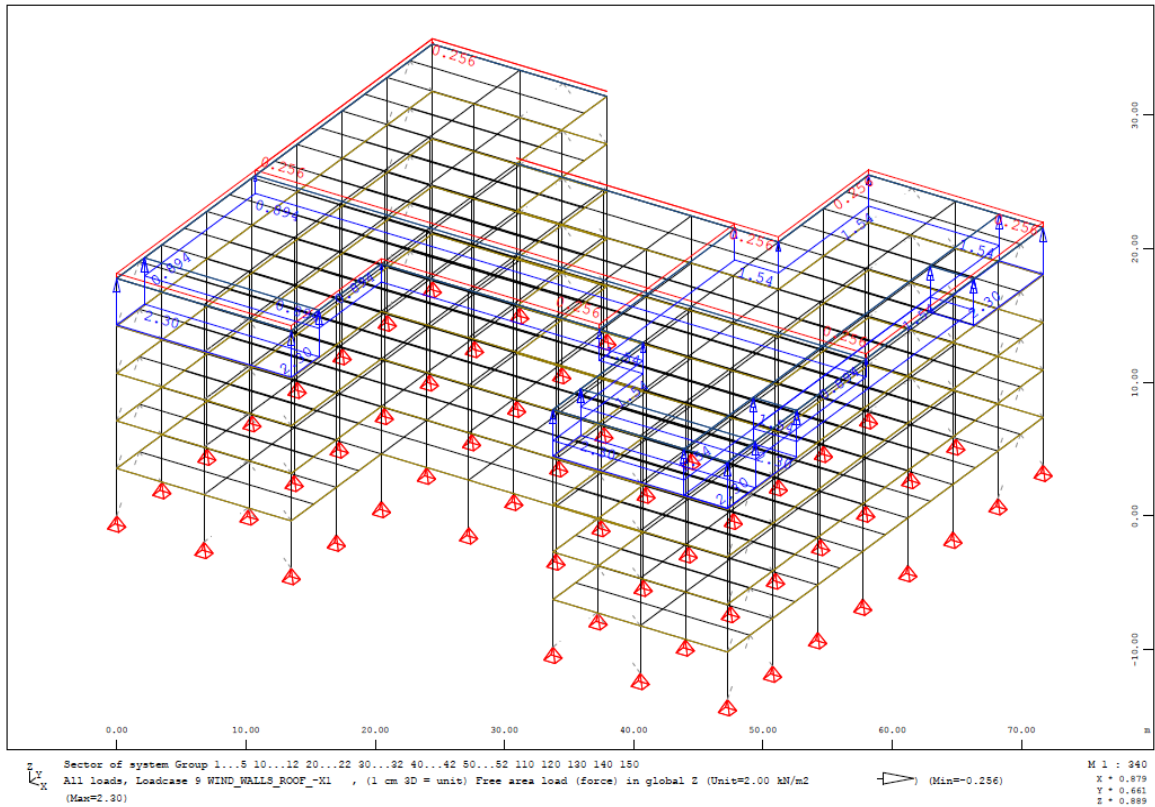
Οι φορτίσεις που απεικονίζονται με διεύθυνση ανεμοπίεσης -X1, -X2, -Y1, -Y2 δείχνουν τη φόρτιση της στέγης προς τα αρνητικά του αντιστοίχου άξονα.



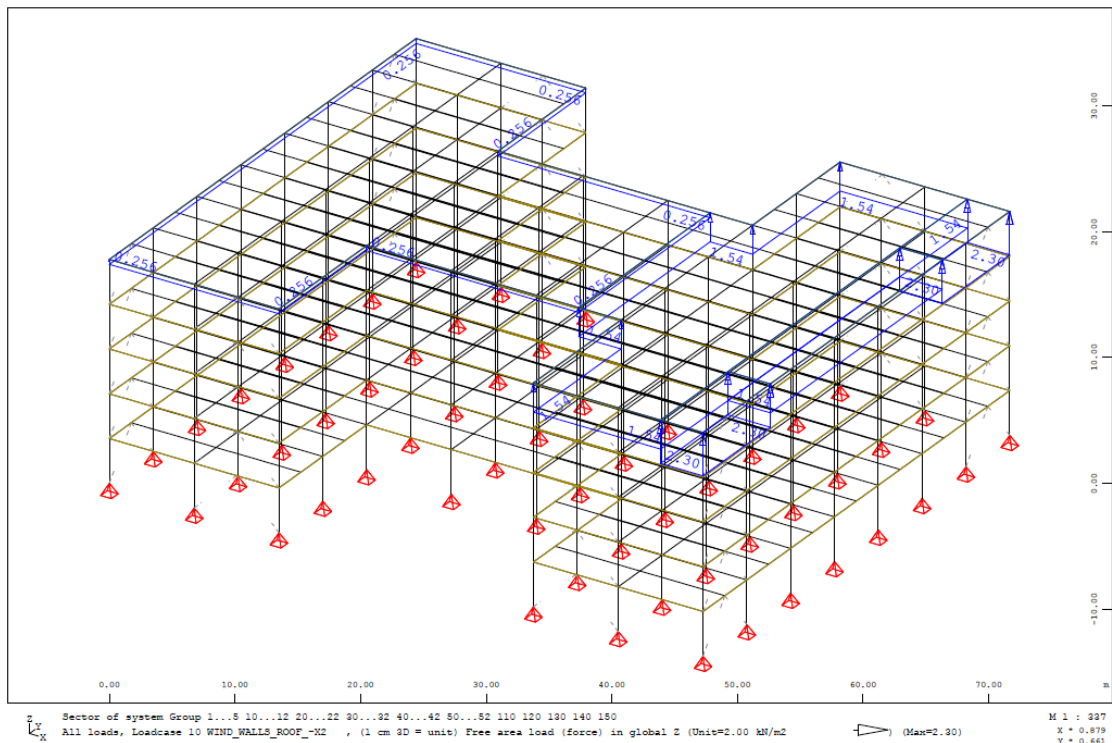
Σχήμα 2.21 Διάγραμμα φόρτισης της στέγης του φορέα λόγω ανεμοπίεσης κατά τη διεύθυνση X (Με φορά +X1) – loadcase 7



Σχήμα 2.22 Διάγραμμα φόρτισης της στέγης του φορέα λόγω ανεμοπίεσης κατά τη διεύθυνση X (Με φορά +X2) – loadcase 8



Σχήμα 2.23 Διάγραμμα φόρτισης της στέγης του φορέα λόγω ανεμοπίεσης κατά τη διεύθυνση X (Με φορά -X1) – loadcase 9



Σχήμα 2.24 Διάγραμμα φόρτισης της στέγης του φορέα λόγω ανεμοπίεσης κατά τη διεύθυνση X (Με φορά -X2) – loadcase 10

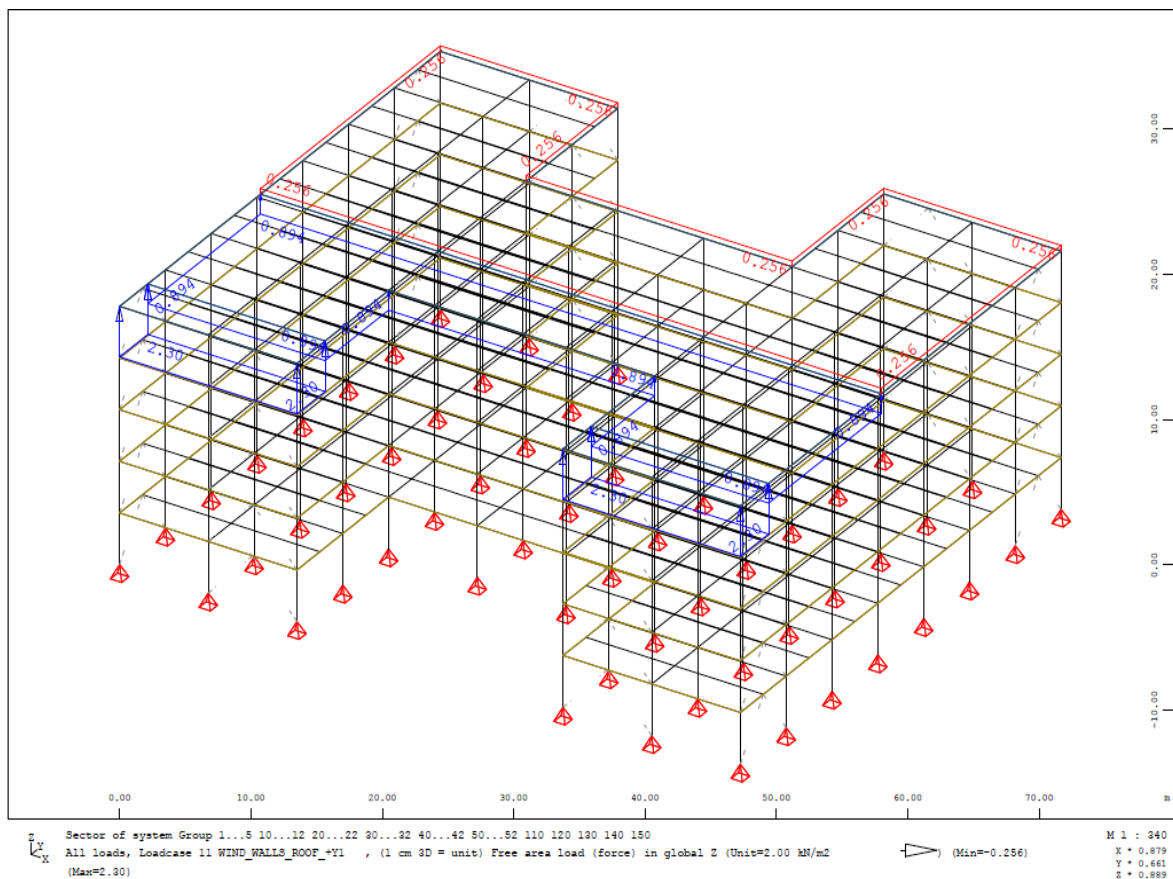
Άνεμος κατά Y ($\theta=90^\circ$)

Πίνακας 2.19 Μήκη περιοχών F, G, H, I (κατά Y)

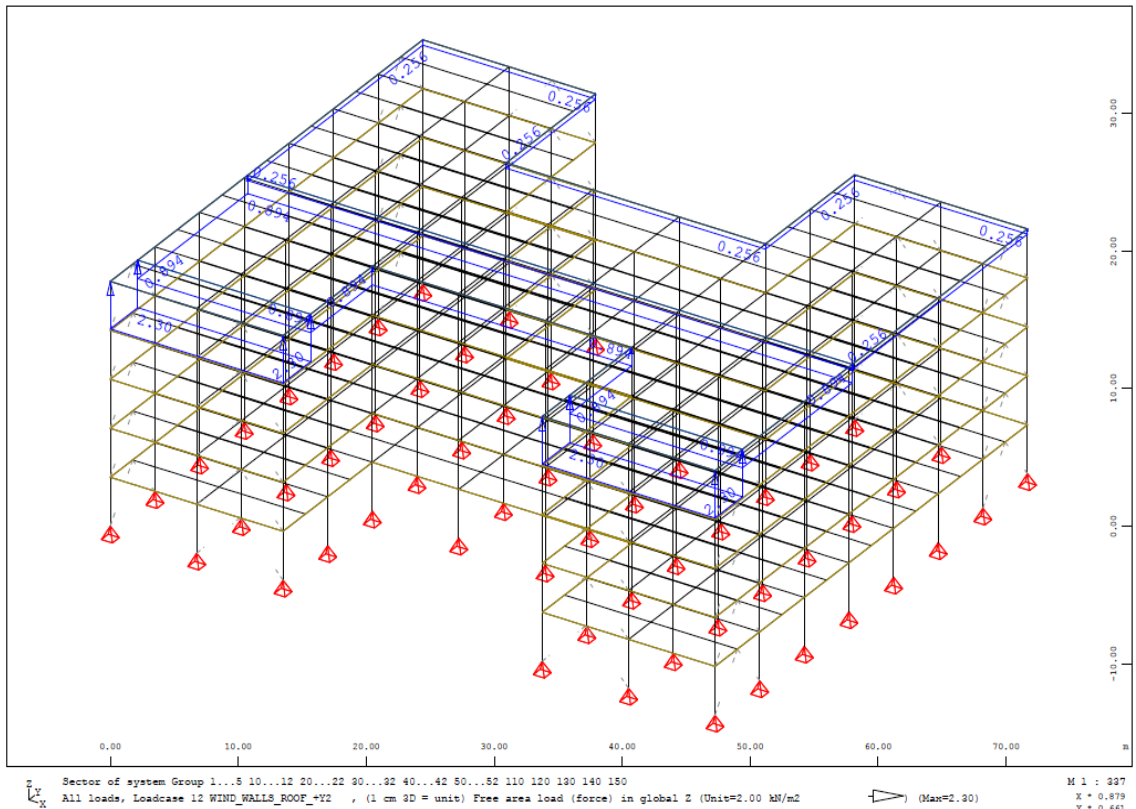
e= 40,000	F (m)	G (m)	H (m)	I (m)
wind direction	4,000	4,000	16,000	25,500
vertical to wind direction	10,000	36,000	56,000	

Πίνακας 2.20 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες και η αντίστοιχη εξωτερική πίεση στις περιοχές F, G, H, I (Άνεμος κατά Y)

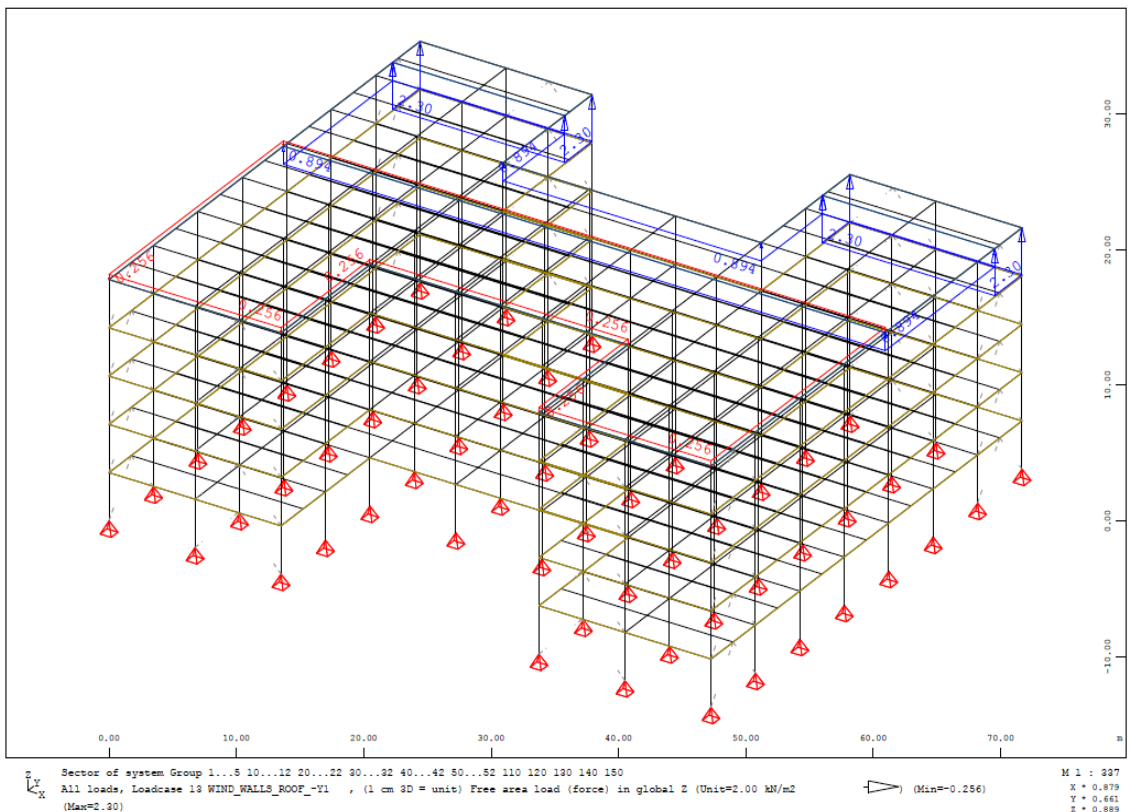
b=56, wind $\theta=90$	WIND EXTERNAL PRESSURE (roof) / (KN/m ²) / Y-axis								
	$\theta=90$	F		G		H		I	
		Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
0,000		-1,8	-2,5	-1,2	-2	-0,7	-1,2	0,2	0,2
		-1,8	-2,5	-1,2	-2	-0,7	-1,2	-0,2	-0,2
		-2,30		-1,54		-0,90		0,26	
		-2,30		-1,54		-0,90		-0,26	



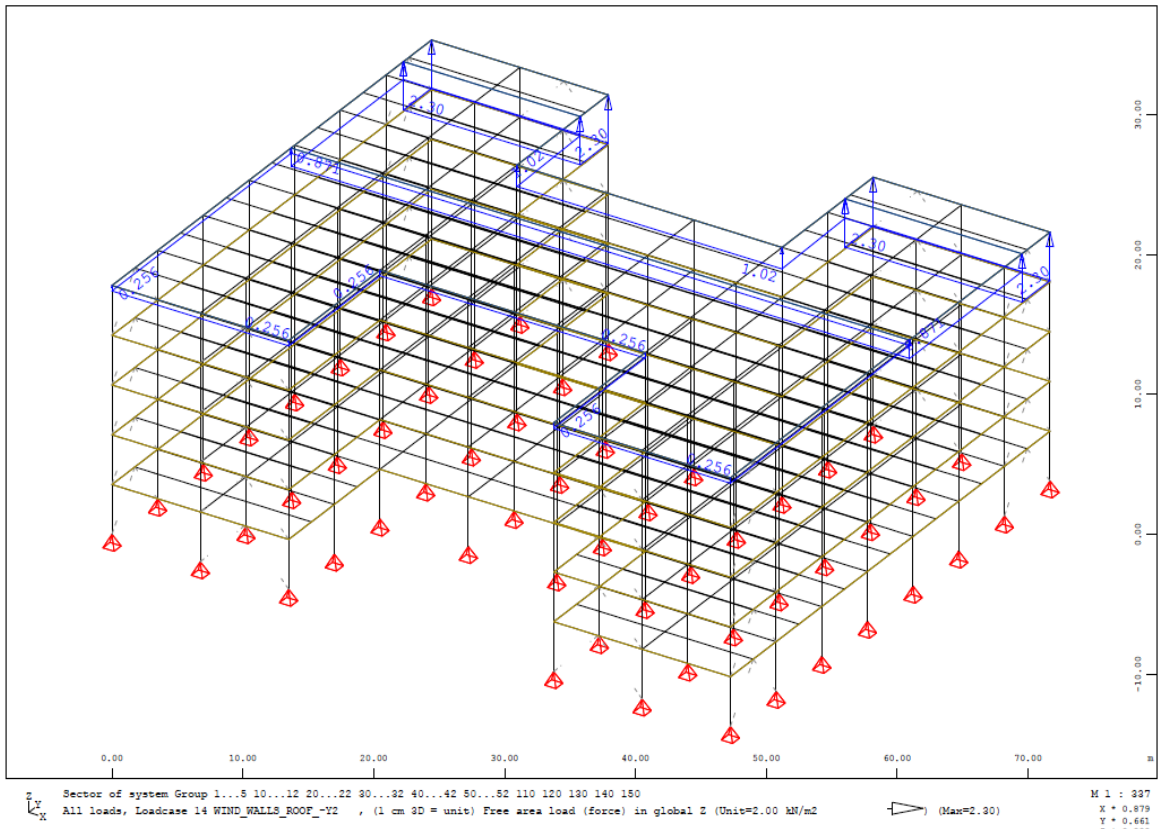
Σχήμα 2.25 Διάγραμμα φόρτισης της στέγης του φορέα λόγω ανεμοπίεσης κατά τη διεύθυνση Y (Με φορά +Y1) – loadcase 11



Σχήμα 2.26 Διάγραμμα φόρτισης της στέγης του φορέα λόγω ανεμοπίεσης κατά τη διεύθυνση Y (Με φορά +Y2) – loadcase 12



Σχήμα 2.27 Διάγραμμα φόρτισης της στέγης του φορέα λόγω ανεμοπίεσης κατά τη διεύθυνση Y (Με φορά -Y1) – loadcase 13



Σχήμα 2.28 Διάγραμμα φόρτισης της στέγης του φορέα λόγω ανεμοπίεσης κατά τη διεύθυνση Y (Με φορά -Y2) – loadcase 14

Παρατηρήθηκε ότι και κατά τις δύο διευθύνσεις του ανέμου, οι πιέσεις που δέχονται οι εκάστοτε περιοχές της στέγης είναι ίδιες και μάλιστα αρνητικής φύσης (εκτός από την περιοχή I, όπου λόγω κανονισμού, έγιναν υπολογισμοί και με τη θετική τιμή). Δηλαδή ανάγονται σε υποπίεσεις, που σημαίνει ότι δρουν ευμενώς ως προς τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής.

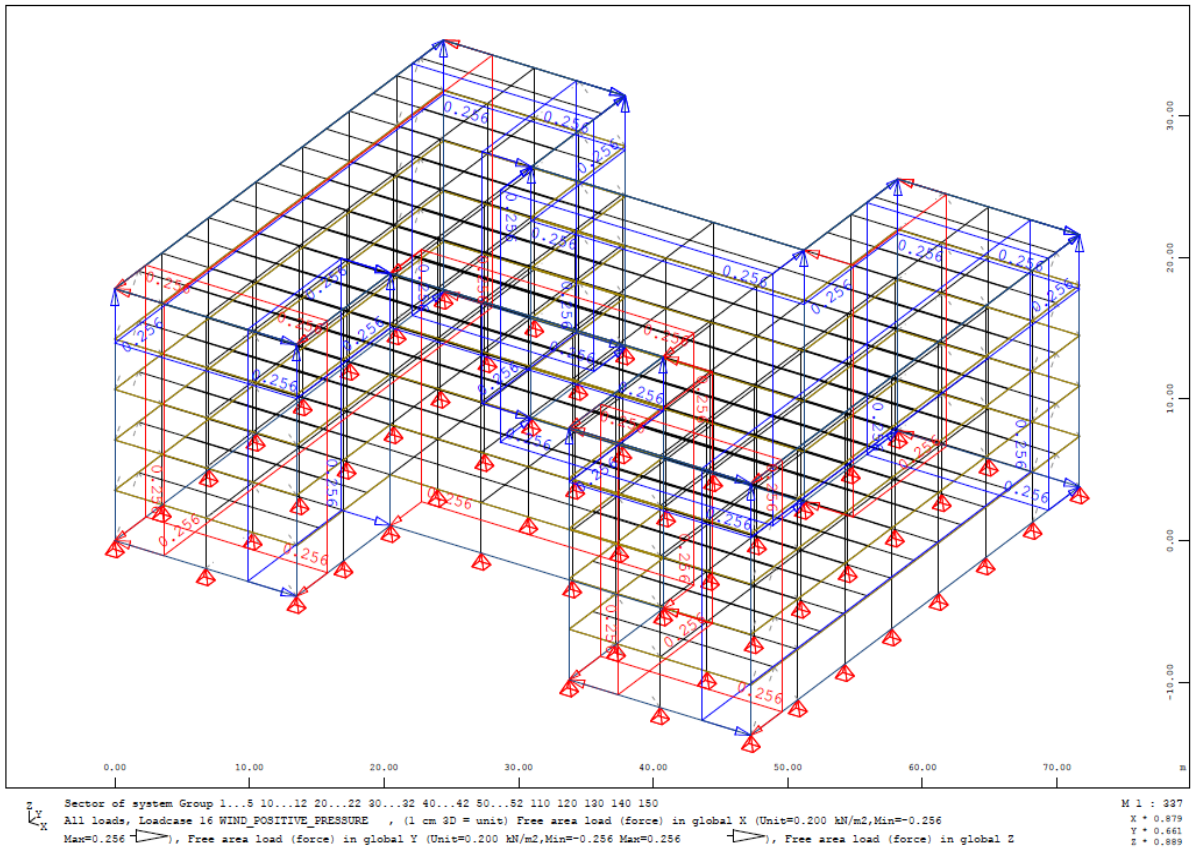
➤ Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων

Οι μέγιστες εσωτερικές πιέσεις (θετικές κι αρνητικές) που αναπτύσσονται, δίνονται στον πίνακα 2.21.

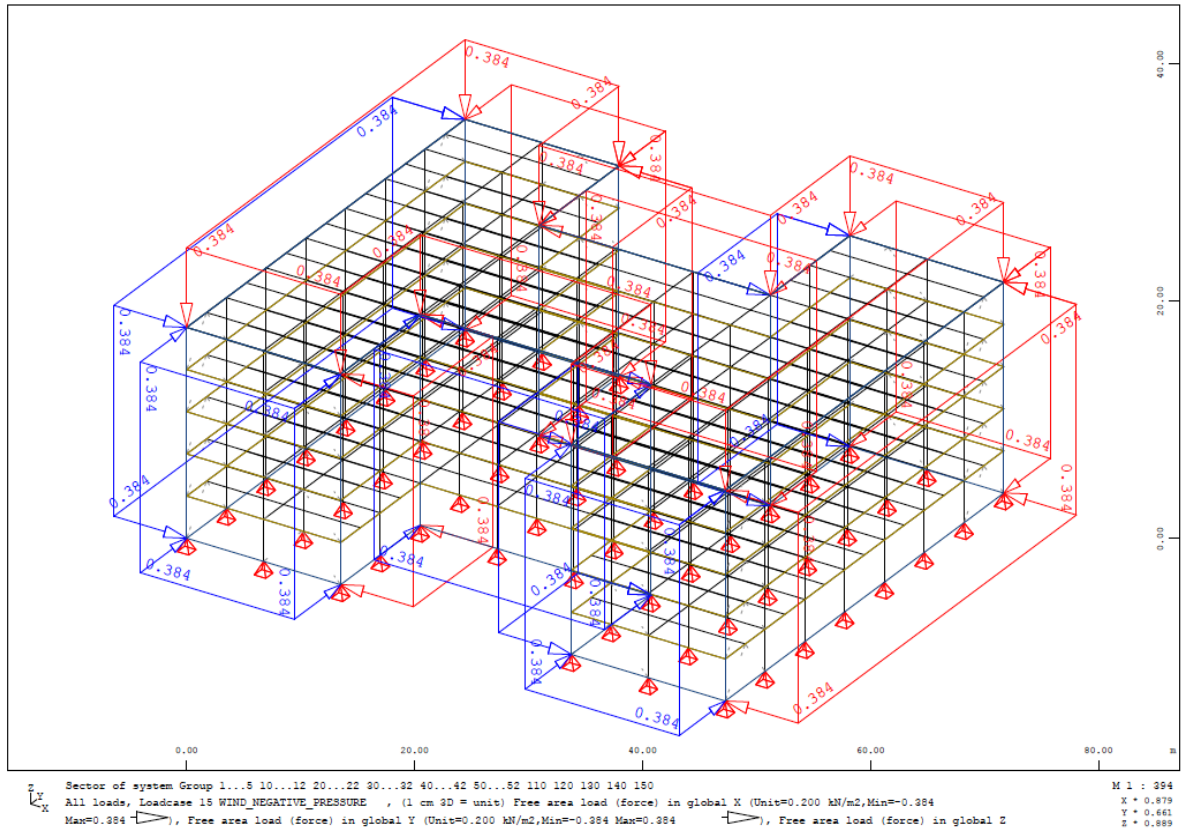
Πίνακας 2.21 Μέγιστες εσωτερικές πιέσεις (Αρνητική και θετική, αντίστοιχα)

WIND INTERNAL PRESSURE (maximum)	
wi=	-0,384 , negative internal pressure, suction
	0,256 , positive internal pressure

Στα ακόλουθα διαγράμματα δίνονται οι μέγιστες θετικές κι αρνητικές εσωτερικές πιέσεις.



Σχήμα 2.29 Διάγραμμα μέγιστων θετικών εσωτερικών πιέσεων που αναπτύσσονται στο φορέα (κτήρια A και B), λόγω ανεμοπίεσης – loadcase 16



Σχήμα 2.30 Διάγραμμα μέγιστων αρνητικών εσωτερικών πιέσεων που αναπτύσσονται στο φορέα (κτήρια A και B), λόγω ανεμοπίεσης – loadcase 15

2.2.6 Σεισμικές δράσεις (Ε)

Ο σεισμός δημιουργείται από τη μετακίνηση των λιθοσφαιρικών πλακών (μικρότερων ή μεγαλύτερων) επί του υποκειμένου παχύρρευστου μανδουακού υλικού. Απόρροια του σεισμού αποτελούν οι σεισμικές δράσεις (μέσω της δημιουργίας οριζοντίων και κατακορύφων εδαφικών επιταχύνσεων που προκαλούν αδρανειακές δυνάμεις), οι οποίες καταπονούν τις κείμενες στο έδαφος κατασκευές, δρώντας στη βάση αυτών. Οι οριζόντιες δυνάμεις κατά κύριο λόγο, αλλά και οι κατακόρυφες υπό συνθήκη, μπορούν να αποβούν καταστροφικές.

Η Ελλάδα, ως σεισμογενής χώρα, χρησιμοποιεί τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ 2000) και τον Ευρωκώδικα 8/ΕΚ8 (Ευρωπαϊκό Πρότυπο 1998) για το σχεδιασμό των κατασκευών. Οι εν λόγω κανονισμοί περιέχουν τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, το μέγεθος των σεισμικών δράσεων, κανόνες συνδυασμού με άλλες δράσεις, καθώς και κανόνες εφαρμογής για κτηριακά, κυρίως, έργα.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού (οι οποίες κατατάσσονται στις τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές, ούτε με τις δράσεις λόγω ανέμου) θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτηρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες καλούνται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Συνεπώς, λόγω του σεισμού έχουμε τη γρήγορη κίνηση του εδάφους, άρα και της βάσης μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη σε αυτό, με εναλλασσόμενο πρόσημο, γύρω από τη θέση ισορροπίας της. 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 της μάζας και της βάσης της κατασκευής, προκαλείται παραμόρφωση και κατ' επέκταση ένταση στην κατασκευή. Τελικά οι εν λόγω δυνάμεις αποτελούν εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται, λόγω των εξωτερικά επιβαλλομένων παραμορφώσεων και οι οποίες τείνουν να διατηρήσουν την αρχική κατάσταση ισορροπίας της κατασκευής έναντι της εναλλασσόμενης κίνησης του εδάφους στο οποίο εδράζεται.

Λόγω της ως άνω περιγραφόμενης σεισμικής διέγερσης της κατασκευής, οι κινήσεις συνίστανται σε οριζόντιες (κίνηση κατά τους άξονες Χ και Υ οι οποίες είναι κάθετες μεταξύ τους κι ενδιαφέρουν περισσότερο την ανάλυση) και μία κατακόρυφη (κατά τον άξονα Ζ, η οποία σε πολλές περιπτώσεις μπορεί να αγνοηθεί, θεωρώντας ότι τα κατακόρυφα φορτία που φορτίζουν το φορέα είναι δυσμενέστερης επιρροής από τη σεισμική διέγερση κατά τον άξονα Ζ). Οι κινήσεις αυτές είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους και μπορούν να επαλληλιστούν με τη χωρική επαλληλία, που περιγράφεται πιο κάτω.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (ΕΚ8) κι αναλόγως των δομικών χαρακτηριστικών της κατασκευής, δύναται να χρησιμοποιηθεί μία από τις δύο μεθόδους γραμμικής ελαστικής ανάλυσης :

1) Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (κατά ΕΚ8)

ή

Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (κατά ΕΑΚ)

Μπορεί να χρησιμοποιηθεί και σε πολυβάθμια συστήματα στα οποία, όταν δεν έχουν μεγάλες ασυμμετρίες, η απόκρισή τους σε κάθε κύρια διεύθυνση επηρεάζεται κατά κύριο λόγο μόνο από την αντίστοιχη δεσπόζουσα ή θεμελιώδη ιδιομορφή, ενώ η συμμετοχή των ανωτέρων κανονικών μορφών δεν είναι ιδιαίτερα σημαντική. Δηλαδή, θεωρείται ότι με τη θεμελιώδη ιδιομορφή κάθε διεύθυνσης, ταλαντώνεται το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας της κατασκευής.

2) Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Λαμβάνει υπόψιν της τέτοιο αριθμό ιδιομορφών, ώστε να ταλαντώνεται τουλάχιστον το 90% της ολικής μάζας της κατασκευής ($m_{ολ}$). Δηλαδή το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών, λόγω ταλάντωσης του φορέα από τις αντίστοιχες ιδιομορφές, να είναι ίσο ή μεγαλύτερο από το 90% της $m_{ολ}$.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία η μελέτη του φορέα (κτήριο Α και Β) έναντι σεισμού πραγματοποιήθηκε μέσω της Ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης.

Κατηγορία εδάφους

Στον ΕΚ8 ορίζονται, βάσει της στρωματογραφίας και διαφόρων παραμέτρων, πέντε βασικές (Α, Β, C, D, E) και δύο ειδικές (S1, S2) κατηγορίες εδάφους, όπως φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα 2.22 .

Οι βασικές παράμετροι που καθορίζουν κάποια κατηγορία εδάφους είναι η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων $v_{s,30}$, που αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα αυτών των κυμάτων στα ανώτερα 30m της εδαφικής στρώσης ή των διαφόρων εδαφικών στρώσεων. Αν δεν είναι διαθέσιμη η $v_{s,30}$ χρησιμοποιείται η τιμή N_{SPT} , που αντιστοιχεί στον αριθμό των κρούσεων για πρότυπη διείσδυση 30cm.

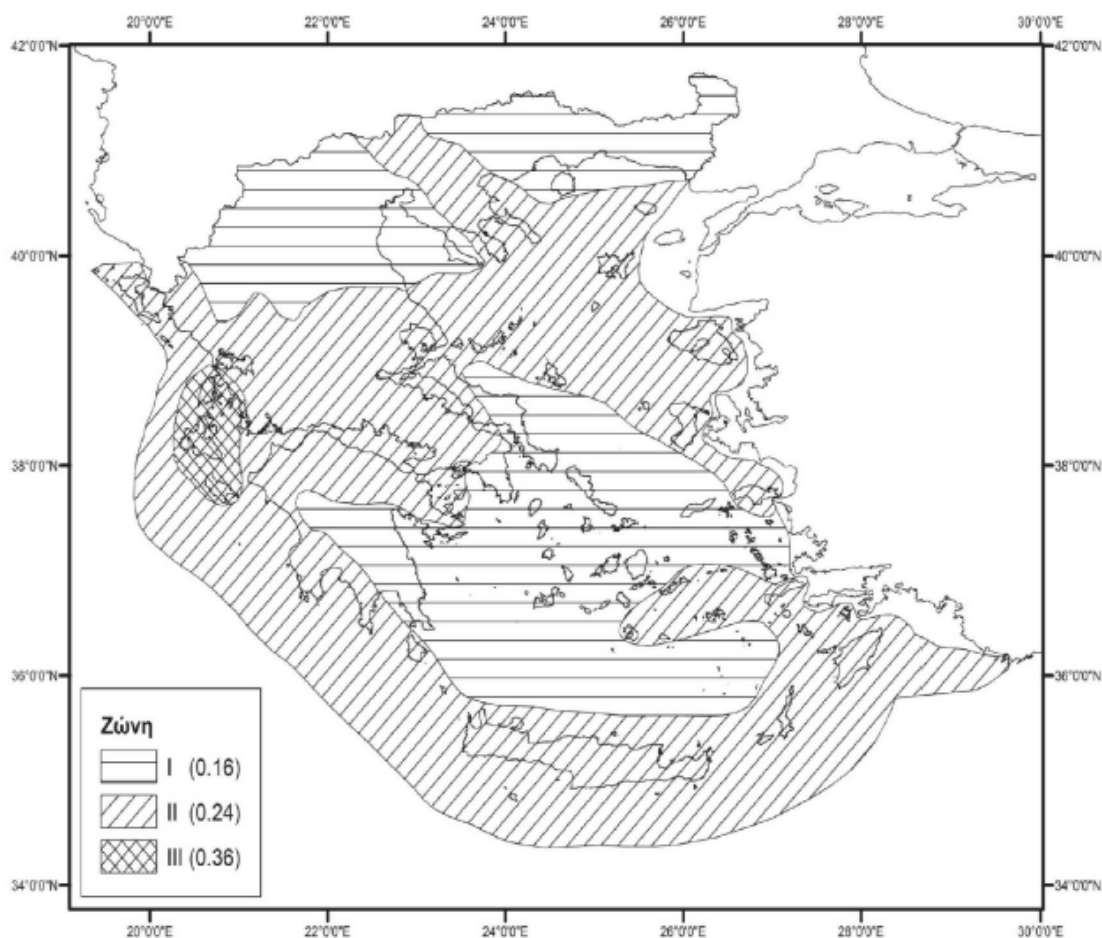
Στη γενική περίπτωση πραγματοποιείται έλεγχος του εδάφους στη θέση κατασκευής του εκάστοτε φορέα, εκτός από ορισμένες περιπτώσεις, όπου η κατάταξη σε κάποια κατηγορία εδάφους γίνεται βάσει εκτίμησής του από ήδη υπάρχουσες κατασκευές, οι οποίες έχουν επιδείξει καλή σεισμική συμπεριφορά κατά το παρελθόν

Πίνακας 2.22 Κατηγορίες εδάφους σύμφωνα με τον ΕΚ8

Κατάταξη εδαφών				
Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360 - 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας – Εδαφική επιτάχυνση a_{gr}

Από δυναμικής άποψης, αυτό που ενδιαφέρει το μελετητή είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας, στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III ή Z1, Z2, Z3), τα όρια των οποίων φαίνονται στο Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας του ΕΑΚ 2003 (σχήμα 2.31)



Σχήμα 2.31 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gr} (πίνακας 2.23), η οποία αφορά έδαφος κατηγορίας A (όπως περιγράφεται πιο πάνω), για πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια ή περίοδο επαναφοράς 475 έτη (δηλαδή περίοδος επανάληψης της σεισμικής δράσης που ικανοποιεί το κριτήριο της μη κατάρρευσης του φορέα).

Πίνακας 2.23 Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gr} , ανά ζώνη

Τιμές a_{gr}/g	
Ζώνη	a_{gr}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Στην εδαφική επιτάχυνση, για έδαφος κατηγορίας A, υπεισέρχεται ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_I , όταν έχουμε διαφορετικές περιόδους επανάληψης της σεισμικής δράσης. Εξάγεται, λοιπόν, η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού a_g , για την οποία ισχύει :

$$a_g = \gamma_I * a_{gr} \quad (2.13)$$

Τα κτήρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, αναλόγως των συνεπειών που δύνανται να προκληθούν σε οικονομικό και κοινωνικό επίπεδο, καθώς επίσης κι όσον αφορά τις πιθανές απώλειες ανθρωπίνων ζώων και γενικά τη διατήρηση της δημόσιας ασφάλειας κατά τη διάρκεια και κυρίως ύστερα από ένα σεισμικό γεγονός. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας, αντιστοιχεί κι ο αντίστοιχος συντελεστής σπουδαιότητας γ_I , όπως φαίνεται και στον ακόλουθο πίνακα 2.24.

Πίνακας 2.24 Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας γ_I για κτήρια

Κατηγορία σπουδαιότητας	γ_I	Περιγραφή
I	0.80	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	1.00	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	1.20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.

IV	1.40	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.
----	------	--

Για τις παραλλαγές A και B του φορέα της παρούσας διπλωματικής εργασίας, έχουμε έδαφος κατηγορίας A, ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (Z2), άρα $a_{gr} = 0,24 \cdot g$ και κατηγορία σπουδαιότητας II (για συνήθη κτήρια, όπως γραφεία και κατοικίες), άρα $\gamma_I = 1,0$.
 Συνεπώς, $a_g = 1,0 \cdot 0,24 \cdot g = 0,24 \cdot g$

Συντελεστής συμπεριφοράς «q»

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q δείχνει την ικανότητα της κατασκευής να παραμορφώνεται μετά την πρώτη διαρροή (πλαστικοποίηση) κάποιας διατομής και μέχρι την κατάρρευση του φορέα. Δηλαδή εκφράζει, εν γένει, τη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας από ένα δομικό σύστημα, μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, χωρίς να μειώνεται πολύ η αντοχή του. Μεγάλες τιμές q επιτρέπουν την αυξημένη παραμόρφωση και κατ'επέκταση μεγάλη απορρόφηση ενέργειας από την κατασκευή.

Παράγοντες όπως η διαθέσιμη πλαστιμότητα, η υπερστατικότητα του φορέα καθώς και η υστερητική απόσβεση επηρεάζουν το συντελεστή συμπεριφοράς q. Για κτήρια, όπως αυτό της παρούσας διπλωματικής εργασίας, στα οποία υπάρχει ίδιο υλικό κατασκευής καθ' ύψος και ορθογωνική διάταξη των κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας, ο συντελεστής q ορίζεται για ολόκληρο το κτήριο και για κάθε κύρια διεύθυνση (X και Y) χωριστά, αναλόγως του αντιστοίχου δομικού συστήματος. Ωστόσο, η κατηγορία πλαστιμότητας είτε μεσαία (ΚΠΜ), είτε υψηλή (ΚΠΥ) είναι ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Στον πίνακα 2.25 παρουσιάζονται οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q, ανάλογα με το υλικό και το δομικό σύστημα.

Πίνακας 2.25 Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2.00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα *	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται*)	1.00
* Βλέπε Παράρτημα Γ.		
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Στα κτήρια Α και Β χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L, άρα q = 1,5 .

Διορθωτικός συντελεστής «η»

Μέσω του διορθωτικού συντελεστή «η» εκφράζεται η αυξομείωση της επιρροής της ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης «ζ» είναι διάφορο του 5%.

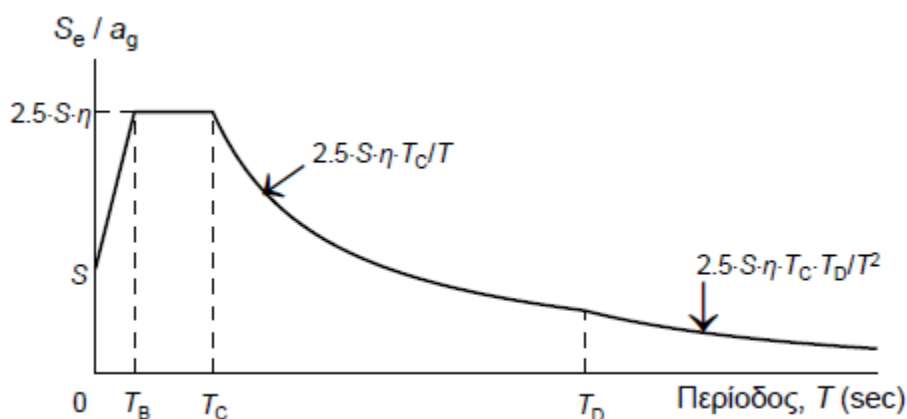
$$\text{Ο συντελεστής «η» δίνεται από τη σχέση } \eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta+5}} \geq 0,55 \quad (2.14)$$

Το «ζ» τίθεται επί τοις εκατό.

Οι τιμές της κρίσιμης απόσβεσης «ζ» (%) εξαρτώνται από το είδος της κατασκευής. Για μεταλλικές κατασκευές, όταν είναι συγκολλητές επιλέγεται ζ=2% , ενώ όταν είναι κοχλιωτές επιλέγεται ζ=4%. Για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα επιλέγεται ζ=5%.

Φάσμα σχεδιασμού

Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ($S_e/a_g - T$), που χρησιμοποιείται για κατασκευές οι οποίες θέλουμε να συμπεριφέρονται ελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού, δίνεται στο σχήμα 2.32 (Για έδαφος κατηγορίας Α).



Σχήμα 2.32 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (Γενική μορφή)

Οι περιοχές περιόδων μεταξύ T_B - T_C , T_C - T_D και T_D -4,0 αντιστοιχούν σε περιοχές σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης αντίστοιχα.

Στον πίνακα 2.26 παρουσιάζονται οι χαρακτηριστικές τιμές των περιόδων και του συντελεστή θεμελίωσης S για κάθε κατηγορία εδάφους Α, Β, C, D, Ε όσον αφορά τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης.

Πίνακας 2.26 Χαρακτηριστικές τιμές των περιόδων T και του συντελεστή θεμελίωσης S για τις οριζόντιες συνιστώσες τη σεισμικής διέγερσης

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

Ο φορέας της παρούσας διπλωματικής εργασίας σχεδιάστηκε ώστε συμπεριφερθεί ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού. Αυτό, πρακτικά, σημαίνει ότι η κατασκευή θα απορροφήσει ενέργεια μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων της. Ωστόσο, για την υπόψιν ανελαστική συμπεριφορά του φορέα, δεν είναι απαραίτητη η ανελαστική

ανάλυση αυτού, αλλά μπορεί να πραγματοποιηθεί κι ελαστική ανάλυση βάσει ενός μειωμένου φάσματος σχεδιασμού (κάνοντας χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς «q») συγκριτικά με το δοθέν ελαστικό φάσμα (γενικής μορφής)/σχήμα 2.32 .

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής φόρτισης, η επιτάχυνση σχεδιασμού $S_d(T)$ σε κάθε περιοχή του φάσματος δίνεται από τις ακόλουθες σχέσεις (2.15 α, β, γ, δ) :

Σχέσεις (2.15 α, β, γ, δ)

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

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

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

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

όπου :

$S_d(T)$: Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

a_g : Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$), όπως ορίστηκε πριν

S : Συντελεστής εδάφους (ή θεμελίωσης)

q : Συντελεστής συμπεριφοράς

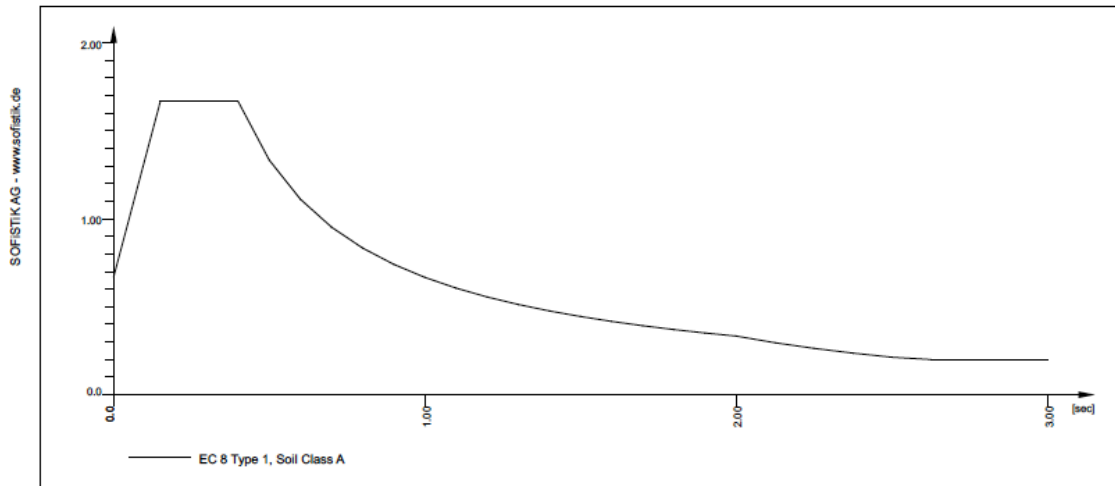
β : Συντελεστής που ορίζεται από το εθνικό προσάρτημα ίσος με $\beta=0,2$

T_B, T_C, T_D είναι οι περίοδοι και S δίνονται από τον παραπάνω πίνακα 2.26, για κάθε κατηγορία εδάφους χωριστά.

Το φάσμα σχεδιασμού για την κατασκευή (κτήρια Α και Β) της παρούσας διπλωματικής, κατά Χ και Υ και για έδαφος κατηγορίας Α είναι :

Πίνακας 2.27 Στοιχεία του φάσματος απόκρισης των κτηρίων Α και Β

Definition Response Spectra										
Actions										
type	part	sup	Designation	$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi-0$	$\psi-1$	$\psi-2$	$\psi-1'$
G	G	perm	dead load	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Q	cond	variable load	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
W	Q	excl	wind loading	1.50	0.00	1.00	0.60	0.20	0.00	1.00
E	E	usex	Earthquake	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Reduction coefficient				xsi 0.850						
type	action	$\gamma-u, \gamma-f, \gamma-a$			safety factors for unfavourable/favourable/accidental					
part	partition of the action	$\psi-0, \psi-1, \psi-2, \psi-1'$			combination coefficients					
sup	superposition type									
Load Case 1090										
Factor forces and moments				1.000						
Factor dead weight DL-XX				0.000						
Factor dead weight DL-YY				0.000						
Factor dead weight DL-ZZ				0.000						
Response spectra EC 8 Type 1, Soil Class A										
D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec ²]
1.5000	0.670	1.667	0.200	0.150	0.400	2.000	0.000	1.000	2.000	2.40



Loads acting on Nodes

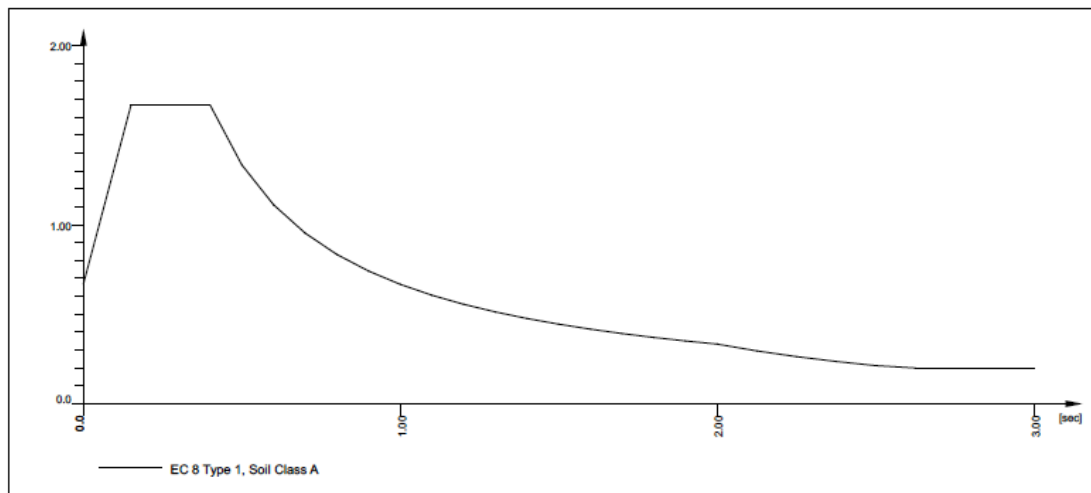
Node	A-X [m/sec ²]	A-Y [m/sec ²]	A-Z [m/sec ²]	A-RX [1/sec ²]	A-RY [1/sec ²]	A-RZ [1/sec ²]
0	2.40					

Σχήμα 2.33 Φάσμα σχεδιασμού κατά τη διεύθυνση X

Πίνακας 2.28 Στοιχεία του φάσματος απόκρισης κατά τη διεύθυνσης Y

Load Case 1091										
Factor forces and moments				1.000						
Factor dead weight DL-XX				0.000						
Factor dead weight DL-YY				0.000						
Factor dead weight DL-ZZ				0.000						
Response spectra EC 8 Type 1, Soil Class A										
D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec ²]
1.5000	0.670	1.667	0.200	0.150	0.400	2.000	0.000	1.000	2.000	2.40
Zone =				ah =*	1.000	av =*	0.000			

Definition Response Spectra



Loads acting on Nodes

Node	A-X [m/sec ²]	A-Y [m/sec ²]	A-Z [m/sec ²]	A-RX [1/sec ²]	A-RY [1/sec ²]	A-RZ [1/sec ²]
0		2.40				

Σχήμα 2.34 Φάσμα σχεδιασμού κατά τη διεύθυνση Y

2.3 Συντελεστές ασφαλείας – Οριακές καταστάσεις

Όταν κάποιος φορέας δεν πληροί τα κριτήρια για τα οποία σχεδιάστηκε, τότε θεωρείται ότι έχει φτάσει στην οριακή κατάστασή του, είτε αυτό αφορά την αστοχία κάποιου μέλους ή ολόκληρου του φορέα, είτε τη λειτουργικότητά του. Συνεπώς, όταν διακυβεύεται η ασφάλεια των ανθρώπων που κάνουν χρήση του κτηρίου, αλλά και το ίδιο το κτήριο, τότε οι οριακές καταστάσεις αφορούν την αστοχία αυτού (ULS – Ultimate Limit States), ενώ όταν ο φορέας καθίσταται μη λειτουργικός, μειώνεται σε μεγάλο βαθμό η άνεση των χρηστών του και δημιουργούνται ρωγμές στην εξωτερική του εμφάνιση, τότε οι οριακές καταστάσεις αφορούν τη λειτουργικότητά του (SLS – Serviceability Limit States).

Οι έλεγχοι επάρκειας των φορέων πραγματοποιούνται αφού έχει προηγηθεί η φόρτιση αυτών με τις δράσεις σχεδιασμού, οι οποίες αποτελούν τα φορτία λειτουργίας του φορέα προσαυξημένα με κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας, συνήθως μεγαλύτερους της μονάδας και συνδυαζόμενες μεταξύ τους οδηγούν την εκάστοτε κατασκευή στα όριά της (δηλαδή στις ULS και SLS).

2.3.1 Συντελεστές ασφαλείας δράσεων

Οι συντελεστές ασφαλείας των δράσεων έχουν διαφορετική τιμή, αναλόγως του είδους της δράσης (μόνιμη, μεταβλητή), της εξεταζόμενης οριακής κατάστασης (αστοχίας, λειτουργικότητας) και της επιρροής της

δράσης (δυσμενής, ευμενής). Οι τιμές φαίνονται στους πίνακες 2.29 (Μόνιμες δράσεις) και 2.30 (Μεταβλητές δράσεις).

Πίνακας 2.29 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μόνιμων δράσεων γ_G

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Δυσμενής	Ευμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1,35	1,00
	Τυχηματικοί	1,00	1,00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,00	1,00

Πίνακας 2.30 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μεταβλητών δράσεων γ_Q

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Δυσμενής	Ευμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1,50	0,00
	Τυχηματικοί	1,00	0,00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,00	0,00

2.3.2 Συντελεστές ασφαλείας αντιστάσεων (των διατομών)

Όπως και για τις δράσεις, έτσι και για τις αντιστάσεις των διατομών, ορίζονται επιμέρους συντελεστές ασφαλείας, οι οποίοι λαμβάνουν υπόψιν τους τυχόν δυσμενείς αποκλίσεις από τις χαρακτηριστικές τιμές των αντοχών των υλικών των διατομών ή των μελών του φορέα, καθώς κι αβεβαιότητες στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και στην προσομοίωση του φορέα. Αυτοί οι συντελεστές ασφαλείας ορίζονται, όπως και οι γ_G και γ_Q , αναλόγως του τύπου αστοχίας και της εξεταζόμενης οριακής κατάστασης. Τιμές αυτών, που αφορούν μόνο την οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.), δίνονται στον ακόλουθο πίνακα 2.31.

Πίνακας 2.31 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_M για τις αντιστάσεις των διατομών στην Ο.Κ.Α.

Τύπος αστοχίας	Συντελεστής ασφαλείας	Τιμή
Διαρροή	γ_{M0}	1,00
Απώλεια ευστάθειας	γ_{M1}	1,00
Εφελκυστική θραύση	γ_{M2}	1,25

2.4 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Όπως αναφέρθηκε, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων που επενεργούν στην κατασκευή, για να ελεγχθεί η επάρκεια αυτής στις δύο οριακές καταστάσεις, αστοχίας και λειτουργικότητας. Όταν το μέγεθος των δράσεων και των συνδυασμών αυτών, στις προαναφερθείσες οριακές καταστάσεις, είναι μεγαλύτερο από τις αντοχές των υλικών των μελών του φορέα, τότε αυτός καθίσταται ακατάλληλος για το σκοπό για τον οποίο σχεδιάστηκε.

2.4.1 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων

Κατά το συνδυασμό των δράσεων, χρησιμοποιούνται οι συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i (πίνακας 2.32), οι οποίοι λαμβάνουν υπόψιν την περιορισμένη πιθανότητα συνύπαρξης των ακραίων τιμών των διαφόρων μεταβλητών δράσεων στο φορέα.

Πίνακας 2.32 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i για κτήρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
<u>Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια</u>			
Κατηγορία A : Κατοικίες, συνήθη κτήρια	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B : Χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C : Χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D : Χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E : Χώροι αποθήκευσης	1	0,9	0,8
<u>Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτήρια</u>			
Κατηγορία F : Βάρος οχήματος $W \leq 30$ KN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G : 30 KN \leq Βάρος $W \leq 160$ KN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H : <u>Οροφές (Στέγες)</u>	0	0	0
<u>Φορτία χιονιού σε κτήρια</u>			
• Για υψόμετρο $H > 1000\mu$	0,7	0,5	0,2
• Για υψόμετρο $H \leq 1000\mu$	0,5	0,2	0
<u>Φορτία ανέμου σε κτήρια</u>	0,6	0,2	0
<u>Θερμοκρασία σε κτήρια (Εκτός πυρκαγιάς)</u>	0,6	0,5	0

2.4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Όσον αφορά την οριακή κατάσταση αστοχίας, κατά την οποία παρουσιάζονται οι πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση κλπ τμήματος ή ολόκληρου του φορέα, οι συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού μέσω των οποίων πραγματοποιείται ο έλεγχος αυτού, δίνονται για τις διάφορες καταστάσεις από τις ακόλουθες σχέσεις :

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.16)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.17)$$

- Για καταστάσεις σεισμού :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.18)$$

Στις σχέσεις 2.16 έως 2.18 τα μεγέθη με *δείκτη 1* αφορούν την επικρατέστερη μεταβλητή δράση (κι όπου αυτή δεν είναι προφανής, επιλέγεται διαδοχικά η μεταβλητή δράση $Q_{k,i}$ ως η επικρατέστερη. Κατ' αυτόν τον τρόπο δημιουργείται μεγάλος αριθμός συνδυασμών δράσεων) Τα μεγέθη με *δείκτη i* αφορούν τις λοιπές μεταβλητές δράσεις *i* οι οποίες συνυπάρχουν με τις υπόλοιπες μεταβλητές και την επικρατέστερη.

Έχουν αγνοηθεί οι όροι που αφορούν την προένταση. Οι συντελεστές συνδυασμού δράσεων $\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$ δίνονται στον πίνακα 2.32.

Να σημειωθεί ότι μέσω γραμμικής ανάλυσης καθίσταται δυνατή η επαλληλία των δράσεων ή των αποτελεσμάτων των δράσεων. Όταν πραγματοποιείται μη γραμμική ανάλυση επιτρέπεται μόνο ο συνδυασμός των δράσεων (επαλληλία) πριν την επίλυση, καθώς δεν επιτρέπεται η επαλληλία των αποτελεσμάτων.

Όσον αφορά τα φορτία ανέμου και σεισμού, αυτά επιλέγονται σε κάθε διεύθυνση *X* και *Y* χωριστά. Ειδικότερα για τη δράση του σεισμού επιλέγεται είτε $E_x + 0,3E_y$ είτε $E_y + 0,3E_x$ για σεισμική διέγερση κατά *X* και *Y* αντίστοιχα.

2.4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Όσον αφορά την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, κατά την οποία παρουσιάζονται μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ, που έχουν ως αποτέλεσμα να μην πληρούνται οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις

τμήματος ή ολόκληρου του φορέα, οι συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού μέσω των οποίων πραγματοποιείται ο έλεγχος αυτού είναι οι ακόλουθοι :

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.19)$$

- Συχνός συνδυασμός :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.20)$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.21)$$

2.4.4 Συνδυασμοί δράσεων που χρησιμοποιήθηκαν και εισήχθησαν στο SOFiSTiK προς επίλυση του φορέα (κτήρια A και B)

Οι συνδυασμοί δράσεων που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα διπλωματική για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο του φορέα παρουσιάζονται εκτενώς στο παράρτημα Α.

3 ΓΕΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ

3.1 Γενικά στοιχεία

Ο φορέας σχεδιάστηκε κατά τέτοιο τρόπο ώστε να υπάρχει ασφαλής παραλαβή και μεταφορά των φορτίων που καταπονούν ολόκληρη την κατασκευή, από την ανωδομή στη θεμελίωση. Σε αυτήν τη διαδικασία της μεταφοράς των φορτίων συμμετέχει κατά κύριο λόγο ο φέρων οργανισμός του φορέα. Αυτός αποτελείται από τις κύριες δοκούς και τα υποστυλώματα, ορίζοντας το χωρικό προσομοίωμα, ενώ στον υπόλοιπο φορέα τοποθετούνται δευτερεύουσες δοκοί κατάλληλης γεωμετρίας και διεύθυνσης (κατά Χ). Σημαντικό στοιχείο της κατασκευής αποτελούν και οι σύμμεικτες πλάκες (συλλειτουργία χαλυβδοφύλλου και σκυροδέματος), που εκτός από επιφανειακό στοιχείο παραλαβής κατακορύφων φορτίων και μεταφοράς τους στις κύριες δοκούς και κατόπιν στα υποστυλώματα, επιτελεί και διαφραγματική λειτουργία στο φορέα, προσδίδοντας αντισεισμικότητα στην κατασκευή κι αποτρέποντας τον κίνδυνο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στις κύριες και δευτερεύουσες δοκούς.

3.2 Δομικά στοιχεία φέροντος οργανισμού

Ο φορέας της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελείται από κάποια κύρια δομικά στοιχεία, τα οποία είναι :

- Υποστυλώματα
- Δοκοί (Κύριες και δευτερεύουσες)
- Σύμμεικτες πλάκες
- Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας (Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L κατά Χ και Υ κι οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας/κατά τη φάση κατασκευής, με τους οποίους, όμως, δεν πραγματεύεται η παρούσα διπλωματική εργασία)

3.2.1 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα μεταφέρουν τα φορτία της ανωδομής από όροφο σε όροφο και τελικά στο έδαφος (θεμελίωση κτηρίου). Προτιμώνται διατομές διπλού ταυ (ή I) και κατά κύριο λόγο οι πλατύπελμες (ή H, τύπου HEA ή HEB) συγκριτικά με τις υψίκορμες (ή IPE), διότι έχουν πιο εξισορροπημένη αντοχή έναντι λυγισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις. Με τις διατομές διπλού ταυ επιτρέπεται η ανάπτυξη πλαισιακής λειτουργίας μόνο κατά την κύρια διεύθυνση, οπότε κατά την ανέγερση του φορέα, τα πέλματα των μελών τοποθετούνται αναλόγως.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, για τα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκαν διατομές HEB500

3.2.2 Δοκοί (Κύριες και δευτερεύουσες)

- **Κύριες δοκοί**

Οι κύριες δοκοί στηρίζονται στα υποστυλώματα, μεταφέροντας σε αυτά τα κατακόρυφα φορτία (ίδιο βάρος δοκών, ίδιο βάρος σύμμεικτης πλάκας κατά τη φάση λειτουργίας, αλλά και τα φορτία σκυροδέτησης κατά την ανέγερση της κατασκευής). Οι διατομές που χρησιμοποιούνται είναι διπλού ταυ (I), όπως και στα υποστυλώματα. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν IPE ή HEA, HEB. Στο φορέα της διπλωματικής εργασίας χρησιμοποιήθηκαν HEB300, με τις αυλακώσεις των χαλυβδοφύλλων παράλληλες προς τον άξονα της δοκού κατά τη διεύθυνση Y.

- **Δευτερεύουσες δοκοί (Διαδοκίδες)**

Χρησιμοποιούνται για να μειώσουν τα μεγάλα ανοίγματα των πλακών, άρα και το στατικό ύψος αυτών, στις χαλύβδινες κατασκευές. Ο κάρναβος αυτών είναι σημαντικά μεγαλύτερος συγκριτικά με αυτόν σε κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Η σύνδεση των δευτερευουσών δοκών επί των κυρίων δοκών, επιλέχθηκε να πραγματοποιηθεί περίπου στο μέσον των κυρίων δοκών. Η ως άνω περιγραφόμενη σύνδεση είναι σύνδεση τέμνουσας, με αποτέλεσμα οι δευτερεύουσες δοκοί να είναι αμφιέριστες και να αναλαμβάνουν καθ' όλο το μήκος τους τις θετικές ροπές που αναπτύσσονται λόγω της θλίψης της σύμμεικτης πλάκας. Δύνανται να χρησιμοποιηθούν διατομές IPE ή HEA. Στην παρούσα διπλωματική χρησιμοποιήθηκαν HEB200, με το διαμήκη άξονα αυτών τοποθετημένο κατά τη διεύθυνση X του κτηρίου.

3.2.3 Σύμμεικτες πλάκες

Οι σύμμεικτες πλάκες αποτελούν σύνθεση χαλυβδοφύλλου κι εγχύτου σκυροδέματος. Αρχικά το χαλυβδόφυλλο, το οποίο μπορεί να είναι στατικώς τοποθετημένο ως αμφιέριστο ή συνεχές (εδώ αμφιέριστο), παραλαμβάνει τα φορτία διάστρωσης του σκυροδέματος, ενώ κατά τη φάση λειτουργίας της κατασκευής, μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, υπάρχει συλλειτουργία των δύο υλικών τα οποία επιτελούν διττή λειτουργία. Κατά πρώτον, η σύμμεικτη πλάκα παραλαμβάνει τα κατακόρυφα φορτία και τα μεταφέρει στις κύριες δοκούς, αυτές με τη σειρά τους στα υποστυλώματα κι εν τέλει στη θεμελίωση και στο έδαφος. Κατά δεύτερον κι εξίσου σημαντικό, η σύμμεικτη πλάκα, ως άκαμπτη, συνεισφέρει στη διαφραγματική λειτουργία της κατασκευής. Συνεπώς κάθε όροφος (περιλαμβανομένων της πλάκας, των

κυρίων δοκών και των κεφαλών των υποστυλωμάτων) έχει κοινή μετακίνηση όλων των κυρίων στοιχείων που απαρτίζουν τον φέροντα οργανισμό. Η διαφραγματική λειτουργία συντελεί στην καλή αντισεισμική συμπεριφορά του φορέα, βοηθώντας στην ανάληψη των οριζοντίων δράσεων που προκύπτουν από τη σεισμική διέγερση.

3.2.4 Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας

Τα συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας, σε αντίθεση με τα συστήματα πλακών-δοκών-υποστυλωμάτων τα οποία μεταφέρουν τις κατακόρυφες δυνάμεις στη θεμελίωση, συνεισφέρουν στην ασφαλή μεταφορά των οριζοντίων δράσεων. Αυτές, όσον αφορά τα πολυώροφα κτήρια, δημιουργούνται κατά κύριο λόγο εξαιτίας ανέμων, σεισμικής διέγερσης και κατασκευαστικών ατελειών (παρέκκλιση από την κατακόρυφο).

Ιδιαίτερα, δε, για τα μεταλλικά κτήρια οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων, για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας του φορέα, δύνανται να έχουν τη μορφή είτε συνδέσεων ροπής, οι οποίες, όμως, είναι αυξημένου κόστους είτε απλών συνδέσεων, δηλαδή συνδέσεων τέμνουσας, οι οποίες είναι μεν μειωμένου κόστους, αλλά η πλευρική ευστάθεια του κτηρίου πρέπει να εξασφαλίζεται με κατάλληλη διάταξη κατακορύφων ή ταυτόχρονα και οριζοντίων συνδέσμων δυσκαμψίας.

Η διάταξη των συνδέσμων δυσκαμψίας, πρέπει να ακολουθεί κάποιους βασικούς κανόνες, ώστε η μόρφωση του κτηρίου να είναι κατάλληλη. Τέτοιοι είναι οι εξής :

- Η προσφορότερη θέση τοποθέτησης των συνδέσμων δυσκαμψίας είναι στην περίμετρο του κτηρίου και μάλιστα σε συμμετρική διάταξη. Έτσι εξασφαλίζεται μεγαλύτερη δυστρεψία, λόγω μεγάλης απόστασης από το κέντρο μάζας του φορέα, ενώ η συμμετρικότητα συνεισφέρει στην παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων και κατά τις δύο διευθύνσεις, εξασφαλίζοντας πλευρική ευστάθεια και κατά Χ και κατά Υ.
- Για κάθε διεύθυνση Χ και Υ, είναι απαραίτητο να υπάρχουν ζεύγη συνδέσμων, έτσι ώστε οι οριζόντιες δυνάμεις να κατανέμονται ισόποσα. Αν, όμως, σε μία από τις δύο διευθύνσεις υπάρχει μόνο ένας σύνδεσμος, τότε δημιουργείται εκκεντρότητα μεταξύ της θέσης εφαρμογής των σεισμικών δυνάμεων στο κέντρο μάζας του ορόφου και παραλαβής τους από το σύνδεσμο.
- Για την αποφυγή προβλημάτων στρέψης, πρέπει για κάθε ζεύγος συνδέσμων να υπάρχουν μέλη με παρόμοια δυσκαμψία και κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτηρίου.
- Πρέπει να διατηρείται η συνέχεια των συνδέσμων καθ' ύψος του κτηρίου, έτσι ώστε να μην αλλάζει το κέντρο δυσκαμψίας από όροφο σε όροφο και να μη δημιουργούνται πρόσθετες στρεπτικές καταπονήσεις.

Στις δύο παραλλαγές A και B του φορέα της διπλωματικής εργασίας επελέχθησαν σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y, αποτελούμενοι από πρότυπες κοίλες τετραγωνικές διατομές SH 250.250.16 .

3.3 Βασικοί έλεγχοι

Για κάθε παραλλαγή A και B του φορέα πραγματοποιείται έλεγχος των μελών και των διατομών αυτών, που απαρτίζουν την αντίστοιχη κατασκευή. Ο κάθε έλεγχος συνίσταται στη σύγκριση μεταξύ των αντοχών των μελών και των αντιστοίχων διατομών και των εντατικών μεγεθών που τα καταπονούν και τα οποία προκύπτουν από τη στατική και τη δυναμική ανάλυση του χωρικού προσομοιώματος της κάθε παραλλαγής A και B (όπως φαίνονται στα σχήματα 1.10 κι 1.11). Τα δομικά στοιχεία στα οποία θα γίνουν οι έλεγχοι που περιγράφονται ακολούθως, αφορούν τις δοκούς (κύριες και δευτερεύουσες), τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και τα υποστυλώματα. Όσον αφορά τη σύνδεση υποστυλώματος – θεμελίου κάθε κτηρίου, αυτή περιγράφεται σε επόμενο κεφάλαιο (Κεφάλαιο 5).

Δοκοί : Οι δοκοί ελέγχονται σε κάμψη και διάτμηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας, ενώ στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας γίνεται ο έλεγχος των βελών. Δεν ελέγχονται σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, διότι εξασφαλίζονται πλευρικά από τη σύμμεικτη πλάκα κατά τη φάση λειτουργίας.

Υποστυλώματα : Τα υποστυλώματα μεταφέρουν μεγάλες αξονικές θλιπτικές δυνάμεις εκ της ανωδομής. Ωστόσο, στην οριακή κατάσταση αστοχίας, θα πραγματοποιηθούν έλεγχοι αντοχής της διατομής τους σε θλίψη, κάμψη, έναντι τέμνουσας, καθώς και αλληλεπίδραση κάμψης – τέμνουσας και κάμψης – αξονικής θλιπτικής δύναμης. Όσον αφορά τον έλεγχο ευστάθειας μέλους (αντοχή μέλους), εξετάζονται ο καμπτικός και ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός.

Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας : Καταπονούνται κυρίως αξονικά κι ενδιαφέρουν η αξονική εφελκυστική και θλιπτική δύναμη που εξαγονται από την ανάλυση του φορέα. Πραγματοποιείται έλεγχος αντοχής της διατομής σε εφελκυσμό και θλίψη, καθώς κι έλεγχος μέλους έναντι λυγισμού, λόγω θλίψης της μιας διαγωνίου του συνδέσμου. Η διαστασιολόγησή τους προκύπτει από το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό.

3.4 Εφαρμογή ευρωκωδίκων

Σε αυτό το υποκεφάλαιο δίνεται ο τρόπος κατάταξης των διατομών σε κατηγορία, ο τρόπος υπολογισμού των αντοχών των διατομών σε εφελκυσμό, σε θλίψη, έναντι τέμνουσας, σε κάμψη και σε συνδυασμό αυτών, ο τρόπος

υπολογισμού των αντοχών των μελών έναντι καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (συνδυασμός θλίψης και μονοαξονικής ή διαξονικής κάμψης).

3.4.1 Κατάταξη διατομών

Οι κατηγορίες στις οποίες κατατάσσονται οι διατομές των μελών κάποιου φορέα, εξαρτώνται από τη μέθοδο ανάλυσης (από την οποία προσδιορίζονται τα εντατικά και τα παραμορφωσιακά μεγέθη) κι ελέγχου αυτών (υπολογισμός αντοχής των διατομών) στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Η μέθοδος ανάλυσης δύναται να είναι πλαστική ή ελαστική και η αντοχή των διατομών είτε πλαστική (M_{pl}), είτε ελαστική (M_{el}). Τελικά, η κατάταξη των διατομών σε κάποια από τις τέσσερις κατηγορίες εξαρτάται από την αντοχή τους και τον περιορισμό της στροφικής ικανότητάς τους, εξαιτίας της πρόκλησης αστάθειας, λόγω ανάπτυξης τοπικού λυγισμού.

Οι εν λόγω κατηγορίες περιγράφονται ακολούθως :

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

Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι :

Κατηγορίες 1 και 2 : Η πλαστική ροπή αντοχής M_{pl}

Κατηγορία 3 : Η ελαστική ροπή αντοχής M_{el}

Κατηγορία 4 : Η ροπή τοπικού λυγισμού $M_0 < M_{el}$

Η κατάταξη μιας διατομής, όπως φαίνεται στους πίνακες 3.1α, 3.1β και 3.1γ που ακολουθούν, εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος των θλιβομένων (πλήρως ή μερικώς) πλακοειδών στοιχείων της (κορμός ή πέλμα), λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης ή ροπής κάμψης.

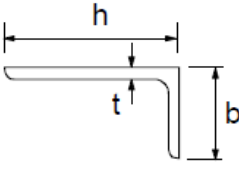
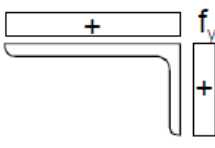
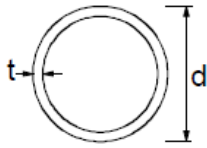
Πίνακας 3.1α Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος c/t για θλιβόμενα στοιχεία

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα			
		Αξονας κάμψης	
		Αξονας κάμψης	
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1^*)$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$
*) $\psi \leq -1$ εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση $\sigma < -f_y$, είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_y > f_y/E$			

Πίνακας 3.1β Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος c/t για θλιβόμενα στοιχεία

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

Πίνακας 3.1γ Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος c/t για θλιβόμενα στοιχεία

Γωνιακά																			
Αναφορά επίσης στα “Προεξέχοντα πέλματα” (βλέπε φύλο 2 από 3)																			
	Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία																		
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη																		
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)																			
3	$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$																		
Σωληνωτές διατομές																			
																			
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη																		
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$																		
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$																		
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$																		
	ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.																		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	<table border="1"> <tr> <td>f_y</td> <td>235</td> <td>275</td> <td>355</td> <td>420</td> <td>460</td> </tr> <tr> <td>ε</td> <td>1,00</td> <td>0,92</td> <td>0,81</td> <td>0,75</td> <td>0,71</td> </tr> <tr> <td>ε^2</td> <td>1,00</td> <td>0,85</td> <td>0,66</td> <td>0,56</td> <td>0,51</td> </tr> </table>	f_y	235	275	355	420	460	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51
f_y	235	275	355	420	460														
ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71														
ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51														

Στην παρούσα διπλωματική εργασία όλες οι χαλύβδινες διατομές που χρησιμοποιούνται είναι υποχρεωτικά κατηγορίας 1 ή 2, για να ικανοποιείται η απαίτηση πλαστικής συμπεριφοράς.

3.4.2 Αντοχή διατομών

- Αντοχή σε εφελκυσμό

Η τιμή της εφελκυστικής δράσης σχεδιασμού N_{Ed} , σε κάθε διατομή, πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.1)$$

όπου $N_{t,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε εφελκυσμό και ισούται με τη μικρότερη τιμή μεταξύ της πλαστικής αντοχής σχεδιασμού της πλήρους διατομής, $N_{pl,Rd}$ (πλάστιμος τρόπος αστοχίας) και της οριακής αντοχής σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών, $N_{u,Rd}$ (ψαθυρός τρόπος αστοχίας), δηλαδή :

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}\} \quad (3.2)$$

Ισχύουν :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.3)$$

όπου :

A : Το εμβαδόν της πλήρους διατομής

f_y : Το όριο (ή τάση) διαρροής του χάλυβα

γ_{M0} : Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε διαρροή (=1,0)

και

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.4)$$

όπου :

A_{net} : Το εμβαδόν της καθαρής (απομειωμένη) διατομής

f_u : Η εφελκυστική αντοχή (τάση θραύσης) του χάλυβα

γ_{M2} : Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση (=1,25)

Σε περιπτώσεις που απαιτείται κι έλεγχος ολκιμότητας (δηλαδή ικανοποίηση του πρώτου κριτηρίου πλαστιμότητας σε αντισεισμικές κατασκευές), τότε επιδιώκεται η κρίσιμη μορφή αστοχίας να είναι η όλκιμη κι όχι η ψαθυρή. Δηλαδή :

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \quad (3.5)$$

➤ Αντοχή σε θλίψη

Για τον προσδιορισμό της αντοχής ενός μέλους σε θλίψη, πρέπει το μέλος να θεωρηθεί στο σύνολό του, σε αντίθεση με την αντοχή σε εφελκυσμό, όπου πρέπει να θεωρηθεί απλά η διατομή του. Τα ακόλουθα ισχύουν μόνο για μέλη με μικρή λυγηρότητα και πλευρικά εξασφαλισμένα. Περαιτέρω ανάλυση για την αντοχή μελών, λόγω θλιπτικής δύναμης, γίνεται στην παράγραφο 3.4.3.

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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.6)$$

όπου $N_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφη θλίψη. Ισχύουν :

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3} \quad (3.7)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (3.8)$$

όπου :

A η πλήρης διατομή

A_{eff} η ενεργός διατομή

➤ Αντοχή σε μονοαξονική (ή απλή) κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού για τη δρώσα ροπή κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή, πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.9)$$

Η ροπή αντοχής σχεδιασμού $M_{c,Rd}$ για κάμψη περί έναν κύριο άξονα μιας διατομής ενός μέλους που εξασφαλίζεται επαρκώς πλευρικά (για δοκούς μη εξασφαλισμένες πλευρικά ακολουθεί ανάλυση στο υποκεφάλαιο 3.4.3) ορίζεται ως εξής :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad , \text{ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2} \quad (3.10)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad , \text{ για διατομές κατηγορίας 3} \quad (3.11)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad , \text{ για διατομές κατηγορίας 4} \quad (3.12)$$

οι οποίες δεν ενδιαφέρουν την παρούσα εργασία

➤ Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή, πρέπει να ικανοποιεί τη συνθήκη :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.13)$$

έτσι ώστε να επαρκεί η δοκός έναντι τέμνουσας.
 $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα

Για πλαστικό σχεδιασμό ισχύει :

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (3.14)$$

όπου : $V_{pl,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή

$f_y / \sqrt{3}$ είναι το όριο διαρροής του χάλυβα σε διάτμηση, σύμφωνα με το κριτήριο ισοδυναμίας von Mises

A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης, η οποία μπορεί να λαμβάνεται ως εξής :

α) Ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό :

$$A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f, \text{ αλλά όχι μικρότερη από } \eta \cdot h_w \cdot t_w$$

β) Ελατές διατομές π, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό :

$$A - 2b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$$

γ) Ελατές διατομές T, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό :

$$0,9 \cdot (A - b \cdot t_f)$$

δ) Συγκολλητές διατομές I, H και κιβωτιοειδείς διατομές, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό :

$$\eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w)$$

ε) Συγκολλητές διατομές I, H και κιβωτιοειδείς διατομές, με φορτίο παράλληλο προς τα πέλματα :

$$A - \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w)$$

ζ) Ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές, ομοιομόρφου πάχους με :

φορτίο παράλληλο προς το ύψος $A \cdot h / (b + h)$

φορτίο παράλληλο προς το πλάτος $A \cdot b / (b + h)$

η) Κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιομόρφου πάχους :

$$2 \cdot A / \pi$$

όπου :

A η επιφάνεια της διατομής

b το συνολικό πλάτος

h το συνολικό ύψος

h_w το ύψος του κορμού

r η ακτίνα συναρμογής κορμού – πέλματος

t_f το πάχος του πέλματος

t_w το πάχος του κορμού

η συντηρητικά μπορεί να λαμβάνεται ίσο με 1,0

➤ Αντοχή σε κάμψη και τέμνουσα

Όταν σε ορισμένες περιπτώσεις συνυπάρχουν σε κάποιες διατομές δοκών εκτός από ροπή κάμψης και σημαντική δρώσα τέμνουσα δύναμη, η οποία είναι μεγαλύτερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$, τότε η ροπή αντοχής της διατομής που θα χρησιμοποιηθεί για τη διαστασιολόγηση πρέπει να απομειωθεί. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι μέρος της διατομής αναλύσκεται στην παραλαβή της τέμνουσας δύναμης.

Η εν λόγω απομείωση πραγματοποιείται με μειωμένη τάση διαρροής επί της επιφάνειας διάτμησης, η οποία υπολογίζεται ως : $(1 - \rho) \cdot f_y$ (3.15α) όπου :

$$\rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3.15\beta)$$

Εναλλακτικά, για διατομές I κατηγορίας 1 ή 2, που αφορούν και την παρούσα διπλωματική εργασία, με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας, η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψιν τη διάτμηση, δύναται να υπολογίζεται από τη σχέση :

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4 t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.16)$$

αλλά πρέπει $M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$ (λαμβάνεται από τη σχέση 3.10), όπου $A_w = h_w \cdot t_w$

➤ Αντοχή σε κάμψη και αξονική δύναμη

Όπως και προηγουμένως, όταν συνυπάρχουν σε κάποιες διατομές, κυρίως υποστυλωμάτων και λιγότερο δοκών, ροπή κάμψης και σημαντική αξονική δύναμη, τότε πρέπει να ληφθεί υπόψιν μειωμένη αντοχή σε καμπτική ροπή, διότι μέρος της διατομής αναλίσκεται στην παραλαβή της αξονικής δύναμης. Η εν λόγω απομείωση εξαρτάται κι από την κατηγορία της διατομής.

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, που αφορούν τις παραλλαγές A και B του φορέα της εργασίας, το κριτήριο σχεδιασμού αυτών, ώστε να ληφθεί υπόψιν η επίδραση της αξονικής δύναμης στην απομείωση της καμπτικής αντοχής, γράφεται ως εξής :

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (3.17)$$

όπου : $M_{N,Rd}$ είναι η απομειωμένη, λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed} , πλαστική ροπή αντοχής

- Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν είναι απαραίτητη η απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον ισχυρό άξονα $y-y$, λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν ικανοποιούνται ταυτοχρόνως τα δύο ακόλουθα κριτήρια :

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad (3.18)$$

και

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.19)$$

όπου :

h_w είναι η εσωτερική απόσταση μεταξύ των πελμάτων

t_w είναι το πάχος του κορμού

Αν δεν ισχύει κάποιο από τα κριτήρια 3.18, 3.19 ή και τα δύο, τότε η απομείωση της ροπής κάμψης πραγματοποιείται βάσει της σχέσης 3.21 .

- Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H δεν είναι απαραίτητη η απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα $z-z$, λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν :

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.20)$$

Αν δεν ισχύει το κριτήριο 3.20, τότε η απομείωση της ροπής κάμψης πραγματοποιείται βάσει της σχέσης 3.22 ή 3.23 .

- Για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα, στις οποίες δε λαμβάνονται υπόψιν οι οπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι παρακάτω προσεγγιστικές σχέσεις :

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n) / (1-0,5 \cdot a) \quad (3.21)$$

$$\text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{για } n \leq a : M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (3.22)$$

$$\text{για } n > a : M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (3.23)$$

όπου :

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A, \text{ πρέπει όμως } a \leq 0,5$$

- Για διαξονική κάμψη οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία, η οποία εξαρτάται από το λόγο ροπών $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες κι από τη γεωμετρία της διατομής.

Στην περίπτωση αυτή, για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής, μπορεί να χρησιμοποιείται το ακόλουθο κριτήριο αλληλεπίδρασης :

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (3.24)$$

στο οποίο οι εκθέτες α και β είναι σταθερές, που μπορεί να λαμβάνονται συντηρητικά ίσες με τη μονάδα ή ακριβέστερα ως εξής :

- Διατομές I και H : $\alpha = 2$ και $\beta = 5 \cdot n$, αλλά $\beta \geq 1$
- Κοίλες κυκλικές διατομές : $\alpha = \beta = 2$
- Κοίλες ορθογωνικές διατομές : $\alpha = \beta = 1,66 / (1 - 1,13 \cdot n^2)$, αλλά $\alpha = \beta \leq 6$

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

- Για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κιβωτισειδείς διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς, στις οποίες δε λαμβάνονται υπόψιν οι οπές κοχλιών, δύνανται να χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες σχέσεις :

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n) / (1-0,5 \cdot a_w), \text{ αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (3.25)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot (1-n) / (1-0,5 \cdot a_f), \text{ αλλά } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (3.26)$$

όπου είναι :

- Για κοίλες διατομές : $a_w = (A - 2 \cdot b_f) / A$, αλλά $a_w \leq 0,5$

$$a_f = (A - 2 \cdot b_w) / A , \text{ αλλά } a_f \leq 0,5$$

- Για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές :

- $a_w = (A - 2 \cdot b_f) / A$, αλλά $a_w \leq 0,5$

$$a_f = (A - 2 \cdot b_w) / A , \text{ αλλά } a_f \leq 0,5$$

➤ Αντοχή σε κάμψη, τέμνουσα και αξονική δύναμη

Όταν συνυπάρχουν κάμψη, τέμνουσα κι αξονική δύναμη, τότε η απομείωση της ροπής αντοχής πραγματοποιείται αρχικά λόγω ύπαρξης σημαντικής τέμνουσας κι εν συνεχεία λόγω αξονικής δύναμης, όπως ορίστηκε προηγουμένως.

3.4.3 Αντοχή μελών

Υπολογίζονται οι αντοχές των μελών, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις όπου η στάθμη της εξωτερικής φόρτισης εξαντλεί την αντοχή των μελών σε χαμηλότερα επίπεδα από την αντίστοιχη, η οποία εξαντλεί την αντοχή των διατομών των αντιστοίχων μελών του φορέα (περιπτώσεις καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού).

➤ Καμπτικός λυγισμός, λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Η απώλεια της ευστάθειας και της ευθυγραμμίας κάποιου μέλους, λόγω καταπόνησής του από αξονική θλιπτική δύναμη, οδηγεί σε κάμψη αυτού περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του. Αυτού του είδους η αστάθεια αποτελεί τον καμπτικό λυγισμό λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης.

Θλιβόμενο μέλος σταθερής διατομής ελέγχεται ως προς την επάρκειά του έναντι καμπτικού λυγισμού βάσει της σχέσης :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.27)$$

όπου :

N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της δρώσας αξονικής θλιπτικής δύναμης

$N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβομένου μέλους σε λυγισμό

Ισχύει :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3} \quad (3.28)$$

Όπου: « χ » είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού [$\chi = \min(\chi_y, \chi_z)$]

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

Κατά τον καθορισμό του εμβαδού «A» δεν απαιτείται να λαμβάνονται υπόψη τυχόν οπές για κοχλίες στα άκρα του υποστυλώματος/θλιβομένου μέλους.

Ο μειωτικός συντελεστής « χ » υπολογίζεται συναρτήσει της ανηγμένης λυγηρότητας (μέσω του ελαστικού κρίσιμου φορτίου λυγισμού/Euler) και του συντελεστή τοπικών απωλειών « α ».

Ισχύουν:

Για την ανηγμένη λυγηρότητα :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3} \quad (3.29)$$

όπου : N_{cr} είναι το κρίσιμο φορτίο Euler για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού, βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\text{και ισχύει : } N_{cr} = (\pi^2 \cdot E \cdot I) / (L_{cr})^2 \quad (3.30)$$

όπου : I είναι η ροπή αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα λυγισμού

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

Ο υπολογισμός του μειωτικού συντελεστή « χ » υπολογίζεται από τις σχέσεις :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^{-2}}}, \text{ αλλά } \chi \leq 1,0 \quad (3.31)$$

$$\text{όπου: } \Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^{-2} \right] \quad (3.32)$$

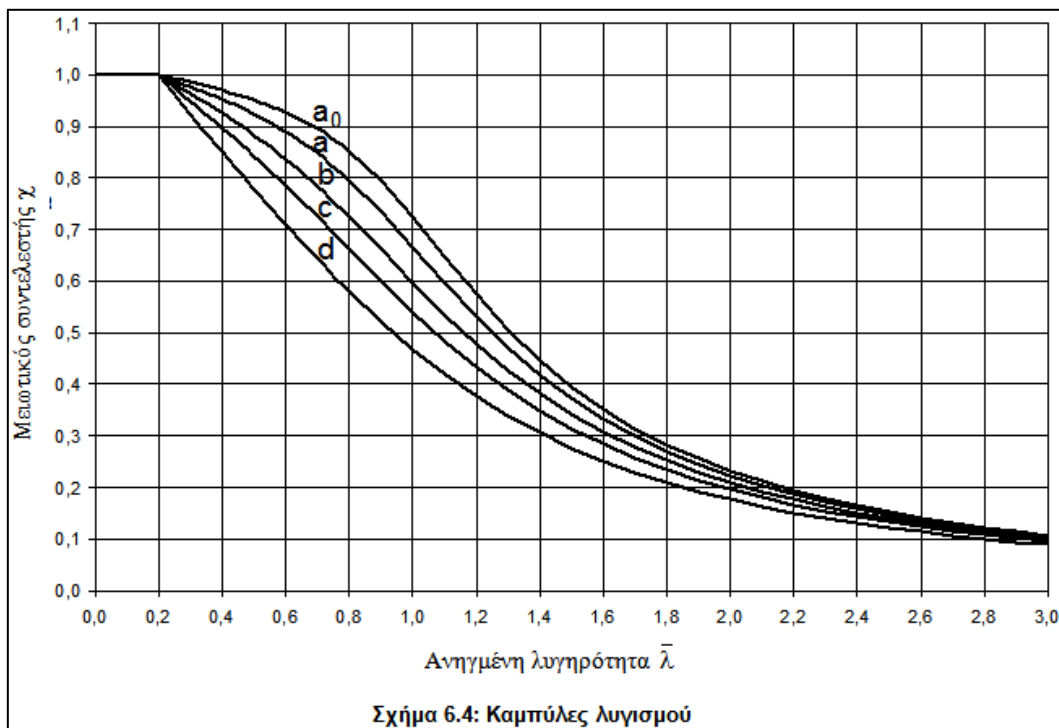
Ο συντελεστής ατελειών «α» υπολογίζεται, βάσει της αντίστοιχης καμπύλης λυγισμού, από τον ακόλουθο πίνακα 3.2 .

Πίνακας 3.2 Συντελεστής ατελειών «α» βάσει καμπύλης λυγισμού

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

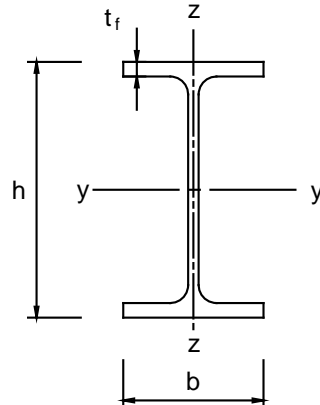
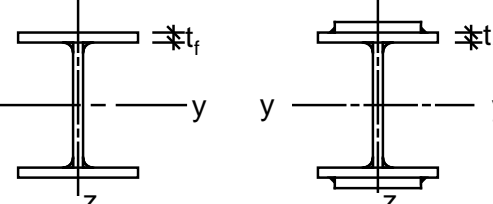
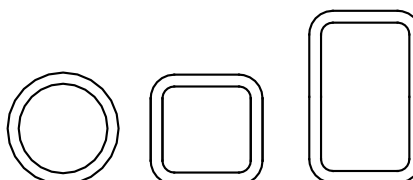
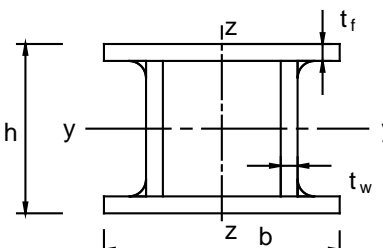
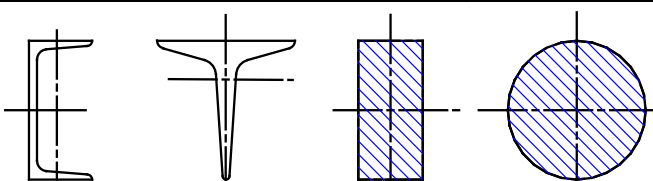
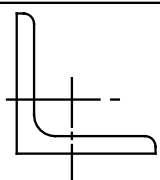
Η επιλογή της κατάλληλης καμπύλης λυγισμού, μέσω του πίνακα 3.3, πραγματοποιείται βάσει του τύπου της διατομής, των διαστάσεών της και του άξονα περί τον οποίο εξετάζεται ο λυγισμός.

Η τιμή του μειωτικού συντελεστή «χ» δύναται, επίσης, να υπολογιστεί βάσει της ανηγμένης λυγηρότητας και της αντίστοιχης καμπύλης λυγισμού, από το διάγραμμα του σχήματος 3.1 .



Σχήμα 3.1 Καμπύλες λυγισμού

Πίνακας 3.3 Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί των άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Ελαστές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y - y z - z	a a ₀
			b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b a
			d c	a c
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d	c d
Κοίλες Διατομές 	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a ₀
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c
Συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b
	Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c
U-, I- και συμπαγείς διατομές 		Κάθε	c	c
L-διατομές 		Κάθε	b	b

Για μικρή λυγηρότητα : $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$, η αντοχή της διατομής

εξαντλείται πριν εκδηλωθεί λυγισμός, συνεπώς ο έλεγχος μέλους ανάγεται σε έλεγχο διατομής.

- Ισοδύναμο μήκος λυγισμού L_{cr}

Το ισοδύναμο μήκος λυγισμού L_{cr} ενός θλιβομένου μέλους (υποστυλώματος κατά κύριο λόγο) υπολογίζεται συναρτήσει της δυσκαμψίας των μελών που συντρέχουν στην κεφαλή και στον πόδα του.

Ισχύει :

$$L_{cr} = \beta \cdot L \quad (3.33)$$

όπου απαιτείται ο υπολογισμός του συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού «β».

L είναι το αρχικό μήκος του θλιβομένου μέλους

Μέσω της μεθόδου που αναπτύχθηκε από τον Wood R.H. , ο συντελεστής «β» υπολογίζεται με χρήση των συντελεστών κατανομής των άκρων (η_1 και η_2) συνεχούς υποστυλώματος. Οι συντελεστές η_1 και η_2 εκφράζουν την αντίσταση σε στροφή των άκρων του υποστυλώματος κι εξαρτώνται κατά κύριο λόγο από τη ροπή αδρανείας (I) και τα μήκη (L) των γειτονικών μελών.

Αναλυτικότερες εκφράσεις και διαγράμματα, για τον υπολογισμό του συντελεστή «β», σε υποστυλώματα με μεταθετά κι αμετάθετα άκρα, περιέχει ο κανονισμός.

➤ Στρεπτικός / Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός

Ο πλευρικός λυγισμός συμβαίνει σε μια δοκό, μη προστατευμένη πλευρικά, όταν υποβάλλεται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα της διατομής της λόγω ακραίων ροπών ή κυρίως εγκαρσίων φορτίων. Αυτή η φόρτιση έχει ως συνέπεια να θλίβεται ένα από τα πέλματά της, το οποίο καθίσταται ευαίσθητο σε λυγισμό εκτός του επιπέδου του. Η προκύπτουσα παραμόρφωση αποτελεί συνδυασμό στρέψης και πλευρικής κάμψης.

Η ως άνω περιγραφόμενη δοκός, ελέγχεται έναντι πλευρικού (στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) βάσει της σχέσης :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.34)$$

όπου:

M_{Ed} είναι η ροπή κάμψης σχεδιασμού (περί τον ισχυρό άξονα M_y)

$M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού, η οποία προκύπτει η προκύπτει από τη σχέση:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.35)$$

όπου η ροπή αντίστασης λαμβάνεται ίση με $W_y = W_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2, που ενδιαφέρουν την παρούσα διπλωματική.

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, ο οποίος δίνεται από τη σχέση:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (3.36)$$

όπου:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (3.37)$$

όπου:

α_{LT} είναι ο συντελεστής ατελειών (ο οποίος δίνεται από τον πίνακα 3.4)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad , \text{ είναι η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού} \quad (3.38)$$

- M_{cr} (ή $M_{cr,LT}$) είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού, η οποία υπολογίζεται βάσει των ιδιοτήτων της πλήρους διατομής, λαμβάνοντας υπόψιν τις συνθήκες φόρτισης, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις (συνοριακές συνθήκες)

Πίνακας 3.4 Συντελεστής ατελειών α_{LT} για καμπύλες πλευρικού λυγισμού

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

Η κατάλληλη, προς χρήση στην εξίσωση 3.36, καμπύλη λυγισμού δίνεται από τον ακόλουθο πίνακα 3.5.

Πίνακας 3.5 Καμπύλες πλευρικού λυγισμού για χρήση στην εξίσωση 3.36

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

Ο μειωτικός συντελεστής X_{LT} μπορεί να προσδιοριστεί κι από το διάγραμμα του σχήματος 3.1, συναρτήσει της αντίστοιχης τιμής της ανηγμένης λυγηρότητας πλευρικού λυγισμού.

Για τιμές λυγηρότητας $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$ ή για $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$, ο κίνδυνος αστοχίας μέσω πλευρικού λυγισμού δύναται να αμεληθεί και πραγματοποιούνται έλεγχοι διατομής (αφού $X_{LT}=1,0$).

Η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού M_{cr} , στην περίπτωση σταθερής διατομής με συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας και υποκείμενης σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας, δίνεται από την ακόλουθη σχέση του ευρωκώδικα:

$$M_{cr,LT} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (3.39)$$

όπου:

C_1, C_2, C_3 συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης (πίνακες 3.6 και 3.7)

I_t η σταθερά στρέψης

I_w η σταθερά στρέβλωσης

I_z η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα

L το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

K, K_w συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής(K) και στρέβλωσης(K_w) των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος:

- $K = 1,0$ για απλές στρεπτικές στηρίξεις και στα δύο άκρα
- $K = 0,5$ για πάκτωση και στα δύο άκρα
- $K = 0,7$ για πάκτωση στο ένα άκρο κι άρθρωση στο άλλο
- $K_w = 1,0$ για άκρα με ελεύθερη στρέβλωση (ή συνιστάται γενικά να λαμβάνεται και σε άλλες περιπτώσεις ως συντηρητική τιμή)

$Z_g = Z_\alpha - Z_s$ η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου


- Z_α η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y
- Z_s η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y ($Z_s = 0$, όταν ταυτίζεται το κέντρο διάτμησης με το κέντρο βάρους)

Z_j

Για δοκούς διπλής συμμετρίας, όπως οι χρησιμοποιηθείσες στην παρούσα διπλωματική εργασία, όπου το κέντρο βάρους ταυτίζεται με το κέντρο διάτμησης και για φορτία ασκούμενα στο κέντρο βάρους της διατομής, ισχύει: $Z_g = Z_j = 0$.

Οι τιμές των συντελεστών C_1, C_2, C_3 δίνονται στους ακόλουθους πίνακες 3.6 και 3.7, για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης και διάφορες τιμές του K , ανάλογα με τη μορφή του διαγράμματος καμπτικών ροπών στο μήκος L μεταξύ πλευρικών στηρίξεων.

Πίνακας 3.6 Συντελεστές C_1, C_2, C_3 για διάφορες τιμές του K , σε περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές

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

Πίνακας 3.7 Συντελεστές C_1 , C_2 , C_3 για διάφορες τιμές του K , σε περίπτωση εγκάρσιων φορτίων

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

- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών, σταθερής διατομής, υπό θλίψη και κάμψη

Όταν μέλη σταθερής διατομής και διπλής συμμετρίας καταπονούνται ταυτοχρόνως από αξονική θλιπτική δύναμη και ροπές κάμψης περί τον ισχυρό και τον ασθενή άξονα της διατομής (διαξονική κάμψη), τότε κρίνεται απαραίτητος ο έλεγχος της ευστάθειας των μελών μέσω των ακόλουθων σχέσεων αλληλεπίδρασης (για χρήση ανάλυσης πρώτης τάξης):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (3.40)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (3.41)$$

όπου:

- $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ οι τιμές της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών, ως προς τους άξονες y-y και z-z κατά μήκος του μέλους
- $N_{Rk}, M_{y,Rk}, M_{z,Rk}$ οι χαρακτηριστικές τιμές των αντοχών της διατομής
- χ_y, χ_z οι μειωτικοί συντελεστές, λόγω καμπτικού λυγισμού
- χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού (στρεπτοκαμπτικού) λυγισμού. Για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτική κατάπλωση θα λαμβάνεται $\chi_{LT}=1,0$
- $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, εξαρτώμενοι από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί
- $\gamma_{M1} = 1,00$ ο συντελεστής ασφαλείας

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ για τις σχέσεις 3.40 και 3.41 δύνανται να προσδιοριστούν από δύο μεθόδους, τις 1 και 2, υπό πινακοποιημένη μορφή. Στην παρούσα εργασία παρατίθενται οι πίνακες της Μεθόδου 2, για δύο περιπτώσεις: Μέλη μη ευαίσθητα και μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Πίνακας 3.8 Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις


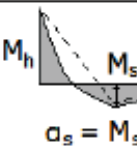

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχή σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I και RHS	$C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	διατομές I και RHS	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	διατομές I και RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	διατομές I	$C_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \cdot \left(1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS	$\leq C_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{zy} μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$.

Πίνακας 3.9 Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις

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

Πίνακας 3.10 Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής στους πίνακες 3.8 και 3.9

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

4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ

Ακολουθούν τα αποτελέσματα της σεισμικής απόκρισης των κτηρίων Α και Β, καθώς και οι έλεγχοι αντοχής των μελών και των αντιστοίχων διατομών στην οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.), καθώς κι ο έλεγχος βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.).

4.1 Σεισμική απόκριση κατασκευής (Ιδιοπερίοδοι, Ιδιομορφές)

4.1.1 Γενικά

Όπως έχει, ήδη, αναφερθεί στο υποκεφάλαιο 2.2.6, για την ανάλυση των δύο παραλλαγών Α και Β του φορέα έναντι σεισμού επιλέχθηκε η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία λαμβάνει υπόψιν τόσες ιδιομορφές, ώστε το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών να είναι μεγαλύτερο ή ίσο με το 90% της ολικής μάζας της κάθε κατασκευής. Όλη η διαδικασία της ανάλυσης πραγματοποιήθηκε μέσω του στατικού προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SOFiSTiK.

Με την ως άνω περιγραφείσα διαδικασία ανάλυσης των κτηρίων Α και Β, υπολογίζονται οι μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών των μελών, για κάθε διεύθυνση και για κάθε ιδιομορφή χωριστά, οι οποίες δεν έχουν απαραίτητα σταθερό πρόσημο, λόγω χρήσης των φασμάτων σχεδιασμού. Επιπλέον, δε συνυπάρχουν απαραίτητα οι μέγιστες τιμές. Συνεπώς η εξαγωγή του τελικού αποτελέσματος για κάθε μέγεθος, με συμμετοχή των απαραίτητων ιδιομορφών, επιτυγχάνεται με μία από τις δύο ακόλουθες μεθόδους επαλληλίας:

- SRSS : Square Root of the Sum of the Squares
- CQC : Complete Quadratic Combination

Εφαρμόστηκε η μέθοδος CQC (Πλήρης τετραγωνικός συνδυασμός), η οποία αποτελεί ακριβέστερη μέθοδο επαλληλίας και δύναται να χρησιμοποιηθεί σε κάθε περίπτωση, είτε για ανεξάρτητες είτε για εξαρτημένες ιδιομορφές. Η ολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής αφορά το τμήμα πάνω από την επιφάνεια του εδάφους. Η δρώσα ιδιομορφική μάζα αφορά το τμήμα της ολικής μάζας που ταλαντώνεται εξαιτίας της εκάστοτε ιδιομορφής, σε κάποια διεύθυνση.

Ακολουθούν πίνακες που περιέχουν αποτελέσματα τη σεισμικής απόκρισης των κτηρίων Α και Β, καθώς και σχήματα με την απόκριση (παραμόρφωση) των δύο κτηρίων, εξαιτίας των τριών πρώτων ιδιομορφών.

4.1.2 Παραμορφώσεις φορέα (κτήρια A και B) λόγω ιδιομορφών

Παρατίθενται ακολούθως, για τις παραλλαγές A και B του φορέα της διπλωματικής εργασίας, πίνακες και σχήματα που αφορούν τα αποτελέσματα της σεισμικής ανάλυσης των κατασκευών (ιδιομορφές, ιδιοσυχνότητες, παραμορφώσεις).

➤ Κτήριο A

Πίνακας 4.1 Στοιχεία ιδιομορφών (Ιδιοσυχνότητες, Ιδιοπερίοδοι, Δρώσεις ιδιομορφικές μάζες) από τη σεισμική απόκριση του κτηρίου A

Calculation of Spectras											
Processing Eigenvalues											
No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]	Meff
1	9001	6.1952E+01	-	7.871	1.253	0.798	4.000	77.5	0.0	0.0	0.0
2	9002	6.3006E+01	-	7.938	1.263	0.792	4.000	0.0	79.7	0.0	0.0
3	9003	1.5549E+02	-	12.470	1.985	0.504	4.000	0.0	0.0	0.0	0.0
4	9004	4.2444E+02	-	20.602	3.279	0.305	4.000	0.0	0.0	0.0	0.1
5	9005	4.3260E+02	-	20.799	3.310	0.302	4.000	0.0	0.0	0.0	0.0
6	9006	4.3644E+02	-	20.891	3.325	0.301	4.000	0.2	0.0	0.0	0.0
7	9007	4.3799E+02	-	20.928	3.331	0.300	4.000	0.0	0.0	0.0	0.0
8	9008	4.4210E+02	-	21.026	3.346	0.299	4.000	16.2	0.0	0.0	0.0
9	9009	4.4391E+02	-	21.069	3.353	0.298	4.000	0.1	0.0	0.0	0.1
10	9010	4.4914E+02	-	21.193	3.373	0.296	4.000	0.0	0.0	0.0	0.3
11	9011	4.5184E+02	-	21.257	3.383	0.296	4.000	0.0	0.0	0.0	0.1
12	9012	4.5902E+02	-	21.425	3.410	0.293	4.000	0.0	0.0	0.0	0.0
13	9013	4.6597E+02	-	21.586	3.436	0.291	4.000	0.0	0.0	0.0	0.2
14	9014	4.7046E+02	-	21.690	3.452	0.290	4.000	0.0	0.0	0.0	1.1
15	9015	4.7820E+02	-	21.868	3.480	0.287	4.000	0.0	0.0	0.0	0.2
16	9016	4.9139E+02	-	22.167	3.528	0.283	4.000	0.0	0.0	0.0	0.1
17	9017	4.9848E+02	-	22.327	3.553	0.281	4.000	0.0	0.3	1.0	0.5
18	9018	5.0568E+02	-	22.487	3.579	0.279	4.000	0.0	0.0	0.0	0.5
19	9019	5.1689E+02	-	22.735	3.618	0.276	4.000	0.0	11.0	0.1	0.1
20	9020	5.2647E+02	-	22.945	3.652	0.274	4.000	0.0	0.3	1.9	1.9
21	9021	5.4001E+02	-	23.238	3.698	0.270	4.000	0.0	0.1	25.9	25.9
22	9022	5.5883E+02	-	23.640	3.762	0.266	4.000	0.0	0.0	0.0	0.3
23	9023	5.8623E+02	-	24.212	3.853	0.260	4.000	0.0	0.0	0.0	3.7
24	9024	5.9789E+02	-	24.452	3.892	0.257	4.000	0.0	0.0	0.0	3.7
25	9025	6.1172E+02	-	24.733	3.936	0.254	4.000	0.0	0.0	0.0	20.0
26	9026	6.2265E+02	-	24.953	3.971	0.252	4.000	0.0	0.0	0.0	6.1
27	9027	6.3279E+02	-	25.155	4.004	0.250	4.000	0.0	0.0	0.0	3.2
28	9028	6.9500E+02	-	26.363	4.196	0.238	4.000	0.0	0.0	0.0	0.1
29	9029	7.0624E+02	-	26.575	4.230	0.236	4.000	0.0	0.0	0.0	3.0
30	9030	7.2157E+02	-	26.862	4.275	0.234	4.000	0.0	0.0	0.0	0.4
								$\Sigma(\text{Meff})^1$	94.3	91.6	72.1

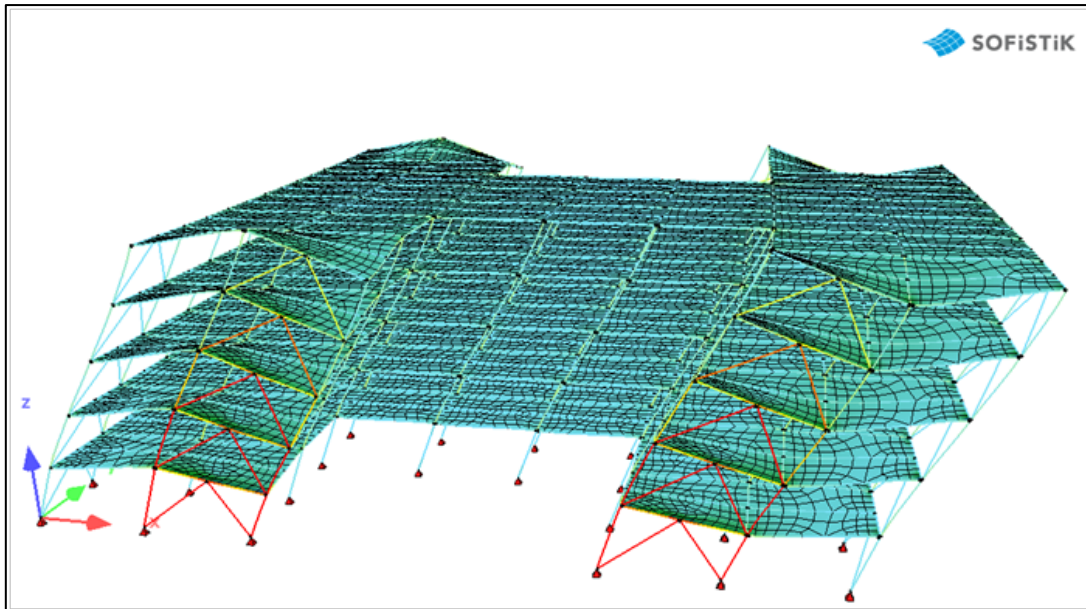
¹ Total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	modal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective modal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

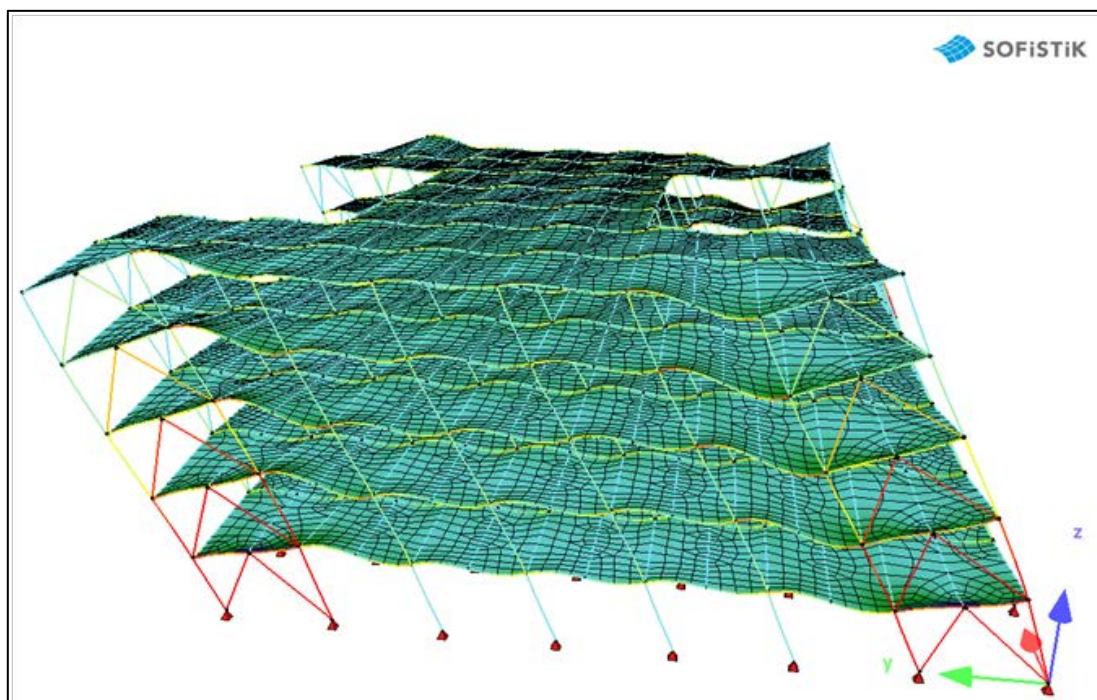
Από την ανάλυση παρατηρείται ότι η πρώτη ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα κατά X (Μεταφορική κατά τη διεύθυνση X), η δεύτερη ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα κατά Y (Μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y) και η τρίτη ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα κατά Z (Στροφική κατά τη διεύθυνση Z).

Το άθροισμα των δρwsών ιδιομορφικών μαζών υπερβαίνει το 90% της ολικής μάζας της κατασκευής μετά την 8^η ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση X και μετά τη 19^η ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Y.

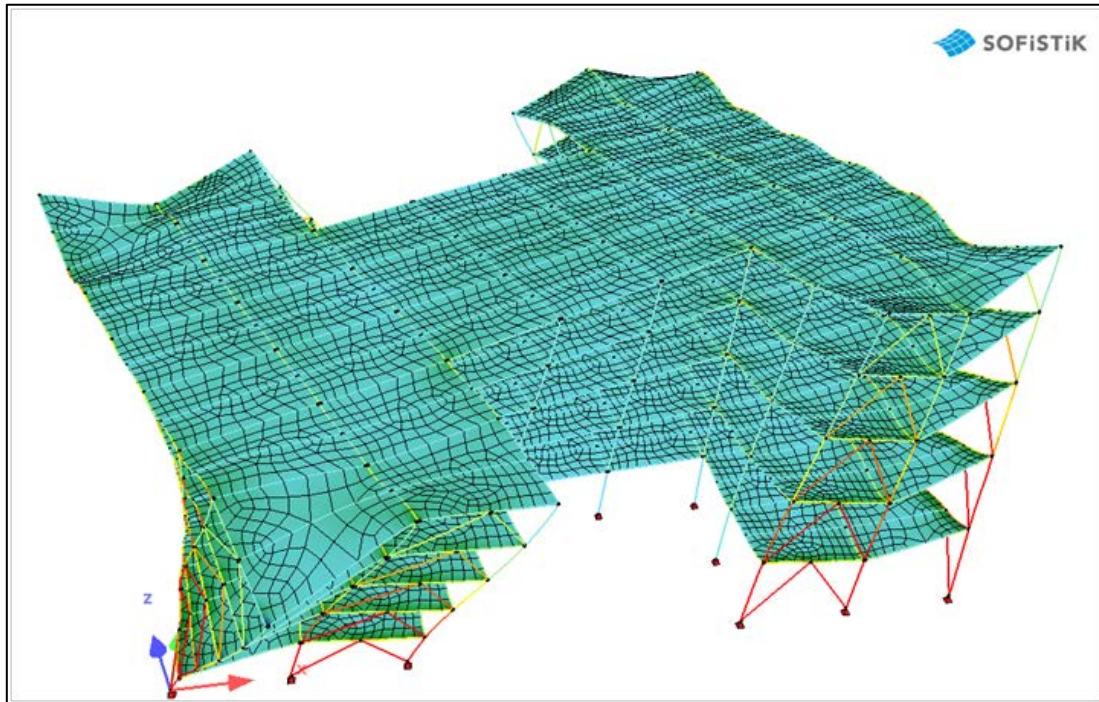
Παρατίθενται σχήματα με τις παραμορφώσεις του κτηρίου A, εξαιτίας των τριών πρώτων ιδιομορφών.



Σχήμα 4.1 Παραμόρφωση του κτηρίου A, λόγω της πρώτης ιδιομορφής ($T_1=0,798$ sec) – Μεταφορική κατά τη διεύθυνση X



Σχήμα 4.2 Παραμόρφωση του κτηρίου A, λόγω της δεύτερης ιδιομορφής ($T_2=0,792$ sec) – Μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y



Σχήμα 4.3 Παραμόρφωση του κτηρίου A, λόγω της τρίτης ιδιομορφής ($T_3=0,504 \text{ sec}$) – Στροφική

➤ Κτήριο B

Πίνακας 4.2 Στοιχεία ιδιομορφών (Ιδιοσυχνότητες, Ιδιοπερίοδοι, Δρώσεις ιδιομορφικές μάζες) από τη σεισμική απόκριση του κτηρίου B

Eigenvalues											
No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	χ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]	
1	9001	3.6626E+01	0.00E+00	6.052	0.963	1.038	0.000	0.0	0.0	0.0	
2	9002	6.8206E+01	0.00E+00	8.259	1.314	0.761	0.000	79.3	0.0	0.0	
3	9003	6.8489E+01	0.00E+00	8.276	1.317	0.759	0.000	0.0	80.8	0.0	
4	9004	3.1959E+02	0.00E+00	17.877	2.845	0.351	0.000	0.0	0.0	0.0	
5	9005	5.3970E+02	0.00E+00	23.231	3.697	0.270	0.000	0.0	0.0	13.3	
6	9006	5.7371E+02	0.00E+00	23.952	3.812	0.262	0.000	16.1	0.0	0.1	
7	9007	9.9087E+02	0.00E+00	31.478	5.010	0.200	0.000	0.0	0.2	0.0	
8	9008	1.0018E+03	0.00E+00	31.651	5.037	0.199	0.000	0.0	0.0	0.0	
9	9009	1.2492E+03	0.00E+00	35.345	5.625	0.178	0.000	0.0	0.1	0.0	
10	9010	1.3158E+03	0.00E+00	36.274	5.773	0.173	0.000	0.0	2.6	0.0	
11	9011	1.6397E+03	0.00E+00	40.493	6.445	0.155	0.000	3.2	0.0	0.0	
12	9012	2.0610E+03	0.00E+00	45.398	7.225	0.138	0.000	0.0	0.0	0.0	
13	9013	2.2250E+03	0.00E+00	47.170	7.507	0.133	0.000	0.0	0.1	0.0	
14	9014	2.6278E+03	0.00E+00	51.262	8.159	0.123	0.000	0.0	1.8	0.0	

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
15	9015	2.6514E+03	0.00E+00	51.492	8.195	0.122	0.000	0.9	0.0	0.1
16	9016	3.3587E+03	0.00E+00	57.955	9.224	0.108	0.000	0.0	0.0	0.0
17	9017	3.3896E+03	0.00E+00	58.221	9.266	0.108	0.000	0.0	0.0	0.0
18	9018	3.4520E+03	0.00E+00	58.754	9.351	0.107	0.000	0.0	0.0	0.0
19	9019	3.5408E+03	0.00E+00	59.504	9.470	0.106	0.000	0.2	0.0	0.0
20	9020	3.8192E+03	0.00E+00	61.799	9.836	0.102	0.000	0.0	0.0	0.9
21	9021	4.0002E+03	0.00E+00	63.247	10.066	0.099	0.000	0.0	0.0	1.6
22	9022	4.0663E+03	0.00E+00	63.768	10.149	0.099	0.000	0.0	0.0	0.0
23	9023	4.3864E+03	0.00E+00	66.230	10.541	0.095	0.000	0.0	0.0	0.0
24	9024	4.6350E+03	0.00E+00	68.081	10.835	0.092	0.000	0.0	0.6	0.0
25	9025	4.9586E+03	1.53E-13	70.417	11.207	0.089	0.000	0.0	0.0	0.7
26	9026	5.7034E+03	1.77E-11	75.521	12.020	0.083	0.000	0.0	0.0	0.0
27	9027	5.8797E+03	6.56E-11	76.679	12.204	0.082	0.000	0.0	0.0	0.0
28	9028	6.8936E+03	3.86E-09	83.028	13.214	0.076	0.000	0.0	0.1	0.0
29	9029	7.3586E+03	9.30E-04	85.783	13.653	0.073	0.000	0.0	0.0	0.0
30	9030	7.3685E+03	1.11E-03	85.840	13.662	0.073	0.000	0.0	0.0	0.0
31		7.3814E+03	2.28E-04	85.915	13.674	0.073	$\Sigma(\text{Meff})^1$	99.6	99.7	3.5
32		7.9132E+03	7.11E-07	88.956	14.158	0.071				
33		8.1402E+03	4.29E-06	90.223	14.359	0.070				
34		9.2207E+03	4.23E-07	96.024	15.283	0.065				
35		1.0501E+04	7.65E-05	102.476	16.310	0.061				
36		1.0936E+04	1.20E-05	104.575	16.644	0.060				
37		1.2814E+04	2.60E-04	113.201	18.016	0.056				
38		1.4223E+04	4.55E-03	119.260	18.981	0.053				
39		1.4828E+04	2.31E-02	121.770	19.380	0.052				
40		1.6341E+04	1.30E-02	127.832	20.345	0.049				
41		1.7281E+04	7.29E-02	131.459	20.922	0.048				
42		1.8380E+04	8.23E-02	135.571	21.577	0.046				
43		2.0668E+04	9.40E-02	143.763	22.881	0.044				
44		2.2872E+04	1.54E-01	151.235	24.070	0.042				
45		2.4348E+04	1.65E-01	156.037	24.834	0.040				
46		2.8570E+04	1.12E-01	169.027	26.901	0.037				
47		3.2888E+04	1.59E-01	181.351	28.863	0.035				
48		3.6808E+04	2.31E-01	191.855	30.535	0.033				
49		4.3505E+04	9.67E-02	208.578	33.196	0.030				
50		5.3520E+04	2.05E-01	231.343	36.819	0.027				
51		6.5650E+04	2.72E-01	256.222	40.779	0.025				
52		7.9322E+04	3.77E-01	281.641	44.825	0.022				
53		1.0624E+05	2.91E-01	325.942	51.875	0.019				
54		1.4773E+05	3.34E-01	384.356	61.172	0.016				
55		2.1022E+05	5.14E-01	458.493	72.971	0.014				
56		3.1731E+05	6.21E-01	563.307	89.653	0.011				
57		5.4967E+05	7.94E-01	741.398	117.997	0.008				
58		1.1716E+06	9.87E-01	1082.406	172.270	0.006				
59		3.3920E+06	1.75E+00	1841.741	293.122	0.003				
60		1.6771E+07	2.80E+00	4095.277	651.784	0.002				

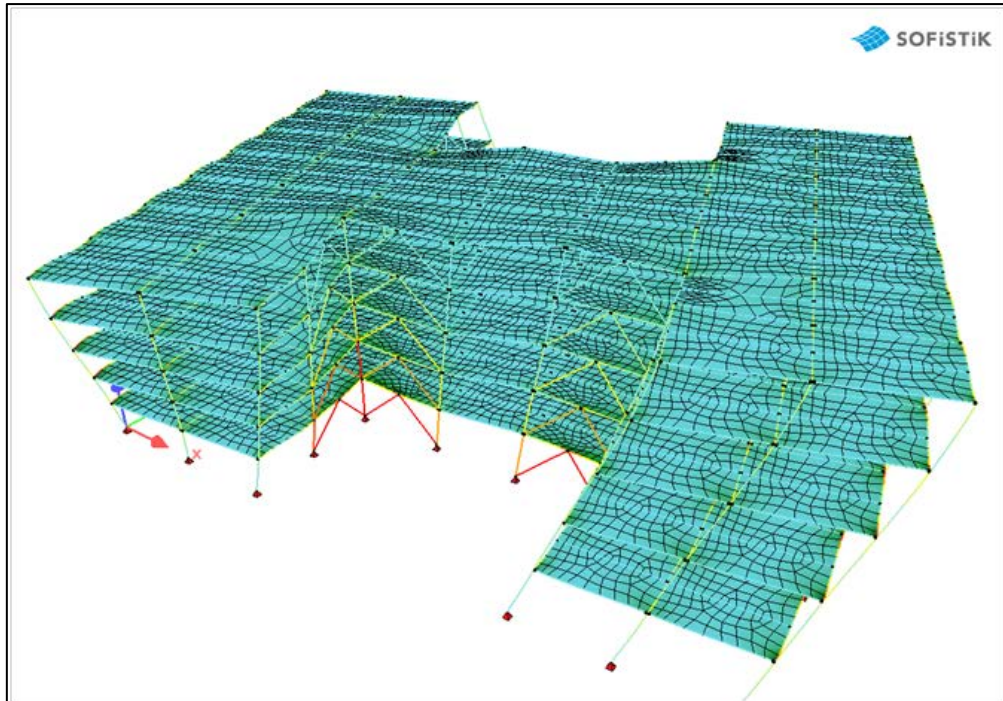
¹ Total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	modal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective modal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

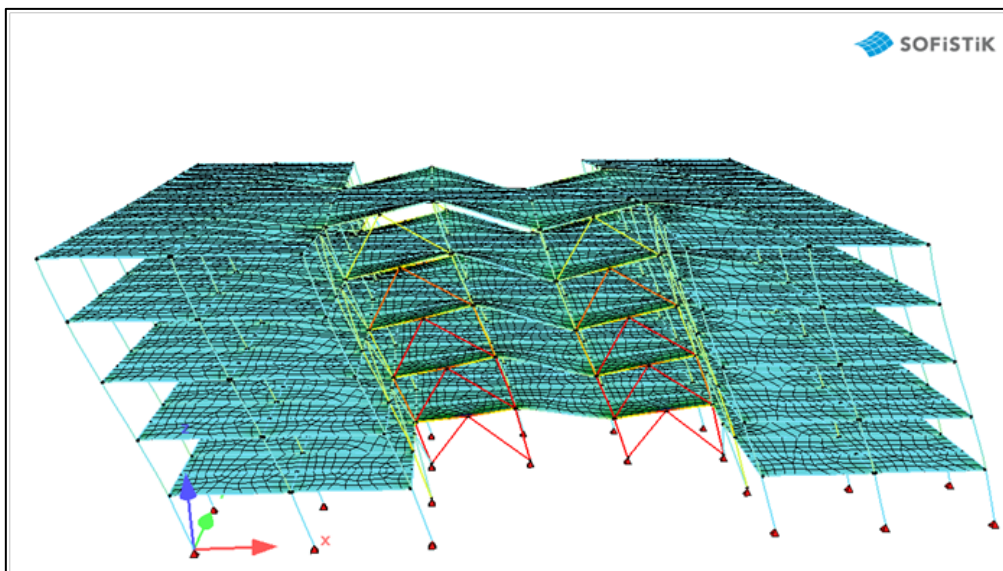
Από την ανάλυση παρατηρείται ότι η πρώτη ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα κατά Z (Στροφική κατά τη διεύθυνση Z), η δεύτερη ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα κατά X (Μεταφορική κατά τη διεύθυνση X) και η τρίτη ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα κατά Y (Μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y)

Το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών υπερβαίνει το 90% της ολικής μάζας της κατασκευής μετά την 6^η ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση X και μετά τη 5^η ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Y.

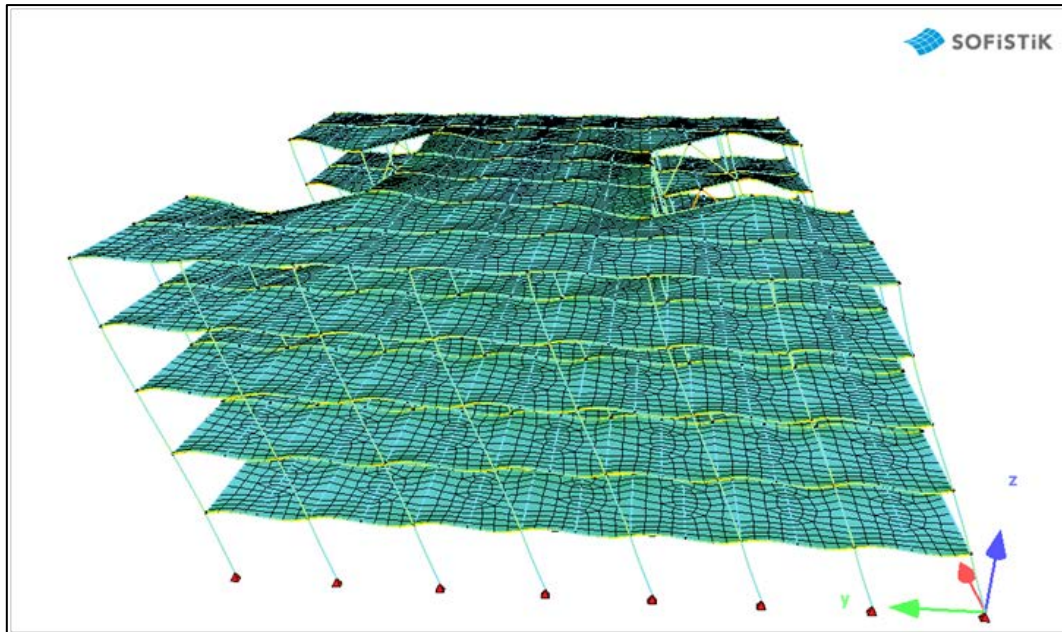
Παρατίθενται σχήματα με τις παραμορφώσεις του κτηρίου Β, εξαιτίας των τριών πρώτων ιδιομορφών.



Σχήμα 4.4 Παραμόρφωση του κτηρίου Β, λόγω της πρώτης ιδιομορφής ($T_1=1,038$ sec) – Στροφική



Σχήμα 4.5 Παραμόρφωση του κτηρίου Β, λόγω της δεύτερης ιδιομορφής ($T_2=0,761$ sec) – Μεταφορική κατά τη διεύθυνση Χ



Σχήμα 4.6 Παραμόρφωση του κτηρίου Β, λόγω της τρίτης ιδιομορφής ($T_3=0,759$ sec) – Μεταφορική κατά τη διεύθυνση Υ

4.1.3 Περιορισμός βλαβών

Ο έλεγχος για τον περιορισμό βλαβών επί της κατασκευής είναι βασικός σε κτήρια τα οποία σχεδιάζονται σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας και συνδέεται άμεσα με τον περιορισμό των γωνιακών παραμορφώσεων « γ » και των σχετικών μετακινήσεων « d_r » των ορόφων.

Η σχετική μετακίνηση κάθε ορόφου, η οποία υπολογίζεται ως η διαφορά των μετακινήσεων του πάνω διαφράγματος (πλάκας) στην κεφαλή του υποστυλώματος και του κάτω διαφράγματος στον πόδα του ίδιου υποστυλώματος, πρέπει να περιορίζεται σε:

- 0,5% για ψαθυρά μη φέροντα στοιχεία (τοιχοπληρώσεις) συνδεδεμένα με το φορέα
- 0,75% για πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία συνδεδεμένα με το φορέα

Ο έλεγχος, που αφορά τη μετακίνηση και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις Χ και Υ, πραγματοποιείται μέσω της σχέσης:

$$\gamma = (d_r \cdot q \cdot v) / h \leq 0,005 \text{ (0,5\%)} \quad (4.1\alpha)$$

$$\text{ή} \\ d_r \leq (0,005 \cdot h) / (q \cdot v) \quad (4.1\beta)$$

όπου:

γ η γωνιακή παραμόρφωση

$d_r = d_o - d_u$ η σχετική μετακίνηση (relative displacement) του ορόφου

- d_o η μετακίνηση του διαφράγματος στην κεφαλή του υποστυλώματος
- d_u η μετακίνηση του διαφράγματος στον πόδα του υποστυλώματος

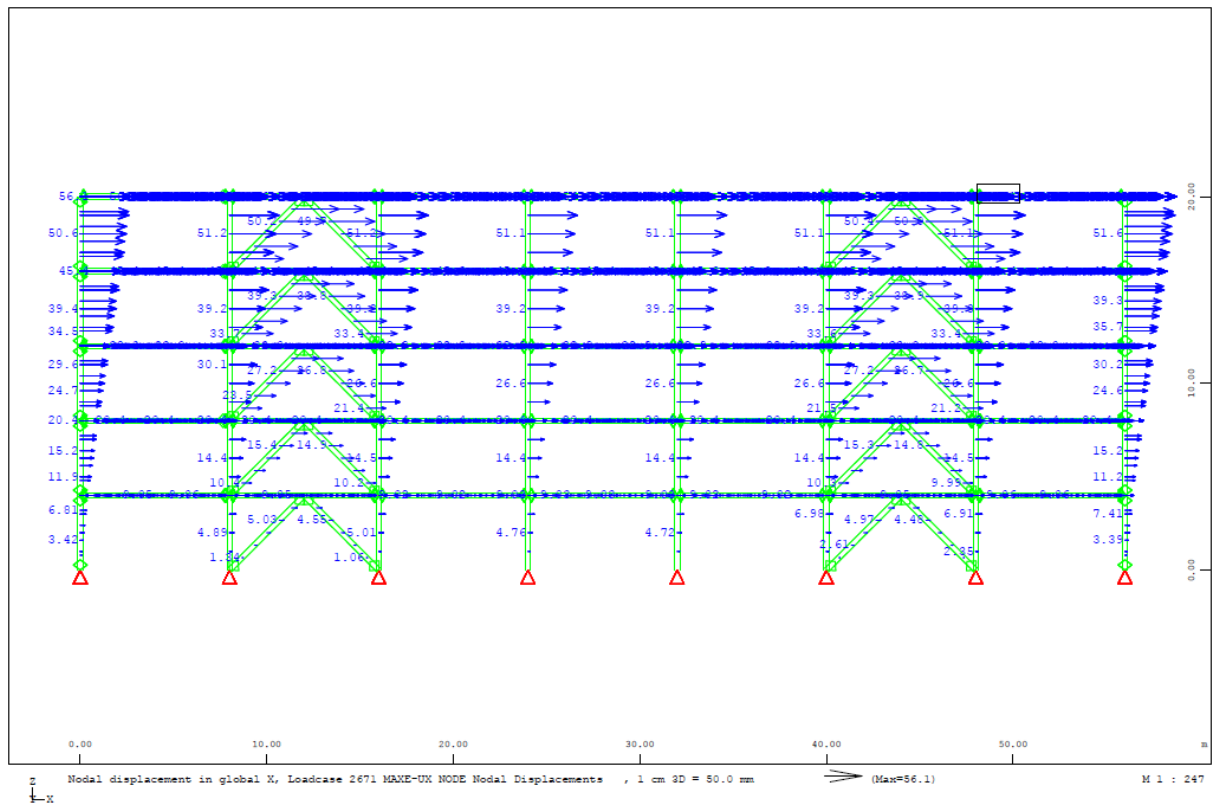
q ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής (=1,5 στα κτήρια A και B)

ν ο συντελεστής μείωσης σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών (ο οποίος για τα κτήρια A και B, κατηγορίας σπουδαιότητας II, ισούται με 0,5)

h το ύψος του κάθε ορόφου

Ακολουθούν σχήματα με τις σεισμικές μετακινήσεις (οι οποίες θα πολλαπλασιαστούν με το συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$) των ορόφων των κτηρίων A και B, κατά τις δύο διευθύνσεις X και Y και οι αντίστοιχοι έλεγχοι περιορισμού βελών σε πινακοποιημένη μορφή.

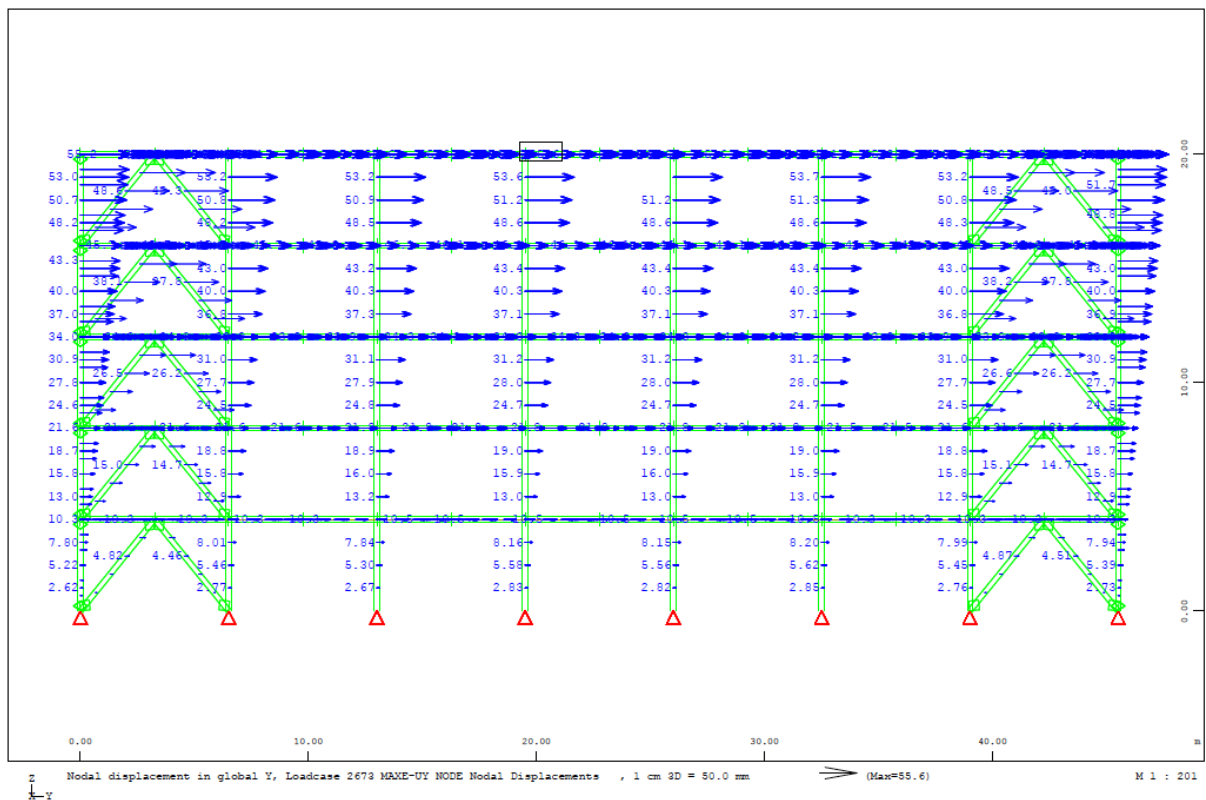
➤ Κτήριο A



Σχήμα 4.7 Σεισμικές μετακινήσεις (d_x) κτηρίου A, κατά τη διεύθυνση X

Πίνακας 4.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών για τις σεισμικές μετακινήσεις(d_x) του κτηρίου Α, κατά τη διεύθυνση Χ

Όροφος (i)	$d_x(i)$ (cm)	d_r (cm)	h (cm)	ρ	ν	γ ($\gamma_{max}=0,005$)
Ισόγειο (οροφή)	0,986	0,986	400	1,5	0,5	0,00184875
1	2,04	1,054	400	1,5	0,5	0,00197625
2	3,08	1,04	400	1,5	0,5	0,00195
3	4,51	1,43	400	1,5	0,5	0,00268125
4	5,61	1,1	400	1,5	0,5	0,0020625

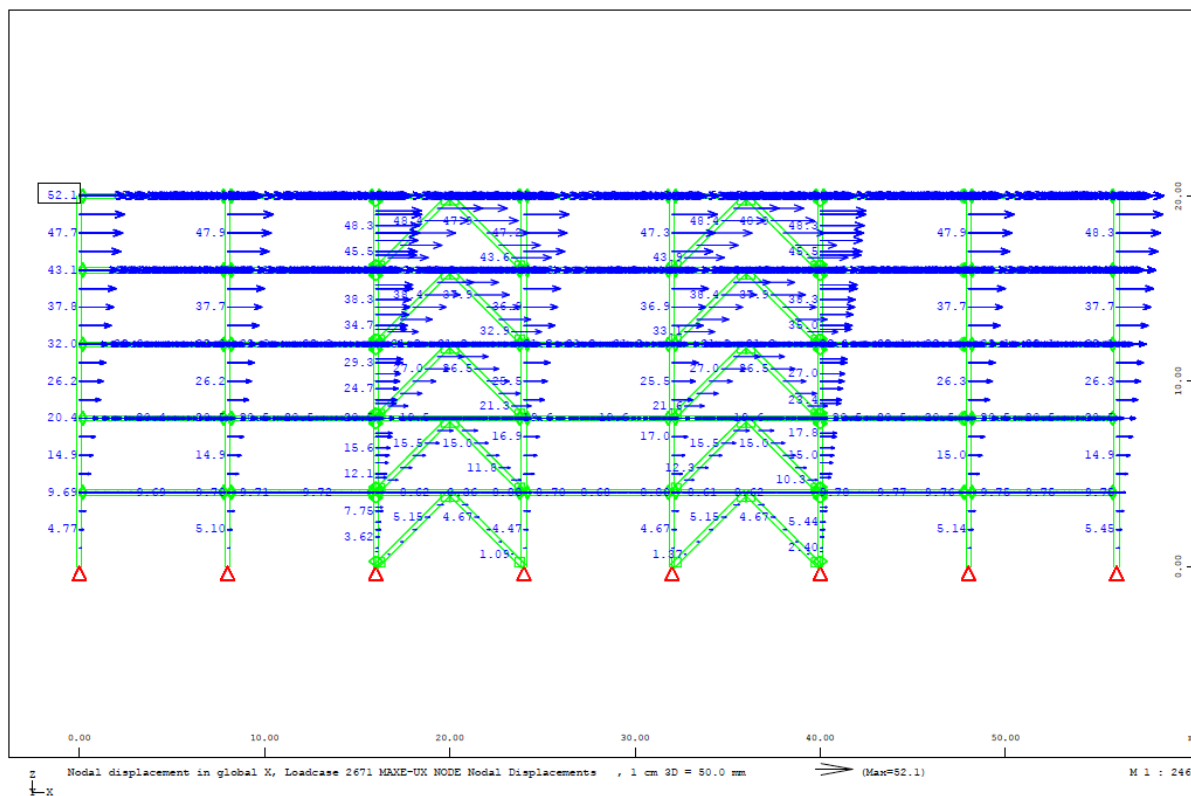


Σχήμα 4.8 Σεισμικές μετακινήσεις (d_x) κτηρίου Α, κατά τη διεύθυνση Χ

Πίνακας 4.4 Έλεγχος περιορισμού βλαβών για τις σεισμικές μετακινήσεις(d_y) του κτηρίου Α, κατά τη διεύθυνση Υ

Όροφος (i)	$d_y(i)$ (cm)	d_r (cm)	h (cm)	ρ	ν	γ ($\gamma_{max}=0,005$)
Ισόγειο (οροφή)	1,08	1,08	400	1,5	0,5	0,002025
1	2,18	1,1	400	1,5	0,5	0,0020625
2	3,4	1,22	400	1,5	0,5	0,0022875
3	4,57	1,17	400	1,5	0,5	0,00219375
4	5,56	0,99	400	1,5	0,5	0,00185625

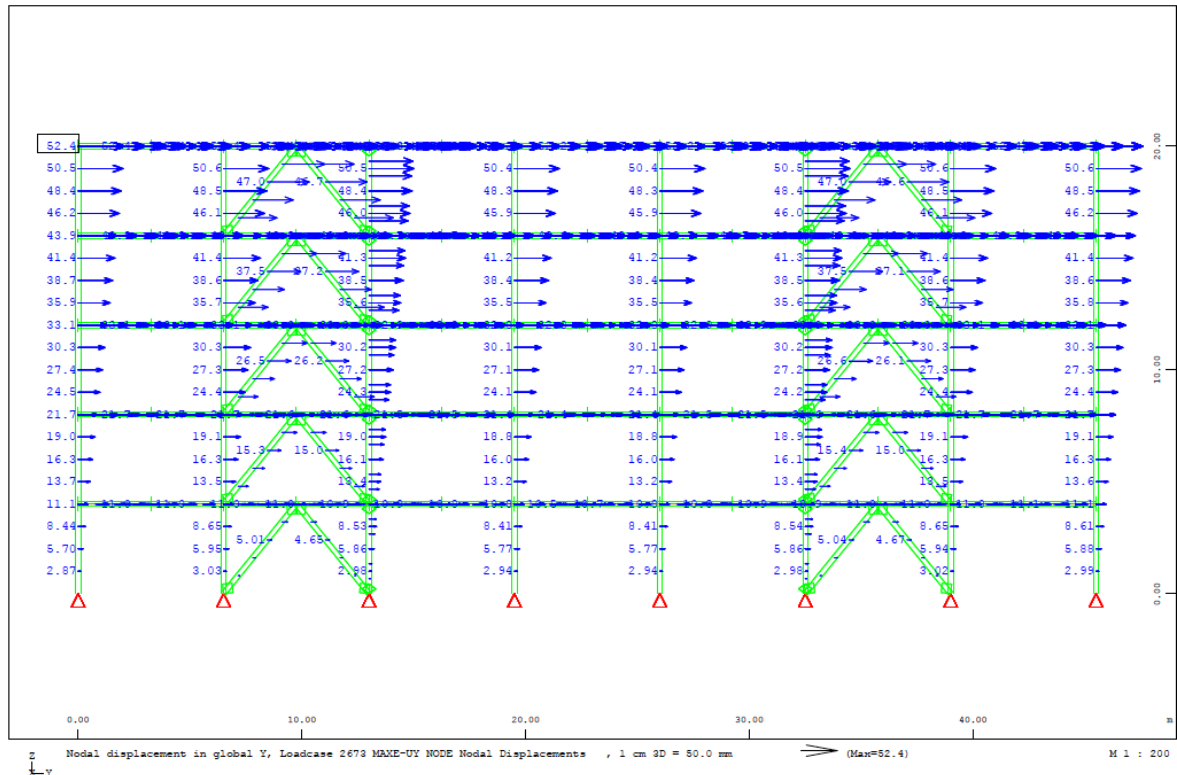
➤ Κτήριο Β



Σχήμα 4.9 Σεισμικές μετακινήσεις (d_x) κτηρίου Β, κατά τη διεύθυνση Χ

Πίνακας 4.5 Έλεγχος περιορισμού βλαβών για τις σεισμικές μετακινήσεις(d_x) του κτηρίου Β, κατά τη διεύθυνση Χ

Όροφος (i)	$d_x(i)$ (cm)	d_r (cm)	h (cm)	ρ	ν	γ ($\gamma_{max}=0,005$)
Ισόγειο (οροφή)	0,977	0,977	400	1,5	0,5	0,001831875
1	2,05	1,073	400	1,5	0,5	0,002011875
2	3,24	1,19	400	1,5	0,5	0,00223125
3	4,31	1,07	400	1,5	0,5	0,00200625
4	5,21	0,9	400	1,5	0,5	0,0016875



Σχήμα 4.10 Σεισμικές μετακινήσεις (d_y) κτηρίου Β, κατά τη διεύθυνση Υ

Πίνακας 4.6 Έλεγχος περιορισμού βλαβών για τις σεισμικές μετακινήσεις(d_y) του κτηρίου Β, κατά τη διεύθυνση Υ

Όροφος (i)	$d_y(i)$ (cm)	d_r (cm)	h (cm)	q	v	γ ($\gamma_{max}=0,005$)
Ισόγειο (οροφή)	1,11	1,11	400	1,5	0,5	0,00208125
1	2,17	1,06	400	1,5	0,5	0,0019875
2	3,31	1,14	400	1,5	0,5	0,0021375
3	4,39	1,08	400	1,5	0,5	0,002025
4	5,24	0,85	400	1,5	0,5	0,00159375

Από τα εξαχθέντα αποτελέσματα, παρατηρείται ότι ο έλεγχος για τον περιορισμό βλαβών ικανοποιείται και στα δύο κτήρια Α και Β και στις δύο διευθύνσεις Χ και Υ.

4.1.4 Έλεγχος φαινομένων δευτέρας τάξεως

Στην παρούσα διπλωματική εργασία η επίλυση των δύο κτηρίων Α και Β πραγματοποιήθηκε με θεωρία πρώτης τάξης, καθώς σε κάθε όροφο (κτηρίων Α και Β) και για τις δύο διευθύνσεις Χ και Υ, ικανοποιούνταν η συνθήκη:

$$\theta = (P_{\text{TOT}} \cdot d_r) / V_{\text{TOT}} \cdot h) \leq 0,10 \quad (4.2)$$

όπου:

- θ ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου
 P_{TOT} συνολικό κατακόρυφο φορτίο του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκειμένων, στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
 d_r η σχετική μετακίνηση του ορόφου που εξετάζεται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού (όπως υπολογίστηκε στην παράγραφο 4.1.3)
 V_{TOT} η συνολική σεισμική τέμνουσα του υπό εξέταση ορόφου στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
 h το ύψος του υπό εξέταση ορόφου

4.2 Σύμμεικτες πλάκες

Στοιχεία για το χαλυβδόφυλλο που χρησιμοποιήθηκε και για τη λειτουργία της σύμμεικτης πλάκας δόθηκαν και στην παράγραφο 2.1.4 του υποκεφαλαίου 2.1.

4.2.1 Γενικά στοιχεία λειτουργίας συμμείκτων πλακών

Οι σύμμεικτες πλάκες επιτελούν διπλή λειτουργία. Αναλαμβάνουν τόσο κατακόρυφα φορτία, λειτουργώντας ως πλάκες, όσο κι οριζόντια φορτία, παράλληλα στο επίπεδό τους, λειτουργώντας ως διαφράγματα (διαφραγματική λειτουργία κατά τη φάση λειτουργίας της κατασκευής, προσδίδοντας ευστάθεια στις χαλύβδινες δοκούς έναντι πλευρικού λυγισμού).

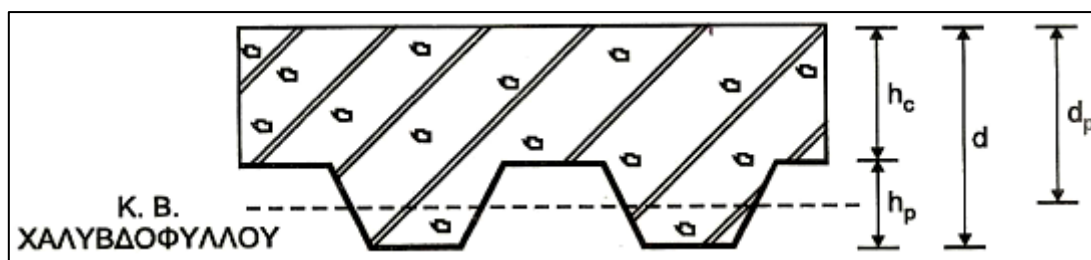
Στατικά συμπεριφέρονται ως δοκοί. Συνεπώς απαιτείται ο προσδιορισμός των ροπών και τεμνουσών αντοχής, καθώς και η αντοχή τους έναντι διαμήκους διάτμησης. Σε περιπτώσεις συγκεντρωμένων κατακόρυφων φορτίων κινδυνεύουν έναντι διάτμησης, οπότε υπολογίζεται και η αντοχή τους σε διάτμηση.

➤ Απαιτήσεις κανονισμού

Για την εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας της σύμμεικτης πλάκας, ο ευρωκώδικας 4 ορίζει τα εξής:

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

Οι ως άνω συμβολισμοί φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα 4.11.



Σχήμα 4.11 Ελάχιστα πάχη συμμείκτων πλακών

Η ανάλυση των συμμείκτων πλακών μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε ελαστικά, με δυνατότητα ανακατανομής ροπών κατά 30% σε αρηγμάτωση ανάλυση, είτε ανελαστικά. Εκτός από μοντέλο συνεχούς δοκού, μπορεί να θεωρηθεί κι αμφιέριστο (όπως στην παρούσα διπλωματική εργασία), επιλύοντας το κάθε τμήμα χωριστά.

4.2.2 Διαστασιολόγηση συμμείκτων πλακών

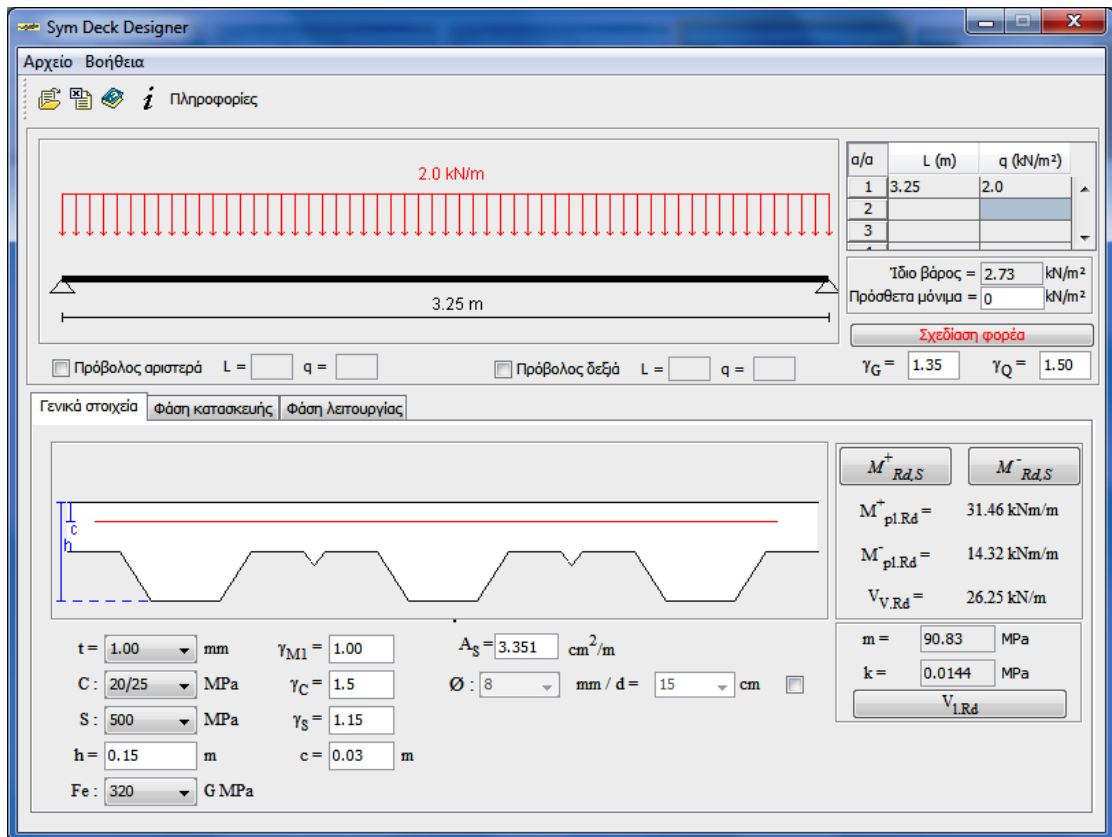
Στα κτήρια Α και Β της παρούσας διπλωματικής εργασίας, οι σύμμεικτες πλάκες σχεδιάστηκαν κι ελέγχθηκαν μέσω του προγράμματος SymDeck Designer της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ. Το συνολικό ύψος τους ανήλθε στα $h=15\text{cm}=150\text{mm}$, με χαλυβδόφυλλο SymDeck 73 (γεωμετρικά στοιχεία του οποίου δίνονται στο σχήμα 2.2/κεφάλαιο 2), ύψους $h_p=73\text{mm}$ και πάχους $t=1,0\text{mm}$. Οι νευρώσεις των χαλυβδοφύλλων τοποθετήθηκαν κατά τη διεύθυνση Υ.

Σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 4, ο σχεδιασμός των συμμείκτων πλακών περιλαμβάνει δύο στάδια, τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργίας.

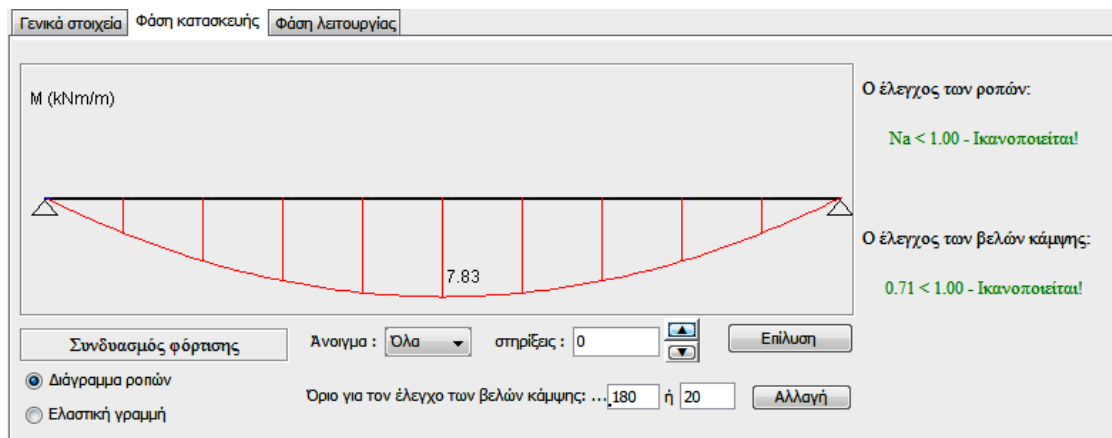
➤ Φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται βάσει των οριακών καταστάσεων αστοχίας και λειτουργικότητας κι ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης, που προκαλούν τα δρώντα φορτία (ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου, φορτία διάστρωσης, βάρος νωπού σκυροδέματος), από το χαλυβδόφυλλο για το δεδομένο στατικό σύστημα (στην παρούσα εργασία αμφιέριστο). Η οριακή κατάσταση αντοχής ελέγχεται σύμφωνα με τις διατάξεις που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής έλασης, ενώ τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται πρέπει να βρίσκονται εντός των ορίων που ορίζει ο ευρωκώδικας 4.

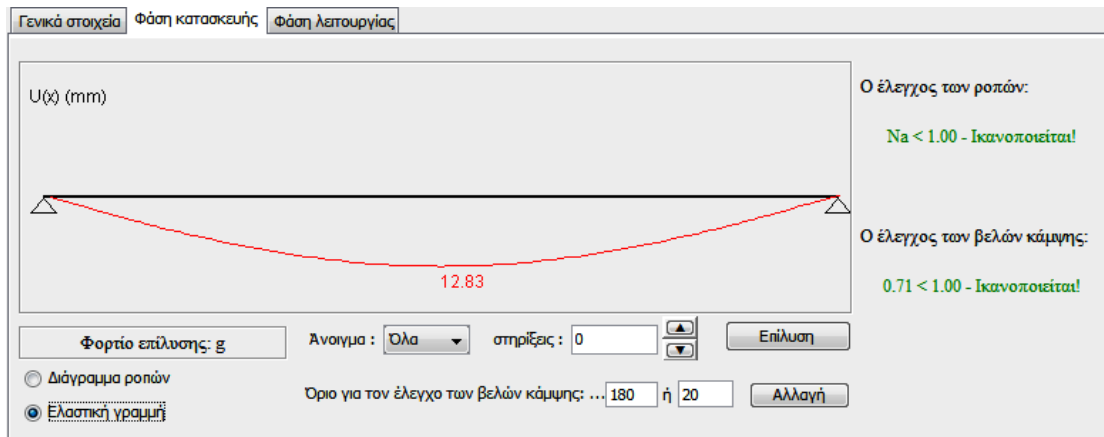
Τα δεδομένα που εισήχθησαν στο SymDeck Designer και οι αντίστοιχοι έλεγχοι της σύμμεικτης πλάκας, κατά τη φάση κατασκευής, δίνονται στις ακόλουθες εικόνες 4.1, 4.2 και 4.3.



Εικόνα 4.1 Γενικά στοιχεία σύμμεκτης πλάκας (Φάση κατασκευής)



Εικόνα 4.2 Έλεγχοι σύμμεκτης πλάκας (Φάση κατασκευής) – Διάγραμμα ροπών κάμψης



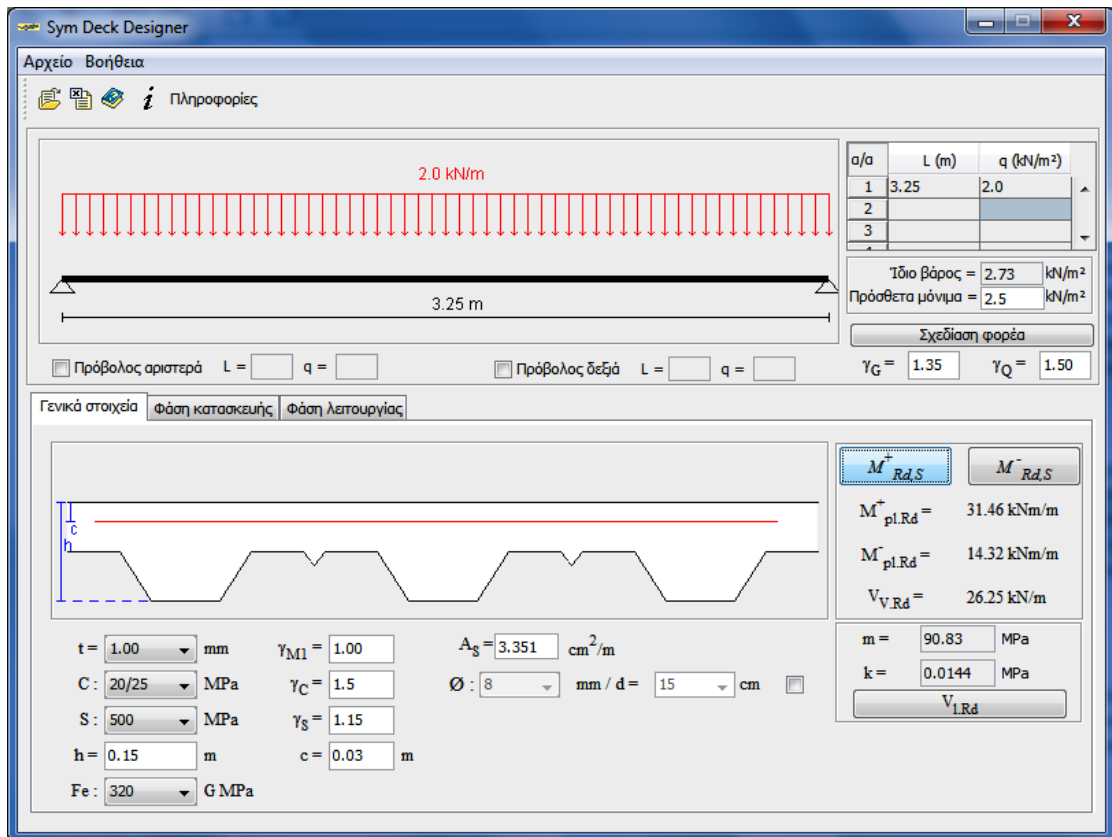
Εικόνα 4.3 Έλεγχοι σύμμεικτης πλάκας (Φάση κατασκευής) – Διάγραμμα βελών

➤ Φάση λειτουργίας

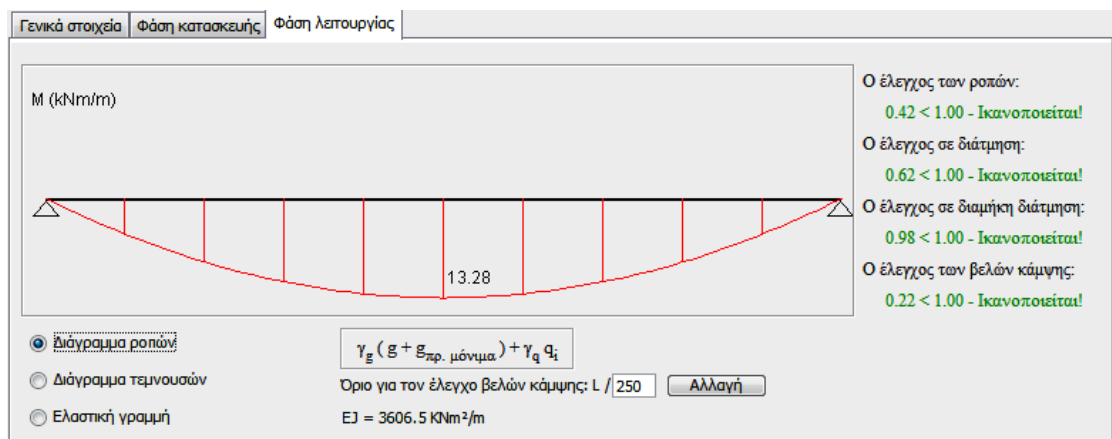
Στη φάση λειτουργίας πραγματοποιούνται έλεγχοι που αφορούν την ικανότητα ανάληψης, από τη σύμμεικτη πλάκα, της θετικής κι αρνητικής (σε περίπτωση στατικού μοντέλου πολλαπλών ανοιγμάτων) ροπής κάμψης, καθώς και της κατακόρυφης και διαμήκουσ διάτμησης. Οι έλεγχοι αφορούν και τις δύο οριακές καταστάσεις, αστοχίας (βάσει του συνδυασμού $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q$) και λειτουργικότητας (έλεγχος βελών-παραμορφώσεων που πρέπει να βρίσκονται εντός συγκεκριμένων, από τον κανονισμό, ορίων βάσει του συνδυασμού $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q$).

Τα δεδομένα που εισήχθησαν στο SymDeck Designer και οι αντίστοιχοι έλεγχοι της σύμμεικτης πλάκας, κατά τη φάση λειτουργίας (Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ.), δίνονται στις ακόλουθες εικόνες 4.4, 4.5, 4.6 και 4.7.

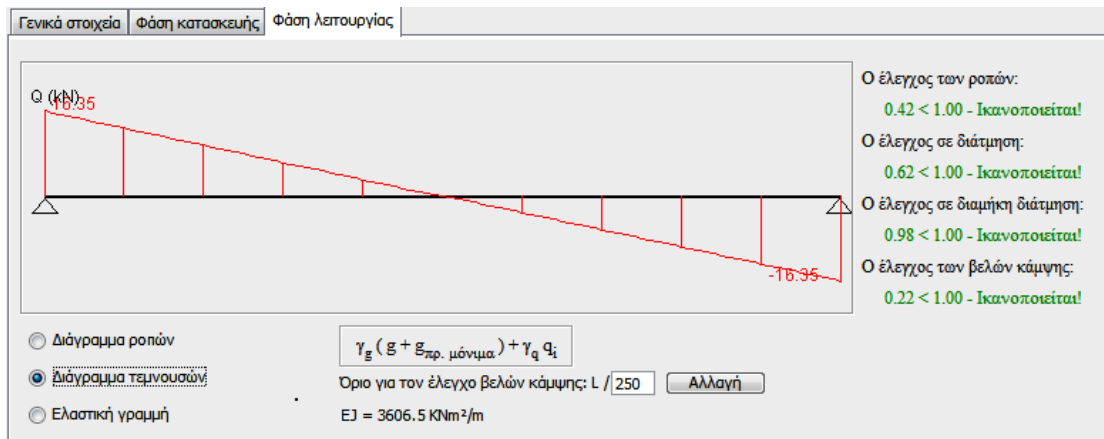
Στη φάση λειτουργίας της σύμμεικτης πλάκας έχουν επιβληθεί και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία $2,5 \text{ KN/m}^2$.



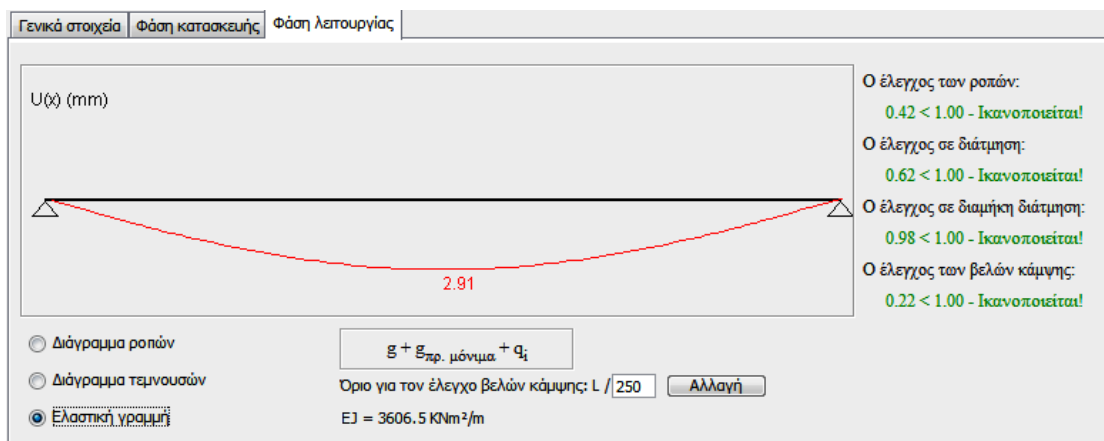
Εικόνα 4.4 Γενικά στοιχεία σύμμεικτης πλάκας (Φάση λειτουργίας)



Εικόνα 4.5 Έλεγχοι σύμμεικτης πλάκας (Φάση λειτουργίας) – Διάγραμμα ροπών κάμψης (Ο.Κ.Α.)



Εικόνα 4.6 Έλεγχοι σύμμεικτης πλάκας (Φάση λειτουργίας) – Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων (Ο.Κ.Α.)



Εικόνα 4.7 Έλεγχοι σύμμεικτης πλάκας (Φάση λειτουργίας) – Διάγραμμα βελών (Ο.Κ.Λ.)

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.), τα όρια των παραμορφώσεων (βελών) δίνονται ακολούθως:

- Μέγιστο βέλος λόγω ωφελίμων φορτίων: $L/350 \leq 20\text{mm}$
- Μέγιστο βέλος λόγω συνολικών φορτίων: $L/250 \leq 30\text{mm}$

όπου:

L το μήκος μεταξύ δύο διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών συνεχών δοκών (Ίσο με το μήκος της δοκού για αμφιέριστη δοκό, όπως στην παρούσα εργασία)

4.3 Έλεγχος αντοχής μελών και των αντιστοίχων διατομών στην οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Τα κύρια δομικά μέλη των κτηρίων Α και Β (τα οποία είναι κοινά) που έχουν περιγραφεί αναλυτικά στην παράγραφο 1.4.2 (κεφάλαιο 1) και στο υποκεφάλαιο 3.2 (κεφάλαιο 3), καθώς και οι διατομές τους, θα ελεγχθούν ως προς την αντοχή τους στην Ο.Κ.Α. με βάση τους ελέγχους που αναφέρονται στο υποκεφάλαιο 3.3 (κεφάλαιο 3). Οι αντοχές αυτών θα ελεγχθούν ως προς την επάρκειά τους, συγκρίνοντάς τες με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη που εξήχθησαν από την ανάλυση κάθε κτηρίου (Α και Β) στο SOFiSTiK.

Βάσει της ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε στο SOFiSTiK για τα κτήρια Α και Β, υπολογίστηκαν οι συντελεστές εκμετάλλευσης των διατομών (<1,0), οι οποίοι αποδεικνύουν ότι οι υπόψη διατομές είναι επαρκείς. Τα αποτελέσματα δίνονται στους ακόλουθους πίνακες 4.7 και 4.8.

Πίνακας 4.7 Συντελεστές εκμετάλλευσης διατομών κτηρίου Α

Maximum Utilisation Level												
	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total	
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-1	As-v	crack	c/t		
Section 1	0.638	0.024	0.071	0.145	0.209	0.028	0.000	0.000	0.895	(2)	0.895	
HE 500 B	0.690	0.526	0.099	0.690	-	-	-	-	-	0.344		
Section 2	0.293	0.017	0.187	0.394	0.061	0.062	0.000	0.000	0.807	(1)	0.807	
HE 300 B	0.480	0.481	0.300	0.481	-	-	-	-	-	0.103		
Section 3	0.031	0.016	0.223	0.333	0.074	0.004	0.000	0.000	0.164	(1)	0.510	
HE 200 B	0.376	0.375	0.350	0.400	-	-	-	-	-	0.045		
Section 4	0.573	0.003	0.004	0.013	0.012	0.068	0.000	0.000	0.680	(1)	0.680	
SH 250 x 250 x 16	0.579	0.564	0.097	0.579	-	-	-	-	-	0.037		
Total	0.638	0.024	0.223	0.394	0.209	0.068	0.000	0.000	0.895	(2)	0.895	
	0.690	0.564	0.350	0.690	-	-	-	-	-	0.344		

N	normal force	τ	shear stress
Vy,Vz	shear force	$\sigma-v$	von Mises stress
My,Mz	bending	$\sigma-s$	stress in reinforcements
Mtp,Mts	torsion (p)primary and (s)secondary	$\sigma-dyn$	stress range
Mb	warping moment	As-1	longitudinal reinforcements
Ncr	flexural buckling	As-v	shear link reinforcements
SCL	cross-section class	crack	crack width
$\sigma-x$	longitud. compressive stress	c/t	stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
$\sigma+x$	longitud. tensile stress	Total	most unfavorable utilisation for all checks

Πίνακας 4.8 Συντελεστές εκμετάλλευσης διατομών κτηρίου Β

Maximum Utilisation Level												
	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total	
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-1	As-v	crack	c/t		
Section 1	0.681	0.024	0.072	0.150	0.201	0.019	0.000	0.000	0.956	(2)	0.956	
HE 500 B	0.751	0.554	0.100	0.751	-	-	-	-	-	0.367		
Section 2	0.300	0.013	0.193	0.397	0.058	0.064	0.000	0.000	0.835	(1)	0.835	
HE 300 B	0.486	0.477	0.310	0.486	-	-	-	-	-	0.106		
Section 3	0.031	0.017	0.224	0.327	0.076	0.004	0.000	0.000	0.163	(1)	0.510	
HE 200 B	0.369	0.368	0.349	0.400	-	-	-	-	-	0.045		
Section 4	0.595	0.002	0.002	0.007	0.009	0.064	0.000	0.000	0.706	(1)	0.706	
SH 250 x 250 x 16	0.601	0.582	0.092	0.601	-	-	-	-	-	0.038		
Total	0.681	0.024	0.224	0.397	0.201	0.064	0.000	0.000	0.956	(2)	0.956	
	0.751	0.582	0.349	0.751	-	-	-	-	-	0.367		

N	normal force	τ	shear stress
Vy,Vz	shear force	$\sigma-v$	von Mises stress
My,Mz	bending	$\sigma-s$	stress in reinforcements
Mtp,Mts	torsion (p)primary and (s)secondary	$\sigma-dyn$	stress range
Mb	warping moment	As-1	longitudinal reinforcements
Ncr	flexural buckling	As-v	shear link reinforcements
SCL	cross-section class	crack	crack width
$\sigma-x$	longitud. compressive stress	c/t	stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
$\sigma+x$	longitud. tensile stress	Total	most unfavorable utilisation for all checks

Ακολουθούν αναλυτικοί υπολογισμοί των ελέγχων αντοχής για τα υποστυλώματα, τις κύριες και δευτερεύουσες δοκούς, καθώς και τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας.

4.3.1 Υποστυλώματα (HEB500)

Τα υποστυλώματα είναι διατομής HEB500 (Γεωμετρικά κι αδρανειακά χαρακτηριστικά των οποίων δίνονται στην παράγραφο 1.4.2/κεφάλαιο 1).

- Κατάταξη της διατομής σε κατηγορία

$$\text{Κορμός: } \frac{c}{tw} = \frac{390}{14,5} = 26,897 > 26,849 = 33 \cdot \varepsilon, \text{ Κατατάσσεται οριακά στην} \\ < 30,917 = 38 \cdot \varepsilon, \text{ κατηγορία 2}$$

$$\text{όπου: } \varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{fy}\right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{355}\right)} = 0,8136, \text{ για δομικό χάλυβα ποιότητας} \\ \text{S355}$$

$$\text{Πέλιμα: } \frac{c}{tf} = \frac{\left[\frac{b-tw}{2}\right]-r}{tf} = \frac{\left[\frac{300-14,5}{2}\right]-27}{28} = 4,134 < 7,323 = 9 \cdot \varepsilon, \text{ Κατηγορία 1}$$

Η διατομή του υποστυλώματος κατατάσσεται οριακά, λόγω του κορμού, στην κατηγορία 2.

- Έλεγχος αντοχής της διατομής HEB500 σε διάτμηση (τέμνουσα) κατά τον άξονα Z

$$A_{vz} = 89,82 \text{ cm}^2 \qquad V_{Ed,z} = \\ V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{89,82 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1840,95 \text{ KN} > 131,5 \text{ KN (Κτήριο A)} \\ > 132,0 \text{ KN (Κτήριο B)}$$

Η διατομή HEB500 επαρκεί έναντι τέμνουσας και στις δύο παραλλαγές A,B.

Ισχύει: $V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 1840,945 = 920,25 \text{ KN} > V_{Ed,z}$ των κτηρίων A και B

Συνεπώς δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής της διατομής $M_{pl,Rd}$, λόγω συνύπαρξης κάμψης και διάτμησης.

- Έλεγχος αντοχής της διατομής HEB500 σε διάτμηση (τέμνουσα) κατά τον άξονα Y

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 238,60 - 89,82 = 148,78 \text{ cm}^2 \quad V_{Ed,y} =$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{148,78 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 3049,39 \text{ KN} > 82,6 \text{ KN (Κτήριο A)}$$

$$> 82,1 \text{ KN (Κτήριο B)}$$

Η διατομή HEB500 επαρκεί έναντι τέμνουσας και στις δύο παραλλαγές A,B.

Ισχύει: $V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 3049,39 = 1524,695 \text{ KN} > V_{Ed,y}$ των κτηρίων A και B

Συνεπώς δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής της διατομής $M_{pl,Rd}$, λόγω συνύπαρξης κάμψης και διάτμησης.

- Έλεγχος αντοχής της διατομής HEB500 σε διαξονική κάμψη σε συνδυασμό με θλιπτική αξονική δύναμη

$$N_{Ed} = (\text{Θλιπτική αξονική δύναμη})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{238,6 \cdot 35,5}{1,0} = 8470,3 \text{ KN} > 5404 \text{ KN (Κτήριο A)}$$

$$> 5770 \text{ KN (Κτήριο B)}$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 500 - 2 \cdot 28 = 444 \text{ mm} = 44,4 \text{ cm}$$

$$t_w = 14,5 \text{ mm} = 1,45 \text{ cm}$$

Για τη διατομή HEB500, η οποία είναι διπλής συμμετρίας I, δεν απαιτείται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τους άξονες συμμετρίας y-y και z-z, λόγω αξονικής δύναμης, όταν ισχύουν συγχρόνως τα ακόλουθα κριτήρια:

Περί τον y-y:

$$\text{(Κτήριο A)} \quad N_{Ed} = 5404 \text{ KN} > 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 8470,3 = 2117,575 \text{ KN}$$

$$\text{(Κτήριο B)} \quad N_{Ed} = 5770 \text{ KN} > 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 8470,3 = 2117,575 \text{ KN}$$

και

$$\text{(Κτήριο A)} \quad N_{Ed} = 5404 \text{ KN} > \frac{0,5 \cdot H_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 44,4 \cdot 1,45 \cdot 35,5}{1,0} = 1142,745 \text{ KN}$$

$$\text{(Κτήριο B)} \quad N_{Ed} = 5770 \text{ KN} > \frac{0,5 \cdot H_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 44,4 \cdot 1,45 \cdot 35,5}{1,0} = 1142,745 \text{ KN}$$

Συνεπώς απαιτείται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον y-y και στα δύο κτήρια, λόγω συνύπαρξης με μεγάλη θλιπτική αξονική δύναμη. Η απομειωμένη πλαστική ροπή αντοχής $M_{N,y,Rd}$, λόγω αξονικής, υπολογίζεται από τη σχέση:

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

όπου :

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 5404 / 8470,3 = 0,638 \quad (\text{Κτήριο A})$$

$$5770 / 8470,3 = 0,681 \quad (\text{Κτήριο B})$$

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A, \quad \text{πρέπει όμως } a \leq 0,5$$

$$= (238,6 - 2 \cdot 30 \cdot 2,8) / 238,6 = 0,296 < 0,5$$

Για τα κτήρια A και B ισχύει: $n > a$

$$M_{pl,y,Rd} = (W_{pl,y} \cdot f_y) / \gamma_{M0} = (4815 \cdot 35,5) / 1,0 = 170932,5 \text{ KNcm} = 1709,325 \text{ KNm}$$

$$M_{pl,z,Rd} = (W_{pl,z} \cdot f_y) / \gamma_{M0} = (1292 \cdot 35,5) / 1,0 = 45866 \text{ KNcm} = 458,66 \text{ KNm}$$

(Κτήριο A)

$$M_{Ed,y} =$$

$$M_{N,y,Rd} = 1709,325 \cdot (1-0,638) / (1-0,5 \cdot 0,296) = 726,263 \text{ KNm} > 247,1 \text{ KNm}$$

(Κτήριο B)

$$M_{Ed,y} =$$

$$M_{N,y,Rd} = 1709,325 \cdot (1-0,681) / (1-0,5 \cdot 0,296) = 640 \text{ KNm} > 256,8 \text{ KNm}$$

Περί τον z-z:

$$(\text{Κτήριο A}) \quad N_{Ed} = 5404 \text{ KN} > \frac{Hw \cdot tw \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44,4 \cdot 1,45 \cdot 35,5}{1,0} = 2285,49 \text{ KN}$$

$$(\text{Κτήριο B}) \quad N_{Ed} = 5770 \text{ KN} > \frac{Hw \cdot tw \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44,4 \cdot 1,45 \cdot 35,5}{1,0} = 2285,49 \text{ KN}$$

Συνεπώς απαιτείται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον z-z και στα δύο κτήρια, λόγω ταυτόχρονης δράσης ροπής κι αξονικής δύναμης. Η απομειωμένη ροπή κάμψης $M_{N,z,Rd}$, λόγω αξονικής, υπολογίζεται από τη σχέση:

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

$$\begin{aligned} & \text{(Κτήριο Α)} & M_{Ed,z} = \\ M_{N,z,Rd} &= 458,66 \cdot \left[1 - \left(\frac{0,638 - 0,296}{1 - 0,296} \right)^2 \right] = 350,42 \text{ KNm} > 96 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{(Κτήριο Β)} & M_{Ed,z} = \\ M_{N,z,Rd} &= 458,66 \cdot \left[1 - \left(\frac{0,681 - 0,296}{1 - 0,296} \right)^2 \right] = 321,52 \text{ KNm} > 92,1 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Άρα η διατομή επαρκεί και με τις απομειωμένες ροπές κάμψης στους δύο άξονες κάμψης.

Για διαξονική κάμψη της διατομής περί τους άξονες κάμψης y-y και z-z:

$$\begin{aligned} \text{(Κτήριο Α)} \left[\frac{M(y,Ed)}{M(N,y,Rd)} \right]^\alpha + \left[\frac{M(z,Ed)}{M(N,z,Rd)} \right]^\beta &= \left[\frac{247,1}{726,263} \right]^2 + \left[\frac{96}{350,42} \right]^{3,19} = \\ &= 0,1158 + 0,0161 = 0,1319 < 1,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(Κτήριο Β)} \left[\frac{M(y,Ed)}{M(N,y,Rd)} \right]^\alpha + \left[\frac{M(z,Ed)}{M(N,z,Rd)} \right]^\beta &= \left[\frac{256,8}{640} \right]^2 + \left[\frac{92,1}{321,52} \right]^{3,405} = \\ &= 0,161 + 0,0142 = 0,1752 < 1,0 \end{aligned}$$

όπου:

$M(N, y, Rd)$ και $M(N, z, Rd)$ είναι οι απομειωμένες ροπές κάμψης, λόγω ταυτόχρονης δράσης σημαντικής αξονικής θλιπτικής δύναμης.

$\alpha=2$ και $\beta=5 \cdot \eta = 5 \cdot 0,638 = 3,19 > 1$ (Κτήριο Α) και $5 \cdot 0,681 = 3,405 > 1$ (Κτήριο Β)

Συνεπώς ο έλεγχος διαξονικής κάμψης ικανοποιείται και για τα δύο κτήρια Α,Β.

Παρατηρείται ότι το αποτέλεσμα είναι πολύ μικρότερο της μονάδας, που σημαίνει ότι η κύρια καταπόνηση του υποστυλώματος αφορά την αξονική θλιπτική δύναμη που δύναται να προκαλέσει λυγισμό κι όχι τη διαξονική κάμψη. Άρα κρίσιμος καθίσταται ο έλεγχος έναντι καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

- Έλεγχος αντοχής θλιβομένου μέλους (υποστυλώματος) σε λυγισμό

Η αντοχή του θλιβομένου μέλους σε λυγισμό δίνεται από τη σχέση:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$
, Ο μειωτικός συντελεστής θα υπολογιστεί και κατά τις δύο διευθύνσεις X και Y και θα επιλεγεί ο μικρότερος $\chi = \min(\chi_y, \chi_z)$

- Διεύθυνση X :

Λόγω ύπαρξης κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση X, το πλαίσιο στο οποίο μετέχει το υπό εξέταση υποστύλωμα είναι αμετάθετο.

Για λυγισμό του πλαισίου κατά X ενεργοποιείται ο ασθενής άξονας z-z του πλαισίου.

Οι συντελεστές κατανομής συνεχούς υποστυλώματος, στην κεφαλή και στη βάση του, η_1 και η_2 αντίστοιχα, δίνονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad \text{και} \quad \eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

όπου:

$K_c = \frac{I_c}{L_c}$ ο συντελεστής δυσκαμψίας του υποστυλώματος ($I_c = I_y$ ή I_z αναλόγως του άξονα του υποστυλώματος που ενεργοποιείται)

K_1, K_2 οι συντελεστές δυσκαμψίας για τα γειτονικά τμήματα του υποστυλώματος (άνω και κάτω υποστύλωμα)

$K_{ij} = \frac{I_{i,j}}{L_{i,j}}$ ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας των δοκών που απολήγουν στο υποστύλωμα (στην κεφαλή και τη βάση του, $i, j = 1, 2$)

Από τις σχέσεις της παραγράφου 3.4.3 (Υποκεφάλαιο 3.4), υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής.

Για το αμφιαρθρωτό υποστύλωμα που εξετάζεται ισχύει:

$\eta_1 = 1,0$ (Για άρθρωση στην κεφαλή του υποστυλώματος)

$\eta_2 = 1,0$ (Για άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος)

Από το ακόλουθο σχήμα 4.12, για υποστύλωμα με αμετάθετα άκρα, υπολογίζεται ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού «β».

Οπότε: $\beta = 1,0$ και $L_{cr} = \beta \cdot L = 1,0 \cdot 400 = 400 \text{cm}$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{(i)_z} = \frac{400}{7,27} = 55,0206$$

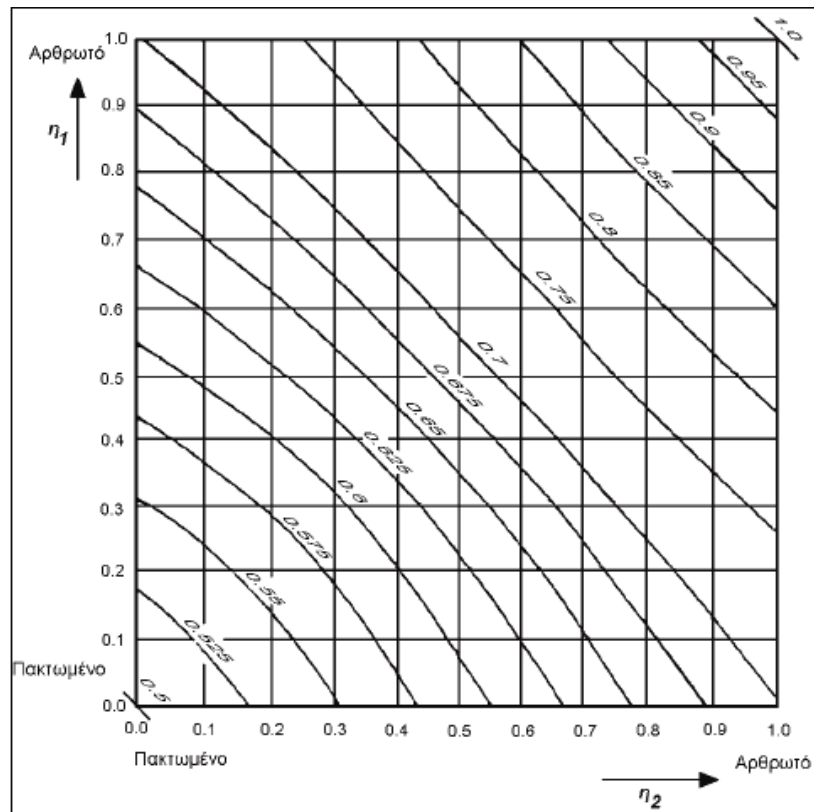
$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\left(\frac{235}{355}\right)} = 76,4$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{55,0206}{76,4} = 0,7202 \quad (\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα στον z-z})$$

Καμπύλες λυγισμού : $\frac{H}{b} = \frac{500}{300} = 1,667 > 1,2$ και $t_f = 28\text{mm} < 40\text{mm}$

Λυγισμός περί τον ισχυρό άξονα y-y : Καμπύλη «a»

Λυγισμός περί τον ισχυρό άξονα z-z : Καμπύλη «b»



Σχήμα 4.12 Συντελεστές ισοδύναμου μήκους λυγισμού L_{cr}/L για υποστύλωμα με αμετάθετα άκρα

Ο συντελεστής ατελειών «α» για καμπύλη λυγισμού b περί τον z-z ισούται με $\alpha = 0,34$. Υπολογίζονται:

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (0,7202 - 0,2) + 0,7202^2 \right] = 0,8478$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,8478 + \sqrt{0,8478^2 - 0,7202^2}} = 0,772 \Rightarrow \chi_z = 0,772$$

- Διεύθυνση Y :

Λόγω ύπαρξης κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση Y, το πλαίσιο στο οποίο μετέχει το υπό εξέταση υποστύλωμα είναι αμετάθετο.

Για λυγισμό του πλαισίου κατά Y ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας y-y του πλαισίου.

Ομοίως, για αμφιαρθρωτό υποστύλωμα είναι:
 $\eta_1 = \eta_2 = 1,0$, $\beta = 1,0$ και $L_{cr} = 400\text{cm}$.

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{(i)y} = \frac{400}{21,19} = 18,877 \text{ και } \lambda_1 = 76,4$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{18,877}{76,4} = 0,247 \text{ (Ανηγγμένη λυγηρότητα στον } y-y \text{)}$$

Για λυγισμό περί τον κύριο άξονα $y-y$, η καμπύλη λυγισμού είναι η «α» κι ο αντίστοιχος συντελεστής ατελειών ισούται με $\alpha = 0,21$. Υπολογίζονται:

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (0,247 - 0,2) + 0,247^2 \right] = 0,5354$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,5354 + \sqrt{0,5354^2 - 0,247^2}} = 0,9897 \Rightarrow \chi_y = 0,9897$$

Τελικά: $\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,9897, 0,772) = 0,772$

Συνεπώς η αντοχή του θλιβομένου υποστυλώματος σε λυγισμό είναι ίση με:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,772 \cdot 238,6 \cdot 35,5}{1,0} = 6539,07 \text{ KN}$$

(Κτήριο Α) $N_{Ed} = 5404 \text{ KN}$ Άρα: $\frac{N(Ed)}{N(b,Rd)} = \frac{5404}{6539,07} = 0,826 < 1,0$

(Κτήριο Β) $N_{Ed} = 5770 \text{ KN}$ Άρα: $\frac{N(Ed)}{N(b,Rd)} = \frac{5770}{6539,07} = 0,882 < 1,0$

Συνεπώς το υποστύλωμα HEB500 επαρκεί έναντι καμπτικού λυγισμού και στα δύο κτήρια Α και Β.

- Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από τη σχέση:

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

όπου:

$K=1,0$ (Θεωρώντας και τα δύο άκρα απλές στρεπτικές στηρίξεις)

$K_w=1,0$ (Άκρα ελεύθερα σε στρέβλωση - Συντηρητική τιμή)

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{21000}{2 \cdot (1 + 0,3)} = 8076,923 \text{ KN/cm}^2 \text{ (Μέτρο διάτμησης)}$$

Για αμφιαρθρωτό μοντέλο με φόρτιση λόγω ακραίων ροπών και $K=1,0$:

(Κτήριο Α)

$$\Psi_A = \frac{28,7}{-247,1} = -0,116, \text{ όπου } -\frac{1}{4} < -0,116 < 0. \text{ Επιλέγονται ενδιάμεσες τιμές}$$

για τα C_1, C_2, C_3 .

$$C_1 = 2,08, C_2 = 0, C_3 = 0,897$$

(Κτήριο Β)

$$\Psi_B = \frac{-31,3}{256,8} = -0,122, \text{ όπου } -\frac{1}{4} < -0,122 < 0. \text{ Επιλέγονται ενδιάμεσες τιμές}$$

για τα C_1, C_2, C_3 .

$$C_1 = 2,08, C_2 = 0, C_3 = 0,897 \text{ (Επιλέγονται οι ίδιες τιμές, αμελητέα η διαφορά } \Psi_A, \Psi_B)$$

$$I_t = 538,4 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 7018000 \text{ cm}^6$$

$$Z_a = -25 \text{ cm}$$

$Z_s = 0$ (Διότι το κέντρο διάτμησης ταυτίζεται με το κέντρο βάρους)

$$Z_g = Z_a - Z_s = -28 \text{ cm}$$

$Z_j = 0$ (Για δοκούς διπλής συμμετρίας, όπως η ΗΕΒ500)

$L = 400 \text{ cm}$ (Μήκος υποστυλώματος μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων)

Συνεπώς, η τιμή της M_{cr} ισούται με $M_{cr} = 974958,7 \text{ KNcm} = 9749,587 \text{ KNm}$ και είναι μεγαλύτερη από $M_{Ed,y}$ των κτηρίων Α, Β. (247,1 KNm και 256,8 KNm).

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού χ_{LT} .

$$h/b = 500/300 = 1,667 < 2.$$

Άρα η καμπύλη λυγισμού, για λυγισμό περί τον άξονα y-y (και τον z-z), είναι η «a» κι ο αντίστοιχος συντελεστής απωλειών πλευρικού λυγισμού $\alpha_{LT} = 0,21$.

Η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{4815 \cdot 35,5}{974958,7}} = 0,419 > 0,2 .$$

Όμως, για τα κτήρια A και B ισχύει $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$:

$$\text{(Κτήριο A)} \frac{247,1}{9749,587} = 0,025 < 0,04, \text{ (Κτήριο B)} \frac{256,8}{9749,587} = 0,0264 < 0,04$$

Οπότε η επίδραση του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί, ωστόσο θα συνεχιστεί ο έλεγχος.

Από τις σχέσεις της παραγράφου 3.4.3/κεφάλαιο 3, υπολογίζεται ο « χ_{LT} ».

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,419 - 0,2) + 0,419^2] = 0,611$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,611 + \sqrt{0,611^2 - 0,419^2}} = 0,947 \text{ (τιμή πολύ}$$

κοντά στην τιμή 1,0, δηλαδή πολύ πιθανό το μέλος να μην είναι ευαίσθητο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό).

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,947 \cdot \frac{4815 \cdot 35,5}{1,0} = 161873,1 \text{ KNcm} = 1618,731 \text{ KNm}$$

Οπότε $M_{cr} = 9749,587 \text{ KNm} > M_{b,Rd} = 1618,731 \text{ KNm}$. Δηλαδή εξαντλείται η αντοχή της διατομής, πριν την κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού.

Συντελεστές Αλληλεπίδρασης (K_{yy} , K_{yz} , K_{zy} , K_{zz})

Υπολογίζονται βάσει της δεύτερης μεθόδου, με θεώρηση μη στρεπτικά ευαίσθητου μέλους.

Υπολογίστηκαν:

$$\Psi_A = -0,116 \text{ και } \Psi_B = -0,122, \text{ δηλαδή } -1 < \Psi_A, \Psi_B < 1$$

Άρα:

$$\text{(Κτήριο A)} C_{my} = C_{mz} = 0,6 + 0,4 \cdot \Psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,116) = 0,5536 > 0,4$$

$$\text{Άρα } C_{my} = C_{mz} = 0,5536$$

$$\text{(Κτήριο B)} C_{my} = C_{mz} = 0,6 + 0,4 \cdot \Psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,122) = 0,5512 > 0,4$$

$$\text{Ομοίως } C_{my} = C_{mz} = 0,5512$$

$$\lambda_z - 0,2 = 0,7202 - 0,2 = 0,5202 < 0,8$$

$$\lambda_y - 0,2 = 0,247 - 0,2 = 0,047 < 0,8$$

(Κτήριο Α)

$$K_{yy} = C_{my} \cdot \left[1 + (\lambda_y - 0,2) \cdot \frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} \right] = 0,5536 \cdot \left[1 + (0,247 - 0,2) \cdot \frac{5404}{(0,9897 \cdot 8470,3)} \right]$$

$$= 0,57$$

$$K_{yz} = 0,6 \cdot K_{zz} = 0,6 \cdot 0,938 = 0,563$$

$$K_{zy} = 0,6 \cdot K_{yy} = 0,6 \cdot 0,57 = 0,342$$

$$K_{zz} = C_{mz} \cdot \left[1 + (2 \cdot \lambda_z - 0,6) \cdot \frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} \right] = 0,5536 \cdot \left[1 + (2 \cdot 0,7202 - 0,6) \cdot \frac{5404}{(0,772 \cdot 8470,3)} \right]$$

$$= 0,938$$

Οι ροπές με τις οποίες καταπονείται το υποστύλωμα του ισογείου με τη μέγιστη αξονική δύναμη, στην εν λόγω φόρτιση, κατά Χ και Υ είναι:

$$M_{y,Ed} = 91,9 \text{ KNm} \quad , \quad M_{z,Ed} = 10,5 \text{ KNm}$$

Άξονας y-y

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$\frac{5404}{0,9897 \frac{8470,3}{1,0}} + 0,57 \cdot \frac{91,9}{0,947 \frac{1709,325}{1,0}} + 0,563 \cdot \frac{10,5}{\frac{458,66}{1,0}} = 0,69 < 1,0$$

Άξονας z-z

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$\frac{5404}{0,772 \frac{8470,3}{1,0}} + 0,342 \cdot \frac{91,9}{0,947 \frac{1709,325}{1,0}} + 0,938 \cdot \frac{10,5}{\frac{458,66}{1,0}} = 0,867 < 1,0$$

Οι έλεγχοι του ΗΕΒ500 κατά y-y, z-z για το κτήριο Α ικανοποιούνται

(Κτήριο Β)

$$K_{yy} = C_{my} \cdot \left[1 + (\lambda_y - 0,2) \cdot \frac{N_{ed}}{\frac{(Xy \cdot NRk)}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,5512 \cdot \left[1 + (0,247 - 0,2) \cdot \frac{5770}{\frac{(0,9897 \cdot 8470,3)}{1,0}} \right]$$

$$= 0,569$$

$$K_{yz} = 0,6 \cdot K_{zz} = 0,6 \cdot 0,96 = 0,576$$

$$K_{zy} = 0,6 \cdot K_{yy} = 0,6 \cdot 0,569 = 0,3414$$

$$K_{zz} = C_{mz} \cdot \left[1 + (2 \cdot \lambda_z - 0,6) \cdot \frac{N_{ed}}{\frac{(Xz \cdot NRk)}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,5512 \cdot \left[1 + (2 \cdot 0,7202 - 0,6) \cdot \frac{5770}{\frac{(0,772 \cdot 8470,3)}{1,0}} \right]$$

$$= 0,96$$

Οι ροπές με τις οποίες καταπονείται το υποστύλωμα του ισογείου με τη μέγιστη αξονική δύναμη, στην εν λόγω φόρτιση, κατά Χ και Υ είναι:

$$M_{y,Ed} = 68,2 \text{ KNm} \quad , \quad M_{z,Ed} = 25,4 \text{ KNm}$$

Αξονας y-y

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$\frac{5770}{0,9897 \frac{8470,3}{1,0}} + 0,569 \cdot \frac{68,2}{0,947 \frac{1709,325}{1,0}} + 0,576 \cdot \frac{25,4}{\frac{458,66}{1,0}} = 0,744 < 1,0$$

Αξονας z-z

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$\frac{5770}{0,772 \frac{8470,3}{1,0}} + 0,3414 \cdot \frac{68,2}{0,947 \frac{1709,325}{1,0}} + 0,96 \cdot \frac{25,4}{\frac{458,66}{1,0}} = 0,95 < 1,0$$

Οι έλεγχοι του ΗΕΒ500 κατά y-y, z-z για το κτήριο Β ικανοποιούνται.

4.3.2 Κύριες δοκοί (HEB300)

Οι κύριες δοκοί είναι διατομής HEB300 (Γεωμετρικά κι αδρανειακά χαρακτηριστικά των οποίων δίνονται στην παράγραφο 1.4.2/κεφάλαιο 1).

- Κατάταξη της διατομής σε κατηγορία

$$\text{Κορμός: } \frac{c}{tw} = \frac{208}{11} = 18,91 < 26,849 = 33 \cdot \varepsilon, \text{ Κατηγορία 1}$$

$$\text{όπου: } \varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{355}\right)} = 0,8136, \text{ για δομικό χάλυβα ποιότητας S355}$$

$$\text{Πέλμα: } \frac{c}{tf} = \frac{\left[\frac{b-tw}{2}\right]-r}{tf} = \frac{\left[\frac{300-11}{2}\right]-27}{19} = 6,18 < 7,323 = 9 \cdot \varepsilon, \text{ Κατηγορία 1}$$

Η διατομή της κυρίας δοκού κατατάσσεται στην κατηγορία 1.

- Έλεγχος αντοχής της διατομής HEB300 σε εφελκυσμό

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε εφελκυσμό ισούται με:

$$N_{Ed} =$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{149,1 \cdot 35,5}{1,0} = 5293,05 \text{ KN} > 1550 \text{ KN (Κτήριο A)}$$

$$> 1588 \text{ KN (Κτήριο B)}$$

Ο έλεγχος του HEB300 σε εφελκυσμό ικανοποιείται και στις δύο παραλλαγές κτηρίων, A και B.

- Έλεγχος αντοχής της διατομής HEB300 έναντι τέμνουσας κατά τον άξονα Z

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε τέμνουσα ισούται με:

$$V_{Ed} =$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{47,43 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 972,12 \text{ KN} > 182 \text{ KN (Κτήριο A)}$$

$$> 187,5 \text{ KN (Κτήριο B)}$$

Ο έλεγχος του HEB300 σε τέμνουσα ικανοποιείται και στις δύο παραλλαγές κτηρίων, A και B.

Είναι: (Κτήριο Α) $V_{Ed} = 182 \text{ KN} < 0,5 \cdot 972,12 = 486,01 \text{ KN}$
 (Κτήριο Β) $V_{Ed} = 187,5 \text{ KN} < 0,5 \cdot 972,12 = 486,01 \text{ KN}$

Συνεπώς δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής, λόγω συνύπαρξης της με τέμνουσα δύναμη.

- Έλεγχος αντοχής της διατομής HEB300 σε μονοαξονική και διαξονική κάμψη

Λόγω συνύπαρξης κάμψης με σημαντική αξονική δύναμη, ελέγχεται η πιθανότητα απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής κατά Χ και Υ (όπως και στα υποστυλώματα στην παράγραφο 4.3.1).

Περί τον y-y:

(Κτήριο Α) $N_{Ed} = 1550 \text{ KN} > 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 5293,05 = 1323,625 \text{ KN}$

(Κτήριο Β) $N_{Ed} = 1588 \text{ KN} > 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 5293,05 = 1323,625 \text{ KN}$

και

$$(Κτήριο Α) N_{Ed} = 1550 \text{ KN} > \frac{0,5 \cdot H_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{0,5 \cdot 26,2 \cdot 1,1 \cdot 35,5}{1,0} = 511,56 \text{ KN}$$

$$(Κτήριο Β) N_{Ed} = 1588 \text{ KN} > \frac{0,5 \cdot H_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{0,5 \cdot 26,2 \cdot 1,1 \cdot 35,5}{1,0} = 511,56 \text{ KN}$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 300 - 2 \cdot 19 = 262 \text{ mm} = 26,2 \text{ cm}$$

$$t_w = 11 \text{ mm} = 1,1 \text{ cm}$$

Συνεπώς απαιτείται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον y-y και στα δύο κτήρια, λόγω συνύπαρξης με μεγάλη θλιπτική αξονική δύναμη. Η απομειωμένη πλαστική ροπή αντοχής $M_{N,y,Rd}$, λόγω αξονικής, υπολογίζεται από τη σχέση:

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

όπου :

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 1550 / 5293,05 = 0,293 \text{ (Κτήριο Α)}$$

$$1588 / 5293,05 = 0,3 \text{ (Κτήριο Β)}$$

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A, \quad \text{πρέπει όμως } a \leq 0,5$$

$$= (149,1 - 2 \cdot 30 \cdot 1,9) / 149,1 = 0,2354 < 0,5$$

Για τα κτήρια Α και Β ισχύει: $n > a$

$$M_{pl,y,Rd} = (W_{pl,y} \cdot f_y) / \gamma_{M0} = (1869 \cdot 35,5) / 1,0 = 66349,5 \text{ KNcm} = 663,495 \text{ KNm}$$

$$M_{pl,z,Rd} = (W_{pl,z} \cdot f_y) / \gamma_{M0} = (870,1 \cdot 35,5) / 1,0 = 30888,55 \text{ KNcm} = 308,885 \text{ KNm}$$

(Κτήριο Α) $M_{Ed,y} =$
 $M_{N,y,Rd} = 663,495 \cdot (1-0,293) / (1-0,5 \cdot 0,2354) = 531,67 \text{ KNm} > 261,5 \text{ KNm}$

(Κτήριο Β) $M_{Ed,y} =$
 $M_{N,y,Rd} = 663,495 \cdot (1-0,3) / (1-0,5 \cdot 0,2354) = 526,4 \text{ KNm} > 263,3 \text{ KNm}$

Περί τον z-z:

(Κτήριο Α) $N_{Ed} = 1550 \text{ KN} > \frac{Hw \cdot tw \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26,2 \cdot 1,1 \cdot 35,5}{1,0} = 1023,11 \text{ KN}$

(Κτήριο Β) $N_{Ed} = 1588 \text{ KN} > \frac{Hw \cdot tw \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26,2 \cdot 1,1 \cdot 35,5}{1,0} = 1023,11 \text{ KN}$

Συνεπώς απαιτείται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον z-z και στα δύο κτήρια, λόγω ταυτόχρονης δράσης ροπής κι αξονικής δύναμης. Η απομειωμένη πλαστική ροπή αντοχής $M_{N,z,Rd}$, λόγω αξονικής, υπολογίζεται από τη σχέση:

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

(Κτήριο Α) $M_{Ed,z} =$
 $M_{N,z,Rd} = 308,885 \cdot \left[1 - \left(\frac{0,293-0,2354}{1-0,2354} \right)^2 \right] = 307,13 \text{ KNm} > 18,8 \text{ KNm}$

(Κτήριο Β) $M_{Ed,z} =$
 $M_{N,z,Rd} = 308,885 \cdot \left[1 - \left(\frac{0,3-0,2354}{1-0,2354} \right)^2 \right] = 306,68 \text{ KNm} > 17,9 \text{ KNm}$

Άρα η διατομή επαρκεί και με τις απομειωμένες ροπές κάμψης στους δύο άξονες κάμψης.

Για διαξονική κάμψη της διατομής περί τους άξονες κάμψης y-y και z-z:

(Κτήριο Α) $\left[\frac{M(y,Ed)}{M(N,y,Rd)} \right]^\alpha + \left[\frac{M(z,Ed)}{M(N,z,Rd)} \right]^\beta = \left[\frac{261,5}{531,67} \right]^2 + \left[\frac{18,8}{307,13} \right]^{1,465} =$

$$0,242 + 0,0167 = 0,2587 < 1,0$$

$$(\text{Κτήριο Β}) \left[\frac{M(y,Ed)}{M(N,y,Rd)} \right]^\alpha + \left[\frac{M(z,Ed)}{M(N,z,Rd)} \right]^\beta = \left[\frac{263,3}{526,4} \right]^2 + \left[\frac{17,9}{306,68} \right]^{1,5} =$$

$$0,25 + 0,014 = 0,264 < 1,0$$

όπου:

$M(N, y, Rd)$ και $M(N, z, Rd)$ είναι οι απομειωμένες ροπές κάμψης, λόγω ταυτόχρονης δράσης σημαντικής αξονικής θλιπτικής δύναμης.

$\alpha=2$ και $\beta=5 \cdot \eta = 5 \cdot 0,293 = 1,465 > 1$ (Κτήριο Α) και $5 \cdot 0,3 = 1,5 > 1$ (Κτήριο Β)

Συνεπώς ο έλεγχος διαξονικής κάμψης ικανοποιείται και για τα δύο κτήρια Α,Β.

Δεν υφίσταται κίνδυνος αστοχίας έναντι καμπτικού και πλευρικού λυγισμού στις ΗΕΒ300 κατά τη φάση κατασκευής και λειτουργίας του φορέα. Στη φάση κατασκευής προστατεύονται πλευρικά από τους οριζοντίους συνδέσμους δυσκαμψίας (οι οποίοι δεν αναλύονται στην παρούσα διπλωματική εργασία), ενώ κατά τη λειτουργία των κτηρίων Α και Β προστατεύονται πλευρικά από τη σύμμεικτη πλάκα.

4.3.3 Δευτερεύουσες δοκοί (ΗΕΒ200)

Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι διατομής ΗΕΒ200 (Γεωμετρικά κι αδρανειακά χαρακτηριστικά των οποίων δίνονται στην παράγραφο 1.4.2/κεφάλαιο 1).

- Κατάταξη της διατομής σε κατηγορία

$$\text{Κορμός: } \frac{c}{tw} = \frac{134}{9} = 14,89 < 26,849 = 33 \cdot \varepsilon, \text{ Κατηγορία 1}$$

$$\text{όπου: } \varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{fy}\right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{355}\right)} = 0,8136, \text{ για δομικό χάλυβα ποιότητας S355}$$

$$\text{Πέσμα: } \frac{c}{tf} = \frac{\left[\frac{b-tw}{2}\right]-r}{tf} = \frac{\left[\frac{200-9}{2}\right]-18}{15} = 5,167 < 7,323 = 9 \cdot \varepsilon, \text{ Κατηγορία 1}$$

Η διατομή της δευτερεύουσας δοκού κατατάσσεται στην κατηγορία 1.

- Έλεγχος αντοχής της διατομής HEB200 σε εφελκυσμό

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε εφελκυσμό ισούται με:

$$N_{Ed} =$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{78,08 \cdot 35,5}{1,0} = 2771,84 \text{ KN} > 85,8 \text{ KN (Κτήριο A)}$$

$$> 85,8 \text{ KN (Κτήριο B)}$$

Ο έλεγχος του HEB200 σε εφελκυσμό ικανοποιείται και στις δύο παραλλαγές κτηρίων, A και B.

Παρατηρείται ότι η δρώσα αξονική δύναμη και στις δύο περιπτώσεις είναι μικρή, συγκριτικά με την αντοχή της διατομής σε εφελκυσμό και θλίψη.

- Έλεγχος αντοχής της διατομής HEB200 έναντι τέμνουσας κατά τον άξονα Z

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε τέμνουσα ισούται με:

$$V_{Ed} =$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{24,83 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 508,92 \text{ KN} > 113,5 \text{ KN (Κτήριο A)}$$

$$> 113,9 \text{ KN (Κτήριο B)}$$

Ο έλεγχος του HEB200 σε τέμνουσα ικανοποιείται και στις δύο παραλλαγές κτηρίων, A και B.

Είναι: (Κτήριο A) $V_{Ed} = 113,5 \text{ KN} < 0,5 \cdot 508,92 = 254,46 \text{ KN}$

(Κτήριο B) $V_{Ed} = 113,9 \text{ KN} < 0,5 \cdot 508,92 = 254,46 \text{ KN}$

Συνεπώς δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής, λόγω συνύπαρξης της με τέμνουσα δύναμη.

- Έλεγχος αντοχής της διατομής HEB200 σε μονοαξονική και διαξονική κάμψη

Λόγω συνύπαρξης κάμψης με μικρή αξονική δύναμη, η πιθανότητα απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής κατά X και Y είναι μικρή.

Περί τον y-y:

(Κτήριο A) $N_{Ed} = 85,8 \text{ KN} < 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 2771,84 = 692,96 \text{ KN}$

(Κτήριο B) $N_{Ed} = 85,8 \text{ KN} < 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 2771,84 = 692,96 \text{ KN}$

και

$$\text{(Κτήριο A)} \quad N_{Ed} = 85,8 \text{ KN} < \frac{0,5 \cdot Hw \cdot tw \cdot fy}{\gamma M0} = \frac{0,5 \cdot 17 \cdot 0,9 \cdot 35,5}{1,0} = 271,575 \text{ KN}$$

$$\text{(Κτήριο B)} \quad N_{Ed} = 85,8 \text{ KN} < \frac{0,5 \cdot Hw \cdot tw \cdot fy}{\gamma M0} = \frac{0,5 \cdot 17 \cdot 0,9 \cdot 35,5}{1,0} = 271,575 \text{ KN}$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 200 - 2 \cdot 15 = 170 \text{ mm} = 17 \text{ cm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm} = 0,9 \text{ cm}$$

Συνεπώς δεν απαιτείται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον y-y και στα δύο κτήρια, λόγω ταυτόχρονης δράσης ροπής και μικρής αξονικής δύναμης.

$$M_{Ed,y} =$$

$$\begin{aligned} M_{pl,y,Rd} &= (W_{pl,y} \cdot f_y) / \gamma_{M0} = (642,5 \cdot 35,5) / 1,0 = \\ &= 22808,75 \text{ KNcm} \cong 228,09 \text{ KNm} > 75,8 \text{ KNm} \text{ (Κτήριο A)} \\ &> 74,5 \text{ KNm} \text{ (Κτήριο B)} \end{aligned}$$

$$M_{Ed,z} =$$

$$\begin{aligned} M_{pl,z,Rd} &= (W_{pl,z} \cdot f_y) / \gamma_{M0} = (305,8 \cdot 35,5) / 1,0 = \\ &= 10855,9 \text{ KNcm} \cong 108,56 \text{ KNm} > 8,05 \text{ KNm} \text{ (Κτήριο A)} \\ &> 8,2 \text{ KNm} \text{ (Κτήριο B)} \end{aligned}$$

Περί τον z-z:

$$\text{(Κτήριο A)} \quad N_{Ed} = 85,8 \text{ KN} < \frac{Hw \cdot tw \cdot fy}{\gamma M0} = \frac{17 \cdot 0,9 \cdot 35,5}{1,0} = 543,15 \text{ KN}$$

$$\text{(Κτήριο B)} \quad N_{Ed} = 85,8 \text{ KN} < \frac{Hw \cdot tw \cdot fy}{\gamma M0} = \frac{17 \cdot 0,9 \cdot 35,5}{1,0} = 543,15 \text{ KN}$$

Συνεπώς δεν απαιτείται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον z-z και στα δύο κτήρια, λόγω ταυτόχρονης δράσης ροπής και μικρής αξονικής δύναμης.

Άρα η διατομή HEB200 επαρκεί σε μονοαξονική κάμψη ως προς τους δύο άξονες κάμψης y-y, z-z και στα δύο κτήρια A και B.

Για διαξονική κάμψη της διατομής περί τους άξονες κάμψης y-y και z-z:

$$\text{(Κτήριο A)} \quad \left[\frac{M(y,Ed)}{M(N,y,Rd)} \right]^\alpha + \left[\frac{M(z,Ed)}{M(N,z,Rd)} \right]^\beta = \left[\frac{75,8}{228,09} \right]^2 + \left[\frac{8,05}{108,56} \right] =$$

$$0,11 + 0,0074 = 0,1174 < 1,0$$

$$\text{(Κτήριο Β)} \left[\frac{M(y,Ed)}{M(N,y,Rd)} \right]^\alpha + \left[\frac{M(z,Ed)}{M(N,z,Rd)} \right]^\beta = \left[\frac{74,5}{228,09} \right]^2 + \left[\frac{8,2}{108,56} \right] =$$

$$0,107 + 0,0076 = 0,1146 < 1,0$$

όπου:

$M(N, y, Rd) = M_{pl,y,Rd}$ και $M(N, z, Rd) = M_{pl,z,Rd}$, διότι δεν υπάρχει απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής, λόγω μικρής αξονικής δύναμης.

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 85,8/2771,84 = 0,031 \text{ (Κτήριο Α)}$$

$$85,8/2771,84 = 0,031 \text{ (Κτήριο Β)}$$

$\alpha=2$ και $\beta=5 \cdot \eta = 5 \cdot 0,031 = 0,155 < 1$. Συνεπώς $\beta = 1,0$ (Κτήρια Α,Β)

Συνεπώς ο έλεγχος διαξονικής κάμψης ικανοποιείται και για τα δύο κτήρια Α,Β.

Οι ΗΕΒ200 δεν κινδυνεύουν έναντι καμπτικού και πλευρικού λυγισμού κατά τις φάσεις κατασκευής και λειτουργίας, για τους ίδιους λόγους που αναφέρθηκαν και στις ΗΕΒ300.

4.3.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (SH 250.250.16)

- Κατάταξη της διατομής σε κατηγορία

$$\frac{c}{t} = \frac{250 - 2 \cdot 16}{16} = 13,625 < 26,849 = 33 \cdot \varepsilon, \text{ Κατηγορία 1 (όλη η διατομή)}$$

όπου: $\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{fy}\right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{355}\right)} = 0,8136$, για δομικό χάλυβα ποιότητας S355

- Έλεγχος αντοχής της διατομής SH 250.250.16 σε εφελκυσμό

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε εφελκυσμό ισούται με:

$$N_{Ed} =$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{147 \cdot 35,5}{1,0} = 5218,5 \text{ KN} > 2878 \text{ KN (Κτήριο A)}$$

$$> 2974 \text{ KN (Κτήριο B)}$$

Ο έλεγχος της SH 250.250.16 σε εφελκυσμό ικανοποιείται και στις δύο παραλλαγές κτηρίων, A και B.

- Έλεγχος αντοχής της διατομής SH 250.250.16 έναντι λυγισμού, λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης (κατά X και Y)

Η αντοχή του θλιβομένου μέλους σε λυγισμό δίνεται από τη σχέση:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ Ο μειωτικός συντελεστής, σε κάθε διεύθυνση X και Y του}$$

φορέα, είναι κοινός για τους δύο κύριους άξονες της διατομής y-y και z-z, διότι η διατομή SH 250.250.16 είναι τετραγωνική (πλήρως συμμετρική).

- Διεύθυνση X :

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (τύπου L) των κτηρίων A και B κατά τη διεύθυνση X, φαίνονται στα σχήματα 1.3 και 1.6 (Κεφάλαιο 1). Πρόκειται για συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, οι οποίοι συνδέονται αρθρωτά στο μέσον της κυρίας δοκού και στους κόμβους δοκών - υποστυλωμάτων. Συνεπώς καταπονούνται με εφελκυστικές και θλιπτικές δυνάμεις, εξαιτίας των οποίων απαιτείται κι έλεγχος έναντι λυγισμού.

Το μήκος των δοκών κατά X, ισούται με 8m και το ύψος των υποστυλωμάτων ισούται με 4m. Άρα το μήκος της κάθε διαγωνίου των κατακορύφων συνδέσμων, το οποίο είναι ίσο με το κρίσιμο μήκος λυγισμού L_{cr} της διαγωνίου, υπολογίζεται ως:

$$L_{\delta i a \gamma .} = L_{c r} = \sqrt{\left(\frac{8}{2}\right)^2 + 4^2} = 5,657 \text{ m} = 565,7 \text{ cm}$$

Η διατομή SH 250.250.16 είναι κοίλη τετραγωνική, θερμής ελάσεως. Βάσει του πίνακα 3.3 της παραγράφου 3.4.3/κεφάλαιο 3 και για χάλυβα ποιότητας S355, ακολουθεί την καμπύλη λυγισμού «a», στην οποία αντιστοιχεί συντελεστής απωλειών $\alpha=0,21$.

$$\lambda = \frac{Lcr}{i} = \frac{565,7}{9,5} = 59,547$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\left(\frac{235}{355}\right)} = 76,4$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{59,547}{76,4} = 0,7794 \quad (\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα})$$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (0,7794 - 0,2) + 0,7794^2 \right] = 0,865$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,865 + \sqrt{0,865^2 - 0,7794^2}} = 0,8063 \Rightarrow \chi = 0,8063$$

Συνεπώς η αντοχή της διαγωνίου των κατακορύφων συνδέσμων σε λυγισμό είναι ίση με:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,8063 \cdot 147 \cdot 35,5}{1,0} = 4207,7 \text{ KN}$$

$$(\text{Κτήριο A}) \quad N_{Ed} = 2781 \text{ KN} \quad \text{Άρα:} \quad \frac{N(Ed)}{N(b,Rd)} = \frac{2781}{4207,7} = 0,661 < 1,0$$

$$(\text{Κτήριο B}) \quad N_{Ed} = 2849 \text{ KN} \quad \text{Άρα:} \quad \frac{N(Ed)}{N(b,Rd)} = \frac{2849}{4207,7} = 0,677 < 1,0$$

Συνεπώς η διατομή SH 250.250.16 επαρκεί έναντι καμπτικού λυγισμού και στα δύο κτήρια A και B, κατά τη διεύθυνση X.

- Διεύθυνση Y :

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (τύπου L) των κτηρίων A και B κατά τη διεύθυνση Y, φαίνονται στα σχήματα 1.4 και 1.7 (Κεφάλαιο 1). Συνδέονται κατά τον ίδιο τρόπο με τους κατακορύφους συνδέσμους κατά X κι ελέγχονται, επίσης, έναντι λυγισμού.

Το μήκος των δοκών κατά Y, ισούται με 6,5m και το ύψος των υποστυλωμάτων ισούται με 4m. Άρα το μήκος της κάθε διαγωνίου των κατακορύφων συνδέσμων, το οποίο είναι ίσο με το κρίσιμο μήκος λυγισμού L_{cr} της διαγωνίου, υπολογίζεται ως:

$$L_{\text{diag.}} = L_{\text{cr}} = \sqrt{\left(\frac{6,5}{2}\right)^2 + 4^2} = 5,154 \text{ m} = 515,4 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0,21$$

$$\lambda = \frac{L_{\text{cr}}}{i} = \frac{515,4}{9,5} = 54,253$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\left(\frac{235}{355}\right)} = 76,4$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{\text{cr}}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{54,253}{76,4} = 0,71 \quad (\text{Ανηγγμμένη λυγηρότητα})$$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (0,71 - 0,2) + 0,71^2 \right] = 0,8056$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,8056 + \sqrt{0,8056^2 - 0,71^2}} = 0, \Rightarrow \chi = 0,843$$

Συνεπώς η αντοχή της διαγωνίου των κατακορύφων συνδέσμων σε λυγισμό είναι ίση με:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,843 \cdot 147 \cdot 35,5}{1,0} = 4399,2 \text{ KN}$$

$$(\text{Κτήριο A}) \quad N_{\text{Ed}} = 2959 \text{ KN} \quad \text{Άρα: } \frac{N(\text{Ed})}{N(b,Rd)} = \frac{2959}{4399,2} = 0,673 < 1,0$$

$$(\text{Κτήριο B}) \quad N_{\text{Ed}} = 3071 \text{ KN} \quad \text{Άρα: } \frac{N(\text{Ed})}{N(b,Rd)} = \frac{3071}{4399,2} = 0,698 < 1,0$$

Συνεπώς η διατομή SH 250.250.16 επαρκεί έναντι καμπτικού λυγισμού και στα δύο κτήρια A και B, κατά τη διεύθυνση Y.

4.3.5 Σύμμεικτη πλάκα

Η διαστασιολόγηση και οι έλεγχοι επάρκειας της σύμμεικτης πλάκας, κατά τις φάσεις κατασκευής και λειτουργίας, πραγματοποιήθηκαν με το πρόγραμμα SymDeck Designer και δόθηκαν στο υποκεφάλαιο 4.2.

4.3.6 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θεωρήθηκε ότι διετάχθησαν στο επίπεδο των δοκών, προσφέροντας την απαιτούμενη δυσκαμψία στο φορέα κατά τη φάση κατασκευής. Συνεπώς, οι κύριες και οι δευτερεύουσες δοκοί προστατεύθηκαν έναντι καμπτικού και πλευρικού (στρεπτοκαμπτικού) λυγισμού.

4.4 Έλεγχος παραμορφώσεων (βελών) στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ)

Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αποσκοπούν στην επιβεβαίωση ότι η κατασκευή δεν αναπτύσσει μεγάλες παραμορφώσεις (μετακινήσεις και στροφές) υπό κανονικές συνθήκες χρήσης, η εμφάνισή της παραμένει ικανοποιητική κι η ανθεκτικότητά της διατηρείται σε καλά επίπεδα καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Στην εν λόγω οριακή κατάσταση, ο φορέας καταπονείται με τα φορτία λειτουργίας, βάσει των συνδυασμών φορτίσεων που δόθηκαν στην παράγραφο 2.4.4 (κεφάλαιο 2) και στο παράρτημα Α, ενώ οι αντίστοιχοι έλεγχοι αφορούν ελαστική ανάλυση, ανεξαρτήτως της ανάλυσης που έχει χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό του φορέα στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Κατά το σχεδιασμό των κτηρίων Α και Β, προσδιορίστηκαν τα μέγιστα βέλη που αναπτύχθηκαν στις κύριες και στις δευτερεύουσες δοκούς, εξαιτίας των κατακορύφων φορτίων που τις καταπονούν. Εν συνεχεία έγινε σύγκριση αυτών με τα μέγιστα επιτρεπόμενα, από τον κανονισμό, βέλη που αφορούν πατώματα και βατές στέγες.

Ο υπολογισμός των βελών είναι υποχρεωτικός τόσο για δράση όλων των φορτίων ταυτόχρονα (δ_{max} για μόνιμα και κινητά φορτία), όσο και για δράση μόνο των μεταβλητών δράσεων (δ_2 μόνο για τα κινητά φορτία). Καθίσταται επιβεβλημένη η ταυτόχρονη ικανοποίηση και των δύο ελέγχων βελών.

Για το συνολικό βέλος ισχύει:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (4.3)$$

όπου:

δ_1 βέλος λόγω μόνιμων δράσεων (υπάρχει πάντα)

δ_2 βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει) της δοκού στην αφόρτιστη κατάσταση

Οι οριακές τιμές των κατακορύφων μετακινήσεων (βελών), οι οποίες ορίζονται από το εθνικό προσάρτημα EN 1993-1-1, δίνονται στον ακόλουθο πίνακα 4.7.

Πίνακας 4.7 Οριακές τιμές κατακορύφων μετακινήσεων (βελών)

Φορέας	δ_{max}	δ_2
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα με ευαίσθητα δάπεδα και διαχωριστικά, βατές στέγες	L/250	L/350

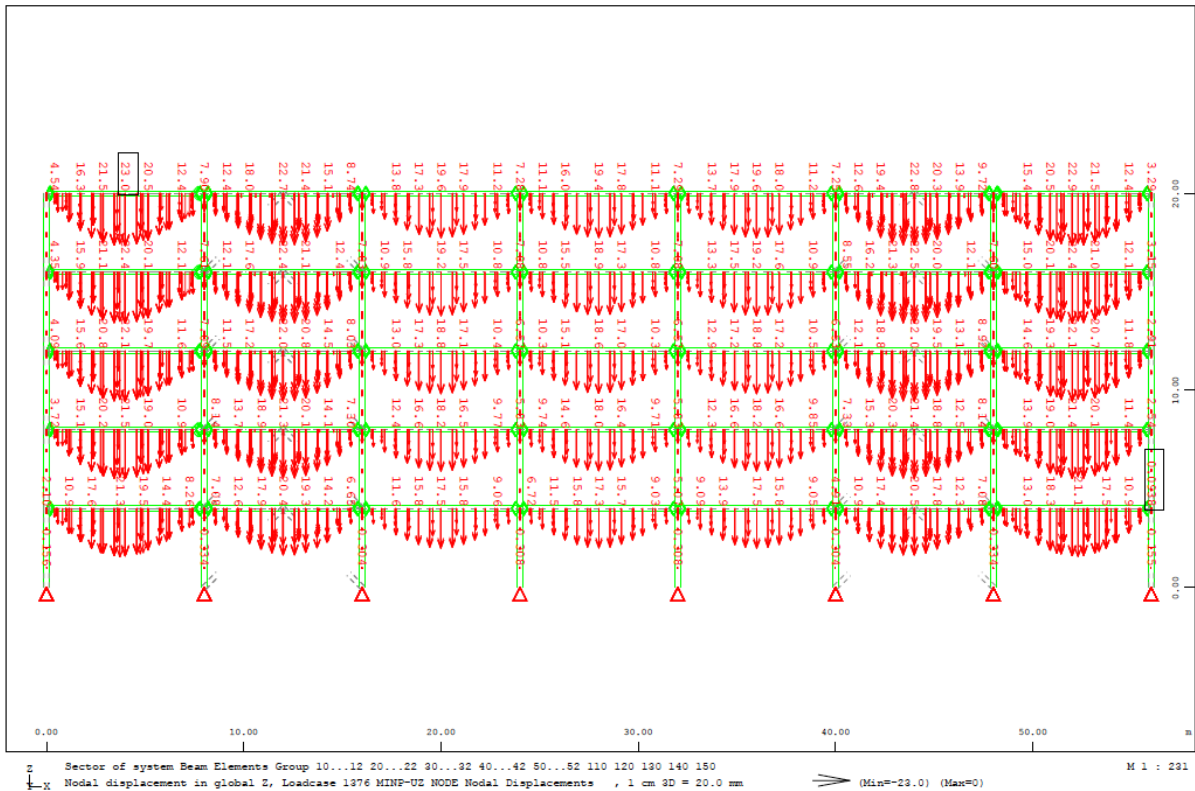
όπου: L είναι το μήκος της δοκού

Συνεπώς, οι οριακές τιμές των κατακορύφων μετατοπίσεων για τις κύριες (HEB300) και τις δευτερεύουσες (HEB200) δοκούς, μήκους 8 μέτρων εκάστη, οι οποίες ελέγχονται ως προς το βέλος, είναι:

- $\delta_{max} = L/250 = 800(\text{cm})/250 = 3,2 \text{ cm}$
- $\delta_2 = L/350 = 800/350 = 2,2857 \text{ cm} \cong 2,29 \text{ cm}$

Οι κατακόρυφες μετακινήσεις (βέλη) των κτηρίων Α και Β, που εξήχθησαν από το SOFiSTiK, δίνονται στα ακόλουθα σχήματα:

➤ Κτήριο Α

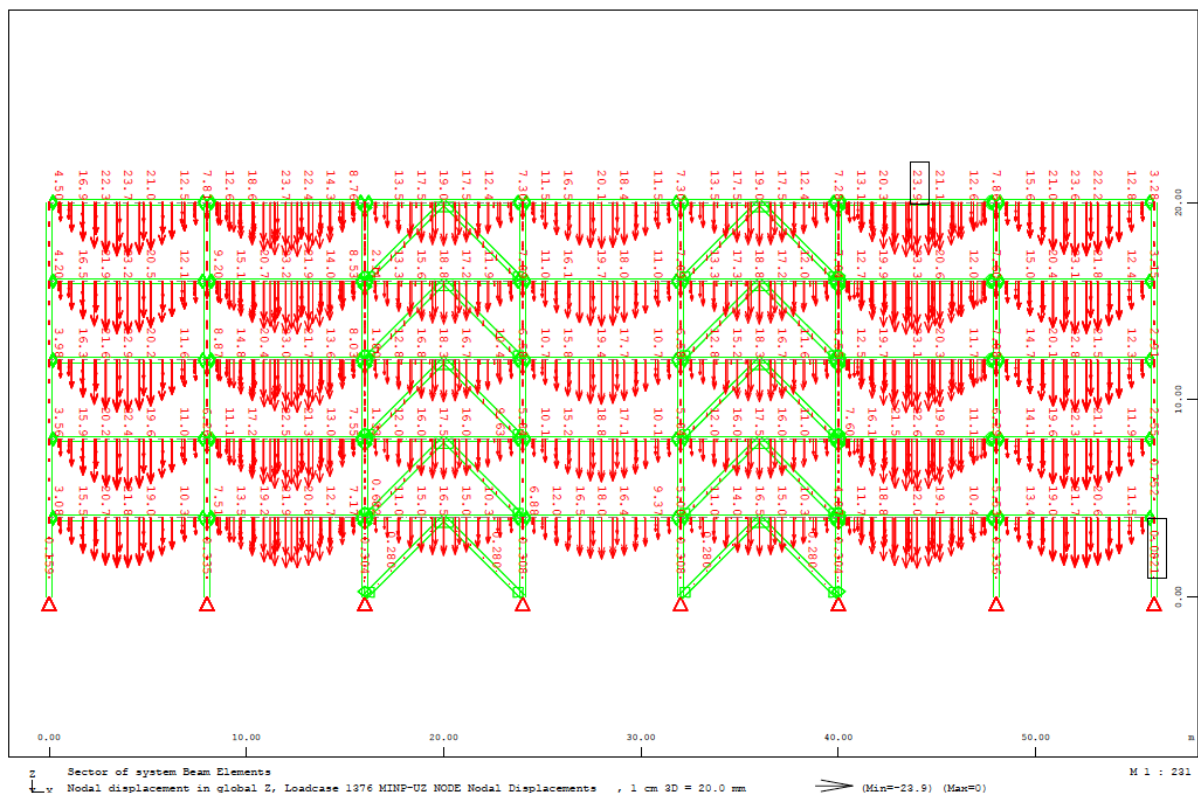


Σχήμα 4.12 Κατακόρυφες μετατοπίσεις (βέλη) κτηρίου Α στην Ο.Κ.Λ.

Μέγιστο βέλος (δ_{max})=23 mm=2,3 cm (Καταπόνηση των δοκών με όλα τα φορτία, μόνιμα & κινητά)

Βάσει του $\delta_{\max, \text{επιτρεπόμενου}} = 3,2 \text{ cm}$ που υπολογίστηκε για τις κύριες και δευτερεύουσες δοκούς, το μέγιστο πραγματοποιούμενο βέλος για τις δοκούς του κτηρίου A βρίσκεται εντός των επιτρεπομένων ορίων.

➤ *Κτήριο B*



Σχήμα 4.13 Κατακόρυφες μετατοπίσεις (βέλη) κτηρίου B στην Ο.Κ.Λ.

Μέγιστο βέλος (δ_{\max})=23,9 mm=2,39 cm (Καταπόνηση των δοκών με όλα τα φορτία, μόνιμα & κινητά)

Ομοίως, το πραγματοποιούμενο βέλος των δοκών, για το κτήριο B, βρίσκεται εντός των επιτρεπομένων ορίων.

Ακολουθούν αναλυτικοί υπολογισμοί των βελών (δ_{\max} , δ_2) των κυρίων και δευτερευουσών δοκών, βάσει των αντιστοίχων φορτίων που τις καταπονούν κατά περίπτωση.

Στα μοντέλα των κτηρίων A και B που εισήχθησαν στο SOFiSTiK, θεωρήθηκε ότι οι δευτερεύουσες δοκοί (HEB200) συνδέονται με τις αντίστοιχες κύριες δοκούς (HEB300) περίπου στο μέσον του κορμού τους. Συνεπώς η άνω ίνα της σύμμεκτης πλάκας υπερκαλύπτει το άνω πέλμα των κυρίων δοκών. Ωστόσο, επιλέχθηκε ο υπολογισμός των μεγίστων βελών που αναπτύσσονται οι κύριες δοκοί να πραγματοποιηθεί με τη ροπή αδρανείας μόνο της κυρίας δοκού, ενώ για τις δευτερεύουσες δοκούς θεωρήθηκε

συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας με τη δοκό. Αυτό συνεπάγεται κατακόρυφη αύξηση της ροπής αδρανείας της ισοδύναμης διατομής συγκριτικά με τη ροπή αδρανείας της HEB200 (Ο υπολογισμός πραγματοποιήθηκε με βάση τη «Μέθοδο ισοδύναμης διατομής»).

- Υπολογισμός φορτίων

Οι έλεγχοι λειτουργικότητας πραγματοποιούνται βάσει του συνδυασμού:

$$q_{sd}=1,0\cdot g+1,0\cdot q \quad (4.4)$$

Για τη σύμμεικτη πλάκα συνολικού πάχους $h=15\text{cm}$ θεωρήθηκε κι υπεισλήθε στην επίλυση μια ισοδύναμη πλάκα σκυροδέματος, πάχους $10\text{ cm} = 0,1\text{ m}$.

Τα κατακόρυφα φορτία που καταπονούν τις δοκούς και για τα οποία θεωρήθηκε πλάτος επιρροής $3,25\text{ m}$ είναι:

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος $= 25(\text{KN}/\text{m}^3)\cdot 0,1(\text{m})\cdot 3,25(\text{m}) = 8,125 (\text{KN}/\text{m})$
- Ίδιο βάρος HEB300 $= 78,5(\text{KN}/\text{m}^3)\cdot 0,01491(\text{m}^2) = 1,17 (\text{KN}/\text{m})$
- Ίδιο βάρος HEB200 $= 78,5(\text{KN}/\text{m}^3)\cdot 0,007808 (\text{m}^2) = 0,613 (\text{KN}/\text{m})$
- Πρόσθετα μόνιμα $= 2,5(\text{KN}/\text{m}^2)\cdot 3,25(\text{m}) = 8,125 (\text{KN}/\text{m})$
- Κινητά ορόφων $= 2,0(\text{KN}/\text{m}^2)\cdot 3,25(\text{m}) = 6,5 (\text{KN}/\text{m})$

Για την κύρια δοκό HEB300:

$$q_{sd,ser,300} = [1,0\cdot(8,125+1,17+8,125) + 1,0\cdot(6,5)] (\text{KN}/\text{m}) = 23,92 (\text{KN}/\text{m})$$

Για τη δευτερεύουσα δοκό HEB200:

$$q_{sd,ser,200} = [1,0\cdot(8,125+0,613+8,125) + 1,0\cdot(6,5)] (\text{KN}/\text{m}) = 23,363 (\text{KN}/\text{m})$$

Η καταπόνηση μόνο με τα κινητά φορτία και για τις δύο δοκούς είναι:

$$q_{sd,ser,q} = 2,0(\text{KN}/\text{m}^2)\cdot 3,25(\text{m}) = 6,5 (\text{KN}/\text{m})$$

- Υπολογισμός βελών για την κύρια δοκό HEB300 (Αμφιέριστη)

$$\begin{aligned} \delta_{max,300} &= (5\cdot q_{sd,ser,300}\cdot L^4) / (384\cdot E\cdot I) = (5\cdot 0,2392\cdot 800^4) / (384\cdot 21000\cdot 25170) \\ &= 2,4146\text{ cm} < \delta_{max,επιτρεπόμενο} = 3,2\text{ cm} \end{aligned}$$

όπου:

E το μέτρο ελαστικότητας $= 21000 (\text{KN}/\text{cm}^2)$

$I = I_y$ η ροπή αδρανείας της διατομής (25170 cm^4 για τη HEB300)

$$\delta_{2,300} = (5\cdot q_{sd,ser,q}\cdot L^4) / (384\cdot E\cdot I) = (5\cdot 0,065\cdot 800^4) / (384\cdot 21000\cdot 25170) =$$

$$= 0,656 \text{ cm} < \delta_{2, \text{ επιτρεπόμενο}} = 2,29 \text{ cm}$$

Άρα τα βέλη της κυρίας δοκού βρίσκονται εντός των επιτρεπομένων ορίων.

- Υπολογισμός βελών για τη δευτερεύουσα δοκό HEB200 (Αμφιέριστη)

Για τον υπολογισμό των βελών της δευτερεύουσας δοκού HEB200 δε χρησιμοποιήθηκε η ροπή αδράνειας της $I_y = 5696 \text{ cm}^4$, η οποία είναι μικρή συγκριτικά με την αντίστοιχη της HEB300, αλλά θεωρήθηκε συνεργαζόμενο πλάτος της θεωρούμενης πλάκας σκυροδέματος, ύψους 10 cm, το οποίο υπολογίζεται ως εξής:

Η HEB200 είναι αμφιέριστη. Συνεπώς τα σημεία μηδενισμού της ροπής της βρίσκονται στα άκρα της (στηρίξεις).

$$\text{Άρα } L_e = l_0 = 8 \text{ m και } b_{e,1} = l_0 / 8 = 1 \text{ m}$$

Υπάρχουν δύο τμήματα εκατέρωθεν της δοκού HEB200.

Συνεπώς: $b_{eff} = 2 \cdot b_{e,1} = 2 \text{ m}$ (Συνεργαζόμενο πλάτος θεωρούμενης πλάκας σκυροδέματος)

Η ως άνω πλακοδοκός μετατράπηκε σε ισοδύναμη διατομή χάλυβα (αποτελούμενη από τις διατομές της χαλύβδινης δοκού, του σιδηροπλισμού και της ισοδύναμης διατομής χάλυβα), με νέα, αυξημένη ροπή αδράνειας I_e συγκριτικά με τη ροπή αδράνειας I_y της HEB200. Η I_e υπολογίστηκε μέσω της «Μεθόδου ισοδύναμης διατομής», θεωρώντας ότι διατηρείται η επιπεδότητα της διατομής και υπάρχει κοινή μετακίνηση στη διεπιφάνεια των δύο υλικών.

Η διατομή σκυροδέματος συμπεριφέρεται ως ισοδύναμη διατομή χάλυβα, εμβαδού:

$$A_{ce} = A_c \cdot (E_c / E_a) = A_c / \eta \quad (4.5)$$

όπου:

A_{ce} η ισοδύναμη διατομή χάλυβα

A_c η αρχική διατομή σκυροδέματος

E_c, E_a τα μέτρα ελαστικότητας του σκυροδέματος και του χάλυβα, αντίστοιχα

$$\eta = E_a / E_c = 210 \text{ GPa} / 30 \text{ GPa} = 7$$

Από τη σχέση 4.5:

$$A_{ce} = (200 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm}) / 7 = 285,7143 \text{ cm}^2$$

Η πλάκα σκυροδέματος στην εξεταζόμενη πλακοδοκό θλίβεται (διότι είναι αμφιέριστη), συνεπώς ισχύουν οι ακόλουθες σχέσεις για την ισοδύναμη διατομή χάλυβα:

- Εμβαδόν διατομής A_e : $A_e = A_a + A_s + A_{ce} \quad (4.6)$

Από την εικόνα 4.1, το εμβαδόν του σιδηροπλισμού είναι $3,351 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Συνεπώς, για $b_{eff} = 2 \text{ m}$ είναι $A_s = 3,351 \cdot 2,0 = 6,702 \text{ cm}^2$

$$A_e = 78,08 + (3,351 \cdot 2,0) + 285,7143 = 370,4963 \text{ cm}^2$$

- Κέντρο βάρους S: $Z_e = (A_a \cdot Z_a + A_s \cdot Z_s + A_{ce} \cdot Z_c) / A_e$ (4.7)

όπου:

Z_a, Z_s, Z_c οι αποστάσεις από την πάνω ίνα του σκυροδέματος μέχρι το κέντρο βάρους της αντίστοιχης διατομής

Από την εικόνα 4.1, $Z_s = 3 \text{ cm}$.

$$Z_e = [(78,08 \cdot 20 + 6,702 \cdot 3 + 285,7143 \cdot 5)] / 370,4963 = 8,124986 \cong 8,125 \text{ cm}$$

- Ροπή αδρανείας I_e :

$$I_e = [I_{a,0} + A_a \cdot (Z_a - Z_e)^2] + [(I_{c,0} / \eta) + A_{ce} \cdot (Z_c - Z_e)^2] + A_s \cdot (Z_s - Z_e)^2$$
 (4.8)

όπου:

$I_{a,0} = I_y, I_{c,0} = (b \cdot h^3 / 12)$ οι ροπές αδρανείας της χαλύβδινης δοκού και της πλάκας σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους τους

$$I_{c,0} = (200 \cdot 10^3) / 12 = 16666,667 \text{ cm}^4$$

$$I_e = [5696 + 78,08 \cdot (20 - 8,125)^2] + [(16666,667 / 7) + 285,7143 \cdot (5 - 8,125)^2] + 6,702 \cdot (3 - 8,125)^2 =$$

$$= (16706,5 + 5171,13114 + 176,0322) \Rightarrow I_e = 22053,66 \text{ cm}^4$$

Οπότε τα μέγιστα πραγματοποιούμενα βέλη για την ισοδύναμη HEB200 είναι:

$$\delta_{max,200} = (5 \cdot q_{sd,ser,200} \cdot L^4) / (384 \cdot E \cdot I) = (5 \cdot 0,23363 \cdot 800^4) / (384 \cdot 21000 \cdot 22053,66) = 2,69 \text{ cm} < \delta_{max, επιτρεπόμενο} = 3,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{2,200} = (5 \cdot q_{sd,ser,q} \cdot L^4) / (384 \cdot E \cdot I) = (5 \cdot 0,065 \cdot 800^4) / (384 \cdot 21000 \cdot 22053,66) = 0,748 \text{ cm} < \delta_2, επιτρεπόμενο = 2,29 \text{ cm}$$

Άρα τα βέλη της δευτερεύουσας δοκού βρίσκονται εντός των επιτρεπομένων ορίων.

Και στις δύο περιπτώσεις δοκών, κύριας και δευτερεύουσας, παρατηρείται ότι τα αποτελέσματα που εξήχθησαν αναλυτικά μέσω της σχέσης για τα μέγιστα βέλη αμφίεριστης δοκού προσεγγίζουν αυτά που δίνονται στα σχήματα 4.12 και 4.13 για τα κτήρια Α και Β

5 ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΘΕΜΕΛΙΟΥ

5.1 Γενικά



Ο σχεδιασμός κι ο αντίστοιχος έλεγχος επάρκειας της σύνδεσης του υποστυλώματος με το θεμέλιο (Για τα κτήρια A και B) πραγματοποιήθηκε μέσω του προγράμματος *Robot Structural Analysis Professional 2014* της *Autodesk*. Η σύνδεση του υποστυλώματος με το θεμέλιο θεωρήθηκε ως αρθρωτή (rinned column base). Στο υποστύλωμα HEB500 συγκολλήθηκε μια μετωπική πλάκα (ποιότητας χάλυβα S355, ίδιας με αυτή του υποστυλώματος), μέσω της οποίας συνδέεται με το θεμέλιο. Η αρθρωτή σύνδεση επιτεύχθηκε και στις δύο περιπτώσεις με τέσσερα αγκύρια, από δύο εκατέρωθεν του κορμού του υποστυλώματος, τα οποία κοχλιώθηκαν επί της συγκολληθείσας μετωπικής πλάκας κι αγκυρώθηκαν επί του θεμελίου (Σχήματα 5.1-5.2 και εικόνες 5.1-5.2 για τα κτήρια A και B, αντίστοιχα).

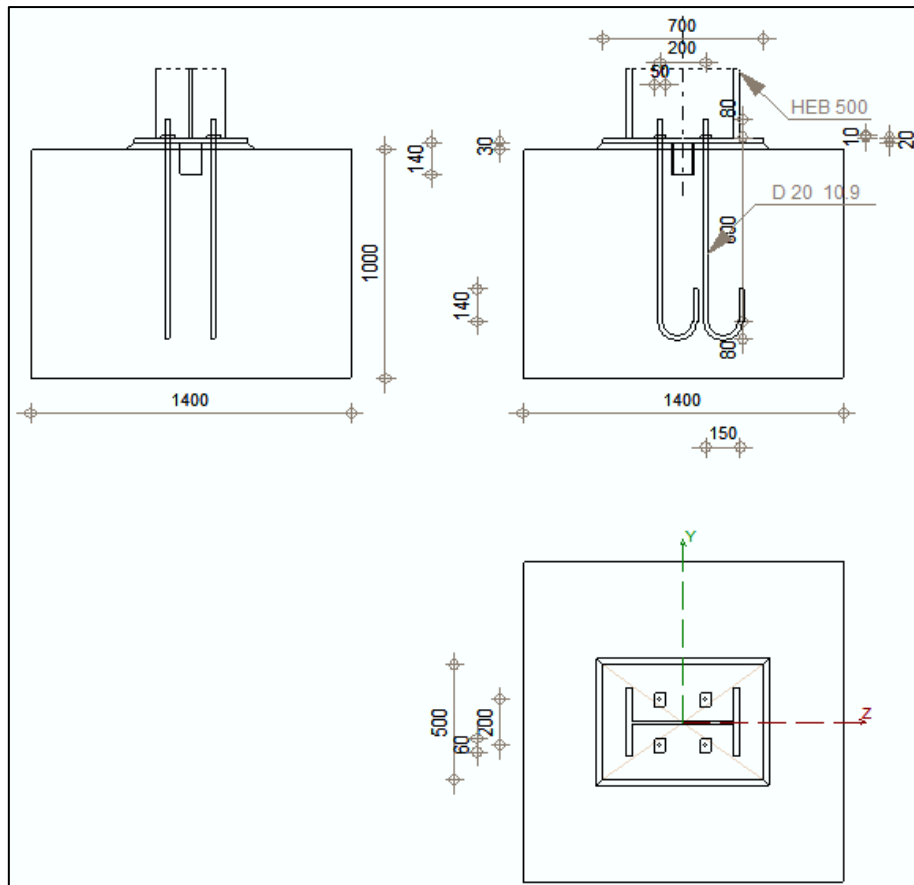
5.2 Στοιχεία κι έλεγχος επάρκειας έδρασης υποστυλώματος

Παρατίθενται ακολούθως τα στοιχεία και οι αντίστοιχοι έλεγχοι επάρκειας για τη σύνδεση του υποστυλώματος με το θεμέλιο, των κτηρίων A και B. Από τις διάφορες περιπτώσεις δυσμενών συνδυασμών φορτίσεων για τα υποστυλώματα και τα θεμέλια των κτηρίων A και B, είτε για μεγάλη θλιπτική αξονική δύναμη στο υποστύλωμα, είτε για εφελκυστική δύναμη, η δυσμενέστερη φόρτιση, για τα ίδια χαρακτηριστικά της σύνδεσης υποστυλώματος-θεμελίου, αποδείχθηκε αυτή που καταπονούσε το θεμέλιο με εφελκυστική δύναμη-αντίδραση. Αυτό συμβαίνει καθώς το σκυρόδεμα του θεμελίου αντέχει μεγάλες θλιπτικές δυνάμεις κι επαρκεί στους αντίστοιχους ελέγχους, ενώ στον εφελκυσμό απαιτείται πρόσθετη αντοχή (μεγαλύτερες διαστάσεις θεμελίου, λόγω μικρής αντοχής του σκυροδέματος σε εφελκυσμό).

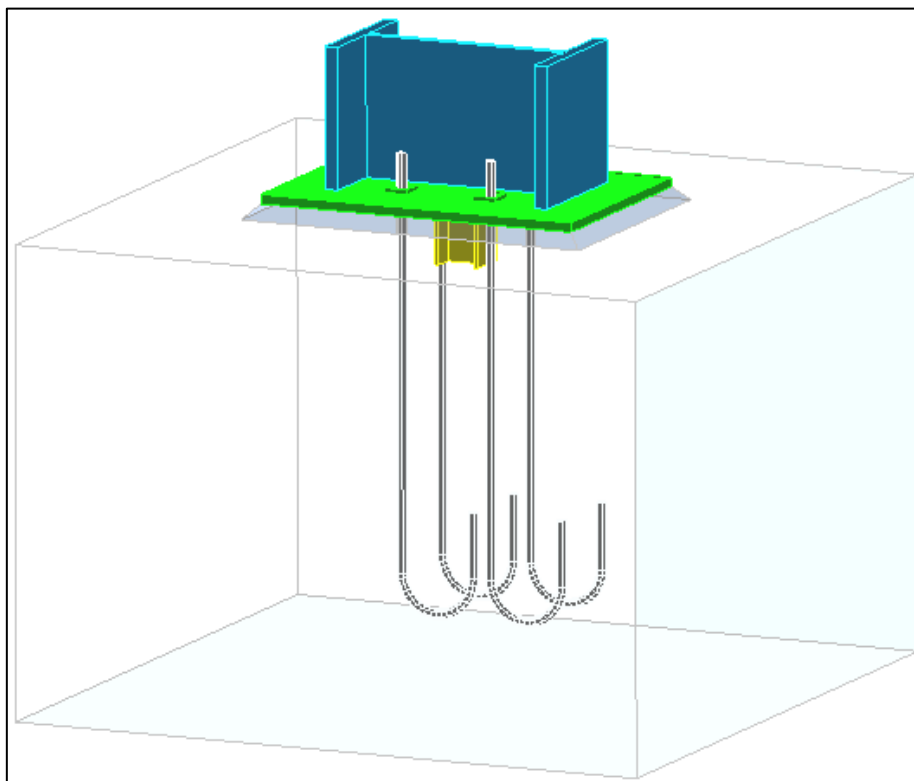
5.2.1 Κτήριο A

- Εφελκυσμός σκυροδέματος θεμελίου (Εφελκυστική δύναμη)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΡΘΡΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	
	Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete	ΛΟΓΟΣ 0,93



Σχήμα 5.1 Σχέδιο σύνδεσης υποστυλώματος – θεμελίου κτηρίου A



Εικόνα 5.1 Προοπτικό σύνδεσης υποστυλώματος – θεμελίου κτηρίου A

ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 1

Όνομα σύνδεσης: Pinned column base

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΒ 500

$L_c = 4,00$ [m] ΜΗΚΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
 $\alpha = 0,0$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
 $h_c = 500$ [mm] ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
 $b_{fc} = 300$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
 $t_{wc} = 15$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
 $t_{fc} = 28$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
 $r_c = 27$ [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
 $A_c = 238,64$ [cm²] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
 $I_{yc} = 107176,00$ [cm⁴] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yc} = 355000,00$ [kPa] ΑΝΤΟΧΗ
 $f_{uc} = 490000,00$ [kPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$l_{pd} = 700$ [mm] ΜΗΚΟΣ
 $b_{pd} = 500$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ
 $t_{pd} = 20$ [mm] ΠΑΧΟΣ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{ypd} = 355000,00$ [kPa] ΑΝΤΟΧΗ
 $f_{upd} = 490000,00$ [kPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

ΑΓΚΥΡΩΣΗ

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

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

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

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ
$f_{yb} =$	900000,00	[kPa]	ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ
$f_{ub} =$	1000000,00	[kPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ
$d =$	20	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_s =$	2,45	[cm ²]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	3,14	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$n_v =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$n_H =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_H =$	200	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ
$e_v =$	200	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

$L_1 =$	80	[mm]
$L_2 =$	800	[mm]
$L_3 =$	160	[mm]
$L_4 =$	140	[mm]

ΔΑΚΤΥΛΙΟΣ

$l_{wd} =$	50	[mm]	ΜΗΚΟΣ
$b_{wd} =$	60	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ
$t_{wd} =$	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ

ΠΤΕΡΥΓΙΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEA 100

$l_w =$	140	[mm]	ΜΗΚΟΣ
---------	-----	------	-------

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yw} =$	355000,00	[kPa]	ΑΝΤΟΧΗ
------------	-----------	-------	--------

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} =$	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
$\gamma_{M2} =$	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
$\gamma_C =$	1,50	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$L = 1400$ [mm] ΜΗΚΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

$B = 1400$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

$H = 1000$ [mm] ΥΨΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΠΟΙΟΤΗΤΑ C30/37

$f_{ck} = 30000,00$ [kPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

ΣΤΡΩΣΗ ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑΤΟΣ

$t_g = 30$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑ)

$f_{ck,g} = 12000,0$ [kPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$C_{f,d} = 0,30$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

$a_p = 4$ [mm] ΠΛΑΚΑ ΠΕΔΙΛΟΥ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$a_w = 7$ [mm] ΠΤΕΡΥΓΙΟ

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$N_{j,Ed} = 555,30$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{j,Ed,y} = 360,20$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{j,Ed,z} = 13,50$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΖΩΝΗ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΥ

ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ

$A_b = 2,45$ [cm²] ΕΝΕΡΓΟΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$f_{ub} = 1000000,0$ [kPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$\beta_a = 0,85$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗΣ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ [3.6.1.(3)]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ

$$A_b = 2,45 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΝΕΡΓΟΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

=

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 149,94 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \text{ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 900000,00 \text{ [kPa]} \text{ ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 183,75 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 149,94 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ}$$

ΑΣΤΟΧΙΑ ΛΟΓΩ ΕΞΟΛΚΕΥΣΗΣ

$$f_{ck} = 30000,00 \text{ [kPa]} \text{ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \text{ EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$$f_{ctd} = 1351,69 \text{ [kPa]} \text{ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_1 = 1,00 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΙΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΣ ΚΑΙ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_2 = 1,00 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗ ΔΙΑΜΕΤΡΟ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 3041,29 \text{ [kPa]} \text{ ΤΙΜΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΗΣ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 800 \text{ [mm]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 152,87 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$$h_{ef} = 400 \text{ [mm]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 328,63 \text{ [kN]} \text{ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$N_{Rk,c}^0 = 328,63$ [kN] ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ CEB [9.2.4]

$s_{cr,N} = 1200$ [mm] ΚΡΙΣΙΜΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 600$ [mm] ΚΡΙΣΙΜΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΡΗ CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 19600,00$ [cm²] ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 19600,00$ [cm²] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 1,00$, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΜΗ CEB [9.2.4]

$c = 60$ [m] ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΚΜΗΣ ΑΠΟ ΤΟ ΑΓΚΥΡΙΟ CEB [9.2.4]
 0 m]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 1,00$, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΑΚΜΩΝ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ CEB [9.2.4]

$\psi_{ec,N} = 1,00$, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΠΟΥ ΕΝΕΡΓΟΥΝ ΣΤΑ ΑΓΚΥΡΙΑ CEB [9.2.4]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΡΥΜΑΤΙΣΜΟΥ ΚΕΛΥΦΟΥΣ CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΑΝ ΤΟ ΑΓΚΥΡΙΟ ΒΡΙΣΚΕΤΑΙ ΣΤΟ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΟ Ή ΤΟ ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΟ ΤΜΗΜΑ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2,16$, ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 152,15$ [k] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΛΟΓΩ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ

$h_{ef} = 800$ [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 929,52$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 1600$ [mm] ΚΡΙΣΙΜΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 800$ [mm] ΚΡΙΣΙΜΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΡΗ CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 32400,00$ [cm²] ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 929,52 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N} = 19600,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\Psi_{A,N} = 0,60 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΜΗ} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$c = 60 \text{ [m]} \quad \text{ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΚΜΗΣ ΑΠΟ ΤΟ ΑΓΚΥΡΙΟ} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\Psi_s = 0,92 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΑΚΜΩΝ ΤΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{ec,N} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΠΟΥ ΕΝΕΡΓΟΥΝ ΣΤΑ ΑΓΚΥΡΙΑ} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}]/200 \leq 1.0$$

$$\Psi_{re,N} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΡΥΜΑΤΙΣΜΟΥ ΚΕΛΥΦΟΥΣ} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{ucr,N} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΑΝ ΤΟ ΑΓΚΥΡΙΟ ΒΡΙΣΚΕΤΑΙ ΣΤΟ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΟ Ή ΤΟ ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΟ ΤΜΗΜΑ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\Psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$$\Psi_{h,N} = 0,73 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΧΕΤΙΖΟΜΕΝΟΣ ΜΕ ΤΟ ΥΨΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\gamma_{M,sp} = 2,16 \quad \text{ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \Psi_{A,N} * \Psi_s * \Psi_{ec,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ucr,N} * \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$$F_{t,Rd,sp} = 176,0 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 149,94 \text{ [kN]} \quad \text{ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ}$$

ΚΑΜΨΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΕΩΣ

$$l_{eff,1} = 415 \text{ [mm]} \quad \text{ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 1} \quad \text{[6.2.6.5]}$$

$$l_{eff,2} = 415 \text{ [mm]} \quad \text{ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 2} \quad \text{[6.2.6.5]}$$

$$m = 88 \text{ [mm]} \quad \text{ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗ ΑΚΡΗ} \quad \text{[6.2.6.5]}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 14,75 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 1} \quad \text{[6.2.4]}$$

$l_{eff,1} =$	415 [mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 1	[6.2.6.5]
$M_{pl,2,Rd} =$	14,75 [kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	668,60 [kN]	ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	315,18 [kN]	ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	299,88 [kN]	ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd} =$	$\min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd} =$	299,88 [kN]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ	[6.2.4]

ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$t_{wc} =$	15 [mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} =$	415 [mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} =$	89,8 [cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,79	ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.3.(4)]

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

$F_{t,wc,Rd} =$	1698,62 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.3.(1)]
-----------------	--------------	-----------------------------	---------------

ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

$N_{j,Rd} =$	599,76 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	[6.2.8.3]
--------------	-------------	--	-----------

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,93 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,93)
---------------------------------------	-------------	--------------	--------

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

ΠΙΕΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} =$	2, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΣΤΗ [ΠΙΝΑΚΑΣ 2.7 ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ]	3.4]
------------------	--	------

$\alpha_{b,y} =$	1, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ $F_{1,vb,Rd}$	[ΠΙΝΑΚΑΣ 0.0 3.4]
------------------	---	-------------------

$k_{1,y} =$	2, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΚΑΘΕΤΑ [ΠΙΝΑΚΑΣ 5.0 ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ]	3.4]
-------------	--	------

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 392,00 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ} \quad [6.2.2.(7)]$$

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = \frac{3}{79} \text{, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΣΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]$$

$$\alpha_{b,z} = \frac{1}{00} \text{, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ } F_{1,vb,Rd} \quad [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]$$

$$k_{1,z} = \frac{2}{50} \text{, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΚΑΘΕΤΑ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 392,00 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ} \quad [6.2.2.(7)]$$

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

$$\alpha_b = 0,25 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 1000000,00 \text{ [kPa]} \text{ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 62,33 \text{ [kN]} \text{ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΧΩΡΙΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟ} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = \frac{2,0}{0} \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = \frac{0,2}{6} \text{ [kN} \cdot \text{m]} \text{ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 50 \text{ [mm]} \text{ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟΥ} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$\gamma_{Ms} = \frac{1,2}{0} \text{ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 8,64 \text{ [kN]} \text{ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$$N_{Rk,c} = 328,63 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \text{ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 304,29$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗ

CEB [9.3.1]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΡΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 142$ [kN] ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ
= 9] CEB [9.3.4. (a)]

$\Psi_{A,v,y} = 0,6$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΜΗ CEB [9.3.4]

$\Psi_{h,v,y} = 1,0$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ CEB [9.3.4. (c)]

$\Psi_{s,v,y} = 0,9$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΑΚΜΩΝ ΠΟΥ ΕΙΝΑΙ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ CEB [9.3.4. (d)]

$\Psi_{ec,v,y} = 1,0$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Ο ΟΠΟΙΟΣ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΟΜΑΔΑΣ ΟΤΑΝ ΑΣΚΟΥΝΤΑΙ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΚΑΘΕ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟ ΑΓΚΥΡΙΟ ΣΤΗΝ ΟΜΑΔΑ CEB [9.3.4. (e)]

$\Psi_{\alpha,v,y} = 1,0$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΓΩΝΙΑ ΥΠΟ ΤΗΝ ΟΠΟΙΑ ΕΠΙΒΑΛΛΕΤΑΙ Η ΔΙΑΤΜΗΣΗ CEB [9.3.4. (f)]

$\Psi_{ucr,v,y} = 1,0$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟΝ ΤΥΠΟ ΤΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΕΙΤΑΙ ΣΤΙΣ ΑΚΡΕΣ CEB [9.3.4. (g)]

$\gamma_{Mc} = 2,1$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3. 1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \Psi_{A,v,y} \cdot \Psi_{h,v,y} \cdot \Psi_{s,v,y} \cdot \Psi_{ec,v,y} \cdot \Psi_{\alpha,v,y} \cdot \Psi_{ucr,v,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 397,16$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ

CEB [9.3.1]

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 142$ [kN] ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ
= 9] CEB [9.3.4. (a)]

$\Psi_{A,v,z} = 0,6$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΜΗ CEB [9.3.4]

$\Psi_{h,v,z} = 1,0$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ CEB [9.3.4. (c)]

$\Psi_{s,v,z} = 0,9$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΑΚΜΩΝ ΠΟΥ ΕΙΝΑΙ CEB [9.3.4.

$V_{Rk,c,z} = 142,9,7$ [kN] ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ CEB [9.3.4. (a)]

$\psi_{ec,z} = 0$ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ (d)

$\psi_{ec,v,z} = 1,0$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Ο ΟΠΟΙΟΣ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΟΜΑΔΑΣ ΟΤΑΝ ΑΣΚΟΥΝΤΑΙ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΚΑΘΕ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟ ΑΓΚΥΡΙΟ ΣΤΗΝ ΟΜΑΔΑ CEB [9.3.4. (e)]

$\psi_{\alpha,v,z} = 1,0$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΓΩΝΙΑ ΥΠΟ ΤΗΝ ΟΠΟΙΑ ΕΠΙΒΑΛΛΕΤΑΙ Η ΔΙΑΤΜΗΣΗ CEB [9.3.4. (f)]

$\psi_{ucr,v,z} = 1,0$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟΝ ΤΥΠΟ ΤΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΕΙΤΑΙ ΣΤΙΣ ΑΚΡΕΣ CEB [9.3.4. (g)]

$\gamma_{Mc} = 2,1/6$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3. 1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,v,z} \cdot \psi_{h,v,z} \cdot \psi_{s,v,z} \cdot \psi_{ec,v,z} \cdot \psi_{\alpha,v,z} \cdot \psi_{ucr,v,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 397,16$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ CEB [9.3.1]

ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΥ

$C_{f,d} = 0,3/0$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 0,0$ [kN] ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ [6.2.2.(6)]

ΠΙΕΣΗ ΕΠΑΦΗΣ ΤΗΣ ΣΦΗΝΑΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,y} = 376,32$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΕΠΑΦΗΣ ΤΗΣ ΣΦΗΝΑΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,z} = 392,00$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΕΠΑΦΗΣ ΤΗΣ ΣΦΗΝΑΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 410,88$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,88 < 1,00$ ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,88)

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 426,56$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,03 < 1,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,03)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,91 < 1,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,91)

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΗΣ

$\sigma_{\perp} = 47675,62$ [kPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 47675,62$ [kPa] ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 76900,09$ [kPa] ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 3800,68$ [kPa] ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,90$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,14 < 1,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,14)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,38 < 1,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,38)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,22 < 1,00$ ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,22)



ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΑΓΚΥΡΙΟ - ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0,93

- Θλίψη σκυροδέματος θεμελίου (Μέγιστη θλιπτική δύναμη)

Παρατίθενται συνοπτικά οι έλεγχοι της σύνδεσης υποστυλώματος ΗΕΒ500–θεμελίου, για καταπόνησή του με θλιπτική αντίδραση, διατηρώντας τις διαστάσεις και τα χαρακτηριστικά που επελέχθησαν στην περίπτωση εφελκυσμού του.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΡΘΡΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete	

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ:

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$$N_{j,Ed} = -2951,70 \text{ [kN]} \text{ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ}$$

$$V_{j,Ed,y} = 1,00 \text{ [kN]} \text{ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ}$$

$$V_{j,Ed,z} = 0,80 \text{ [kN]} \text{ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ}$$

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

ΘΛΙΨΗ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$$f_{cd} = 20000,00 \text{ [kPa]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.6.(1)]}$$

$$f_j = 31552,43 \text{ [kPa]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΠΟ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΒΑΣΕΩΣ} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$$c = 39 \text{ [m]} \text{ ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΖΩΝΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ} \quad [6.2.5.(4)]$$

$$b_{eff} = 105 \text{ [m]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 377 \text{ [m]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$A_{c0} = 398,0 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$A_{c1} = 3582, \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΦΟΡΤΙΟΥ} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$$A_{c1} = 3582,7 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΦΟΡΤΙΟΥ} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$\beta_j = 0,67 \text{ ΘΛΙΠΤΙΚΟΣ ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$$f_{jd} = 40000,00 \text{ [kPa]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$A_{c,n} = 1133,25 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,n} = 4533,01 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 4533,01 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad (6.24) \quad 0,65 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,65)$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 1403,20 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 1418,88 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,00)$$

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΗΣ

$$\sigma_{\perp} = \frac{190065,00}{00} \text{ [kPa]} \quad \text{ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = \frac{190065,00}{00} \text{ [kPa]} \quad \text{ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = 213,49 \text{ [kPa]} \quad \text{ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = 225,23 \text{ [kPa]} \quad \text{ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,54 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,54)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,87 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,87)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,87 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,87)$$

ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:



ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ

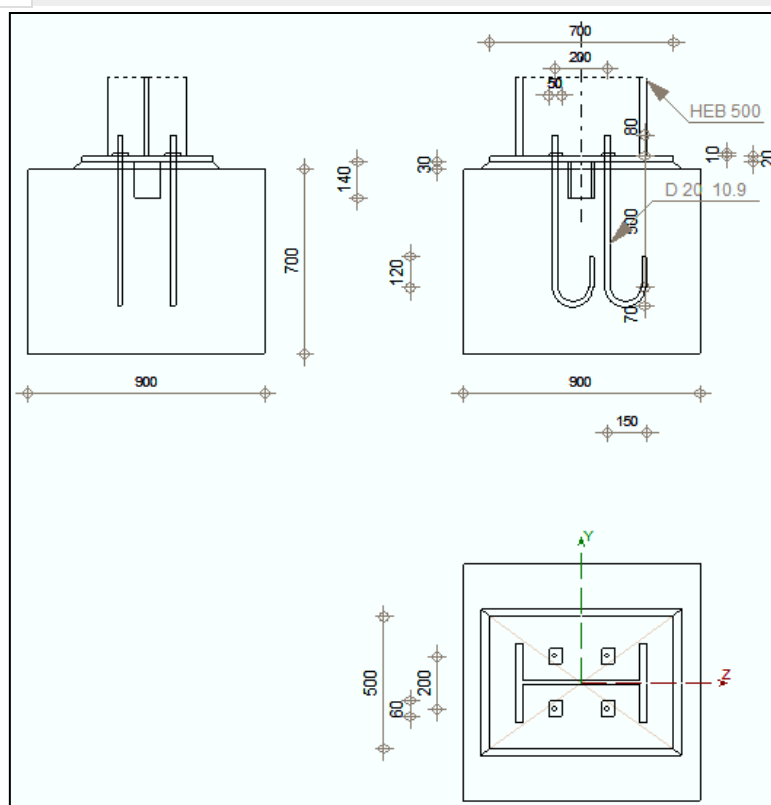
Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΛΟΓΟΣ 0,87

Από τον έλεγχο προέκυψε ότι το πιο αδύναμο τμήμα της σύνδεσης αφορά τις συγκολλήσεις που συνδέουν το υποστύλωμα με την πλάκα έδρασης αυτού στο θεμέλιο. Το αρχικό πάχος συγκόλλησης των 4mm που επιλέχθηκε στην περίπτωση της εφελκυστικής αντίδρασης στο θεμέλιο κρίνεται μικρό κι ο λόγος στους ελέγχους συγκόλλησης, στην περίπτωση της θλιπτικής αντίδρασης, αυξάνει κατακόρυφα από το 0,30-0,40 (στην περίπτωση εφελκυσμού του θεμελίου) στο 0,87. Ύστερα από περαιτέρω έλεγχο, αυξάνοντας το πάχος σε (7-8)mm, παρατηρείται αύξηση της αντοχής, με αποτέλεσμα ο λόγος της αντοχής προς τις δρώσες τάσεις να μειώνεται στο 0,5-0,44 αντίστοιχα.

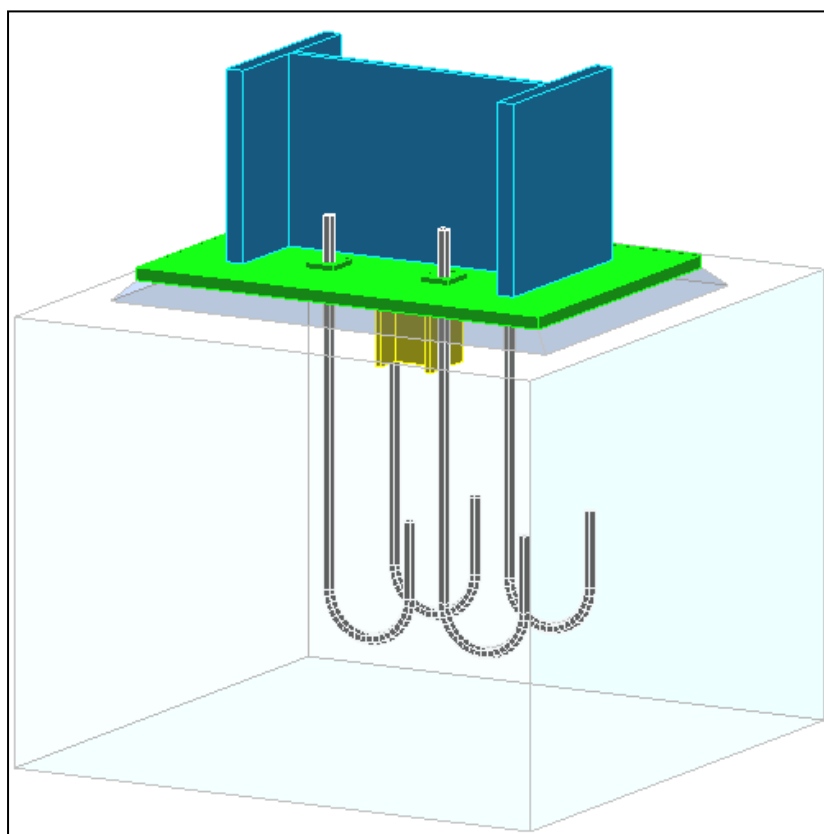
5.2.2 Κτήριο Β

- Εφελκυσμός σκυροδέματος θεμελίου (Εφελκυστική δύναμη)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΡΘΡΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	ΛΟΓΟΣ 0,89
Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete		



Σχήμα 5.2 Σχέδιο σύνδεσης υποστυλώματος – θεμελίου κτηρίου Β



Εικόνα 5.2 Προοπτικό σύνδεσης υποστυλώματος – θεμελίου κτηρίου Β

ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 1

Όνομα σύνδεσης: Pinned column base

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΒ 500

$L_c =$	4,00 [m]	ΜΗΚΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$\alpha =$	0,0 [Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_c =$	500 [mm]	ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$b_{fc} =$	300 [mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{wc} =$	15 [mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{fc} =$	28 [mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$L_c = 4,00$ [m] ΜΗΚΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
 $r_c = 27$ [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
 $A_c = 238,64$ [cm²] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
 $I_{yc} = 107176,00$ [cm⁴] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yc} = 355000,00$ [kPa] ΑΝΤΟΧΗ
 $f_{uc} = 490000,00$ [kPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$l_{pd} = 700$ [mm] ΜΗΚΟΣ
 $b_{pd} = 500$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ
 $t_{pd} = 20$ [mm] ΠΑΧΟΣ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{ypd} = 355000,00$ [kPa] ΑΝΤΟΧΗ
 $f_{upd} = 490000,00$ [kPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

ΑΓΚΥΡΩΣΗ

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

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ
 $f_{yb} = 900000,00$ [kPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ
 $f_{ub} = 1000000,00$ [kPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ
 $d = 20$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
 $A_s = 2,45$ [cm²] ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
 $A_v = 3,14$ [cm²] ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $n_v = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
 $n_H = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $e_H = 200$ [mm] ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ
 $e_v = 200$ [mm] ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

$L_1 = 80$ [mm]
 $L_2 = 500$ [mm]

$$L_1 = 80 \text{ [mm]}$$

$$L_3 = 140 \text{ [mm]}$$

$$L_4 = 120 \text{ [mm]}$$

ΔΑΚΤΥΛΙΟΣ

$$l_{wd} = 50 \text{ [mm]} \text{ ΜΗΚΟΣ}$$

$$b_{wd} = 60 \text{ [mm]} \text{ ΠΛΑΤΟΣ}$$

$$t_{wd} = 10 \text{ [mm]} \text{ ΠΑΧΟΣ}$$

ΠΤΕΡΥΓΙΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΑ 100

$$l_w = 140 \text{ [mm]} \text{ ΜΗΚΟΣ}$$

ΥΛΙΚΟ S355

$$f_{yw} = 355000,00 \text{ [kPa]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ}$$

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$$\gamma_{M0} = 1,00 \text{ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ}$$

$$\gamma_C = 1,50 \text{ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ}$$

ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$$L = 900 \text{ [mm]} \text{ ΜΗΚΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ}$$

$$B = 900 \text{ [mm]} \text{ ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ}$$

$$H = 700 \text{ [mm]} \text{ ΥΨΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ}$$

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΠΟΙΟΤΗΤΑ C30/37

$$f_{ck} = 30000,00 \text{ [kPa]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ}$$

ΣΤΡΩΣΗ ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑΤΟΣ

$$t_g = 30 \text{ [mm]} \text{ ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑ)}$$

$$f_{ck,g} = 12000,0 \text{ [kPa]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ}$$

$$C_{f,d} = 0,30 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ}$$

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

$a_p = 4$ [mm] ΠΛΑΚΑ ΠΕΔΙΛΟΥ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$a_w = 7$ [mm] ΠΤΕΡΥΓΙΟ

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$N_{j,Ed} = 241,70$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{j,Ed,y} = -371,40$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{j,Ed,z} = 44,90$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΖΩΝΗ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΥ

ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ

$A_b = 2,45$ [cm²] ΕΝΕΡΓΟΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$f_{ub} = 1000000,0$ [kPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$\beta = 0,85$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗΣ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 149,94$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 900000,00$ [kPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 183,75$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 149,94$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ

ΑΣΤΟΧΙΑ ΛΟΓΩ ΕΞΟΛΚΕΥΣΗΣ

$f_{ck} = 30000,00$ [kPa] ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ EN 1992-1:[3.1.2]

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$f_{ctd} = 1351,69$ [kPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$$f_{ctd} = \frac{1351}{69} \text{ a) [kPa]} \quad \text{ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_1 = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΙΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΣ ΚΑΙ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_2 = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗ ΔΙΑΜΕΤΡΟ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 3041,29 \text{ [kPa]} \quad \text{ΤΙΜΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΗΣ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 500 \text{ [mm]} \quad \text{ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 95,54 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$$h_{ef} = 233 \text{ [mm]} \quad \text{ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 146,42 \text{ [kN]} \quad \text{ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$s_{cr,N} = 700 \text{ [mm]} \quad \text{ΚΡΙΣΙΜΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c_{cr,N} = 350 \text{ [mm]} \quad \text{ΚΡΙΣΙΜΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΡΗ} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N0} = 8100,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N} = 8100,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΜΗ} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c = \begin{matrix} 35 \text{ [m} \\ 0 \text{ m]} \end{matrix} \quad \text{ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΚΜΗΣ ΑΠΟ ΤΟ ΑΓΚΥΡΙΟ} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΑΚΜΩΝ ΤΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{ec,N} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΠΟΥ ΕΝΕΡΓΟΥΝ ΣΤΑ ΑΓΚΥΡΙΑ} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}] / 200 \leq 1.0$$

$\Psi_{re, N} = 1,00$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΡΥΜΑΤΙΣΜΟΥ ΚΕΛΥΦΟΥΣ CEB [9.2.4]

$\Psi_{ucr, N} = 1,00$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΑΝ ΤΟ ΑΓΚΥΡΙΟ ΒΡΙΣΚΕΤΑΙ ΣΤΟ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΟ Ή ΤΟ ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΟ ΤΜΗΜΑ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 1,16$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c} \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 67,78$ [k N] ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ [k ANΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΩΝΟΥ EN 1992-1:8.4.2.(2)]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΛΟΓΩ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ

$h_{ef} = 500$ [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 459,28$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 1000$ [mm] ΚΡΙΣΙΜΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 500$ [mm] ΚΡΙΣΙΜΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΡΗ CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 14400,00$ [cm²] ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.5]

$A_{c,N} = 8100,00$ [cm²] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.5]

$$\Psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$\Psi_{A,N} = 0,56$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΜΗ CEB [9.2.5]

$c = 35$ [m] ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΚΜΗΣ ΑΠΟ ΤΟ ΑΓΚΥΡΙΟ CEB [9.2.5]

$$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\Psi_{s, N} = 0,91$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΑΚΜΩΝ ΤΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ CEB [9.2.5]

$\Psi_{ec, N} = 1,00$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΠΟΥ ΕΝΕΡΓΟΥΝ ΣΤΑ ΑΓΚΥΡΙΑ CEB [9.2.5]

$$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\Psi_{re, N} = 1,00$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΡΥΜΑΤΙΣΜΟΥ ΚΕΛΥΦΟΥΣ CEB [9.2.5]

$\Psi_{ucr, N} = 1,00$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΑΝ ΤΟ ΑΓΚΥΡΙΟ ΒΡΙΣΚΕΤΑΙ ΣΤΟ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΟ Ή ΤΟ ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΟ ΤΜΗΜΑ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.5]

$$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$$\psi_{h,N} = 0,79 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΧΕΤΙΖΟΜΕΝΟΣ ΜΕ ΤΟ ΥΦΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\gamma_{M,sp} = 2,16 \quad \text{ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$$F_{t,Rd,sp} = 85,8 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 67,78 \text{ [kN]} \quad \text{ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ}$$

ΚΑΜΨΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΕΩΣ

$$l_{eff,1} = 415 \text{ [mm]} \quad \text{ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 1} \quad \text{[6.2.6.5]}$$

$$l_{eff,2} = 415 \text{ [mm]} \quad \text{ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 2} \quad \text{[6.2.6.5]}$$

$$m = 88 \text{ [mm]} \quad \text{ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗ ΑΚΡΗ} \quad \text{[6.2.6.5]}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 14,75 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 1} \quad \text{[6.2.4]}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 14,75 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 2} \quad \text{[6.2.4]}$$

$$F_{T,1,Rd} = 668,60 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 1} \quad \text{[6.2.4]}$$

$$F_{T,2,Rd} = 223,89 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 2} \quad \text{[6.2.4]}$$

$$F_{T,3,Rd} = 135,57 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 3} \quad \text{[6.2.4]}$$

$$F_{t,pl,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd} = 135,57 \text{ [kN]} \quad \text{ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ} \quad \text{[6.2.4]}$$

ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$$t_{wc} = 15 \text{ [mm]} \quad \text{ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad \text{[6.2.6.3.(8)]}$$

$$b_{eff,t,wc} = 415 \text{ [mm]} \quad \text{ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$A_{vc} = 89,8 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,79 \quad \text{ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{[6.2.6.3.(4)]}$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{t,wc,Rd} = 1698,62 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad \text{[6.2.6.3.(1)]}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

$$N_{j,Rd} = 271,14 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ} \quad [6.2.8.3]$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0,89 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,89)$$

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

ΠΙΕΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,y}$

$$\alpha_{d,y} = 2,7 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΣΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$\alpha_{b,y} = 1,0 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ } F_{1,vb,Rd} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$k_{1,y} = 2,5 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΚΑΘΕΤΑ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d^* \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 392,00 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ} \quad [6.2.2.(7)]$$

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 3,79 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΣΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$\alpha_{b,z} = 1,0 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ } F_{1,vb,Rd} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$k_{1,z} = 2,5 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΚΑΘΕΤΑ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d^* \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 392,00 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ} \quad [6.2.2.(7)]$$

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

$$\alpha_b = 0,25 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 1000000,00 \text{ [kPa]} \text{ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 62,33 \text{ [kN]} \text{ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΧΩΡΙΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟ} \quad [6.2.2.(7)]$$

$\alpha_M = \begin{matrix} 2,0 \\ 0 \end{matrix}$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = \begin{matrix} 0,7 \\ 1 \end{matrix} \frac{[kN \cdot m]}{m}$ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 50 [mm]$ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟΥ CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = \begin{matrix} 1,2 \\ 0 \end{matrix}$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 23,72 [kN]$ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ CEB [9.3.1]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$N_{Rk,c} = 146,42 [kN]$ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 135,57 [kN]$ ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗ CEB [9.3.1]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΡΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = \begin{matrix} 57 \\ 9 \\ 86 \end{matrix} [kN]$ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ CEB [9.3.4. (a)]

$\Psi_{A,y} = \begin{matrix} 0 \\ 67 \end{matrix}$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΜΗ CEB [9.3.4]

$\Psi_{h,y} = \begin{matrix} 1 \\ 00 \end{matrix}$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ CEB [9.3.4. (c)]

$\Psi_{s,y} = \begin{matrix} 0 \\ 90 \end{matrix}$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΑΚΜΩΝ ΠΟΥ ΕΙΝΑΙ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ CEB [9.3.4. (d)]

$\Psi_{ec,y} = \begin{matrix} 1 \\ 00 \end{matrix}$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Ο ΟΠΟΙΟΣ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΟΜΑΔΑΣ ΟΤΑΝ ΑΣΚΟΥΝΤΑΙ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΚΑΘΕ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟ ΑΓΚΥΡΙΟ ΣΤΗΝ ΟΜΑΔΑ CEB [9.3.4. (e)]

$\Psi_{\alpha,y} = \begin{matrix} 1 \\ 00 \end{matrix}$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΓΩΝΙΑ ΥΠΟ ΤΗΝ ΟΠΟΙΑ ΕΠΙΒΑΛΛΕΤΑΙ Η ΔΙΑΤΜΗΣΗ CEB [9.3.4. (f)]

$\Psi_{ucr,y} = 1$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟΝ ΤΥΠΟ ΤΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΠΟΥ CEB [9.3.4.]

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 57$ [k] CEB
 $\gamma_{Mc} = 1,9$, Ν ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ [9.3.4.
 = 86] (a)

= 00 ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΕΤΑΙ ΣΤΙΣ ΑΚΡΕΣ (g)

$\gamma_{Mc} = 2$, CEB
 = 16 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [3.2.3.
 1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 161,07$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ CEB [9.3.1]

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 57$ [k] CEB
 $\gamma_{Mc} = 1,9$, Ν ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ [9.3.4.
 = 86] (a)

$\psi_{A,V,z} = 0$, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ CEB
 $\psi_{h,V,z} = 0,67$ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΜΗ [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1$, CEB
 $\psi_{s,V,z} = 0$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ [9.3.4.
 = 00 (c)

$\psi_{s,V,z} = 0$, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΑΚΜΩΝ ΠΟΥ ΕΙΝΑΙ CEB
 $\psi_{ec,V,z} = 0,9$ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ [9.3.4.
 = 90 (d)

$\psi_{ec,V,z} = 1$, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Ο ΟΠΟΙΟΣ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΟΜΑΔΑΣ ΟΤΑΝ CEB
 $\psi_{\alpha,V,z} = 0,0$ ΑΣΚΟΥΝΤΑΙ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΚΑΘΕ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟ [9.3.4.
 = 00 ΑΓΚΥΡΙΟ ΣΤΗΝ ΟΜΑΔΑ (e)

$\psi_{\alpha,V,z} = 1$, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΓΩΝΙΑ ΥΠΟ ΤΗΝ ΟΠΟΙΑ ΕΠΙΒΑΛΛΕΤΑΙ CEB
 $\psi_{ucr,V,z} = 0,0$ Η ΔΙΑΤΜΗΣΗ [9.3.4.
 = 00 (f)

$\psi_{ucr,V,z} = 1$, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟΝ ΤΥΠΟ ΤΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΠΟΥ CEB
 $\gamma_{Mc} = 1,9$ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΕΤΑΙ ΣΤΙΣ ΑΚΡΕΣ [9.3.4.
 = 00 (g)

$\gamma_{Mc} = 2$, CEB
 = 16 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [3.2.3.
 1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 161,07$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ CEB [9.3.1]

ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΥ

$$C_{f,d} = \begin{matrix} 0,3 \\ 0 \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ} \\ \text{ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \end{matrix} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = \begin{matrix} 0,0 \\ 0 \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ} \\ \text{[kN]} \end{matrix} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 0,00 \quad \text{[kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ} \quad [6.2.2.(6)]$$

ΠΙΕΣΗ ΕΠΑΦΗΣ ΤΗΣ ΣΦΗΝΑΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * I_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 376,32 \quad \text{[kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΕΠΑΦΗΣ ΤΗΣ ΣΦΗΝΑΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * I_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 392,00 \quad \text{[kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΕΠΑΦΗΣ ΤΗΣ ΣΦΗΝΑΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 471,20 \quad \text{[kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,79 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,79)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 486,88 \quad \text{[kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,09)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,88 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,88)$$

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΗΣ

$$\sigma_{\perp} = 20751,30 \quad \text{[kPa]} \quad \text{ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 20751,30 \quad \text{[kPa]} \quad \text{ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = -79291,20 \quad \text{[kPa]} \quad \text{ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = 12640,77 \quad \text{[kPa]} \quad \text{ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,06)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,33 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,33)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,11)$$

ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:



ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ - ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0,89

Από τον έλεγχο προέκυψε ότι το πιο αδύναμο τμήμα βρίσκεται στη θεμελίωση κι αφορά την αστοχία αποκόλλησης του κώνου σκυροδέματος. Ύστερα από περαιτέρω έλεγχο προέκυψε ότι αύξηση των διαστάσεων του θεμελίου από 900*900*700 (L*B*H σε mm) σε 1000*1000*800 εξαλείφει τον ως άνω κίνδυνο.

- Θλίψη σκυροδέματος θεμελίου (Μέγιστη θλιπτική δύναμη)

Παρατίθενται συνοπτικά οι έλεγχοι της σύνδεσης υποστυλώματος ΗΕΒ500–θεμελίου, για καταπόνησή του με θλιπτική αντίδραση, διατηρώντας τις διαστάσεις και τα λοιπά χαρακτηριστικά που επελέχθησαν στην περίπτωση εφελκυσμού του.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΡΘΡΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	
	Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete	ΛΟΓΟΣ 0,87

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$$N_{j,Ed} = -2958,30 \text{ [kN]} \text{ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ}$$

$$V_{j,Ed,y} = 1,00 \text{ [kN]} \text{ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ}$$

$$V_{j,Ed,z} = 1,30 \text{ [kN]} \text{ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ}$$

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

ΘΛΙΨΗ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,62 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,62)
---------------------------------------	---------------	--------------	--------

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,00)
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,00)

ΚΟΛΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΗΣ

$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)	$0,54 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,54)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	$0,87 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,87)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	$0,87 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,87)

ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΛΟΓΟΣ 0,87 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

Ομοίως με την περίπτωση της σύνδεσης στο κτήριο Α, από τον έλεγχο προέκυψε ότι το πιο αδύναμο τμήμα της σύνδεσης αφορά τις συγκολλήσεις που συνδέουν το υποστύλωμα με την πλάκα έδρασης αυτού στο θεμέλιο. Το αρχικό πάχος συγκόλλησης των 4mm που επιλέχθηκε στην περίπτωση της εφελκυστικής αντίδρασης στο θεμέλιο κρίνεται μικρό κι ο λόγος στους ελέγχους συγκόλλησης, στην περίπτωση της θλιπτικής αντίδρασης, αυξάνει κατακόρυφα από το 0,33 (στην περίπτωση εφελκυσμού του θεμελίου) στο 0,87. Ύστερα από περαιτέρω έλεγχο, αυξάνοντας το πάχος σε (7-8)mm, παρατηρείται αύξηση της αντοχής, με αποτέλεσμα ο λόγος της αντοχής προς τις δρώσες τάσεις να μειώνεται στο 0,5-0,44 αντίστοιχα.

6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

6.1 Γενικά

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύτηκε την ανάλυση, τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο των μελών και των αντιστοίχων διατομών ενός χαλύβδινου φορέα, με δύο εναλλακτικές διατάξεις κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Και στις δύο περιπτώσεις A και B, όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενα κεφάλαια, χρησιμοποιήθηκαν οι ίδιες διατομές για τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής, ήτοι:

- Υποστυλώματα διατομής HEB500
- Κύριες δοκοί διατομής HEB300
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB200
- Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής SH 250.250.16

Συνεπώς η μάζα του φορέα και στις δύο περιπτώσεις (A και B) παραμένει η ίδια, καθώς χρησιμοποιήθηκαν ίδιες διατομές και το χωρικό προσομοίωμα παραμένει ίδιο (με τη διαφορά της εναλλακτικής διάταξης των κατακορύφων συνδέσμων, οι οποίοι σημειωτέον τοποθετούνται κατά ζεύγη σε κάθε διεύθυνση X και Y των κτηρίων κι ανά όροφο. Άρα ο συνολικός αριθμός τους παραμένει ίδιος και στις δύο παραλλαγές)

Η επικείμενη σύγκριση των δύο παραλλαγών A και B αφορά τα εντατικά μεγέθη που αναπτύχθηκαν, τις ιδιομορφές και τη γενικότερη σεισμική συμπεριφορά των κτηρίων A και B, τις μέγιστες και σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, που οδηγούν σε κάποια γωνιακή παραμόρφωση αυτών, καθώς και τις διαφορές στη σύνδεση υποστυλώματος – θεμελίου.

6.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών

Η σύγκριση που ακολουθεί αφορά τις μέγιστες τιμές αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων, καθώς και τις ροπές κάμψης περί τον ισχυρό άξονα y-y, που αναπτύχθηκαν στα δυσμενώς καταπονούμενα μέλη και στις αντίστοιχες διατομές των παραλλαγών A και B, βάσει της ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε με το SOFiSTiK.

6.2.1 Υποστυλώματα

Τα δυσμενέστερα υποστυλώματα, από πλευράς αξονικής έντασης, βρίσκονται στο ισόγειο.

- Θλιπτική αξονική δύναμη ($N_{Ed,A}$, $N_{Ed,B}$)

Για τα κτήρια A και B υπολογίστηκαν, αντιστοίχως: $N_{Ed,A} = 5404$ KN και $N_{Ed,B} = 5770$ KN για τα δυσμενώς καταπονούμενα υποστυλώματα κατά περίπτωση. Η μεταβολή της μέγιστης θλιπτικής αξονικής δύναμης από το κτήριο A στο B προσεγγίζει το +6,77%.

Να σημειωθεί ότι το υποσύλωμα με τη μεγαλύτερη θλιπτική αξονική δύναμη στο κτήριο A (με τους κατακορύφους συνδέσμους δυσκαμψίας περιμετρικά του κτηρίου) βρίσκεται στην εξωτερική πλευρά, ενώ στο κτήριο B (με τους κατακορύφους συνδέσμους δυσκαμψίας τοποθετημένους στο κεντρικό τμήμα του κτηρίου) βρίσκεται στον κεντρικό τομέα.

Ιδιαίτερως, όσον αφορά τη συμπεριφορά των υπόψη υποστυλωμάτων έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, όπως περιγράφηκε στην παράγραφο 4.3.1/κεφάλαιο 4, υπολογίστηκαν ως προς τους δύο κυρίους άξονες κάμψης y-y και z-z:

Στον y-y η καταπόνηση του δυσμενούς υποστυλώματος του κτηρίου A φτάνει στο 0,69 και του δυσμενούς του κτηρίου B στο 0,744.

Στον z-z η καταπόνηση του δυσμενούς υποστυλώματος του κτηρίου A φτάνει στο 0,867 και του δυσμενούς του κτηρίου B στο 0,95 (δηλαδή κοντά στο όριο).

- Τέμνουσα δύναμη ($V_{Ed,z,A}$, $V_{Ed,z,B}$)

Για τα κτήρια A και B υπολογίστηκαν, αντιστοίχως: $V_{Ed,z,A}=131,5$ KN, $V_{Ed,z,B}=132$ KN. Η αύξηση στη μέγιστη τέμνουσα στο κτήριο B συγκριτικά με τη μέγιστη τέμνουσα του κτηρίου A είναι της τάξης του 0,38%.

- Ροπή Κάμψης ($M_{Ed,y,A}$, $M_{Ed,y,B}$)

Για τα κτήρια A και B υπολογίστηκαν, αντιστοίχως: $M_{Ed,y,A} = 247,1$ KNm και $M_{Ed,y,B} = 256,8$ KNm .Η μεταβολή της μέγιστης ροπής κάμψης από το κτήριο A στο B, για τα δυσμενώς καταπονούμενα υποστυλώματα, προσεγγίζει το +3,93%.

6.2.2 Κύριες δοκοί

Συγκρίνονται οι δυσμενώς καταπονούμενες κύριες δοκοί των κτηρίων A και B σε τέμνουσα δύναμη και ροπή κάμψης, καθώς και σε αξονική δύναμη, η οποία, όπως φάνηκε και στους ελέγχους της παραγράφου 4.3.2/κεφάλαιο 4, αποδείχθηκε αρκετά μεγάλη ώστε να οδηγήσει σε απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής της κυρίας δοκού.

- Τέμνουσα δύναμη ($V_{Ed,z,A}$, $V_{Ed,z,B}$)

Για τα κτήρια A και B υπολογίστηκαν, αντιστοίχως: $V_{Ed,z,A}=182$ KN, $V_{Ed,z,B}=187,5$ KN. Η αύξηση στη μέγιστη τέμνουσα στο κτήριο B συγκριτικά με τη μέγιστη τέμνουσα του κτηρίου A είναι της τάξης του 3,02%.

- Ροπή Κάμψης ($M_{Ed,y,A}$, $M_{Ed,y,B}$)

Για τα κτήρια A και B υπολογίστηκαν, αντιστοίχως: $M_{Ed,y,A} = 261,5$ KNm, $M_{Ed,y,B} = 263,3$ KNm. Η μεταβολή της μέγιστης ροπής κάμψης από το κτήριο A στο B, για τις δυσμενώς καταπονούμενες κύριες δοκούς, προσεγγίζει το +0,69%.

- Αξονική δύναμη ($N_{Ed,A}$, $N_{Ed,B}$)

Για τα κτήρια A και B υπολογίστηκαν, αντιστοίχως: $N_{Ed,A} = 1550$ KN και $N_{Ed,B} = 1588$ KN για τις δυσμενώς καταπονούμενες κύριες δοκούς κατά περίπτωση. Η μεταβολή της μέγιστης αξονικής δύναμης από το A στο B κτήριο προσεγγίζει το +2,45%.

6.2.3 Δευτερεύουσες δοκοί

Όπως και στις κύριες δοκούς, συγκρίνονται οι αξονικές και οι τέμνουσες δυνάμεις, καθώς και οι ροπές κάμψης περί τον άξονα κάμψης y-y.

- Αξονική δύναμη ($N_{Ed,A}$, $N_{Ed,B}$)

Υπολογίστηκαν: $N_{Ed,A} = N_{Ed,B} = 85,8$ KN (Καμία μεταβολή).

- Τέμνουσα δύναμη ($V_{Ed,z,A}$, $V_{Ed,z,B}$)

Υπολογίστηκαν: $V_{Ed,z,A} = 113,5$ KN και $V_{Ed,z,B} = 113,9$ KN, δηλαδή αμελητέα αύξηση της τάξης του 0,35% στη μέγιστη τέμνουσα δύναμη (κατά z-z) στο κτήριο B.

- Ροπή Κάμψης ($M_{Ed,y,A}$, $M_{Ed,y,B}$)

Υπολογίστηκαν: $M_{Ed,y,A} = 75,8$ KNm, $M_{Ed,y,B} = 74,5$ KNm, δηλαδή μείωση της τάξης του 1,72% στη μέγιστη ροπή κάμψης (κατά y-y) στο κτήριο B.

6.2.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Ενδιαφέρει η σύγκριση των αξονικών δυνάμεων που τους καταπονούν, κυρίως των θλιπτικών, οι οποίες δύνανται να προκαλέσουν και καμπτικό λυγισμό στη θλιβόμενη διαγώνιο, κατά τις δύο διευθύνσεις X και Y του φορέα.

- Αξονική δύναμη ($N_{Ed,A}$, $N_{Ed,B}$)

Κατά Χ

Υπολογίστηκαν: $N_{Ed,x,A} = 2781$ KN, $N_{Ed,x,B} = 2849$ KN

Υπάρχει αύξηση στη μέγιστη αξονική του κτηρίου Β, της τάξης του 2,45%.

Κατά Υ

Υπολογίστηκαν: $N_{Ed,y,A} = 2959$ KN, $N_{Ed,y,B} = 3071$ KN

Υπάρχει αύξηση στη μέγιστη αξονική του κτηρίου Β, της τάξης του 3,79%.

Γενικά παρατηρήθηκαν μικρές μεταβολές στα μέγιστα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα μέλη των δύο παραλλαγών του αρχικού φορέα.

6.3 Σύγκριση ιδιομορφών

Στους πίνακες 4.1 και 4.2 της παραγράφου 4.1.2/κεφάλαιο 4 δίνονται στοιχεία της σεισμικής απόκρισης των κτηρίων Α και Β (Ιδιοπερίοδοι, ιδιοσυχνότητες, δρώσες ιδιομορφικές μάζες των ιδιομορφών). Ανάλυση επί των στοιχείων έγινε στην ίδια παράγραφο.

Η σημαντικότερη επισήμανση αφορά τη σεισμική συμπεριφορά των δύο παραλλαγών. Το μεν κτήριο Α έχει τις δύο πρώτες ιδιομορφές μεταφορικές και την τρίτη στροφική, το δε κτήριο Β έχει την πρώτη ιδιομορφή στροφική και τις δύο επόμενες μεταφορικές. Αυτό συμβαίνει λόγω της μειωμένης δυστρεψίας στο κτήριο Β, εξαιτίας της θέσης τοποθέτησης των κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας στο κεντρικό τμήμα της κατασκευής, σε αντίθεση με το κτήριο Α όπου οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι τοποθετήθηκαν στην περίμετρο της κατασκευής.

Ο σωστός αντισεισμικός σχεδιασμός προϋποθέτει αυξημένη δυστρεψία, δηλαδή τοποθέτηση στοιχείων δυσκαμψίας όσο πιο μακριά γίνεται από το κέντρο μάζας της κατασκευής, στο οποίο ασκείται η σεισμική δύναμη.

6.4 Σύγκριση μεγίστων μετακινήσεων ορόφων

Στην παράγραφο 4.1.3/κεφάλαιο 4, στα σχήματα 4.7-4.8 και στους πίνακες 4.3-4.4 δόθηκαν οι μετακινήσεις και οι γωνιακές παραμορφώσεις «γ» των ορόφων του κτηρίου Α κατά Χ και Υ, ενώ οι αντίστοιχες μετακινήσεις και οι γωνιακές παραμορφώσεις «γ» για το κτήριο Β δόθηκαν στα σχήματα 4.9-4.10 και στους πίνακες 4.5-4.6.

Παρατηρήθηκε ότι και κατά τις δύο διευθύνσεις (Χ και Υ) των κτηρίων Α και Β οι γωνιακές παραμορφώσεις «γ» βρίσκονται εντός των επιτρεπομένων ορίων, ανεξαρτήτως της θέσης τοποθέτησης των κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας (περιμετρικά ή στο κεντρικό τμήμα του φορέα). Η μεγαλύτερη

σχετική μετακίνηση (άρα και η αντίστοιχα μεγαλύτερη γωνιακή παραμόρφωση) κατά Χ παρατηρήθηκε στον 3^ο όροφο για το κτήριο Α και στο 2^ο όροφο για το κτήριο Β, ενώ κατά Υ οι μεγαλύτερες τιμές και για τις δύο περιπτώσεις παρατηρήθηκαν στο 2^ο όροφο.

Ακόμα μικρότερες μετακινήσεις και γωνιακές παραμορφώσεις θα μπορούσαν να επιτευχθούν με αύξηση της δυσκαμψίας στις δύο παραλλαγές, τοποθετώντας επιπλέον κατακορύφους συνδέσμους δυσκαμψίας κατά Χ και Υ.

6.5 Σύγκριση συνδέσεων υποστυλώματος – θεμελίου

Η σύγκριση της σύνδεσης υποστυλώματος - θεμελίου αφορά τις διαφορές που υπάρχουν στα χαρακτηριστικά της, ανάμεσα στα κτήρια Α και Β, καθώς και στον έλεγχο αυτής, για τις περιπτώσεις καταπόνησής της από εφελκυστική (που απεδείχθη ως η δυσμενέστερη περίπτωση φόρτισης, βάσει της οποίας διαστασιολογήθηκε και υλοποιήθηκε) και θλιπτική δύναμη - αντίδραση έδρασης/θεμελίου στα φορτία εκ της ανωδομής.

Η εφελκυστική δύναμη/αντίδραση που εξήχθη από το SOFiSTiK (Loadcase 2156) και καταπονεί το θεμέλιο στις παραλλαγές Α και Β είναι ίση με 555,3 KN και 241,7 KN, αντίστοιχα. Παρατηρείται ότι η αντίδραση στο θεμέλιο του κτηρίου Α είναι υπερδιπλάσια αυτής στο κτήριο Β. Συνεπώς, απαιτήθηκαν μεγαλύτερες διαστάσεις θεμελίου κι αγκυρίων, προς αύξηση της αντοχής της σύνδεσης κι επάρκεια αυτής. Χαρακτηριστικά στοιχεία της σύνδεσης υποστυλώματος – θεμελίου, κάθε περίπτωσης, φαίνονται στα σχήματα 5.1 και 5.2/Υποκεφάλαιο 5.2, καθώς και στην ανάλυση που έγινε μέσω του προγράμματος *Robot Structural Analysis Professional 2014*.

Για τα χαρακτηριστικά της σύνδεσης που υλοποιήθηκε σε κάθε περίπτωση (ίδιες διαστάσεις θεμελίου, αγκυρίων και λοιπών χαρακτηριστικών) με την εφελκυστική δύναμη, έγιναν υπολογισμοί με τη μέγιστη θλιπτική δύναμη/αντίδραση (Loadcase 2155) που καταπονεί το θεμέλιο. Για το μεν κτήριο Α ο λόγος αντοχής της σύνδεσης προς τη δρώσα δύναμη έπεσε από το 0,93 (περίπτωση εφελκυσμού του θεμελίου) στο 0,65 (περίπτωση θλίψης του θεμελίου), για το δε κτήριο Β από 0,89 σε 0,62. Ο έλεγχος διάτμησης επαρκούσε και στις δύο περιπτώσεις φόρτισης και στα δύο κτήρια. Όσον αφορά τον έλεγχο συγκολλήσεων και στις δύο παραλλαγές Α και Β, ο λόγος της αντοχής προς τις αναπτυσσόμενες τάσεις αυξήθηκε κατακόρυφα από τα επίπεδα του 0,30-0,40 σε 0,87. Αυτό οφείλεται στο μικρό πάχος συγκόλλησης των 4mm (εξωραφής) του υποστυλώματος με την πλάκα έδρασης αυτού στο θεμέλιο, που επιλέχθηκε στην περίπτωση εφελκυσμού (Και που όπως περιγράφηκε στο υποκεφάλαιο 5.2, αύξηση του πάχους στα 7-8mm μειώνει το λόγο σε 0,5-0,44 αντίστοιχα) και κυρίως στη μεγάλη καταπόνηση της θλιπτικής δύναμης, η οποία σε αντίθεση με την εφελκυστική δύναμη, τείνει να αποκολλήσει την πλάκα έδρασης από το υποστυλώμα.

7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Οι παραλλαγές A και B του φορέα της παρούσας διπλωματικής εργασίας αναλύθηκαν και διαστασιολογήθηκαν με βάση την οριακή κατάσταση αστοχίας, ενώ πραγματοποιήθηκαν και κάποιοι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν ήταν κοινές και για τα δύο κτήρια. Αρχικά επιλέχθηκαν κάποιες διατομές, οι οποίες εν συνεχεία, με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης των δύο κτηρίων, αλλάχθηκαν όπου δεν επαρκούσαν. Κάποια μέλη και διατομές καταπονήθηκαν με τα μέγιστα εντατικά μεγέθη βάσει του συνδυασμού για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές, ενώ κάποια άλλα βάσει του σεισμικού συνδυασμού (κατά κύριο λόγο οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οι οποίοι αποτελούν τα κύρια συστήματα παραλαβής των σεισμικών δυνάμεων).

Η χρήση κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας και στις δύο παραλλαγές A και B, κατέστησε δυνατή τη μόρφωση των κόμβων ως αρθρωτούς (συνδέσεις τέμνουσας). Παρά τη διαφορετική διάταξη των κατακορύφων συνδέσμων (Περιμετρικά στο κτήριο A και στο κεντρικό τμήμα στο κτήριο B), τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που αναπτύχθηκαν στα μέλη και τις διατομές των δύο κτηρίων είχαν σχετικά μικρές ποσοστιαίες μεταβολές και στις περισσότερες περιπτώσεις μικρή αύξηση στα μεγέθη που αναπτύχθηκαν στο κτήριο B. Οι διατομές των κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας επελέχθησαν ως κοίλες τετραγωνικές, ώστε να αυξηθεί η δυστρεψία και να περιοριστεί ο κίνδυνος λυγισμού της θλιβομένης διαγωνίου (συγκριτικά με τις ανοιχτές διατομές)

Όσον αφορά τις τιμές των μεγίστων οριζοντίων μετακινήσεων των ορόφων στα κτήρια A και B, ήταν παρεμφερείς κατά τις διευθύνσεις X και Y. Παρόμοιες τιμές υπολογίστηκαν και για τα βέλη των κυρίων και δευτερευουσών δοκών στις δύο παραλλαγές A και B, όσον αφορά τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Αξίζει να σημειωθεί ότι για τη δευτερεύουσα δοκό HEB200, χρησιμοποιήθηκε το συνεργαζόμενο πλάτος της σύμμεικτης πλάκας, μέσω του οποίου αυξήθηκε κατακόρυφα η ροπή αδρανείας ως προς τον κύριο άξονα κάμψης y-y, από $I_y = 5695\text{cm}^4$ της HEB200 σε $I_e = 22053,66\text{cm}^4$ που αφορά την ισοδύναμη διατομή χάλυβα.

Για τη διαστασιολόγηση και τη μόρφωση της σύνδεσης υποστυλώματος – θεμελίου, κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης και στις δύο περιπτώσεις A και B αποδείχτηκε εκείνος που προκαλούσε εφελκυστική αντίδραση για το θεμέλιο. Αυτό συνέβη καθώς το σκυρόδεμα έχει μεγάλη θλιπτική αντοχή, σε αντίθεση με την εφελκυστική αντοχή του, η οποία είναι αρκετά μικρότερη. Αυτό συνεπάγεται μεγαλύτερες διαστάσεις θεμελίου κι αγκυρίων, για την επάρκειά του σε εφελκυστικές δυνάμεις.

Η σημαντικότερη παρατήρηση που γίνεται στην παρούσα διπλωματική εργασία, αφορά την τελείως διαφορετική συμπεριφορά των κτηρίων A και B έναντι σεισμικής διέγερσης. Η περιμετρικά τοποθετούμενη, μέσω των

κατακορύφων συνδέσμων, δυσκαμψία στο κτήριο Α προσδίδει την απαιτούμενη σεισμική απόκριση (με τις δύο πρώτες ιδιομορφές να είναι μεταφορικές κατά Χ και Υ), αποδεικνύοντας ένα καλά σχεδιασμένο κτήριο. Αντιθέτως, η συγκέντρωση της δυσκαμψίας του κτηρίου Β στο κεντρικό τμήμα, μειώνει πολύ τη δυστρεψία του, με αποτέλεσμα η πρώτη ιδιομορφή να είναι στροφική, κάτι που πρέπει να αποφεύγεται κατά το σχεδιασμό.

Βάσει όλων των προαναφερομένων, γίνεται κατανοητό ότι ένας καλός σχεδιασμός φορέα απαιτεί την τοποθέτηση της δυσκαμψίας κατά το δυνατόν μακριά από το κέντρο μάζας του, όπου ασκούνται οι σεισμικές δυνάμεις. Αυτό οδηγεί στην αύξηση της δυστρεψίας του φορέα και κατ' επέκταση στην καλύτερη σεισμική απόκριση του κτηρίου, περιορίζοντας τυχόν βλάβες και προστατεύοντας τους χρήστες της κατασκευής.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
2. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ – Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, ΤΟΜΟΣ Ι, 2^η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 (Ανατύπωση 2007)
3. Ι. Βάγιας, «ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 2^η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2001 (Ανατύπωση 2006)
4. Ι. Ερμόπουλος, «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών – Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2^η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
5. Ι. Ψυχάρης, «ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ, ΤΕΥΧΟΣ 1», http://lee.civil.ntua.gr/antiseismiki_texnologia_1.html (πρόσβαση ιστοσελίδας, 2016)
6. Ι. Ψυχάρης, «ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8», <http://lee.civil.ntua.gr/mathimata.html> (πρόσβαση ιστοσελίδας, 2014)
7. EN1993-1-1, «Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, 2005
8. EN1998-1, «Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών, γενικοί κανόνες»
9. ΕΛΑΣΤΡΟΝ, Χαλυβουργικά προϊόντα, <http://www.elastron.gr/el/> (πρόσβαση ιστοσελίδας, 2016)
10. Μαθήματα Σιδηρών κατασκευών Ι και ΙΙ, «Τυπολόγιο διαστασιολόγησης κατασκευών από χάλυβα, σύμφωνα με τους ευρωκώδικες EN 1993-1-1 και EN 1992-1-8», http://mycourses.ntua.gr/course_description/index.php?cidReq=CIVIL1054 (πρόσβαση ιστοσελίδας 2016)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Ακολουθούν οι συνδυασμοί δράσεων (χαρακτηριστικός ή σπάνιος-characteristic/rare, συχνός-frequent, ημιμόνιμος ή μόνιμος - quasi-permanent/permanent) που αφορούν την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.):

- Χαρακτηριστικός ή σπάνιος-characteristic/rare

COMBINATIONS

Superposition according to EuroNorm EN 1993-1-1:2005 Steel Structures

$$E_{d,rare} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Resulting loadcases type Service: Rare combination

Loadcase selection and Actions

Act	Part LC	Superposition Factors							Fact	Type	Designation
		γ-u	γ-f	γ-a	ψ-0	ψ-1	ψ-2	ψ-1'			
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			dead load
	1								1.00	PERM	DEAD LOAD
	2								1.00	PERM	ADDITIONAL DEAD
Q	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			variable load
	17								1.00	COND	LIVE LOAD
W	Q	1.00	0.00	1.00	0.60	0.20	0.00	1.00			wind loading
	7								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X1
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	7								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X1
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	7								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X1
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	8								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X2
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	8								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X2
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	8								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X2
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	9								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X1
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	9								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X1
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE

9									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X1
4									1.00	F	WIND_WALLS_-X
16									1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
10									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X2
4									1.00	F	WIND_WALLS_-X
10									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X2
4									1.00	F	WIND_WALLS_-X
15									1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
10									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X2
4									1.00	F	WIND_WALLS_-X
16									1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
11									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y1
5									1.00	F	WIND_WALLS_+Y
11									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y1
5									1.00	F	WIND_WALLS_+Y
15									1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
11									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y1
5									1.00	F	WIND_WALLS_+Y
16									1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
12									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y2
5									1.00	F	WIND_WALLS_+Y

Loadcase selection and Actions

Act	Part	Superposition Factors							Fact	Type	Designation
		γ-u	γ-f	γ-a	ψ-0	ψ-1	ψ-2	ψ-1'			
	LC										
	12								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y2
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	12								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y2
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	13								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y1
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	13								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y1
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	13								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y1
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	14								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y2
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	14								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y2
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	14								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y2
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE

Act	action	Type	type of the load case
Part	partition of the action	PERM	permanent load grouped in actions
γ-u, γ-f, γ-a	safety factors for unfavourable/favourable/accidental	COND	conditional load
ψ-0, ψ-1, ψ-2, ψ-1'	combination coefficients	F	Additional contributing load case
LC	number of the load case	A	exclusive load
Fact	factor for load case		

- Συχνός-frequent

Combination rule Number 101
 Service: Frequent combination
 Superposition according to manual MAXIMA formula 2.5

$$E_{d,frequ} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Resulting loadcases type Service: Frequent combination

Loadcase selection and Actions

Act	Part LC	Superposition Factors							Fact	Type	Designation
		$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi-0$	$\psi-1$	$\psi-2$	$\psi-1'$			
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			dead load
	1								1.00	PERM	DEAD LOAD
	2								1.00	PERM	ADDITIONAL DEAD
Q	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			variable load
	17								1.00	COND	LIVE LOAD
W	Q	1.00	0.00	1.00	0.60	0.20	0.00	1.00			wind loading
	7								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X1
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	7								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X1
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	7								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X1
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	8								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X2
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	8								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X2
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	8								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X2
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	9								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X1
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	9								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X1
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	9								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X1
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	10								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X2
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	10								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X2
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	10								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X2
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	11								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y1
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	11								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y1
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	11								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y1
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	12								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y2
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	12								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y2
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	12								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y2
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	13								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y1
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	13								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y1
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE

Loadcase selection and Actions

Act	Part LC	Superposition Factors							Fact	Type	Designation
		$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi-0$	$\psi-1$	$\psi-2$	$\psi-1'$			
	13								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y1
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	14								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y2
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	14								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y2
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	14								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y2
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE

Act	action	Type	type of the load case
Part	partition of the action	PERM	permanent load grouped in actions
$\gamma-u, \gamma-f, \gamma-a$	safety factors for unfavourable/favourable/accidental	COND	conditional load
$\psi-0, \psi-1, \psi-2, \psi-1'$	combination coefficients	F	additional contributing load case
LC	number of the load case	A	exclusive load
Fact	factor for load case		

- Ημιμόνιμος ή μόνιμος - quasi-permanent/permanent

Combination rule Number 102
 Service: Permanent combination
 Superposition according to manual MAXIMA formula 2.7

$$E_{d,perm} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Resulting loadcases type Service: Permanent combination

Loadcase selection and Actions

Act	Part LC	Superposition Factors							Fact	Type	Designation
		$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi-0$	$\psi-1$	$\psi-2$	$\psi-1'$			
G	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			dead load
	1								1.00	PERM	DEAD LOAD
	2								1.00	PERM	ADDITIONAL DEAD
Q	Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			variable load
	17								1.00	COND	LIVE LOAD
W	Q	1.00	0.00	1.00	0.60	0.20	0.00	1.00			wind loading
	7								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X1
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	7								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X1
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	7								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X1
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	8								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X2
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	8								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X2
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	8								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X2
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	9								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X1
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	9								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X1
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE

Loadcase selection and Actions

Act	Part	Superposition Factors							Fact	Type	Designation
		$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi-0$	$\psi-1$	$\psi-2$	$\psi-1'$			
	LC										
	9								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X1
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	10								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X2
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	10								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X2
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	10								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X2
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	11								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y1
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	11								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y1
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	12								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y2
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	12								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y2
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	12								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y2
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	13								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y1
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	13								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y1
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	13								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y1
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	14								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y2
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	14								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y2
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	14								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y2
	6								1.00	F	WIND_WALLS_-Y
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
Act	action								Type	type of the load case	
Part	partition of the action								PERM	permanent load grouped in actions	
$\gamma-u, \gamma-f, \gamma-a$	safety factors for unfavourable/favourable/accidental								COND	conditional load	
$\psi-0, \psi-1, \psi-2, \psi-1'$	combination coefficients								F	additional contributing load case	
LC	number of the load case								A	exclusive load	
Fact	factor for load case										

Ακολουθούν οι συνδυασμοί δράσεων (καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές, τυχνηματικές καταστάσεις, καταστάσεις σεισμού) που αφορούν την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.):

- Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

Combination rule Number 103
 Ultimate Design combination
 Superposition according to manual MAXIMA formula 2.1

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Resulting loadcases type Ultimate Design combination

Loadcase selection and Actions

Act	Part LC	Superposition Factors							Fact	Type	Designation
		$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi-0$	$\psi-1$	$\psi-2$	$\psi-1'$			
G	G	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			dead load
	1								1.00	PERM	DEAD LOAD
	2								1.00	PERM	ADDITIONAL DEAD
Q	Q	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			variable load
	17								1.00	COND	LIVE LOAD
W	Q	1.50	0.00	1.00	0.60	0.20	0.00	1.00			wind loading
	7								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X1
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	7								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X1
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	7								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X1
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	8								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X2
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	8								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X2
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	8								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X2
	3								1.00	F	WIND_WALLS_+X
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	9								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X1
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	9								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X1
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	9								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X1
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	10								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X2
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	10								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X2
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	10								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X2
	4								1.00	F	WIND_WALLS_-X
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	11								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y1
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	11								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y1
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	15								1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	11								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y1
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y
	16								1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
	12								1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y2
	5								1.00	F	WIND_WALLS_+Y

12										1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y2
5										1.00	F	WIND_WALLS_+Y
15										1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
12										1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y2
5										1.00	F	WIND_WALLS_+Y
16										1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
13										1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y1
6										1.00	F	WIND_WALLS_-Y
13										1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y1
6										1.00	F	WIND_WALLS_-Y
15										1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
13										1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y1
6										1.00	F	WIND_WALLS_-Y
16										1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
14										1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y2
6										1.00	F	WIND_WALLS_-Y
14										1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y2
6										1.00	F	WIND_WALLS_-Y
15										1.00	F	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
14										1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y2
6										1.00	F	WIND_WALLS_-Y
16										1.00	F	WIND_POSITIVE_PRESSURE
Act										Type		type of the load case
Part										PERM		permanent load grouped in actions
$\gamma-u, \gamma-f, \gamma-a$										COND		conditional load
$\psi-0, \psi-1, \psi-2, \psi-1'$										F		additional contributing load case
LC										A		exclusive load
Fact												

- Τυχηματικές καταστάσεις

Combination rule Number 104
 equ.6.10a(EN 1990)
 Superposition according to explicitly defined formula
 $\gamma\{G\} + \gamma\{P\} + (\gamma-u \cdot \psi-0 / 0.00) \cdot \{Q1\} + (\gamma-u \cdot \psi-0 / 0.00) \cdot \{QI\}$
 Resulting loadcases type Ultimate Design combination

Loadcase selection and Actions

Act	Part	Superposition Factors								Fact	Type	Designation
		fac-u	fac-f	facu1	facf1	facu2	facf2	facu3	facf3			
G	G	1.35	1.00									dead load
	1									1.00	PERM	DEAD LOAD
	2									1.00	PERM	ADDITIONAL DEAD
Q	Q	1.05	0.00	1.05	0.00							variable load
	17									1.00	COND	LIVE LOAD
W	Q	0.90	0.00	0.90	0.00							wind loading
	3									1.00	A10	WIND_WALLS_+X
	4									1.00	A10	WIND_WALLS_-X
	5									1.00	A10	WIND_WALLS_+Y
	6									1.00	A10	WIND_WALLS_-Y
	7									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X1
	8									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X2
	9									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X1
	10									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X2
	11									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y1
	12									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y2
	13									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y1
	14									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y2
	15									1.00	A10	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	16									1.00	A10	WIND_POSITIVE_PRESSURE
Act												action
Part												partition of the action
fac-u, fac-f												factor unfavourable/favourable
facu1, facf1, facu2, facf2, facu3, facf3												factors unfavourable/favourable 1st,2nd,3rd dominant action
LC												number of the load case
Fact												factor for load case
Type												type of the load case
PERM												permanent load grouped in actions
COND												conditional load
A												exclusive load

Combination rule Number 105

equ.6.10b(EN 1998)

Superposition according to explicitly defined formula

$$\xi \cdot \gamma \cdot \{G\} + \gamma \cdot \{P\} + \gamma \cdot \{Q1\} + (\gamma - u \cdot \psi - 0 / 0.00) \cdot \{QI\}$$

Resulting loadcases type Ultimate Design combination

Loadcase selection and Actions

Act	Part LC	Superposition Factors								Fact	Type	Designation
		fac-u	fac-f	facu1	facf1	facu2	facf2	facu3	facf3			
G	G	1.15	1.00									dead load
	1									1.00	PERM	DEAD LOAD
	2									1.00	PERM	ADDITIONAL DEAD
Q	Q	1.05	0.00	1.50	0.00							variable load
	17									1.00	COND	LIVE LOAD
W	Q	0.90	0.00	1.50	0.00							wind loading
	3									1.00	A10	WIND_WALLS_+X
	4									1.00	A10	WIND_WALLS_-X
	5									1.00	A10	WIND_WALLS_+Y
	6									1.00	A10	WIND_WALLS_-Y
	7									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X1
	8									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+X2
	9									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X1
	10									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-X2
	11									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y1
	12									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_+Y2
	13									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y1
	14									1.00	A10	WIND_WALLS_ROOF_-Y2
	15									1.00	A10	WIND_NEGATIVE_PRESSURE
	16									1.00	A10	WIND_POSITIVE_PRESSURE
Act		action										
Part		partition of the action										
fac-u, fac-f		factor unfavourable/favourable										
facu1, facf1, facu2, facf2, facu3, facf3		factors unfavourable/favourable 1st,2nd,3rd dominant action										
LC		number of the load case										
Fact		factor for load case										
Type		type of the load case										
PERM		permanent load grouped in actions										
COND		conditional load										
A		exclusive load										

- Καταστάσεις σεισμού

Combination rule Number 108
 Ultimate Earthquake combin.
 Superposition according to manual MAXIMA formula 2.3

$$E_{dAE} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \gamma_l \cdot A_{Ed} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Resulting loadcases type Ultimate Earthquake combin.

Loadcase selection and Actions

Act	Part LC	Superposition Factors							Fact	Type	Designation
		$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi-0$	$\psi-1$	$\psi-2$	$\psi-1'$			
E	E	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			Earthquake
	1002								1.00	X17	MAX N (CQC)
	1003								1.00	X17	MAX Vy (CQC)
	1004								1.00	X17	MAX Vz (CQC)
	1005								1.00	X17	MAX Mt (CQC)
	1006								1.00	X17	MAX My (CQC)
	1007								1.00	X17	MAX Mz (CQC)
	1032								1.00	X17	MAX m-xx (CQC)
	1033								1.00	X17	MAX m-yy (CQC)
	1034								1.00	X17	MAX m-xy (CQC)
	1035								1.00	X17	MAX v-x (CQC)
	1036								1.00	X17	MAX v-y (CQC)
	1037								1.00	X17	MAX n-xx (CQC)
	1038								1.00	X17	MAX n-yy (CQC)
	1039								1.00	X17	MAX n-xy (CQC)
	1081								1.00	X17	MAX U (CQC)
	1082								1.00	X17	MAX V (CQC)
	1083								1.00	X17	MAX A (CQC)
G	G	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			dead load
	1								1.00	PERM	DEAD LOAD
	2								1.00	PERM	ADDITIONAL DEAD
Q	Q	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00			variable load
	17								1.00	COND	LIVE LOAD
Act	action							Fact	factor for load case		
Part	partition of the action							Type	type of the load case		
$\gamma-u, \gamma-f, \gamma-a$	safety factors for unfavourable/favourable/accidental							PERM	permanent load grouped in actions		
$\psi-0, \psi-1, \psi-2, \psi-1'$	combination coefficients							COND	conditional load		
LC	number of the load case							X	exclusive load with changing sign		

