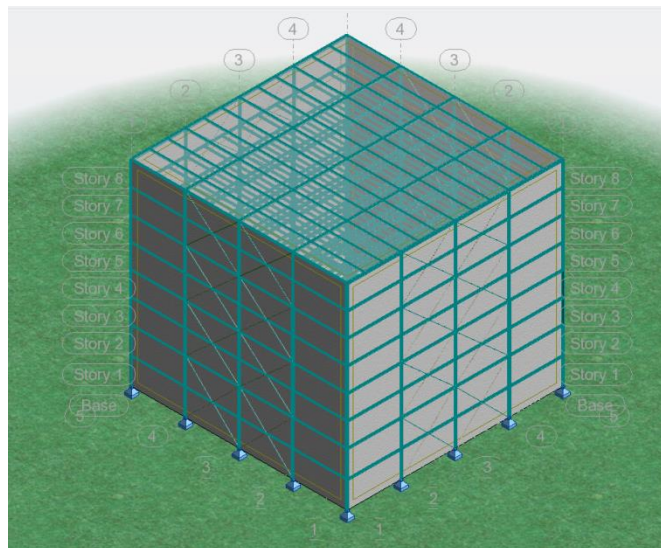




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Μεταλλικού Κτιρίου με Συνδέσμους
Δυσκαμψίας και Διερεύνηση Συμπεριφοράς
Κομβοελασμάτων υπό Ανακυκλιζόμενη Φόρτιση



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Γεώργιος Ν. Παπαδάκης

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Φεβρουάριος 2021

ΕΜΚ ΜΕ 2021/02

Παπαδάκης Γ. Ν. (2021).
Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας και διερεύνηση
συμπεριφοράς κομβοελασμάτων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2021/02
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Papadakis G. N. (2021).
Design of a steel building with concentric braces and investigation of the gusset
plates behavior under cyclic loading
Post Graduate Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2021/02
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες.....	5
1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	6
1.1 Εισαγωγή	6
1.2 Γεωμετρικά και Κατασκευαστικά στοιχεία του κτιρίου	6
1.3 Υλικά.....	8
1.3.1 Δομικός χάλυβας.....	8
1.3.2 Σκυρόδεμα	8
1.3.3 Χάλυβας οπλισμού	9
1.3.4 Επικαλύψεις	9
2 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	9
2.1 Μόνιμα φορτία	10
2.2 Μεταβλητά φορτία.....	11
2.2.1 Κινητά φορτία	11
2.2.2 Φορτία χιονιού.....	12
2.2.3 Δράσεις ανέμου.....	14
2.2.4 Σεισμικές δράσεις	26
3 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	31
3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας	31
3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	33
4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ.....	34
4.1 Εντατικά μεγέθη.....	34
4.2 Ιδιοπερίοδος φορέα	37
4.3 Έλεγχοι μετακινήσεων	40
4.3.1 Περιορισμός βλαβών	40
4.3.2 Περιορισμός φαινομένων 2ας τάξεως	43
4.4 Σύμμικτη πλάκα.....	44
4.5 Διαδοκίδες	47

4.6	Κύριες δοκοί.....	53
4.7	Υποστυλώματα.....	61
4.8	Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	64
4.9	Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων.....	68
4.10	Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών.....	69
5	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ	70
5.1	Σύνδεση υποστυλώματος ΗΕΒ360 με κύρια δοκό ΗΕΑ320	71
5.2	Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας CHS 139.7×6.3	74
6	ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ –ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΟΣ ΠΡΟΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ	90
7	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	92
8	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	93

Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας και διερεύνηση συμπεριφοράς κομβοελασμάτων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Παπαδάκης Γεώργιος (Επιβλέπων : Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Αντικείμενο της μελέτης αποτελεί ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός οκταώροφου μεταλλικού δημόσιου κτιρίου με χώρους συγκεντρώσεων και συνάθροισης κοινού και χώρους γραφείων το οποίο πρόκειται να κατασκευαστεί στην Αττική.

Η κάτοψη του κτιρίου είναι τετραγωνική διαστάσεων 36m x 36m. Οι δράσεις που ασκούνται επί του φορέα, κατηγοριοποιούνται σε μόνιμες, επιβαλλόμενες μεταβλητές, φορτία χιονιού, φορτία ανέμου και σεισμικές δράσεις. Ο υπολογισμός τους έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις των EN1991 και EN1998.

Η προσομοίωση του φορέα, των φορτίων και των αναλύσεων έγινε στο πρόγραμμα Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Για τη διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Symdeck Designer, και ο έλεγχος των σύμμικτων δοκών επαληθεύτηκε με χρήση του ArcelorMittal Beams Calculator. Πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση με θεωρία πρώτης τάξης. Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των διατομών και των μελών βασίστηκε στον EN1993. Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό εφαρμόστηκε ο EN1998

Επίσης, έγινε διερεύνηση της απόκρισης και διαστασιολόγηση των κομβοελασμάτων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Με βάση τον αμερικάνικο κανονισμό AISC(2016): Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, διερευνήθηκαν δυο τρόποι σχεδιασμού των κομβοελασμάτων και γίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων με εφαρμογή στο κτίριο της εργασίας. Τέλος προέκυψαν συμπεράσματα για τον ορθό σχεδιασμό των κομβοελασμάτων ώστε να εξασφαλίζεται η επιθυμητή πλαστιμότητα των μεταλλικών πλαισίων.

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

POST GRADUATE THESIS
EMK ME 2021 / 02

Design of a steel building with concentric braces and investigation of the gusset plates behavior under cyclic loading

Papadakis Georgios (Supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

The subject of this thesis is the design of an eight-storey steel public office building with conference and meeting rooms that is to be constructed in Attica. The ground plan of the building is 36m x 36m and the height is 33m.

Subsequently, the actions of the structure are categorized into permanent and live loads as well as snow, wind and seismic loads. Their calculation was made in accordance with EN1991 and EN1998.

The simulation and the analysis of structure were performed by using the program, Autodesk Robot Structural Analysis Professional. The design of the composite slab was performed with the program Symdeck Designer, and that of the composite beams with the program ArcelorMittal Beams Calculator. Elastic analysis was performed with 1st order theory. The design of all cross-sections and members was based on EN1993. For the seismic design EN1998 was applied.

Moreover, the behavior and dimensioning of gusset plates under cyclic loading is investigated. Based on AISC(2016):Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, two design methods are evaluated and applied on the current building and the results are compared. Finally, conclusions are drawn for the correct design procedure of gusset plates so that the desired plasticity of the steel frames is guaranteed.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω εκ βάθρων τον επιβλέποντα καθηγητή, κ. Παύλο Θανόπουλο, οι συμβουλές, η στήριξη και η προθυμία του οποίου για την επίλυση κάθε ζητήματος επί της μεταπτυχιακής μου εργασίας ήταν μείζονος σημασίας για την επιτυχή περαίωση της.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες στον συνάδελφο πολιτικό μηχανικό, Κανάκη Αλέξανδρο, για τις πολύτιμες συμβουλές του.

Τέλος, δε θα μπορούσα να μην ευχαριστήσω την οικογένειά μου, η οποία υπήρξε σημαντικός αρωγός σε όλη αυτή την προσπάθεια.

Παπαδάκης Γεώργιος

Αθήνα, Φεβρουάριος 2021

1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

1.1 Εισαγωγή

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία έχει ως αντικείμενο την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση ενός οκταώροφου μεταλλικού δημόσιου κτιρίου γραφείων με χώρους πρόσβασης και διακίνησης κοινού. Επίσης μελετάται ο σχεδιασμός και η συμπεριφορά των κομβοελασμάτων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Το κτίριο βρίσκεται στο Νομό Αττικής.

Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional της εταιρίας Autodesk, 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

Το κτίριο αναπτύσσεται σε 8 επίπεδα

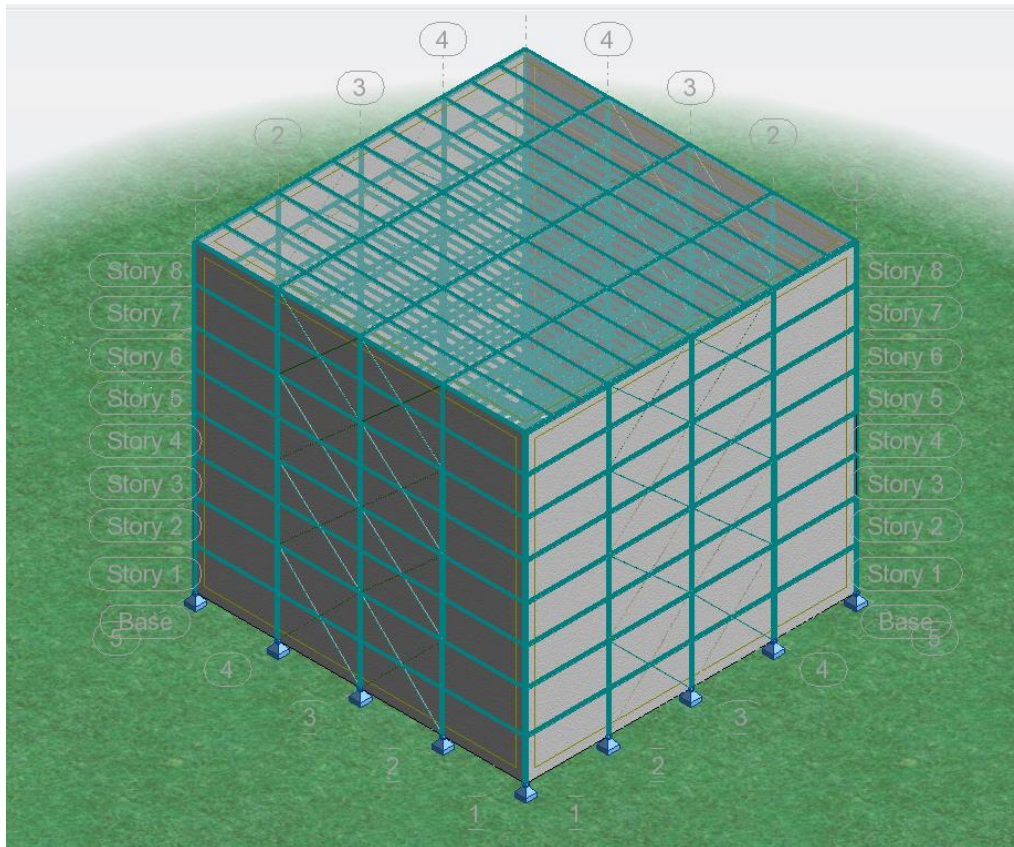
- Στο επίπεδο 0 βρίσκεται ο χώρος διακίνησης και συνάθροισης κοινού.
- Στα υπόλοιπα επίπεδα βρίσκονται οι χώροι των γραφείων και οι αίθουσες

συγκεντρώσεων και συνελεύσεων.

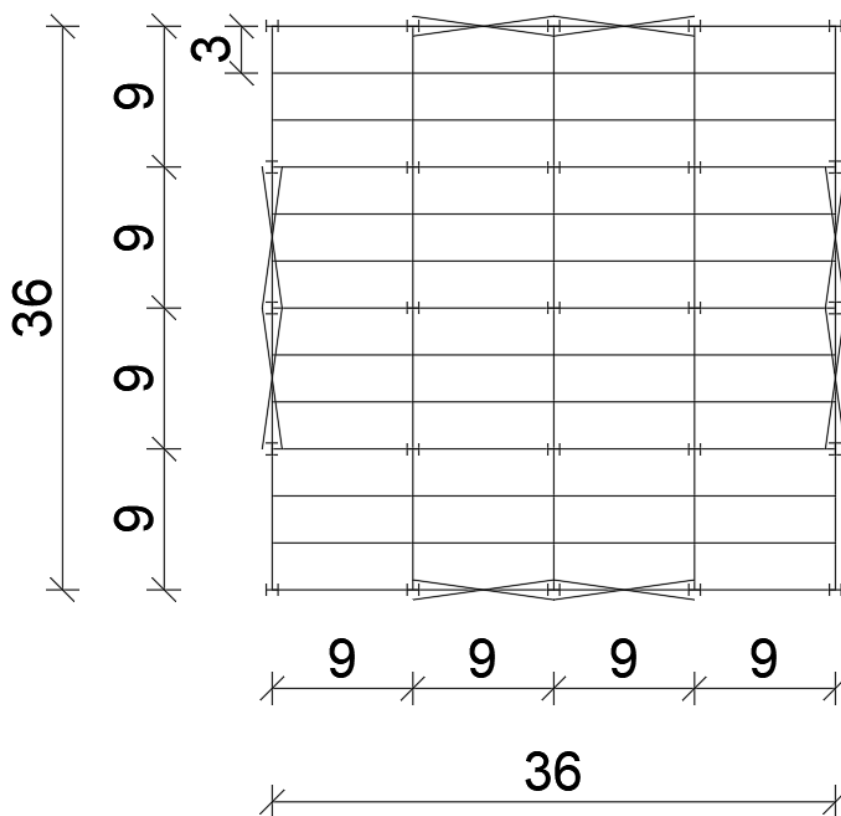
1.2 Γεωμετρικά και Κατασκευαστικά στοιχεία του κτιρίου

Η κάτοψη του κτιρίου είναι τετραγωνική με διαστάσεις 36m x 36m. Ο κάναβος περιέχει 4 φατνώματα των 9m κατά τη διεύθυνση X και ομοίως κατά τη διεύθυνση Y. Η κάτοψη ενός τυπικού ορόφου, η οποία έχει εμβαδόν 1296 m² , παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.2. Το συνολικό εμβαδόν του κτηρίου είναι 10386 m². Το ύψος του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου είναι 4,50 m ενώ των υπόλοιπων ορόφων είναι 4 m. Άρα το συνολικό ύψος του φορέα είναι 33,00m.

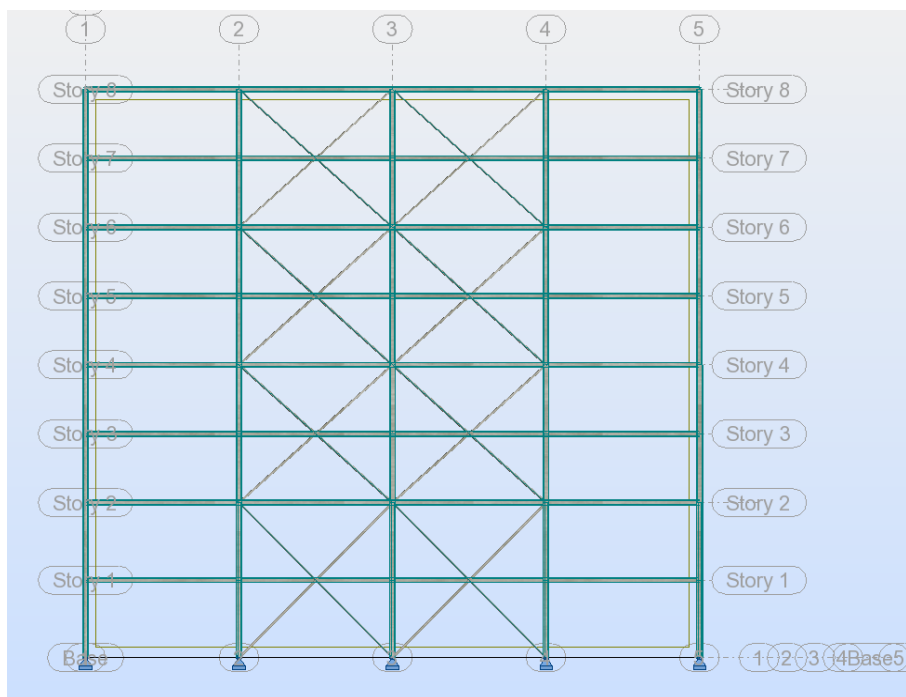
Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από υποστυλώματα ανά 9m κατά την X και κατά την Y διεύθυνση, κύριες δοκοί στη διεύθυνση Y ανά 9m, δευτερεύουσες δοκοί στη διεύθυνση X ανά 9m, και στο εσωτερικό του κάθε φατνώματος 9m x 9m υπάρχουν διαδοκίδες ανά 3m κατά τη διεύθυνση X που εδράζονται αρθρωτά στα άκρα τους επί των κυρίων δοκών της διεύθυνσης Y. Επίσης όλες οι κύριες και δευτερεύουσες δοκοί και οι διαδοκίδες συνδεούνται αρθρωτά στα άκρα τους.



Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου



Σχήμα 1.2: Κάτοψη κτιρίου



Σχήμα 1.3: Πλάγια όψη κτιρίου κατά τη διεύθυνση x και y

1.3 Υλικά

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για τη μόρφωση του φορέα παρατίθενται στις ακόλουθες παραγράφους.

1.3.1 Δομικός χάλυβας

Στα υποστυλώματα, στις κύριες και δευτερεύουσες δοκούς, και στους κατακόρυφους 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 : $E_s = 210 \text{ GPa}$
- Μέτρο διάτμησης : $G = E'2 *(1+\nu) \approx 81.000 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)} = 81 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson : $\nu = 0,3$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής : $\alpha = 12 * 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$
- Πυκνότητα : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

1.3.2 Σκυρόδεμα

Για τις πεδιλοδοκούς, τα τοιχεία, τα υποστυλώματα, τις δοκούς και τις πλάκες του υπογείου, έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα ποιότητας C 20/25, το οποίο έχει τις εξής ιδιότητες (όπως δίνονται στον Ευρωκώδικα 2):

- 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 : $E = 30 \text{ GPa} = 30.000 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)}$
- Λόγος Poisson : $\nu = 0,2$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής : $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$ ανά $^{\circ}\text{C}$

1.3.3 Χάλυβας οπλισμού

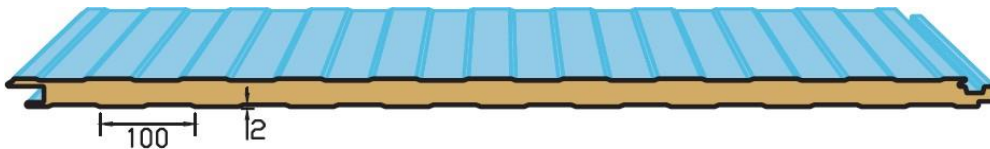
Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού B500C σε μορφή σχάρας στη σύμμικτη πλάκα

1.3.4 Επικαλύψεις

Ως επικάλυψη του μεταλλικού σκελετού του κτιρίου, πλευρικά, επιλέγονται διπλοί υαλοπίνακες (ποσοστό επιφάνειας 40%) και η υπόλοιπη πλαγιοκάλυψη καλύπτεται από πάνελ πολυουρεθάνης.

Υαλοπίνακες με πάχος 4mm ο καθένας και ειδικό βάρος 23.8kg/m^2

Πλαϊνά πάνελ με πάχος 100mm και ειδικό βάρος 12.7kg/m^2 .



Σχήμα 1.4: Πάνελ πλαγιοκάλυψης

2 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται έτσι ώστε να αποκρίνεται άρτια και αξιόπιστα στις φορτίσεις που του ασκούνται από το περιβάλλον τόσο κατά τη φάση κατασκευής του, όσο και κατά τη διάρκεια ζωής και χρήσης του. Προκειμένου να προσδιοριστούν οι δράσεις και κατόπιν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα, λαμβάνονται υπόψη παράγοντες που σχετίζονται με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου.

Οι δράσεις σχεδιασμού μιας κατασκευής καλύπτονται από τον Ευρωκώδικα 1, όπου γίνεται επαρκής περιγραφή των διαφόρων καταστάσεων σχεδιασμού ώστε να ελεγχθεί η κατασκευή σε κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Συγκεκριμένα, απαριθμούνται και αναλύονται όλοι οι συνδυασμοί δράσεων στους οποίους δύναται να υποβληθεί η κατασκευή κατά τη διάρκεια ανέγερσής της αλλά και κατά τη διάρκεια της ζωής της. Στους υπολογισμούς οι δράσεις θεωρείται πως προκαλούνται από εξωτερικά φορτία και μετακινήσεις.

Ο υπολογισμός των δυνάμεων, οι οποίες καταπονούν την κατασκευή, δεν είναι δυνατό να γίνει με απόλυτη ακρίβεια. Ως εκ τούτου, το μέγεθος και η κατανομή μίας φόρτισης καθορίζονται με κατάλληλες παραδοχές και προσεγγίσεις. Οι κατηγορίες στις οποίες διακρίνονται οι διάφορες φορτίσεις παρουσιάζονται παρακάτω:

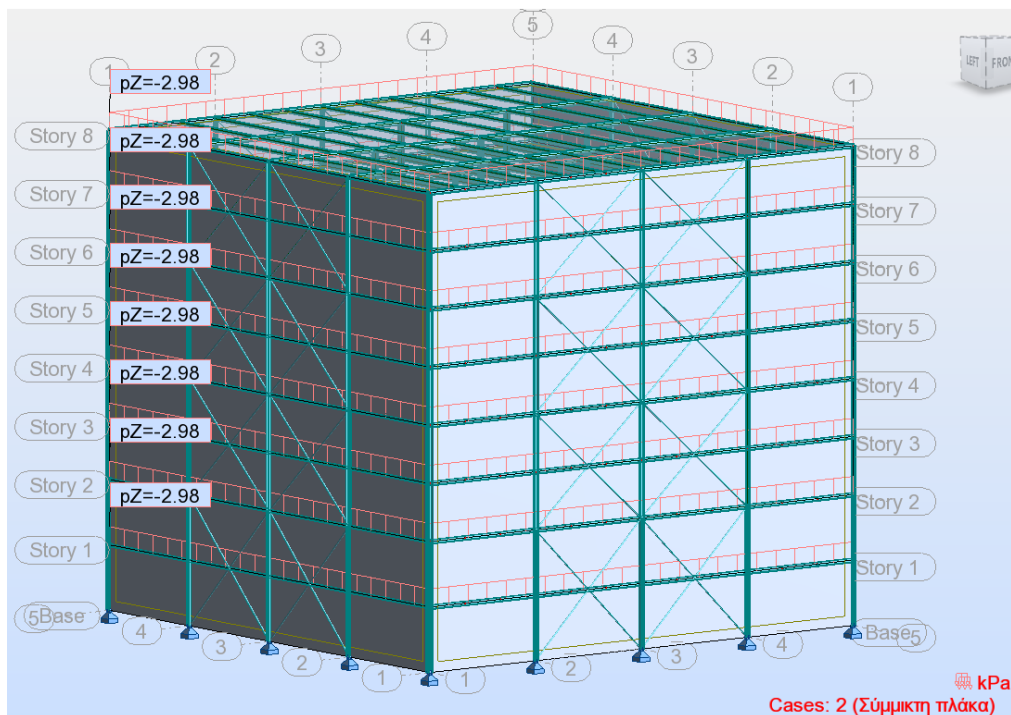
- **Μόνιμα φορτία (G)**
 Ιδίο βάρος φέροντα οργανισμού
 Πρόσθετα μόνιμα
 Φορτίο τοιχοποιίας
- **Μεταβλητά φορτία (Q)**
 Κινητά φορτία ορόφων
 Δράσεις ανέμου
 Φορτίο χιονιού
- **Σεισμικά φορτία**
 Φορτίο με επιβολή επιταχύνσεων και φασματική ανάλυση

2.1 Μόνιμα φορτία

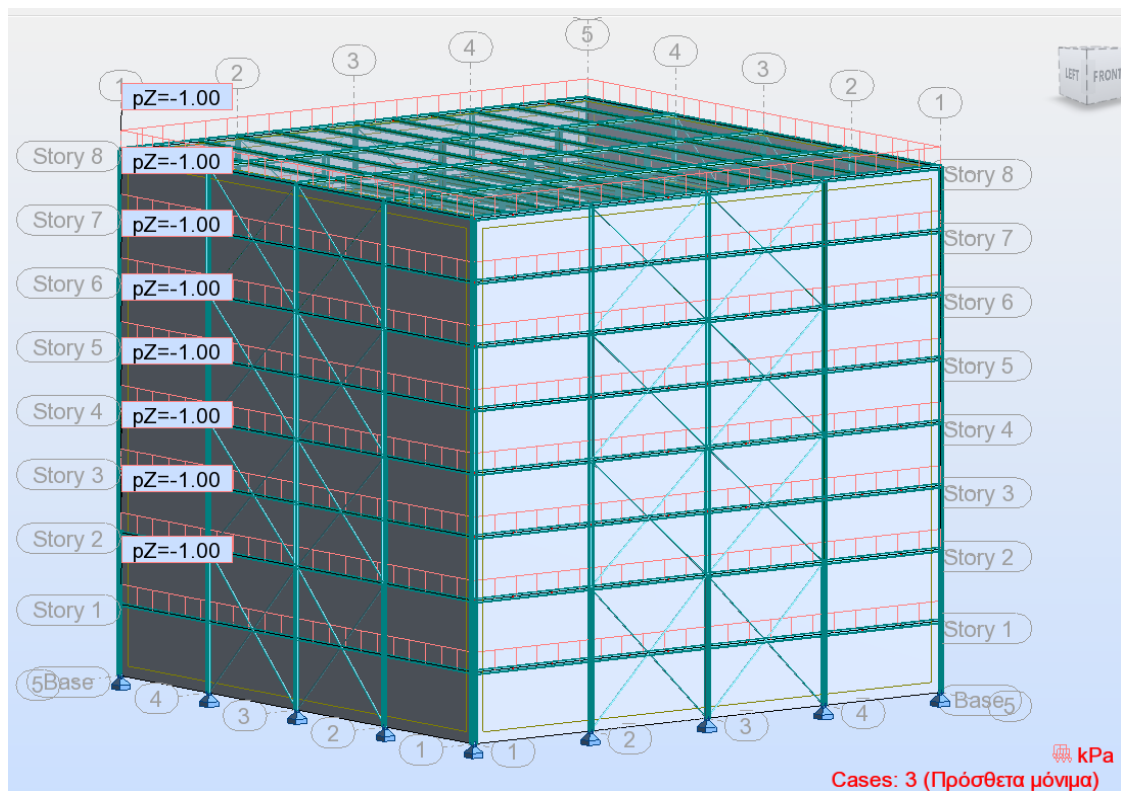
Με τον όρο **μόνιμα ή νεκρά φορτία** νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια ζωής του έργου και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στον χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία (το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ' αυτής).

Το ίδιο βάρος της κατασκευής είναι:

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος : $g_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος χάλυβα : $g_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Φορτίο σύμμικτης πλάκας = 2.98 kN/m^2
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός κλπ) = 1 kN/m^2
- Πρόσθετο μόνιμο φορτίο περιμετρικών τοίχων = 4.00 kN/m . Το φορτίο αυτό εισάγεται ως γραμμικό φορτίο στις κύριες δοκούς των εξωτερικών πλαισίων .



Σχήμα 2.1: Ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας



Σχήμα 2.2: Πρόσθετα μόνιμα φορτία

2.2 Μεταβλητά φορτία

2.2.1 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία **κινητά φορτία** περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κ.τ.λ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι δε τιμές τους δίνονται από κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις) και να προσδιορίζεται η δυσμενής επιρροή τους.

Στην παρούσα εργασία, από τον Ευρωκώδικα 1 για κατηγορία χρήσης κτιρίων B (χώροι γραφείων) και χώρων συνάθροισης κοινού C2 (Χώροι με σταθερά καθίσματα, π.χ. χώροι σε αίθουσες διαλέξεων, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής), λήφθηκαν επί το δυσμενέστερο κινητά φορτία 4 kN/m^2 για το δάπεδο ορόφου ενώ για την οροφή επιλέχθηκε η τιμή 2 kN/m^2

2.2.2 Φορτία 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 οι μεγάλες χιονοπτώσεις. Ο υπολογισμός του γίνεται με βάση τον EN1991-1-3 [10]. Το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί στη στέγη κατά διαφόρους 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 :

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

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

όπου :

μ_i : συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού

(Για την περίπτωση του κτιρίου της εργασίας, όπου η στέγη είναι μονοκλινής, κλίσεως $\alpha = 0^\circ$, είναι $\mu_1 = 0,8$)

C_e : συντελεστής εκθέσεως. Πρέπει να χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του φορτίου χιονιού στην στέγη. Η επιλογή της τιμής του C_e πρέπει να λαμβάνει υπόψη της την μελλοντική εξέλιξη του χώρου γύρω από το έργο. Ο C_e πρέπει να λαμβάνεται ίσος με 1.0 εκτός αν ορίζεται άλλως για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά.

C_t : Ο θερμικός συντελεστής C_t θα πρέπει να χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση ($> 1\text{W/m}^2\text{K}$), ειδικά σε ορισμένες γυάλινες στέγες, όπου το χιόνι λιώνει λόγω των απωλειών θερμότητας. Για όλες τις άλλες περιπτώσεις: $C_t = 1,0$ όπως είναι η περίπτωση μας.

s_k : χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

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

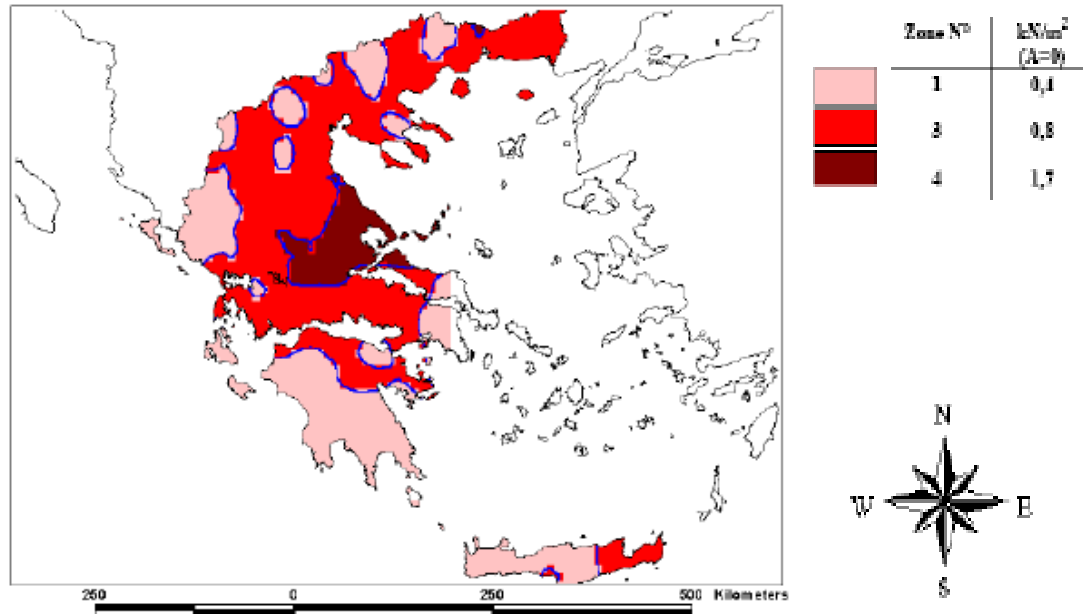
Για την τιμή " s_k " και για περίοδο επαναφοράς 50 ετών, ορίζονται από το ελληνικό εθνικό προσάρτημα τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές " $s_{k,0}$ " των φορτίων χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας ($A=0$, όπου A: Υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από

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.

Ελλάς: Φορτίο χιονιού για $A=0$



Σχήμα 2.4 Χάρτης με τις τρεις ζώνες χιονιού στον ελληνικό χώρο

Το κτίριο βρίσκεται στην Αττική. Οπότε το υψόμετρο ανήκει στην κατηγορία των $A=100\text{m}$ και βρίσκεται στη Ζώνη I.

άρα $s_{k,0}=0,4 \text{ kN/m}^2$

Επίσης έχουμε : $\mu_1 = 0,8$

$C_e = 1,0$

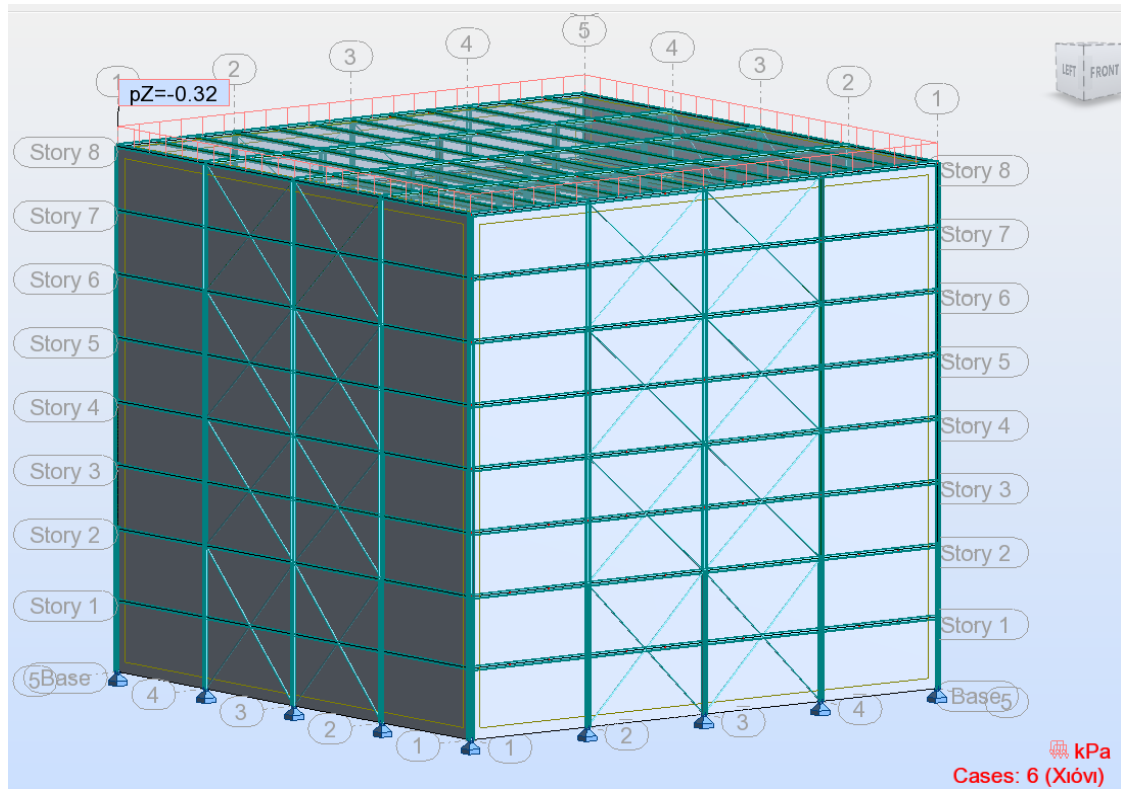
$C_t = 1,0$

Από τη σχέση (2.3) υπολογίστηκε :

$$s_k = 0,4 \cdot \left(1 + \left(\frac{100}{917} \right)^2 \right) = 0,405 \text{ kN/m}^2$$

Τελικά το φορτίο χιονιού είναι ίσο με :

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,405 = 0,324 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 2.5: Φορτίο χιονιού

2.2.3 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και σε πολλές μεταλλικές κατασκευές αποτελούν τη βασική φόρτιση σχεδιασμού. Σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-4 [11], ως δράση του ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια. Η δράση του ανέμου σε μία κατασκευή προσδιορίζεται από την πίεση αιχμής και από τους κατάλληλους αεροδυναμικούς συντελεστές.

Στην παρούσα εργασία εξετάζονται δυο διευθύνσεις ανέμου με $\vartheta=0^\circ$ (διεύθυνση +X) και $\vartheta=90^\circ$ (διεύθυνση +Y) καθώς οι άλλες δυο διευθύνσεις $\vartheta=180^\circ$ (διεύθυνση -X) και $\vartheta=270^\circ$ (διεύθυνση -Y) δίνουν αριθμητικά τα ίδια φορτία και για τη στέγη και για τους κατακόρυφους τοίχους.

Στο κτίριο της εργασίας το έδαφος ανήκει στην Κατηγορία IV: Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.

Βασική ταχύτητα ανέμου

Η βασική ταχύτητα ανέμου, v_b , ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II :

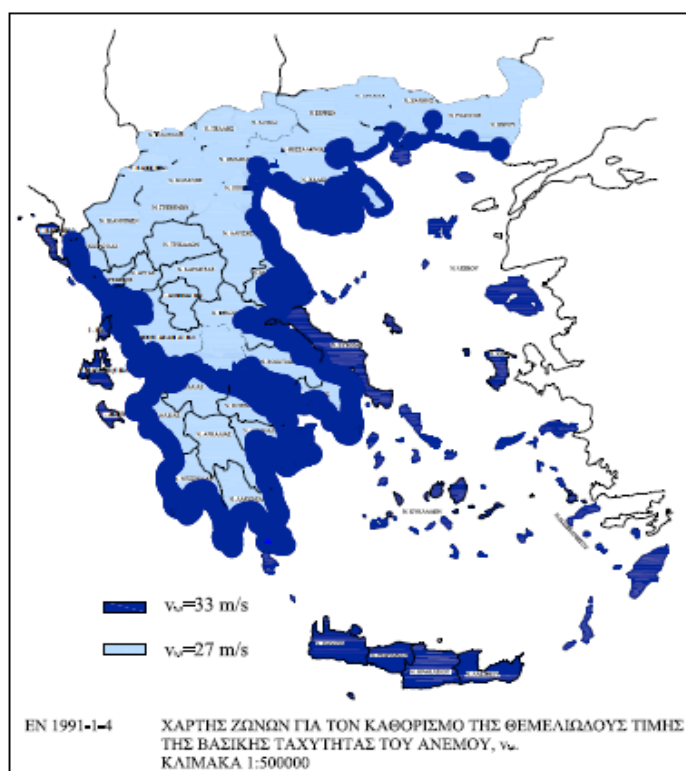
$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \quad (2.4)$$

όπου:

$V_{b,0}$: 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 περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων. 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 σχήμα 2.6 :



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

Άρα στο κτίριο της εργασίας λαμβάνεται $v_{b,0} = 33 \text{ m/s}$, διότι το κτίριο στην περιοχή της Αττικής δεν απέχει περισσότερα από 10 km από την ακτή.

C_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης,

Η τιμή του συντελεστή διεύθυνσης, C_{dir} , για διάφορες διευθύνσεις ανέμου μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή είναι 1,0.

C_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής,

Η τιμή του εποχικού συντελεστή, C_{season} , για χρήση σε μια χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό της Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή είναι 1,0.

Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου, v_b , και προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας την εξίσωση

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot v_b \quad (2.5)$$

όπου :

v_b : είναι η βασική ταχύτητα ανέμου που ισούται με 33m/s

$C_o(z)$: είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους, που λαμβάνεται ως 1,0

$C_r(z)$: είναι ο συντελεστής τραχύτητας

Συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$ υπολογίζεται από τις σχέσεις:

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

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) \quad \text{για } z \leq z_{min}$$

Πίνακας 2.1 Κατηγορίες Εδάφους

Κατηγορία εδάφους	z_0 m	z_{min} m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	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) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10
Οι κατηγορίες εδάφους εικονογραφούνται στο Παράρτημα Α.1.		

Στις ανωτέρω σχέσεις ισχύουν οι ακόλουθοι ορισμοί:

z_0 : το μήκος ταχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

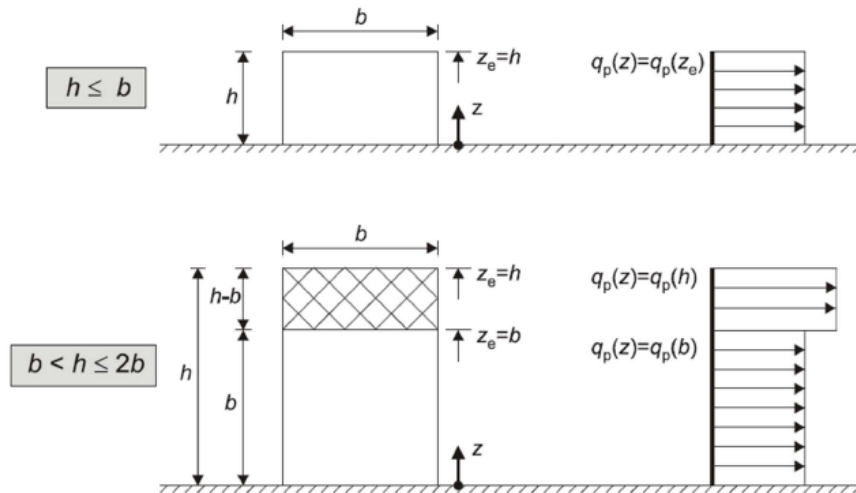
$z_{0,II} = 0.05$ m

$z_0 = z_{0,IV} = 1$ m

$z_{min} = 10$ m: το ελάχιστο ύψος για κατηγορία εδάφους IV

z_{max} : λαμβάνεται ίσο προς 200 m

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,2343$$



Για διεύθυνση ανέμου $\vartheta=0^\circ$:

Έχουμε ύψος $h = 33$ m και πλάτος $b = 36,0$ m $\rightarrow h < b$, συνεπώς το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος $z_e = h=33$ m

Ισχύει ότι : $z_{min} < z_e < z_{max}=200$ m

Και $c_r(z) = 0.8193$

Για διεύθυνση ανέμου $\vartheta=90^\circ$:

Έχουμε ύψος $h = 33,0$ m και πλάτος $b = 36,0$ m $\rightarrow h < b$, συνεπώς το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος $z_e = h=33$ m.

Και πάλι $c_r(z) = 0.81933$

Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $C_o(z)$

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση $\Phi=H/L_u$ κατά τη διεύθυνση του ανέμου.

Προσδιορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις :

$$C_o=1 \quad \text{για } \Phi < 0,05$$

$$C_o=1+2s\Phi \quad \text{για } 0,05 < \Phi < 0,03$$

$$C_o=1+0,6s \quad \text{για } \Phi > 0,3$$

s : είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης , συνάρτηση των στοιχείων σύμφωνα με την προσήνεμη πλαγιά (οριζόντια , κατακόρυφη απόσταση κτλ.)

Θεωρώ $\Phi=0$ άρα $C_o=1$

Τελικά η μέση ταχύτητα του ανέμου είναι:

$$v_m(z) = 0.81933 * 1 * 33 = 27.038 \text{ m/s}$$

Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση :

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (2.6)$$

όπου :

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

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

$c_e(z)$: ο συντελεστής έκθεσης και δίδεται από τη σχέση :

$$c_e(z) = \frac{q_b(z)}{q_b}$$

q_b : η βασική πίεση που δίδεται από τη σχέση :

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

$v_m(z)$ Η μέση ταχύτητα του ανέμου

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

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

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{για } z \leq z_{min}$$

όπου:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του k_I που θα χρησιμοποιηθεί σε μια χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή του $k_I = 1,0$.

c_0 είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους όπως περιγράφηκε προηγουμένως

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας σε m

z είναι το ύψος του κτιρίου 33m

Προκύπτει:

$$I_v(z) = 0,28599$$

και η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1371,68 \text{ N/m}^2$$

$$q_p(17) = 1,371 \text{ kN/m}^2$$

Στη συνέχεια θα υπολογιστούν οι πιέσεις που ασκούνται στους τοίχους και τη στέγη, εσωτερικά και εξωτερικά:

α) Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων επί κατακόρυφων τοίχων

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

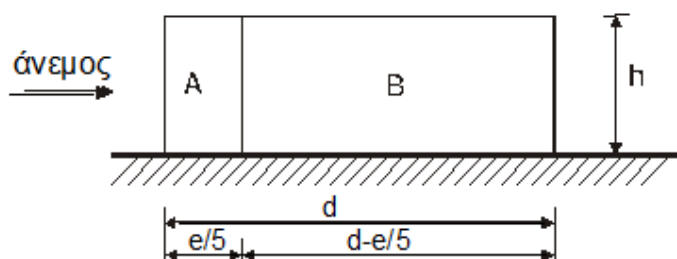
Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(36 ; 2 \cdot 33\text{m}) = 36.00\text{m} \leq d = 36.00\text{m}$

$h/d = 33/36 = 0.916$

Οι ζώνες έχουν εμβαδά: $A > 10 \text{ m}^2$, άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$

Ύψη για $e \geq d$



Σχήμα 2.7: Καθορισμός ζωνών A, B και C, ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου, για $e \geq d$.

Με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους προκύπτει ο Πίνακας 2.3.

Πίνακας 2.2: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε κατακόρυφους τοίχους για $\vartheta=0^\circ$.

	ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
h/d	1	-1.2	-0.8	-0.5	0.8	-0.5
	≤ 0.25	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
	0.916	-1.2	-0.8	-0.5	0.788	-0.477

Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων (παντού ίδιο ύψος):

Οι εξωτερικές πιέσεις υπολογίζονται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} \quad (2.11)$$

Πίνακας 2.3: Εξωτερικές πιέσεις w_e σε κατακόρυφους τοίχους, για $\vartheta=0^\circ$

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
w_e	-1.6452	-1.096	-0.685	1.080	-0,654

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

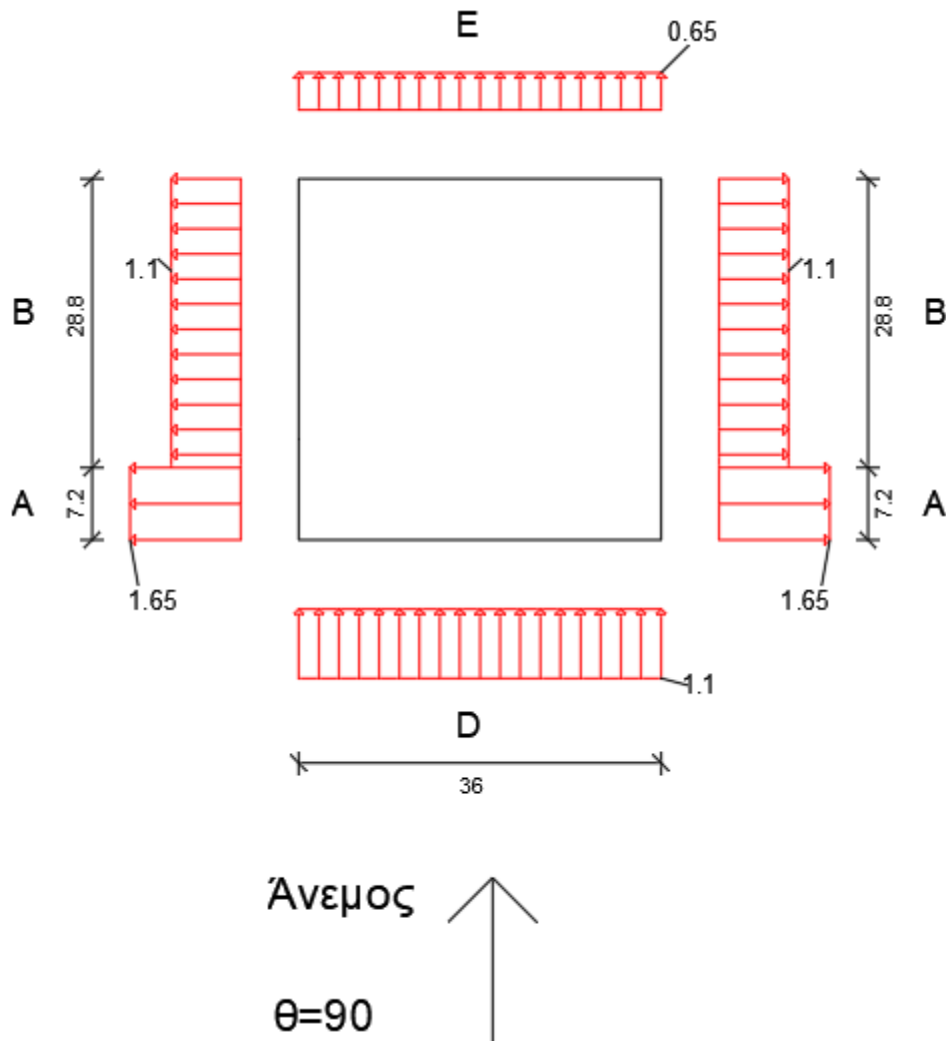
Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(65\text{m}; 34\text{m}) = 34.00\text{m} < d = 35.00\text{m}$

$h/d = 17/35 = 0.486$

Οι ζώνες έχουν εμβαδά: $A > 10 \text{ m}^2$, άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$.

Οπότε προκύπτουν οι ίδιοι συντελεστές με τη διεύθυνση $\theta=0^\circ$



Σχήμα 2.9: Φορτία ανέμου για $\theta=90^\circ$

β) Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων επί κατακόρυφων τοίχων
Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Η κατασκευή δεν έχει δεσπόζουσα πλευρά σε αυτήν τη διεύθυνση, που να έχει περισσότερα ανοίγματα από τις άλλες, και επίσης δεν είναι εύκολος ο ακριβής υπολογισμός του ποσοστού των ανοιγμάτων (μ). Γι' αυτό λαμβάνεται ως συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} η δυσμενέστερη τιμή από το +0.2 και -0.3. Δυσμενέστερη κατάσταση είναι όταν αθροίζονται οι δυνάμεις από τις εσωτερικές και εξωτερικές πιέσεις.

Έτσι, για παράδειγμα αν ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης σε ένα τοίχο είναι θετικός το δυσμενέστερο είναι να ληφθεί ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης αρνητικός, $c_{pi} = -0.3$. Αν αντιθέτως ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης σε ένα τοίχο είναι αρνητικός το δυσμενέστερο είναι να ληφθεί ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης θετικός, δηλαδή $c_{pi} = +0.2$.

Από τις κανονιστικές διατάξεις προτείνεται να λαμβάνονται και οι δύο περιπτώσεις φορτίσεως και να συνδυάζονται με τις εξωτερικές πιέσεις.

Οι εσωτερικές πιέσεις προκύπτουν από την εξίσωση:

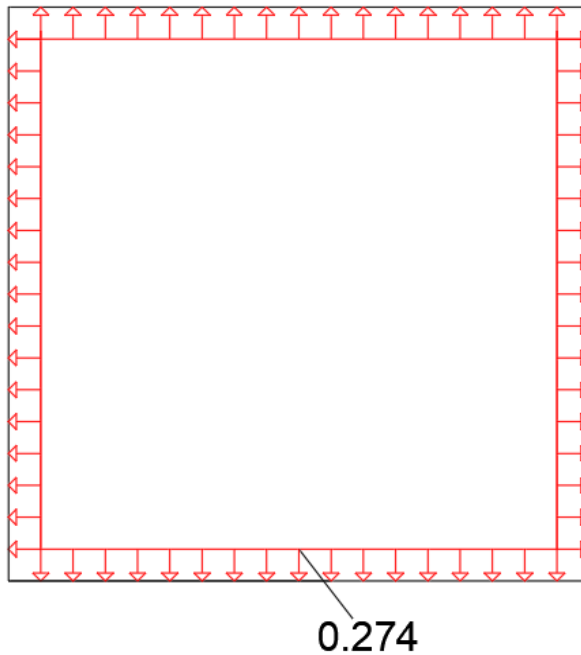
$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

Από την παραπάνω σχέση, έχουμε:

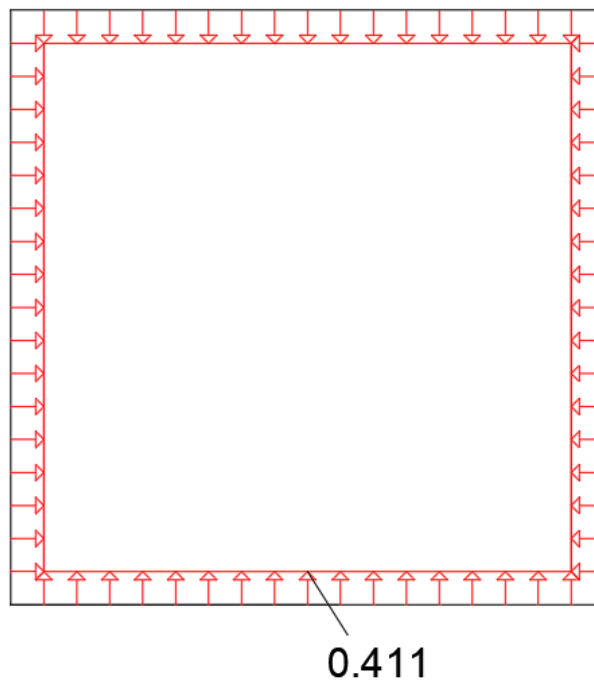
Για $c_{pi}=+0.2$, προκύπτει : $w_i= 0.274\text{kN/m}^2$

Για $c_{pi}= -0.3$, προκύπτει : $w_i=-0.411\text{kN/m}^2$

όπου $z_i= z_e= 33.00\text{m}$



Σχήμα 2.10: Φορτία ανέμου για $c_p=+0.2$



Σχήμα 2.11 Φορτία ανέμου για $c_p=-0.3$

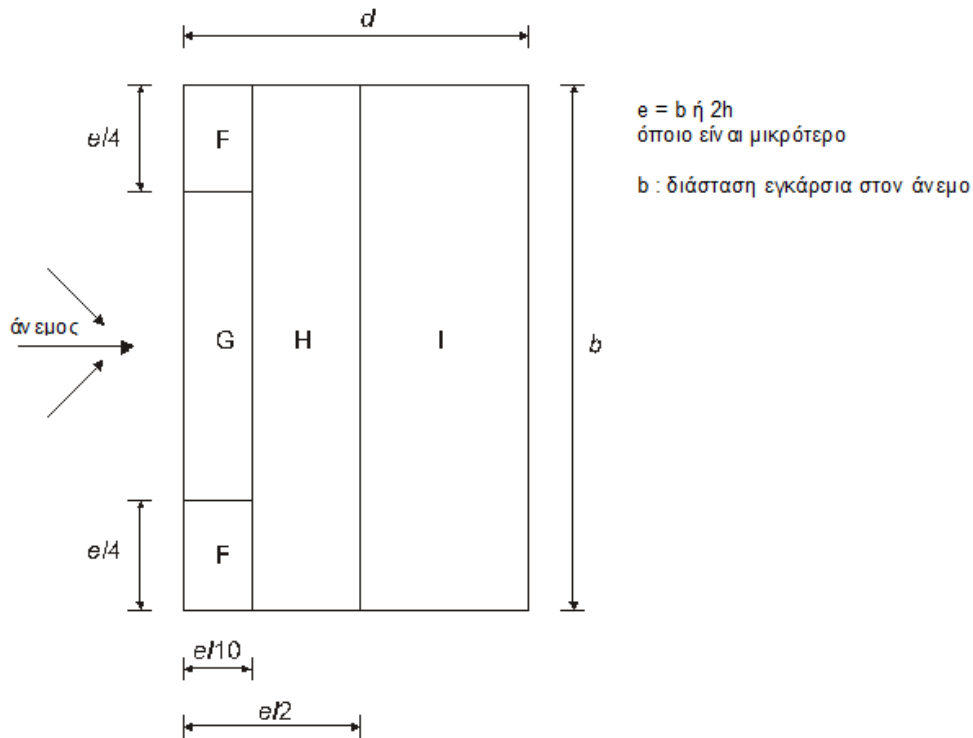
γ) Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων επί της στέγης

Έχουμε οριζόντια στέγη $\alpha=0^\circ$ με αιχμηρά άκρα, επομένως σύμφωνα με την παράγραφο 7.2.3 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4

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

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(36\text{m}; 66\text{m}) = 36.00\text{m} \leq d = 36.00\text{m}$



Σχήμα 2.12: Καθορισμός ζωνών F, G και H για οριζόντια στέγη, για διεύθυνση ανέμου $\vartheta=0^\circ$ και $\vartheta=180^\circ$

Οι ζώνες έχουν εμβαδά: $A > 10 \text{ m}^2$, άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$.

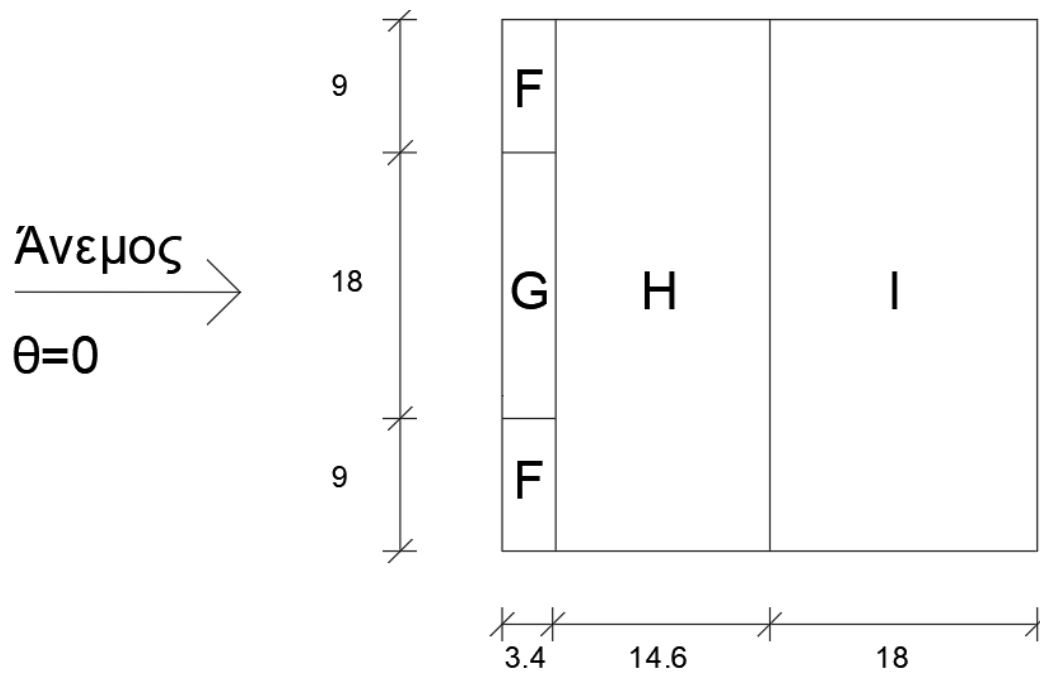
Πίνακας 2.6 — Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

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

και : $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10}$,

οπότε οι Εξωτερικές πιέσεις w_e σε στέγη, για $\vartheta=0^\circ$ δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

ΖΩΝΗ	F	G	H	I
w_e	-2.468	-1.645	-0.959	-0.274



Σχήμα 2.12: Καθορισμός ζωνών στη στέγη για $\theta=0^\circ$

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

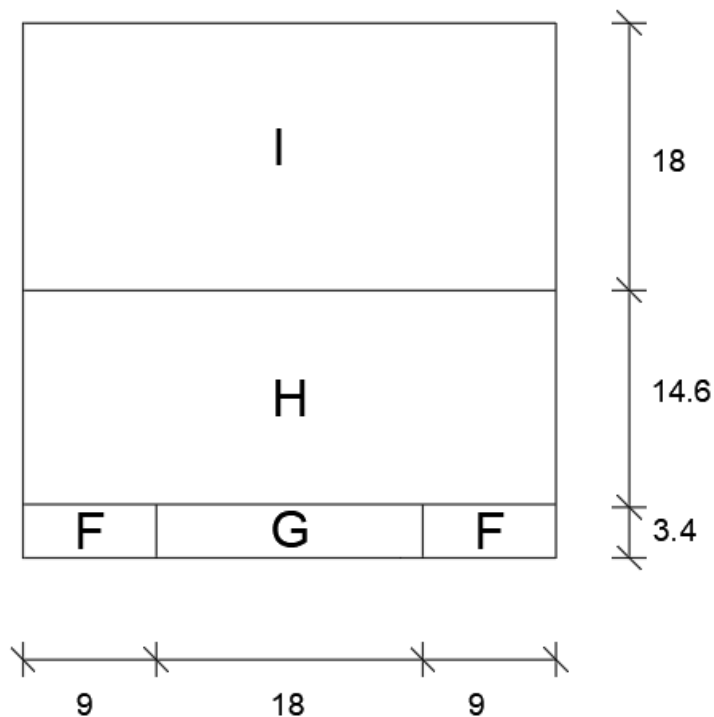
- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(36\text{m}; 66\text{m}) = 36.00\text{m} \leq d = 36.00\text{m}$

Οι ζώνες έχουν εμβαδά: $A > 10 \text{ m}^2$, άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης είναι ίδιοι με την περίπτωση $\theta=0^\circ$ οπότε και οι εξωτερικές πιέσεις w_e θα είναι ίσες με την περίπτωση $\theta=0^\circ$:

ΖΩΝΗ	F	G	H	I
w_e	-2.468	-1.645	-0.959	-0.274



Άνεμος
 $\theta=90^\circ$

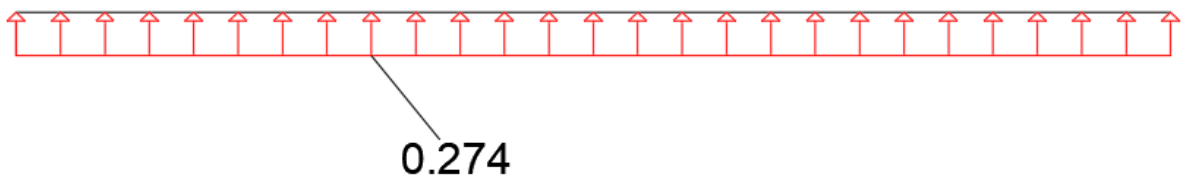
Σχήμα 2.13: Καθορισμός ζωνών στη στέγη για $\theta=90^\circ$

δ) Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων επί της στέγης

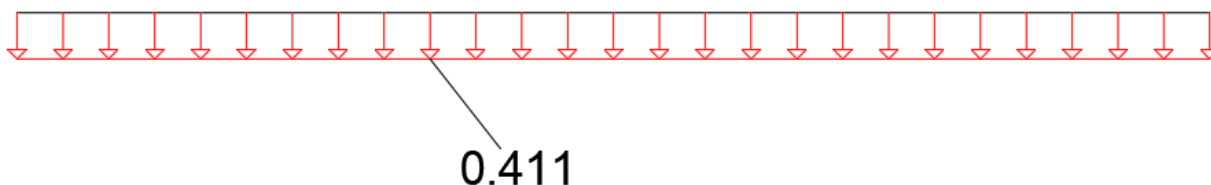
Από τη στιγμή που οι εσωτερικές πιέσεις εξαρτώνται από την πίεση ταχύτητας αιχμής και τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης, θα προκύψουν ίδιες για κάθε διεύθυνση ανέμου, και θα είναι ομοιόμορφα κατανεμημένες στην επιφάνεια της στέγης. Επομένως προκύπτει:

Για $c_{ri} = +0.2$, προκύπτει : $w_i = 0.274 \text{ kN/m}^2$

Για $c_{ri} = -0.3$, προκύπτει : $w_i = -0.411 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.14: Φορτία ανέμου για Εσωτερικές πιέσεις επί της στέγης για $c_{ri}=+0.2$



Σχήμα 2.15: Φορτία ανέμου για Εσωτερικές πιέσεις επί της στέγης για $c_p = -0.3$

2.2.4 Σεισμικές δράσεις

Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές (κυρίως λόγω μεγέθους), χωρίς όμως αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Η χώρα μας βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια, οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN 1998-1 [13], τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση την γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης :

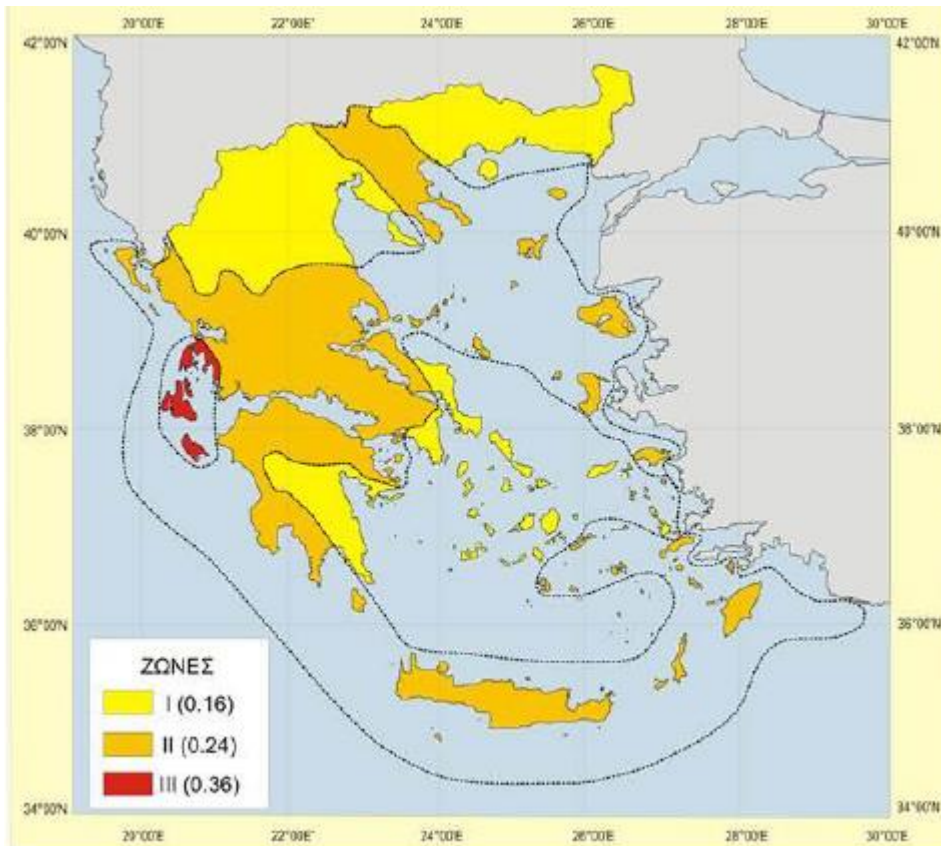
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Στην παρούσα εργασία, η μελέτη της κατασκευής έναντι σεισμού πραγματοποιήθηκε μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα Robot Structural Analysis.

1. Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μια μόνο παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση a_{gr} και καθορίζεται ανάλογα με τη Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η χώρα μας χωρίζεται σε τρεις Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (Z1, Z2, Z3) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης $P_{NCR}=10\%$ στα 50 έτη (ή περίοδο επαναφοράς $T_{NCR}=457$ έτη).

Για την παρούσα κατασκευή, η οποία βρίσκεται στους Αμπελόκηπους του νομού Αττικής, γίνεται η θεώρηση πως βρίσκεται στη Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1, με βάση το Σχήμα 2.16.



Σχίμα 2.16: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

2. Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης a_{gr} που έχει ληφθεί με βάση τον χάρτη ζωνών από τον Ευρωκώδικα EN 1998-1 NA, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης $P_{NCR}=10\%$ στα 50 έτη, με βάση τη σχέση $a_{gr}=a \cdot g$. Για Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $a_{gr}=0.16g$.

Πίνακας 2.7: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

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

1. Προσδιορισμός της Κατηγορίας Εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες A, B, C, D και E. Το παρόν κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον Πίνακα 2.8 του Ευρωκώδικα EN 1998-1. Ο συγκεκριμένος πίνακας καθορίζει την κατηγορία του εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν .

Οι τιμές των παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης, δίνονται από τον Πίνακα 2.8:

Πίνακας 2.8: Παράμετροι φασμάτων ελαστικής απόκρισης

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

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

3. Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_i .Στην περίπτωση μας, η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II (Συνήθη κτίρια).Ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_i=1.0$ και προκύπτει από τον Πίνακα 2.9

Πίνακας 2.9: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

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.
II	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.

4. Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίνονται στον παρακάτω πίνακα, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων. Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q=4$ λόγω της χρήσης διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις.

Πίνακας 2.10: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

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

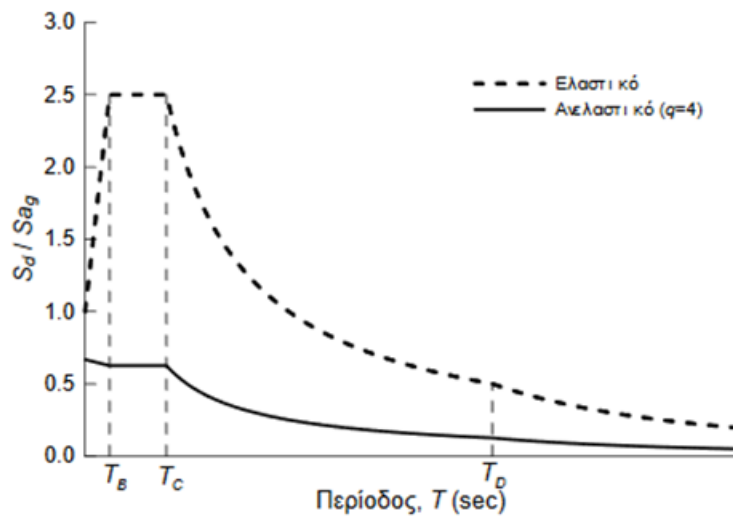
5. Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Κατασκευάστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού για τις οριζόντιες και κατακόρυφες συνιστώσες του σεισμού. Για την κατασκευή των φασμάτων έγιναν λοιπόν οι ακόλουθες παραδοχές :

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 (επιτάχυνση $a_{gr}=0.16g$)
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II με $\gamma_i=1.00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q=4$
- Απόσβεση $\zeta=5\%$

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού

$S_d(T)$, με βάση τον Ευρωκώδικα EN 1998-1, ορίζεται ως εξής:



Σχήμα 2.17: Φάσμα σχεδιασμού

Για $0 < T < T_b$	$sd(T) = ag \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$
Για $T_b < T < T_c$	$sd(T) = ag \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$
Για $T_c < T < T_d$	$sd(T) = ag \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} \geq \beta \cdot ag$
Για $T_d < T < 4 \text{sec}$	$sd(T) = ag \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_c \cdot T_d}{T^2} \geq \beta \cdot ag$

όπου:

$S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

ag είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας B ($ag = \gamma_I \cdot a_{gR}$)

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους

q είναι συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή $\beta=0,2$

3 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέρα των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες :

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κτλ), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κτλ) που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν παρατηρούνται πλέον οι καθορισμένες απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

Οι καταστάσεις αυτές (ULS και SLS) προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας .Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων, για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση, προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση.

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίστηκαν οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επενεργούν επ' αυτής, όπως παρουσιάστηκαν στο παραπάνω κεφάλαιο. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για καθεμία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Η οριακή κατάσταση αστοχίας αφορά στην απώλεια της ισορροπίας του φορέα, στην αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, στη μετατροπή του φορέα ή μέρους του σε μηχανισμό και στη *θραύση και απώλεια της ευστάθειάς του λόγω κόπωσης*. Η αστοχία αυτού του τύπου δύναται να θέσει σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

Οι συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και παρουσιάζονται παρακάτω:

α. Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

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

όπου "+" σημαίνει "επαλληλία με"

$G_{k,j}$: χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

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

P : χαρακτηριστική τιμή προέντασης

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

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

γ_p : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

$\psi_{0,i}$: συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (σύμφωνα με το

Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1990)

Ο βασικός έλεγχος μιας οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωση μιας διατομής, ενός στοιχείου ή μιας σύνδεσης πραγματοποιείται με την ανίσωση :

$$E_d \leq R_d$$

όπου E_d : η τιμή του σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων, π.χ. Εντατικό μέγεθος (N, M, V) ή ένα διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη.

R_d : η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

β. Για τυχηματικές καταστάσεις

Δε λαμβάνονται υπόψη καθώς δε δρουν τυχηματικές δράσεις στην κατασκευή.

γ. Για καταστάσεις σεισμού

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

$$j \geq i \quad j \geq i$$

όπου "+" σημαίνει "επαλληλία με"

$G_{k,j}$: χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

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

P: χαρακτηριστική τιμή προέντασης

$\psi_{G,j}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
 $\psi_{Q,i}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
 ψ_{P} : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

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

Οι προτεινόμενες τιμές του συντελεστή ψ του φορτίου χιονιού, του ανέμου και του επιβαλλόμενου φορτίου, που ορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα δίνονται στον Πίνακα 3.1 που ακολουθεί.

Πίνακας 3.1: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30kN < βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Οι τιμές του γ που προτείνονται για τους ελέγχους είναι οι ακόλουθες:

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

$\gamma_{Q,1}=1.50$, όπου είναι δυσμενής και 0 όπου είναι ευνοϊκή

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

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα είναι οι εξής:

- $\psi_0= 0,7$, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια (κινητά) (EN1991-1-1)
- $\psi_0= 0,6$, φορτία ανέμου σε κτίρια (EN1991-1-4)
- $\psi_0= 0,5$, φορτία χιονιού σε κτίρια (EN1991-1-3)
- $\psi_2= 0,6$, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια (κινητά) (EN1991-1-1)
- $\psi_2= 0$, φορτία ανέμου σε κτίρια (EN1991-1-4)
- $\psi_2= 0$, φορτία χιονιού σε κτίρια (EN1991-1-3)

Δυσμενής Συνδυασμός :

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q

$1,35G+1,5Q+1,5\cdot 0,6W+1,5\cdot 0,5S$

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W

$1,35G+1,5W+1,5\cdot 0,7Q+1,5\cdot 0,5S$

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S

$1,35G+1,5S+1,5\cdot 0,7Q+1,5\cdot 0,6W$

Σεισμικός συνδυασμός:

$1,00\cdot G + 0,30\cdot Q \pm 1,00\cdot E_x \pm 0,30\cdot E_y$

$1,00\cdot G + 0,30\cdot Q \pm 0,30\cdot E_x \pm 1,00\cdot E_y$

Ευμενής Συνδυασμός :

G+Q

3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

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

όπου

C_d : η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

E_d : η τιμή του σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων,

οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας και η οποία προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού.

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα είναι οι εξής:

- $\psi_0= 0,7$, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια (κινητά) (EN1991-1-1)
- $\psi_0= 0,6$, φορτία ανέμου σε κτίρια (EN1991-1-4)

- $\psi_0 = 0,5$, φορτία χιονιού σε κτίρια (EN1991-1-3)
- $\psi_2 = 0$, φορτία ανέμου σε κτίρια (EN1991-1-4)

Συνδυασμοί :

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q
 $G+Q+0,6W+0,5S$

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W
 $G+W+0,7Q+0,5S$

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S
 $G+S+0,7Q+0,6W$

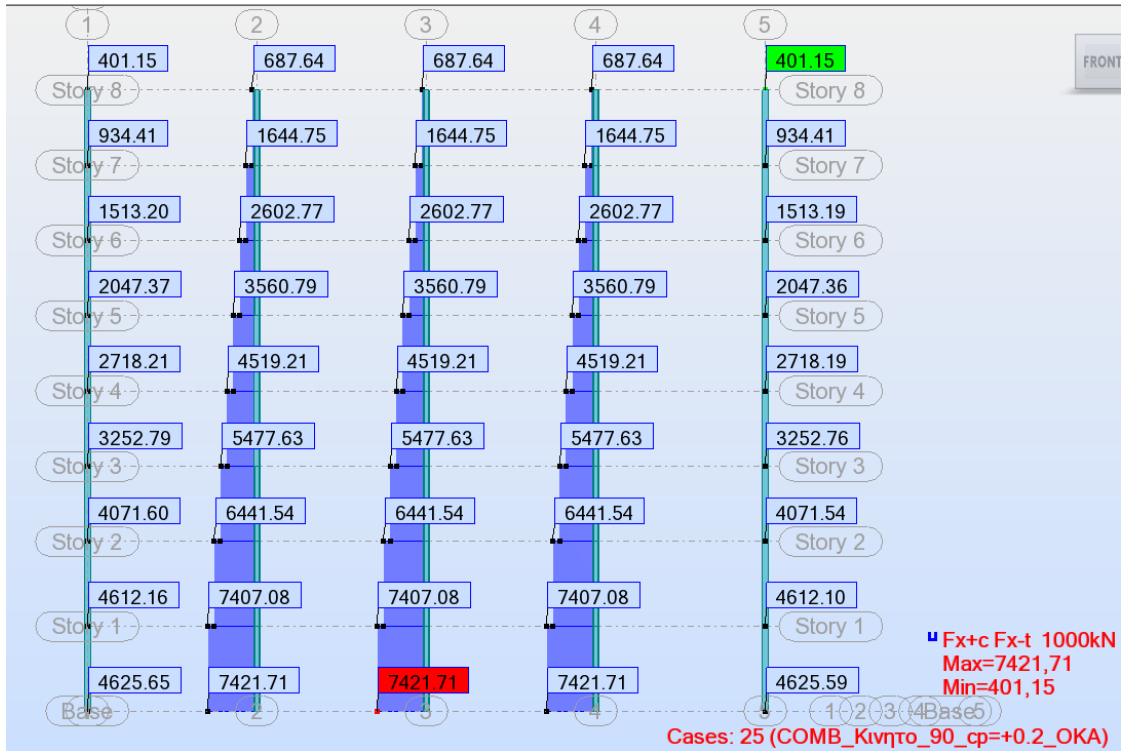
4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

Στο παρόν Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε με το Robot Structural Analysis. Παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη για τους συνδυασμούς φορτίσεων, οι έλεγχοι διατομών και μελών, οι τελικές διατομές των μελών, τα μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών, οι έλεγχοι βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και οι δεσπόζουσες ιδιοπερίοδοι της κατασκευής.

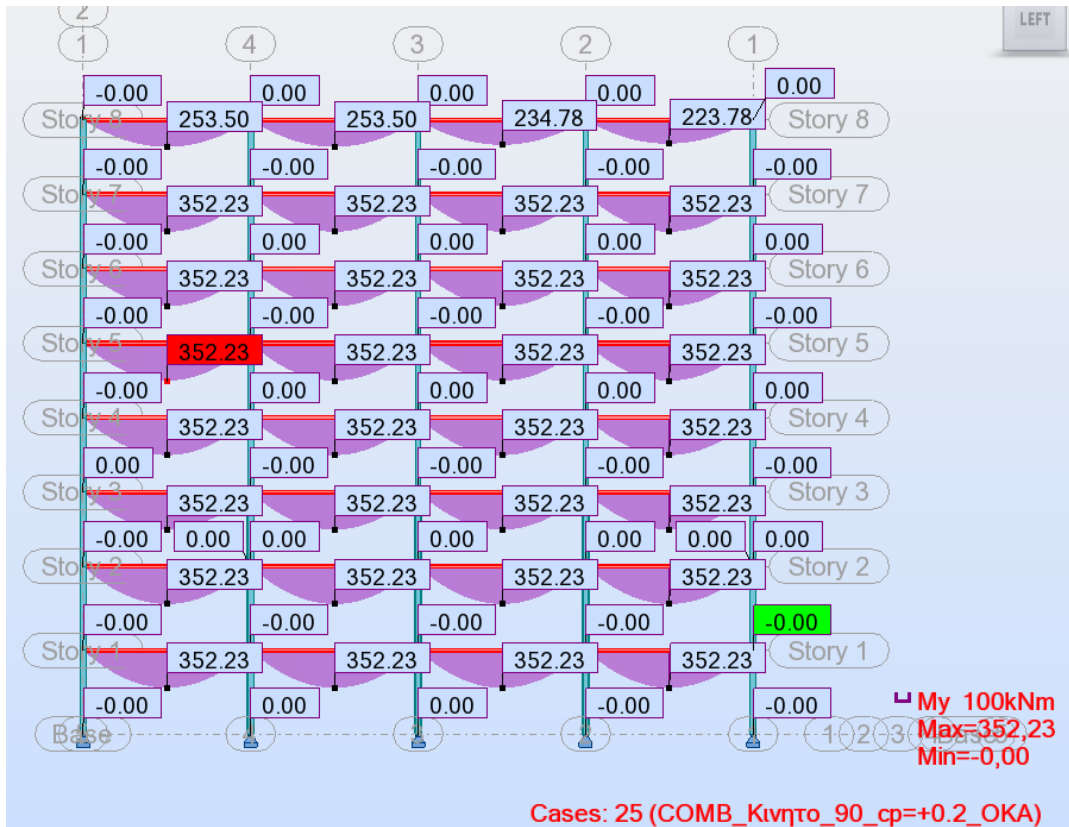
4.1 Εντατικά μεγέθη

Στα σχήματα 4.1-4.5 που ακολουθούν δίνονται χαρακτηριστικά διαγράμματα ροπών κάμψης ($M_{y,Ed}$), τεμνουσών ($V_{z,Ed}$) και αξονικών (N_{Ed}) δυνάμεων για τα μέλη του φορέα. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το συνδυασμό με βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q: $1,35G+1,5Q+1,5\cdot 0,6W+1,5\cdot 0,5S$.

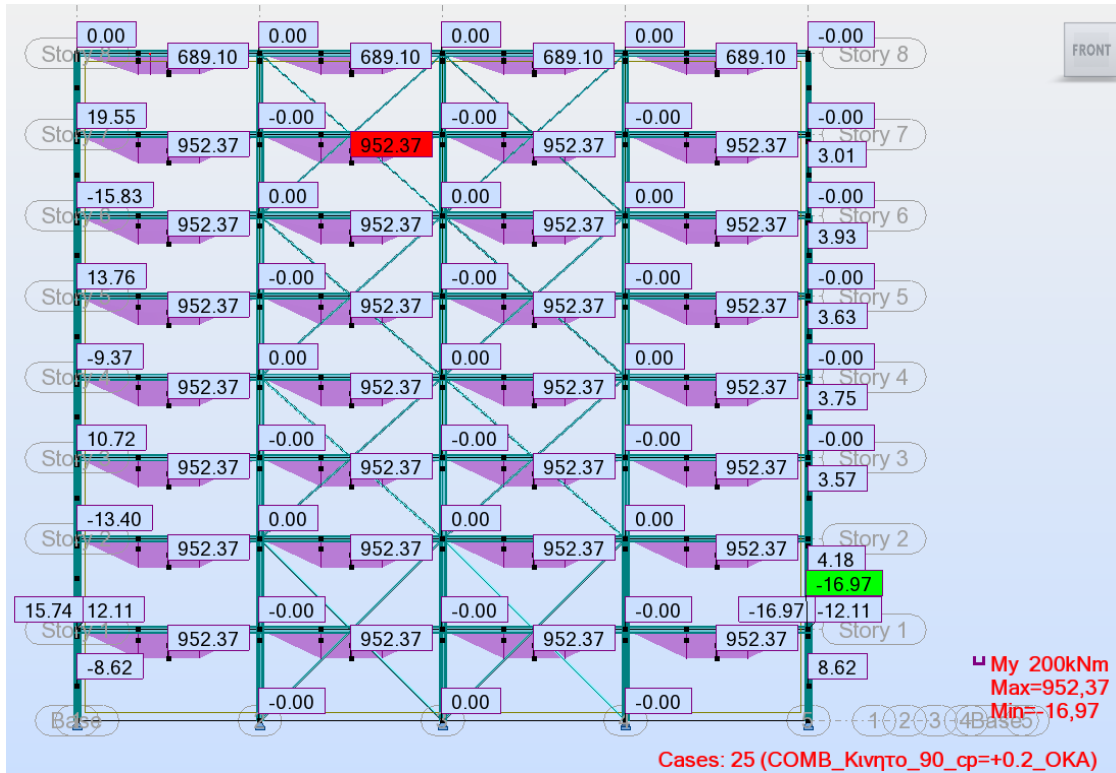
Τα διαγράμματα ροπών (M_z και M_x) και τεμνουσών δυνάμεων (V_y και V_x) επιλέχθηκε να μην παρουσιαστούν διότι οι τιμές των μεγεθών είναι αμελητέες και επιπλέον δεν αποτελούν κρίσιμα μεγέθη για τη διαστασιολόγηση του φορέα του κτιρίου.



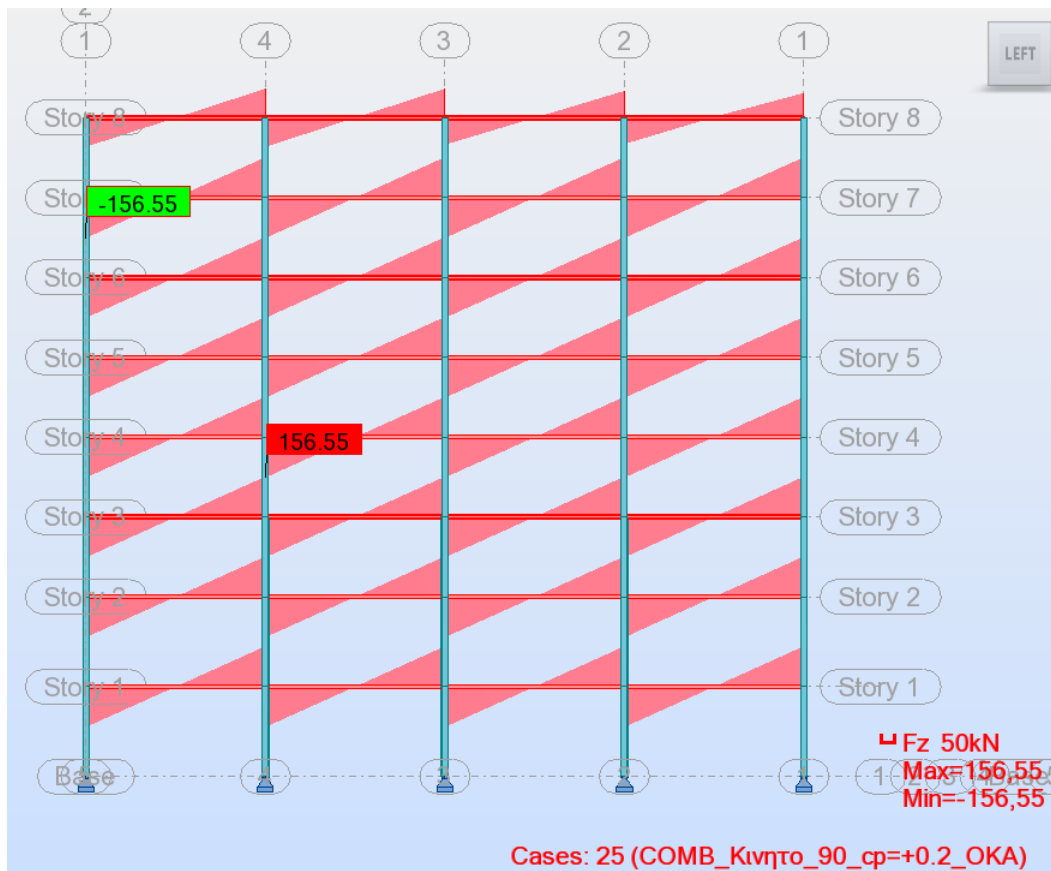
Σχήμα 4.1: Διάγραμμα δυσμενέστερου συνδυασμού αξονικής δύναμης N



Σχήμα 4.2: Διάγραμμα καμπτικών ροπών στις διαδοκίδες για δυσμενέστερο συνδυασμό στη διεύθυνση Y



Σχήμα 4.3: Διάγραμμα καμπτικών ροπών στις κύριες δοκούς για δυσμενέστερο συνδυασμό στη διεύθυνση X



Σχήμα 4.4: Διάγραμμα τεμνουσών στις διαδοκίδες για δυσμενέστερο συνδυασμό στη διεύθυνση



Σχήμα 4.5: Διάγραμμα τεμνουσών στις κύριες δοκούς για δυσμενέστερο συνδυασμό στη διεύθυνση X

4.2 Ιδιοπερίοδος φορέα

Η ιδιομορφική ανάλυση γίνεται για τον υπολογισμό των ιδιομορφών και των αντίστοιχών ιδιοπεριόδων του συστήματος. Είναι απαραίτητη για την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου σύμφωνα με την οποία προσδιορίζεται η σεισμική απόκριση της κατασκευής όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 2.2.4.

Στα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης λήφθηκε υπόψη η συνεισφορά των μαζών κατά X και Y. Το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών φθάνει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας για τις διευθύνσεις X και Y στην ιδιομορφή 6.

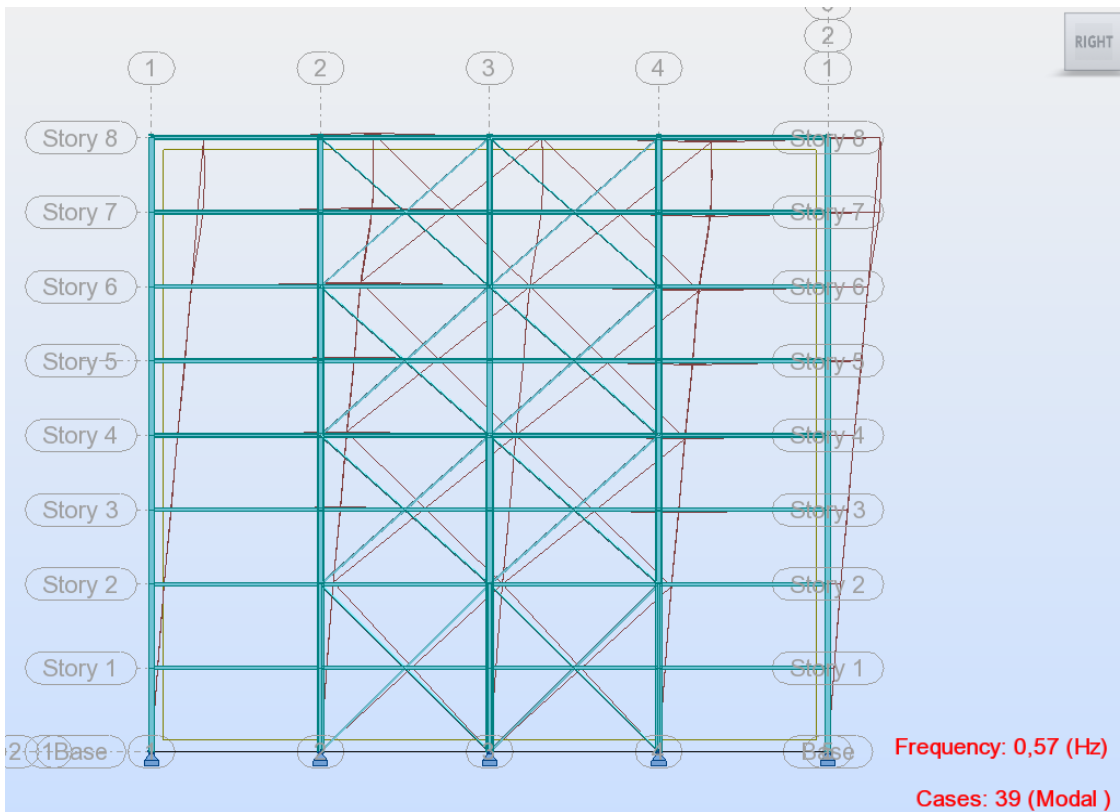
Στον Πίνακα 4.1 δίνονται οι ιδιοπερίοδοι, τα αθροιστικά ποσοστά συμμετοχής κάθε ιδιομορφής, η ενεργός ιδιομορφική μάζα κάθε ιδιομορφής (τρεχ. μάζα) και η θεωρούμενη μάζα του φορέα.

Πίνακας 4.1 : Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μαζών ανά ιδιομορφή

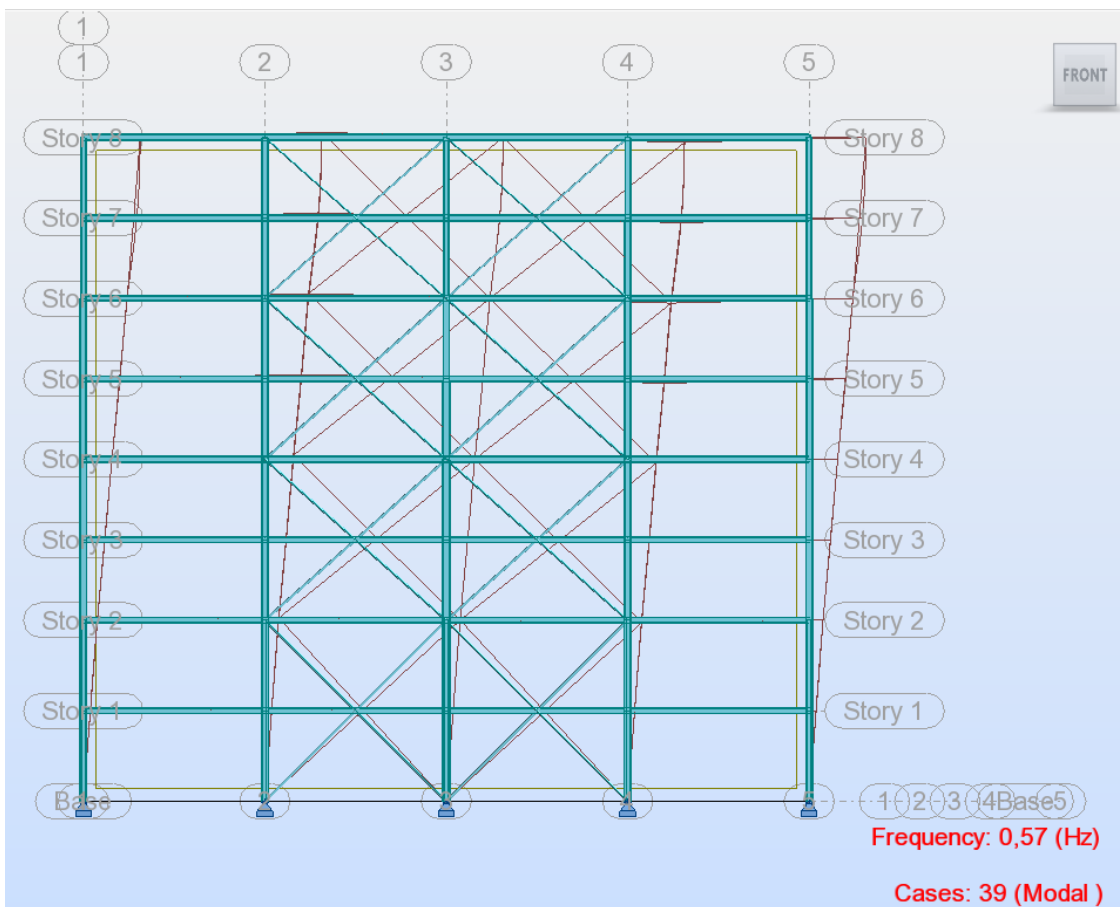
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	Συχνότητα (Hz)	Περίοδος (sec)	Σχετ. Μάζα UX(%)	Σχετ. Μάζα UY(%)	Τρεχ. Μάζα UX(%)	Τρεχ. Μάζα UY(%)	Συνολική μάζα UX	Συνολική μάζα UY
1	0,57	1,76	0,00	77,85	0,00	77,85	6795024	6795024
2	0,57	1,75	78,30	77,85	78,30	0,00	6795024	6795024
3	0,91	1,10	78,30	77,85	0,00	0,00	6795024	6795024
4	1,35	0,74	78,30	88,34	0,00	10,49	6795024	6795024
5	1,46	0,68	92,08	88,34	13,78	0,00	6795024	6795024
6	1,69	0,59	92,08	91,47	0,00	3,13	6795024	6795024
7	1,98	0,50	92,08	98,87	0,00	7,40	6795024	6795024
8	2,07	0,48	92,08	98,87	0,00	0,00	6795024	6795024
9	2,10	0,48	97,93	98,87	5,85	0,00	6795024	6795024
10	2,12	0,47	99,81	98,87	1,88	0,00	6795024	6795024

Παρατηρούμε ότι οι μέγιστες ενεργές ιδομορφικές μάζες για σεισμό κατά Χ και Υ εμφανίζονται κατά τις ιδιομορφές 2 και 1 αντίστοιχα.

Στα Σχήματα 4.6 και 4.7 παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις του φορέα για τη θεμελιώδη ιδιομορφή ταλάντωσης με περίοδο $T_1=1.76\text{sec}$ και για τη δεσπόζουσα ιδιομορφή για σεισμό κατά Χ με περίοδο $T_2=1.75\text{sec}$.



Σχήμα 4.6: Θεμελιώδης ιδιομορφή ταλάντωσης ($T_1=1.76\text{sec}$)



Σχήμα 4.7: Δεσπόζουσα ιδιομορφή για σεισμό κατά Χ ($T_2=1.75\text{sec}$)

4.3 Έλεγχοι μετακινήσεων

4.3.1 Περιορισμός βλαβών

Ο έλεγχος για τον περιορισμό βλαβών επί της κατασκευής είναι βασικός σε κτίρια 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 πλαστικά μη φέροντα στοιχεία συνδεδεμένα με το φορέα
- 1,00% για κτίρια χωρίς μη-δομικά στοιχεία ή με μη-δομικά στοιχεία που δε συμμετέχουν στην παραμόρφωση της κατασκευής

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

$$d_r \cdot q \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$$
$$d_r \leq (0,0075 \cdot h) / (q \cdot v)$$

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

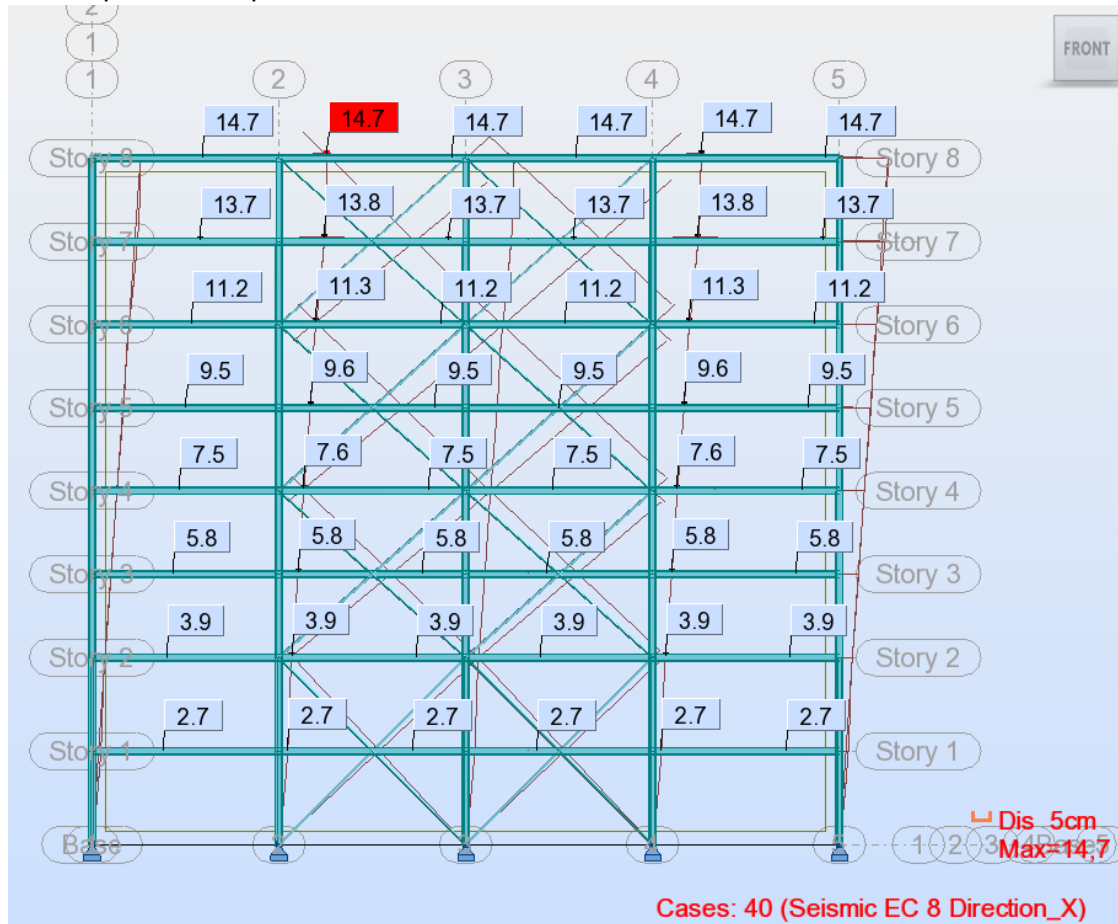
q ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής

v ο συντελεστής μείωσης σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών (κατηγορίας σπουδαιότητας II, ισούται με 0,5)

h το ύψος του κάθε ορόφου

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός εδώ ήταν εκείνος του σεισμού:

Κατά τη διεύθυνση X :



Σχήμα 4.8: Ολικές μετακινήσεις κατά x σε cm

$$dr_{UX} \text{ (cm)} \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot h$$

Ισόγειο: $2.7 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 450$

$$1.35 < 3.375$$

1^{ος} ορ: $1.2 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$0.6 < 3$$

2^{ος} ορ: $1.9 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$0.95 < 3$$

3^{ος} ορ: $1.7 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$0.85 < 3$$

4^{ος} ορ: $2.0 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$1.00 < 3$$

5^{ος} ορ: $1.7 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$0.85 < 3$$

6^{ος} ορ: $2.5 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

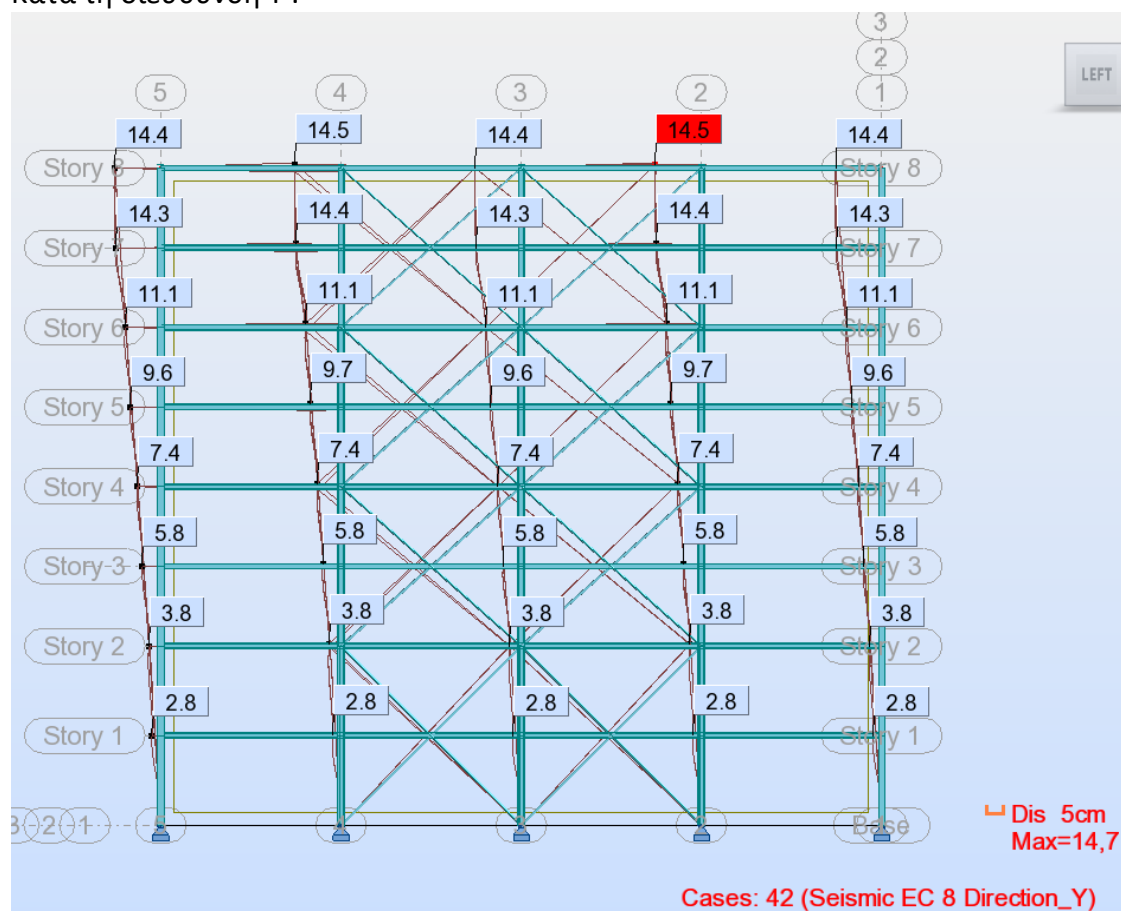
$$1.25 < 3$$

7^{ος} ορ: $0.9 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$0.45 < 3$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και οι μετακινήσεις είναι αποδεκτές.

Κατά τη διεύθυνση Y :



Σχήμα 4.9: Ολικές μετακινήσεις κατά γ σε cm

$$dr_{UX} (cm) \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot h$$

Ισόγειο: $2.7 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 450$

$$1.3 < 3.375$$

1^{ος} ορ: $1.2 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$0.6 < 3$$

2^{ος} ορ: $1.9 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$0.95 < 3$$

3^{ος} ορ: $1.7 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$0.85 < 3$$

4^{ος} ορ: $2.0 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$1.00 < 3$$

5^{ος} ορ: $1.7 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$0.85 < 3$$

6^{ος} ορ: $2.5 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$1.25 < 3$$

7^{ος} ορ: $0.9 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$0.45 < 3$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και οι μετακινήσεις είναι αποδεκτές.

4.3.2 Περιορισμός φαινομένων 2ας τάξεως

Σύμφωνα με την παράγραφο §4.4.2.2 του EN 1998-1, η επίλυση με θεωρία πρώτης τάξεως επιτρέπεται εφόσον ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση για κάθε όροφο. Σε αυτή τη περίπτωση τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως μπορούν να αγνοηθούν.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} < 0.3$$

Όπου

θ : συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου

P_{tot} : το συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

V_{tot} : η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

d_r : η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζοντίων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου (όπως υπολογίστηκαν και στον έλεγχο περιορισμού σχετικών μετακινήσεων ορόφων)

Αν $\theta < 0.1$ δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η επιρροή τους

Αν $0.1 < \theta < 0.2$ λαμβάνονται υπόψη πολλαπλασιάζοντας σεισμικές εντάσεις με $1/(1-\theta)$ και επανέλεγχο

Αν $0.2 < \theta < 0.3$ πρέπει να ληφθούν υπόψη πλήρως (μη γραμμική ανάλυση γεωμετρίας)

Κατά τη διεύθυνση X

Δυσμενέστερος σεισμικός συνδιασμός : $1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q + 1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y$

Όροφος		Ισόγειο	1 ^{ος}	2 ^{ος}	3 ^{ος}	4 ^{ος}	5 ^{ος}	6 ^{ος}	7 ^{ος}
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	P_{tot} [kN]	8527,8	8527,8	8361,2	8286,6	8276,8	8271,3	8249,3	7444,1
Συνολική τέμνουσα ορόφου	V_{tot} [kN]	2086,8	1861,25	1708,81	1529,58	1342,74	1173,38	963,3	481,03
Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	d_r [cm]	2,7	1,2	1,9	1,7	2	1,7	2,5	0,9
Υψος ορόφου	h [cm]	450	400	400	400	400	400	400	400
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	θ	0,024	0,012	0,023	0,0230	0,030	0,0299	0,053	0,034

Κατά τη διεύθυνση Y

Δυσμενέστερος σεισμικός συνδιασμός : $1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q + 0,30 \cdot E_x + 1,00 \cdot E_y$

Οροφος		Ισόγειο	1 ^{ος}	2 ^{ος}	3 ^{ος}	4 ^{ος}	5 ^{ος}	6 ^{ος}	7 ^{ος}
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	Ptot [kN]	8527,8	8527,8	8361,2	8286,6	8276,8	8271,3	8249,3	7444,1
Συνολική τέμνουσα ορόφου	Vtot [kN]	2011,8	1813,01	1680,96	1499,29	1318,64	1120,72	883,84	436,15
Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	dr [cm]	2,8	1	2	1,6	2,2	1,5	3,2	0,2
Υψος ορόφου	h [cm]	450	400	400	400	400	400	400	400
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	θ	0,026	0,010	0,024	0,022	0,034	0,027	0,074	0,0085

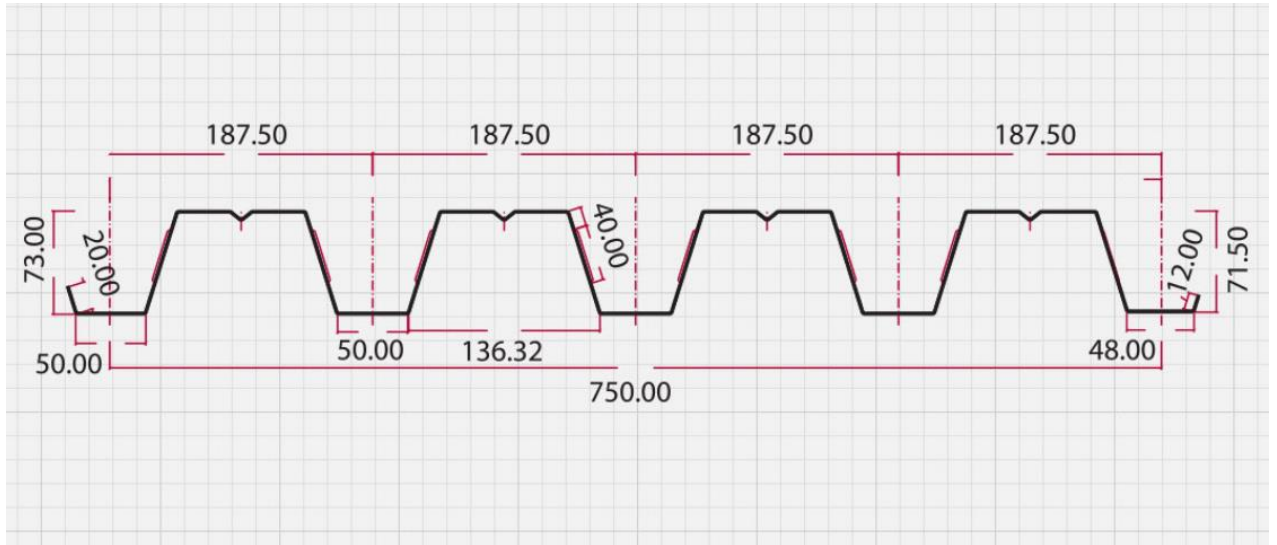
Επομένως και στις δυο διευθύνσεις και σε όλα τα επίπεδα κατά ύψος είναι $\theta < 0.1$ οπότε δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως.

4.4 Σύμμικτη πλάκα

Οι πλάκες των ορόφων κατασκευάστηκαν ως σύμμικτες (ταυτόχρονη χρήση χαλυβδοφύλλου και σκυροδέματος με ενδιάμεση σχάρα σπλισμού, 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 σύμμικτες πλάκες κι εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία στο φορέα..

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 σύμμικτης πλάκας μεταφέρονται στις κύριες δοκούς με διαδοκίδες που στην παρούσα εργασία διετάχθησαν ανά 3 μέτρα, μήκους 9 μέτρων, όσο και το άνοιγμα του φατνώματος κατά τη διεύθυνση X.

Επιλέχθηκε τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73, η διαμόρφωση και τα χαρακτηριστικά του οποίου φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 4.10: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73

Η σύμμικτη πλάκα που επιλέχτηκε έχει πάχος 16cm, το χαλυβδόφυλλο έχει πάχος 1mm και ο σπλισμός που τοποθετήθηκε είναι $A_s = 3.351 \text{ cm}^2/\text{m}$ δηλαδή $\Phi 8 / 15$. Ακολουθούν οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας μέσω του προγράμματος symdeck designer:

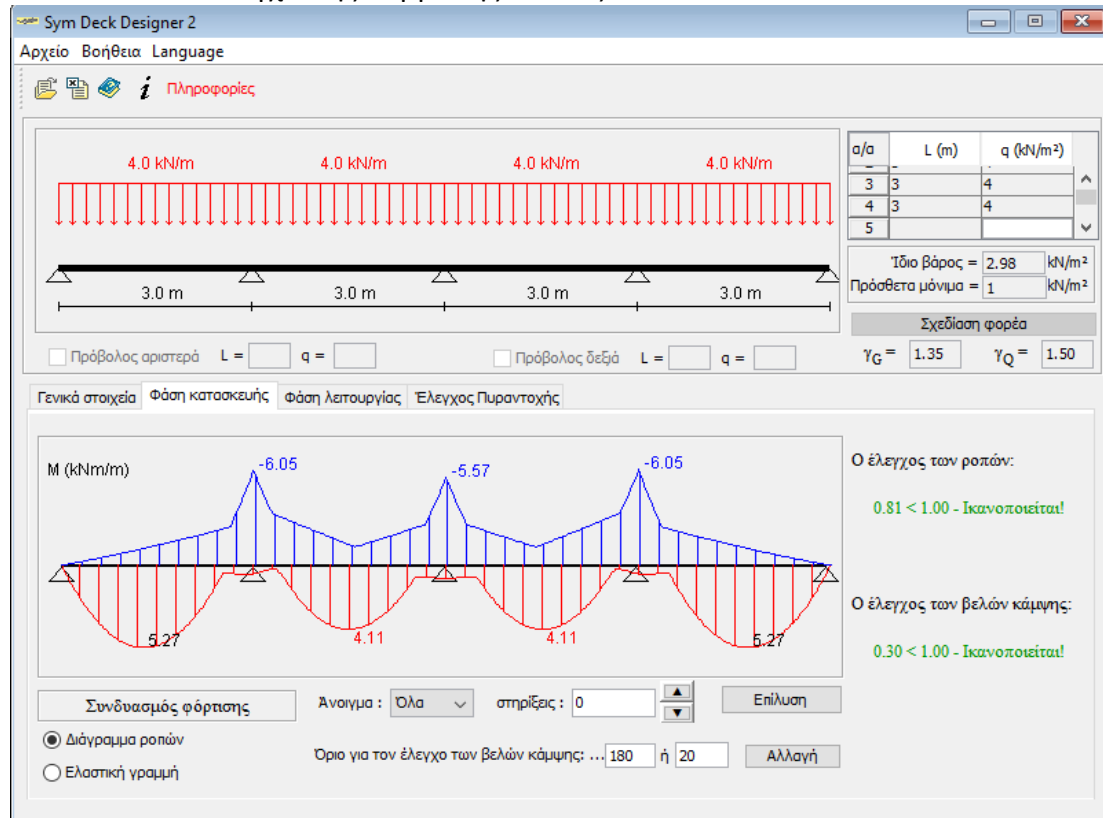
a/a	L (m)	q (kN/m ²)
3	3	4
4	3	4
5		

$M^+_{pl,Rd}$	$M^-_{pl,Rd}$
$M^+_{pl,Rd} = 34.87 \text{ kNm/m}$	$M^-_{pl,Rd} = 15.78 \text{ kNm/m}$
$V_{Rd,c} = 30.92 \text{ kN/m}$	

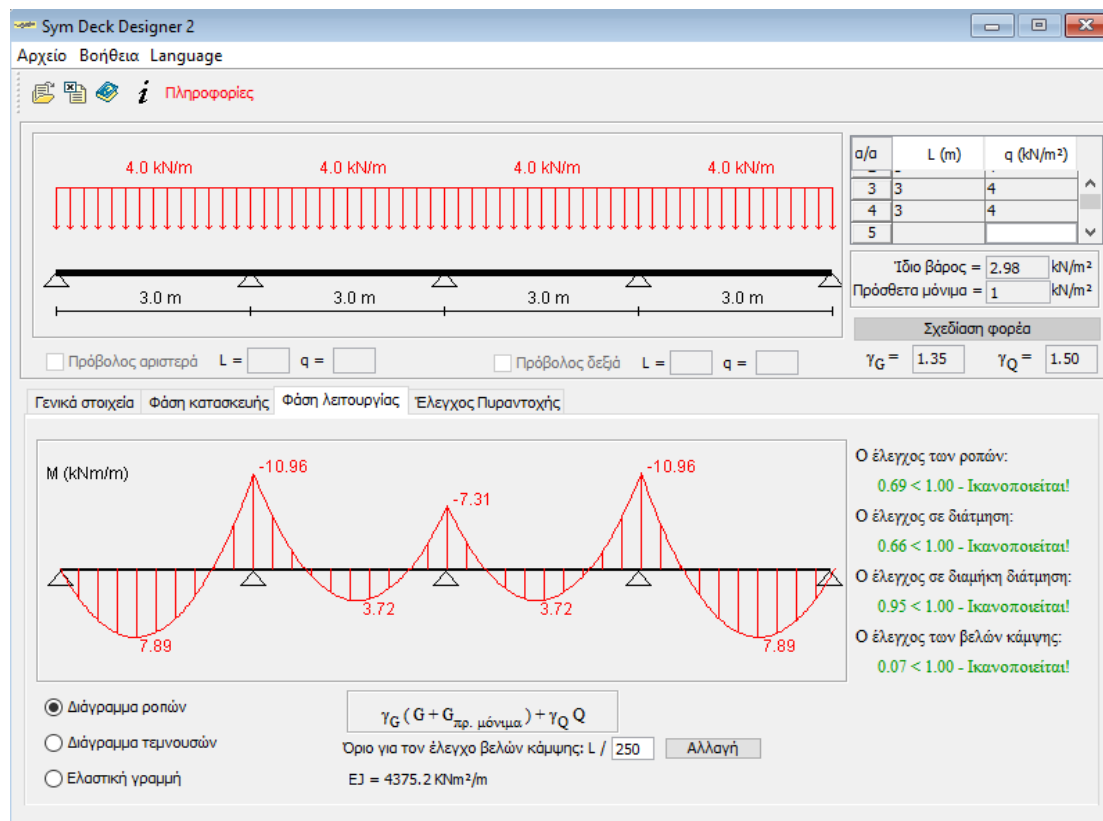
$t = 1.00 \text{ mm}$ $\gamma_{M1} = 1.10$ $A_s = 3.351 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $C = 20/25 \text{ MPa}$ $\gamma_C = 1.50$ $\text{Ø} : 8 \text{ mm} / d = 15 \text{ cm}$
 $S = 500 \text{ MPa}$ $\gamma_S = 1.15$
 $h = 0.16 \text{ m}$ $c = 0.03 \text{ m}$
 $Fe = 320 \text{ G MPa}$ $m = 90.83 \text{ MPa}$ $k = 0.0144 \text{ MPa}$ $V_{1,Rd}$

Σχήμα 4.11: Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας (Φάση λειτουργίας)

Ακολουθούν οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας:



Σχήμα 4.12: Έλεγχοι σύμμικτης πλάκας (Φάση κατασκευής) – Διάγραμμα ροπών κάμψης



Σχήμα 4.13: Έλεγχοι σύμμικτης πλάκας (Φάση λειτουργίας) – Διάγραμμα ροπών κάμψης (Ο.Κ.Α.)

4.5 Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες έχουν μήκος 9m, τοποθετούνται ανά 3m κάθετα στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου και στηρίζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες δοκούς. Η διατμητική τους σύνδεση με την πλάκα τις εξασφαλίζει σε όλο το μήκος τους έναντι πλευρικού λυγισμού, ενώ μέσω της δέσμευσης τους στο διάφραγμα διασφαλίζει ότι θα παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Όπως και στην περίπτωση των σύμμικτων πλακών, ο σχεδιασμός θα γίνει τόσο σε φάση κατασκευής, όπου λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός όσο και σε φάση λειτουργίας, όπου έχουμε σύμμικτη λειτουργία. Στη φάση κατασκευής γίνεται επίσης έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υπό το βάρος του νωπού σκυροδέματος.

Επιλέγεται διατομή διαδοκίδας HEA 220 για όλους τους ορόφους, τόσο για ενδιάμεσες όσο και για ακραίες διαδοκίδες. Επειδή η διαδοκίδα είναι κάθετη στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου, η σύμμικτη διατομή που ελέγχεται αποτελείται από: τη σιδηροδοκό, ένα κενό ίσο με το ύψος του χαλυβδόφυλλου και το πάχος του σκυροδέματος πάνω από το τελευταίο, με πλάτος ίσο με το συνεργαζόμενο. Η διαστασιολόγηση των διαδοκίδων γίνεται από το ArcelorMittal Beams Calculator, ωστόσο παρακάτω παρατίθεται ενδεικτικά ο υπολογισμός των αντοχών μιας ενδιάμεσης διαδοκίδας.

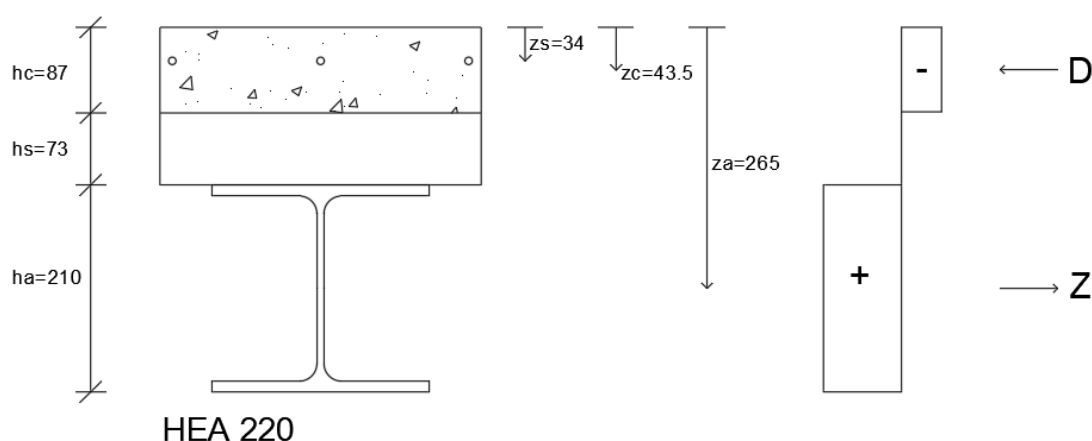
Αρχικά υπολογίζεται το συνεργαζόμενο πλάτος:

$$b_{e1}=b_{e2}=L_e/8=9/8=1.125\text{m} < b_i=3/2=1.5$$

Και $b_0=100\text{mm}$ η απόσταση μεταξύ των ήλων

$$b_{\text{eff}}=b_0+b_{e1}+b_{e2}= 2.35\text{m}$$

Εφόσον η διατομή είναι κατηγορίας 1 επιτρέπεται η πλαστική ανάλυση.



Σχήμα 4.14: Σύμμικτη διατομή διαδοκίδας HEA 220

Υπολογίζεται η ροπή αντοχής και γίνεται υπόθεση ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται μέσα στην πλάκα σκυροδέματος

$$z_0 = \frac{A_a * f_{yd}}{b_{eff} * 0.85 * f_{cd}} = \frac{64.34 \text{ cm}^2 * 35.5 \text{ kN/cm}^2}{235 \text{ cm} * 0.85 * \frac{2}{1.5} \text{ kN/cm}^2} = 8.57 \text{ cm} < h_c = 8.7 \text{ cm}$$

Επομένως είναι σωστή η υπόθεση που σημαίνει ότι η σιδηροδοκός βρίσκεται όλη υπό εφελκυσμό.

$$M_{pl,Rd} = Z * \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 64.34 \text{ cm}^2 * \frac{35.5 \text{ kN}}{\text{cm}^2} * \left(26.5 \text{ cm} - \frac{8.57 \text{ cm}}{2} \right) = 507.4 \text{ kNm}$$

Όπου $Z_a = 16 + 10.5 = 26.5 \text{ cm}$

Η πλαστική αντοχή της διατομής έναντι τέμνουσας είναι:

$$V_{pl,Rd} = A_v * \frac{f_{yd} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 20.67 \text{ cm}^2 * \frac{35.5 \text{ kN/cm}^2 * \sqrt{3}}{1.0} = 423.65 \text{ kN}$$

Όπου $A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f = 20.67 \text{ cm}^2$ και $\gamma_{M0} = 1$

- Για τη διατομή HEB 220 έχουμε τα παρακάτω στοιχεία:

$$h_a = 21 \text{ cm} \quad z_a = 16 + 10.5/2 = 26.5 \text{ cm} \quad A_a = 64.34 \text{ cm}^2 \quad I_a = 5410 \text{ cm}^4$$

- Για την Πλάκα σκυροδέματος:

$$d = 8.7 \text{ cm} \quad z_c = d/2 = 4.35 \text{ cm} \quad b_{eff} = 235 \text{ cm} \quad A_c = 8.7 * 235 = 2044.5 \text{ cm}^2$$

$$I_c = b * d^3 / 12 = 12895.68 \text{ cm}^4 \quad \eta = E_a / E_c = 210 / 29.9 = 7.02$$

- Για τον Χάλυβα σπλισμού:

$$\text{Οπλισμός } \Phi 8/15 \quad A_s = 3.351 \text{ cm}^2 \quad C_{nom} = 3 \text{ cm} \quad Z_s = C_{nom} + \Phi 8/2 = 3.4 \text{ cm} \quad I_s = 0$$

Εμβαδό ισοδύναμης διατομής:

$$A_e = A_a + A_s + A_c / \eta = 64.34 + 3.351 + 2044.5 / 7.02 = 358.93 \text{ cm}^2$$

Κέντρο Βάρους ισοδύναμης διατομής:

$$z_e = (A_a * z_a + A_s * z_s + A_c * z_c / \eta) / A_e = (64.34 * 26.5 + 3.351 * 3.4 + 2044.5 * 4.35 / 7.02) / 358.93 = 8.311626 \text{ cm}$$

Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής:

$$I_e = I_{a,0} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + I_{c,0} / \eta + A_c \cdot (z_c - z_e)^2 / \eta + A_s \cdot (z_s - z_e)^2 = 5410 + 64.34 \cdot (26.5 - 6.519)^2 + 12895.68 / 7.02 + 2044.5 \cdot (4.35 - 6.519)^2 / 7.02 + 3.351 \cdot (3.4 - 6.519)^2 = 33183,44 \text{ cm}^4$$

Διατμητική Σύνδεση σύμμικτης διατομής

Εφόσον ικανοποιούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

Οικοδομικά έργα : Ικανοποιείται

Διατομές κατηγορίας 1 ή 2 : Ικανοποιείται

Όλκιμη συμπεριφορά συνδέσμων: Θα ικανοποιηθεί

Οριακή κατάσταση αστοχίας (όχι κόπωση)

Υπολογίζεται η διαμήκης διάτμηση κατά μήκος της διαδοκίδας, η οποία προσδιορίζεται με πλαστική ανάλυση.

Στην αμφιέριστη διαδοκίδα στο τμήμα μεταξύ μηδενικών και θετικών ροπών, δηλαδή στη μισή δοκό, η διαμήκης διάτμηση είναι:

$$V_1 = \Sigma T_1 = D^+ = b_{eff} \cdot z_0 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 235 \text{ cm} \cdot 8.57 \text{ cm} \cdot 0.85 \cdot \frac{2}{1.5} \text{ kN/cm}^2 = 2282.48 \text{ kN}$$

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σύμμικτης πλάκας και σιδηροδοκού εξασφαλίζεται με την χρήση διατμητικών ήλων, οι οποίοι παραλαμβάνουν την παραπάνω διαμήκη διάτμηση. Επιλέγονται ήλοι ποιότητας S355, διαμέτρου $d=22\text{mm}$ και ύψους $h_{sc}=140\text{mm}$, των οποίων η αντόχη είναι η μικρότερη τιμή από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση και την αντοχή του σκυροδέματος σε «σύνθλιψη άντυγας», οι οποίες είναι αντίστοιχα:

$$P_{Rd} = 0.8 \cdot f_u \cdot \left(\pi \cdot \frac{d^2}{4} \right) / \gamma_V = 0.8 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \cdot \pi \cdot \frac{22^2 \text{ mm}^2}{4} / 1.25 = 121.64 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = 0.29 \cdot 1 \cdot 22^2 \text{ mm}^2 \cdot \frac{\sqrt{20 \cdot 29962}}{1.25} \text{ N/mm}^2 = 86.92 \text{ kN}$$

Όπου $\alpha=1.0$ για $h_{sc}/d=140/22=6.36 > 4$

Άρα $P_{Rd} = \min\{121.64 ; 86.92\} = 86.92 \text{ kN}$

Επειδή, όμως, οι ήλοι βρίσκονται μέσα σε σύμμικτη πλάκα από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο, η τελική αντοχή προκύπτει με την εφαρμογή ενός μειωτικού συντελεστή, ο οποίος για δοκούς κάθετες στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} * \frac{b_0}{h_p} * \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0.7}{\sqrt{2}} * \frac{72.75mm}{73mm} * \left(\frac{140mm}{73mm} - 1 \right) = 0.453$$

όπου $N_r=2$ ήλοι σε κάθε αυλάκωση στη σύνδεση με τη σιδηροδοκό και b_0 , το μέσο πλάτος των αυλακώσεων. Άρα, η αντοχή των ήλων είναι $P_{Rd}=0.453*86.92=39.37kN$.

Οι ήλοι μπορούν να κατανεμηθούν ομοιόμορφα στο αντίστοιχο κρίσιμο μήκος της δοκού, από τη στιγμή που ικανοποιούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

- 1) Όλκιμοι ήλοι κεφαλής ($16mm \leq d \leq 22mm$, $h_{sc} \geq 4d$) : Ικανοποιείται
- 2) Οι διατομές είναι κατηγορίας 1 ή 2 : Ικανοποιείται
- 3) $M_{pl,Rd}=507.4kNm \leq 2.5 * M_{pl,a,Rd}=2.5 * 201.8=504.5kNm$: Ικανοποιείται

Άρα, για πλήρη διατμητική σύνδεση θα είχαμε $n_f=V_l / P_{Rd} = 2282.48 / 39.37=26.25 \approx 27$ ήλους ομοιόμορφα κατανεμημένους στη μισή δοκό. Επειδή, οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου απέχουν $187.5mm$ μεταξύ τους και σε κάθε αυλάκωση τοποθετείται δύο ήλοι, ο μέγιστος αριθμός ήλων που μπορεί να τοποθετηθεί στη μισή δοκό είναι $2*4500mm/187.5mm=48 < 27$ οπότε μπορούμε να έχουμε πλήρη διατμητική σύνδεση.

Τα φορτία που ασκούνται στη δοκό είναι:

Ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας $g_{\pi\lambda}= 2.98 kN/m^2$

Ίδιο βάρος διατομής HEA 220 $g_{δοκ}= 0.505 kN/m$

Πρόσθετα μόνιμα $g=1 kN/m^2$

Κινητό φορτίο $q=4 kN/m^2$

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Ο σχεδιασμός της σύμμικτης δοκού χωρίζεται σε δύο φάσεις.

Τη Φάση Κατασκευής κατά την οποία λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός καθώς το νωπό σκυρόδεμα δεν έχει ακόμα την θλιπτική αντοχή που απαιτείται για την σύμμικτη λειτουργία της δοκού.

Τα φορτία κατά την φάση αυτή είναι τα ίδια βάρη της δοκού και της πλάκας :

$$q = 1.35 * (g_{\pi\lambda} * b_{eff} + g_{δοκ}) = 1.35 * (2.98 * 3 + 0.505) = 12.75 kN/m$$

Επομένως τα εντατικά μεγέθη στη δοκό είναι:

$$M_{Ed} = q * l^2 / 8 = 129.1 kNm < M_{pl,a,Rd} = 201.8 kNm$$

$$V_{Ed} = q * l / 2 = 57.35 kN$$

Τη Φάση Λειτουργίας, όπου λειτουργεί ολόκληρη η σύμμικτη διατομή και τα φορτία που καλείται να παραλάβει είναι όλα τα φορτία που παρουσιάστηκαν παραπάνω.

Αντίστοιχα με προηγουμένως,

$$q = 1.35 \cdot (g_{\pi\lambda} \cdot b_{\text{eff}} + g_{\delta\text{οκ}} + g \cdot b_{\text{eff}}) + 1.5 \cdot q \cdot b_{\text{eff}} = 1.35 \cdot (2.98 \cdot 3 + 0.505 + 1 \cdot 3) + 1.5 \cdot 4 \cdot 3 = 34.80 \text{ kN/m}$$

και επομένως:

$$M_{\text{Ed}} = q \cdot l^2 / 8 = 352.36 \text{ kNm} < M_{\text{pl,Rd}} = 507.4 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Ed}} = q \cdot l / 2 = 156.6 \text{ kN} < V_{\text{pl,Rd}} = 423.65 \text{ kN}$$

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Αντίστοιχα με προηγουμένως,

Φάση Κατασκευής:

$$q = 1.0 \cdot (g_{\pi\lambda} \cdot b_{\text{eff}} + g_{\delta\text{οκ}}) = 1.0 \cdot (2.98 \cdot 3 + 0.505) = 9.445 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{Ed}} = q \cdot l^2 / 8 = 95.6 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Ed}} = q \cdot l / 2 = 42.5 \text{ kN}$$

Φάση Λειτουργίας:

$$q = 1.0 \cdot (g_{\pi\lambda} \cdot b_{\text{eff}} + g_{\delta\text{οκ}} + g \cdot b_{\text{eff}}) + 1.0 \cdot q \cdot b_{\text{eff}} = 1.0 \cdot (2.98 \cdot 3 + 0.505 + 1 \cdot 3) + 1 \cdot 4 \cdot 3 = 24.45 \text{ kN/m}$$

$$= 24.45 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{Ed}} = q \cdot l^2 / 8 = 247.5 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Ed}} = q \cdot l / 2 = 110.03 \text{ kN}$$

Ροπές αντίστασης διατομής

Σιδηροδοκός κάτω πέλμα: $W_{\alpha u} = \frac{I_e}{(h - z_e)} = 1039.94 \text{ cm}^3$

Σιδηροδοκός άνω πέλμα: $W_{\alpha o} = \frac{I_e}{(16 - z_e)} = 1588.37 \text{ cm}^3$

Σκυρόδεμα κάτω πέλμα: $W_{c u} = -\frac{(I_e \cdot \eta)}{(d - z_e)} = -48471.54 \text{ cm}^3$

Σκυρόδεμα άνω πέλμα: $W_{c o} = -\frac{(I_e \cdot \eta)}{z_e} = -21946.6 \text{ cm}^3$

Η δοκός υποστυλώνεται κατά τη φάση κατασκευής οπότε εξετάζονται οι τάσεις κατά τη φάση λειτουργίας

Πίνακας 4.2: Τάσεις κατά τη φάση λειτουργίας

Εξεταζόμενη Ίνα	Φάση λειτουργίας				Σύνολο
		$g_{πλ}+g_{δοκ}$	g	q	
	$W_i [cm^3]$	$\sigma_i [kN/cm^2]$	$\sigma_i [kN/cm^2]$	$\sigma_i [kN/cm^2]$	$\sigma_i [kN/cm^2]$
Σιδηροδοκός κάτω πέλμα (αυ)	1156,68	8,26	2,626	10,50	21,39
Σιδηροδοκός άνω πέλμα (αο)	4316,05	2,21	0,703	2,82	5,73
Σκυρόδεμα κάτω πέλμα (συ)	-599802	-0,015	-0,005	-0,02	-0,04
Σκυρόδεμα άνω πέλμα (σο)	-28026,7	-0,34	-0,10	-0,43	-0,883

Είναι γνωστό ότι η τάση σχεδιασμού του δομικού χάλυβα είναι ίση με $f_{yd} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ και του σκυροδέματος $f_{cd} = 1,13 \text{ kN/cm}^2$ (κατηγορία σκυροδέματος C20/25) επομένως:

$$\sigma_{co} = -0,88 \text{ kN/cm}^2 < f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 2}{1,50} = 1,13 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Σκυρόδεμα άνω πέλμα})$$

$$\sigma_{au} = 21,39 \text{ kN/cm}^2 < f_{yd} = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Σιδηροδοκός κάτω πέλμα})$$

Υπολογίζονται και ελέγχονται τα μέγιστα επιτρεπόμενα βέλη με βάση τον Ευρωκώδικα κατά τη φάση λειτουργίας

Βέλος Αμφιέριστης δοκού για:

Ίδια βάρη $g_{πλ} \cdot b_{\text{eff}} + g_{δοκ} = 9.445 \text{ kN/m}$

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{5 \cdot 9.445 \cdot 9^4}{384 \cdot 210000 \cdot 33183.44} \cdot 10^7 = 1.158 \text{ cm} < \frac{L}{300} = 3 \text{ cm}$$

Πρόσθετα μόνιμα $g = 3 \text{ kN/m}$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{5 \cdot 3 \cdot 9^4}{384 \cdot 210000 \cdot 33183.44} \cdot 10^7 = 0.368 \text{ cm} < \frac{L}{300} = 3 \text{ cm}$$

Κινητό φορτίο $q = 12 \text{ kN/m}$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{5 \cdot 12 \cdot 9^4}{384 \cdot 210000 \cdot 33183.44} \cdot 10^7 = 1.471 \text{ cm} < \frac{L}{300} = 3 \text{ cm}$$

Τελικά το συνολικό βέλος είναι:

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 2,997cm < \frac{L}{250} = 3.6cm$$

Οπότε επαρκεί.

Έλεγχος ακραίας διαδοκίδας ενδιάμεσου ορόφου

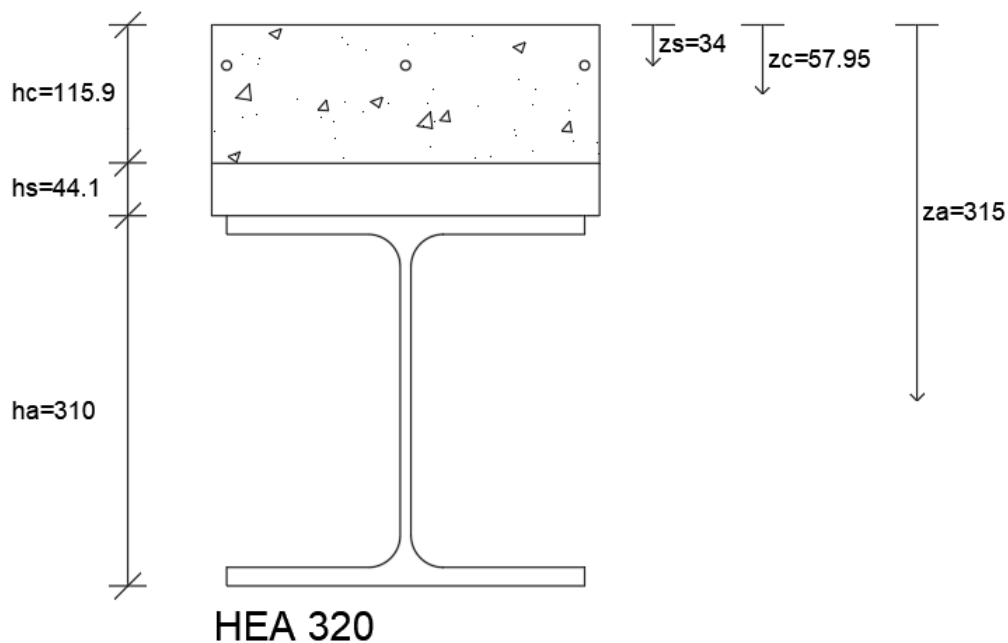
Οι ακραίες διαδοκίδες παραλαμβάνουν τα μισά φορτία από τη σύμμικτη πλάκα σε σχέση με τις ενδιάμεσες, έχουν επιπλέον φορτίο 4kN/m λόγω περιμετρικών τοίχων και η σύμμικτη διατομή τους λειτουργεί με το μισό συνεργαζόμενο πλάτος. Επιλέγεται και για αυτές διατομή HEA220.

4.6 Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί έχουν μήκος 9m, τοποθετούνται ανά 9m παράλληλα με τις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου και συνδέονται αμφιαρθρωτά με τις διαδοκίδες. Η σύμμικτη διατομή που ελέγχεται αποτελείται από τη σιδηροδοκό, ένα κενό και το σκυρόδεμα με πλάτος ίσο με το συνεργαζόμενο και ύψος κατάλληλο ώστε το εμβαδό του να ισούτε με το συνολικό εμβαδό σκυροδέματος που υπάρχει α)πάνω από το χαλυβδόφυλλο και β) μέσα στις αυλακώσεις.

Επιλέγεται διατομή HEA 320 για όλους τους ορόφους, τόσο για ενδιάμεσες όσο και για ακραίες κύριες δοκούς. Η διαστασιολόγηση των δοκών γίνεται από το ArcelorMittal Beams Calculator, ωστόσο παρακάτω παρατίθεται ενδεικτικά ο έλεγχος μιας ενδιάμεσης διαδοκίδας.

Τα φορτία που δέχεται η κύρια δοκός είναι σημειακά και προέρχονται από τις διαδοκίδες.



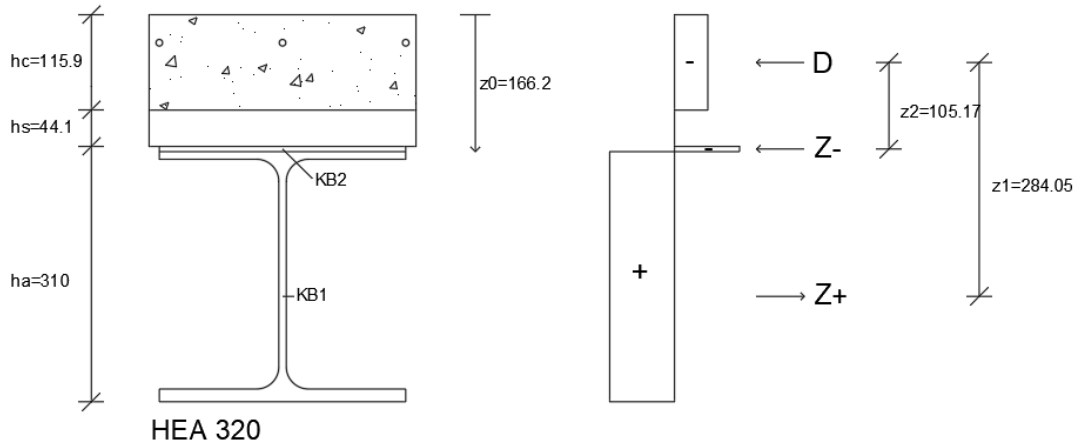
Σχήμα 4.15: Σύμμικτη διατομή κύριας δοκού HEA 320

Θα υπολογίσουμε όπως προηγουμένως την πλαστική ροπή αντοχής, καθώς η διατομή είναι κατηγορίας 1, και γίνεται πάλι η υπόθεση ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται μέσα στην πλάκα σκυροδέματος

$$z_0 = \frac{A_a * f_{yd}}{b_{eff} * 0.85 * f_{cd}} = \frac{124.37 \text{ cm}^2 * 35.5 \text{ kN/cm}^2}{235 \text{ cm} * 0.85 * \frac{2}{1.5} \text{ kN/cm}^2} = 16.57 \text{ cm} > h_c = 11.59 \text{ cm}$$

Επομένως ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται στο πάνω πέλμα της σιδηροδοκού. Μετά από δοκιμές, χρησιμοποιώντας τη βοήθεια φύλλου excel, προκύπτει ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται 6.24mm κάτω από το άνω πέλμα της σιδηροδοκού και οι δυνάμεις ισοροπίας της διατομής είναι:

$$Z^+ - Z^- - D = 105.6611 * 35.5 - 18.7089 * 35.5 - 0.85 * (2/1.5) * 235 * 11.59 = 0$$



Σχήμα 4.16: Ουδέτερος άξονας σύμμικτης διατομής κύριας δοκού HEA 320

Οπότε η πλαστική ροπή αντοχής είναι:

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd} &= Z^+ * z1 - Z^- * z2 \\
 &= 105.7 \text{ cm}^2 * \frac{35.5 \text{ kN}}{\text{cm}^2} * 28.5 \text{ cm} - 18.7 \text{ cm}^2 * \frac{35.5 \text{ kN}}{\text{cm}^2} * 10.5 \text{ cm} \\
 &= 999.71 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Όπου $z_1=28.5 \text{ cm}$ και $z_2=10.5 \text{ cm}$ είναι οι αποστάσεις του κέντρου βάρους της κάθε διατομής σιδηροδοκού από το κέντρο βάρους του σκυροδέματος.

Η πλαστική αντοχή της διατομής έναντι τέμνουσας είναι:

$$V_{pl,Rd} = A_v * \frac{f_{yd}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 41.135 \text{ cm}^2 * \frac{35.5 \text{ kN/cm}^2 * \sqrt{3}}{1.0} = 2529.301 \text{ kN}$$

Όπου $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 41,135 \text{ cm}^2$ και $\gamma_{M0} = 1$

Στη συνέχεια υπολογίζεται η ροπή αδράνειας της σύμμικτης διατομής.

- Για τη διατομή HEB 320 έχουμε τα παρακάτω στοιχεία:

$$h_a = 31 \text{ cm} \quad z_a = 31.5 \text{ cm} \quad A_a = 124.37 \text{ cm}^2 \quad I_a = 22930 \text{ cm}^4$$

- Για την Πλάκα σκυροδέματος:

$$d = 11.59 \text{ cm} \quad z_c = d/2 = 5.795 \text{ cm} \quad b_{\text{eff}} = 235 \text{ cm} \quad A_c = 11.59 * 235 = 2723.65 \text{ cm}^2$$

$$I_c = b * d^3 / 12 = 30488.56 \text{ cm}^4 \quad \eta = E_a / E_c = 210 / 29.9 = 7.02$$

- Για τον Χάλυβα οπλισμού:

$$\text{Οπλισμός } \Phi 8/15 \quad A_s=3.351\text{cm}^2 \quad C_{\text{nom}}=3\text{cm} \quad Z_s=C_{\text{nom}}+\Phi 8/2=3.4\text{cm} \quad I_s=0$$

Εμβαδό ισοδύναμης διατομής:

$$A_e=A_a+A_s+A_c/\eta=124.37+3.351+2723.65/7.02=515.7 \text{ cm}^2$$

Κέντρο Βάρους ισοδύναμης διατομής:

$$z_e=(A_a \cdot z_a+A_s \cdot z_s+A_c \cdot z_c/\eta)/A_e=(124.37 \cdot 31.5+3.351 \cdot 3.4+2723.65 \cdot 5.795/7.02)/515.7=11.978\text{cm}$$

Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής:

$$I_e=I_a+A_a \cdot (z_a-z_e)^2+I_c/\eta+A_c \cdot (z_c-z_e)^2/\eta+A_s \cdot (z_s-z_e)^2=22930+124.37 \cdot (31.5-11.978)^2+30488.56/7.02+2723.65 \cdot (5.795-11.978)^2/7.02+3.351 \cdot (3.4-11.978)^2=89750.58 \text{ cm}^4$$

Διατμητική Σύνδεση σύμμικτης διατομής

Εφόσον ικανοποιούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

Οικοδομικά έργα : Ικανοποιείται

Διατομές κατηγορίας 1 ή 2 : Ικανοποιείται

Όλκιμη συμπεριφορά συνδέσμων: Θα ικανοποιηθεί

Οριακή κατάσταση αστοχίας (όχι κόπωση)

Υπολογίζεται η διαμήκης διάτμηση κατά μήκος της διαδοκίδας, η οποία προσδιορίζεται με πλαστική ανάλυση.

Στην αμφιέριστη διαδοκίδα στο τμήμα μεταξύ μηδενικών και θετικών ροπών, δηλαδή στη μισή δοκό, η διαμήκης διάτμηση είναι:

$$V_1 = \Sigma T_1 = D^+ = b_{eff} \cdot z_0 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 235\text{cm} \cdot 16.6\text{cm} \cdot 0.85 \cdot \frac{2}{1.5} \text{ kN/cm}^2 = 4261.33\text{kN}$$

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σύμμικτης πλάκας και σιδηροδοκού εξασφαλίζεται με την χρήση διατμητικών ήλων, οι οποίοι παραλαμβάνουν την παραπάνω διαμήκη διάτμηση. Επιλέγονται ήλοι ποιότητας S355, διαμέτρου $d=22\text{mm}$ και ύψους $h_{sc}=140\text{mm}$, των οποίων η αντόχη είναι η μικρότερη τιμή από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση και την αντοχή του σκυροδέματος σε «σύνθλιψη άντυγας», οι οποίες είναι αντίστοιχα:

$$P_{Rd} = 0.8 \cdot f_u \cdot (\pi \cdot \frac{d^2}{4})/\gamma_V = 0.8 \cdot 500\text{N/mm}^2 \cdot \pi \cdot \frac{22^2\text{mm}^2}{4}/1.25 = 121.64 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = 0.29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_V} = 0.29 * 1 * 22^2 mm^2 * \frac{\sqrt{20 * 29962}}{1.25} N/mm^2$$

$$= 86.92 kN$$

Όπου $\alpha=1.0$ για $h_{sc}/d=140/22=6.36 > 4$

Άρα $P_{Rd}=\min\{121.64 ; 86.92\}=86.92 kN$

Επειδή, όμως, οι ήλοι βρίσκονται μέσα σε σύμμικτη πλάκα από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο, η τελική αντοχή προκύπτει με την εφαρμογή ενός μειωτικού συντελεστή, ο οποίος για δοκούς κάθετες στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι:

$$k_t = 0.6 * \frac{b_0}{h_p} * \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = 0.6 * \frac{72.75 mm}{73 mm} * \left(\frac{140 mm}{73 mm} - 1 \right) = 0.549$$

όπου $N_f=2$ ήλοι σε κάθε αυλάκωση στη σύνδεση με τη σιδηροδοκό και b_0 , το μέσο πλάτος των αυλακώσεων. Άρα, η αντοχή των ήλων είναι $P_{Rd}=0.549*86.92=47.72 kN$. Ικανοποιούνται και πάλι οι προϋποθέσεις για ομοιόμορφη κατανομή των ήλων.

Άρα, για πλήρη διατμητική σύνδεση θα είχαμε $n_f=V_I / P_{Rd} = 4261.33 / 47.72=89.3 \approx 90$ ήλους ομοιόμορφα κατανεμημένους στη μισή δοκό. Σε κάθε αυλάκωση τοποθετούνται δύο ήλοι, οπότε στη μισή δοκό η μεταξύ τους απόσταση πρέπει να είναι $2*4500 mm / 90 = 100 mm$, οπότε μπορούμε να έχουμε πλήρη διατμητική σύνδεση.

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Ο σχεδιασμός της σύμμικτης δοκού χωρίζεται σε δύο φάσεις.

Τη Φάση Κατασκευής κατά την οποία λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός καθώς το νωπό σκυρόδεμα δεν έχει ακόμα την θλιπτική αντοχή που απαιτείται για την σύμμικτη λειτουργία της δοκού.

Τα φορτία κατά την φάση αυτή είναι το ίδιο βάρος της δοκού και τα σημειακά φορτία απ τον αντίστοιχο συνδιασμό από τις διαδοκίδες :

Γραμμικό $q = 1.35 * (g_{δοκ}) = 1.35 * (0.976) = 1.3176 kN/m$

Σημειακό $Q = V_{Ed} = 57.35 kN$ από μία διαδοκίδα

Επομένως τα εντατικά μεγέθη στη δοκό είναι:

$$M_{Ed} = q * l^2 / 8 + 2 * Q * 3 = 357.44 kNm$$

$$V_{Ed} = q * l / 2 + 2 * Q = 120.63 kN$$

Τη Φάση Λειτουργίας, όπου λειτουργεί ολόκληρη η σύμμικτη διατομή και τα φορτία που καλείται να παραλάβει είναι όλα τα φορτία που παρουσιάστηκαν παραπάνω.

Το γραμμικό φορτίο είναι ίδιο με πριν $q = 1.3176 kN/m$

Το σημειακό είναι $Q = 156.6 \text{ kN/m}$ από μία διαδοκίδα

και επομένως:

$$M_{Ed} = q \cdot l^2 / 8 + 2 \cdot Q \cdot 3 = 952.94 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 999.71 \text{ kNm}$$
$$V_{Ed} = q \cdot l / 2 + 2 \cdot Q = 319.13 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 2529.3 \text{ kN}$$

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Αντίστοιχα με προηγουμένως,

Φάση Κατασκευής:

$$\text{Γραμμικό } q = 1.0 \cdot (g_{δοκ}) = 1.0 \cdot (0.976) = 0.976 \text{ kN/m}$$

Σημειακό $Q = V_{Ed} = 42.5 \text{ kN}$ από μία διαδοκίδα

Επομένως τα εντατικά μεγέθη στη δοκό είναι:

$$M_{Ed} = q \cdot l^2 / 8 + 2 \cdot Q \cdot 3 = 264.88 \text{ kNm}$$
$$V_{Ed} = q \cdot l / 2 + 2 \cdot Q = 89.39 \text{ kN}$$

Φάση Λειτουργίας:

$$\text{Γραμμικό } q = 1.0 \cdot (g_{δοκ}) = 1.0 \cdot (0.976) = 0.976 \text{ kN/m}$$

Σημειακό $Q = V_{Ed} = 110.03 \text{ kN}$ από μία διαδοκίδα

Επομένως τα εντατικά μεγέθη στη δοκό είναι:

$$M_{Ed} = q \cdot l^2 / 8 + 2 \cdot Q \cdot 3 = 670.06 \text{ kNm}$$
$$V_{Ed} = q \cdot l / 2 + 2 \cdot Q = 224.45 \text{ kN}$$

Ροπές αντίστασης διατομής

$$\text{Σιδηροδοκός κάτω πέλμα: } W_{au} = \frac{I_e}{(h - z_e)} = 2562.73 \text{ cm}^3$$

$$\text{Σιδηροδοκός άνω πέλμα: } W_{ao} = -\frac{I_e}{(16 - z_e)} = -22318.13 \text{ cm}^3$$

$$\text{Σκυρόδεμα κάτω πέλμα: } W_{cu} = -\frac{(I_e \cdot \eta)}{(d - z_e)} = -1621413 \text{ cm}^3$$

$$\text{Σκυρόδεμα άνω πέλμα: } W_{co} = -\frac{(I_e \cdot \eta)}{z_e} = -59527.2 \text{ cm}^3$$

Πίνακας 4.3: Τάσεις κατά τη φάση λειτουργίας

Εξεταζόμενη Ίνα	Φάση λειτουργίας				Σύνολο
		$g_{πλ}+g_{δοκ}$	g	q	
	$W_i [cm^3]$	$\sigma_i [kN/cm^2]$	$\sigma_i [kN/cm^2]$	$\sigma_i [kN/cm^2]$	$\sigma_i [kN/cm^2]$
Σιδηροδοκός κάτω πέλμα (αυ)	2562,73	10,33	3,16	12,64	26,13
Σιδηροδοκός άνω πέλμα (αο)	-22318,13	-1,18	-0,36	-1,45	-3,00
Σκυρόδεμα κάτω πέλμα (συ)	-1621413	-0,016	-0,005	-0,019	-0,041
Σκυρόδεμα άνω πέλμα (σο)	-59527,2	-0,445	-0,136	-0,54	-1,12

Είναι γνωστό ότι η τάση σχεδιασμού του δομικού χάλυβα είναι ίση με $f_{yd} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ και του σκυροδέματος $f_{cd} = 1,13 \text{ kN/cm}^2$ (κατηγορία σκυροδέματος C20/25) επομένως:

$$\sigma_{co} = 1.12 \text{ kN/cm}^2 < f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 2}{1,50} = 1.13 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Σκυρόδεμα άνω πέλμα})$$

$$\sigma_{au} = 25.65 \text{ kN/cm}^2 < f_{yd} = 35.5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Σιδηροδοκός κάτω πέλμα})$$

Υπολογίζονται και ελέγχονται τα μέγιστα επιτρεπόμενα βέλη με βάση τον Ευρωκώδικα κατά τη φάση λειτουργίας

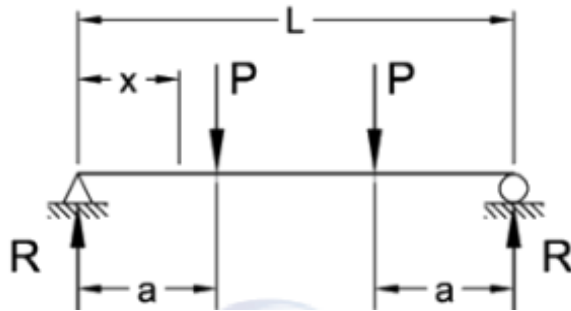
- Βέλος από ίδια βάρη

Βέλος Αμφιέριστης δοκού για το ίδιο βάρος της κύριας δοκού HEA320:

$$g_{δοκ} = 0.976 \text{ kN/m}$$

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{5 \cdot 0.976 \cdot 9^4}{384 \cdot 210000 \cdot 90368.5} \cdot 10^7 = 0.04 \text{ cm} < \frac{L}{300} = 3 \text{ cm}$$

Βέλος Αμφιέριστης δοκού για 2 σημειακά φορτία $Q = 85 \text{ kN}$ που προέρχονται από τις διαδοκίδες:



$$\Delta_{\max} \text{ (at centre)} = \frac{Pa}{24EI} (3L^2 - 4a^2)$$

Σχήμα 4.17: Βέλος αμφιέριστης δοκού για 2 σημειακά φορτία

$$\delta_1 = \frac{Q \cdot 3}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (3L^2 - 4 \cdot 3^2) = \frac{85 \cdot 3}{24 \cdot 210000 \cdot 90368.5} \cdot (3 \cdot 9^2 - 4 \cdot 3^2) \cdot 10^7 = 1.15 \text{ cm}$$

$$\delta_1 < \frac{L}{300} = 3 \text{ cm}$$

- Βέλος από πρόσθετα μόνιμα $g = 13.5 \cdot 2 = 27 \text{ kN/m}$

$$\delta_2 = \frac{Q \cdot 3}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (3L^2 - 4 \cdot 3^2) = \frac{27 \cdot 3}{24 \cdot 210000 \cdot 90368.5} \cdot (3 \cdot 9^2 - 4 \cdot 3^2) \cdot 10^7 = 0.368 \text{ cm}$$

$$\delta_2 < \frac{L}{300} = 3 \text{ cm}$$

- Βέλος από κινητό φορτίο $q = 54 \cdot 2 = 108 \text{ kN/m}$

$$\delta_3 = \frac{Q \cdot 3}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (3L^2 - 4 \cdot 3^2) = \frac{108 \cdot 3}{24 \cdot 210000 \cdot 90368.5} \cdot (3 \cdot 9^2 - 4 \cdot 3^2) \cdot 10^7 = 1.47 \text{ cm}$$

$$\delta_3 < \frac{L}{300} = 3 \text{ cm}$$

Τελικά το συνολικό βέλος είναι:

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 3.03 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 3.6 \text{ cm}$$

Οπότε επαρκεί.

Έλεγχος ακραίας κύριας δοκού ενδιάμεσου ορόφου

Οι ακραίες κύριες δοκοί παραλαμβάνουν τα μισά φορτία από τις διαδοκίδες σε σχέση με τις ενδιάμεσες, έχουν επιπλέον φορτίο 4kN/m λόγω περιμετρικών τοίχων και η σύμμικτη διατομή τους λειτουργεί με το μισό συνεργαζόμενο πλάτος. Επιλέγεται και για αυτές διατομή HEA320.

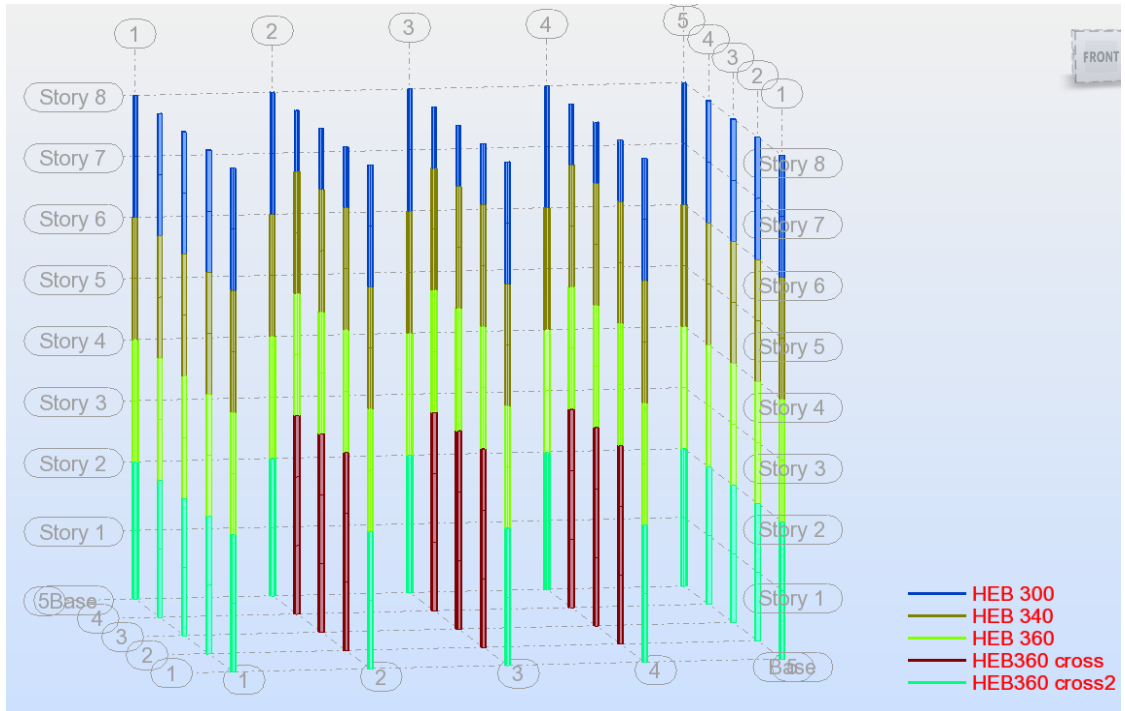
4.7 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα είναι τα στοιχεία εκείνα σε ένα φέροντα οργανισμό, τα οποία σχεδιάζονται ώστε να παραλάβουν και να μεταφέρουν με ασφάλεια στο έδαφος, όλα τα κατακόρυφα φορτία των ορόφων μιας κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι οι διατομές των υποστυλωμάτων καταπονούνται με μεγάλες θλιπτικές δυνάμεις, γεγονός που τα καθιστά ιδιαίτερα κρίσιμα όσον αφορά τους ελέγχους μελών σε λυγισμό σε μία μεταλλική κατασκευή. Συνεπώς τα υποστυλώματα είναι τα πλέον κρίσιμα μέλη όσον αφορά τους ελέγχους λυγισμού, λόγω της σύνθετης και συνδυασμένης καταπόνησης, στην οποία υπόκεινται.

Όσο μετακινούμαστε στους άνω ορόφους, τα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων γίνονται ευμενέστερα και επομένως, για λόγους οικονομίας και βελτιστοποίησης χρησιμοποιήθηκαν μικρότερες διατομές. Επίσης, τα περιμετρικά υποστυλώματα έχουν μικρότερη καταπόνηση από τα κεντρικά οπότε χρησιμοποιείται μικρότερη διατομή.

Συγκεκριμένα στο ισόγειο και στον 1^ο όροφο, στα κεντρικά υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκε διατομή HEB360 όπου έχει συγκολληθεί στον ασθενή άξονα κορμός 30cm και πέλμα 22cm (HEB360 cross), ενώ στα περιμετρικά HEB360 όπου έχει συγκολληθεί στον ασθενή άξονα κορμός 24cm και πέλμα 17cm (HEB360 cross2).

Κατά την γ διεύθυνση, τα περιμετρικά υποστυλώματα περιστράφηκαν ώστε ο ισχυρός τους άξονας να ενεργοποιείται για σεισμό κατά γ . Όλα τα υπόλοιπα υποστυλώματα καθώς και τα ακραία υποστυλώματα είναι προσανατολισμένα ώστε να ενεργοποιείται ο ισχυρός τους άξονας για σεισμό κατά χ .

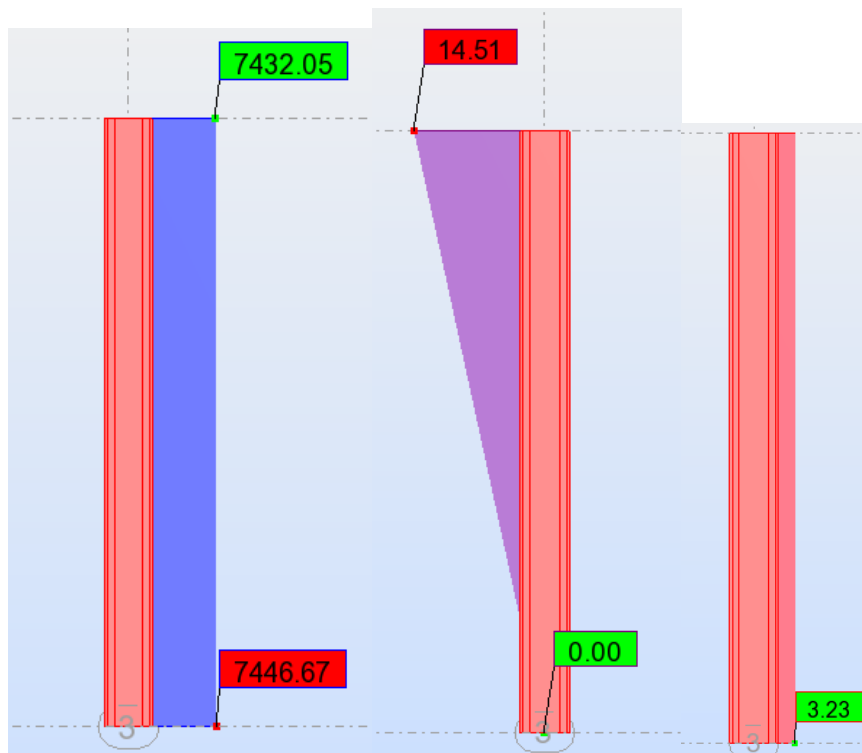


Σχήμα 4.18: Διατομές υποστυλωμάτων καθ' ύψος του κτιρίου

Το μήκος λυγισμού τους ελήφθη ίσο με το πραγματικό τους ύψος και στις δύο διευθύνσεις.

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το συνδυασμό με βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q

$$1,35G+1,5Q+1,5\cdot 0,6W+1,5\cdot 0,5S$$



Σχήμα 4.19: Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη υποστυλώματος

Ενδεικτά παρουσιάζεται ο έλεγχος του δυσμενέστερου υποστυλώματος του ισογείου.

Ο κρισιμότερος έλεγχος είναι σε λυγισμό περί τον ασθενή άξονα:

Τα γεωμετρικά στοιχεία της διατομής υπολογίστηκαν από το Robot Structural Analysis :

$$I_z = 43943.02 \text{ cm}^4$$

$$A = 312.63 \text{ cm}^2$$

$$i_z = \sqrt{I_z/A} = 11.856 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 * \varepsilon = 76.059$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα } \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z * \lambda_1} = \frac{450 \text{ cm}}{11.856 \text{ cm} * 76.059} = 0.499$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής λυγισμού } \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0.84$$

$$\text{Όπου } \Phi = 0.5 * \left(1 + \alpha * (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right) = 0.6977$$

Και $\alpha = 0.49$ από καμπύλη λυγισμού c για συγκολλητές διατομές I με $t_f \leq 40 \text{ mm}$ για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα z

$$\text{Οπότε } N_{pl,Rd} = \frac{\chi * f_y * A}{\gamma_{M1}} = 0.84 * 35.5 * 312.63 \text{ kN} = 9322.63 \text{ kN}$$

Η αξονική που ασκείται είναι $N_{Ed} = 7446.67 \text{ kN}$

$$\text{Οπότε } N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 0.8$$

Λόγω του φορτίου ανέμου έχουμε μια μικρή ροπή στο υποστυλωμα, οπότε ο έλεγχος μέλους υπό κάμψη και θλίψη για τον ασθενή άξονα είναι:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk}} + k_{zz} * \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1 \quad (4.1)$$

Όπου $M_{y,Ed} = 0 \text{ kNm}$ και $M_{z,Ed} = 15.1 \text{ kNm}$

Και $\chi_{LT} = 1$ και $M_{z,Rk} = 1077.6 \text{ kNm}$

$$k_{zz} = C_{mz} * \left(1 + (2 * \bar{\lambda}_z - 0.6) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.6 * \left(1 + (2 * 0.499 - 0.6) * 0.8 \right) = 0.79$$

Οπότε η εξίσωση (4.1) γίνεται

$$0.8 + 0.01 = 0.81 \leq 1$$

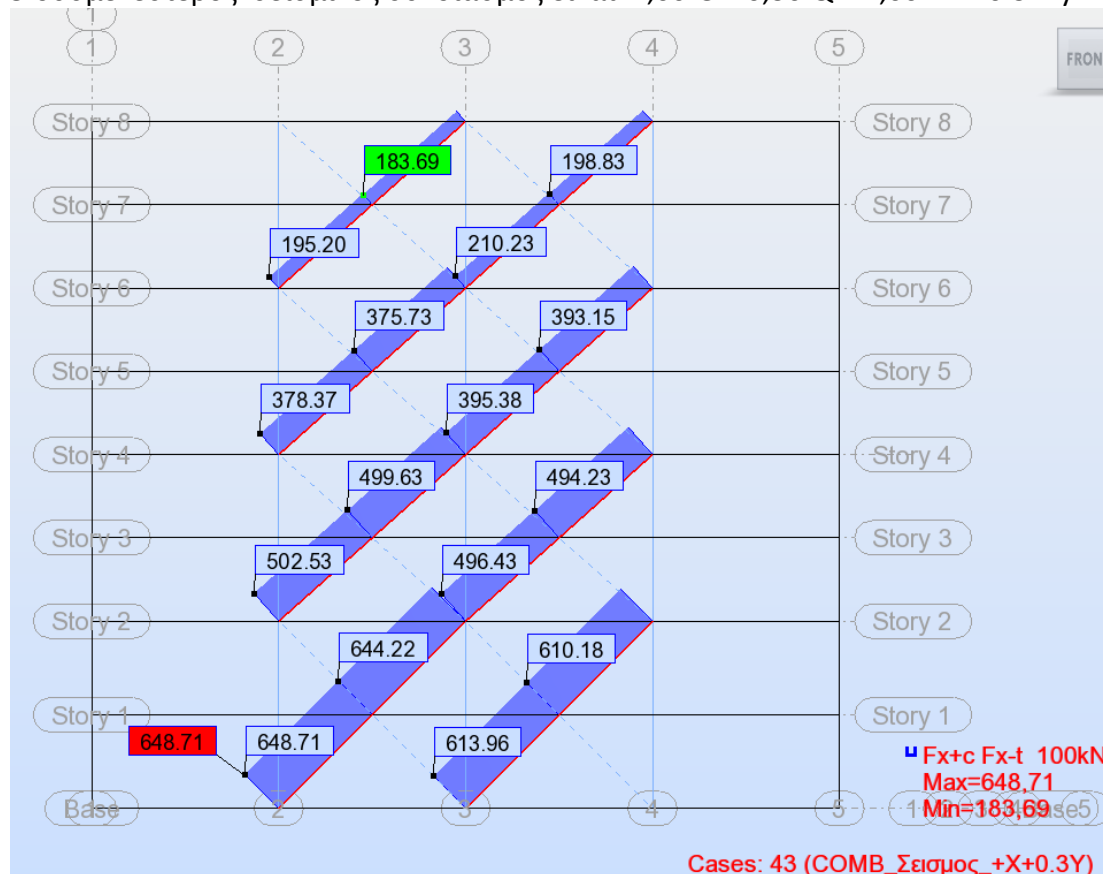
Οπότε επαρκεί.

4.8 Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι που βρίσκονται υπό θλίψη αγνοούνται κατά την ανάλυση, υπέρ της ασφάλειας.

Κατά τη διεύθυνση X

Ο δυσμενέστερος σεισμικός συνδιασμός είναι $1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q \pm 1,00 \cdot E_x \pm 0,3 \cdot E_y$



Σχήμα 4.20: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση X

Για να εξασφαλιστεί ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο πρέπει η λυγηρότητά τους να είναι $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$.

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους, με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού τους να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου:

$$L_{cr} = 0,5 \cdot L = 0,5 \cdot 12,728 = 6,364 \text{ m} \quad \text{για το ισόγειο και τον 1^ο όροφο}$$

$$L_{cr} = 0,5 \cdot L = 0,5 \cdot 12,041 = 6,021 \text{ m} \quad \text{για τους υπόλοιπους ορόφους}$$

Για χάλυβα S355, η λυγηρότητα αναφοράς είναι:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E/f_y} = 76,41$$

- **Διαγώνιος ισογείου και 1^{ου} ορόφου (CHS 139.7×8)**

$$i = \sqrt{I/A} = 4,66 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr} / (i \cdot \lambda_1) = 1,79 \geq 1,3 \quad \text{και} \quad \lambda \leq 2,0$$

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγωνίους:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 33.1 \cdot 35.5 = 1175.05 \text{ kN} > N_{ED} = 648.71 \text{ kN}$$

$$\text{Υπεραντοχή: } \Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 1175.05 / 648.71 = 181\%$$

- **Διαγώνιος 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου (CHS 139.7×6.3)**

$$i = \sqrt{I/A} = 4.72 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr} / (i \cdot \lambda_1) = 1.67 \geq 1.3 \text{ και } \lambda \leq 2.0$$

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγωνίους:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 26.4 \cdot 35.5 = 937.2 \text{ kN} > N_{ED} = 502.53 \text{ kN}$$

$$\text{Υπεραντοχή: } \Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 937.2 / 502.53 = 186\%$$

- **Διαγώνιος 4^{ου} και 5^{ου} ορόφου (CHS 139.7×5)**

$$i = \sqrt{I/A} = 4.77 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr} / (i \cdot \lambda_1) = 1.65 \geq 1.3 \text{ και } \lambda \leq 2.$$

Έλεγχος σε εφελκυσμό :

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 21.2 \cdot 35.5 = 752.6 \text{ kN} > N_{ED} = 395.18 \text{ kN}$$

$$\text{Υπεραντοχή: } \Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 752.6 / 395.18 = 190\%$$

- **Διαγώνιος 6^{ου} και 7^{ου} ορόφου (CHS 114.3×3.2)**

$$i = \sqrt{I/A} = 3.94 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr} / (i \cdot \lambda_1) = 1.99 \geq 1.3 \text{ και } \lambda \leq 2.$$

Έλεγχος σε εφελκυσμό :

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 11.17 \cdot 35.5 = 396.54 \text{ kN} > N_{ED} = 183.69 \text{ kN}$$

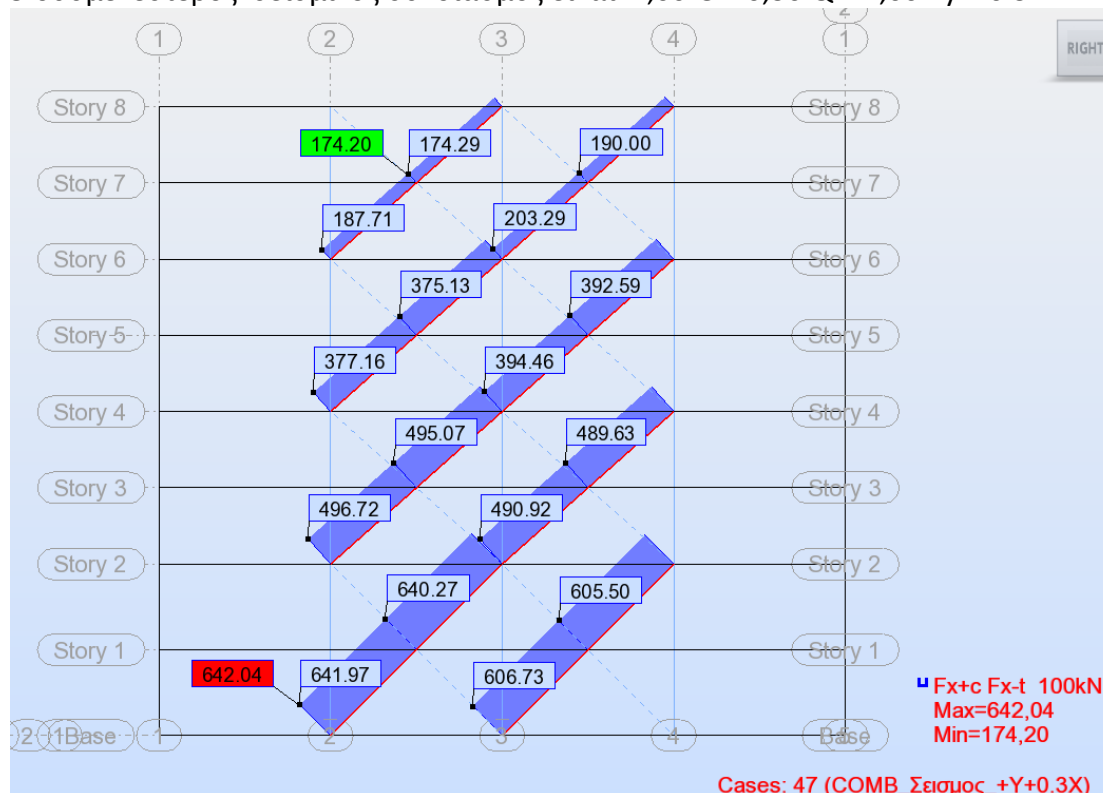
$$\text{Υπεραντοχή: } \Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 396.54 / 183.68 = 215\%$$

Για να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του πλαισίου πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής κατά περισσότερο από 25%:

$$(\Omega_{\max} - \Omega_{\min}) / \Omega_{\min} = (2.15 - 1.81) / 1.81 = 0.19 \leq 0.25 \quad \text{ικανοποιείται}$$

Κατά τη διεύθυνση Y

Ο δυσμενέστερος σεισμικός συνδιασμός είναι $1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q \pm 1,00 \cdot E_y \pm 0,3 \cdot E_x$



Σχήμα 4.21: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση X

Για να εξασφαλιστεί ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο πρέπει η λυγηρότητά τους να είναι $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$.

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους, με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού τους να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου:

$$L_{cr} = 0.5 \cdot L = 0.5 \cdot 12.728 = 6.364 \text{ m} \quad \text{για το ισόγειο και τον 1}^\circ \text{ όροφο}$$

$$L_{cr} = 0.5 \cdot L = 0.5 \cdot 12.041 = 6.021 \text{ m} \quad \text{για τους υπόλοιπους ορόφους}$$

Για χάλυβα S355, η λυγηρότητα αναφοράς είναι:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E/f_y} = 76.41$$

- **Διαγώνιος ισογείου και 1^{ου} ορόφου (CHS 139.7×8)**

$$i = \sqrt{I/A} = 4.66 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr} / (i \cdot \lambda_1) = 1.79 \geq 1.3 \quad \text{και} \quad \lambda \leq 2.0$$

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγωνίους:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 33.1 \cdot 35.5 = 1175.05 \text{ kN} > N_{ED} = 642.04 \text{ kN}$$

$$\text{Υπεραντοχή: } \Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 1175.05 / 642.04 = 183\%$$

- **Διαγώνιος 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου (CHS 139.7×6.3)**

$$i=\sqrt{I/A}=4.72 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr}/(i \cdot \lambda_1) = 1.67 \geq 1.3 \text{ και } \lambda \leq 2.0$$

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγωνίους:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 26.4 \cdot 35.5 = 937.2 \text{ kN} > N_{ED} = 496.72 \text{ kN}$$

$$\text{Υπεραντοχή: } \Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 937.2 / 496.72 = 189\%$$

- **Διαγώνιος 4^{ου} και 5^{ου} ορόφου (CHS 139.7×5)**

$$i=\sqrt{I/A}=4.77 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr}/(i \cdot \lambda_1) = 1.65 \geq 1.3 \text{ και } \lambda \leq 2.$$

Ελεγχος σε εφελκυσμό :

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 21.2 \cdot 35.5 = 752.6 \text{ kN} > N_{ED} = 394.46 \text{ kN}$$

$$\text{Υπεραντοχή: } \Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 752.6 / 394.46 = 191\%$$

- **Διαγώνιος 6^{ου} και 7^{ου} ορόφου (CHS 114.3×3.2)**

$$i=\sqrt{I/A}=3.94 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr}/(i \cdot \lambda_1) = 1.99 \geq 1.3 \text{ και } \lambda \leq 2.$$

Ελεγχος σε εφελκυσμό :

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 11.17 \cdot 35.5 = 396.54 \text{ kN} > N_{ED} = 174.2 \text{ kN}$$

$$\text{Υπεραντοχή: } \Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 396.54 / 174.2 = 227\%$$

Για να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του πλαισίου πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής κατά περισσότερο από 25%:

$$(\Omega_{\max} - \Omega_{\min}) / \Omega_{\min} = (2.27 - 1.83) / 1.83 = 0.24 \leq 0.25 \quad \text{ικανοποιείται}$$

4.9 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων

Στα υποστυλώματα της κατασκευής πραγματοποιείται ικανοτική προσαύξηση της αξονικής έντασης προκειμένου να εξασφαλισθεί η πλάσιμη συμπεριφορά των μελών. Η αξονική αυτή δύναμη σχεδιασμού στον άξονα x είναι ίση με:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,Ex} + 0,3 \cdot N_{Ed,Ey} \quad (5.3)$$

όπου:

$N_{Ed,G}$: αξονική δύναμη λόγω κατακόρυφων φορτίων ($G + 0,3 \cdot Q$)

$N_{Ed,Ex}$: αξονική δύναμη λόγω σεισμικών φορτίων κατά x

$N_{Ed,Ey}$: αξονική δύναμη λόγω σεισμικών φορτίων κατά y

γ_{ov} : συντελεστής υπεραντοχής (δεχόμαστε $\gamma_{ov} = 1,25$)

Ω_{min} : ελάχιστη τιμή υπεραντοχής (στην προκειμένη περίπτωση $\Omega_{min} = 1,4$)

Ο συνδυασμός της σχέσης (5.3) δημιουργήθηκε στο πρόγραμμα προσομοίωσης Robot Structural Analysis με τον οποίο ελέγχθηκαν όλα τα υποστυλώματα του υπό μελέτη κτιρίου. Δυσμενέστερο κρίθηκε το περιμέτρικό υποστυλώμα του δεύτερου ορόφου διατομής HEB360 όπου η μέγιστη αξονική ήταν $N_{Ed} = 2319.62 \text{ kN}$ και η μέγιστη ροπή $M_y = 98.71 \text{ kNm}$ για σεισμό κατά y.

Ο έλεγχος μέλους σε αξονική και κάμψη ήταν ο κρίσιμότερος όπου η διατομή επαρκεί με λόγο $0.57 \leq 1$

Παρακάτω φαίνεται ο έλεγχος στο Robot Structural Analysis:

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: [EN 1993-1:2005/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 2691

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:

x = 0.00 L = 0.00 m

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 52 COM_Ικανοτικό_Y (1+2+3+4)*1.00+42*1.93+40*0.30

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 360

h=36.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=148.01 cm²

Az=60.60 cm²

Ax=180.63 cm²

tw=1.3 cm

Iy=43193.50 cm⁴

Iz=10141.20 cm⁴

Ix=310.00 cm⁴

tf=2.3 cm

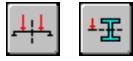
Wply=2683.14 cm³

Wplz=1032.51 cm³

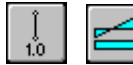
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 2319.62 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -58.42 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,Ed} = 2.92 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{y,Ed} = 1.02 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 6412.47 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -98.71 \text{ kN}^*\text{m}$		$M_{z,Ed,max} =$
$2.92 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{y,c,Rd} = 3033.56 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 4652.35 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 952.51 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 366.54 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{z,Ed} = 32.35 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 695.85 \text{ kN}^*\text{m}$	$MN_{,z,Rd} = 358.73 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{z,c,Rd} =$
1241.96 kN			
	$M_{b,Rd} = 874.60 \text{ kN}^*\text{m}$		

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

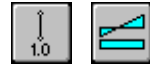
**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

$z = 0.00$	$M_{cr} = 3533.17 \text{ kN}^*\text{m}$	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	$X_{LT} = 0.92$
$L_{cr,low} = 4.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.52$	$f_{i,LT} = 0.67$	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y = 4.00 \text{ m}$	$Lam_y = 0.34$
$L_{cr,y} = 4.00 \text{ m}$	$X_y = 0.95$
$Lam_y = 25.87$	$k_{zy} = 0.54$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z = 4.00 \text{ m}$	$Lam_z = 0.70$
$L_{cr,z} = 4.00 \text{ m}$	$X_z = 0.73$
$Lam_z = 53.38$	$k_{zz} = 0.95$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.36 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^2 = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\Lambda_{\lambda,y} = 25.87 < \Lambda_{\lambda,max} = 210.00 \quad \Lambda_{\lambda,z} = 53.38 < \Lambda_{\lambda,max} = 210.00$$

ΣΤΑΘΕΡΟ

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.57 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**4.10 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών**

Ο ορθός σχεδιασμός μιας μεταλλικής κατασκευής προβλέπει ασφάλεια και οικονομία υλικού το οποίο συνεπάγεται ότι οι διατομές πρέπει να καταπονούνται στο 80-90% της αντοχής τους. Ωστόσο, η τυποποίηση που απαιτείται κατά το σχεδιασμό των μεταλλικών κατασκευών σε συνδυασμό με τον περιορισμό των μετακινήσεων μπορεί να οδηγήσει σε μειωμένα ποσοστά εκμετάλλευσης. Στον Πίνακα 4.4 παρατίθενται τα μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση του φορέα.

Πίνακας 4.4 : Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών

Μέλος	Διατομή	Μέγιστο ποσοστό εκμετάλλευσης
Κεντρικά υποστυλώματα ισογείου, 1 ^{ου} και 2 ^{ου} ορόφου	HEB 360 cross	80%
Περιμετρικά υποστυλώματα ισογείου και 1 ^{ου} ορόφου	HEB 360 cross2	80%
Κεντρικά υποστυλώματα 3 ^{ου} και 4 ^{ου} ορόφου	HEB 360	85%
Περιμετρικά υποστυλώματα 2 ^{ου} και 3 ^{ου} ορόφου	HEB 360	80%
Κεντρικά υποστυλώματα 5 ^{ου} και 6 ^{ου} ορόφου	HEB 340	85%
Περιμετρικά υποστυλώματα 4 ^{ου} και 5 ^{ου} ορόφου	HEB 340	80%
Κεντρικά υποστυλώματα 7 ^{ου} ορόφου και περιμετρικά 6 ^{ου} 7 ^{ου}	HEB 300	74%
Διαδοκίδες	HEA 220	80%
Κυρίες δοκοί	HEA 320	94%
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ισογείου και 1 ^{ου}	CHS 139.7x8	52%
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας 2 ^{ου} και 3 ^{ου}	CHS 139.7x6.3	51%
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας 4 ^{ου} και 5 ^{ου}	CHS 139.7x5	51%
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας 6 ^{ου} και 7 ^{ου}	CHS 114.3x3.2	45%

5 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ

Οι συνδέσεις των μελών συνιστούν ένα πολύ σημαντικό κομμάτι στο σχεδιασμό της κατασκευής και πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η πλήρης εκμετάλλευση της αντοχής και της πλαστιμότητας των συνδεόμενων μελών. Τα δύο είδη που απαντώνται είναι οι συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλοι, πείροι κλπ) και οι συγκολλήσεις (εσωραφές και εξωραφές) ενώ αξίζει να σημειωθεί ότι ο σχεδιασμός των συνδέσεων απαιτεί μία συντηρητικότερη προσέγγιση σε σχέση με αυτή των μελών.

Οι συνδέσεις διακρίνονται σε κατηγορίες ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν, την αντοχή τους έναντι ροπών αλλά και βάσει της δυσκαμψίας τους.

Η κατηγοριοποίηση των συνδέσεων με βάση τη δυσκαμψία τους είναι η ακόλουθη:

- Άκαμπτοι κόμβοι : Πρόκειται για τους κόμβους στους οποίους δεν μεταβάλλεται η αρχική γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως πάκτωση.

- Αρθρωτοί κόμβοι: Είναι οι κόμβοι στους οποίους επιτρέπεται η σχετική

στροφή μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως άρθρωση.

- Ημιάκαμπτοι κόμβοι: Πρόκειται για τους κόμβους στους οποίους η γωνία ϕ μεταξύ του συνδεόμενου μέλους και του υπόλοιπου κόμβου μεταβάλλεται ανάλογα με την επιβαλλόμενη ροπή στο μέλος. Η σύνδεση λειτουργεί ως ελαστική πάκτωση και προσομοιώνεται συνήθως με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα μελετηθούν οι παρακάτω συνδέσεις:

- Σύνδεση υποστυλώματος HEB360 με κύρια δοκό HEA320
- Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας CHS 139.7×6.3

Η σύνδεση υποστυλώματος με κύρια δοκό σχεδιάστηκε και ελέγχθηκε με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis.

5.1 Σύνδεση υποστυλώματος HEB360 με κύρια δοκό HEA320

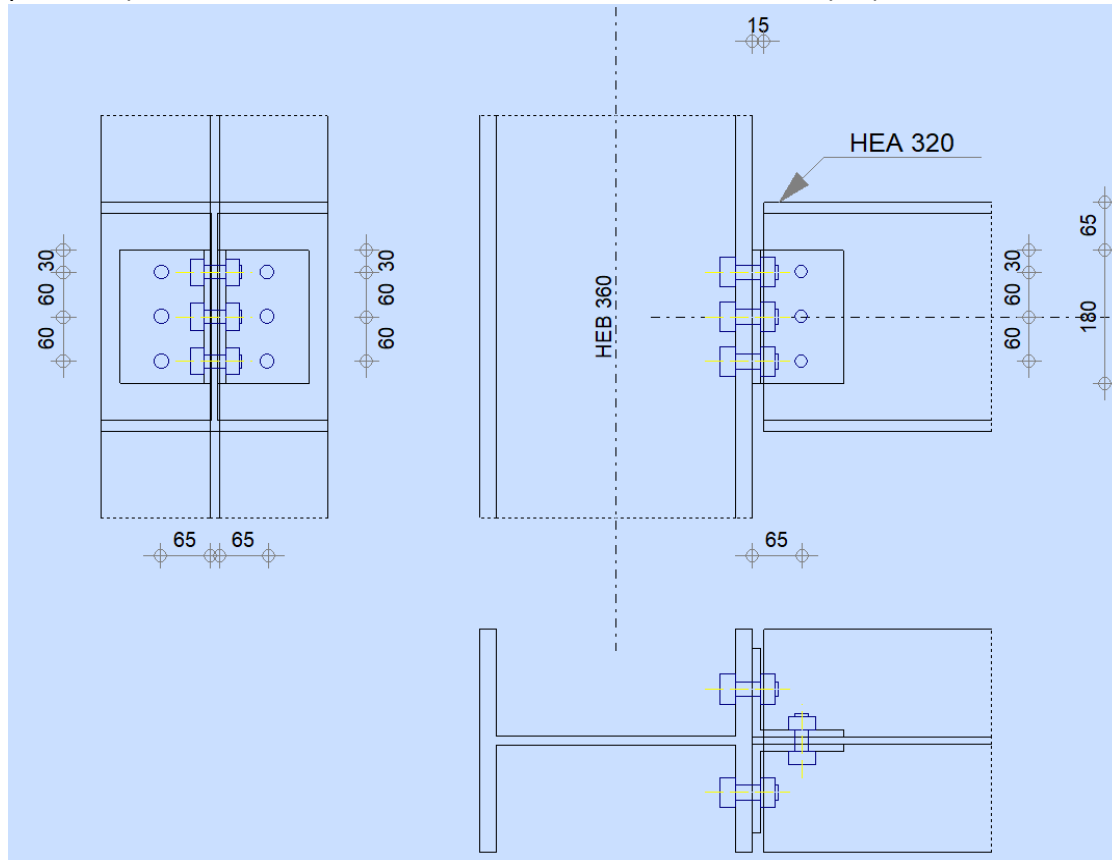
Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν την σύνδεση προέρχονται από τον συνδυασμό σε ΟΚΑ με βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q
 $1,35G+1,5Q+1,5\cdot 0,6W+1,5\cdot 0,5S$

$N_{b,Ed} = 0,01$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

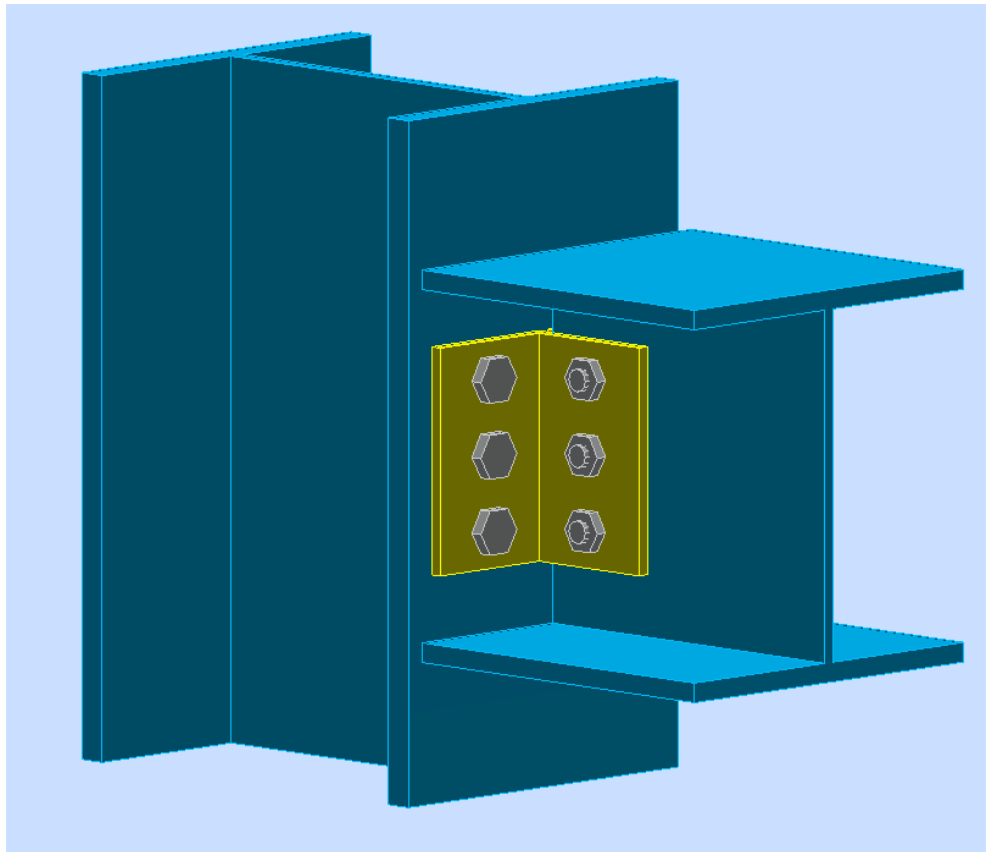
$V_{b,Ed} = 186,66$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$M_{b,Ed} = -0,00$ [kN*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

Για την σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν 6 κοχλίες M18 ποιότητας 8.8 και μετωπική πλάκα διαστάσεων 180mm x 120mm x 10mm ποιότητας S355.



Σχήμα 5.1: Σύνδεση υποστυλώματος με κύρια δοκό



Σχήμα 5.2: Τρισδιάστατη προσομοίωση σύνδεσης

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional</p> <p>ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΜΕ ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ</p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	
		<p>ΛΟΓΟΣ 0,90</p>

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

Δυνάμεις κοχλιών στο υποστύλωμα - σύνδεση γωνιακού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 70$ [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

$M_0 = 6,49$ [kN*m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ $M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{Vz} = 31,11$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ $F_{Vz} = 0.5 * |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 54,05$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \Sigma z_i^2$

$e = 70$ [mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ	
$F_{x,Ed} = 54,05$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 31,11$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} = 120,6$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 89,09$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 54,05 < 120,64$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,45)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 31,11 < 89,09$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,35)

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$59,31 < 141,12$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,42)
--------------------------	------------------	---------------------

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Ed} = 62,37$ [kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ $F_{v,Ed} = f [F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]$	
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,82 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,82)

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

Δυνάμεις κοχλίων στο γωνιακό - σύνδεση δοκού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 76$ [mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ	
$M_0 = 14,23$ [kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} = 62,22$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Vz} = V_{b,Ed} /n$
$F_{Mx} = 118,6$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \Sigma z_i^2$
$F_{x,Ed} = 24,11$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 62,22$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} = 132,3$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 119,1$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 118,61 < 132,30$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,90)

e = 76 [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |62,22| < 119,1 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,52)$$

ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΑΠΟΤΜΗΣΗ

ΓΩΝΙΑΚΟ

$V_{effRd} = 293,16$ [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ

$$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |93,33| < 293,16 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,32)$$

ΔΟΚΟΣ

$V_{effRd} = 374,92$ [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |186,66| < 374,92 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,50)$$

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0,90

5.2 Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας CHS 139.7×6.3

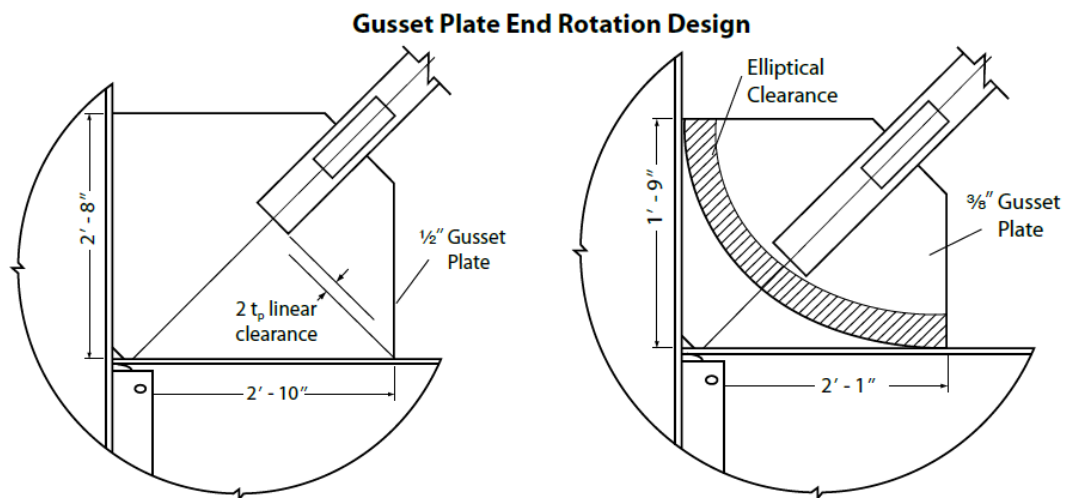
Αρχικά, σύμφωνα με την έρευνα [\[18\]](#), παρόλο που στο σχεδιασμό των CBF θεωρούμε το χιαστί ως ελκυστήρα-θλιπτήρα, δηλαδή ως μέλος που μεταφέρει καθαρά αξονικό φορτίο, στην πραγματικότητα υπάρχει σημαντική ανελαστική παραμόρφωση εντός των δοκών και των υποστυλωμάτων κατά τη σεισμική απόκριση των πλαισίων. Μέσω συνδέσεων με μεγάλα κομβοελάσματα, μπορεί να δημιουργηθεί μια άκαμπτη σύνδεση ροπής αντί για άρθρωση, οπότε να έχουμε μεγάλες ροπές κάμψης στις δοκούς και τα υποστυλώματα με αποτέλεσμα τη διαρροή τους, όπως φαίνεται στο Εικόνα 5.1.



Εικόνα 5.1: Σημαντική διαρροή της δοκού και του υποστυλώματος [18]

Με βάση τους αμερικάνικους κανονισμούς [15], υπάρχει η μέθοδος του γραμμικού διάκενου και του ελλειπτικού διάκενου για το σχεδιασμό των κομβοελασμάτων. Το διάκενο και στις δυο περιπτώσεις χρησιμοποιείται για να επιτευχθεί η αναμενόμενη περιστροφή του άκρου του χιαστί λόγω των παραμορφώσεων εκτός επιπέδου που προκύπτουν κατά το λυγισμό του. Επίσης το διάκενο εκφράζεται συναρτήσει του πάχους της πλάκας t .

Στην περίπτωση του γραμμικού διάκενου, απαιτείται μια απόσταση $2t$ παράλληλη από το άκρο του χιαστί μέχρι να τμήσει το κοντινότερο μέλος (δοκάρι ή υποστύλωμα) όπου και εκεί θα είναι τα όρια του κομβοελάσματος. Σε αυτήν την περίπτωση, οδηγούμαστε σε ελάσματα με αρκετά μεγάλες διαστάσεις που οδηγούν σε μεγάλο πάχος ελάσματος.



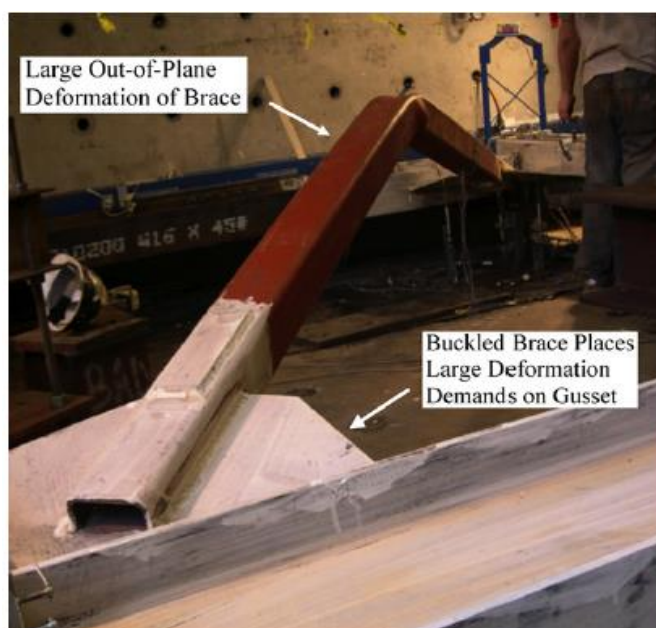
Σχήμα 5.3 α: Γραμμικό διάκενο $2t$ [18]

Σχήμα 5.3 β: Ελλειπτικό διάκενο [18]

Το μοντέλο του ελλειπτικού διάκενου χρησιμοποιεί ένα τεταρτημόριο μιας έλλειψης με ορθογώνιο διάκενο που είναι N φορές το πάχος της πλάκας, tr , και στις δύο γωνίες του κομβοελάσματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.3β. Το κέντρο της έλλειψης βρίσκεται στην τομή της προέκτασης των γραμμών του ελάσματος που τέμνουν τη δοκό και το υποστύλωμα.

Με βάση αυτό το μοντέλο σχεδιασμού, επιτυγχάνεται πιο συμπαγές και λεπτότερο κομβοέλασμα, με αποτέλεσμα το σύστημα CBF να έχει σημαντικά μεγαλύτερη ολκιμότητα και ανελαστική ικανότητα παραμόρφωσης.

Σύμφωνα με την έρευνα [17], τα κομβοελάσματα πρέπει να είναι σχεδιασμένα με αρκετή ακαμψία και αντίσταση για την ανάπτυξη της αναμενόμενης μέγιστης αντίστασης του προσαρτημένου χιαστί, αλλά η πρόσθετη ακαμψία της σύνδεσης μπορεί να μειώσει την ανελαστική ικανότητα παραμόρφωσης του συστήματος CBF. Επιπρόσθετα, η συγκόλληση που χρησιμοποιείται για την προσάρτηση του κομβοελάσματος στη δοκό και το υποστύλωμα πρέπει να έχει αντοχή επαρκή για την ανάπτυξη της απόλυτης αντοχής του κομβοελάσματος. Μια συγκόλληση που έχει σχεδιαστεί για να αντιστέκεται απλώς στην αντοχή του χιαστί θα οδηγήσει σε αστοχία συγκόλλησης (Lehman et al. 2008). Οι απαιτήσεις για ανελαστική παραμόρφωση ορόφου οδηγούν σε μεγάλη παραμόρφωση λόγω λυγισμού στο χιαστί, όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.2



Εικόνα 5.2: Παραμορφώσεις εκτός επιπέδου του χιαστί

Η αντοχή και η δυσκαμψία της σύνδεσης του κομβοελάσματος πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη για να αναπτύξει την πλήρη ικανότητα του χιαστί, αλλά δεν πρέπει να είναι υπερβολικά μεγάλη, επειδή μια υπερβολικά σκληρή ή ισχυρή σύνδεση συγκεντρώνει τη διαροή σε μικρότερο μήκος στη μέση του χιαστί, οδηγώντας έτσι σε μεγαλύτερη τοπική ένταση στο χιαστί και νωρίτερη αστοχία του χιαστί.

Αυτή είναι μια σημαντική παρατήρηση γιατί ο κύριος λόγος αστοχίας των πλαισίων SCBF είναι η αστοχία σε αυτή τη θέση του χιαστί, και τα αναλυτικά αποτελέσματα υποδηλώνουν ότι η χρήση ενός παχύτερου, και έτσι πιο άκαμπτου και ισχυρότερου, κομβοελάσματος μειώνει την ολκιμότητα και την ανελαστική ικανότητα παραμόρφωσης των πλαισίων SCBF.

Μετά από εκτέλεση πειραμάτων σύμφωνα με την έρευνα [17], όταν χρησιμοποιήθηκε ένα γραμμικό διάκενο 2 tr, σημαντική διαροή παρατηρήθηκε για την πλειονότητα της γραμμικής ζώνης του κομβοελάσματος, η οποία καθυστέρησε την αστοχία της συγκόλλησης. Ωστόσο, η μετατόπιση ορόφου όταν αστοχήσει το χιαστί μειώθηκε από 3,2% σε 2,2%. Αυτή η πρόβλεψη για νωρίτερη αστοχία του χιαστί προκύπτει από τη χρήση σχετικά μεγάλων, δύσκαμπτων πλακών που έχει ως αποτέλεσμα την συγκέντρωση μεγάλης τάσης στη μέση του συνδέσμου δυσκαμψίας και επισπεύδει νωρίς την αστοχία του χιαστί.

Διεξήχθη επίσης μια σειρά αναλύσεων για τον προσδιορισμό της καλύτερης τιμής διάκενου για το ελλειπτικό μοντέλο, δηλαδή το N στην Ntr έκφραση. Οι τιμές διάκενου των 3, 8 και 12tr αξιολογήθηκαν, που είχε ως αποτέλεσμα σχετικά μικρές διακυμάνσεις στην αναμενόμενη αντίσταση του πλαισίου. Επίσης διαπιστώθηκε ότι το μικρότερο όριο διάκενου είναι πιθανό να υποστεί την αρχή ρωγμής στη συγκόλληση και την αστοχία σε μικρότερες μετακινήσεις ορόφων.

Παρόμοιο με το μοντέλο γραμμικού διάκενου, η μεγαλύτερη απόσταση διάκενου έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερο κομβοέλασμα (και μερικές φορές παχύτερο εξαιτίας των απαιτήσεων σε λυγισμό του ελάσματος), και αυτό το μεγάλο έλασμα δημιουργεί μεγαλύτερη δυσκαμψία στη σύνδεση, η οποία προκαλεί νωρίτερη αστοχία του χιαστί.

Μετά από πειραματικά δεδομένα προκύπτει ότι το μοντέλο ελλειπτικού διάκενου έχει ως αποτέλεσμα απόδοση ίση ή καλύτερη από το μοντέλο γραμμικού διάκενου 2tr και ένα ενδιάμεσο όριο ελλειπτικού διάκενου περίπου 6tr έως 8tr προσφέρει το βέλτιστο “συμβιβασμό” για καλή απόδοση του πλαισίου. Μικρότερα διάκενα οδηγούν σε νωρίτερη ρωγμή των συγκολλήσεων του κομβοελάσματος, ενώ μεγαλύτερα διάκενα οδηγούν σε νωρίτερη αστοχία του χιαστί.

Τα κωνικά κομβοελάσματα οδηγούν σε αστοχία του χιαστί σε μετατοπίσεις ορόφου παρόμοιες με αυτές για μοντέλα με καλά σχεδιασμένα ορθογώνια κομβοελάσματα. Επίσης τα κωνικά ελάσματα οδηγούν σε μειωμένη τοπική διαροή στη δοκό και στο υποστύλωμα που γειτνιάζει με το έλασμα, αλλά παρουσιάζουν νωρίτερη ρωγμή συγκόλλησης σε σχέση με τα εναλλακτικά ορθογώνια κομβοελάσματα.

Με βάση την έρευνα [19], η λογική των κομβοελασμάτων με μεγαλύτερο πάχος και διαστάσεις είναι να επιτραπεί η περιστροφή του άκρου του χιαστί, ενώ ο

σχεδιασμός λεπτότερου και πιο συμπαγές κομβοελάσματος οδηγεί στο να αποκτήσουν διαρροή αναλογική της διαρροής του χιαστί σε εφελκυσμό και να επιτρέψουν επίσης την περιστροφή του άκρου στη θλίψη.

Αυτή η λογική οδήγησε στη βάση μιας προσέγγισης ισοροπημένης διαδικασίας σχεδιασμού (balanced design procedure)[\[19\]](#) Με αυτή τη διαδικασία ο κύριος μηχανισμός διαρροής γίνεται από το χιαστί και εν συνεχεία από το κομβοέλασμα. Ο λόγος των αντιστάσεων διαρροής των δυο μηχανισμών καθορίζει την αναλογία διαρροής μεταξύ των δυο μελών σύμφωνα με τα γεωμετρικά στοιχεία και την αντοχή των υλικών του χιαστί και του ελάσματος.

Ο λόγος αυτός είναι:

$$\beta_w = \frac{(R_y * F_y * A_{net}) \text{ του χιαστί}}{(R_y * F_y * b * t) \text{ του ελάσματος}}$$

Πίνακας 5.1 : Σύγκριση μοντέλου σχεδιασμού κομβοελασμάτων [\[19\]](#)

Σχεδιασμός με Ελλειπτικό Διάκενο	Σχεδιασμός με Γραμμικό Διάκενο
Τόσο το χιαστί όσο και το κομβοέλασμα αναπτύσσουν την απόδοση του συστήματος	Τα χιαστί κυρίως αναπτύσσουν την απόδοση του συστήματος
Το κομβοέλασμα μπορεί να αναπτύξει ανελαστικές τάσεις κατά τον εφελκυσμό του χιαστί	Το κομβοέλασμα παραμένει ελαστικό κατά τον εφελκυσμό του χιαστί
Ο λόγος β_w χαρακτηρίζει την ισορροπία των μηχανισμών διαρροής του χιαστί και του κομβοελάσματος	Δεν υπάρχει τέτοιος μηχανισμός ισορροπίας
Η παραμόρφωση του συστήματος μοιράζεται από δυο στοιχεία κατά τη σεισμική δράση	Κατά τη σεισμική δράση το χιαστί κυρίως υπόκειται σε ανελαστική παραμόρφωση
Το κομβοέλασμα έχει έναν διπλό ρόλο στο σύστημα: (1) να ικανοποιεί την περιστροφή του άκρου του χιαστί (2) συνεισφέρει στην ολκιμότητα και στη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας	Το κομβοέλασμα έχει έναν μόνο ρόλο στο σύστημα που είναι να ικανοποιεί την περιστροφή του άκρου του χιαστί
Λεπτότερα κομβοελάσματα παρέχουν μικρότερο κόστος	Συνήθως μη οικονομικά και μεγαλύτερα σε διαστάσεις και πάχος κομβοελάσματα
Ασθενή κομβοελάσματα μειώνουν την πιθανότητα δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στις συνδέσεις με τα υπ/τα-δοκάρια, δεσμεύοντας τα ίδια τα ελάσματα	Μεγάλα κομβοελάσματα παραμένουν άκαμπτα και ισχυρά κατά τη σεισμική δράση και διευκολύνουν τη δημιουργία της πλαστικής άρθρωσης στις συνδέσεις με τα υπ/τα-δοκάρια

Σύμφωνα με την έρευνα [16], ο ισορροπημένος σχεδιασμός BDP επιδιώκει να μεγιστοποιήσει την διαρροή και επομένως παραμόρφωση του συστήματος καταστέλλοντας παράλληλα ανεπιθύμητους μηχανισμούς αστοχίας.

Οι διαφορές αυτού του σχεδιασμού με τους αμερικάνικους κανονισμούς είναι ότι αντί για συντελεστές αντοχής χρησιμοποιούνται συντελεστές ισορροπίας με σκοπό να εξισορροπήσουν τους μηχανισμούς διαρροής και αστοχίας για να επιτευχθεί μέγιστη ικανότητα παραμόρφωσης του συστήματος. Αυτοί οι συντελεστές ισορροπίας βασίζονται στην ανελαστική παραμόρφωση που παρέχεται από τους μηχανισμούς και όχι στην προβλεπόμενη αντοχή.

Για παράδειγμα η διαρροή του κομβοελάσματος που είναι προτιμώμενος μηχανισμός διαρροής έχει συντελεστή β ίσο με 1.0 ενώ ανεπιθύμητοι μηχανισμοί αστοχίας έχουν συντελεστή <1.0

Οι συντελεστές β προέκυψαν μετά από πολλά πειραματικά δεδομένα.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία γίνεται αναλυτικός υπολογισμός με βάση το ελλειπτικό μοντέλο σχεδιασμού, του κομβοελάσματος του 2^{ου}-3^{ου} ορόφου προσπαθώντας να προσαρμοστούν οι αμερικάνικοι κανονισμοί στους ευρωπαϊκούς. Επίσης γίνεται ο σχεδιασμός με συνοπτικούς υπολογισμούς του ίδιου κομβοελάσματος με βάση το μοντέλο γραμμικού διάκενου για ορθογωνικό και για κωνικό έλασμα.

Στη συγκεκριμένη περίπτωση, δεν έγινε επίλυση με τους συντελεστές β του BDP διότι τα αποτελέσματα ήταν περίπου ίδια (1mm μικρότερο πάχος ελάσματος), οπότε παραλείπονται, λόγω της μικρής ακτίνας αδρανείας i και γενικά της μικρής διατομής του χιαστή, καθώς δε δημιουργεί μεγάλες απαιτήσεις λυγισμού στο κομβοέλασμα.

Ικανοτική αντοχή των διαγωνίων CHS 139.7×6.3

Οι συνδέσεις πρέπει να ελεγχθούν με την ικανοτική αντοχή των διαγωνίων, η οποία υπολογίζεται ως εξής:

Για τη διαγώνιο του 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου:

$$N_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 937.2 = 1288.65 \text{ kN}$$

Σύνδεση Χιαστί – Ελάσματος με συγκόλληση

Μήκος Συγκόλλησης:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = f_{vw,d} * a * n * l$$

Όπου

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w * \gamma_{M2}} = \frac{510/\sqrt{3}}{0.9 * 1.25} = 261.732 \text{ N/mm}^2 \text{ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση της συγκόλλησης}$$

α είναι το πάχος συγκόλλησης όπου $\alpha_{\min}=3\text{mm}$ και $\alpha_{\max}=0.7 * t_{\min}=0.7 * 6.3=4.41\text{mm}$

Επιλέγεται πάχος συγκόλλησης 5mm

n =4 είναι ο αριθμός ραφών συγκόλλησης

l είναι το μήκος συγκόλλησης

Οπότε:

$$l = \frac{N_{Ed}}{f_{vw,d} * a * n} = \frac{1288.65 \text{ kN}}{261.732 * \frac{10^{-3} \text{ kN}}{\text{mm}^2} * 5 \text{ mm} * 4} = 246.18 \text{ mm}$$

Έλεγχος αντοχής του υλικού του χιαστί

Ελέγχεται η αντοχή του υλικού του χιαστί 139.7x6.3 αν επαρκεί:

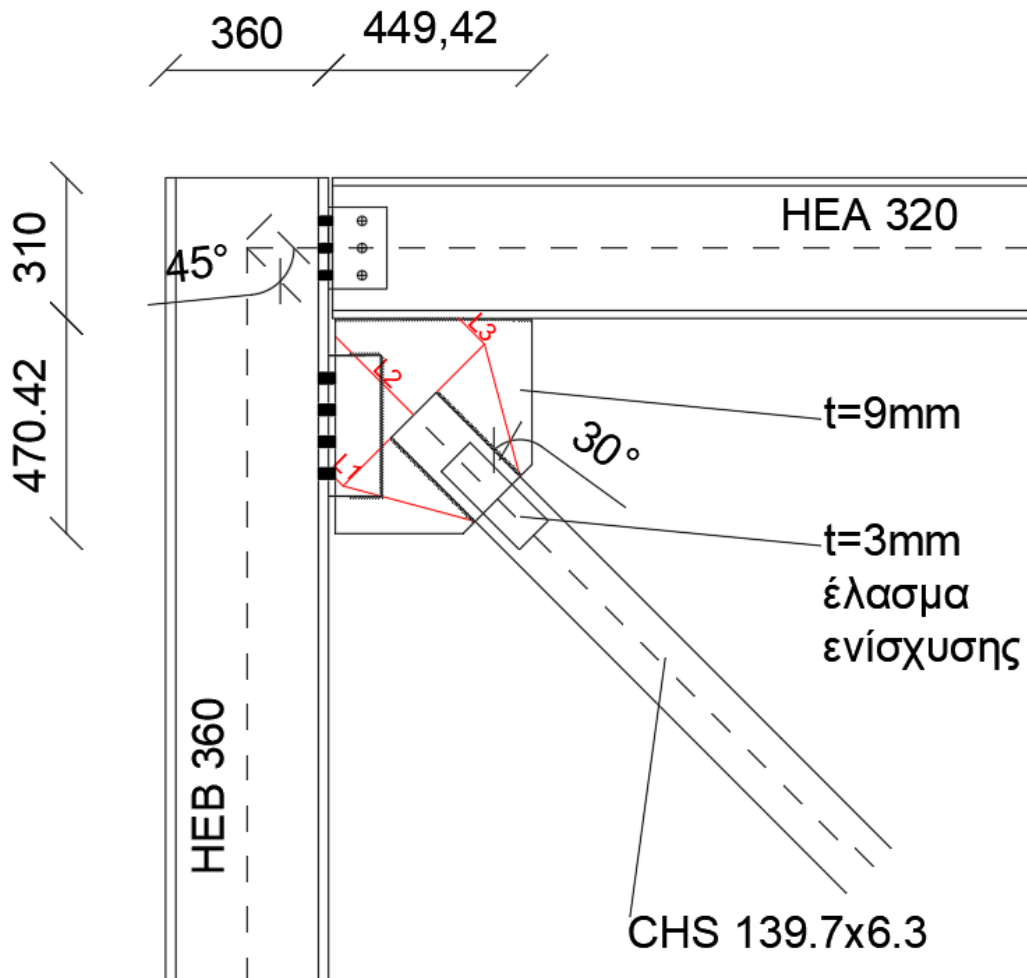
$$P_{ut} = 0.75 * 0.6 * f_u * n * l * t_f = 0.75 * 0.6 * 510 * 4 * 246.18 * 6.3 =$$

$$1423.76 \text{ kN} > 1275.12 \text{ kN}$$

Πλάτος Whitmore

Το πλάτος υπολογίζεται με βάση το Σχήμα 5.4

$$B_w = 139.7 + 2 * 246.18 * \tan 30 = 423.96 \text{ mm}$$



Σχήμα 5.4 : Πλάτος Whitmore και ισοδύναμο μήκος λυγισμού L

Επιλογή πάχους ελάσματος

- Έλεγχος εφελκυσμού:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$\text{Όπου } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{B_w \cdot t \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Οπότε } t \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{B_w \cdot f_y} = \frac{1288.65}{42.396 \cdot 35.5} = 0.86 \text{ cm}$$

$$\text{Και } N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot B_w \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Οπότε } t \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M2}}{0.9 \cdot B_w \cdot f_u} = \frac{1288.65 \cdot 1.25}{0.9 \cdot 42.396 \cdot 51} = 0.83 \text{ cm}$$

- Έλεγχος ελάσματος έναντι απόσχισης λόγω συγκόλλησης

$$N_{Ed} \leq V_{eff,1,Rd} = \frac{f_u * A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y * A_{nv}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

Όπου $A_{nt} = D_{CHS} * t$ η καθαρή επιφάνεια που υπόκειται σε εφελκυσμό

Και $A_{nv} = n' * l * t$ η καθαρή επιφάνεια που υπόκειται σε διάτμηση

Οπότε πρέπει

$$t \geq \frac{N_{Ed}}{\frac{f_u * D_{CHS}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y * n' * l}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}} = \frac{1288.65}{\frac{51 * 13.97}{1.25} + \frac{35.5 * 2 * 24.618}{\sqrt{3}}} = 0.82cm$$

Επιλέγω πάχος $t = 9mm$

Ικανότητα Λυγισμού του χιαστί

Μήκος χιαστί: $L = 5436.9 mm$

Ροπή αδρανείας: $I = 588.6cm^4$

Εμβαδό: $A = 26.40cm^2$

$$i = \sqrt{I_z/A} = 4.72cm$$

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 * \varepsilon = 76.059$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα } \bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i * \lambda_1} = \frac{543.69cm}{4.72cm * 76.059} = 1.514$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής λυγισμού } \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.37$$

$$\text{Όπου } \phi = 0.5 * (1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 1.7848$$

Και $\alpha = 0.21$ από καμπύλη λυγισμού α για κοίλες διατομές εν θερμώ έλαση.

$$\text{Οπότε } N_{pl,Rd}^{\text{χιαστί}} = \frac{\chi * f_y * A}{\gamma_{M1}} = 0.37 * 35.5 * 26.4 kN = 346.76kN$$

Ικανότητα Λυγισμού του ελάσματος

Το μέσο μήκος του ελάσματος με βάση τη μέθοδο Thornton

$$L = (L_1 + L_2 + L_3)/3 = (41.136 + 262.2 + 48.2)/3 = 117.18 mm$$

Και το κρίσιμο μήκος λυγισμού είναι $L_{cr} = 0.65 * L = 7.6167 \text{ cm}$

Η ροπή αδρανείας είναι $I = B_w * t^3 / 12$

Εμβαδό: $A = B_w * t = 423.96 * 9 = 3815.64 \text{ mm}^2$

$$i = \sqrt{I/A} = \frac{t}{\sqrt{12}} = 0.2598 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 * \varepsilon = 76.059$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα } \bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i * \lambda_1} = \frac{7.6167 \text{ cm}}{0.2598 \text{ cm} * 76.059} = 0.38$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής λυγισμού } \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.9$$

$$\text{Όπου } \Phi = 0.5 * (1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.619$$

Και $\alpha = 0.49$ από καμπύλη λυγισμού c για συμπαγείς διατομές.

Οπότε

$$N_{pl,Rd}^{\text{έλασμα}} = \frac{\chi * f_y * A}{\gamma_{M1}} = 0.9 * 35.5 * 38.15 \text{ kN} = 1218.89 \text{ kN} > N_{pl,Rd}^{\text{χιαστί}} = 346.76 \text{ kN}$$

Έλασμα ενίσχυσης

Η διατομή του χιαστί θα κοπεί 4 mm περισσότερο από το πάχος του κομβοελάσματος για ευκολία ανέγερσης.

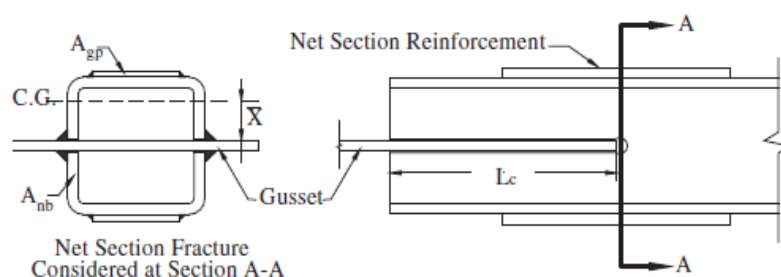
Τελικό εμβαδό χιαστί μετά την απομείωση λόγω κοπής : $A_{np} = 2488.84 \text{ mm}^2$

Πάχος ελάσματος ενίσχυσης = 3mm , Πλάτος ελάσματος ενίσχυσης = 90mm ,

Μήκος = Μήκος συγκόλλησης = 246.18mm

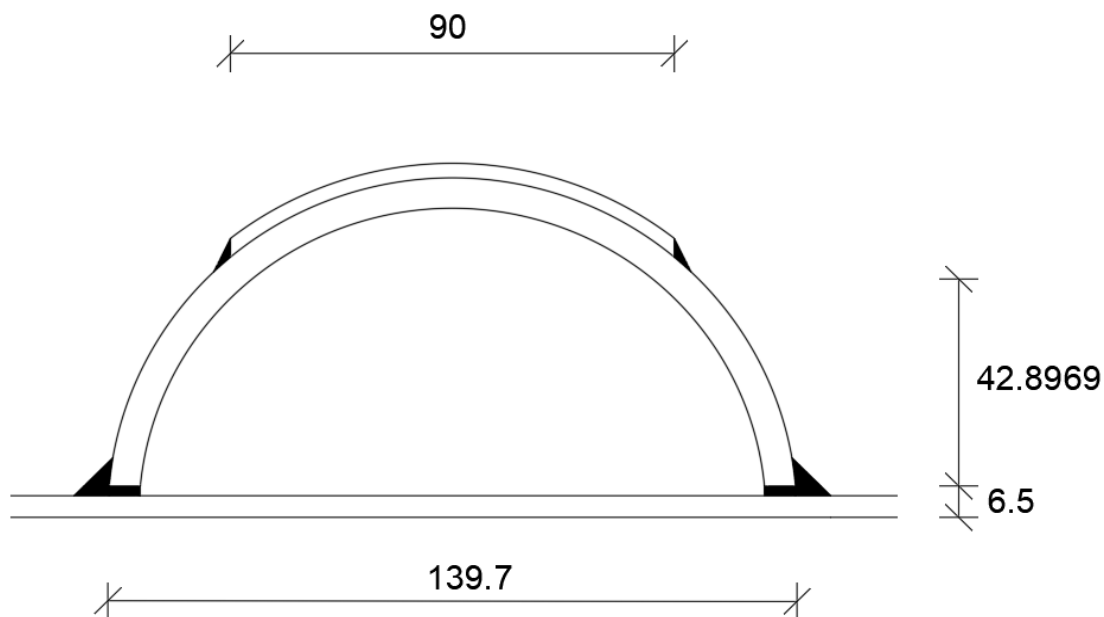
Εμβαδό κυκλικού τομέα ελασμάτων ενίσχυσης : $A_{gp} = 584.34 \text{ mm}^2$

$$U = 1 - x/L = 1 - 42.8969 / 246.18 = 0.83$$



Σχήμα 5.5: Αξιολόγηση καθαρής διατομής [14]

Όπου χ η απόσταση από το Κέντρο βάρους της καινούργιας διατομής



Σχήμα 5.6: Απομειωμένη διατομή λόγω κοπής

Με βάση τους αμερικάνικους κανονισμούς η αντοχή της απομειωμένης διατομής του χιαστί είναι:

$$P_{ut} = \beta * U * (R_{tb} * F_{ub} * A_{np} + F_{ub} * A_{gp}) = 0.75 * 0.83 * (1.1 * 1.25 * 51 * 25.2884 + 51 * 5.8434) = 1290 \text{ kN} > 1288.65 \text{ kN}$$

Χωρίς ενίσχυση είναι 1108.29 kN

Συγκόλληση κομβοελάσματος με τη δοκό HEA320

Η σύνδεση του κομβοελάσματος με τη δοκό και το υποστύλωμα πρέπει να γίνει με βάση την πλαστική ικανότητα του ελάσματος.

Σύμφωνα με τους αμερικάνικους κανονισμούς η δύναμη συγκόλλησης σε κάθε πλευρά του ελάσματος πρέπει να είναι:

$$F = 0.6 * R_y * f_y * t = 0.6 * 1.3 * 35.5 * 0.9 = 2492.1 \text{ kN/m}$$

Οπότε ανά μέτρο μήκους η συγκόλληση πρέπει να έχει πάχος:

$$a = \frac{F}{f_{vw,d} * n} = \frac{2492.1 \text{ kN}}{261.732 * \frac{10^{-3} \text{ kN}}{\text{mm}^2} * 2 * 1000 \text{ mm}} = 4.76 \text{ mm}$$

Οπότε επιλέγεται πάχος συγκόλλησης 5 mm < 0.7 * t = 6.3 mm

Συγκόλληση κομβοελάσματος με γωνιακό έλασμα σύνδεσης L

Το γωνιακό έλασμα επιλέγεται να έχει διαστάσεις 120x15 και μήκος 300mm και συγκολλάται με το κομβοέλασμα με το ίδιο πάχος συγκόλλησης με τη δοκό $a=5\text{mm}$.

Κοχλιωτή σύνδεση υποστυλώματος HEB360 με γωνιακό έλασμα L

Οι προεντεταμένους κοχλίες που θα χρησιμοποιηθούν για τη σύνδεση του γωνιακού ελάσματος με το υποστύλωμα 8 είναι διαμέτρου M27 ποιότητας 10.9 και τύπου C, δηλαδή ανθεκτικές έναντι ολίσθησης στην Ο.Κ.Α.

Έλεγχος αποστάσεων:

$$1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 30 = 36 \text{ mm} < e_1 = 45 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 9 + 40 = 76 \text{ mm}$$

$$1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 30 = 36 \text{ mm} < e_2 = 60 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 9 + 40 = 76 \text{ mm}$$

$$2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 30 = 66 \text{ mm} < p_1 = 70 \text{ mm} < \min\{14 \cdot t ; 200\} = \min\{14 \cdot 9 ; 200\} = 126 \text{ mm}$$

Οι αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών είναι εντός των απαιτήσεων του EC3.

Η αντοχή συγκόλλησης στο έλασμα είναι

$$F_{Ed} = 2492.1 \cdot l = 1757.25 \cdot 0.470 = 1171.28 \text{ kN}$$

Όπου $l = 85 \cdot 2 + 300 = 470\text{mm}$ το μήκος συγκόλλησης στο γωνιακό έλασμα.

Οπότε οι κοχλίες ελέγχονται σε εφελκυσμό και διάτμηση υπό φορτίο:

$$N_{Ed} = F_{Ed} / \sqrt{2} = 828.22 \text{ kN}$$

Έλεγχος κοχλίωσης έναντι εφελκυσμού:

$$F_{t,Rd} = m \cdot k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2} = 8 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 4.59 / 1.25 = 2643.84 \text{ kN} > N_{Ed} = 828.22 \text{ kN}$$

Έλεγχος κοχλίωσης έναντι ολίσθησης:

Δύναμη προέντασης κοχλίας:

$$F_{p,C} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.7 \cdot 100 \cdot 3.53 = 321.3 \text{ kN}$$

Αντοχή έναντι ολίσθησης:

$$F_{s,Rd} = \frac{m \cdot (k_s \cdot n \cdot \mu)}{\gamma_{M3}} \cdot \left(F_{p,C} - 0.8 \cdot \frac{F_{t,Ed}}{8} \right) = 8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0.5}{1.1} \cdot \left(321.3 - 0.8 \cdot \frac{828.22}{8} \right) = 867.19 \text{ kN} > N_{Ed} = 828.22 \text{ kN}$$

όπου $m = 8$ ο αριθμός των κοχλιών

$k_s = 1,0$ για κανονικές οπές

$n = 1$ οι επιφάνειες τριβής

$\mu = 0,5$ ο συντελεστής τριβής για μεταλλικές επιφάνειες προετοιμασμένες με αμμοβολή (Κατ.Α)

Έλεγχος κοχλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυγας:

Αντοχή έναντι σύνθλιψης άντυγας:

$$a = \min\left(\frac{e1}{3do}; \frac{p1}{3do} - \frac{1}{4}; \frac{fub}{fu}; 1,0\right) = 0.5$$

$$k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e2}{do} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p2}{do} - 1,7; 2,5\right) = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot \frac{k \cdot a \cdot fu \cdot d \cdot t_{min}}{\gamma M2} = 1451.2 \text{ kN} > N_{Ed} = 828.22 \text{ kN}$$

Έλεγχος κοχλίωσης έναντι τέμνουσας:

Εφόσον η σύνδεση είναι τύπου C δεν απαιτείται ο έλεγχος της κοχλίωσης έναντι τέμνουσας. Παρόλα αυτά, επειδή η σύνδεση βρίσκεται σε ζώνη απορρόφησης ενέργειας απαιτείται ο ικανοτικός σχεδιασμός της έτσι ώστε η αντοχή έναντι τέμνουσας να ξεπερνά την αντοχής έναντι σύνθλιψης άντυγας κατά τουλάχιστον 20%.

Λαμβάνονται κοχλίες των οποίων το σπείρωμα διέρχεται από τις επιφάνειες διάτμησης.

Αντοχή κοχλίωσης έναντι τέμνουσας:

$$F_{v,Rd} = m \cdot n \cdot \frac{a_v \cdot fub \cdot A_s}{\gamma M2} = 1762.56 \text{ kN} > 1.2 \cdot 1452.2 = 1741.44 \text{ kN}$$

Έλεγχος κοχλίωσης έναντι ταυτόχρονης διάτμησης και εφελκυσμού:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{828.22}{1762.56} + \frac{828.22}{1.4 \cdot 2643.84} = 0.69 \leq 1$$

Οπότε επαρκεί.

Έλεγχος γωνιακού ελάσματος L έναντι απόσχισης λόγω ύπαρξης οπών:

Θα γίνει έλεγχος απόσχισης του μέρους του ελάσματος L το οποίο είναι κοχλιωμένο με τους 4 κοχλίες. Οπότε η δύναμη που δέχεται αυτό το έλασμα είναι η μισή:

$$N_{Ed}/2 = 414.11 \text{ kN}$$

Στο έλασμα έχουμε μόνο διατμητική δύναμη, οπότε θεωρούμε πως η καθαρή επιφάνεια που υπόκειται σε εφελκυσμό είναι 0.

Καθαρή επιφάνεια που υπόκειται σε διάτμηση:

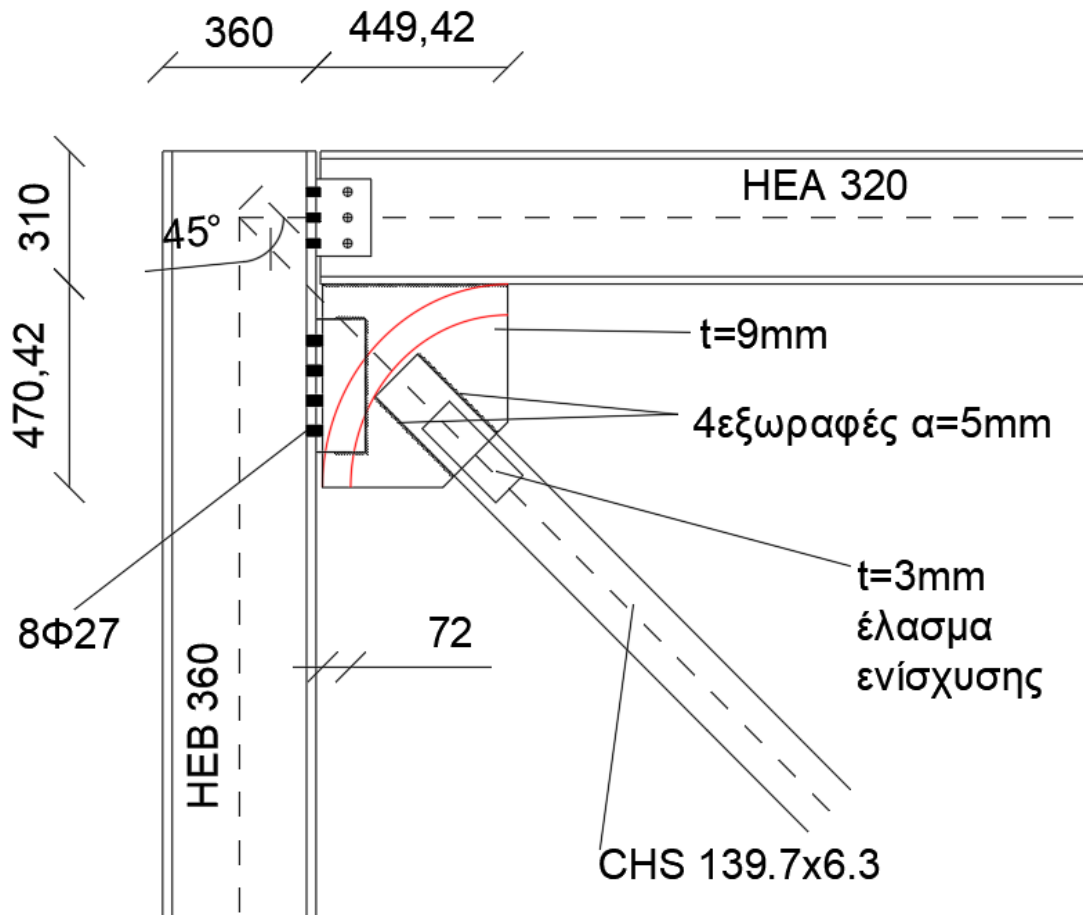
$$A_{nv} = (300 - 30 \cdot 4) \cdot 15 = 27.00 \text{ cm}^2$$

Για συμμετρική ομάδα κοχλίων υπό κεντρική φόρτιση, η αντοχή έναντι απόσχισης είναι:

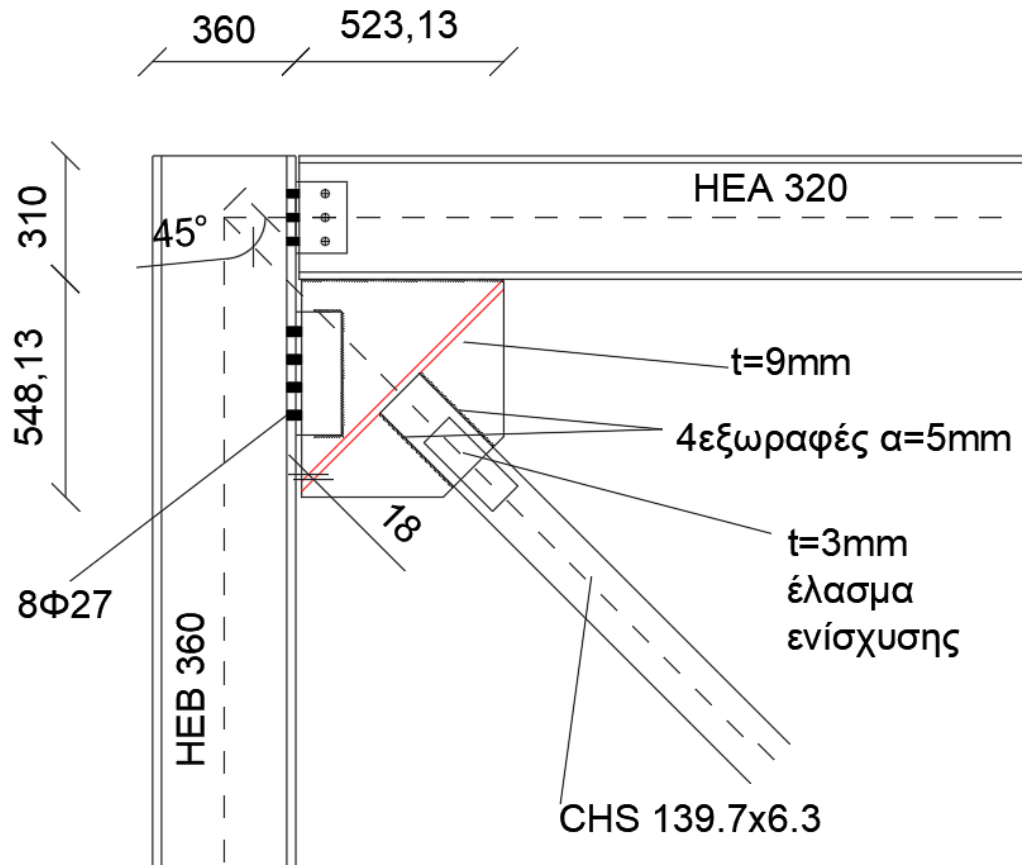
$$N_{eff,1,Rd} = \frac{f_y * A_{nv}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{27 * 35.5}{\sqrt{3} * 1} = 553.39 \text{ kN} > N_{Ed}/2 = 414.11 \text{ kN}$$

Οπότε επαρκεί ο σχεδιασμός του ελάσματος.

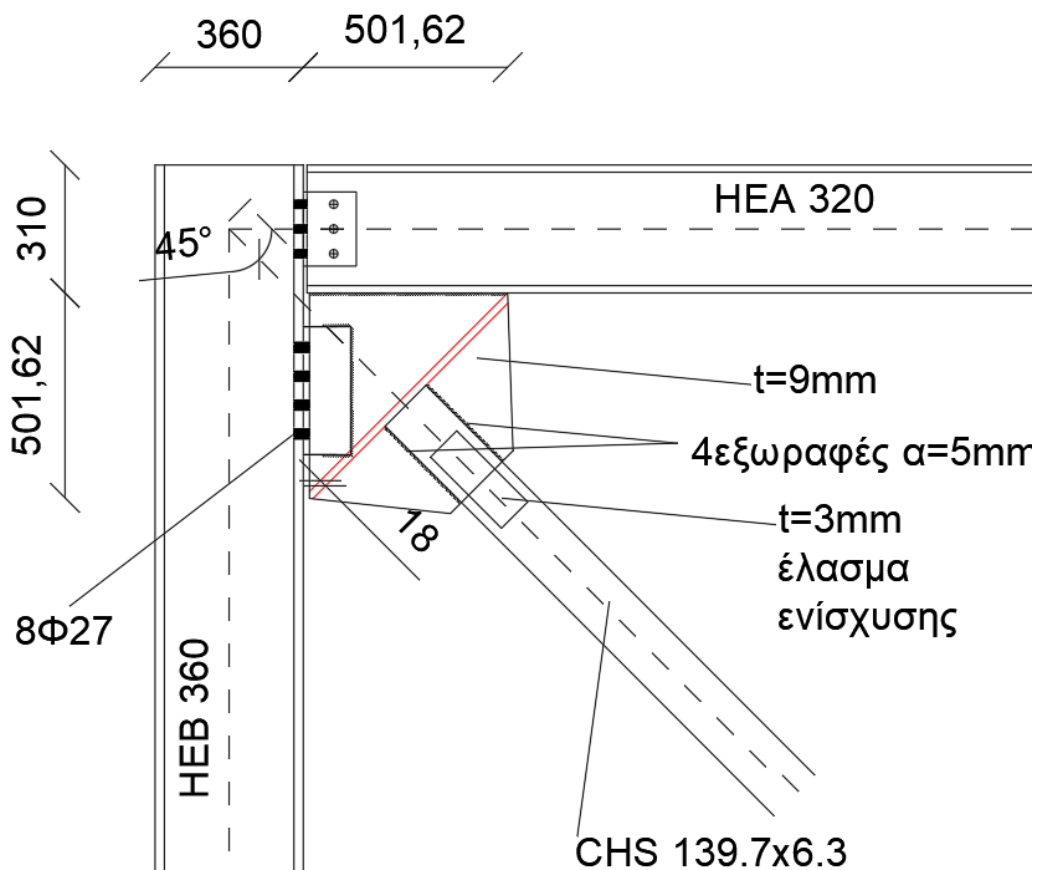
Ακολουθούν οι λεπτομέρειες της σύνδεσης του κομβοελάσματος:



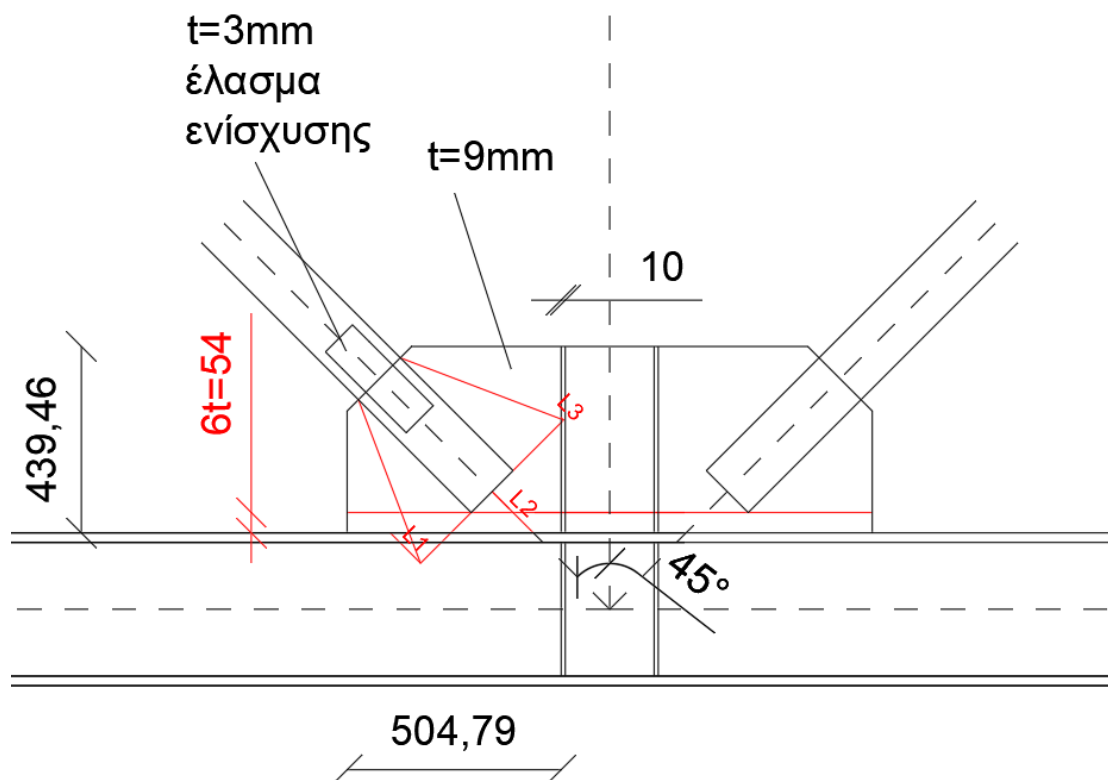
Σχήμα 5.7: Λεπτομέρεια σύνδεσης με βάση το ελλειπτικό διάκενο



Σχήμα 5.8: Λεπτομέρεια σύνδεσης με βάση το γραμμικό διάκενο



Σχήμα 5.9: Λεπτομέρεια σύνδεσης κωνικού ελάσματος με βάση το γραμμικό διάκενο



Σχήμα 5.10: Λεπτομέρεια σύνδεσης των συνδέσμων δυσκαμψίας στη δοκό

Σε περίπτωση που είχαμε μεγαλύτερη διατομή χιαστί, για παράδειγμα CHS 177.8x12.5, τότε η ικανότητα λυγισμού του χιαστί θα ήταν πολύ μεγαλύτερη: $N=1192.7$ kN και η αντίστοιχη ικανότητα λυγισμού του ελάσματος θα ήταν μικρότερη αφού θα μίκραινε το εμβαδό της ενεργής διατομής σε λυγισμό, καθώς θα χρειαζόταν μεγαλύτερο μήκος συγκόλλησης λόγω της αυξημένης ικανοτικής αντοχής του χιαστί. Οπότε θα οδηγούμασταν σε μεγαλύτερο έλασμα και σε πάχος και σε διαστάσεις, και θα ήταν πιο εμφανή η διαφορά του ελλειπτικού από το γραμμικό μοντέλο.

6 ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ –ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΟΣ ΠΡΟΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ

Από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis Professional υπολογίζεται το βάρος του μεταλλικού φορέα

Προμέτρηση κτιρίου

ΤΥΠΟΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ	ΜΗΚΟΣ (m)	ΒΑΡΟΣ ΜΟΝΑΔΑΣ	ΒΑΡΟΣ ΡΑΒΔΟΥ (kg)	ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (kg)	ΕΜΒΑΔΟ ΒΑΦΗΣ (m ²)
S355						
CHS 114.3x3.2	16	12,05	8,77	105,63	1690	69,20
CHS 139.7x5	16	12,05	16,65	200,61	3210	84,64
CHS 139.7x6.3	16	12,05	20,73	249,81	3997	84,64
CHS 139.7x8	16	12,73	25,99	330,89	5294	89,42
HEA 220	416	9,00	50,53	454,73	189170	4699,09
HEA 320	160	9,00	97,66	878,98	140636	2528,14
HEB360 cross	9	4,00	245,50	982,00	8838	123,95
HEB360 cross	18	4,50	245,50	1104,75	19885	278,88
HEB360 cross2	32	4,50	226,44	1018,96	32607	445,82
HEB 300	41	4,00	117,07	468,27	19199	283,99
HEB 340	50	4,00	134,20	536,81	26841	361,93
HEB 360	50	4,00	141,85	567,39	28370	369,73
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΑΝΑ ΔΙΑΤΟΜΕΣ						
CHS 114.3x3.2	16	192,80	8,77	1690,16	1690	69,20
CHS 139.7x5	16	192,80	16,65	3209,74	3210	84,64
CHS 139.7x6.3	16	192,80	20,73	3997,03	3997	84,64
CHS 139.7x8	16	203,68	25,99	5294,23	5294	89,42
HEA 220	416	3744,00	50,53	189169,64	189170	4699,09
HEA 320	160	1440,00	97,66	140636,35	140636	2528,14
HEB360 cross	27	117,00	245,50	28723,41	28723	402,83
HEB360 cross2	32	144,00	226,44	32606,85	32607	445,82
HEB 300	41	164,00	117,07	19199,23	19199	283,99
HEB 340	50	200,00	134,20	26840,67	26841	361,93
HEB 360	50	200,00	141,85	28369,62	28370	369,73
ΣΥΝΟΛΙΚΟ					479737	9419,43

Ενδεικτικός προϋπολογισμός μεταλλικού φορέα και θεμελίωσης

A/A	Περιγραφή	Μον.	Ποσότητα	Τιμή(€)	Δαπάνη(€)
1	Μεταφορές με αυτοκίνητο δια μέσου οδών καλής βατότητας	ton·km	155520	0,35	54432,00
2	Γενικές εκσκαφές σε έδαφος γαιώδες-ημιβραχώδες για τη δημιουργία υπόγειων κ.λ.π χώρων	m ³	1944	3,00	5832,00
3	Φορτωεκφόρτωση προϊόντων εκσκαφών με μηχανικά μέσα	m ³	1944	1,00	1944,00
4	Προμήθεια, μεταφορά επί τόπου, διάστρωση και συμπύκνωση σκυροδέματος με χρήση αντλίας ή πυργογερανού. Για κατασκευές από σκυρόδεμα κατηγορίας C8/10	m ³	130	73,00	9490,00
5	Προμήθεια, μεταφορά επί τόπου, διάστρωση και συμπύκνωση σκυροδέματος με χρήση αντλίας ή πυργογερανού. Για κατασκευές από σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25	m ³	226	101,00	22826,00
6	Ξυλότυποι συνήθων χυτών κατασκευών	m ²	240	16,00	3840,00
7	Χαλύβδινοι οπλισμοί σκυροδέματος. Χαλύβδινοι οπλισμοί κατηγορίας B500C	kg	720	1,00	720,00
8	Δομικά πλέγματα B500C	kg	800	1,00	800,00
9	Φέροντα στοιχεία από σιδηροδοκούς ή κοιλοδοκούς ύψους ή πλευράς > 160mm	kg	479737	3,00	1439211,00
11	Σύμμικτες Πλάκες	m ³	1450	110,00	159500,00
11	Επιστέγαση με θερμομονωτικά πετάσματα(πάνελς) πάχους 100mm και με διπλούς υαλοπίνακες	m ²	4752	48.50	230472,00
	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΔΑΠΑΝΗ				1929067,00

7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σε ένα μεταλλικό κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας ο σχεδιασμός των κομβοελασμάτων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των κομβοελασμάτων είναι εμφανές ότι:

- με χρήση του ελλειπτικού μοντέλου σχεδιασμού οδηγούμαστε σε έλασμα με μικρότερες διαστάσεις.
- Το κωνικό έλασμα με γραμμικό μοντέλο σχεδιασμού οδηγεί επίσης σε μικρό κομβοέλασμα αλλά σε αυτήν την περίπτωση είναι πιο ευάλωτη η σύνδεση με τη δοκό και το υποστύλωμα.
- Το ορθογωνικό έλασμα με γραμμικό μοντέλο σχεδιασμού οδηγεί σε αρκετά μεγαλύτερες διαστάσεις.

Σε όλες τις περιπτώσεις το πάχος των ελασμάτων προέκυψε ίδιο διότι η μικρή ακτίνα αδρανείας και το μικρό εμβαδό του συνδέσμου δυσκαμψίας δεν απαιτούσε μεγάλη αντοχή σε λυγισμό του ελάσματος εκτός επιπέδου. Ωστόσο σε μεγαλύτερες διατομές χιαστί είναι εμφανέστερη η διαφορά στο σχεδιασμό του ελάσματος με τις παραπάνω μεθόδους σχεδιασμού.

Τελικά ο βέλτιστος σχεδιασμός κομβοελασμάτων μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας επιτυγχάνεται με το ελλειπτικό μοντέλο.

8 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι. (2003): «Σιδηρές κατασκευές – ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι. (2010): «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
4. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι. Ιωαννίδης Γ. (2014) : «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
5. Παπαδάκης Γ., Διπλωματική εργασία (2018) «Σχεδιασμός Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων με Υπόγειο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Αθήνα
6. Νικολάου Α., Μεταπτυχιακή εργασία (2019) «Σχεδιασμός και αποτίμηση τυποποιημένου μεταλλικού 9-ώροφου κτιρίου βάσει Ευρωκωδίκων», Αθήνα
7. ΕΛΑΣΤΡΟΝ (2016) «Πίνακες Σχεδιασμού σύμμικτων πλακών με τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73» ΕΛΑΣΤΡΟΝ, Αθήνα
8. ArcelorMittal R&D (2021) «ArcelorMittal Beams Calculator version 3.51» Luxembourg
9. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις- Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια. (EN 1991-1-1)
10. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού. (EN 1991-1-3)
11. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις-Δράσεις ανέμου. (EN 1991-1-4)
12. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες για κτίρια. (EN 1993-1-1)
13. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια (EN 1998-1)
14. AISC (2010): Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction.
15. AISC (2016): Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction.
16. Charles W. Roeder , Eric J. Lumpkin, Dawn E. Lehman 2011. A balanced design procedure for special concentrically braced frame connections. ASCE, Journal of Constructional Steel Research 67 (2011) 1760–1772
17. Jung-Han Yoo, Dawn E. Lehman, Charles W. Roeder 2007. Influence of connection design parameters on the seismic performance of braced frames. ASCE, Journal of Constructional Steel Research 64 (2008) 607–623
18. Charles W. Roeder, Dawn E. Lehman 2008. Seismic Design and Behavior of Concentrically Braced Frames. Structural Performance 39 (2008)
19. Hassan, Muhammad Shariq 2018. Development of advanced numerical models for concentrically braced steel frame members and components. NUI Galway Chapter 5, A study on detailing gusset plate and bracing members inconcentrically braced frame structures, pp. 147-193