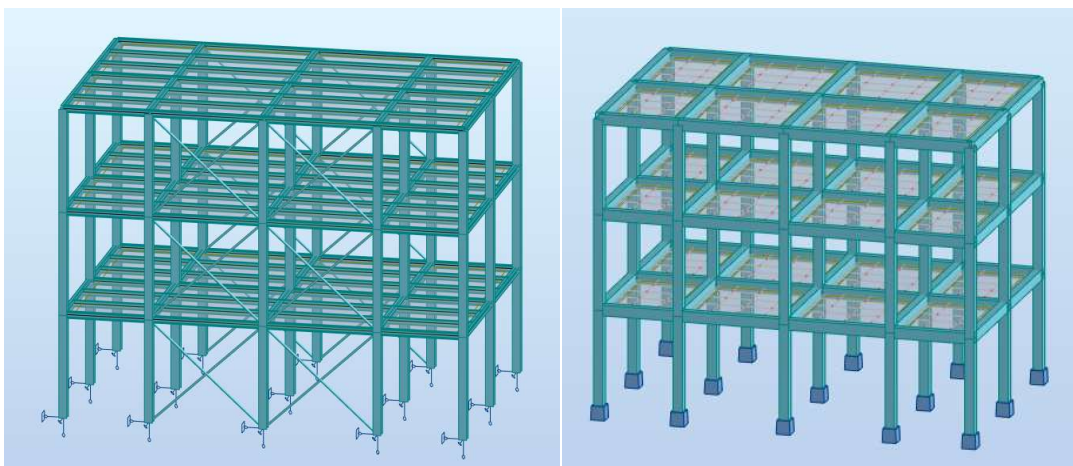




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μελέτη και σύγκριση διώροφης σύμμικτης κατασκευής με
πανομοιότυπη συμβατική οπλισμένου σκυροδέματος



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σάκο Μαρία

Επιβλέποντες: Χαράλαμπος Γαντές, Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Οκτώβρης 2021

ΕΜΚ ΔΕ 2021 22

Σάκο Μ. (2021).
Μελέτη και σύγκριση διώροφης σύμμικτης κατασκευής με πανομοιότυπη συμβατική
οπλισμένου σκυροδέματος
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021 22
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Study and comparison of a two-storey steel construction, with the same construction made by
reinforced concrete
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021 22
Institute of Steel structures, National Technical University of Athens, Greece.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	4
ABSTRACT	5
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	6
1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	7
1.1 ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	7
1.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ	7
1.3 ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	7
1.3.1 Σύμμικτη κατασκευή	7
1.3.2 Συμβατική κατασκευή	10
1.4 ΥΛΙΚΑ	11
1.5 ΑΝΑΦΟΡΑ ΣΤΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ	12
1.6 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΩΝ	12
2. ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	14
2.1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	14
2.2 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ	16
2.3 ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ.....	18
2.4 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ	20
2.4.1 Εξωτερικές πιέσεις.....	24
2.4.2 Εσωτερικές πιέσεις	33
2.5 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ.....	35
2.6 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	39
2.6.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	41
2.6.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	42
3. ΈΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ	43
3.1 ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	43
3.1.1 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας	43
3.1.2 Διαστασιολόγηση δευτερευουσών δοκών κατά Χ.....	47
3.1.3 Διαστασιολόγηση κύριων δοκών.....	56
3.1.4 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων.....	58
3.2 ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	61
3.2.1 Διαστασιολόγηση πλακών.....	61
3.2.2 Διαστασιολόγηση δοκών.....	64
3.2.3 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων.....	67
4. ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΜΟΣ	70
4.1 ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	71
4.1.1 Δυναμική ανάλυση.....	71
4.1.2 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών για σεισμό κατά Χ.....	74
4.1.2.1 Έλεγχος επιρροής από φαινόμενα 2 ^α τάξης	74
4.1.2.2 Έλεγχος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας.....	75
4.1.2.3 Έλεγχος υποστυλωμάτων και δοκών.....	76
4.1.2.4 Περιορισμός βλαβών.....	78
4.1.3 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών για σεισμό κατά Υ.....	78
4.1.3.1 Έλεγχος επιρροής από φαινόμενα 2 ^α τάξης	78
4.1.3.2 Έλεγχος δοκών	79
4.1.3.3 Έλεγχος κόμβων.....	83
4.1.3.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων	84

4.1.3.5 Περιορισμός βλαβών.....	87
4.1.4 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών.....	87
4.2 ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	89
4.2.1 Δυναμική ανάλυση.....	89
4.2.2 Έλεγχος ευστάθειας	90
4.2.3 Ικανοτικός σχεδιασμός μελών σε διάτμηση.....	91
4.2.3.1 Ικανοτική τέμνουσα δοκού	91
4.2.3.2 Ικανοτικός κόμβου	93
4.2.3.3 Ικανοτική τέμνουσα υποστυλώματος	94
4.2.3.4 Περιορισμός βλαβών.....	95
5. ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ - ΚΟΣΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	96
6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	100
7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	103

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2021 22

Μελέτη και σύγκριση διώροφης σύμμικτης κατασκευής με πανομοιότυπη συμβατική οπλισμένου σκυροδέματος

Σάκο Μ. (Επιβλέπων: Γαντές Χ. ,Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός, η ανάλυση, η διαστασιολόγηση και η σύγκριση ενός διώροφου μεταλλικού κτιρίου και ενός συμβατικού από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κτίρια προορίζονται να χρησιμοποιηθούν για κατοικία. Ο φέρων οργανισμός του σύμμικτου κτιρίου είναι από δομικό χάλυβα κατηγορία S355, ενώ οι πλάκες είναι σύμμικτες. Πρόκειται για ένα τυπικό κτίριο από χάλυβα στο οποίο διαμορφώνονται πλαίσια ροπής στη μία διεύθυνση και πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας στην άλλη. Αντίστοιχα για την συμβατική κατασκευή ο φέρων οργανισμός είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο διαμορφώνεται και στις δυο διευθύνσεις με πλαίσια ροπής. Η μελέτη των κτιρίων έγινε με το πρόγραμμα *Robot Structural Analysis Professional 2021*. Για την μελέτη της σύμμικτης πλάκας χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα *SymDeck Designer 2*, της εταιρείας Έλαστρον ενώ για τη διαστασιολόγηση των σύμμικτων δευτερευουσών δοκών, το πρόγραμμα ABC v3.52 της εταιρίας Arcerol Mittal. Ο έλεγχος επάρκειας των μελών της κατασκευής έγινε σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 0, 1, 2, 3 και 4. Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκε αντισεισμικός σχεδιασμός των μελών και για τις δύο κατασκευές σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και τέλος, γίνεται σύγκριση ανάμεσα στους δύο φορείς όσον αφορά, μεταξύ άλλων, το κόστος, το βάρος, την συμπεριφορά τους στα σεισμικά φορτία, τον χρόνο κατασκευής και μελέτης τους.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2021 22

**Study and comparison of a two-storey steel construction, with the same construction
made by reinforced concrete**

Sako M. (supervised by Gantes Ch. ,Vagias I.)

Abstract

The subject of this diploma thesis, is the design, analysis, dimensioning and comparison of a two-story metal building with a conventional reinforced concrete one, which are intended to be used for housing. The system of the composite building is made of structural steel, S355, while the slabs are composite. It is a typical steel building with moment resisting frames in the one direction and concentrically braced frames in the other. Respectively for the conventional construction, the structure body is made of reinforced concrete which is formed in both directions with moment resisting frames. The design of the buildings was carried out with the program *Robot Structural Analysis Professional 2021*. For designing the composite slab we used the *SymDeck Designer 2* program, of the Elastron company while for the dimensioning of the composite secondary beams we used *ABC v3.52* of the Arcelor Mittal company. The adequacy test of the members of structure was done in accordance with Eurocodes 0, 1, 2, 3 and 4. Seismic design of the members for both structures was made in accordance with Eurocode 8. Finally, a comparison is made between the two structures in terms of their cost, weight, behavior in seismic loads and their design and construction time.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Χαράλαμπο Γαντέ, Καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π για την επίβλεψη της παρούσας εργασίας καθώς και τον κ. Ιωάννη Βάγια, επίσης Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., για την ανάθεση της παρούσας Διπλωματικής εργασίας, καθώς και για την άμεση ανταπόκριση του σε κάθε απορία αλλά και την πολύτιμη καθοδήγησή του, κατά την διάρκεια αυτής της δύσκολης περιόδου πανδημίας που διανύουμε.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την κα. Μπεκιάρη για τις συμβουλές και την συνεχή ενημέρωση πάνω σε ακαδημαϊκά ζητήματα.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου και τους φίλους μου για την υποστήριξη που μου προσέφεραν καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

1 Εισαγωγή

1.1 Σκοπός της εργασίας

Ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί μία από τις συχνότερες ασχολίες πολιτικού μηχανικό, καθώς οι κατασκευές αυτές αντιστοιχούν στην συντριπτική πλειοψηφία του σύγχρονου κτιριακού αποθέματος των ελληνικών πόλεων. Ωστόσο, τα τελευταία χρόνια, η εφαρμογή μεταλλικών κατασκευών εμφανίζει ραγδαία ανάπτυξη, τόσο παγκοσμίως όσο και στην Ελλάδα, όχι μόνο για βιομηχανική χρήση, αλλά και για χρήση κατοικίας ή στέγασης γραφείων, χάρη στην πληθώρα πλεονεκτημάτων που παρέχει ο χάλυβας ως δομικό υλικό.

Αντικείμενο μελέτης αυτής της διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η σύγκριση δύο γεωμετρικά πανομοιότυπων κατασκευών που προορίζονται για χρήση κατοικίας. Η πρώτη κατασκευή είναι σύμμικτη καθώς ο φέρων οργανισμός της αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, δοκάρια και χιαστί συνδέσμους, ενώ η πλάκα είναι σύμμικτη. Η δεύτερη κατασκευή είναι συμβατική καθώς ο φέρων οργανισμός της αποτελείται από υποστυλώματα, δοκούς και πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η προσομοίωση, η στατική και δυναμική ανάλυση πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος *Robot Structural Analysis Professional 2021* της *Autodesk* στο οποίο εισήχθησαν μεγέθη και παραδοχές βάσει των εξής ευρωκωδίκων:

- Ευρωκώδικας 0: Βασικές αρχές σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός

1.2 Περιγραφή κτιρίου

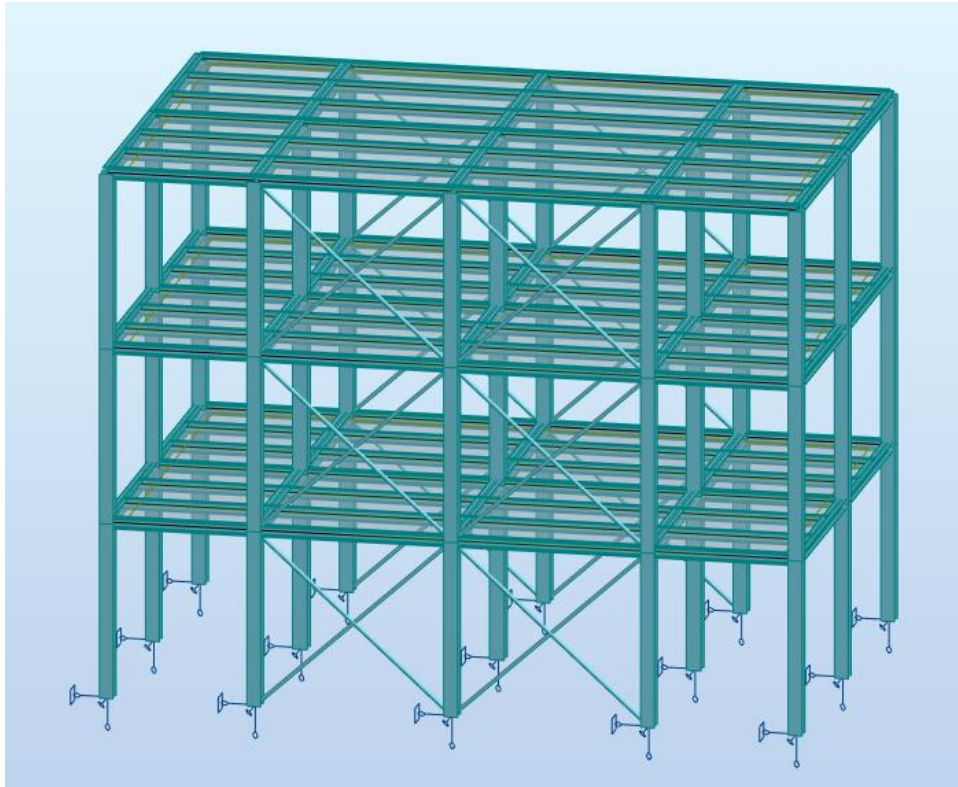
Τα δύο κτίρια είναι πανομοιότυπα μεταξύ τους όσον αφορά τις διαστάσεις και τη γεωμετρία τους. Αυτό επιλέχθηκε ώστε για να μπορέσουμε να εξάγουμε περισσότερο συγκρίσιμα αποτελέσματα. Το κτίριο (σύμμικτο και συμβατικό) αποτελείται από δύο ορόφους, ισόγειο ,1^{ος} ,2^{ος} και πρόκειται να κατασκευαστεί στον νομό Αττικής.

Η κάτοψη του ισογείου αλλά και των υπόλοιπων ορόφων είναι ίδια με διαστάσεις 14,00m κατά τη διεύθυνση X και 9,00m κατά τη διεύθυνση Y. Ένας τυπικός όροφος καλύπτει συνειώς επιφάνεια $14,00 \times 9,00 = 126,00 \text{m}^2$ και το συνολικό εμβαδό του κτιρίου ανέρχεται στα $126,00 \times 3 = 378,00 \text{m}^2$. Το ισόγειο, ο 1^{ος} και ο 2^{ος} όροφος έχουν ύψος 3,60m έκαστος, οπότε το συνολικό ύψος της κατασκευής είναι 10,80m.

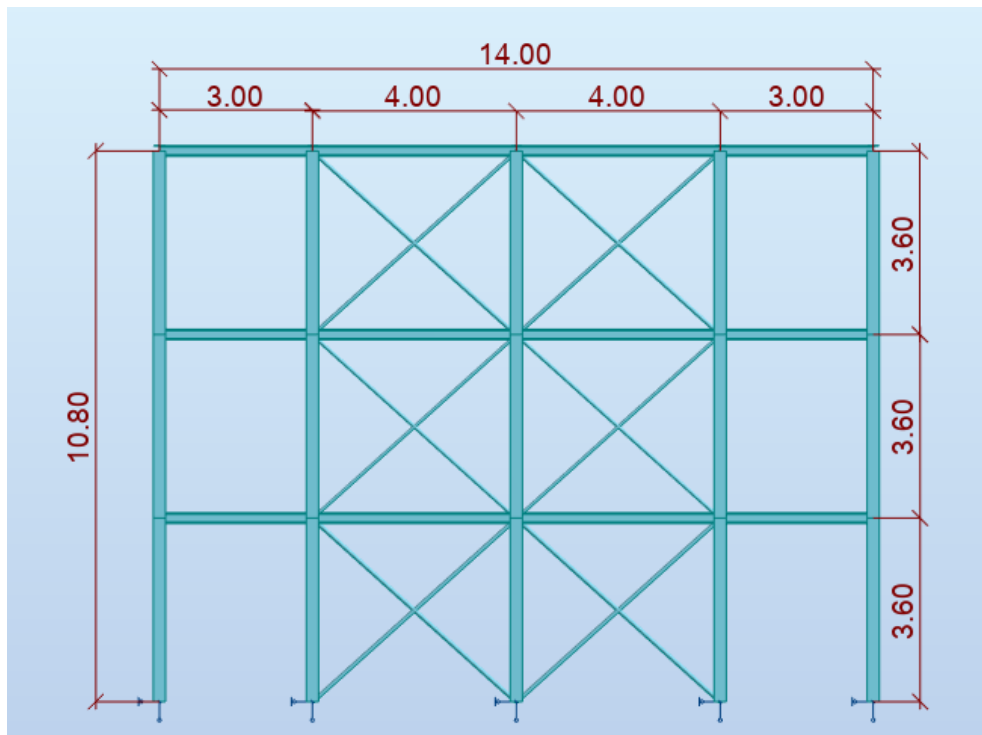
1.3 Στατικό σύστημα

1.3.1 Σύμμικτη κατασκευή

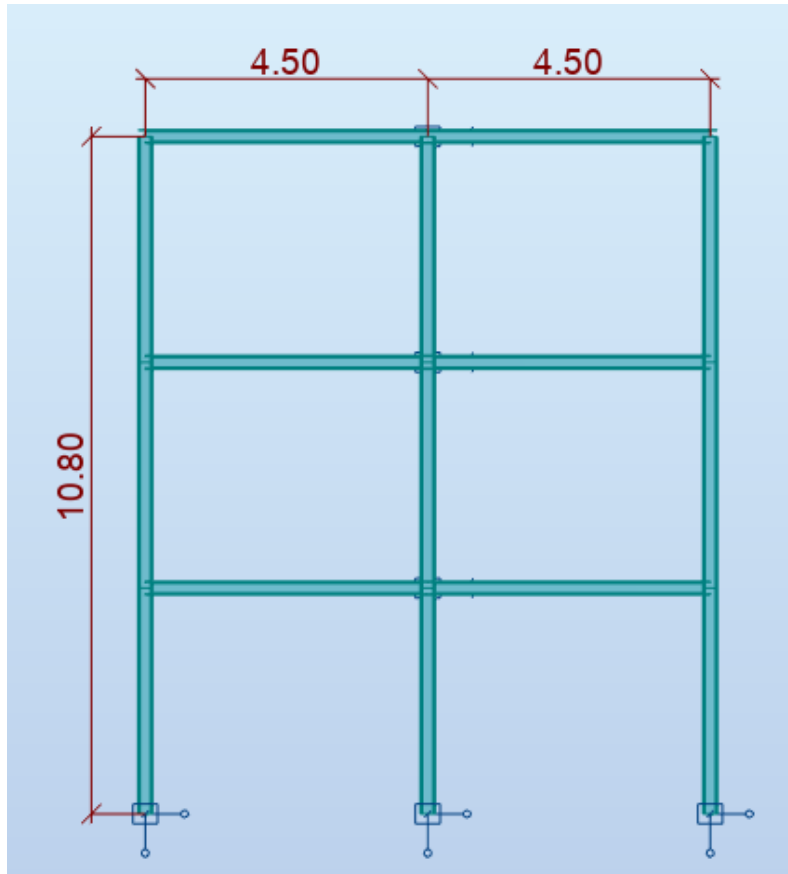
Ο φέρων οργανισμός του συγκεκριμένου κτιρίου, όπως προαναφέρθηκε, αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, μεταλλικές δοκούς, μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους και σύμμικτες πλάκες με τραπεζοειδή λαμαρίνα και ελαφρώς οπλισμένο σκυρόδεμα. Κατά τη διεύθυνση Y το κτίριο λειτουργεί ως πλαίσιο ροπής, ενώ κατά τη διεύθυνση X τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας για την παραλαβή του σεισμού. Η σύμμικτη πλάκα εδράζεται πάνω στις δευτερεύουσες δοκούς που τοποθετούνται ανά 1,50m και εδράζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες. Η σύνδεση της σύμμικτης πλάκας με τις διαδοκίδες γίνεται μέσω διατμητικών ήλων. Οι κύριες δοκοί δεν συνδέονται διατμητικά με την σύμμικτη πλάκα. Συνδέουν τα υποστυλώματα στη διεύθυνση Y και εδράζονται σε αυτές με πακτώσεις.



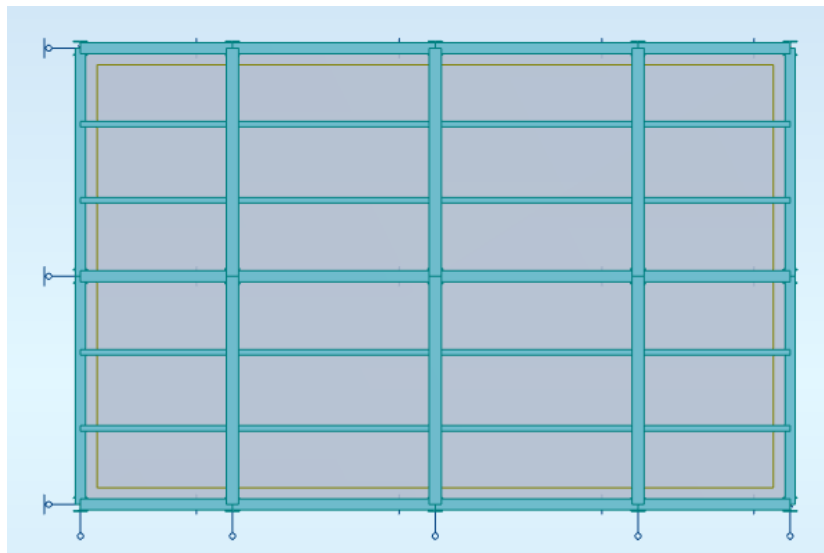
Σχήμα 1.1 Τρισδιάστατη απεικόνιση σύμμικτης κατασκευής



Σχήμα 1.2 Όψη σύμμικτου κτιρίου στο επίπεδο ΧΖ



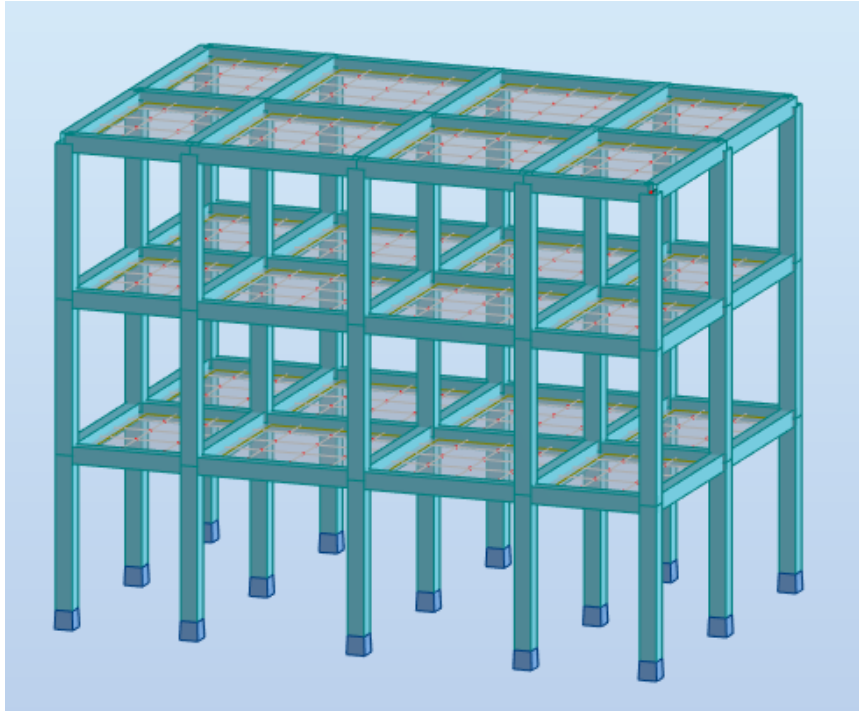
Σχήμα 1.3 Όψη σύμμεκτου κτιρίου στο επίπεδο YZ



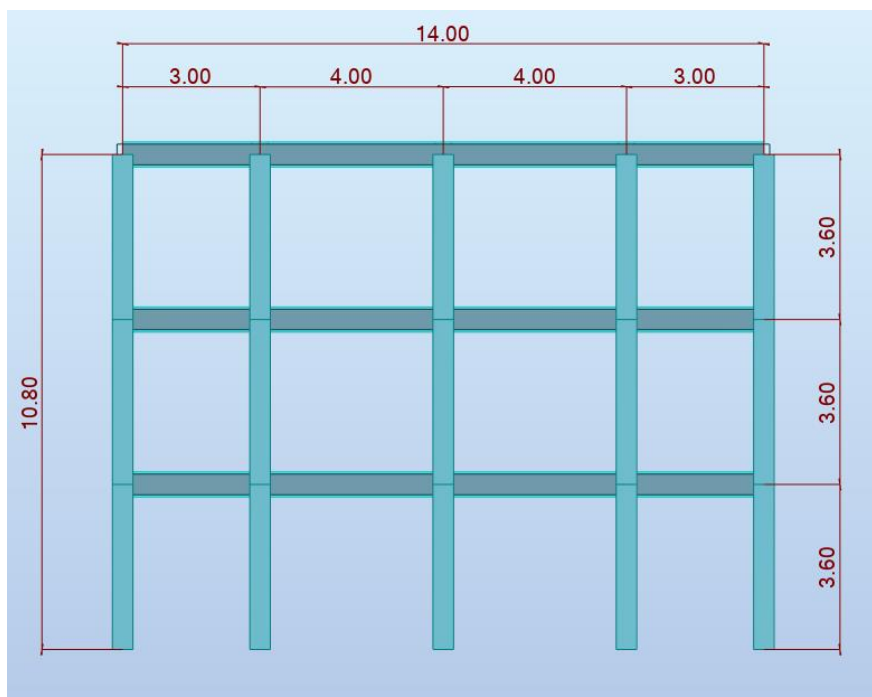
Σχήμα 1.4 Τυπική κάτοψη σύμμεκτου κτιρίου

1.3.2 Συμβατική κατασκευή

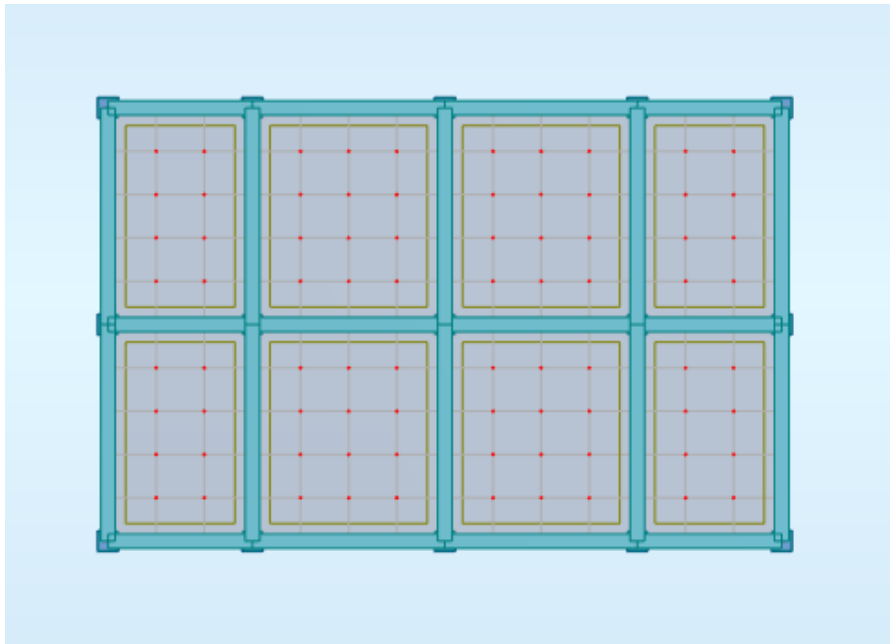
Ο φέρων οργανισμός του συγκεκριμένου κτιρίου αποτελείται από υποστυλώματα, δοκούς και πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος. Η κατασκευή και στις δύο διευθύνσεις λειτουργεί πλαισιακά. Τα επιφανειακά φορτία που ασκούνται στις πλάκες μεταφέρονται ως γραμμικά κατανεμημένα στις δοκούς και αυτές με τη σειρά τους τα μεταφέρουν ως σημειακά πλέον στα υποστυλώματα.



Σχήμα 1.5 Τρισδιάστατη απεικόνιση συμβατικής κατασκευής



Σχήμα 1.6 Όψη συμβατικού κτιρίου στο επίπεδο ΧΖ



Σχήμα 1.7 Τυπική κάτοψη συμβατικού κτιρίου

1.4 Υλικά

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για τη μόρφωση των δύο φορέων είναι τα εξής:

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 : $G = 81.000 \text{ N/mm}^2 (\text{MPa}) = 81 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson : $\nu = 0,3$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$
- Πυκνότητα : $\rho = 7.850 \text{ Kg/m}^3$

Σκυρόδεμα

Για τα υποστυλώματα, τις δοκούς, τις πλάκες του συμβατικού κτιρίου, αλλά και για την σύμμικτη πλάκα της μεταλλικής κατασκευής, χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C 20/25, με ιδιότητες που δίνονται από τον 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 : $E = 30 \text{ GPa} = 30.000 \text{ MPa (N/mm}^2)$
- Λόγος Poisson : $\nu = 0,2$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής : $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$

Χάλυβας οπλισμού

Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού B500C

- Χαρακτηριστική αντοχή : $f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 500.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (KPa)}$
- Μέτρο ελαστικότητας : $E = 20 \text{ GPa} = 20.000 \text{ MPa (N/mm}^2)$
- $E = 30 \text{ GPa} = 30.000 \text{ MPa (N/mm}^2)$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή : $\nu = 0,3$

Χαλυβδόφυλλο σύμμικτης πλάκας

Οι πλάκες των ορόφων κατασκευάστηκαν ως σύμμικτες (ταυτόχρονη χρήση χαλυβδοφύλλου και σκυροδέματος με ενδιάμεση σχάρα οπλισμού, η οποία αποτρέπει τη ρηγμάτωση του σκυροδέματος κι αναλαμβάνει τις ροπές κάμψης της πάνω πλευράς - “αρνητικές” ροπές σε περίπτωση στατικού προσομοιώματος πολλών ανοιγμάτων). Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως μεταλλότυπος και παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης κατά τη φάση της σκυροδέτησης, ενώ στη φάση λειτουργίας τα δύο υλικά λειτουργούν μαζί ως 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 (δευτερεύουσες δοκοί) που στην παρούσα εργασία διετάχθησαν ανά 1,50m, μήκους 3,00m και 4,00m όσο και τα ανοίγματα των φατνωμάτων κατά τη διεύθυνση X.

Επιλέχθηκε τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73, η διαμόρφωση και τα χαρακτηριστικά του οποίου αναλύονται σε επόμενη παράγραφο.

1.5 Αναφορά στο στατικό πρόγραμμα

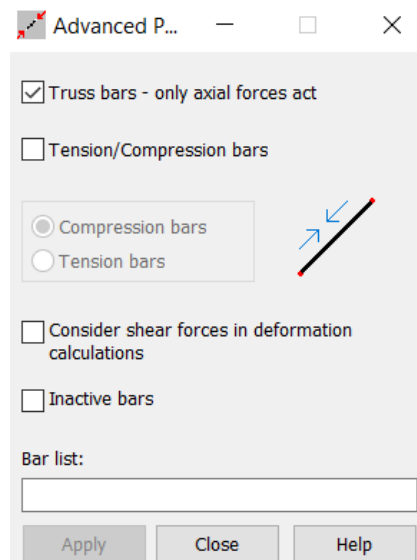
Προκειμένου να αναλυθούν και να διαστασιολογηθούν οι συγκεκριμένες κατασκευές, επιλεπλήχθηκε η χρήση του στατικού προγράμματος *Robot Structural Analysis Professional 2021* της *Autodesk*. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα παρέχει πληθώρα εύχρηστων εργαλείων για τη μοντελοποίηση και ανάλυση, όχι μόνο απλών κτιρίων, αλλά και μεγάλων πολύπλοκων κατασκευών και δίνει τη δυνατότητα επίλυσης τόσο μεταλλικών, όσο και κατασκευών από σκυρόδεμα. Αξίζει να σημειωθεί ότι ειδικά για τις μεταλλικές κατασκευές το πρόγραμμα προτείνει την καταλληλότερη διατομή, με βάση βέβαια τα φορτία της κατασκευής και τους ισχύοντες κανονισμούς. Η δυνατότητα αυτή δίνει το πλεονέκτημα της γρήγορης επιλογής και αλλαγής διατομών για το φορέα. Τέλος, τονίζεται ότι μετά από κάθε έλεγχο του προγράμματος προκύπτουν πίνακες με αναλυτικά αποτελέσματα, ώστε να μπορεί να πραγματοποιηθεί επαλήθευση.

1.6 Προσομοίωση φορέων

Σύμμικτη κατασκευή

Αρχικά, εισήχθη το μοντέλο της κατασκευής στο πρόγραμμα. Οι διαδοκίδες αναλύθηκαν με το πρόγραμμα ABC 3.52 της Arcelor Mittal, ενώ οι σύμμικτες πλάκες μελετήθηκαν στο πρόγραμμα Symdeck designer 2. Στη συνέχεια, σε κάθε όροφο δημιουργήθηκε μία επιφάνεια (cladding) πάνω στην οποία εφαρμόστηκαν τα επιφανειακά φορτία (μόνιμα και κινητά). Για την επίτευξη της διαφραγματικής λειτουργίας χρησιμοποιήθηκε η εντολή rigid links με την οποία ορίστηκε σε κάθε όροφο ένας master node στο κέντρο του και συνδέθηκαν με αυτόν οι υπόλοιποι.

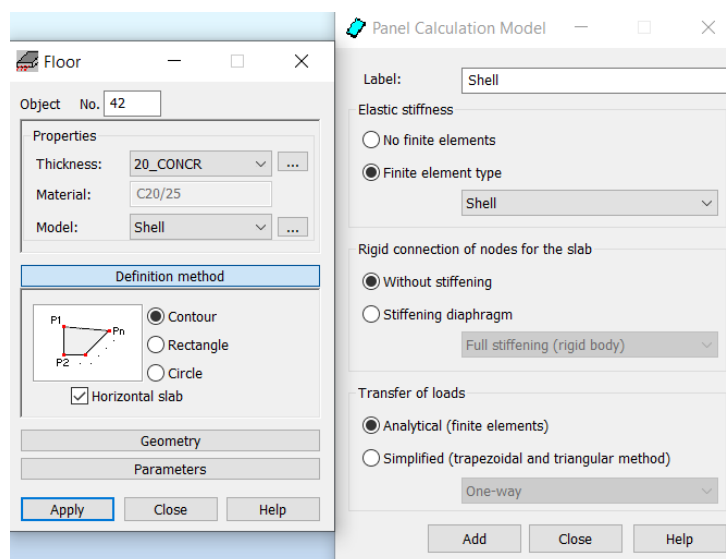
Επιπλέον, σε όλες τις δοκούς, παράλληλες στη διεύθυνση που λειτουργούν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (άξονας X), χρησιμοποιήθηκε η επιλογή releases, η οποία χαρακτηρίζει τις στηρίξεις του κάθε μέλους. Με την επιλογή αυτή, κατά τον άξονα X, διαμορφώνονται αρθρώσεις μεταξύ των δοκών, μη επιτρέποντας να αναπτυχθεί ροπή M_z . Με την ίδια λογική ορίστηκαν και οι στηρίξεις των υποσυλωμάτων στο έδαφος, απελευθερώνοντας την στροφή περί τους άξονες Y, Z. Τέλος, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χαρακτηρίστηκαν ως truss bars, ώστε να παραλαμβάνουν μόνο τις αξονικές δυνάμεις.



Εικόνα 1.1 Ορισμός χιαστί συνδέσμων

Συμβατική κατασκευή

Η συμβατική κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος λειτουργεί πλαισιακά κατά X και κατά Y. Αυτό που πρέπει να τονιστεί είναι ότι οι πλάκες, προκειμένου να μπορέσουμε να τις αναλύσουμε και να υπολογίσουμε οπλισμούς, έχουν οριστεί όπως παρακάτω.



Εικόνα 1.2 Ορισμός πλάκας συμβατικής κατασκευής

2. Δράσεις επί των κατασκευών

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση του φορέα, προκειμένου να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Στην Ελλάδα, ως προς τις δράσεις εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα, λόγω των επιμέρους συνθηκών (κλιματολογικών, εδαφικών, κλπ), ιδιαίτερες πληροφορίες (π.χ. για χιόνι, άνεμο κλπ), που δίνονται είτε μέσω Παραρτημάτων, είτε μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων, που συνοδεύουν τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή αναπτύσσονται στις παρακάτω υποενότητες.

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)**
Ίδιο βάρος φέροντα οργανισμού
Πρόσθετα μόνιμα
- **Κινητά φορτία (Q)**
Φορτίο χιονιού
Δράσεις ανέμου
- **Σεισμικά φορτία**
Φορτίο με επιβολή επιταχύνσεων

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:

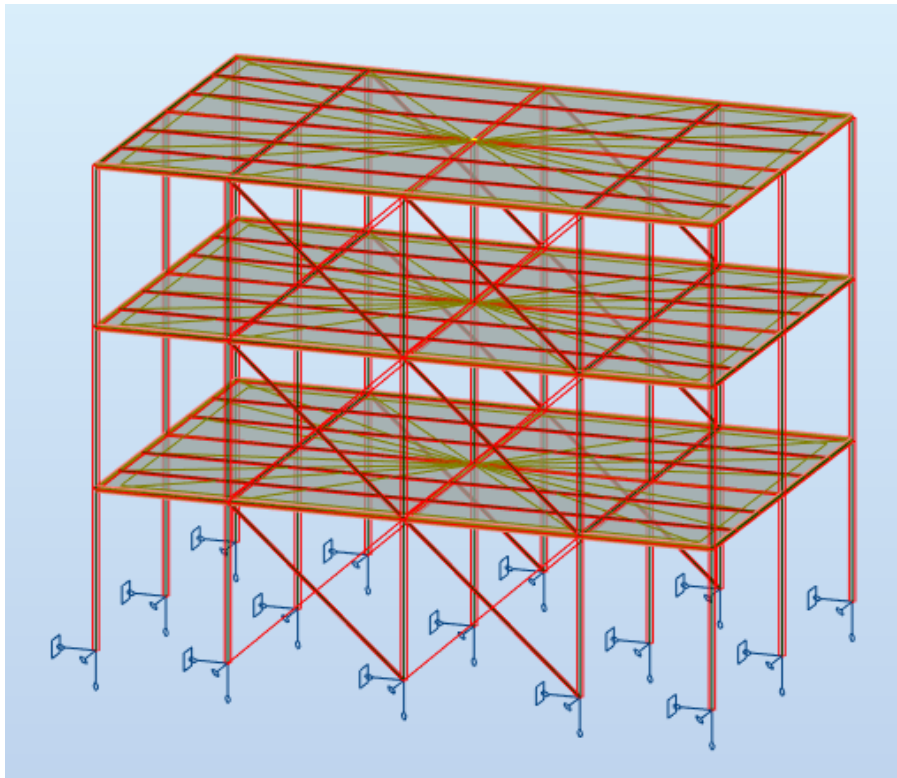
Ίδιο βάρος σκυροδέματος : $g_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Ίδιο βάρος χάλυβα : $g_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$

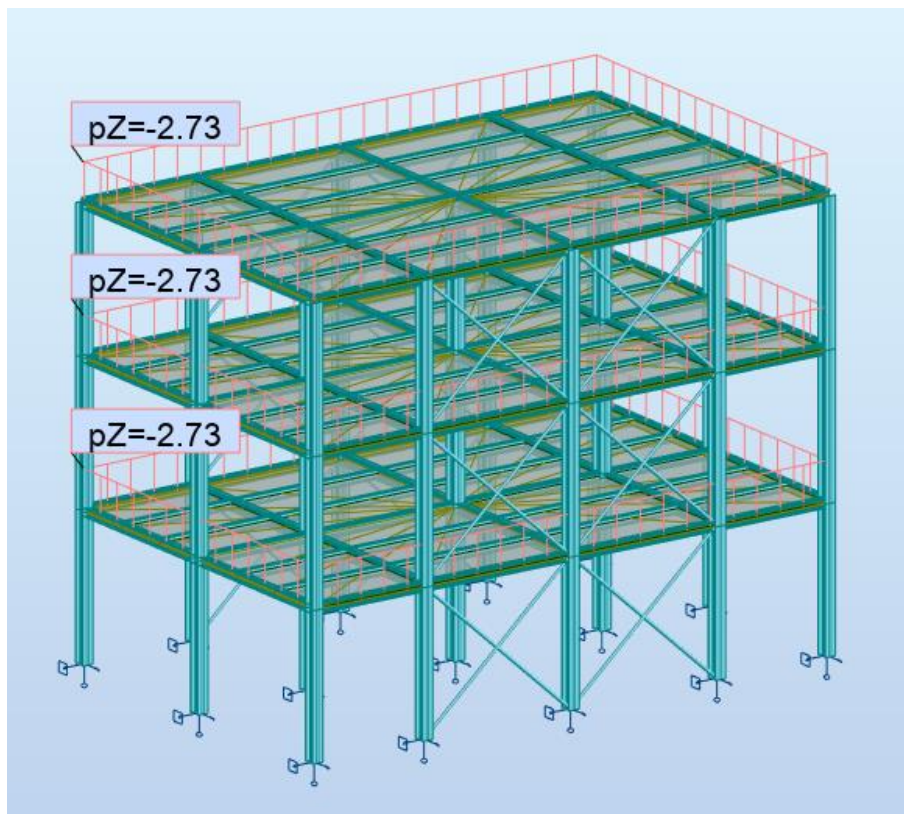
Φορτίο σύμμικτης πλάκας = 2.73 kN/m^2

Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, κλπ) = 1 kN/m^2

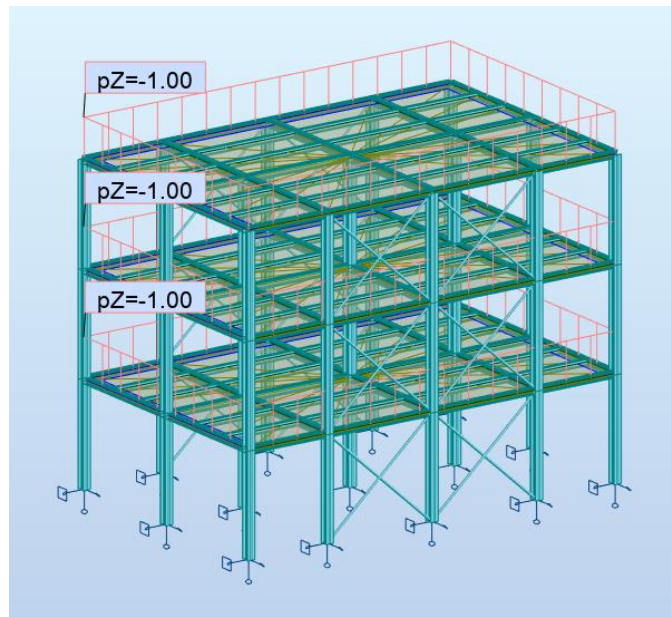
Παρακάτω παρουσιάζονται απεικονίσεις για το πώς εφαρμόστηκαν τα μόνιμα φορτία επί του μεταλλικού σκελετού. Με τον ίδιο τρόπο εφαρμόστηκαν τα φορτία και στην συμβατική, με εξαίρεση το ίδιο βάρος της σύμμικτης πλάκας.



Σχήμα 2.1 Ίδιο πάχος σύμμικτης κατασκευής



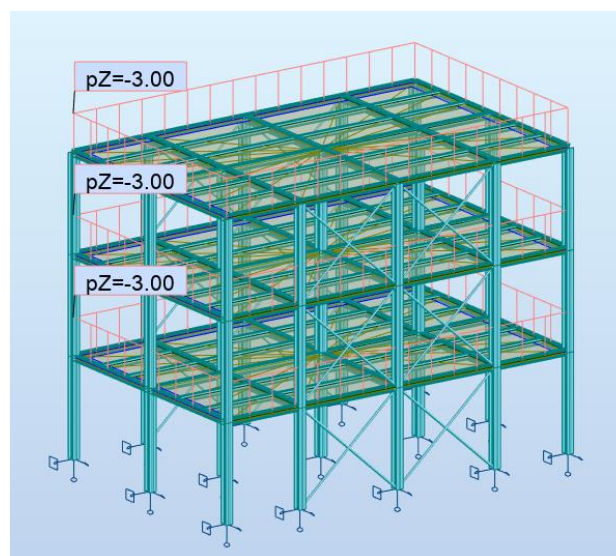
Σχήμα 2.2 Ίδιο πάχος σύμμικτης πλάκας



Σχήμα 2.3 Πρόσθετο μόνιμο φορτίο

2.2 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία κινητά ή μεταβλητά 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 καταναμημένες 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 A (χώροι διαμονής), λήφθηκαν επί το δυσμενέστερο κινητά φορτία 3 kN/m^2 για τα δάπεδα.



Σχήμα 2.4 Κινητά φορτία

Παρακάτω παρουσιάζεται αναλυτικότερα ο τρόπος με τον οποίο κατατάσσονται οι χώροι σύμφωνα με την χρήση τους και σύμφωνα με τον EN 1991-1-1. Επίσης παρουσιάζονται οι τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων ανά κατηγορία σύμφωνα με τον EN 1991-1-1.

Πίνακας 2.1 Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και ισπίατα. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, και D1)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώρου υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά. D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

Πίνακας 2.2 Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτιρίων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]
Κατηγορία A		
➤ Δάπεδα	1,5 έως 2,0	2,0 έως 3,0
➤ Σκάλες	2,0 έως 4,0	2,0 έως 4,0
➤ Μπαλκόνια	2,5 έως 4,0	2,0 έως 3,0
Κατηγορία B	2,0 έως 3,0	1,5 έως 4,5
Κατηγορία C		
➤ C1	2,0 έως 3,0	3,0 έως 4,0
➤ C2	3,0 έως 4,0	2,5 έως 7,0 (4,0)

➤ C3	3,0 έως 5,0	4,0 έως 7,0
➤ C4	4,5 έως 5,0	3,5 έως 7,0
➤ C5	5,0 έως 7,5	3,5 έως 4,5
Κατηγορία D		
➤ D1	4,0 έως 5,0	3,5 έως 7,0 (4,0)
➤ D2	4,0 έως 5,0	3,5 έως <u>7,0</u>

Τέλος, όσον αφορά στις στέγες, επίσης κατηγοριοποιούνται ανάλογα με την χρήση τους, όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα (κατά EN 1991-1-1).

Πίνακας 2.3 Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών για στέγες

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη Χρήση
H	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με όπως κατηγορίες A έως D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές περιπτώσεις, όπως ελικοδρόμια.

2.3 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 Ευρωκώδικα 1. 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 $\mu_1 = 0,8$)

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

Ct : Ο θερμικός συντελεστής Ct 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: $Ct = 1,0$ όπως είναι η περίπτωση μας.

sk: χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

($C_{es1} = 2,0$: συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού)

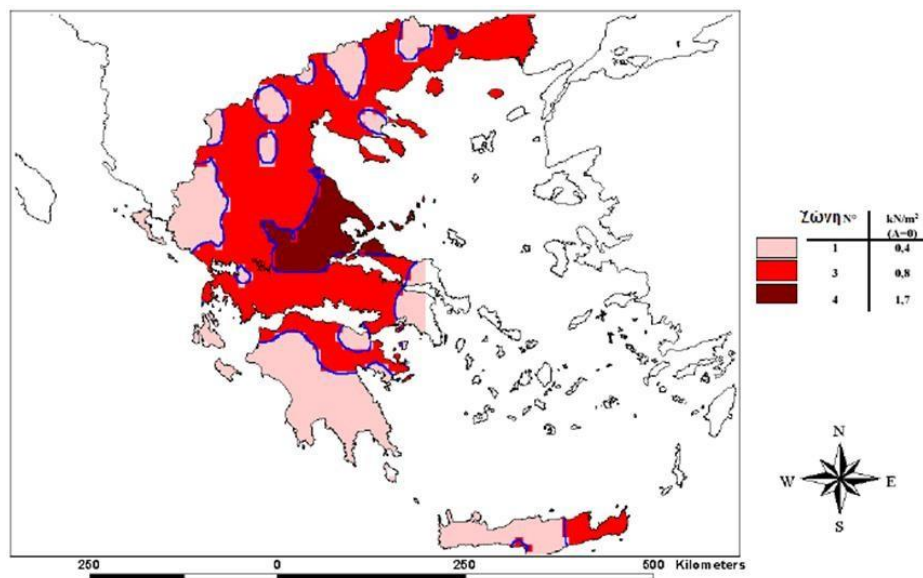
Ισχύει : $sk = sk,0 \cdot (1 + (A/917)^2)$ σε kN/m^2 , (2.3)

Για την τιμή “sk” και για περίοδο επαναφοράς 50 ετών, ορίζονται από το ελληνικό εθνικό προσάρτημα τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές “sk,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 μετρείται με ακρίβεια 100m. Το εκάστοτε υψόμετρο στρογγυλεύεται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα):

- Ζώνη I : $sk,0 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη III : $sk,0 = 0,8 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη IV : $sk,0 = 1,7 \text{ kN/m}^2$

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1.500m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση.

Ελλάδα: Φορτίο χιονιού για $A=0$



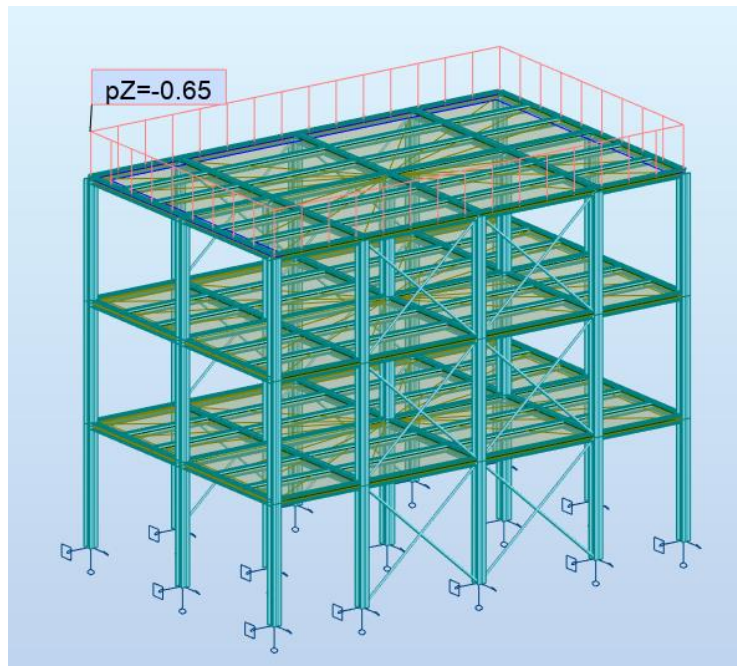
Το κτίριο μας βρίσκεται στην Αττική. Το υψόμετρό του ανήκει στην κατηγορία $A=100\text{m}$ και σύμφωνα με τον ως άνω πίνακα βρίσκεται στην Ζώνη 3.

Έτσι έχουμε : Ζώνη III : $s_k,0 = 0,8 \text{ kN/m}^2$, $\mu_1 = 0,8$, $C_e = 1,0$, $C_t = 1,0$

Από την σχέση 2.3 υπολογίστηκε: $s_k = 0,8 \cdot (1 + (100 / 917)^2) = 0,79 \text{ kN/m}^2$

Τελικά, το φορτίο χιονιού είναι ίσο με: $s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,65 \text{ kN/m}^2$

Στο ακόλουθο σχήμα φαίνεται ο τρόπος κατανομής του φορτίου του χιονιού, ενδεικτικά στην μεταλλική κατασκευή.



Σχήμα 2.5 Φορτίο χιονιού

2.4 Φορτία ανέμου

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και σε πολλές μεταλλικές κατασκευές αποτελούν τη βασική φόρτιση σχεδιασμού. Προκύπτουν από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις, λόγω της ανάσχεσης της ροής του ανέμου, και εξαρτώνται από τη γεωγραφική θέση, την τοπογραφία, τη γεωμετρία του έργου και τη διεύθυνση του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια. Η δράση του ανέμου σε μια κατασκευή προσδιορίζεται από την πίεση αιχμής και τους κατάλληλους αεροδυναμικούς συντελεστές.

Οι υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν εξετάζοντας δυο διευθύνσεις ανέμου με φορά την θετική διεύθυνση του άξονα X ($\theta=0^\circ$) και την θετική διεύθυνση του άξονα Y ($\theta=90^\circ$), με βάση τον EN1991-1-4.

Μετά τον υπολογισμό των εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων του ανέμου, αυτές εφαρμόστηκαν ως φορτία γραμμικά στα δοκάρια, αφού πολλαπλασιάστηκαν με το αντίστοιχο πλάτος επιρροής.

Βασική ταχύτητα ανέμου

Η βασική ταχύτητα του ανέμου προσδιορίζεται από τη σχέση:

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

όπου:

c_{dir} : συντελεστής διεύθυνσης, λαμβάνεται ίσος με 1.0

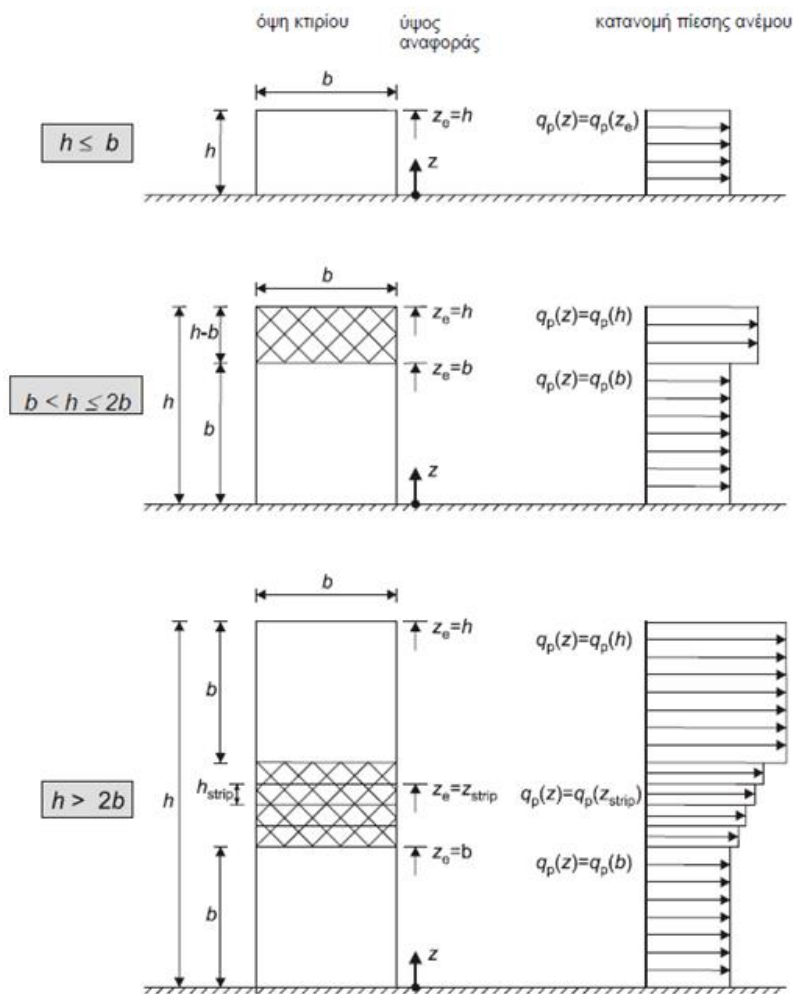
c_{season} : συντελεστής εποχής, λαμβάνεται ίσος με 1.0

$v_{b,0}$: η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους, τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων

Θεωρώντας ότι η κατασκευή βρίσκεται στο νομό Αττικής σε απόσταση από την ακτή μικρότερη των 10 km, λαμβάνεται από το Εθνικό Προσάρτημα $v_{b,0} = 33$ m/s. Οπότε, από τη σχέση (2.4) προκύπτει $v_b = 33$ m/s.

Υψος αναφοράς

Τα ύψη αναφοράς, που χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς, λήφθηκαν σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα του Ευρωκώδικα για τις δύο διευθύνσεις του ανέμου.



Σχήμα 2.6 Ύψος αναφοράς z_e

Πίνακας 2.4 Συγκεντρωτικός πίνακας ύψους αναφοράς.

<u>Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$</u>	<u>Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$</u>
<p><u>Για τους εξωτερικούς τοίχους</u></p> <p>$b=9,00\text{m}$ και $h=10,80\text{m}$, ισχύει $b < h \leq 2b$</p> <p>Συνεπώς $z_{e1}=9,00\text{m}$ και $z_{e2}=10,80\text{m}$</p>	<p><u>Για τους εξωτερικούς τοίχους</u></p> <p>$b=14,00\text{m}$ και $h=9,00\text{m}$, ισχύει $h \leq b$</p> <p>Συνεπώς $z_e=10,80\text{m}$</p>
<p><u>Για τη στέγη</u></p> <p>$z_e=10,80\text{m}$</p>	<p><u>Για τη στέγη</u></p> <p>$z_e=10,80\text{m}$</p>

Συντελεστής τραχύτητας

Η τραχύτητα του εδάφους δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \text{ αν } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad , (2.5)$$

$$C_r(z) = C_r * (z_{\min}) \text{ , αν } z \leq z_{\min}$$

Ο συντελεστής k_r δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad , (2.6)$$

όπου:

z_0 το μήκος τραχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους που δίνεται παρακάτω

$z_{0,II}$ ίσο με 0.05 για κατηγορία εδάφους II από τον παρακάτω πίνακα

z_{\min} το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από τον παρακάτω πίνακα

z_{\max} πρέπει να λαμβάνεται 200 m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο ΕΠ

Πίνακας 2.5 Τιμές z_0 και z_{\min} ανάλογα με την κατηγορία 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

Σύμφωνα με τα παραπάνω, το κτίριο βρίσκεται σε κατηγορία εδάφους II, άρα

$$z_0 = 0,05\text{m}$$

$$z_{\min} = 2,00\text{m}$$

Από τη σχέση (2.6) υπολογίζεται $k_r = 0,19$

Από τη σχέση (2.5) προκύπτουν για τα δύο ύψη αναφοράς:

$$C_r(9,00) = 0,9867$$

$$C_r(10,80) = 1,02$$

Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα ανέμου προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$v_m = C_r(z) * C_0(z) * v_b, (2.7)$$

όπου:

$C_r(z)$: συντελεστής τραχύτητας, όπως υπολογίστηκε παραπάνω

$C_0(z)$: συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης, επιλέχθηκε η τιμή 1,0 για επίπεδο έδαφος

v_b : η βασική ταχύτητα ανέμου, όπως ορίστηκε παραπάνω

Από την εξίσωση (2.7) για τα δύο ύψη αναφοράς:

$$v_m(9,00) = 32,56 \text{ m/s}$$

$$v_m(10,80) = 33,70 \text{ m/s}$$

Στροβιλισμός ανέμου

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού, διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου.

$$I_v(z) = \frac{1}{C_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}, \text{ αν } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}, (2.8)$$

$$I_v(z) = I_v * (z_{\min}), \text{ αν } z \leq z_{\min}, (2.9)$$

Επομένως προσδιορίζονται οι στροβιλισμοί του ανέμου για τα δύο ύψη αναφοράς:

$$I_v(9,00) = 0,1925 \text{ και } I_v(10,80) = 0,1860$$

Πίεση ταχύτητας αιχμής

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

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z), (2.9), \text{ όπου: } \rho \text{ η πυκνότητα του αέρα ίση με } 1,25 \text{ kg/m}^3$$

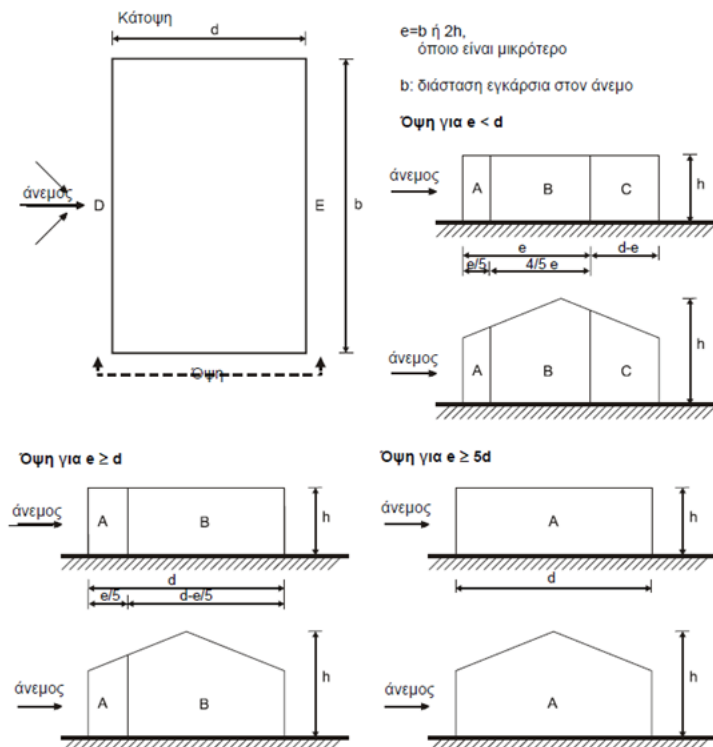
Από την παραπάνω εξίσωση, υπολογίζονται:

$$q_p(9,00) = 1,56 \text{ kN/m}^2$$

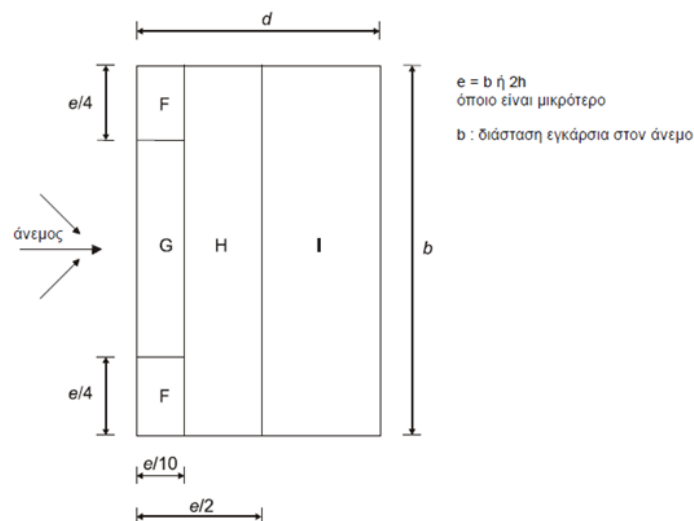
$$q_p(10,80) = 1,64 \text{ kN/m}^2$$

2.4.1 Εξωτερικές πιέσεις

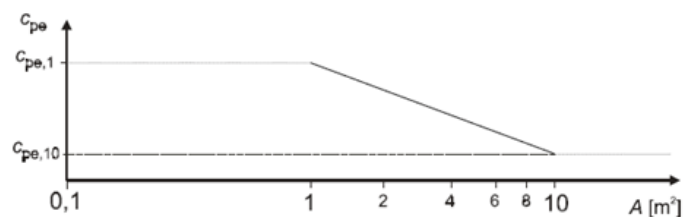
Προκειμένου να προσδιοριστούν οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου στην κατασκευή, χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω σχήματα του Ευρωκώδικα για τον κατάλληλο ορισμό των ζωνών, για τους τοίχους, καθώς και για τη στέγη. Επίσης, χρησιμοποιήθηκαν οι αντίστοιχοι πίνακες για να ληφθούν οι κατάλληλες τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης c_{pe} . Οι συντελεστές αυτοί δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων και εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , που είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα.



Σχήμα 2.7 Ζώνες σε κατακόρυφους τοίχους



Σχήμα 2.8 Ζώνες σε στέγη



Σχήμα 2.9 Προσδιορισμός c_{re} με βάση την επιφάνεια A

Πίνακας 2.6 Προσδιορισμός c_{re} στους τοίχους, ανάλογα με την ζώνη

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

Πίνακας 2.7 Προσδιορισμός c_{re} στη στέγη ανάλογα με την ζώνη

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

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

α) Για τοίχους

$$e = \min(b, 2h) = \min(9,00 ; 2 \cdot 10,80) = 9,00 \text{ m}$$

Είναι $e < d = 9,00\text{m} < 14,00\text{m}$

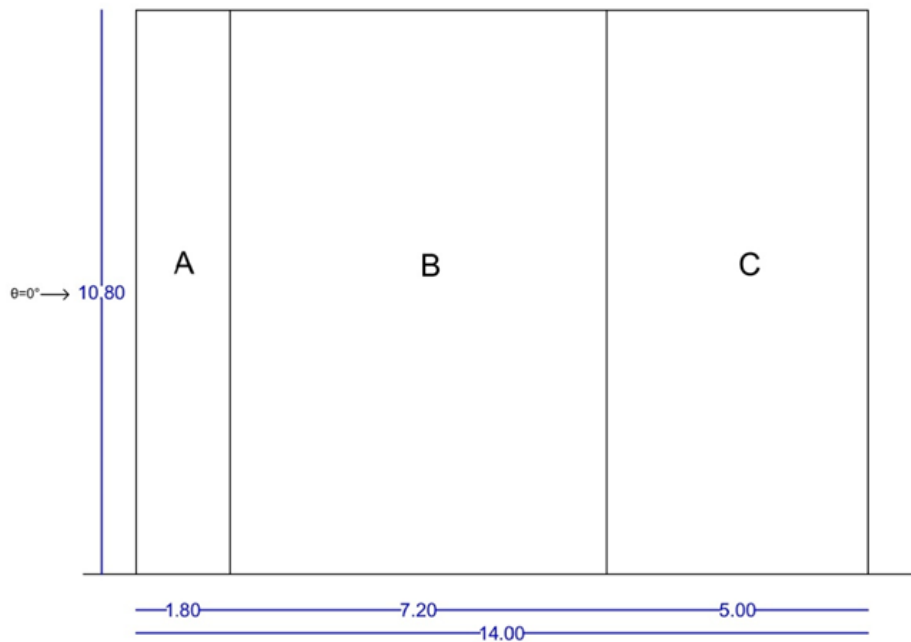
$$h/d = 10,80/14,00 = 0,77 > 0.5$$

Άρα, σύμφωνα με το Σχήμα 2.7 θα ληφθούν ζώνες A, B, C με αντίστοιχα μήκη :

$$e/5 = 1,80 \text{ m}$$

$$4e/5 = 7,20 \text{ m}$$

$$d - e = 5,00 \text{ m}$$



Σχήμα 2.10 Όψη ζωνών κτιρίου

Οι επιφάνειες των ζωνών είναι:

$$A_A = 1,80 \cdot 10,80 = 19,44\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_B = 7,20 \cdot 10,80 = 77,76\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_C = 5,00 \cdot 10,80 = 54,00\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_D = A_E = 9,00 \cdot 10,80 = 97,20\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

Άρα, σύμφωνα με το Σχήμα 2.9 $\rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$.

Από τον Πίνακα 2.6 προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης και στη συνέχεια υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου στους τοίχους της κατασκευής από τη σχέση :

$$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe,10} \quad (2.10)$$

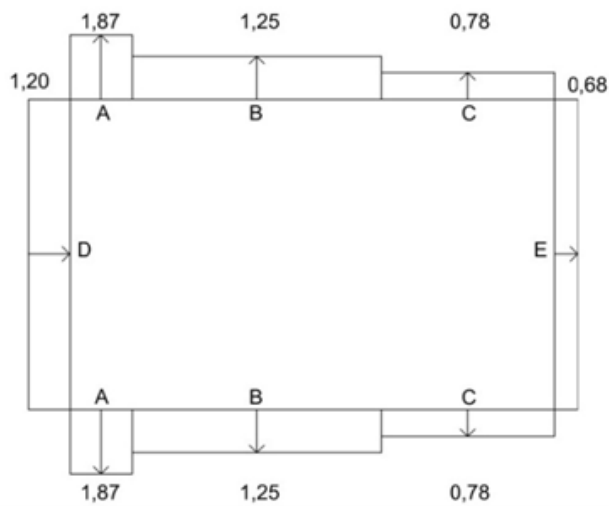
Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα και τα σχήματα που παρατίθενται παρακάτω.

Πίνακας 2.8 Τιμές c_{pe} για $\theta=0^\circ$ στους εξωτερικούς τοίχους

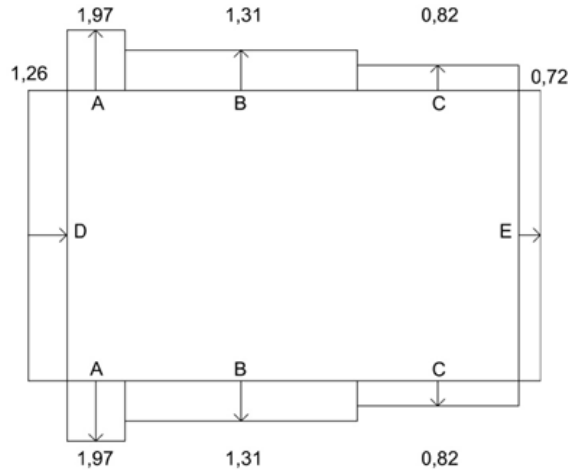
$\theta=0^\circ$					
Εξωτερικοί τοίχοι					
Προσδιορισμός C_{pe}					
Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
0,77	-1,2	-0,8	-0,5	0,769	-0,439
0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Πίνακας 2.9 Εξωτερικές πιέσεις στους τοίχους

ΖΩΝΕΣ		A	B	C	D	E	
ΤΟΙΧΟΙ		C_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,769	-0,439
z_e	9,00	q_p	1,560				
		w_e	-1,87	-1,25	-0,78	1,20	-0,68
z_e	10,80	q_p	1,640				
		w_e	-1,97	-1,31	-0,82	1,26	-0,72



Σχήμα 2.11α Εξωτερικές πιέσεις στους τοίχους για $\theta=0^\circ$ και $z_e= 0- 9,00m$



Σχήμα 2.11β Εξωτερικές πιέσεις στους τοίχους για $\vartheta=0^\circ$ και $z_e=9,00-10,80m$

β) Για στέγη

$$e = \min(b, 2h) = \min(9,00 ; 2 \cdot 10,80) = 9,00 \text{ m}$$

Σύμφωνα με το Σχήμα 2.8 θα ληφθούν ζώνες F, G, H, I με αντίστοιχα μήκη :

$$e/4 = 2,25 \text{ m}$$

$$e/10 = 0,90 \text{ m}$$

$$e/2 = 4,50 \text{ m}$$

Οι επιφάνειες των ζωνών, όπως φαίνονται παρακάτω, είναι:

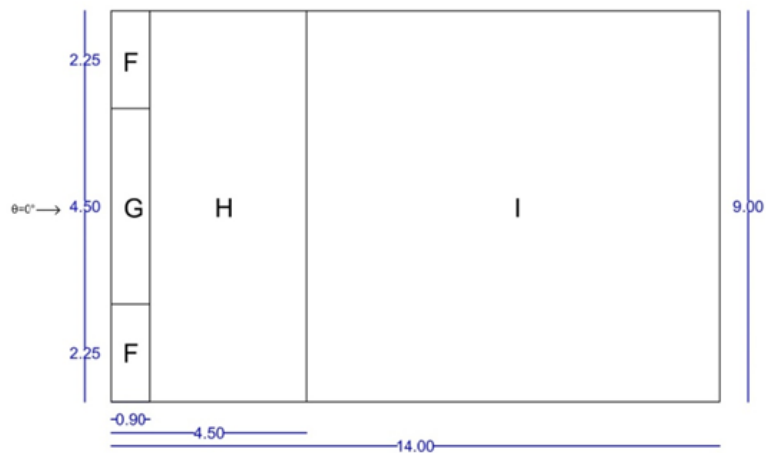
$$A_F = 2,25 \cdot 0,90 = 2,025 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$A_G = 4,50 \cdot 0,90 = 4,050 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$A_H = 3,60 \cdot 9,00 = 32,40 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$A_I = 9,50 \cdot 9,00 = 85,50 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

Σύμφωνα με το Σχήμα 2.9, για τις ζώνες F και G ο c_{pe} προσδιορίζεται από τη σχέση $c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10})/\log A$, ενώ για τις H και I είναι $c_{pe} = c_{pe,10}$. Από τον Πίνακα 7 για τύπο οριζόντιας στέγης με αιχμηρά άκρα, προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης, στη συνέχεια υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα και τα σχήματα που παρατίθενται παρακάτω.



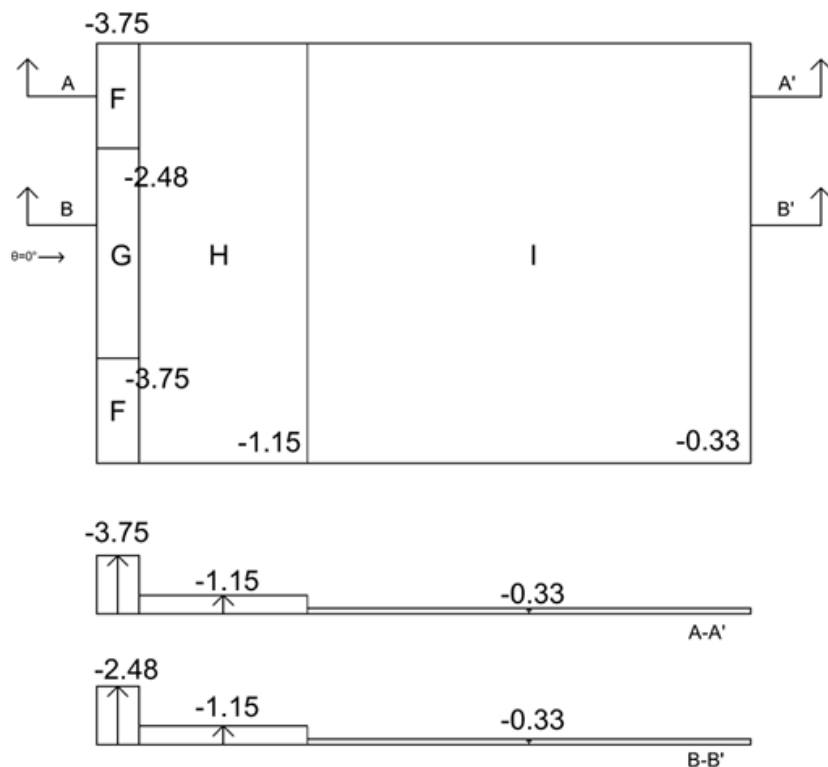
Σχήμα 2.12 Ζώνες στέγης

Πίνακας 2.10 Τιμές c_{pe} για $\theta=0^\circ$ στην στέγη

		$\theta=0^\circ$						
		Στέγη						
		Προσδιορισμός C_{pe}						
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
C_{pe}		-2,29		-1,51		-0,7		-0,2

Πίνακας 2.11 Εξωτερικές πιέσεις στην στέγη

ΖΩΝΕΣ		F	G	H	I
Στέγη $z_e=10,80m$	C_{pe}	-2,29	-1,51	-0,7	-0,200
	q_p	1,640			
	w_e	-3,75	-2,48	-1,15	-0,33



Σχήμα 2.13 Εξωτερικές πιέσεις στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

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

α) Για τοίχους

$$e = \min(b, 2h) = \min(14,00 ; 2 \cdot 10,80) = 14,00 \text{ m}$$

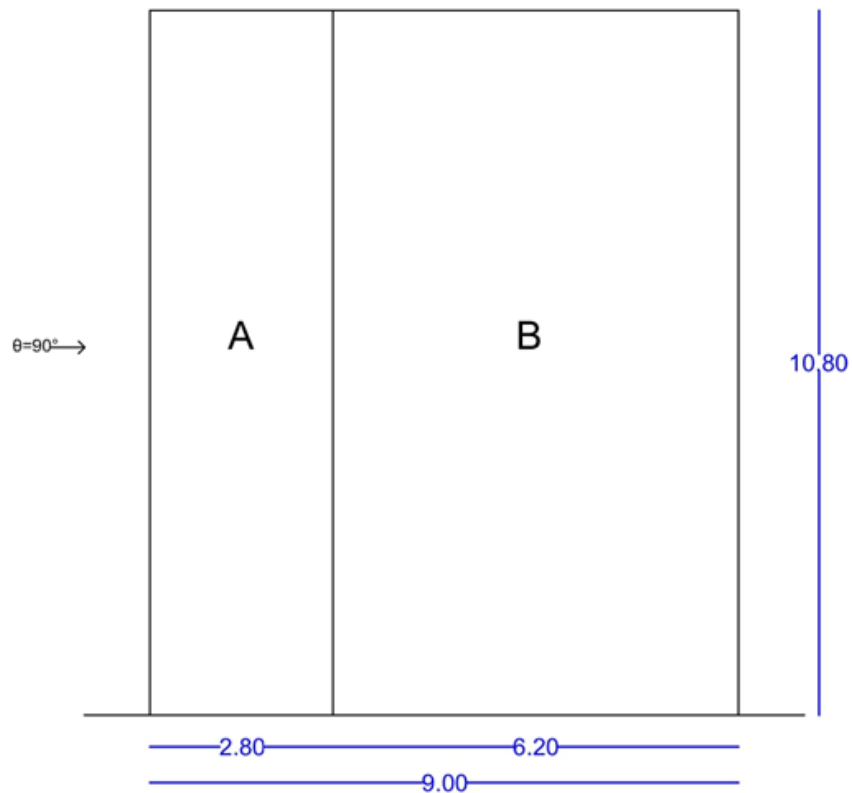
Είναι $e > d = 14,00\text{m} > 9,00\text{m}$

$$h/d = 10,80/9,00 = 1,20 > 0.5$$

Άρα, σύμφωνα με το Σχήμα 2.8 θα ληφθούν ζώνες Α, και Β με αντίστοιχα μήκη :

$$e/5 = 2,80\text{m}$$

$$d - e/5 = 6,20\text{m}$$



Σχήμα 2. 14 Όψη ζωνών κτιρίου

Οι επιφάνειες των ζωνών είναι:

$$A_A = 2,80 \cdot 10,80 = 30,24\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_B = 6,20 \cdot 10,80 = 66,96\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_D = A_E = 14,00 \cdot 10,80 = 151,20\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

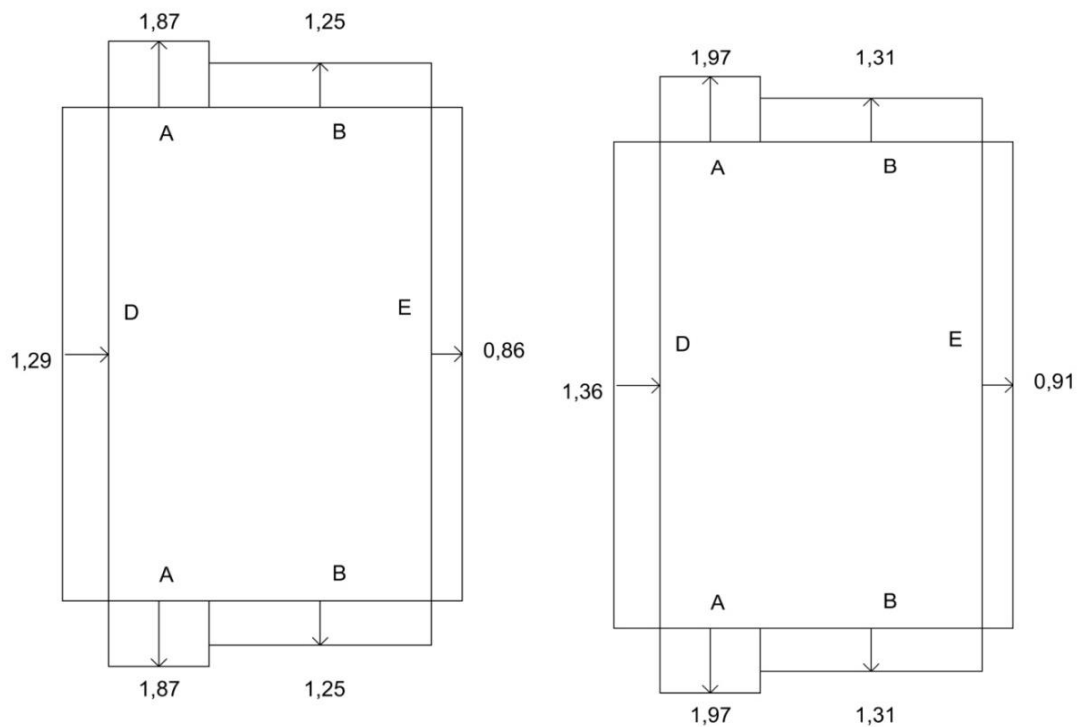
Άρα, σύμφωνα με το Σχήμα 2.9 $c_{pe} = c_{pe,10}$.

Πίνακας 2.12 Τιμές c_{pe} για $\theta=90^\circ$ στους εξωτερικούς τοίχους

$\theta=90^\circ$				
Εξωτερικοί τοίχοι				
Προσδιορισμός c_{pe}				
Ζώνη	A	B	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
1	-1,2	-0,8	0,8	-0,5
1	-1,2	-0,8	0,8	-0,5
1,2	-1,2	-0,8	0,827	-0,553
0,25	-1,2	-0,8	0,7	-0,3

Πίνακας 2.13 Εξωτερικές πιέσεις στους τοίχους

ΖΩΝΕΣ		A	B	D	E
ΤΟΙΧΟΙ	c_{pe}	-1,2	-0,8	0,827	-0,553
Ze	9,00	q_p	1,560		
		w_e	-1,87	-1,25	1,29
Ze	10,80	q_p	1,640		
		w_e	-1,97	-1,31	1,36



$z_e = 0 - 9,00m$

$z_e = 9,00 - 10,80m$

Σχήμα 2.15 Εξωτερικές πιέσεις στους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

β) Για στέγη

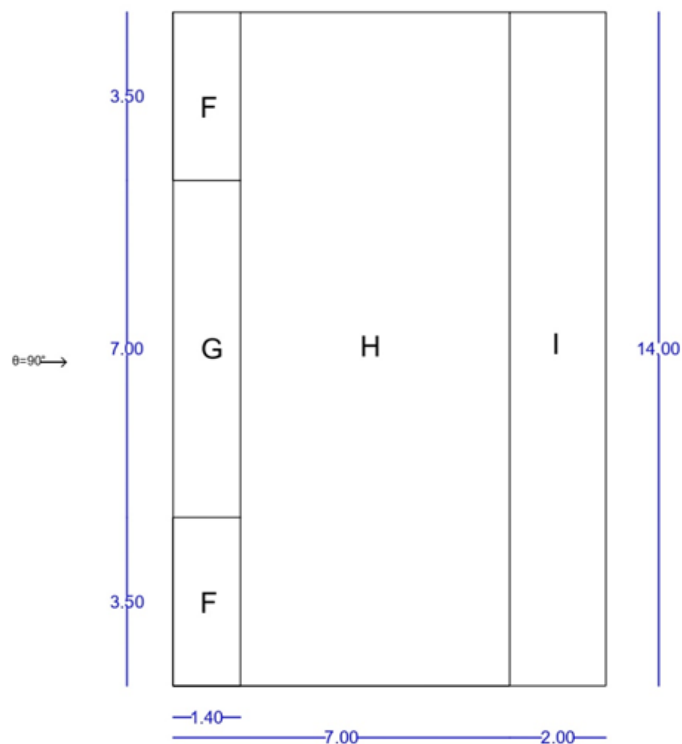
$$e = \min (b, 2h) = \min (14,00 ; 2*10,80) = 14,00 \text{ m}$$

Άρα, σύμφωνα με το Σχήμα 2.8 θα ληφθούν ζώνες F, G, H, I με αντίστοιχα μήκη :

$$e/4 = 3,50\text{m}$$

$$e/10 = 1,40\text{m}$$

$$e/2 = 7,00\text{m}$$



Σχήμα 2.16 Ζώνες στέγης

Οι επιφάνειες των ζωνών είναι:

$$A_F = 1,40*3,50 = 4,90\text{m}^2 < 10\text{m}^2$$

$$A_G = 1,40*7,00 = 9,80\text{m}^2 < 10\text{m}^2$$

$$A_H = 5,60*14,00 = 60,48\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

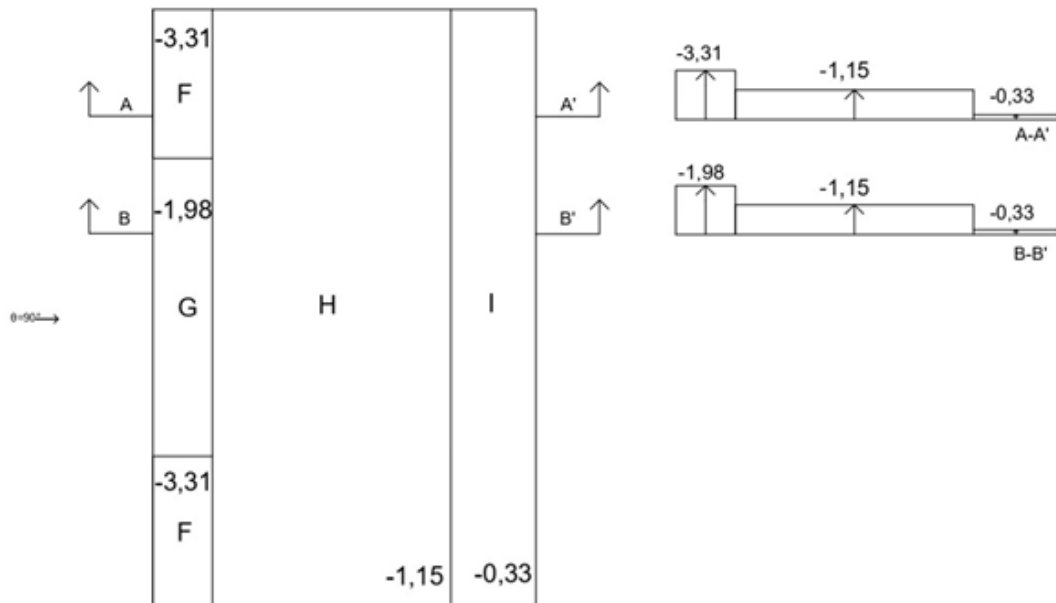
$$A_I = 2,00*14,00 = 28,00\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

Πίνακας 2.14 Τιμές c_{pe} για $\theta=90^\circ$ στη στέγη

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
c_{pe}	-2,02		-1,21		-0,7		-0,2	

Πίνακας 2.15 Εξωτερικές πιέσεις στη στέγη

ΖΩΝΕΣ		F	G	H	I
Στέγη z=10,80m	C_{pe}	-2,02	-1,21	-0,7	-0,200
	q_p	1,640			
	w_e	-3,31	-1,98	-1,15	-0,33



Σχήμα 2.17 Εξωτερικές πιέσεις στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

2.4.2 Εσωτερικές πιέσεις

Οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης c_{pi} δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κτιρίων. Εξαρτώνται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στην συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Η συγκεκριμένη κατασκευή δε διαθέτει δεσπόζουσα πλευρά, δηλαδή πλευρά που να έχει περισσότερα ανοίγματα από τις άλλες, και δεν είναι εύκολος ο ακριβής προσδιορισμός του ποσοστού των ανοιγμάτων. Επομένως, ως συντελεστής πίεσης λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή από + 0.2 και - 0.3. Δυσμενέστερη είναι η κατάσταση στην οποία αθροίζονται οι δυνάμεις από τις εσωτερικές και τις εξωτερικές πιέσεις. Στη δεδομένη εργασία λήφθηκαν υπόψη και οι δύο περιπτώσεις φόρτισης (+ 0.2, - 0.3) και συνδυάστηκαν με τις εξωτερικές πιέσεις. Οι εσωτερικές πιέσεις του ανέμου, λοιπόν, και για τις δύο διευθύνσεις του, δίνονται από την σχέση:

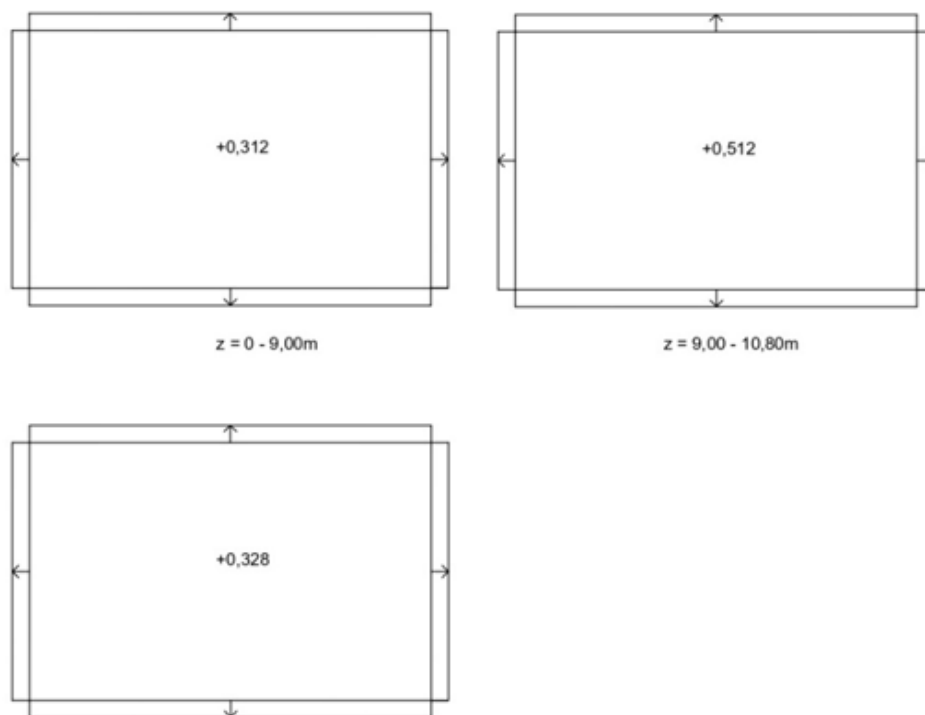
$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}, \quad (2.11)$$

Τα αποτελέσματα των υπολογισμών δίνονται παρακάτω για τους τοίχους και τη στέγη του κτιρίου.

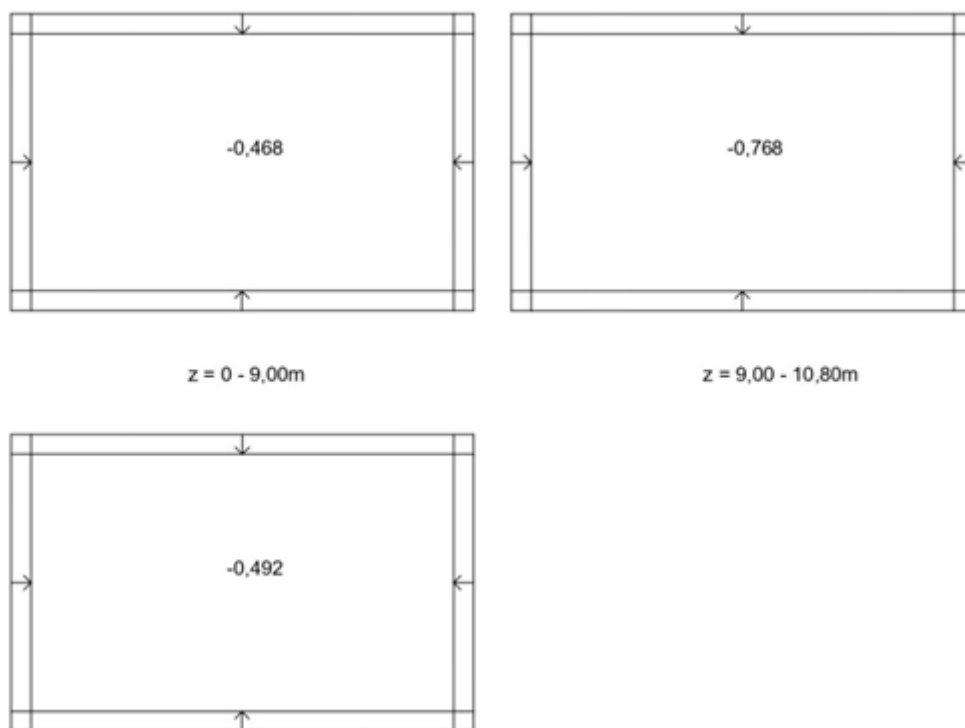
Πίνακας 2.16 Εσωτερικές πιέσεις στους τοίχους και τη στέγη

Τοίχοι		C_{pi}	+0,2	-0,3
z_i	9,00	q _p	1,56	1,56
		w _i	0,312	-0,468
z_i	10,80	q _p	1,64	1,64
		w _i	0,512	-0,768

Στέγη		C_{pi}	+0,2	-0,3
z_i	10,80	q _p	1,64	1,64
		w _i	0,328	-0,492



Σχήμα 2.18 Εσωτερικές πιέσεις στους τοίχους και τη στέγη για $C_{pe}=+0.2$



Σχήμα 2.19 Εσωτερικές πιέσεις στους τοίχους και τη στέγη για $c_{pe} = -0.3$

2.5 Σεισμικές δράσεις

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού, δεν ασκούνται δυνάμεις άμεσα στην κατασκευή, αλλά ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις στην βάση της που είναι θεμελιωμένη στο έδαφος, εκτοπίζοντας την από τη θέση ισορροπίας της και υποβάλλοντάς την σε εξαναγκασμένη ταλάντωση. Η μάζα του έργου λόγω της αδράνειας της, δεν ταλαντώνεται με τον ίδιο τρόπο με την βάση, με αποτέλεσμα αυτό να παραμορφώνεται και να προκύπτουν εσωτερικές εντάσεις. Έτσι χρησιμοποιείται τελικά το ισοδύναμο σύστημα της κατασκευής όπου δεν κινείται η βάση της (έδαφος), αλλά ασκείται δύναμη στην μάζα (πλάκες για κτίρια, οδοστρώματα για γέφυρες κλπ). Οι σεισμικές δράσεις θεωρούνται τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Οι σεισμικές δράσεις υπολογίστηκαν σύμφωνα με τον EN1998-1. Με την βοήθεια του προγράμματος έγινε ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης με χρήση της μεθόδου CQC για την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και εδαφική επιτάχυνση

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μια μόνο παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση A και καθορίζεται ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται από τον αντίστοιχο χάρτη. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη).

Πίνακας 2.17 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Για την παρούσα κατασκευή γίνεται η θεώρηση πως βρίσκεται στη Ζώνη I (περιοχή Αττικής), οπότε $a_{gR} = 0.16$ και $A = 0.16g$.

Κατηγορία σπουδαιότητας

Για κατασκευές μεγάλης αξίας ή σπουδαιότητας η εδαφική επιτάχυνση πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I . Με αυτόν τον τρόπο ο αντισεισμικός σχεδιασμός σημαντικών κατασκευών γίνεται για ισχυρότερο σεισμό που συμβαίνει σπανιότερα, δηλαδή για σεισμό με μεγαλύτερη περίοδο αναφοράς ($T_R = 1000$ ή 2000 χρόνια), η οποία αντιστοιχεί σε μικρότερη πιθανότητα υπέρβασης της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού ή/και σε μεγαλύτερη διάρκεια ζωής της κατασκευής (Ψυχάρης Ι., (2016)). Έτσι, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ισούται με $\gamma_I a_{gR}$. Στον ΕΚ8, η τιμή αυτή συμβολίζεται με a_g , δηλαδή,

$$a_g = \gamma_I a_{gR}, \quad (2.12)$$

Πίνακας 2.18 Συντελεστής σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής σπουδαιότητας
I (μικρή σπουδαιότητα)	0.8
II (συνήθης σπουδαιότητα)	1.0
III (μεγάλη σπουδαιότητα)	1.2
IV (πολύ μεγάλη σπουδαιότητα)	1.4

Για την παρούσα κατασκευή γίνεται η θεώρηση σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια) και με βάση τα προηγούμενα $a_g = 1,6m/s^2$.

Κατηγορία εδάφους

Η τιμή a_g αντιστοιχεί σε βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος. Σύμφωνα με τον ΕΚ8, σε μαλακά εδάφη η τιμή πρέπει να επαυξάνεται με τον συντελεστή εδάφους S , ανάλογα με την κατηγορία εδάφους (Πίνακας 2.19).

Πίνακας 2.19 Συντελεστής εδάφους-χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος σχεδιασμού με βάση τον ΕΚ8

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

Η κατηγορία εδάφους πάνω στην οποία δομείται το έργο είναι η Β.

Συντελεστής συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίνονται παρακάτω (Πίνακας 2.20), ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για τον 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.

- Σύμμικτη κατασκευή

Πίνακας 2.20 Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς

Στατικός Τύπος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4	4
	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρος συνδέσμους	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
δ) Ανεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5 του EC8	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2

- Συμβατική κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος

Πίνακας 2.21 Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς

Δομικό σύστημα	κανονικό καθύψος και σε κάτοψη			κανονικό καθύψος, όχι σε κάτοψη			κανονικό σε κάτοψη, όχι καθύψος			μη-κανονικό σε κάτοψη και καθύψος		
	ΕΚ8		ΕΑΚ	ΕΚ8		ΕΑΚ	ΕΚ8		ΕΑΚ	ΕΚ8		
	ΚΠΜ	ΚΠΥ		ΚΠΜ	ΚΠΥ		ΚΠΜ	ΚΠΥ				
Στρεπτικά εύκαμπτο	3.5	2.0	3.0	3.5	2.0	3.0	3.5	1.6	2.4	3.5	1.6	2.4
Ανεστραμμένο εκκρεμές	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	1.6	2.0	1.5	1.6
Τοιχωματικό με > 2 ασύζευκτα τοιχώματα/διεύθυνση ⁽¹⁾	3.0	3.0	4.4	3.0	3.0	4.2	3.0	2.4	3.5	3.0	2.4	3.35
Τοιχωματικό με μόνο 2 ασύζευκτα τοιχώματα/διεύθυνση ⁽¹⁾	3.0	3.0	4.0	3.0	3.0	4.0	3.0	2.4	3.2	3.0	2.4	3.2
Τοιχωματικό συζευγμένων τοιχωμάτων. Δυαδικό ισοδύναμο με τοιχωματικό. Πολύροφο πλαίσιακό (ή δυαδικό ισοδύναμο με πλαίσιακό) και ένα άνοιγμα ⁽¹⁾	3.5	3.6	5.4	3.5	3.3	4.95	3.5	2.9	4.3	3.5	2.65	3.95
Πολύροφο πλαίσιακό (ή δυαδικό ισοδύναμο με πλαίσιακό) ⁽¹⁾	3.5	3.9	5.85	3.5	3.45	5.2	3.5	3.1	4.7	3.5	2.75	4.15
Πλαίσιακό (ή δυαδικό ισοδύναμο με πλαίσιακό) με έναν όροφο ⁽¹⁾	3.5	3.3	4.95	3.5	3.15	4.7	3.5	2.65	3.95	3.5	2.5	3.8

Για την σύμμικτη κατασκευή επιλέχθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q = 4,0$

Για την συμβατική κατασκευή επιλέχθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q = 3,9$

Απόσβεση κατασκευής και φάσμα σχεδιασμού

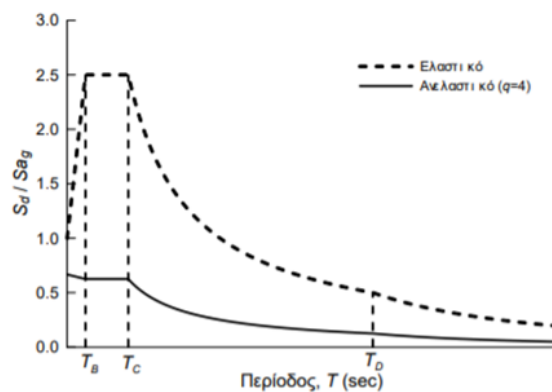
Ο συντελεστής απόσβεσης ζ είναι καθαρός αριθμός και μπορεί να υπολογιστεί πειραματικά. Εξαρτάται κυρίως από το υλικό της κατασκευής και για συνήθεις κατασκευές είναι πάντοτε μικρότερος της μονάδας. Οι τιμές του δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2.22. Συνήθεις τιμές απόσβεσης των κατασκευών

Περιγραφή κατασκευής	ζ (%)
Οπλισμένο σκυρόδεμα	3-5
Προεντεταμένο σκυρόδεμα	2-3
Μεταλλικές κατασκευές με συγκολλητές συνδέσεις	2-3
Μεταλλικές κατασκευές με κοχλιωτές συνδέσεις	5-7

Και για τις δύο κατασκευές, σύμμικτη και συμβατική οπλισμένου σκυροδέματος $\rightarrow \zeta=5\%$.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$, με βάση τον ΕΚ8, ορίζεται ως εξής:



Σχήμα 2.20 Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8 για $q=4$ και αντίστοιχο ελαστικό

Συγκεκριμένα, για τις διάφορες χαρακτηριστικές περιοχές του φάσματος ισχύουν οι εξής σχέσεις:

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

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

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

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

όπου:

- $S_d(T)$ η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού
- T η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης
- a_g η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A
- T_B η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_C η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_D η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- S ο συντελεστής εδάφους
- q ο συντελεστής συμπεριφοράς
- β ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή $\beta = 0,2$

Εφαρμογή στο μοντέλο της κατασκευής

Η εφαρμογή στους δύο φορείς, καθώς και τα αποτελέσματα της ανάλυσης περιγράφονται αναλυτικά σε επόμενο κεφάλαιο.

2.6 Συνδυασμοί δράσεων

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 τμήματος 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.

Για την δημιουργία των κατάλληλων συνδυασμών στις παραπάνω καταστάσεις, τα φορτία πολλαπλασιάζονται με συντελεστές ασφαλείας οι οποίοι είναι συνήθως μεγαλύτεροι ή ίσοι με την μονάδα όπως φαίνεται στον πιο κάτω πίνακα.

Πίνακας 2.23 Συντελεστές ασφαλείας

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευνοϊκή επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευνοϊκή επίδραση
γ_G	1,35	1,00	1,00	1,00
γ_Q	1,50	0	1,00	0
γ_A, γ_E	1,00	0	-	-

Τα φορτία που προκύπτουν μετά τον πολλαπλασιασμό, είναι τα φορτία σχεδιασμού με τα οποία στην συνέχεια, μπορούν να γραφτούν οι συνδυασμοί, εφόσον έχουν ληφθεί υπόψη οι πιθανότητες ταυτόχρονης εμφάνισης τους σε μια χρονική στιγμή κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Αυτό, γίνεται δυνατό με κατάλληλους συντελεστές ψ , οι οποίοι εξ' ορισμού εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με την χαρακτηριστική τιμή άλλων δράσεων.

Πίνακας 2.24 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτιριακά έργα

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων Βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6

2.6.1 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) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

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

β) Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

γ) Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } A_{Ed} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

"+" σημαίνει "επαλληλία με"

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

$Q_{k,1}$ χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

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

A_{Ed} τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης

A_d τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

P χαρακτηριστική τιμή προέντασης

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

$\gamma_{Q,i}$ επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μόνιμη δράση i

γ_p επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

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

$$E_d \leq R_d$$

όπου:

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

R_d η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής της διατομής ή του μέλους που ελέγχεται (Resistance)

Οι αντοχές σχεδιασμού προσδιορίζονται από διαίρεση των χαρακτηριστικών τιμών με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας του υλικού:

$$R_d = R_k / \gamma_m$$

Όπου το γ_{m1} διαφοροποιείται ως προς την εξεταζόμενη μορφή αστοχίας και λαμβάνει τιμές (σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN 1993) ως εξής:

- αντοχή διατομών έναντι διαρροής, ανεξαρτήτως της κατηγορίας της διατομής: $\gamma_{m0}=1,00$
- αντοχή μελών έναντι απώλειας της ευστάθειας: $\gamma_{m1}=1,00$
- αντοχή διατομών έναντι εφελκυστικής θραύσης: $\gamma_{m2}=1,25$

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που επιβάλαμε στην κατασκευή (σύμμικτη & συμβατική) στην Ο.Κ.Α. είναι:

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:

$$1,00\cdot G + 0,60\cdot Q \pm 1,00\cdot E_x \pm 0,30\cdot E_y$$

$$1,00\cdot G + 0,60\cdot Q \pm 0,30\cdot E_x \pm 1,00\cdot E_y$$

Ευμενής Συνδυασμός :

$$G+Q$$

Ο άνεμος λαμβάνεται υπόψη και για τις δύο διευθύνσεις ($\theta=0^\circ$, $\theta=90^\circ$).

2.6.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι:

α) Χαρακτηριστικός συνδυασμός: " + "

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

β) Συχνός συνδυασμός:

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

γ) Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

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

Στον έλεγχο σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας θα ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq C_d$$

όπου:

C_d : η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

E_d : η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων,

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

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που επιβάλαμε στην κατασκευή (σύμμικτη & συμβατική) στην Ο.Κ.Λ. είναι:

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

$$G+S+0,7Q+0,6W$$

Ο άνεμος λαμβάνεται υπόψη και για τις δύο διευθύνσεις ($\vartheta=0^\circ$, $\vartheta=90^\circ$).

3. Έλεγχος και διαστασιολόγηση μελών

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των μελών της κατασκευής γίνεται τόσο για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας, όσο και για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας. Οι απαιτούμενοι αυτοί έλεγχοι έγιναν με την βοήθεια του στατικού προγράμματος *Robot Structural Analysis Professional* με βάση τον EN1993-1-1. Εξαιρέση αποτελούν οι δευτερεύουσες δοκοί και η σύμμικτη πλάκα της σύμμικτης κατασκευής. Οι δευτερεύουσες δοκοί διαστασιολογήθηκαν με χρήση του προγράμματος *ABC ArcelorMittal Beams Calculator*, ενώ η σύμμικτη πλάκα αναλύθηκε με την βοήθεια του προγράμματος *SymDeck Designer 2*. Οι διατομές επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης, ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων, τόσο σε επίπεδο διατομής, όσο και σε επίπεδο μέλους. Επίσης, έγινε προσπάθεια να επιτευχθεί μεγαλύτερη δυνατή εκμετάλλευσή των μελών, ώστε η κατασκευή στο σύνολό της να είναι οικονομική. Κατά την διάρκεια των επαναλήψεων έγιναν αρκετές αλλαγές στο μοντέλο προσομοίωσης, με στόχο τη βελτιστοποίηση της απόκρισης της κατασκευής έναντι των επιβαλλόμενων φορτίων.

3.1 Σύμμικτη κατασκευή

3.1.1 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας

Τα τελευταία χρόνια η χρήση σύμμικτων πλακών έχει γίνει πολύ δημοφιλής και έχει συμβάλει στην αύξηση της χρήσης μεταλλικών κατασκευών σε οικοδομικά έργα. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν στην φάση κατασκευής ως τύπος για το έγχυτο σκυρόδεμα. Στην φάση κατασκευής το χαλυβδόφυλλο φέρει το ίδιο βάρος του, το βάρος του νωπού σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης. Το φορτίο διάστρωσης κατά τον EN1994- 1-1 είναι ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο 0.75kN/m^2 σε όλη την επιφάνεια της πλάκας και ένα κινητό 0.75kN/m^2 , το οποίο δρα σε επιφάνεια $3\text{x}3\text{m}^2$.

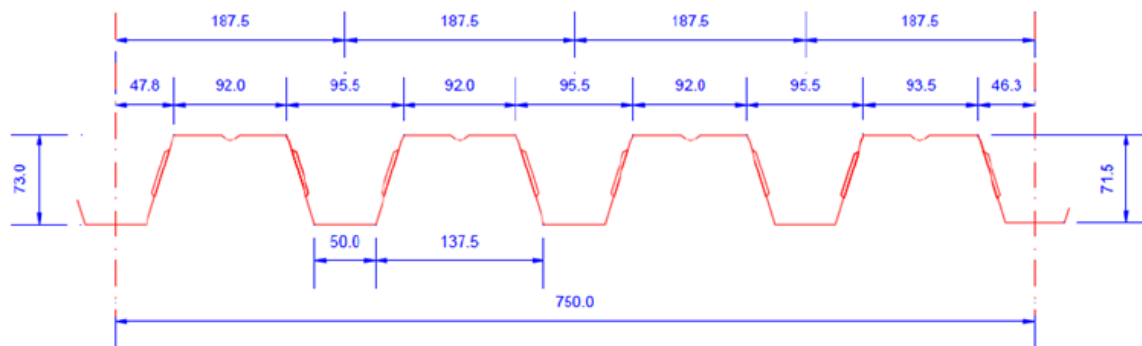
Στη συγκεκριμένη εργασία, για λόγους απλότητας, επιλέχθηκε και τα δύο φορτία διάστρωσης να ασκούνται σε ολόκληρη την επιφάνεια. Στην φάση λειτουργίας, τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως οπλισμός της πλάκας, η οποία αφού έχει σκληρυνθεί το σκυρόδεμα λειτουργεί ως σύμμικτη και παραλαμβάνει τα κινητά και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία. Στην πλάκα σκυροδέματος προβλέπεται ελαφρύς οπλισμός. Με την τοποθέτηση οπλισμού επιτυγχάνεται καλύτερη κατανομή γραμμικών ή σημειακών φορτίων, ενώ παράλληλα αποφεύγεται η ρηγμάτωση του σκυροδέματος έναντι συρρίκνωσης.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα των σύμμικτων πλακών σε σχέση με τις συνήθεις πλάκες Ο.Σ. είναι:

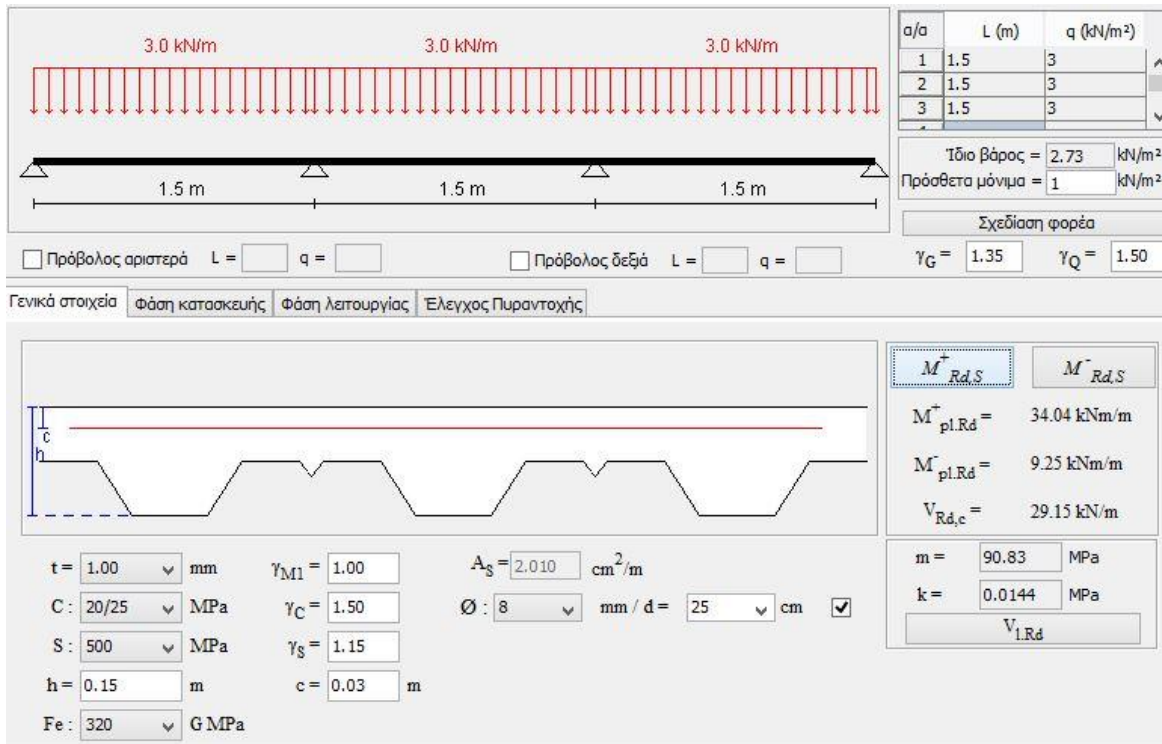
- Μικρότεροι χρόνοι κατασκευής
- Αποφυγή χρήσης ξυλοτύπου
- Επίτευξη μεγαλύτερων ανοιγμάτων
- Επίτευξη μικρότερων στατικών υψών
- Αυξημένη αντοχή έναντι πυρκαγιάς

Πλέγμα οπλισμού μπορεί να τοποθετηθεί πάνω στις νευρώσεις των χαλυβδοφύλλων. Τα μήκη των ράβδων οπλισμού και η υπερκάλυψή τους πρέπει να πληρούν τις συνήθεις προδιαγραφές για το οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι αυλακώσεις του χαλυβδοφύλλου τοποθετούνται κάθετα στην διεύθυνση των δευτερευουσών δοκών. Επιλέγεται να είναι συνεχές και να στηρίζεται στις δευτερεύουσες δοκούς, οπότε επιλύεται ως συνεχής δοκός τριών ανοιγμάτων. Παρακάτω παρατίθεται το στατικό μοντέλο της σύμμικτης πλάκας συνολικού πάχους $h = 150 \text{ mm}$ ($h_p = 73 \text{ mm}$, $h_c = 77 \text{ mm}$) με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 της εταιρείας Έλαστρον (Σχήμα 3.1), καθώς και οι έλεγχοι στη φάση κατασκευής και λειτουργίας.

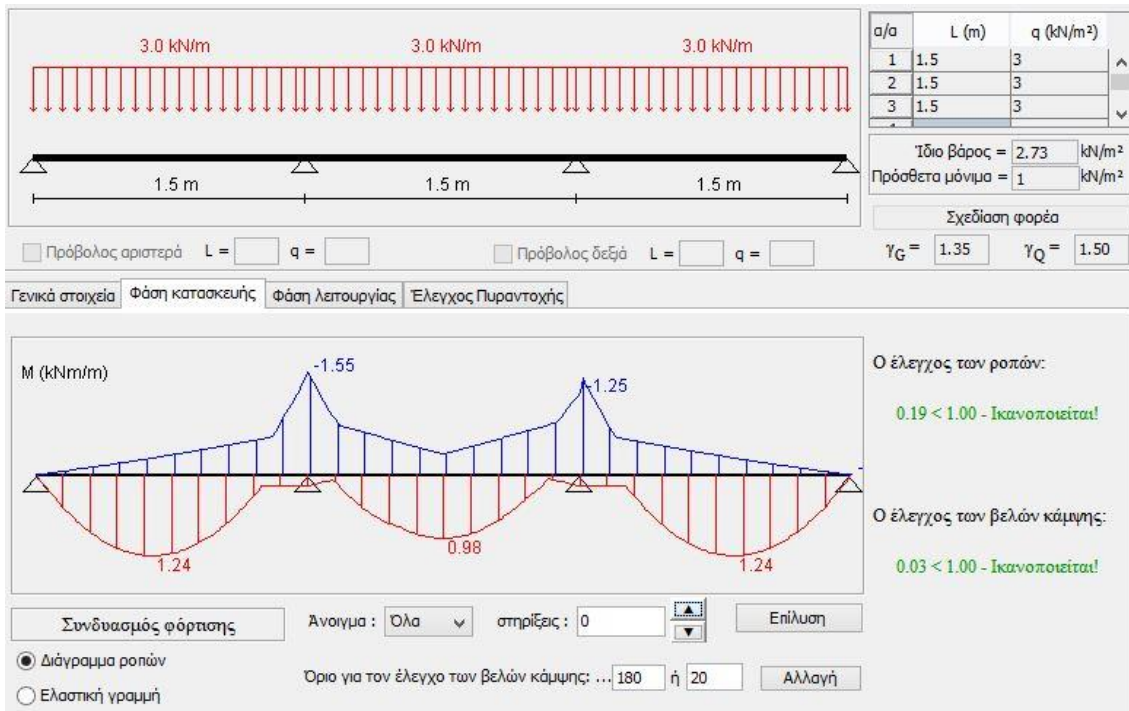


Σχήμα 3.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου SymDeck 73

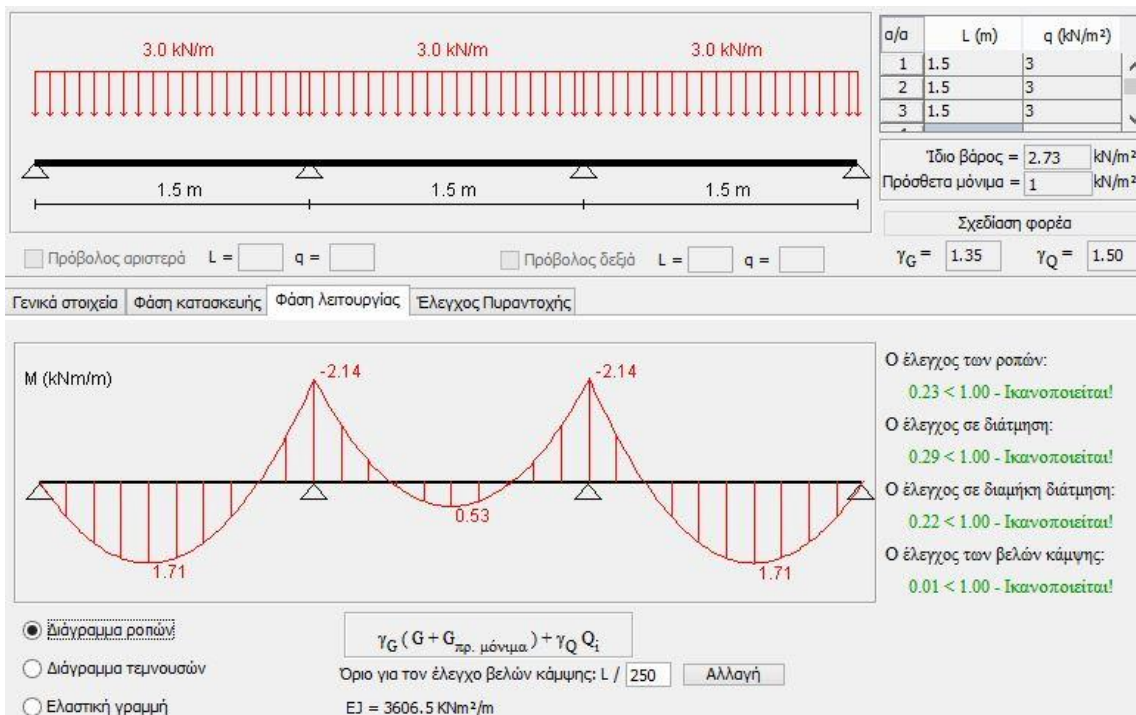


Σχήμα 3.2 Στατικό μοντέλο σύμμικτης πλάκας πολλών ανοιγμάτων

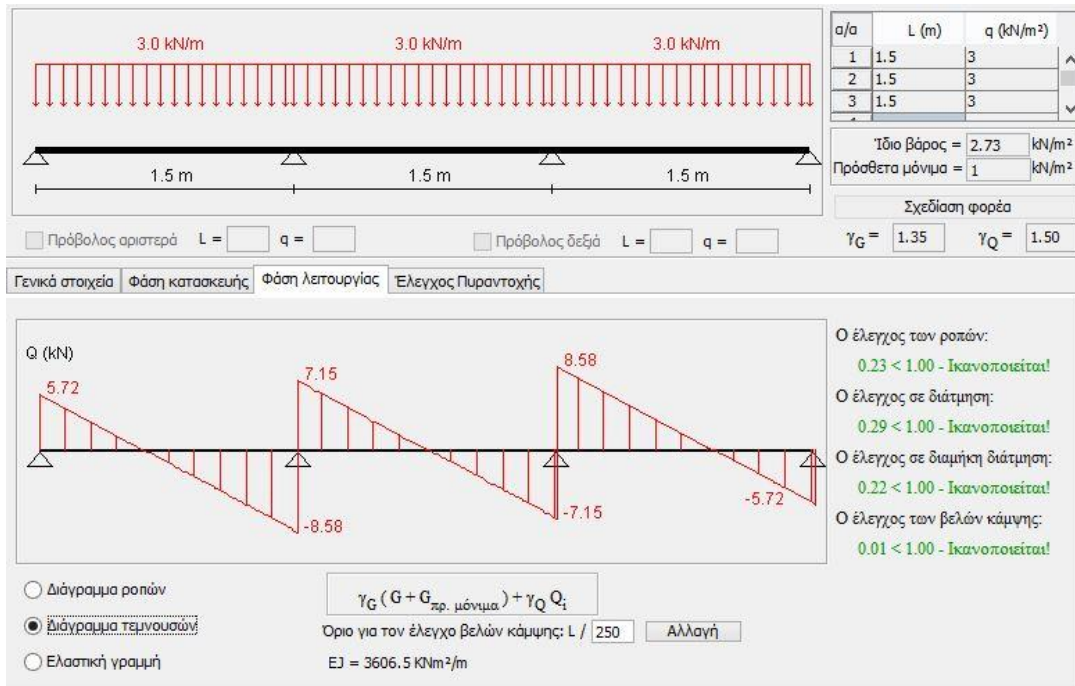
Εντός του h_c του σκυροδέματος είναι απαραίτητο να τοποθετηθεί διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός, όπως προαναφέρθηκε, ελαχίστου εμβαδού $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ ανά κατεύθυνση. Η απόσταση μεταξύ των ράβδων δεν πρέπει να υπερβαίνει το $\min(2h; 350 \text{ mm}) = 300 \text{ mm}$. Παράλληλα, προκειμένου να περιοριστεί η ρηγμάτωση, προβλέπεται πρόσθετος οπλισμός πλάκας στις περιοχές αρνητικών ροπών ο οποίος τοποθετείται πάνω από τις στηρίξεις. Το ποσοστό του πρόσθετου οπλισμού είναι $\rho = 0.2\%$, εφόσον δεν υπάρχει προσωρινή υποστήριξη, ενώ στις περιοχές των ανοιγμάτων μπορεί να μειωθεί στο μισό, $\rho = 0.1\%$. Άρα, προκύπτει ο απαιτούμενος οπλισμός πλάκας $A_{s,req} = \rho b h f_{td} = 0.002 \cdot 7 \cdot 100 = 1.54 \text{ cm}^2/\text{m}$ και τελικά επιλέγεται να τοποθετηθεί πάνω οπλισμός με επικάλυψη 5 mm $\bar{\phi} 8/25$ με $A_{s,prov} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$ στην κύρια, αλλά και στην δευτερεύουσα διεύθυνση.



Σχήμα 3.3 Έλεγχος ροπής και θέλους σύμμικτης πλάκας σε φάση κατασκευής



Σχήμα 3.4 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας σε κάμψη, διάτμηση και θέλη σε φάση λειτουργίας



Σχήμα 3.5 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας σε διάτμηση και βέλη σε φάση λειτουργίας

3.1.2 Διαστασιολόγηση δευτερευουσών δοκών κατά Χ

Πάνω στις δευτερεύουσες δοκούς κατά Χ εδράζεται η σύμμικτη πλάκα, η οποία φέρει τα επιφανειακά φορτία. Οι δοκοί αυτές, στηρίζονται αμφιέριστα στις κύριες δοκούς κατά Υ, επομένως οι ροπές είναι πάντα θετικές και το θλιβόμενο άνω πέλμα είναι πλευρικά εξασφαλισμένο λόγω της διατμητικής του σύνδεσης με την σύμμικτη πλάκα. Συνεπώς, υπόκεινται μόνο σε κατακόρυφες δράσεις και θα ελεγχθούν σε κάμψη και διάτμηση.

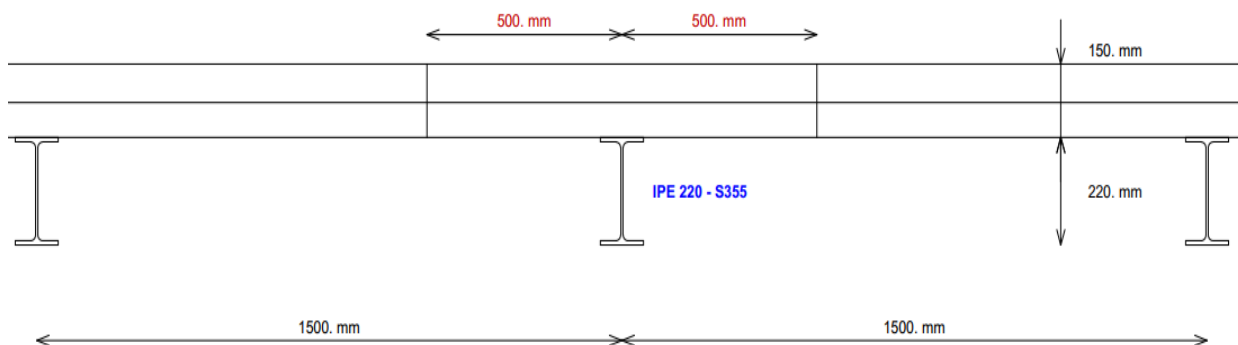
Ο έλεγχος γίνεται σε δύο φάσεις, στην φάση κατασκευής, όπου η χαλύβδινη δοκός παραλαμβάνει το σύνολο του φορτίου και στην φάση λειτουργίας, όπου η λειτουργία της είναι πλέον σύμμικτη. Στην δεύτερη φάση η διατομή έχει σημαντικά μεγαλύτερη αντοχή, αφού συμμετέχει πλέον και το σκληρυμένο σκυρόδεμα. Έγινε, λοιπόν, έλεγχος σε μία ενδιάμεση διαδοκίδα και σε μία ακραία κύρια δοκό κατά Χ. Για τους ελέγχους σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας συμπληρώθηκαν στα διαθέσιμα πεδία του προγράμματος ABC v3.52 το μήκος των δοκών, η απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών, οι διαστάσεις του χαλυβδόφυλλου και το συνολικό πάχος της πλάκας, από όπου υπολογίζει το πρόγραμμα αυτόματα το ίδιο βάρος της. Συμπληρώθηκαν επίσης, τα πεδία για την επιθυμητή διατομή και τους ήλους, τις τιμές των πρόσθετων μονίμων και του κινητού φορτίου, καθώς και ότι δεν επιθυμείται προσωρινή υποσύλωση στη φάση της σκυροδέτησης. Στη συνέχεια, μετά από δοκιμές για την επιλογή της κατάλληλης διατομής ώστε να πληρούνται τα κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας, επιλέχθηκε η διατομή ΙΡΕ 220 και η διατμητική σύνδεση πραγματοποιείται με ήλους κεφαλής Μ16 και ύψους 125 mm. Το πάχος της πλάκας είναι 150 mm, άρα η επικάλυψη είναι 25 mm και καλύπτει την ελάχιστη απαίτηση των 20 mm. Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για μία ενδιάμεση δευτερεύουσα δοκό μήκους 4,00m και μία ακραία κύρια δοκό κατά Χ, επίσης 4,00m.

Το συνεργαζόμενο πλάτος είναι ίσο με : $b_{ef} = 2 \cdot (L/8)$

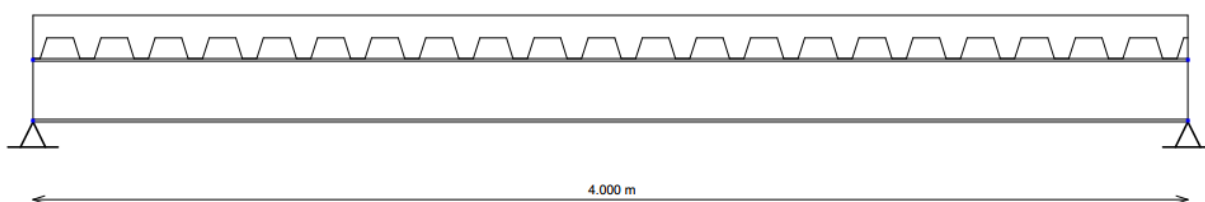
Δοκός μήκους 4,00m -> $b_{ef} = 2 \cdot (L/8) = 2 \cdot (4.000/8) = 1.000\text{mm}$

Δοκός μήκους 3,00m -> $b_{ef} = 2 \cdot (L/8) = 2 \cdot (3.000/8) = 750\text{mm}$

- Ενδιάμεση δευτερεύουσα δοκός IPE 220 , μήκους 4.00m



Σχήμα 3.6 Συνεργαζόμενο πλάτος ενδιάμεσης δευτερεύουσας δοκού



Σχήμα 3.7 Τομή παράλληλη στον άξονα των δοκών

Connection

Connectors Diameter 16-125

$$\begin{aligned} \phi &= 16.0 \text{ mm} \\ h &= 125.0 \text{ mm} \\ f_y &= 350.0 \text{ N/mm}^2 \\ f_u &= 450.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Main span

$$L = 4.000 \text{ m} \quad e = 0.188 \text{ m} \quad n = 1 \text{ row(s)}$$

Total number of connectors : 21

Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports

Propping in the construction stage

No propping

Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.26 kN/m
	Dead weight of the slab (2.74 kN/m ²)	4.11 kN/m
Construction load (Q_c)	Q _c = 0.75 kN/m ²	1.13 kN/m

Loads at final stage

Permanent loads	Dead weight of the profile	0.26 kN/m
	Dead weight of the slab (2.74 kN/m ²)	4.11 kN/m
Span	Surface load = 1.00 kN/m ²	

Live load case n° 1 (ψ₀ = 0.70)

Span Surface load = 3.00 kN/m²

CONSTRUCTION stage

Moment resistance Section Class 1 $M_{Rd} = 101.32 \text{ kN.m}$

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 325.50 \text{ kN}$ ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))

ULS combination (construction stage) : $1.35 G + 1.50 Q_c$

Support reactions $R_{V1} = 15.16 \text{ kN}$

$R_{V2} = 15.16 \text{ kN}$

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 3.06$ (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 15.16 \text{ kN.m}$ $\Gamma_M = 0.150$ ($x = 2.000 \text{ m}$)

$V_{Ed,max} = -15.16 \text{ kN}$ $\Gamma_V = 0.047$ ($x = 0.000 \text{ m}$)

$\Gamma_{MV} = 0.150$ ($x = 2.000 \text{ m}$)

$\Gamma_{LT} = 0.343$

Maximum criterion for bending resistance $\Gamma_{M,max} = 0.150$

Maximum criterion for shear force resistance $\Gamma_{V,max} = 0.047$

Maximum criterion for bending moment - shear force interaction $\Gamma_{MV,max} = 0.150$

Maximum criterion for lateral torsional buckling $\Gamma_{LT,max} = 0.343$

Serviceability Limit States (CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight' Span $v_{max} = 2.5 \text{ mm}$ ($L / 1600$)

Case 'Construction load' (Q_c) Span $v_{max} = 0.6 \text{ mm}$ ($L / 6204$)

Total deflection $v_{max} = 3.1 \text{ mm}$ ($L / 1272$)

FINAL stage

Participating width

on left support 0.750 m

$L / 4$ (= 1.000 m) 1.000 m

$3 L / 4$ (= 3.000 m) 1.000 m

on right support 0.750 m

Moments of inertia

...at mid-span

Long-term 11359 cm⁴

Short-term 15876 cm⁴

Resistance of the connectors

$$P_{Rd} = 24.50 \text{ kN}$$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.400

$$F_{\text{Steel}} = 1184.65 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Concrete}} = 889.67 \text{ kN}$$

Degree of connection = 0.303 < 0.400

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

Insufficient degree of connection for plastic design

>>> **ELASTIC design**

Plastic shear force resistance

$$V_{pl,Rd} = 325.50 \text{ kN} \quad (\eta = 1.20)$$

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$)

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions

$$R_{V1} = 29.34 \text{ kN}$$

$$R_{V2} = 29.34 \text{ kN}$$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$$A_s/s_f > 0.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{Ed,max(+)} = 29.34 \text{ kN.m} \quad M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m} \quad \Gamma_M = 0.221 \quad (x = 2.000 \text{ m})$$

$$V_{Ed,max} = -29.34 \text{ kN} \quad \Gamma_V = 0.090 \quad (x = 0.000 \text{ m})$$

$$\Gamma_{MV} = 0.221 \quad (x = 2.000 \text{ m})$$

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

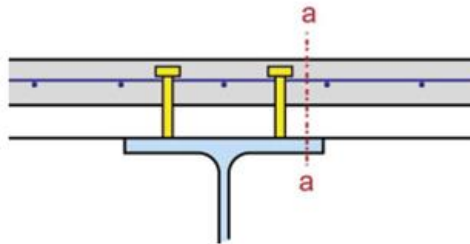
Minimum transverse reinforcement ratio :
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

$$\rho_{w,min} = 0.07 \%$$

$$A_s/s_f > 0.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) :

$$A_s/s_f > 0.56 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\rho_w > 0.07 \%)$$



Maximum criterion for bending resistance

$$\Gamma_{M,max} = 0.221$$

Maximum criterion for shear force resistance

$$\Gamma_{V,max} = 0.090$$

Maximum criterion for bending moment - shear force interaction

$$\Gamma_{MV,max} = 0.221$$

Maximum criterion for shear connector resistance

$$\Gamma_{s,max} = 0.410$$

Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab

$$\Gamma_{Vh,max} = 0.050$$

Deflections per combination

Combination SLS ' G + R + Q₁'

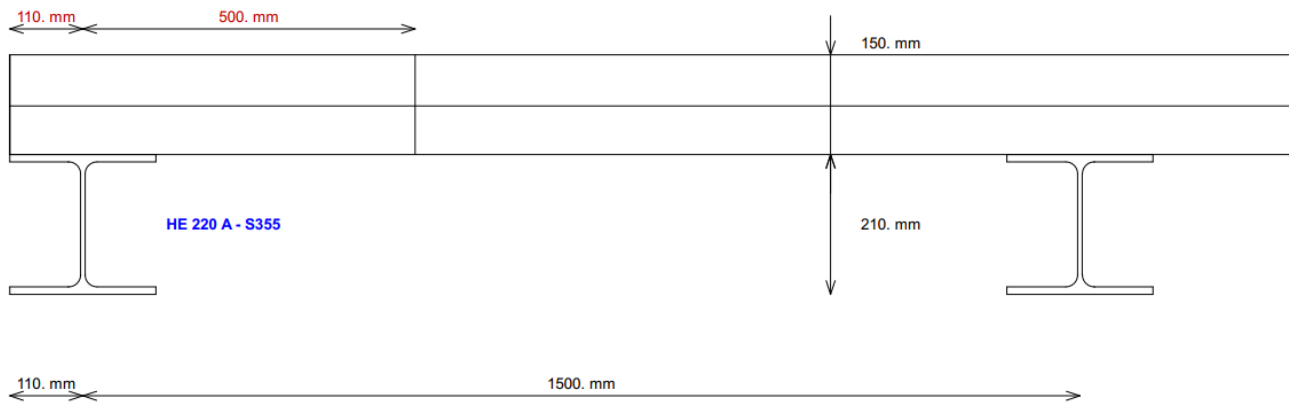
$$v_{\max} = 5.2 \text{ mm } (L / 764)$$

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

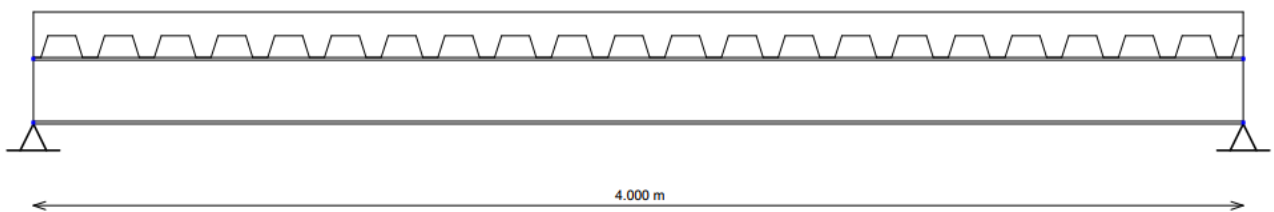
Resistance criteria satisfied in the FINAL stage

- **Ακραία κύρια δοκός κατά Χ HEA220, μήκους 4.00m**

Το συνεργαζόμενο πλάτος είναι ίσο με : $b_{ef} = b_{\text{δοκού}}/2 + L/8 =$
Δοκός μήκους 4,00m -> $b_{ef} = 610\text{mm}$



Σχήμα 3.8 Συνεργαζόμενο πλάτος ακραίας δευτερεύουσας δοκού HEA 220 (κύριας κατά Χ)



Σχήμα 3.9 Τομή παράλληλη στον άξονα των δοκών

Connection**Connectors Diameter 16-125**

$$\begin{aligned} \phi &= 16.0 \text{ mm} \\ h &= 125.0 \text{ mm} \\ f_y &= 350.0 \text{ N/mm}^2 \\ f_u &= 450.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Main span

$$L = 4.000 \text{ m} \quad e = 0.188 \text{ m} \quad n = 1 \text{ row(s)}$$

Total number of connectors : 21

Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports**Propping in the construction stage**

No propping

Loads**Loads at construction stage**

Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.50 kN/m	
	Dead weight of the slab (2.73 kN/m ²)		2.35 kN/m
Construction load (Q_c)	Q _c = 0.75 kN/m ²	0.65 kN/m	

Loads at final stage

Permanent loads	Dead weight of the profile	0.50 kN/m	
	Dead weight of the slab (2.73 kN/m ²)		2.35 kN/m
Span	Surface load = 1.00 kN/m ²		
Live load case n° 1 (ψ₀ = 0.70)			
Span	Surface load = 3.00 kN/m ²		

CONSTRUCTION stage

Moment resistance Section Class 2 $M_{Rd} = 201.80 \text{ kN.m}$

Plastic shear force resistance $V_{pl.Rd} = 423.68 \text{ kN}$ ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))

ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q_c

Support reactions $R_{V1} = 9.61 \text{ kN}$

$R_{V2} = 9.61 \text{ kN}$

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 30.52$ (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 9.61 \text{ kN.m}$ $M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m}$ $\Gamma_M = 0.048$ ($x = 2.000 \text{ m}$)

$V_{Ed,max} = -9.61 \text{ kN}$ $\Gamma_V = 0.023$ ($x = 0.000 \text{ m}$)

$\Gamma_{MV} = 0.048$ ($x = 2.000 \text{ m}$)

$\Gamma_{LT} = 0.059$

Maximum criterion for bending resistance $\Gamma_{M,max} = 0.048$

Maximum criterion for shear force resistance $\Gamma_{V,max} = 0.023$

Maximum criterion for bending moment - shear force interaction $\Gamma_{MV,max} = 0.048$

Maximum criterion for lateral torsional buckling $\Gamma_{LT,max} = 0.059$

Serviceability Limit States (CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight' Span $v_{max} = 0.8 \text{ mm}$ (L / 4793)

Case 'Construction load' (Q_c) Span $v_{max} = 0.2 \text{ mm}$

Total deflection $v_{max} = 1.0 \text{ mm}$ (L / 3906)

FINAL stage

Participating width

on left support	0.485 m
L / 4 (= 1.000 m)	0.610 m
3 L / 4 (= 3.000 m)	0.610 m
on right support	0.485 m

Moments of inertia

...at mid-span

Long-term	13030 cm ⁴
Short-term	21127 cm ⁴

Resistance of the connectors

$$P_{Rd} = 22.85 \text{ kN}$$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.400

$$F_{\text{Steel}} = 2284.11 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Concrete}} = 532.33 \text{ kN}$$

$$\text{Degree of connection} = 0.472 > 0.400$$

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

Plastic resistance with partial connection

$$\text{Plastic shear force resistance} \quad V_{pl,Rd} = 423.68 \text{ kN} \quad (\eta = 1.20)$$

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$)

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions

$$R_{V1} = 17.74 \text{ kN}$$

$$R_{V2} = 17.74 \text{ kN}$$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$$A_s/s_f > 0.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{Ed,max(+)} = 17.74 \text{ kN.m}$$

$$\Gamma_M = 0.071 \quad (x = 1.933 \text{ m})$$

$$V_{Ed,max} = -17.74 \text{ kN}$$

$$\Gamma_V = 0.042 \quad (x = 0.000 \text{ m})$$

$$\Gamma_{MV} = 0.071 \quad (x = 1.933 \text{ m})$$

$$\Gamma_{Vh} = 0.287$$

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

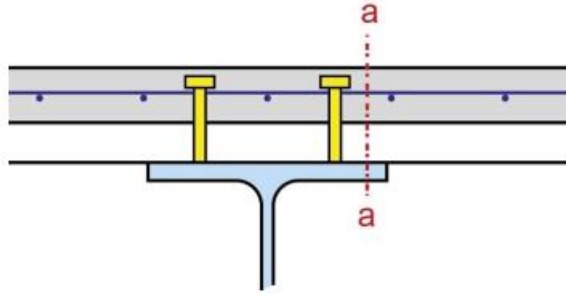
Minimum transverse reinforcement ratio :
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

$$\rho_{w,min} = 0.07 \%$$

$$A_s/s_f > 0.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) :

$$A_s/s_f > 0.55 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\rho_w > 0.07 \%)$$



Plastic moment in span	$M_{pl.Rd} =$	254.96 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.071
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.042
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.071
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.287

Serviceability Limit States

Deflections per load case

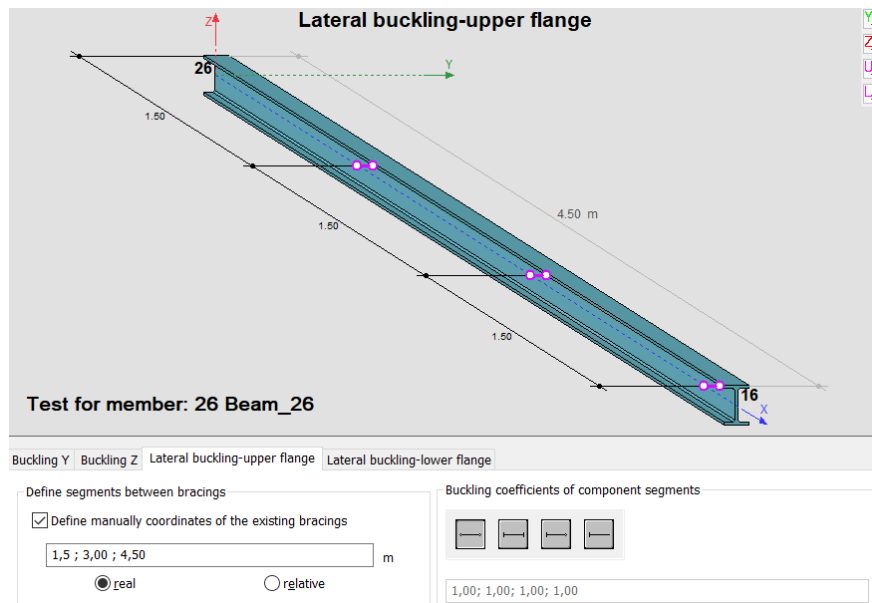
Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	0.8 mm (L / 4793)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	0.1 mm
Case 'Q ₁ '	$v_{max} =$	0.2 mm
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	1.7 mm (L / 2394)

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

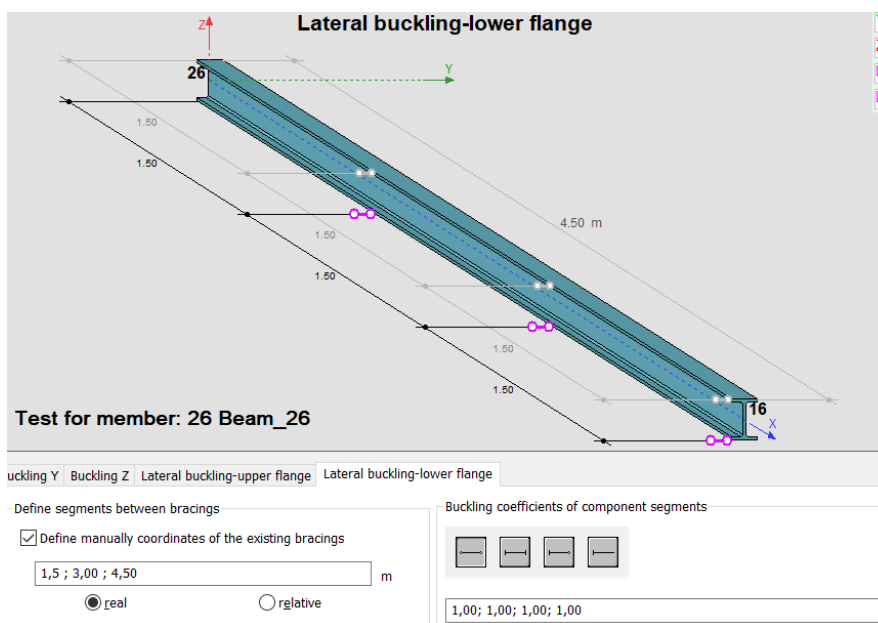
Resistance criteria satisfied in the FINAL stage

3.1.3 Διαστασιολόγηση κύριων δοκών

Η βασική λειτουργία των κύριων δοκών είναι η παραλαβή των φορτίων από τις δευτερεύουσες και η μεταφορά τους στα υποστυλώματα. Λόγω της ύπαρξης του διαφράγματος δεν αναπτύσσονται αξονικές στις κύριες δοκούς κατά Y, επομένως δεν υπόκεινται σε καμπτικό λυγισμό. Ελέγχονται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, για τον οποίο οι δευτερεύουσες δοκοί που συνδέονται με τις κύριες προσφέρουν σημαντική πλευρική εξασφάλιση. Η πλευρική εξασφάλιση ανά 1,50m λήφθηκε υπόψη στο πρόγραμμα, όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα. Τελικά, οι κύριες δοκοί ελέγχονται σε διάτμηση, κάμψη και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Οι τελικές διατομές προέκυψαν έπειτα από δοκιμές και επαναλήψεις και τα φύλλα αποτελεσμάτων των μελών αυτών σε ΟΚΑ και ΟΚΛ παρουσιάζονται στην συνέχεια για το δυσμενέστερο μέλος.



Σχήμα 3.10 Πλευρικές εξασφαλίσεις άνω πέλματος δοκών



Σχήμα 3.11 Πλευρικές εξασφαλίσεις κάτω πέλματος δοκών

MEMBER: 26 Beam_26

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 33 COMB23 (1+2+3)*1.35+4*1.05+5*0.75+29*1.50

MATERIAL:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEB 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=89.59 cm ²	Az=33.23 cm ²	Ax=105.99 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=11259.30 cm ⁴	Iz=3922.66 cm ⁴	Ix=107.00 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=1053.21 cm ³	Wplz=498.43 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = -0.00 kN	My _{Ed} = 325.80 kN*m	Mz _{Ed} = -0.00 kN*m	Vy _{Ed} = -0.00 kN
Nt _{Rd} = 3762.50 kN	My _{pl,Rd} = 373.89 kN*m	Mz _{pl,Rd} = 176.94 kN*m	Vy _{T,Rd} = 1833.92 kN
	My _{c,Rd} = 373.89 kN*m	Mz _{c,Rd} = 176.94 kN*m	Vz _{Ed} = -198.06 kN
	MN _{y,Rd} = 373.89 kN*m	MN _{z,Rd} = 176.94 kN*m	Vz _{T,Rd} = 680.51 kN
	Mb _{Rd} = 373.89 kN*m		Tt _{Ed} = 0.04 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	Mcr = 3060.11 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 1.00
L _{cr,upp} = 1.50 m	Lam _{LT} = 0.35	fi _{LT} = 0.54	XLT _{mod} = 1.00

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.87 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.76 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.29 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.87 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Section OK !!!

Σχήμα 3.12 Φύλλο αποτελεσμάτων OKα για τις κύριες δοκούς παράλληλες στον άξονα Y

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_y = 0.0$ cm < $u_y \text{ max} = L/250.00 = 1.8$ cm Verified
Governing Load Case: 19 sls1 (1+2+3+4)*1.00+28*0.60+5*0.50
 $u_z = 0.2$ cm < $u_z \text{ max} = L/250.00 = 1.8$ cm Verified
Governing Load Case: 19 sls1 (1+2+3+4)*1.00+28*0.60+5*0.50
 $u_{\text{inst},y} = 0.0$ cm < $u_{\text{inst},\text{max},y} = L/250.00 = 1.8$ cm Verified
Governing Load Case: 1*4 + 0.5*5 + 0.6*28
 $u_{\text{inst},z} = 0.1$ cm < $u_{\text{inst},\text{max},z} = L/250.00 = 1.8$ cm Verified
Governing Load Case: 1*4 + 0.5*5 + 0.6*28



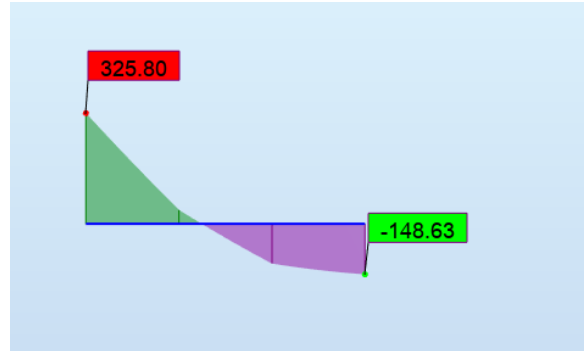
Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Σχήμα 3.13 Φύλλο αποτελεσμάτων OKα για τις κύριες δοκούς παράλληλες στον άξονα Y

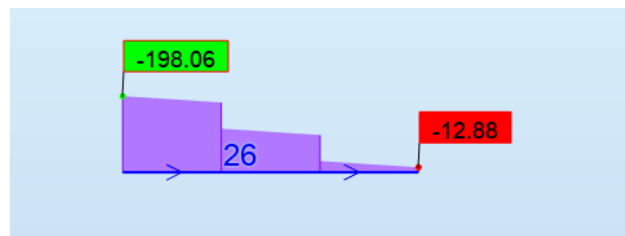
Όπως λοιπόν προκύπτει από τα παραπάνω, η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση των κύριων δοκών στην ΟΚΑ είναι η $1,35 \cdot G + 1,05 \cdot Q + 1,50 \cdot W_y + 0,75 \cdot S$

Δυσμενέστερη η δοκός 26, εσωτερική του ισογείου.

Όπως ήταν αναμενόμενο και στην ΟΚΛ δυσμενέστερη προκύπτει η δοκός 26.



Σχήμα 3.14 Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$ κρίσιμης κύριας δοκού 26



Σχήμα 3.15 Διάγραμμα τεμνουσών $V_{z,Ed}$ κρίσιμης κύριας δοκού 26

3.1.4 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

Οι κύριες και οι δευτερεύουσες δοκοί, στηρίζονται στα υποστυλώματα, στα οποία μεταβιβάζουν τα γραμμικά τους φορτία ως συγκεντρωμένα. Με τον τρόπο αυτό, εκείνα δέχονται από τις κατακόρυφες φορτίσεις σημαντικές θλιπτικές δυνάμεις, τις οποίες, με τη σειρά τους, μεταβιβάζουν στο έδαφος. Τοποθετούνται με κατάλληλο προσανατολισμό, ώστε οι ισχυροί τους άξονες να ενεργοποιούνται για φορτία εντός των πλαισίων ροπής.

Για την διαστασιολόγησή τους, ελέγχθηκαν στο πρόγραμμα σε: θλίψη, κάμψη περί τον ισχυρό και τον ασθενή άξονα, κάμψη και αξονική, κάμψη και διάτμηση, καμπτικό λυγισμό, στρεπτοκαμπτικό λυγισμό και συνδυασμένη θλίψη και κάμψη. Οι παραπάνω έλεγχοι έγιναν θεωρώντας ότι εντός πλαισίου ροπής (διεύθυνση Y), τα υποστυλώματα είναι πακτωμένα στη βάση τους και τα πλαίσια είναι μεταθετά, ενώ εκτός του πλαισίου (διεύθυνση X), η στήριξη στη βάση τους είναι άρθρωση. Οι παραπάνω παράμετροι εισήχθησαν στο *Robot structural analysis* όπως φαίνεται παρακάτω.

Οι τελικές διατομές προέκυψαν έπειτα από δοκιμές και επαναλήψεις και τα φύλλα αποτελεσμάτων των μελών αυτών σε ΟΚΑ και ΟΚΛ παρουσιάζονται παρακάτω για το δυσμενέστερο μέλος. Επισημαίνεται ότι για τα υποστυλώματα οι έλεγχοι ΟΚΛ έγιναν με τον περιορισμό $u < h/150$. Επίσης, δίνονται τα τυπικά διαγράμματα αξονικών, τεμνουσών και ροπών για το κρίσιμο υποστυλώμα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων. Αντίστοιχα είναι τα διαγράμματα και για τα υπόλοιπα υποστυλώματα.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η μέθοδος που χρησιμοποιήσαμε στις παραμέτρους των διατομών των υποστυλωμάτων στο πρόγραμμα είναι η γενική (*general method*), η οποία είναι η πιο συντηρητική σε σχέση με την *detailed method*.

Member type: Υποστυλώματα Save

Buckling (y axis) Close

Member length ly: Real Coefficient

Buckling length coeff. y:

Buckling curve y:

Buckling (z axis)

Member length lz: Real Coefficient

Buckling length coeff. z:

Buckling curve z:

Flexural-torsional buckling

Lateral buckling parameters More...

Lateral buckling

Load level:
 Lcr = lo Lcr = lo

Critical moment: Auto User
 Mcr = kN*m

Lateral buckling curve:

General method [6.3.2.2]
 Lambda LT,0 =

Σχήμα 3.16 Παράμετροι διαστασιολόγησης υποστυλωμάτων

Support D... — □ ×

Rigid **Elastic** Friction Gap Nonli

Label:


Fixed directions: Uplift

<input checked="" type="checkbox"/> UX	None
<input checked="" type="checkbox"/> UY	None
<input checked="" type="checkbox"/> UZ	None
<input checked="" type="checkbox"/> RX	None
<input type="checkbox"/> RY	None
<input type="checkbox"/> RZ	None

Angle

Support directions are compatible with the global coordinate system

Εικόνα 3.1 Εφαρμογή στήριξης στο μοντέλο της μεταλλικής κατασκευής



HEB 300

Auto

Bar: 8 Column_8

Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Load case: 33 COMB23 (1+2+3)*1.35+4*1.05+5*0.75+29*1.50

Section OK



Simplified results
Detailed results

FORCES




N _{Ed} = 708.86 kN	M _{y,Ed} = 447.11 kN*m	V _{y,Ed} = 0.10 kN	
N _{c,Rd} = 5292.27 kN	M _{y,Ed,max} = 447.11 kN*m	M _{z,Ed,max} = -0.34 kN*m	V _{y,c,Rd} = 2586.55 kN
N _{b,Rd} = 4039.24 kN	M _{y,c,Rd} = 663.42 kN*m	M _{z,c,Rd} = 308.91 kN*m	V _{z,Ed} = -188.84 kN
	MN _{y,Rd} = 651.17 kN*m		V _{z,c,Rd} = 972.08 kN
	M _{b,Rd} = 663.42 kN*m		

Class of section = 1




LATERAL BUCKLING

	z = 0.00	M _{cr} = 6170.94 kN*m	Curve,LT - b
	L _{cr,upp} = 3.60 m	Lam _{LT} = 0.33	f _{i,LT} = 0.53
			XLT = 1.00
			XLT,mod = 1.00

BUCKLING y

	L _y = 3.60 m	Lam _y = 0.54	
	L _{cr,y} = 5.19 m	X _y = 0.87	
	Lam _y = 39.92	k _{yy} = 0.68	

BUCKLING z

	L _z = 3.60 m	Lam _z = 0.64	
	L _{cr,z} = 3.60 m	X _z = 0.76	
	Lam _z = 47.50	k _{zy} = 0.35	

SECTION CHECK

M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.69 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.19 < 1.00 (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 39.92 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 47.50 < Lam_{max} = 210.00 STABLE

M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.67 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

Σχήμα 3.17 Φύλλο αποτελεσμάτων OKA για το κρισιμότερο υποστύλωμα

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

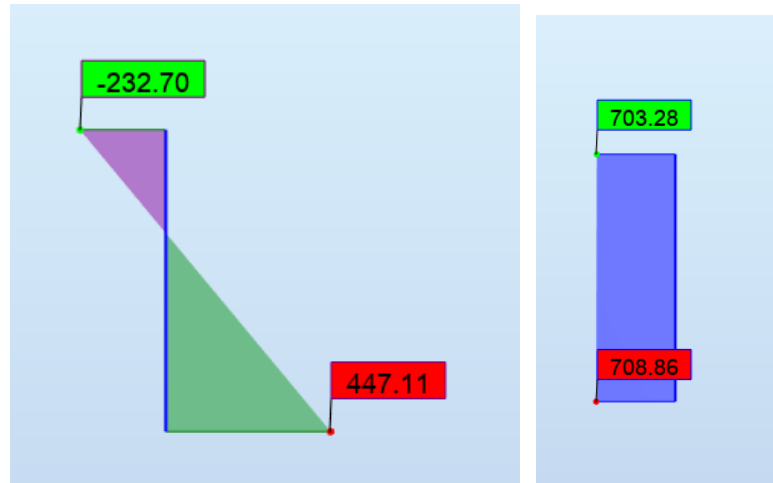
v_x = 0.2 cm < v_{x max} = L/150.00 = 2.4 cm Verified

Governing Load Case: 19 sls1 (1+2+3+4)*1.00+28*0.60+5*0.50

v_y = 0.0 cm < v_{y max} = L/150.00 = 2.4 cm Verified

Governing Load Case: 19 sls1 (1+2+3+4)*1.00+28*0.60+5*0.50

Σχήμα 3.18 Φύλλο αποτελεσμάτων OKA για το κρισιμότερο υποστύλωμα



Σχήμα 3.19 Διαγράμματα M_y, E_d και F_x, E_d κρίσιμου υποστυλώματος 8 ισογείου

Όπως φαίνεται από τα παραπάνω, κρίσιμότερο προκύπτει το υποστυλωμα 8 , το οποίο βρίσκεται στο ισόγειο και συγκεκριμένα εσωτερικά, στην μέση του κτιρίου.

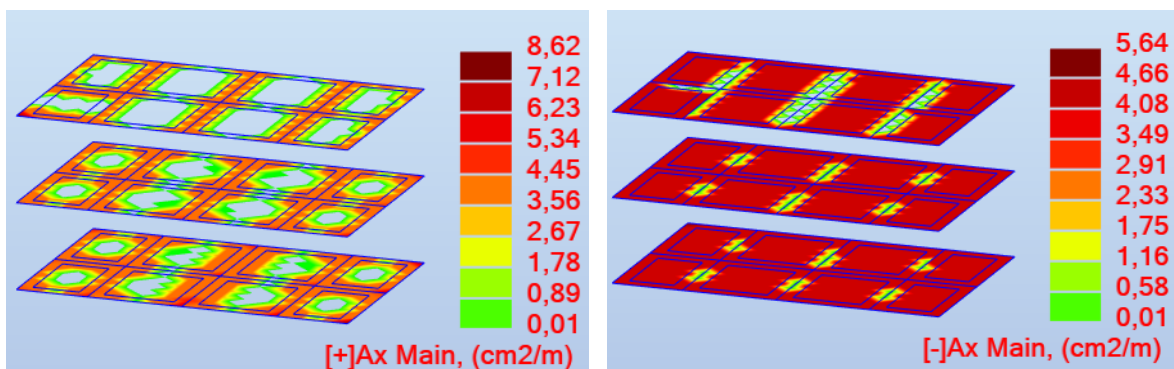
Η δυσμενέστερη φόρτιση για την ΟΚΑ είναι η $1,35 \cdot G + 1,05 \cdot Q + 1,50 \cdot W_y + 0,75 \cdot S$

Όμοια είναι τα διαγράμματα και οι αναλύσεις για τα υπόλοιπα υποστυλώματα της μεταλλικής κατασκευής.

3.2 Συμβατική κατασκευή

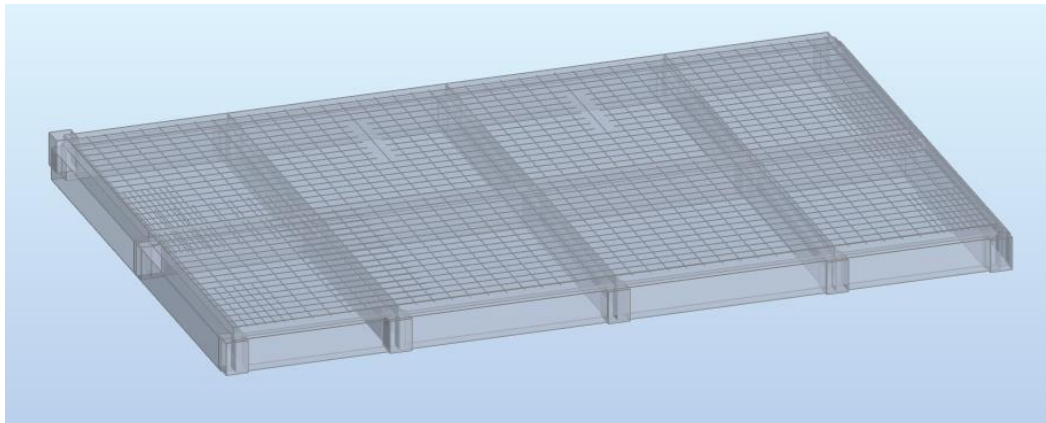
3.2.1 Διαστασιολόγηση πλακών

Οι πλάκες είναι επιφανειακά στοιχεία που μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά) του φορέα στα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία. Για την κατασκευή επιλέξαμε συμπαγή πλάκα εδραζόμενη επί των δοκών και λειτουργούν και στις δύο διευθύνσεις X και Y. Οι πλάκες προσομοιάστηκαν με τύπου "shell" ώστε να γίνει η διαστασιολόγηση και να υπολογίσουμε απαιτούμενους οπλισμούς.



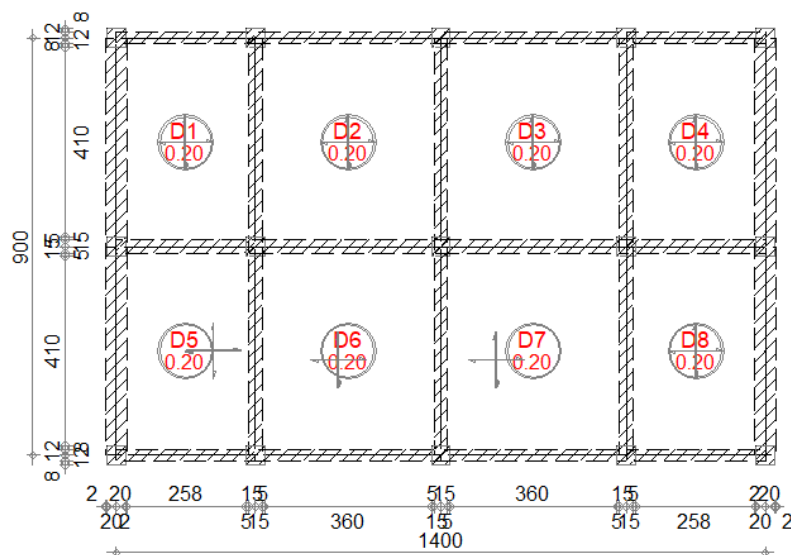
Σχήμα 3.20 Σχηματική απεικόνιση ανάγκης όπλισης πλακών

Για τους συνδυασμούς φορτίσεων ULS, το πρόγραμμα όπλισε αυτόματα τις πλάκες, με βάση τον EN-1992.



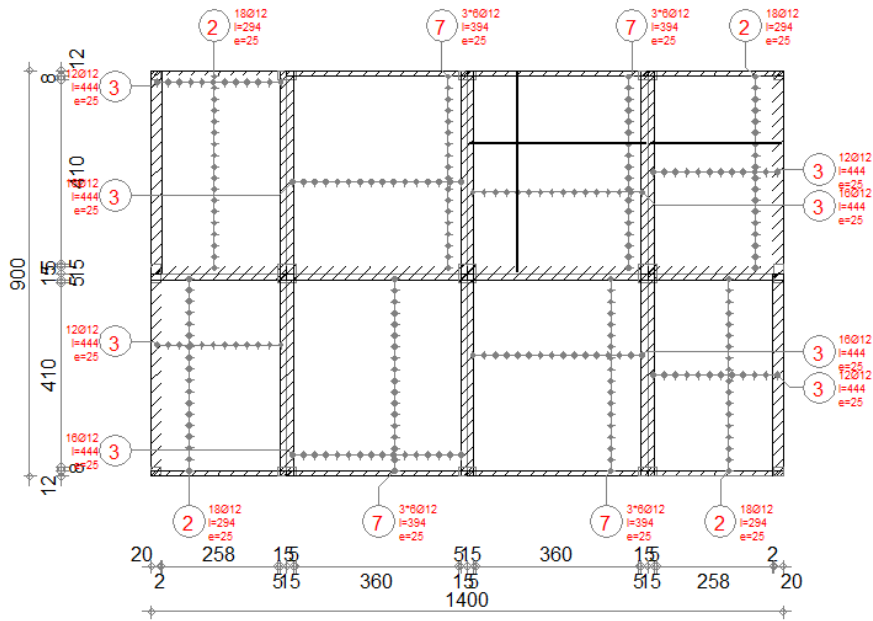
Σχήμα 3.21 Τρισδιάστατη σχηματική απεικόνιση όπλισης πλακών 2^{ου} ορόφου

Εμβαδόν ξυλοτύπου 2^{ου} ορόφου: 126m² , Κυβικά σκυροδέματος C20/25 : 25,20m³ .



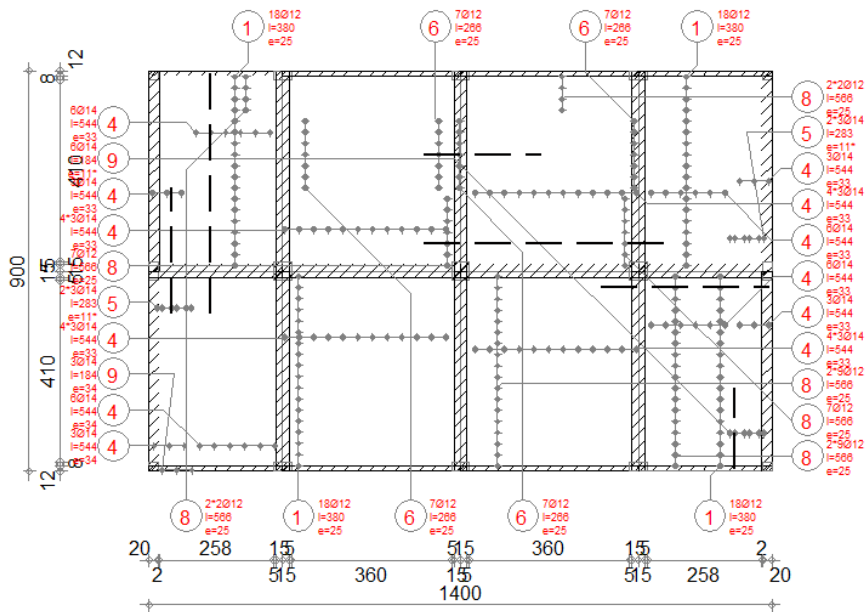
R PRO	Level Story 3	Element: Plate162...169	Concrete : C20/25 = 25.2 m3	Cover top = 4 cm
	Subject: Συμβατική κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος	Drawing: SLAB FORMWORK	Formwork = 126 m2	bottom = 4 cm
			Scale : 1/100	Date : 28/10/21
				Page 1/4

Σχήμα 3.22 Ξυλότυπος πλακών 2^{ου} ορόφου












Level Story 3		Element: Plate162...169		Concrete : C20/25 = 25.2 m3	Cover top = 4 cm bottom = 4 cm
Subject: Συμβατική κατασκευή οπ/κ/μμένου σκυροδέματος		Drawing: BOTTOM SLAB REINFORCEMENT		Steel B500C = 2090 kg	
				Scale : 1/100	Date : 28/10/21
				Page 2/4	

Σχήμα 3.23 Κάτω οπλισμός πλακών 2^{ου} ορόφου



Level Story 3		Element: Plate162...169		Concrete : C20/25 = 25.2 m3	Cover top = 4 cm bottom = 4 cm
Subject: Συμβατική κατασκευή οπ/κ/μμένου σκυροδέματος		Drawing: TOP SLAB REINFORCEMENT		Steel B500C = 2090 kg	
				Scale : 1/100	Date : 28/10/21
				Page 3/4	

Σχήμα 3.24 Πάνω οπλισμός πλακών 2^{ου} ορόφου

Pos.	Reinforcement		Code	Shape	Steel
①	72Ø12	l=380	00		B500C
②	72Ø12	l=294	00		B500C
③	112Ø12	l=444	00		B500C
④	84Ø14	l=544	00		B500C
⑤	12Ø14	l=283	00		B500C
⑥	28Ø12	l=266	00		B500C
⑦	72Ø12	l=394	00		B500C
⑧	58Ø12	l=566	00		B500C
⑨	9Ø14	l=184	00		B500C

Πίνακας 3.1 Οπλισμός πλακών 2^{ου} ορόφου

3.2.2 Διαστασιολόγηση δοκών

Οι δοκοί σε μια κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα δέχονται γραμμικώς κατανεμημένα φορτία από τις πλάκες και τα μεταφέρουν ως σημειακά στα υποστυλώματα. Οι δοκοί εισήχθησαν στο πρόγραμμα ώστε να λειτουργούν με συνδέσμους ροπής μαζί με τα υποστυλώματα. Σύμφωνα με την παράγραφο §9.2.1.1 του Ευρωκώδικα 1992-1.1, ο ελάχιστος και ο μέγιστος διαμήκης εφελκόμενος οπλισμός που απαιτείται σε μία δοκό δίνονται αντίστοιχα από τις εξισώσεις:

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d / f_{yk} \geq 0.0013 b \cdot d ,$$

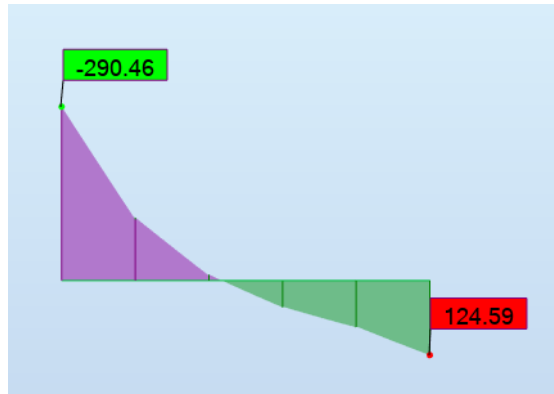
$b \cdot d$ είναι το μέσο πλάτος στο ύψος της εφελκόμενης περιοχής

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c \text{ (συνιστώμενη τιμή)}$$

Διατομές δοκών της κατασκευής μας : Εσωτερικές -> 30x50 , Εξωτερικές 25x45

Το πρόγραμμα οπλίζει αυτόματα τα δοκάρια, εφαρμόζοντας τις φορτίσεις ULS.

Στην μεταλλική κατασκευή ,κάτω από την δράση των φορτίων ULS, δυσμενέστερο προέκυψε το δοκάρι 26. Παρακάτω φαίνεται η απόκριση του «μπετονένιου» δοκαριού 26 στην ίδια φόρτιση $1,35 \cdot G + 1,05 \cdot Q + 1,50 \cdot W_y + 0,75 \cdot S$

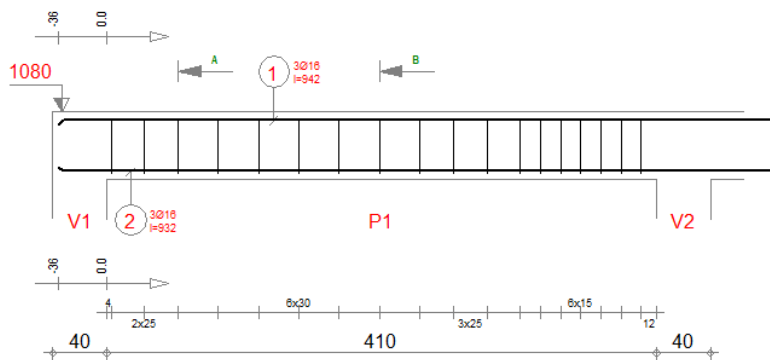


Σχήμα 3.25 Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{\gamma,Ed}$ δοκού 26




Σχήμα 3.26 Διάγραμμα τεμνουσών $V_{z,Ed}$ δοκού 26

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των δοκών 100-101 του 2^{ου} ορόφου, παράλληλα στον άξονα Y.



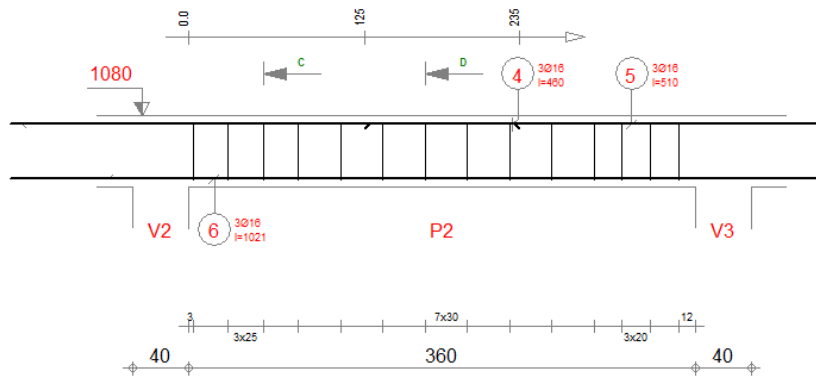
Pos.	Reinforcement	Code	Shape	Steel
1	3Ø16 l=942	00	932	B500C
2	3Ø16 l=932	00	932	B500C
3	18Ø8 l=140	31	140	B500C



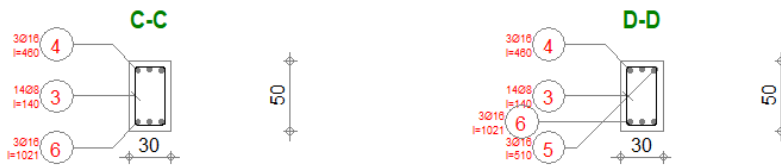
Tel.		Fax		Concrete : C20/25 = 0.705 m ³		Steel B500C = 88.7 kg	
Exposure class : X0	Max. aggregate diameter : 20mm	Structure class : S1		Formwork = 0.08 m ²		Steel B500C = 9.98 kg	
 Συμβατική κατασκευή σπ/κ/μ/σ/αυτοακυροδέματος		Beam100...101 : P1 Number 1 Section 30x50		Bottom cover 4 cm		Top cover 4 cm	
				Density (unit weight) = 140 kg/m ³		Side cover 4 cm	
				Average diameter = 13.5mm		View scale 1/33	
						Section scale 1/33	
						Page 1/2	

Σχήμα 3.27 Όπλιση δοκών κατά Y

Επίσης, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των δοκών 110-113 του 2^{ου} ορόφου, παράλληλα στον άξονα Χ.



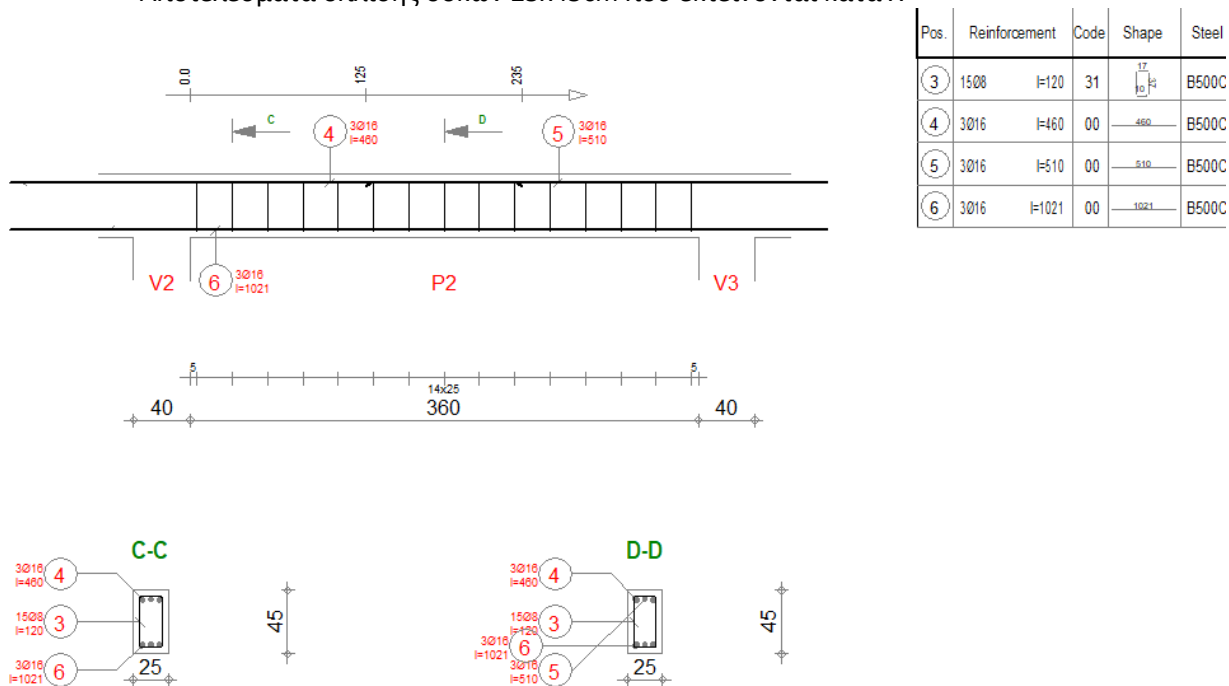
Pos.	Reinforcement	Code	Shape	Steel
3	1408 I=140	31		B500C
4	3Ø16 I=480	00		B500C
5	3Ø16 I=510	00		B500C
6	3Ø16 I=1021	00		B500C



Tel.		Fax			
Exposure class : X0	Max. aggregate diameter : 20mm	Structure class : S1	Concrete : C20/25 = 0.6 m3	Steel B500C = 94.3 kg	
 Συμβατική κατασκευή σπ/ισμένου ακυροδέματος	Beam110...113 : P2 Section 30x50		Formwork = 5.08 m2	Steel B500C = 7.76 kg	Top cover 4 cm
			Density (unit weight) = 170 kg/ m3	View scale 1/33	
			Average diameter = 14mm	Section scale 1/33	Page 2/4

Σχήμα 3.28 Όπλιση δοκών 30x50 κατά Χ

Αποτελέσματα όπλισης δοκών 25x45cm που εκτείνονται κατά Χ



Tel.		Fax		Concrete : C20/25 = 0,45 m3		Steel B500C = 94,3 kg	
Exposure class : X0	Max. aggregate diameter : 20mm	Structure class : S1		Formwork = 4,5 m2	Bottom cover 4 cm	Top cover 4 cm	
 Συμβατική κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος	Beam102...105 : P2 Section 25x45		Number 1	Density (unit weight) = 224,4 kg/m ³	Side cover 4 cm	View scale 1/33	
				Average diameter = 14,1mm	Section scale 1/33		Page 2/4

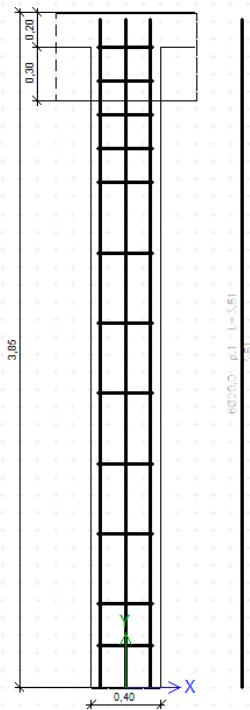
Σχήμα 3.29 Όπλιση δοκών 25x45 κατά Χ

3.2.3 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα στο στατικό σύστημα της κατασκευής δέχονται για τους συνδυασμούς φορτίσεων ULS σημειακά φορτία στην κορυφή τους, τα οποία μεταφέρονται από τις δοκούς.

Διατομές υποστυλωμάτων της κατασκευής μας : 40cm x 40cm. Επιλέχθηκε να παρουσιαστούν τα αποτελέσματα για το υποστυλώμα 8 διατομής 40cm x 40cm το οποίο οπλίστηκε αυτόματα από το πρόγραμμα, όπως και όλα τα υπόλοιπα, σύμφωνα με τον EN -1992.

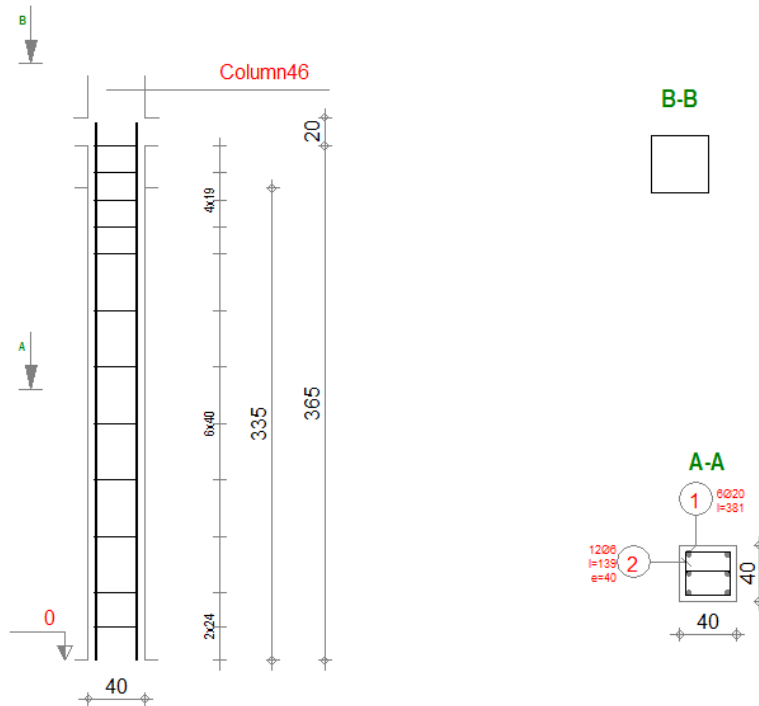
Type	Cal...	Name
	✓	Column77
	✓	Column20
	✓	Column1
□		Column Chain 2-78
	✓	Column78
	✓	Column21
	✓	Column2
□		Column Chain 3-79
	✓	Column79
	✓	Column22
	✓	Column3
□		Column Chain 4-80
	✓	Column80
	✓	Column23
	✓	Column4
□		Column Chain 5-81
	✓	Column81
	✓	Column43
	✓	Column5
□		Column Chain 6-82
	✓	Column82
	✓	Column44
	✓	Column6
□		Column Chain 7-83
	✓	Column83
	✓	Column45
	✓	Column7




Reinforcement table

Pos.	Number	Diameter	Length	Steel grade
1	6	Ø20,0	3,81	B500C (Deformed)
2	12	Ø6,0	1,39	B500C (Deformed)
3	12	Ø6,0	0,47	B500C (Deformed)

Σχήμα 3.30 Όψη XZ όπλισης υποστυλώματος 8 ισογείου



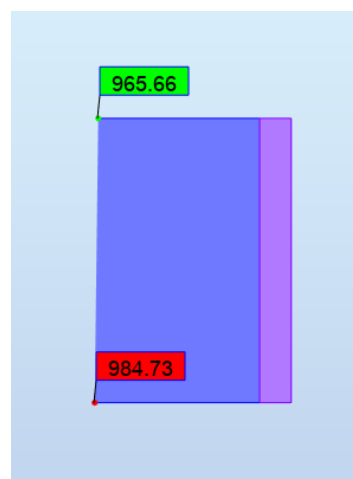
Pos.	Reinforcement	Code	Shape	Steel
1	6020	I=381	00	B500C
2	1206	I=139	31	B500C
3	1206	I=47	00	B500C

Tel.		Fax	
Exposure class : X0	Max. aggregate diameter : 20mm	Structure class : S1	Concrete : C20/25 = 0.538 m3
 Συμβατική κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος	Column8 Section 40x40	Number 1	Formwork = 5.36 m2
			Density (unit weight) = 114.4 kg/m ³
			Steel B500C = 56.4 kg Steel B500C = 4.97 kg Cover 4 cm
			View scale 1/33 Section scale 1/33
			Page 1/1

Σχήμα 3.31 Όπλιση υποστυλώματος 8 ισογείου, YZ

Ξυλότυπος $5,40\text{m}^2$, Όγκος σκυροδέματος $0,55\text{m}^3$
 Πάνω από το υποστύλωμα 8 συνεχίζει το υποστύλωμα 46.

Παρακάτω παρουσιάζεται το υποστύλωμα 8 υπό την δράση $1,35 \cdot G + 1,05 \cdot Q + 1,50 \cdot W_y + 0,75 \cdot S$, το οποίο βρίσκεται εξ' ολοκλήρου σε θλίψη.

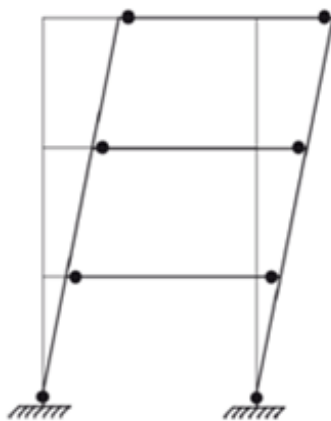


Σχήμα 3.32 Αξονική F_x, E_d υποστυλώματος 8

** Στο Robot Structural Analysis η θλίψη απεικονίζεται με μπλε χρώμα, ενώ ο εφελκυσμός με κίτρινο

4. Ικανοτικός σχεδιασμός

Στόχος του ικανοτικού σχεδιασμού, ο οποίος περιγράφεται στον EN1998-1, είναι η αποφυγή της ολικής ή μερικής κατάρρευσης μιας κατασκευής, για σεισμό μεγαλύτερο από τον σεισμό σχεδιασμού, απορροφώντας την μεγαλύτερη δυνατή ενέργεια. Ο σχεδιασμός αυτός, βασίζεται στον προκαθορισμό του αποδεκτού τρόπου κατάρρευσης (Σχήμα...), δηλαδή, στην ιεράρχηση των βλαβών αλλά και στην εξασφάλιση της σειράς εμφάνισής τους σε όσο το δυνατόν περισσότερα στοιχεία. Αυτό επιτυγχάνεται εξασφαλίζοντας ότι οι πλαστικές αρθρώσεις θα εμφανιστούν στις δοκούς και όχι στα υποστυλώματα. Αποδεκτό σημείο δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης για τα υποστυλώματα αποτελούν ο πόδας τους στο επίπεδο του εδάφους και η κορυφή τους στον ανώτατο όροφο. Αρχικά, λοιπόν, απαιτείται η κατασκευή να αποκρίνεται πλάστιμα στην μετελαστική περιοχή, δηλαδή οι διατομές να μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση και να διαθέτουν επαρκή ικανότητα σχετικής στροφής των δύο άκρων τους χωρίς την εκδήλωση τοπικού λυγισμού. Έπειτα, σύμφωνα με τον αντισεισμικό σχεδιασμό αποφεύγονται οι πιθανές ψαθυρές μορφές αστοχίας, γιατί δεν δίνουν την δυνατότητα αντίδρασης στον χρήστη. Επιπλέον, μία ακόμη απαίτηση του αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου, δηλαδή είναι προτιμητέο να πλαστικοποιηθούν τα άκρα των δοκών, παρά τα άκρα των υποστυλωμάτων. Αυτή η προϋπόθεση επιτυγχάνεται μέσω του ικανοτικού ελέγχου κόμβων. Αξίζει να αναφερθεί ότι, ως ικανοτικές ορίζονται οι δράσεις που προκύπτουν, όταν στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται η ροπή αντοχής της διατομής.



Υπάρχουν τρεις κατηγορίες πλαστιμότητας. Ανάλογα με την κατηγορία, γίνεται και η επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Για το σύμμικτο κτίριο επιλέχθηκε ΚΠΜ και $q=4$, ενώ για το συμβατικό οπλισμένου σκυροδέματος επιλέχθηκε πάλι ΚΠΜ και $q=3,9$. όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 2.

4.1 Σύμμικτη κατασκευή

Οι διατομές του φορέα απαιτείται να είναι κατηγορίας 1 ή 2.

Πίνακας 4.1 Διατομές σύμμικτης κατασκευής

Μέλη	Διατομή	Κατηγορία
Υποστυλώματα	HEB 280	1
	HEB 300	1
Κύριες δοκοί κατά Υ	HEB 240	1
	HEB 200	1
Κύριες δοκοί κατά Χ	HEA 220	1
Δευτερεύουσες δοκοί	IPE 220	1
Χιαστί σύνδεσμοι		
Ισόγειο	CHS 76.1x5	1
1 ^{ος}	CHS 76.1x4	1
2 ^{ος}	CHS 76.1x3.2	1

4.1.1 Δυναμική ανάλυση

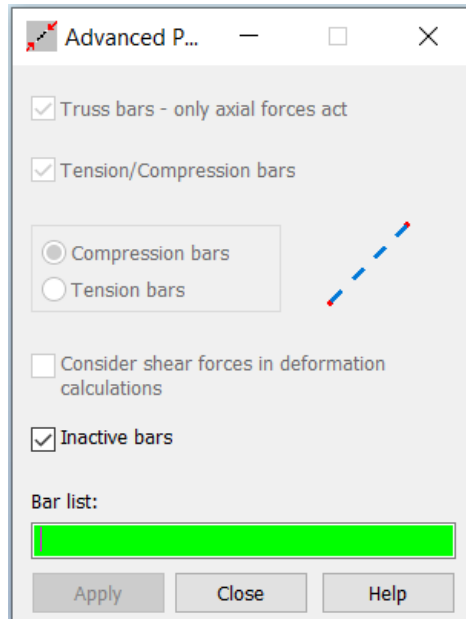
Υπολογισμός ταλαντούμενης μάζας

Κατά τη σεισμική καταπόνηση κτιρίων με διασφαλισμένη διαφραγματική λειτουργία, η μάζα του κτιρίου (που σχετίζεται άμεσα με τις θέσεις εφαρμογής της σεισμικής-αδρανειακής φόρτισης) μπορεί να θεωρηθεί συγκεντρωμένη στα επίπεδα των ορόφων. Επίσης, στην περίπτωση που οι πλάκες μπορούν να θεωρηθούν διαφράγματα στο επίπεδό τους, οι ιδιότητες της μάζας και της ροπής αδράνειας μάζας μπορούν να θεωρηθούν συγκεντρωμένες στο κέντρο βάρους του κάθε ορόφου. Ο υπολογισμός των μαζών γίνεται από το συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων P με συμμετοχή του 100% των μόνιμων φορτίων και του 60% των κινητών.

Για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων της δυναμικής ανάλυσης «τρέξαμε» στο πρόγραμμα την Modal Analysis, θέτοντας ως απαίτηση να σταματούν οι υπολογισμοί όταν η συμμετέχουσα ταλαντούμενη μάζα ξεπεράσει το 90%.

Η μάζα που συμμετέχει στον σεισμό προκύπτει από το σύνολο των μόνιμων φορτίων και των κινητών, τα τελευταία όμως πολλαπλασιασμένα με έναν μειωτικό συντελεστή $\psi=0,6$.

Επίσης, τονίζεται ότι υπέρ της ασφαλείας, σε κάθε φάτνωμα λειτουργεί μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος, ενώ η θλιβόμενη στο πρόγραμμα εισήχθη ως «inactive».



Εικόνα 4.1 Μη ενεργή θλιβόμενη διαγώνιος

Όπως έχουμε αναφέρει, το κτίριο λειτουργεί ως πλαίσιο σε σεισμό κατά Y, ενώ στη διεύθυνση X ο σεισμός παραλαμβάνεται από τους χιαστί συνδέσμους.

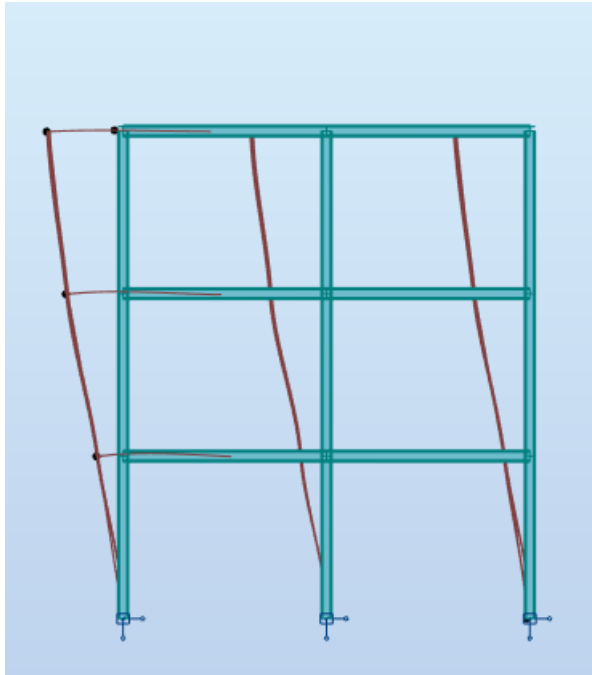
Δεσπόμενες ιδιομορφές :

Σεισμός κατά Y -> 1^η με T = 1,14s και δεσπόμενη ιδιομορφική μάζα 86,87%

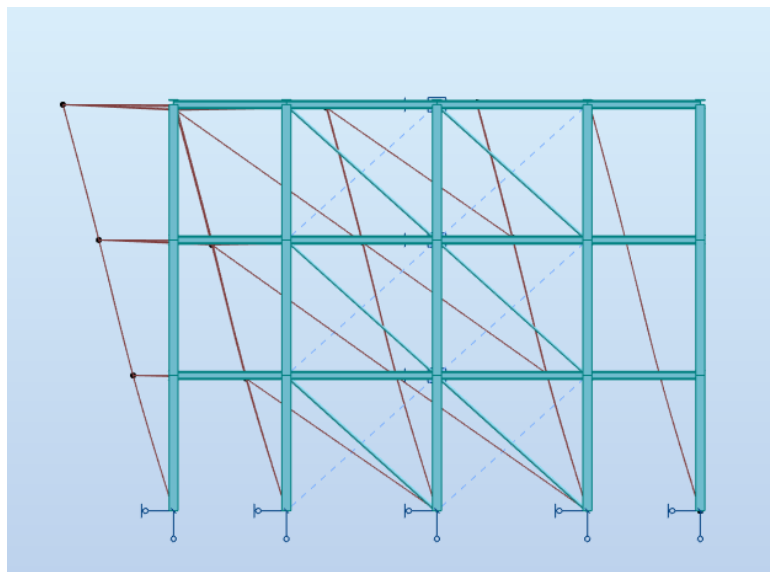
Σεισμός κατά X -> 2^η με T = 0,96s και δεσπόμενη ιδιομορφική μάζα 87,58%

Πίνακας 4.2 Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)
6/ 1	0,88	1,14	0,00	86,87	0,00	0,00	86,87	0,00
6/ 2	1,05	0,96	87,58	86,87	0,00	87,58	0,00	0,00
6/ 3	1,25	0,80	87,58	86,91	0,00	0,00	0,04	0,00
6/ 4	2,78	0,36	87,58	97,46	0,00	0,00	10,55	0,00
6/ 5	2,92	0,34	97,77	97,46	0,00	10,19	0,00	0,00



Σχήμα 4.1 1^η ιδιομορφή(μεταφορική) κατά τον άξονα Y



Σχήμα 4.2 1^η ιδιομορφή(μεταφορική) κατά τον άξονα X

4.1.2 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών για σεισμό κατά Χ

4.1.2.1 Έλεγχος επιρροής από φαινόμενα 2^{ας} τάξης

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.

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

Ανάλογα με την τιμή του συντελεστή θ , ελέγχουμε αν θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξεως. Έτσι:

- Εάν $\theta \leq 0,1$ τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να αμεληθούν
- Εάν $0,1 < \theta \leq 0,2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $\alpha_{cr} = 1/(1-\theta)$
- Εάν $0,2 < \theta$ θα πρέπει να γίνει ανάλυση 2^{ας} τάξης

θ : συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

P_{tot} : συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των

υπερκείμενων ορόφων

d_r : τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων

οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

V_{tot} : συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

h : ύψος του ορόφου

Δυσμενέστερος σεισμικός συνδυασμός: 1,00G + 0.30Q -1.00Ex -0.3Ey (S4)

Πίνακας 4.3 Υπολογισμός συντελεστή θ

	Ισόγειο	1 ^{ος}	2 ^{ος}
P_{tot}	3.520	2.318,29	1.144,37
V_{tot}	492,75	406,20	245,05
d_r (cm)	1,1	1,2	1,0
h (cm)	360,00	360,00	360,00
θ	0,022	0,019	0,013

Σε όλα τα επίπεδα $\theta < 0.1$ οπότε δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η επιρροή των φαινομένων 2^{ας} τάξης.

4.1.2.2 Έλεγχος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας

Από τους δύο χιαστί διαγώνιους λαμβάνουμε υπόψη συντηρητικά μόνο τον εφελκόμενο, ενώ τον άλλο τον θεωρούμε ανενεργό. Για να εξασφαλιστεί ότι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο, πρέπει η λυγηρότητά τους να ικανοποιεί την σχέση: $1.3 \leq \lambda \leq 2.0$. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους με συνδέσεις που επιτρέπουν τη στροφή στα άκρα τους. Συνεπώς, το κρίσιμο μήκος λυγισμού τους είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου:

$$L_{cr} = 0.5 l_{diag} = 0.5 * 5,40 = 2,70 \text{ m.}$$

Για χάλυβα S355, η λυγηρότητα αναφοράς είναι: $\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76,41$, για $E=210.000\text{kN/m}^2$

Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας κάθε ορόφου, προέκυψαν οι αντίστοιχες λυγηρότητες από την σχέση:

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

- Διαγώνιος ισογείου CHS76.1X5 : $1.3 \leq 1.40 \leq 2.0$ ok
- Διαγώνιος 1^{ου} ορόφου CHS76.1X4 : $1.3 \leq 1.38 \leq 2.0$ ok
- Διαγώνιος 2^{ου} ορόφου CHS76.1X3.2 : $1.3 \leq 1.36 \leq 2.0$ ok

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

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

$$(\Omega_{max} - \Omega_{min}) / \Omega_{min} \leq 0,25, \quad \text{όπου } \Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i} \text{ η υπεραντοχή κάθε διαγωνίου}$$

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για ένα μόνο φάτνωμα. Ο έλεγχος έγινε για όλα τα φαντώματα και βρέθηκε ότι όλα ικανοποιούν την παραπάνω σχέση.

Πίνακας 4.4 Υπολογισμός υπεραντοχής Ω

Όροφος	N_{Ed} (kN)		$N_{pl,Rd}$ (kN)	Ω
Ισόγειο	120,66	<	396,48	3,30
1 ^{ος}	96,50	<	321,20	3,33
2 ^{ος}	64,86	<	259,81	4,00

$$\Omega_{max} - \Omega_{min} / \Omega_{min} = 4,00 - 3,30 / 3,30 = 0.21 < 0.25 \text{ ok}$$

4.1.2.3 Έλεγχος υποστυλωμάτων και δοκών

Οι δοκοί δεν επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας, επομένως δεν υπόκεινται σε ικανοτικό έλεγχο.

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

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,Ex} + 0,3 N_{Ed,Ex},$$

όπου:

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

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

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

γ_{ov} : συντελεστής υπεραντοχής (1,25)

Ω_{min} : ελάχιστη τιμή υπεραντοχής χιαστί συνδέσμων (στην προκειμένη περίπτωση 3.3)

Τα υποστυλώματα λοιπόν, ελέγχονται για τον συνδυασμό:

$$G + 0,3 Q \pm 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot E_X \pm 0,3 \cdot E_Y, \text{ όπου:}$$

Στο πρόγραμμα εισάγαμε όλους τους παρακάτω σεισμικούς συνδυασμούς:


$G + 0,3 \cdot Q \pm (1,1 \cdot 1,25 \cdot 3,3) \cdot E_X \pm 0,3 \cdot E_Y$, και ελέγξαμε εάν τα υποστυλώματα περνάνε τον έλεγχο.

Όλα τα υποστυλώματα της κατασκευής πέρασαν τον έλεγχο.

Όπως παρατίθεται στο επόμενο σχήμα, κρίσιμότερη διατομή προέκυψε η 2 και η 12 (HEB 280) με ποσοστό εκμετάλλευσης 34%.

Πίνακας 4.5 Έλεγχος υποστυλωμάτων υπό την φόρτιση $G+0,3Q \pm 4,5E_x \pm 0,3E_y$

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1 Column_1	HEB 280	S355	50.49	50.81	0.06	26 G+0.3Q+4.5Ex+
2 Column_2	HEB 280	S355	45.89	50.81	0.34	26 G+0.3Q+4.5Ex+
3 Column_3	HEB 280	S355	45.89	50.81	0.21	26 G+0.3Q+4.5Ex+
4 Column_4	HEB 280	S355	45.89	50.81	0.23	26 G+0.3Q+4.5Ex+
5 Column_5	HEB 280	S355	50.49	50.81	0.06	26 G+0.3Q+4.5Ex+
6 Column_6	HEB 280	S355	45.80	50.81	0.08	26 G+0.3Q+4.5Ex+
7 Column_7	HEB 300	S355	39.92	47.50	0.15	26 G+0.3Q+4.5Ex+
8 Column_8	HEB 300	S355	39.92	47.50	0.16	26 G+0.3Q+4.5Ex+
9 Column_9	HEB 300	S355	39.92	47.50	0.15	26 G+0.3Q+4.5Ex+
10 Column_10	HEB 280	S355	45.80	50.81	0.08	26 G+0.3Q+4.5Ex+
11 Column_11	HEB 280	S355	50.49	50.81	0.06	26 G+0.3Q+4.5Ex+
12 Column_12	HEB 280	S355	45.89	50.81	0.34	26 G+0.3Q+4.5Ex+
13 Column_13	HEB 280	S355	45.89	50.81	0.21	26 G+0.3Q+4.5Ex+
14 Column_14	HEB 280	S355	45.89	50.81	0.24	26 G+0.3Q+4.5Ex+
15 Column_15	HEB 280	S355	50.49	50.81	0.05	26 G+0.3Q+4.5Ex+
20 Column_20	HEB 280	S355	99.25	50.81	0.07	26 G+0.3Q+4.5Ex+
21 Column_21	HEB 280	S355	73.62	50.81	0.29	26 G+0.3Q+4.5Ex+
22 Column_22	HEB 280	S355	73.62	50.81	0.22	26 G+0.3Q+4.5Ex+
23 Column_23	HEB 280	S355	73.62	50.81	0.19	26 G+0.3Q+4.5Ex+
43 Column_43	HEB 280	S355	99.25	50.81	0.07	26 G+0.3Q+4.5Ex+
44 Column_44	HEB 280	S355	73.26	50.81	0.08	26 G+0.3Q+4.5Ex+
45 Column_45	HEB 300	S355	57.81	47.50	0.13	26 G+0.3Q+4.5Ex+
46 Column_46	HEB 300	S355	57.81	47.50	0.13	26 G+0.3Q+4.5Ex+
47 Column_47	HEB 300	S355	57.81	47.50	0.13	26 G+0.3Q+4.5Ex+
48 Column_48	HEB 280	S355	73.26	50.81	0.08	26 G+0.3Q+4.5Ex+
49 Column_49	HEB 280	S355	99.25	50.81	0.07	26 G+0.3Q+4.5Ex+
50 Column_50	HEB 280	S355	73.62	50.81	0.28	26 G+0.3Q+4.5Ex+
51 Column_51	HEB 280	S355	73.62	50.81	0.22	26 G+0.3Q+4.5Ex+



HEB 280

Auto

Section OK

Bar: 12 Column_12

Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Load case: 26 G+0.3Q+4.5Ex+0.3Ey (1+2+3)*1.00+(4+9)*0.30+8*4.50

Simplified results | Detailed results

FORCES

N _{Ed} = 1053.09 kN	My,Ed = -5.05 kN*m	Vy,Ed = 1.26 kN
N _{c,Rd} = 4663.42 kN	My,Ed,max = -26.39 kN*m	Mz,Ed,max = 4.81 kN*m
N _{b,Rd} = 3433.08 kN	My,c,Rd = 544.76 kN*m	Mz,c,Rd = 254.74 kN*m
	MN _{y,Rd} = 477.26 kN*m	Vz,Ed = -1.87 kN
	Mb,Rd = 544.76 kN*m	Vz,c,Rd = 842.26 kN

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

z = 0.00	Mcr = 2765.66 kN*m	Curve,LT - b
Lcr,low=3.60 m	Lam _{LT} = 0.44	f _{i,LT} = 0.58
		XLT = 0.98
		XLT,mod = 1.00

BUCKLING y

Ly = 3.60 m	Lam _y = 0.62
Lcr,y = 5.56 m	Xy = 0.83
Lamy = 45.89	kyy = 0.87

BUCKLING z

Lz = 3.60 m	Lam _z = 0.68
Lcr,z = 3.60 m	Xz = 0.74
Lamz = 50.81	kzy = 0.46

SECTION CHECK

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.23 < 1.00 (6.2.4.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 45.89 < Lam,max = 210.00 Lam_z = 50.81 < Lam,max = 210.00 STABLE

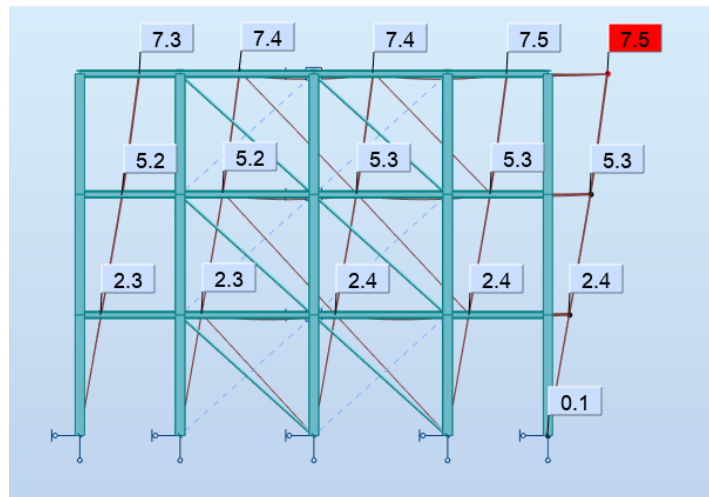
N_{Ed}/(Xz*N_{c,Rk}/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.34 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 4.3 Φύλλο αποτελεσμάτων αντοχής υποστυλωμάτων στην υπό την $G+0,3Q \pm 4,5E_x \pm 0,3E_y$

4.1.2.4 Περιορισμός βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών εξασφαλίζεται με τον περιορισμό της σχετικής μετακίνησης των ορόφων για έναν σεισμό μικρότερο από το σεισμό σχεδιασμού, με σημαντικά μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης. Για κτίρια κατηγορίας II ($\gamma=1.0$) με πλαστικά μη φέροντα στοιχεία (περιμετρικές επικαλύψεις), οι μετακινήσεις λόγω του σεισμού αυτού λαμβάνονται ως το 50% των τιμών σχεδιασμού ($\nu = 0.50$). Η απαίτηση για περιορισμό των βλαβών ικανοποιείται εφόσον ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη: $dr * \nu \leq 0.0075 * h$

Κατά την διεύθυνση X ο δυσμενέστερος συνδυασμός που προκαλεί τις μεγαλύτερες μετακινήσεις της κατασκευής είναι ο εξής: $G+0.3Q +1,00E_x +0.3E_y$ (S1)



Σχήμα 4.4 Μέγιστες μετακινήσεις ορόφων για σεισμό κατά X

Ισόγειο : $2,3 * 0,5 = 1,15 < 0,0075 * 360 \rightarrow 1,15 < 2,70\text{cm}$, ok

1^{ος} όροφος : $2,9 * 0,5 = 1,45 < 0,0075 * 360 \rightarrow 1,45 < 2,70\text{cm}$, ok

2^{ος} όροφος : $2,2 * 0,5 = 1,10 < 0,0075 * 360 \rightarrow 1,10 < 2,70\text{cm}$, ok

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και οι μετακινήσεις είναι αποδεκτές.

4.1.3 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών για σεισμό κατά Y

4.1.3.1 Έλεγχος επιρροής από φαινόμενα 2^{ας} τάξης

Ακολουθούμε την ίδια διαδικασία με αυτήν που ακολουθήσαμε κατά την διεύθυνση X στην παρ.4.1.2.1

Δυσμενέστερος σεισμικός συνδυασμός: $1,00G + 0.30Q -1.00E_x -0.3E_y$ (S8)

Πίνακας 4.6 Υπολογισμός συντελεστή θ

	Ισόγειο	1 ^{ος}	2 ^{ος}
Ptot	3.516,32	2.314,94	1143,01
Vtot	271,97	224,07	146,46
dr (cm)	1,7	2,4	1,7
1h(cm)	360,00	360,00	360,00
θ	0,061	0,0689	0,0368

Σε όλα τα επίπεδα $\theta < 0.1$ οπότε δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξης.

4.1.3.2 Έλεγχος δοκών

Για τον έλεγχο των κυρίων δοκών που λειτουργούν μέσα στο πλαίσιο ροπής, σύμφωνα με τον ΕΚ8, γίνεται η παραδοχή ότι έχει σχηματιστεί μια πλαστική άρθρωση είτε στο αριστερό (Α) είτε στο δεξιό (Β) άκρο της δοκού και άρα εκεί ισχύει: $M_{Ed} = M_{pl,Rd}$. Τονίζεται ότι για να μπορέσει η δοκός στο σημείο αυτό να αναπτύξει επαρκή αντοχή και στροφική ικανότητα πρέπει να είναι κατηγορίας 1 ή 2. Αρχικά, επιβεβαιώθηκε από το πρόγραμμα, ότι οι δοκοί των πλαισίων ροπής ικανοποιούν την απαίτηση κατηγορίας 1 ή 2.

Ως δράση κατά τη διεύθυνση Y θεωρούμε τον σεισμικό συνδυασμό:

$$G+0,3Q\pm 1,1*1,25*\Omega_{min}*E_Y \pm 0,3E_X.$$

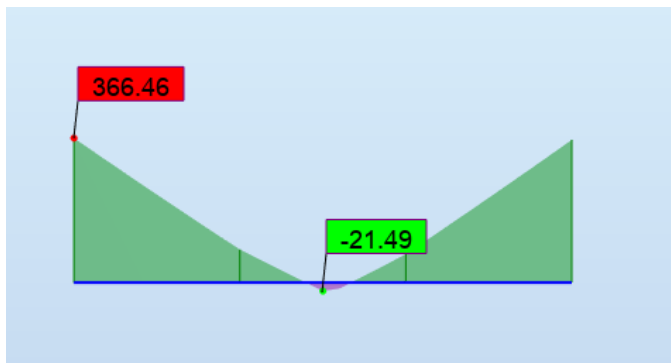
Αναζητήθηκε η δοκός για την οποία απαιτείται μεγαλύτερη αύξηση της σεισμικής δράσης για την δημιουργία πλαστικής άρθρωσης σε ένα από τα άκρα της. Η δοκός αυτή ήταν η 26 διατομής ΗΕΒ 200, εσωτερική του ισογείου. Για τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα της δοκού αυτής χρειάστηκε να πολλαπλασιαστεί η σεισμική δράση με 5,9. Συνεπώς, ο παραπάνω συνδυασμός προσομοιώθηκε το πρόγραμμα Robot Structural Analysis και για τις τέσσερις πιθανές κατευθύνσεις των σεισμικών δράσεων και έγινε έλεγχος όλων των μελών έναντι αυτών των φορτίσεων.

Πίνακας 4.7 Έλεγχος δοκών

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
16 Beam_16	HEB 200	S355	52.69	88.84	0.86	37 COMB27
17 Beam_17	HEB 200	S355	52.69	88.84	0.86	37 COMB27
18 Beam_18	HEB 200	S355	52.69	88.84	0.85	37 COMB27
19 Beam_19	HEB 200	S355	52.69	88.84	0.91	37 COMB27
24 Beam_24	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.95	40 COMB30
25 Beam_25	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.95	40 COMB30
26 Beam_26	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.98	40 COMB30
27 Beam_27	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.98	40 COMB30
28 Beam_28	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.98	40 COMB30
29 Beam_29	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.98	40 COMB30
54 Beam_54	HEB 200	S355	52.69	88.84	0.80	37 COMB27
55 Beam_55	HEB 200	S355	52.69	88.84	0.80	37 COMB27
56 Beam_56	HEB 200	S355	52.69	88.84	0.82	37 COMB27
57 Beam_57	HEB 200	S355	52.69	88.84	0.81	37 COMB27
58 Beam_58	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.90	40 COMB30
59 Beam_59	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.90	40 COMB30
60 Beam_60	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.92	40 COMB30
61 Beam_61	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.92	40 COMB30
62 Beam_62	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.91	40 COMB30
63 Beam_63	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.91	40 COMB30
92 Beam_92	HEB 200	S355	52.69	88.84	0.53	37 COMB27
93 Beam_93	HEB 200	S355	52.69	88.84	0.53	37 COMB27
94 Beam_94	HEB 200	S355	52.69	88.84	0.53	37 COMB27
95 Beam_95	HEB 200	S355	52.69	88.84	0.54	37 COMB27
96 Beam_96	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.56	40 COMB30
97 Beam_97	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.56	40 COMB30
98 Beam_98	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.58	40 COMB30
99 Beam_99	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.58	40 COMB30
100 Beam_100	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.57	40 COMB30
101 Beam_101	HEB 240	S355	43.66	73.97	0.57	40 COMB30

Η πιο κρίσιμη δοκός είναι η 26, HEB 240 του ισογείου με ποσοστό 98% (θεωρώ ότι έχει πλαστικοποιηθεί).

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1.053 \cdot 35,5 \cdot 10^2 = 373,8 \text{ kNm}$$



Έλεγχος της δοκού σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

- Θεωρήθηκε πρώτη πλευρική εξασφάλιση στα 0,6m από το άκρο της δοκού.
Η δεύτερη πλευρική εξασφάλιση θεωρήθηκε στα 1.5m από το άκρο γιατί εκεί συνδέεται η κύρια με την δευτερεύουσα δοκό.

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L^2)} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} =$$

$$M_{cr} = 1,141 * \frac{\pi^2 * 21.000 * 3.920}{1 * 60 * 60} * \sqrt{1 * \frac{753.700}{3.920} + \frac{60 * 60 * 8100 * 103}{\pi^2 * 21.000 * 3.920}} = 3.604.790 \text{ kNcm}$$

HEB240: $I_z = 3.920 \text{ cm}^4$, $I_w = 753.700 \text{ cm}^6$, $I_T = 103 \text{ cm}^4$, $E = 210.000 \text{ Mpa}$, $G = 81.000 \text{ Mpa}$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \lambda = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.053 * 35,5}{3.604.790}} = 0,1 < 0,2 \text{ ok}$$


- Η δεύτερη πλευρική εξασφάλιση λαμβάνεται σε απόσταση 1.5 μέτρα από το άκρο, στη θέση της δευτερεύουσας δοκού.

$$M_{cr} = 1,323 * \frac{\pi^2 * 21.000 * 3.920}{1 * 90 * 90} * \sqrt{1 * \frac{753.700}{3.920} + \frac{90 * 90 * 8100 * 103}{\pi^2 * 21.000 * 3.920}} = 1.879.457 \text{ kNcm}$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \lambda = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.053 * 35,5}{1.879.457}} = 0,14 < 0,2 \text{ ok}$$

Και στις δύο περιπτώσεις, δεν απαιτείται , λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, απομείωση της αντοχής της δοκού και μπορεί να αναπτυχθεί η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής της.

Πίνακας 4.8 Συντελεστές k , C_1 , C_2 , C_3

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

Οι επιλογές των συντελεστών έγινε με βάση τον παραπάνω πίνακα ως εξής:

Για απλές στρεπτικές στηρίξεις $k_w = 1$

Στα 0,60m από το άκρο της δοκού υπολογίστηκε ροπή $M=90\text{kNm}$ (περίπου $M/M_{pl} = 3/4$) -> $C_1 = 1,141$, $C_2 = 0$

Το διάγραμμα ροπών από 0,6m έως 1,5m ακολουθεί την κατανομή για $\psi = 1/2$ (καθώς ο λόγος των ροπών από 0.6 έως 1.5 μέτρα είναι περίπου ίσος με 0,55) -> $C_1 = 1,323$, $C_2 = 0$

Έλεγχος τέμνουσας δοκού

Για τον έλεγχο τέμνουσας της δοκού, υπολογίστηκε η τέμνουσα σχεδιασμού $V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L}$

Όπου θεωρείται πως η δοκός έχει αναπτύξει και στα δυο της άκρα την πλαστική ροπή αντοχής της.

$V_{Ed} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L} + V_{Ed,G+0.3Q}$, όπου: $V_{Ed,G+0.3Q}$ η τέμνουσα λόγω μη σεισμικών φορτίων

$$V_{Ed,G+0.3Q} = 20,00 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L} + V_{Ed,G+0.3Q} = \frac{2 \cdot 373,8}{4,50} = 166 + 20 = 180 \text{ kN}$$

Στην συνέχεια υπολογίστηκε το εμβαδόν διάτμησης A_v ως: $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$
όπου:

b : το συνολικό πλάτος της διατομής

t_f : το πλάτος του πέλματος της διατομής

t_w : το πλάτος του κορμού της διατομής

r : η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος

$$\text{Επομένως: } A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 106 - 2 \cdot 24 \cdot 1,7 + (1 + 2 \cdot 2,1) \cdot 1,7 = 33,24 \text{ cm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{33,24 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 681,3 \text{ kN} > 180 \text{ kN}$$

Ισχύει επίσης ότι $V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 340,65 \text{ kN}$, επομένως δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση κάμψης- διάτμησης.

4.1.3.3 Έλεγχος κόμβων

Για να εξασφαλιστεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα, ώστε να αποφευχθεί ο σχηματισμός «μαλακού ορόφου», οι κόμβοι σχεδιάζονται ικανοτικά ώστε η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν σε κάθε κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αντοχή των δοκών του κόμβου, λαμβανομένης υπόψη και της πιθανής υπεραντοχής. Εξαιρέση αποτελούν η κορυφή και η βάση των υποστυλωμάτων, στις οποίες επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης. Για τον έλεγχο των κόμβων απαιτείται ο υπολογισμός των πλαστικών ροπών αντοχής των μελών που συντρέχουν στους κόμβους:

Υποστυλώματα

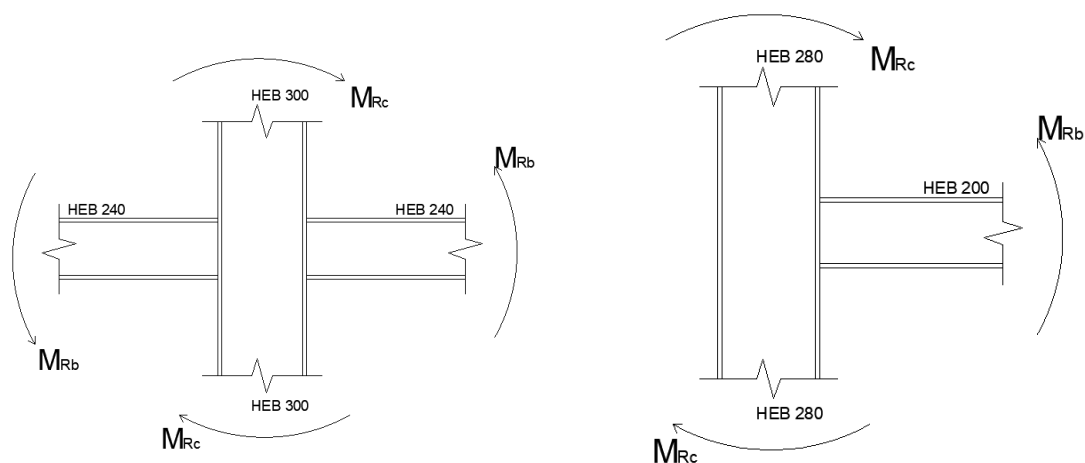
HEB 280 : $M_{pl,Rd} = 544,6 \text{ kNm}$

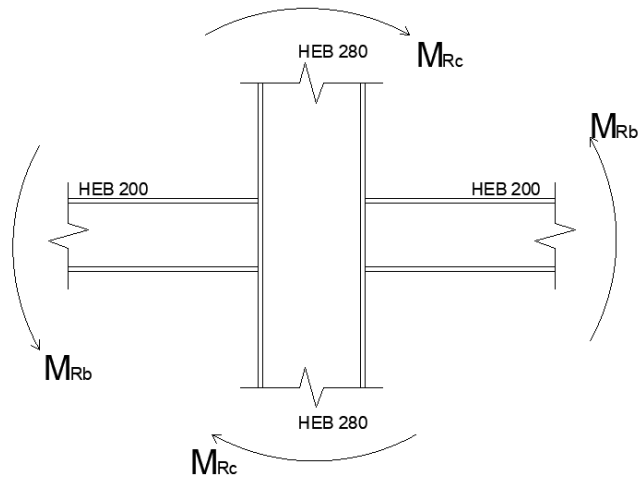
HEB 300 : $M_{pl,Rd} = 663,5 \text{ kNm}$

Δοκάρια

HEB 200 : $M_{pl,Rd} = 228,3 \text{ kNm}$

HEB 240 : $M_{pl,Rd} = 373,8 \text{ kNm}$





- Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEB 280 και δοκών HEB 200

$$\Sigma M_{rc} = 2 * 545,6 = 1.089,44 \text{ kNm} \geq 1.3 \Sigma M_{rb} = 1,3 * 2 * 228,3 = 593,58 \text{ kNm}$$

- Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEB 300 και δοκού HEB 240

$$\Sigma M_{rc} = 2 * 663,5 = 1.327 \text{ kNm} \geq 1.3 \Sigma M_{rb} = 1,3 * 2 * 373,8 = 971,88 \text{ kNm}$$

- Κόμβος μεταξύ υποστυλώματος HEB 280 και ακραίας δοκού HEB200

$$\Sigma M_{rc} = 2 * 544,57 = 1.089,44 \text{ kNm} \geq 1.3 \Sigma M_{rb} = 1,3 * (201,64) = 262,132 \text{ kNm}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται για όλους τους κόμβους.

Αξίζει να σημειωθεί ότι στα υποστυλώματα, εκτός από τη ροπή δρα και αξονική δύναμη, η οποία μπορεί ενδεχομένως να περιορίζει την πλαστική αντοχή του υποστυλώματος. Οι πιθανές μειώσεις της $M_{pl,Rd}$ των υποστυλωμάτων που μπορεί να προκύψουν, αγνοήθηκαν στον συγκεκριμένο έλεγχο χάριν απλότητας, δεδομένου ότι οι έλεγχοι των κόμβων ικανοποιούνται με σημαντικό περιθώριο ασφαλείας.

4.1.3.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα του 1^{ου} και του 2^{ου} ορόφου ελέγχονται προσαυξάνοντας το σεισμό E_y κατά μία ποσότητα ίση με $1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_{min}$, όπου Ω_{min} η μέγιστη υπεραντοχή των δοκών για τους σεισμικούς συνδυασμούς

$G + 0,3 \cdot Q \pm 1,1 * 1,25 * \Omega_{min} \cdot E_y \pm 0,3 \cdot E_x$, όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενη παράγραφο 4.1.3.2. Τα υποστυλώματα, λοιπόν, ελέγχονται και αυτά υπό τους σεισμικούς συνδυασμούς: $G + 0,3 \cdot Q \pm 1,1 * 1,25 * 5,9 \cdot E_y \pm 0,3 \cdot E_x$.

Κρισιμότερο προέκυψε το υποστυλώμα 46 διατομής HEB 300 το οποίο είναι εσωτερικό του ισογείου, βρίσκεται δίπλα στην δοκό 26 και έχει ποσοστό εκμετάλλευσης 71%, όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα.

Δυσμενέστερη φόρτιση η $G + 0,3 \cdot Q + 8,1 \cdot E_y + 0,3 \cdot E_x$.

Πίνακας 4.9 Έλεγχος υποστυλωμάτων 1^{ου}, 2^{ου} ορόφου

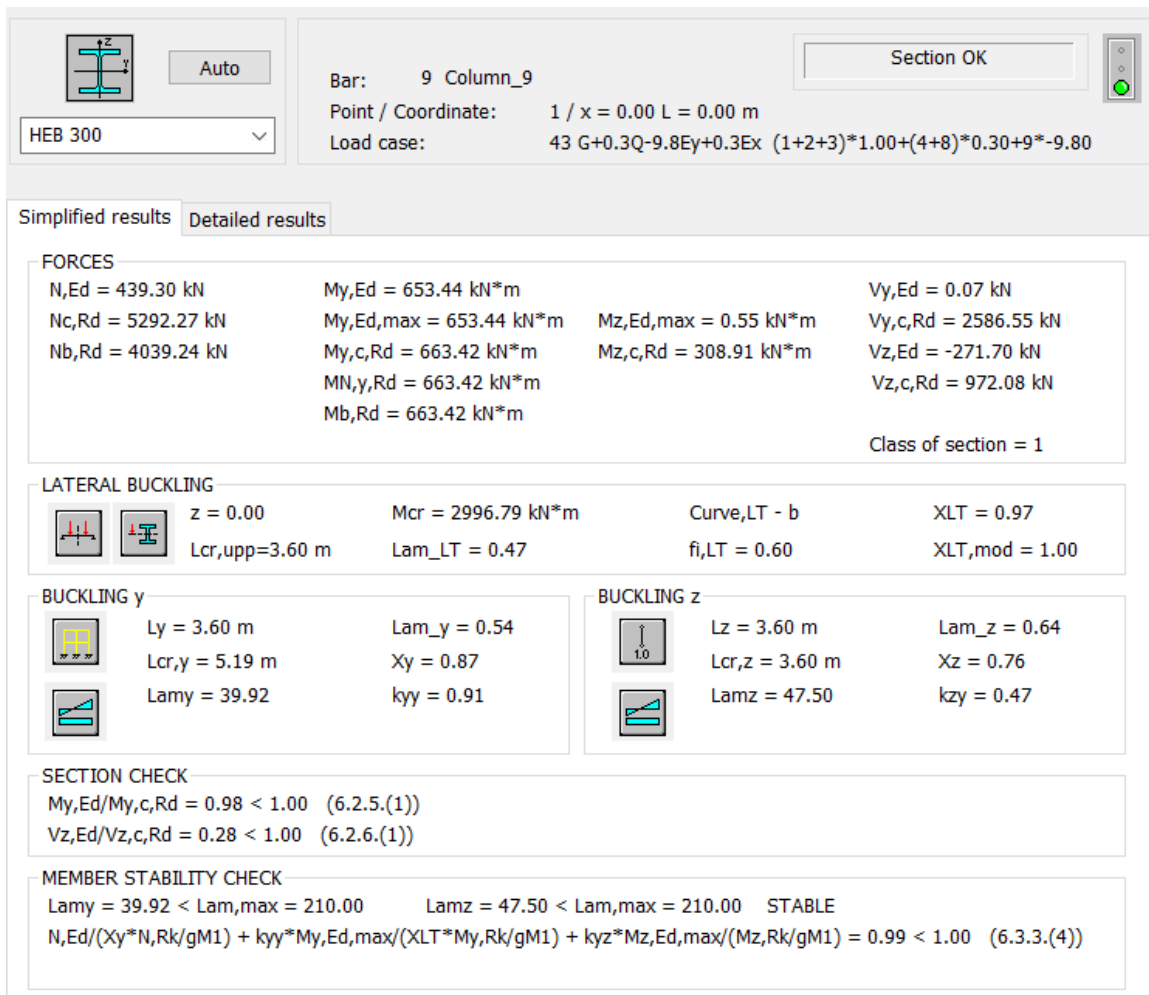
Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
20 Column_20	HEB 280	S355	99.25	50.81	0.39	37 COMB27
21 Column_21	HEB 280	S355	73.62	50.81	0.59	37 COMB27
22 Column_22	HEB 280	S355	73.62	50.81	0.60	37 COMB27
23 Column_23	HEB 280	S355	73.62	50.81	0.58	37 COMB27
43 Column_43	HEB 280	S355	99.25	50.81	0.38	37 COMB27
44 Column_44	HEB 280	S355	73.26	50.81	0.49	37 COMB27
45 Column_45	HEB 300	S355	57.81	47.50	0.70	37 COMB27
46 Column_46	HEB 300	S355	57.81	47.50	0.71	37 COMB27
47 Column_47	HEB 300	S355	57.81	47.50	0.70	37 COMB27
48 Column_48	HEB 280	S355	73.26	50.81	0.50	39 COMB29
49 Column_49	HEB 280	S355	99.25	50.81	0.40	37 COMB27
50 Column_50	HEB 280	S355	73.62	50.81	0.60	37 COMB27
51 Column_51	HEB 280	S355	73.62	50.81	0.60	37 COMB27
52 Column_52	HEB 280	S355	73.62	50.81	0.59	37 COMB27
53 Column_53	HEB 280	S355	84.10	50.81	0.41	37 COMB27
77 Column_77	HEB 280	S355	84.10	50.81	0.22	40 COMB30
78 Column_78	HEB 280	S355	63.82	50.81	0.38	40 COMB30
79 Column_79	HEB 280	S355	63.82	50.81	0.39	40 COMB30
80 Column_80	HEB 280	S355	63.82	50.81	0.38	40 COMB30
81 Column_81	HEB 280	S355	84.10	50.81	0.23	40 COMB30
82 Column_82	HEB 280	S355	63.54	50.81	0.35	37 COMB27
83 Column_83	HEB 300	S355	50.99	47.50	0.49	37 COMB27
84 Column_84	HEB 300	S355	50.99	47.50	0.50	37 COMB27
85 Column_85	HEB 300	S355	50.99	47.50	0.49	37 COMB27
86 Column_86	HEB 280	S355	63.54	50.81	0.36	40 COMB30
87 Column_87	HEB 280	S355	84.10	50.81	0.23	37 COMB27
88 Column_88	HEB 280	S355	63.82	50.81	0.39	37 COMB27
89 Column_89	HEB 280	S355	63.82	50.81	0.40	37 COMB27
90 Column_90	HEB 280	S355	63.82	50.81	0.38	37 COMB27
91 Column_91	HEB 280	S355	84.10	50.81	0.23	37 COMB27

Για τα υποστυλώματα του ισογείου, για τα οποία επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης στη βάση τους, ο σεισμικός συνδυασμός αυξάνεται ακόμη περισσότερο προκειμένου να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση.

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα, όπου φαίνεται ότι ο σεισμικός συνδυασμός έπρεπε να αυξηθεί κατά $1.1 \cdot 1.25 \cdot \Omega_{min}$, όπου $\Omega_{min} = 7.13$, $1.1 \cdot 1.25 \cdot 7.13 = 9.8$.

Πίνακας 4.10 Έλεγχος υποστυλωμάτων ισογείου

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1 Column_1	HEB 280	S355	50.49	50.81	0.73	41 G+0.3Q+9.8Ey+0.3Ex
2 Column_2	HEB 280	S355	45.89	50.81	0.91	41 G+0.3Q+9.8Ey+0.3Ex
3 Column_3	HEB 280	S355	45.89	50.81	0.93	41 G+0.3Q+9.8Ey+0.3Ex
4 Column_4	HEB 280	S355	45.89	50.81	0.94	41 G+0.3Q+9.8Ey+0.3Ex
5 Column_5	HEB 280	S355	50.49	50.81	0.80	41 G+0.3Q+9.8Ey+0.3Ex
6 Column_6	HEB 280	S355	45.80	50.81	0.80	41 G+0.3Q+9.8Ey+0.3Ex
7 Column_7	HEB 300	S355	39.92	47.50	0.95	43 G+0.3Q-9.8Ey+0.3Ex
8 Column_8	HEB 300	S355	39.92	47.50	0.98	43 G+0.3Q-9.8Ey+0.3Ex
9 Column_9	HEB 300	S355	39.92	47.50	0.99	43 G+0.3Q-9.8Ey+0.3Ex
10 Column_10	HEB 280	S355	45.80	50.81	0.87	44 G+0.3Q-9.8Ey-0.3Ex
11 Column_11	HEB 280	S355	50.49	50.81	0.73	44 G+0.3Q-9.8Ey-0.3Ex
12 Column_12	HEB 280	S355	45.89	50.81	0.90	41 G+0.3Q+9.8Ey+0.3Ex
13 Column_13	HEB 280	S355	45.89	50.81	0.91	41 G+0.3Q+9.8Ey+0.3Ex
14 Column_14	HEB 280	S355	45.89	50.81	0.93	41 G+0.3Q+9.8Ey+0.3Ex
15 Column_15	HEB 280	S355	50.49	50.81	0.48	41 G+0.3Q+9.8Ey+0.3Ex



Σχήμα 4.5 Φύλλο αποτελεσμάτων υποστυλώματος 9 ισογείου

Επίσης, να τονιστεί ότι λόγω του ότι τα υποστυλώματα εκτός από ροπή δέχονται και αξονική δύναμη και για τον λόγο αυτό ελέγχεται εάν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω της ύπαρξης της αξονικής.

Η αλληλεπίδραση μπορεί να αγνοηθεί μόνο αν ισχύουν και οι δύο ακόλουθες συνθήκες:

$$N_{Ed} \leq 0.25 \cdot N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ όπου } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{N,Rd} = \min \left\{ M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]; M_{pl,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0.5 \cdot a}; M_{pl,Rd} \right\}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \text{ και } a = \min \{ (A - 2bt_f) / A ; 0.5 \}$$

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για το κρίσιμο εσωτερικό υποστυλώμα 9, διατομής HEB 300.

$$N_{Ed} \leq 0.25 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow 439,30 \leq 0.25 \cdot 5.292,27 = 1.323, \text{ ok}$$

$$N_{Ed} \leq 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow 439,30 \leq 0.5 \cdot 26,2 \cdot 1,1 \cdot 35,5 = 511,56, \text{ ok}$$

Η αντοχή της παραπάνω διατομής δεν χρειάζεται απομείωση λόγω της ύπαρξης της αξονικής.

4.1.3.5 Περιορισμός βλαβών

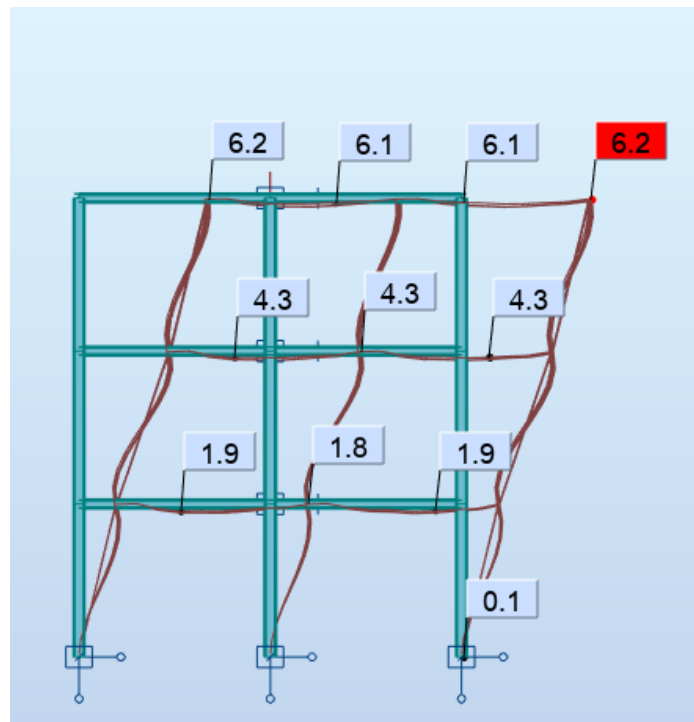
Κατά την διεύθυνση Y ο δυσμενέστερος συνδυασμός που προκαλεί τις μεγαλύτερες μετακινήσεις της κατασκευής είναι ο εξής: $G+0.3Q -1,00E_x -0.3E_y$ (S8).

$$\text{Ισόγειο} : 1,80 \cdot 0,5 = 0,90 < 0,0075 \cdot 360 \rightarrow 0,90 < 2,70 \text{ cm} , \text{ ok}$$

$$1^{\text{ος}} \text{ όροφος} : 2,40 \cdot 0,5 = 1,20 < 0,0075 \cdot 360 \rightarrow 1,20 < 2,70 \text{ cm} , \text{ ok}$$

$$2^{\text{ος}} \text{ όροφος} : 1,90 \cdot 0,5 = 0,95 < 0,0075 \cdot 360 \rightarrow 0,95 < 2,70 \text{ cm} , \text{ ok}$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και οι μετακινήσεις είναι αποδεκτές.



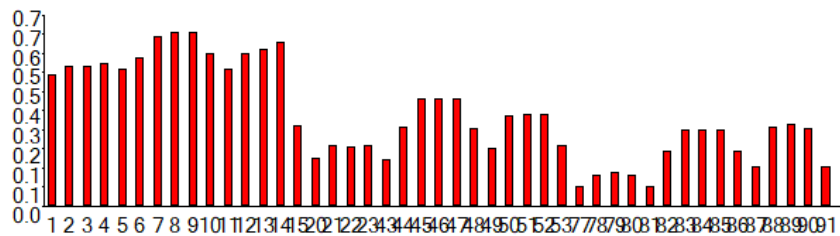
Σχήμα 4.6 Μέγιστες μετακινήσεις ορόφων για σεισμό κατά Y

4.1.4 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών

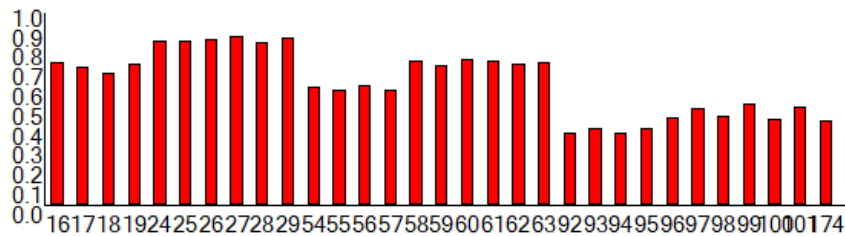
Ο ορός σχεδιασμός μιας μεταλλικής κατασκευής προβλέπει ασφάλεια και οικονομία υλικού το οποίο συνεπάγεται ότι οι διατομές πρέπει να καταπονούνται στο ποσοστό 70-90% της αντοχής τους. Ωστόσο, η τυποποίηση που απαιτείται κατά τον σχεδιασμό των μεταλλικών κατασκευών σε συνδυασμό με τον περιορισμό των μετακινήσεων μπορεί να οδηγήσει σε μειωμένα ποσοστά εκμετάλλευσης. Παρακάτω παρατίθεται τα μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση.

Πίνακας 4.11 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών

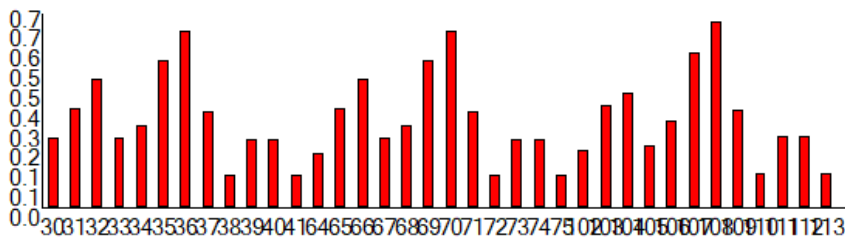
Μέλη	Διατομή	Ποσοστά εκμετάλλευσης
Υποστυλώματα	HEB 280	65%
	HEB 300	70%
Κύριες δοκοί κατά Υ	HEB 200	75%
	HEB 220	90%
Κύριες δοκοί κατά Χ	HEA 220	60%
Δευτερεύουσες δοκοί	IPE 220	75%
Χιαστί σύνδεσμοι	Ισόγειο	85%
	1 ^{ος}	70%
	2 ^{ος}	45%



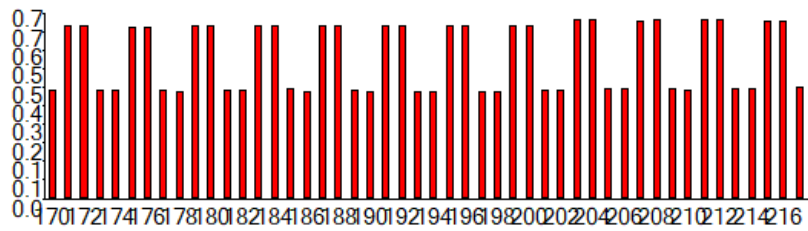
HEB 280,HEB300



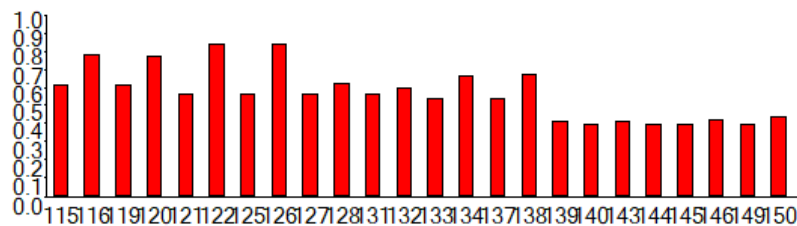
HEB 240,HEB200



HEA 220



IPE 220



Χιαστί σύνδεσμοι

4.2 Συμβατική κατασκευή

Η διάτμηση προκαλεί ψαθυρή και καταστροφική αστοχία του σκυροδέματος της θλιβόμενης ζώνης από συνδυασμό λοξού εφελκυσμού και θλιπτικών τάσεων. Επειδή λοιπόν σε γραμμικά μέλη οπλισμένου σκυροδέματος, όπως οι δοκοί και τα υποστυλώματα, η μεταφορά δυνάμεων με κάμψη και με τέμνουσα είναι εν σειρά και όχι παράλληλα ο ΕΚ8, υιοθετεί τον ικανοτικό σχεδιασμό σε διάτμηση, προκειμένου να επιβάλλει (πλάστιμο) σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των μελών, προτού αυτά αστοχήσουν (ψαθυρά) σε τέμνουσα. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω διαστασιολόγησης των μελών αυτών σε διάτμηση για τέμνουσα δύναμη με τιμή πάνω απ' αυτήν που αντιστοιχεί σε ταυτόχρονο σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων γύρω από τους κόμβους στα δύο άκρα του μέλους, όταν αυτά είναι σε αντίθετη κάμψη. Η τέμνουσα αυτή είναι η μέγιστη δυνατή που μπορεί να αναπτυχθεί στο μέλος.

4.2.1 Δυναμική ανάλυση

Όπως έχουμε αναφέρει, το κτίριο λειτουργεί ως πλαίσιο σε σεισμό και κατά Χ και κατά Υ .

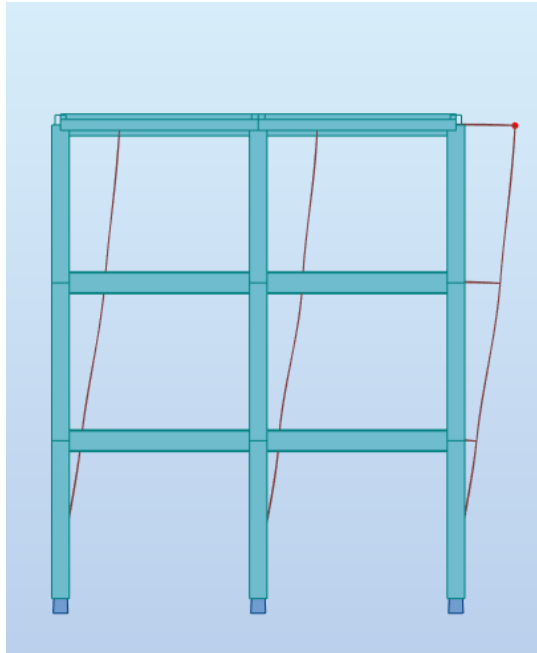
Δεσπόζουσες ιδιομορφές :

Σεισμός κατά Υ -> 1^η με T = 0,65s και δεσπόζουσα ιδιομορφική μάζα 89,89%

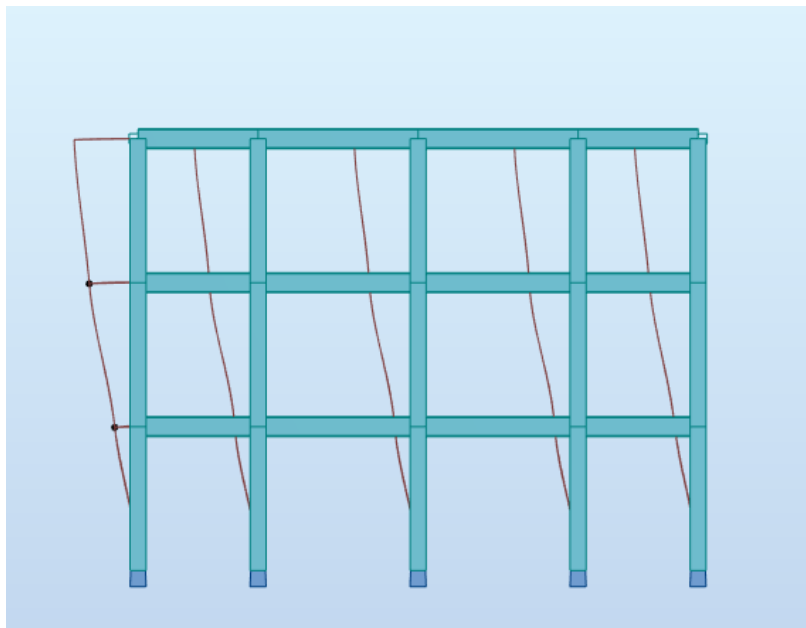
Σεισμός κατά Χ -> 2^η με T = 0,61s και δεσπόζουσα ιδιομορφική μάζα 87,75%

Πίνακας 4.12 Ιδιομορφές συμβατικής κατασκευής

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)
6/ 1	1,55	0,65	0,00	86,89	0,00	0,00	86,89	0,00
6/ 2	1,63	0,61	87,75	86,89	0,00	87,75	0,00	0,00
6/ 3	1,89	0,53	87,75	86,89	0,00	0,00	0,00	0,00
6/ 4	4,69	0,21	87,75	97,24	0,00	0,00	10,36	0,00
6/ 5	4,94	0,20	97,71	97,24	0,00	9,96	0,00	0,00



Σχήμα 4.7 1^η Ιδιομορφή(μεταφορική) κατά Y



Σχήμα 4.8 2^η Ιδιομορφή(μεταφορική) κατά X

4.2.2 Έλεγχος ευστάθειας

✚ ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ X

	Ισόγειο	1 ^{ος}	2 ^{ος}
P _{tot}	5.073,83	3.276,59	1.585,31
V _{tot}	634,68	517,86	299,68
d _r (cm)	1,4	1,5	0,9
h(cm)	360,00	360,00	360,00
θ	0,031	0,0264	0,0132

	Ισόγειο	1 ^{ος}	2 ^{ος}
P _{tot}	5.073,83	3.276,59	1.585,31
V _{tot}	596,61	488,75	287,45
dr (cm)	1,4	1,6	1,0
h(cm)	360,00	360,00	360,00
θ	0,033	0,0298	0,0153

4.2.3 Ικανοτικός σχεδιασμός μελών σε διάτμηση

Η διάτμηση προκαλεί ψαθυρή και καταστροφική αστοχία του σκυροδέματος της θλιβόμενης ζώνης από συνδυασμό λοξού εφελκυσμού και θλιπτικών τάσεων. Επειδή λοιπόν σε γραμμικά μέλη οπλισμένου σκυροδέματος, όπως οι δοκοί και τα υποστυλώματα, η μεταφορά δυνάμεων με κάμψη και με τέμνουσα είναι εν σειρά και όχι παράλληλα ο ΕΚ8, υιοθετεί τον ικανοτικό σχεδιασμό σε διάτμηση, προκειμένου να επιβάλλει (πλάστιμο) σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των μελών, προτού αυτά αστοχήσουν (ψαθυρά) σε τέμνουσα.

Αυτό επιτυγχάνεται μέσω διαστασιολόγησης των μελών αυτών σε διάτμηση για τέμνουσα δύναμη με τιμή πάνω απ' αυτήν που αντιστοιχεί σε ταυτόχρονο σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων γύρω από τους κόμβους στα δύο άκρα του μέλους, όταν αυτά είναι σε αντίθετη κάμψη. Η τέμνουσα αυτή είναι η μέγιστη δυνατή που μπορεί να αναπτυχθεί στο μέλος.

4.2.3.1 Ικανοτική τέμνουσα δοκού

Πραγματοποιείται σύμφωνα με τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού, με βάση την ισορροπία της δοκού υπό το εγκάρσιο φορτίο που δρα στην δοκό υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και υπό τις ροπές άκρων $M_{i,d}$ που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετικές και αρνητικές διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης.

$$\text{Ικανοτική τέμνουσα: } V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{L_c} + V_G + 0.3Q$$

Οι ροπές των άκρων $M_{i,d}$ μπορούν να υπολογιστούν ως εξής:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right)$$

γ_{Rd} : είναι συντελεστής που εκφράζει την πιθανό υπεραντοχή λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του

χάλυβα, η οποία στην περίπτωση των δοκών ΚΠΜ μπορεί να ληφθεί ως ίσος με 1,0.

$M_{i,d}$: είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής στο άκρο i στην φορά της σεισμικής ροπής κάμψης που

αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.

$\sum M_{Rc}$ και $\sum M_{Rb}$: είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των

υποστυλωμάτων και το

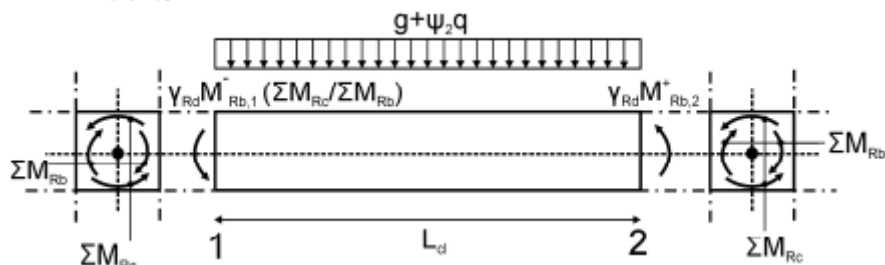
άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συνδέονται μονολιθικά στον κόμβο. Η τιμή του ΣM_{Rc} πρέπει να αντιστοιχεί στην αξονική

δύναμη ή

δυνάμεις του υποστυλώματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού για την

εξεταζόμενη

φορά της σεισμικής δράσης.



Το *Robot structural Analysis* δεν σπλίζει σύμφωνα με τον ΕΚ8 και έτσι ακολουθήσαμε την παρακάτω διαδικασία όπλισης με βάση την ικανοτική τέμνουσα.

Αρχικά εισάγαμε στο πρόγραμμα τους σεισμικούς συνδυασμούς $G+0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y$, $G+0.3Q \pm 0.3E_x \pm E_y$, τους οποίους είχαμε εισάγει και στην σύμμικτη κατασκευή.

Βρήκαμε τον διαμήκη σπλισμό της δοκού 26, και είδαμε πως ο εγκάρσιος σπλισμός δεν αρκούσε ώστε να μην αστοχήσει η δοκός ψαθυρά.

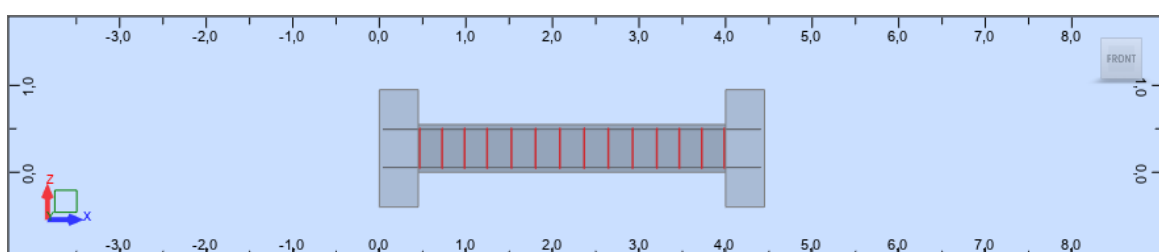
Για τον διαμήκη σπλισμό που προέκυψε, υπολογίσαμε τις ροπές αντοχής των άκρων των δοκών. Στην συνέχεια φορτίσαμε την δοκό με τον συνδυασμό $G+0.3Q$ και βρήκαμε την τέμνουσα $V_{G+0.3Q}$.

$$\text{Πιο αναλυτικά, για τον διαμήκη σπλισμό: } V_{Ed} = \frac{184,34 + 213,73}{4,10} + 46,96 = 144 \text{ kN}$$

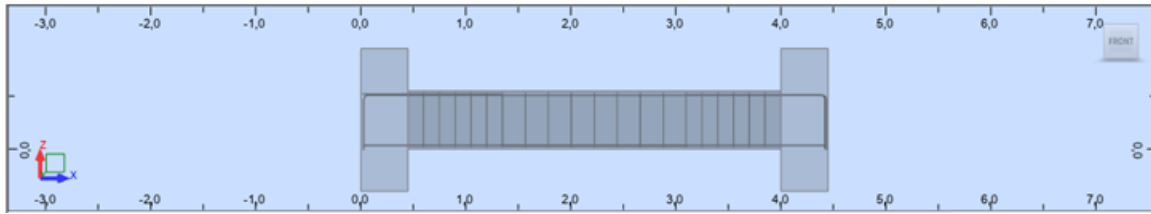
Θεωρούμε ότι η δοκός μας προσεγγίζει την αμφιέριστη (για λόγους ευκολίας στον υπολογισμό), συνεπώς:

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot l}{2} = 144 \rightarrow q = 70,24 \text{ kN/m}$$

Με αυτό το q το οποίο είναι λίγο προσαυξημένο καθώς η δοκός μας δεν είναι αμφιέριστη, την φορτίζουμε για να βρούμε τους συνδετήρες, οι οποίοι θα είναι σαφώς πυκνότεροι.



Σχήμα 4.9 Αρχική όπλιση



Σχήμα 4.10 Νέα όπλιση – αυξημένη

✚ Μέγιστη τέμνουσα που αναλαμβάνει το στοιχείο:

$V_{Rd,max} = a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * [(\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \sin^2\theta)]$, όπου:

$$[(\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \sin^2\theta)] = 1/2$$

$$a_{cw} = 1, b_w = 30\text{cm}, z = 0.9d = 45\text{cm}, v_1 = 0.6 * [1 - \frac{f_{ck}}{250}] = 0.552, f_{cd} = f_{ck} / 1.5$$

$$V_{Rd,max} = 447.12\text{kN}$$

✚ Τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * [(\cot\theta + \cot\alpha) / (\sin\alpha)],$$

$$[(\cot\theta + \cot\alpha) / (\sin\alpha)] = 1, f_{ywd} = 500 / 1.15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Για } V_{Rd,s} = 144\text{kN} \rightarrow s = 10\text{cm}, \text{ έχουμε } \phi 8/10$$

Συνεπώς οι συνδετήρες πύκνωσαν και η δοκός πλέον δεν αστοχεί ψαθυρά.

4.2.3.2 Ικανοτικός κόμβου

Ομοίως με την σύμμικτη κατασκευή, κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό πρέπει να γίνεται ο έλεγχος κόμβων κατά τον οποίο επιδιώκουμε την αποφυγή μαλακού ορόφου. Να μην αστοχήσουν, δηλαδή, τα υποστυλώματα πριν από τις δοκούς. Το *Robot Structural Analysis* κάνει έλεγχο κόμβου κατά τις δύο διευθύνσεις X, Y αλλά δεν σπλίζει σύμφωνα με αυτόν. Έτσι για την όπλιση των υποστυλωμάτων δημιουργήσαμε έναν σεισμικό συνδυασμό πολλαπλασιασμένο με ένα συντελεστή $\kappa > 1$ ώστε η όπλιση να μας δώσει $\Sigma M_{rc} > 1.3 \Sigma M_{rb}$. Ο σεισμικός συνδυασμός που προέκυψε είναι ο $G + 0.3Q + 6(E_x + 0.3E_y)$. Ο έλεγχος επιλέχθηκε να γίνει για τις δοκούς 39, 40 κατά X και 26, 27 κατά Y και για τα υποστυλώματα 8, 46.

Υποσύλωμα 8: 550,56kN

Υποσύλωμα 46: 550,56kN

Δοκός 26: 178,86kN, κατά Y

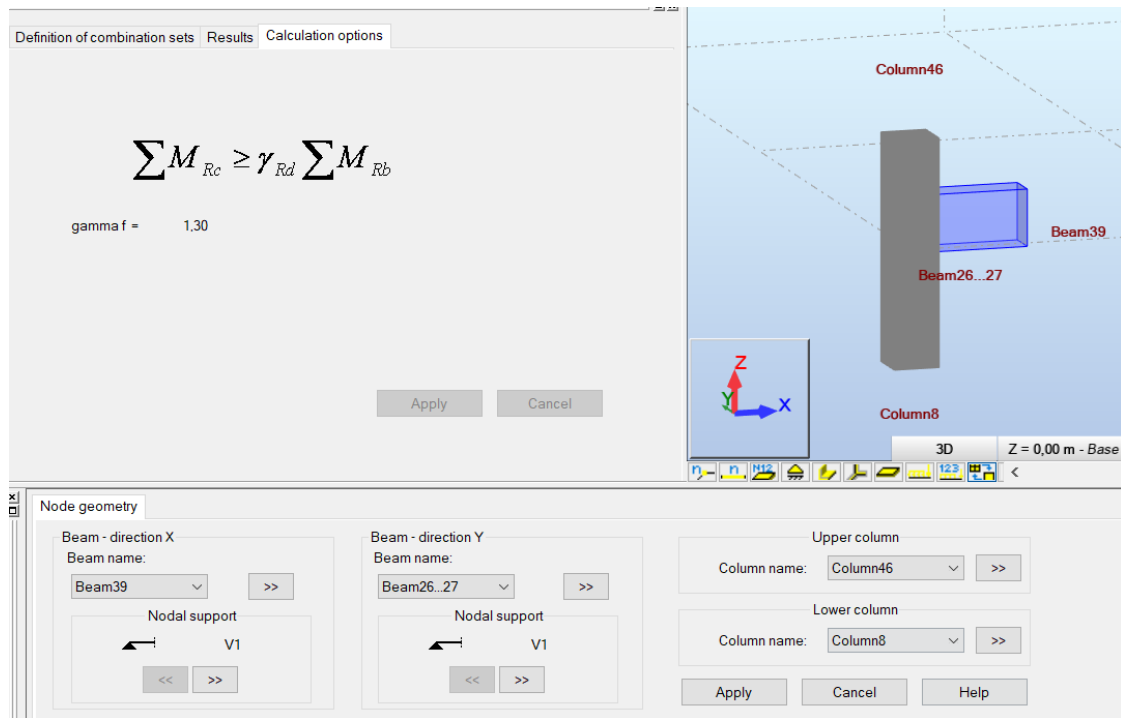
Δοκός 27: 178,86kN, κατά Y

Δοκός 39: 388,86kN, κατά X

Δοκός 40: 388,86kN, κατά X

- $\Sigma M_{rc} = 550,56 + 550,56 = 1.101\text{kNm} \geq 1.3 * \Sigma M_{rb} = 1.3 * (2 * 178,86) = 454,636\text{kNm}$ (διεύθυνση Y)
- $\Sigma M_{rc} = 550,56 + 550,56 = 1.101\text{kNm} \geq 1.3 * \Sigma M_{rb} = (2 * 388,86) = 1.011\text{kNm}$ (διεύθυνση X)

Οπότε ο ικανοτικός κόμβου ικανοποιείται και στις δύο διευθύνσεις.

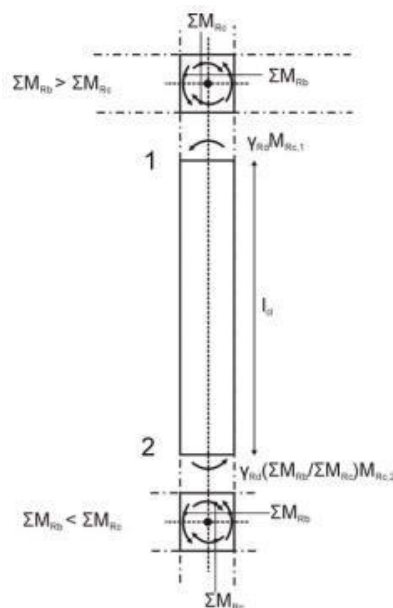


Εικόνα 4.2 Τρισδιάστατη απεικόνιση κόμβου

4.2.3.3 Ικανοτική τέμνουσα υποστυλώματος

Για τα υποστυλώματα η ικανοτική τέμνουσα υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο:

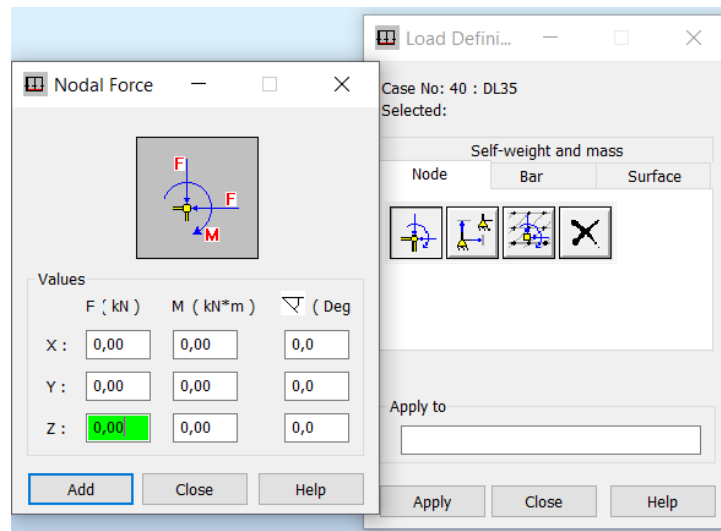
$$V_{CD} = \gamma_{Rd} \frac{MRC1 * \min [1 ; \left(\frac{\Sigma MRb}{\Sigma MRC} \right)] + MRC2 * \min [1 ; \left(\frac{\Sigma MRb}{\Sigma MRC} \right)]}{h}$$



$\gamma_{Rd} = 1.1$ ΚΠΜ και 1,3 ΚΠΥ

Θα ελέγξουμε το υποστυλωμα 8 του ισογείου για το οποίο ισχύει : $V_{cd} = 1,1 * \frac{550,56 * 2}{3,60} = 336,45 \text{ kN}$

Οι M_{c1} και οι M_{c2} προέκυψαν οπλίζοντας με τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.3Q+6(E_x + 0.3E_y)$, συνδυασμός που προέκυψε από την μελέτη του ικονατικού κόμβου. Για την ικανοτική τέμνουσα του υποστυλώματος προσπαθήσαμε πάλι να αυτοματοποιήσουμε τη διαδικασία και να οπλίσουμε με τη βοήθεια του προγράμματος. Για την ικανοτική τέμνουσα $V = 336,45 \text{ kN}$ φορτίσαμε την κορυφή του τυπικού υποστυλώματος 8 και κρατώντας τους ίδιους διαμήκεις οπλισμούς που προέκυψαν από τον έλεγχο κόμβου υπολογίσαμε τον εγκάρσιο οπλισμό.



Εικόνα 4.3 Φόρτιση υποστυλώματος με την ικανοτική τέμνουσα $V(\text{kN})$

- Τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * [(\cot\theta + \cot\alpha) / (\sin\alpha)],$$

$$[(\cot\theta + \cot\alpha) / (\sin\alpha)] = 1, f_{ywd} = 500 / 1.15 \text{ Mpa}$$

Για $V_{Rd,s} = 336,45 \text{ kN}$ προκύπτουν συνδετήρες $\phi 10/10$ τρίτημητοι.

4.2.3.4 Περιορισμός βλαβών

Ισχύουν οι ίδιοι περιορισμοί που ισχύουν και στην σύμμικτη κατασκευή.

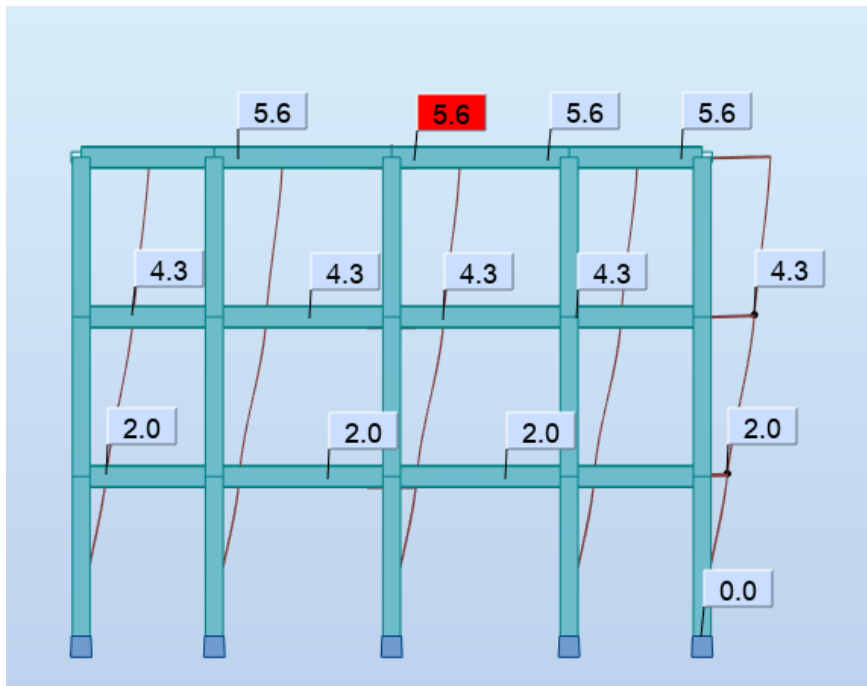
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός που προκαλεί τις μεγαλύτερες μετακινήσεις της κατασκευής είναι ο εξής: $G+0.3Q + 1,00E_x + 0.3E_y$ (S1)

Ισόγειο : $2,0 * 0,5 = 1,00 < 0,0075 * 360 \rightarrow 1,00 < 2,70 \text{ cm}$, ok

1^{ος} όροφος : $2,3 * 0,5 = 1,15 < 0,0075 * 360 \rightarrow 1,15 < 2,70 \text{ cm}$, ok

2^{ος} όροφος : $1,3 * 0,5 = 0,65 < 0,0075 * 360 \rightarrow 0,65 < 2,70 \text{ cm}$, ok

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και οι μετακινήσεις είναι αποδεκτές.



Σχήμα 4.11 Μέγιστες μετακινήσεις

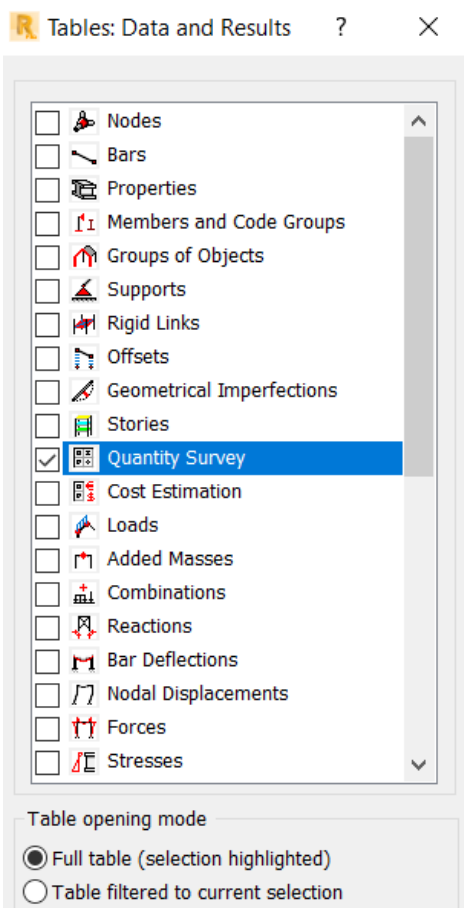
5. Προμέτρηση - Κόστος κατασκευών

➤ Σύμμικτη κατασκευή

Μέσω του προγράμματος *Robot structural analysis* βρίσκουμε συγκεντρωτικά τις ποσότητες των υλικών που απαιτούνται για την κατασκευή μας.

Προσθέτουμε και τις διατομές των δευτερευουσών δοκών IPE 220 , ώστε να έχουμε ένα πιο ολοκληρωμένο συμπέρασμα.

Οι πίνακες παραθέτονται παρακάτω.



Εικόνα 5.1 Εντολή προβολής ολικών ποσοτήτων κατασκευής

Πίνακας 5.1 Ολικά βάρη διατομών σύμμικτης κατασκευής

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kG/m)	Bar weight (kG)	Total weight (kG)	Painting area (m2)
S355						
CHS 76.1x3.2	8	5,39	5,75	30,98	248	10,30
CHS 76.1x4	8	5,39	7,11	38,30	306	10,30
CHS 76.1x5	8	5,39	8,77	47,27	378	10,31
HEA 220	18	3,00	50,53	151,58	2728	67,78
HEA 220	18	4,00	50,53	202,10	3638	90,37
HEB 200	12	4,50	61,32	275,92	3311	62,16
HEB 240	18	4,50	83,23	374,53	6742	112,10
HEB 280	36	3,60	103,16	371,37	13369	209,67
HEB 300	9	3,60	117,07	421,45	3793	56,11
IPE 220	24	3,00	26,21	78,62	1887	61,03
IPE 220	24	4,00	26,21	104,82	2516	81,37
Total per sections						
CHS 76.1x3.2	8	43,12	5,75	247,82	248	10,30
CHS 76.1x4	8	43,12	7,11	306,37	306	10,30
CHS 76.1x5	8	43,12	8,77	378,18	378	10,31
HEA 220	36	126,00	50,53	6366,29	6366	158,14
HEB 200	12	54,00	61,32	3311,06	3311	62,16
HEB 240	18	81,00	83,23	6741,55	6742	112,10
HEB 280	36	129,60	103,16	13369,27	13369	209,67
HEB 300	9	32,40	117,07	3793,02	3793	56,11
IPE 220	48	168,00	26,21	4402,49	4402	142,40
Total					38916	771,47

Πίνακας 5.2 Ολική ποσότητα σκυροδέματος για την σύμμικτη πλάκα

Type	Number	Thickness (cm)	Unit weight (kG/m ²)	Area (m ²)	Volume (m ³)	Total weight (kG)
C20/25						
πλάκα	24	15,0	375,20	378,00	56,70	141827
Total				378,00	56,70	141827

Για το χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 που χρησιμοποιήσαμε θεωρούμε ότι διαστρώνεται ενιαίο σε κάθε όροφο. Έτσι , το συνολικό εμβαδό είναι $126\text{m}^2 \times 3 = 378\text{m}^2$.

Πίνακας 5.3 Ενδεικτικός προϋπολογισμός σύμμικτης κατασκευής

Α/Α	Ένδειξη εργασιών	Μον. Μετρ.	Α.Τ.	Ποσότητες		Τιμή Μονάδας (Ευρώ)	Δαπάνη (Ευρώ)	
				Εγκ/μένες Πρίσμου	Εκτελε-σθείσες		Μερική (Ευρώ)	Ολική (Ευρώ)
Αρχική σύμβαση								
Εργασίες προϋπολογισμού								
1. Σύμμικτη								
1	Φέροντα στοιχεία από σιδηροδοκούς ή κοιλοδοκούς ύψους ή πλευράς έως 160 mm	kg	1	932,00	932,00	2,60	2.423,20	
2	Φέροντα στοιχεία από σιδηροδοκούς ή κοιλοδοκούς ύψους ή πλευράς >160 mm	kg	2	37.984,00	37.984,00	2,80	106.355,20	
3	Μόνιμο μεταλλότυπο σύμμικτης πλάκας ενδεικτικού τύπου Symdeck73, πάχους 1 mm	m ²	3	378,00	378,00	21,00	7.938,00	
4	Προμήθεια, μεταφορά επί τόπου, διάστρωση και συμπύκνωση σκυροδέματος με χρήση αντλίας ή πυργόγερανού για κατασκευές από σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25	m ³	4	56,70	56,70	85,00	4.819,50	
Άθροισμα: 1. Σύμμικτη							121.535,90	121.535,90
Σύνολο : Εργασίες προϋπολογισμού							121.535,90	121.535,90

Η εξαγωγή του ως άνω προϋπολογισμού έγινε με την βοήθεια του προγράμματος ACE ERP – Εργολήπτης.

➤ Συμβατική κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος

Πίνακας 5.4 Ολικός όγκος απαιτούμενου σκυροδέματος γραμμικών μελών

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kG/m)	Bar weight (kG)	Total weight (kG)	Volume (m ³)
C20/25						
B R25x45	12	3,00	281,40	844,21	10131	4,05
B R25x45	12	4,00	281,40	1125,61	13507	5,40
B R25x45	12	4,50	281,40	1266,32	15196	6,08
B R30x50	6	3,00	375,20	1125,61	6754	2,70
B R30x50	6	4,00	375,20	1500,82	9005	3,60
B R30x50	18	4,50	375,20	1688,42	30392	12,15
C R40x40	45	3,60	400,22	1440,79	64835	25,92
Total per sections						
B R25x45	36	138,00	281,40	38833,67	38834	15,52
B R30x50	30	123,00	375,20	46150,16	46150	18,45
C R40x40	45	162,00	400,22	64835,35	64835	25,92
Total					149819	59,89

Πίνακας 5.5 Ολικός όγκος σκυροδέματος πλακών

Type	Number	Thickness (cm)	Unit weight (kG/m ²)	Area (m ²)	Volume (m ³)	Total weight (kG)
C20/25						
20 CONCR	24	20,0	500,27	378,00	75,60	189103
Total				378,00	75,60	189103

Ο συνολικός όγκος απαιτούμενου σκυροδέματος ανέρχεται στα 136m³.

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται αναλυτικά οι απαιτούμενες ποσότητες σε ξυλότυπο και σίδερα .

Πίνακας 5.6 Συνολικές ποσότητες σε ξυλοτύπους - σίδερα

μέλη κατασκευής	Ποσότητα (τεμ)	ξυλότυπος(m ²)/μέλος	ξυλότυπος(m ²)	σίδερα(kg)/μέλος	σίδερα(kg)
πλάκα/όροφο	3	126,00	378,00	2.010,00	6.030,00
δοκάρι	66	6,45	425,70	130,00	8.580,00
υποστύλωμα	45	5,50	247,50	160,00	7.200,00
σύνολο			1.051,20		21.810,00

Πίνακας 5.7 Ενδεικτικός προϋπολογισμός συμβατικής κατασκευής

Α/Α	Ένδειξη εργασιών	Μον. Μετρ.	Α.Τ.	Ποσότητες		Τιμή Μονάδας (Ευρώ)	Δαπάνη (Ευρώ)	
				Εγκ/μένες Πρίσμου	Εκτελε-σθείσες		Μερική (Ευρώ)	Ολική (Ευρώ)
	Αρχική σύμβαση							
	Εργασίες προϋπολογισμού							
	1. Συμβατική							
1	Προμήθεια, μεταφορά επί τόπου, διάστρωση και συμπύκνωση σκυροδέματος με χρήση αντλίας ή πυργογερανού για κατασκευές από σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25	m ³	1	136,00	136,00	85,00	11.560,00	
2	Χαλύβδινοι σπλισμοί σκυροδέματος, κατηγορίας B500C.	kg	2	21.810,00	21.810,00	1,10	23.991,00	
3	Ξυλότυποι συνήθων χυτών κατασκευών	m ²	3	1.051,20	1.051,20	16,00	16.819,20	
	Άθροισμα: 1. Συμβατική						52.370,20	52.370,20
	Σύνολο : Εργασίες προϋπολογισμού							52.370,20

Ομοίως με την σύμμικτη, η εξαγωγή του ως άνω προϋπολογισμού έγινε με την βοήθεια του προγράμματος ACE ERP – Εργολήπτης.

Κόστος σύμμικτης: 120.000,00€ > Κόστος συμβατικής: 50.000,00€

6. Συμπεράσματα

Φτάνοντας προς το τέλος αυτής της εργασίας, θα παραθέσουμε συγκεντρωτικά τις διαφορές που εντοπίσαμε ανάμεσα στις δύο κατασκευές που μελετήσαμε.

1. Βάρος κατασκευών

Βάρος σύμμικτης

Central moments of inertia of a structure

$$I_x = 10905466.599 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 14528164.504 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 15064795.565 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Mass} = 578280.854 \text{ (kg)}$$

Βάρος συμβατικής

Central moments of inertia of a structure

$$I_x = 15823392.625 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 25025002.342 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 24023809.654 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Mass} = 896010.840 \text{ (kg)}$$

Όπως παρατηρούμε και όπως ήταν αναμενόμενο, η σύμμικτη κατασκευή είναι πολύ πιο ελαφριά από την συμβατική καθώς $F_z, \text{σύμμικτης} = 5.782,81\text{kN} > F_z, \text{συμβατικής} = 8.960,10\text{kN}$.

Κατά την διάρκεια ενός ενδεχόμενου σεισμού λοιπόν, η σύμμικτη κατασκευή συμπεριφέρεται καλύτερα, καθώς όσο πιο ελαφριά είναι μια κατασκευή τόσο λιγότερο καταπονείται κατά την διάρκεια ενός σεισμού, συνεπώς τόσο λιγότερες παραμορφώσεις δέχεται.

Το βάρος των κατασκευών μπορούμε επίσης εύκολα να το υπολογίσουμε παίρνοντας τις αντιδράσεις στήριξης από τα ίδια βάρη.

2. Ιδιοπερίοδος – Δυσκαμψία κατασκευών

Ιδιοπερίοδοι σύμμικτης : $T_1=1,14\text{s}$, $T_2=0,93\text{s}$

Ιδιοπερίοδοι συμβατικής: $T_1=0,65\text{s}$, $T_2=0,61\text{s}$

Τα αποτελέσματα αυτά είναι λογικά καθώς όπως είδαμε και παραπάνω, η συμβατική κατασκευή είναι πιο βαριά από την σύμμικτη. Έτσι, οι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα ταλαντώνονται με μεγαλύτερη συχνότητα, καθώς όπως γνωρίζουμε τα μεγέθη περίοδος-συχνότητα είναι αντιστρόφως ανάλογα.

3. Μετακινήσεις οροφής

Οι μετακινήσεις οροφής, όπως είδαμε αναλυτικά σε προηγούμενο κεφάλαιο, προέκυψαν μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες της συμβατικής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος, και συγκεκριμένα:

$$\Delta_{top, \text{σύμμικτης}} = 7,5\text{cm} > \Delta_{top, \text{συμβατικής}} = 5,6\text{cm}$$

4. Υψηλές προδιαγραφές κατασκευής

Στη σύμμικτη κατασκευή, τα μεταλλικά στοιχεία κατασκευάζονται στο εργοστάσιο κάτω από παρακολούθηση ανθρωπίνου δυναμικού όπως και υπολογιστικών προγραμμάτων. Τα κριτήρια παραγωγής του χάλυβα ακολουθούν διεθνής στάνταρ, φέροντας πιστοποιήσεις (ISO) και ελέγχονται επίσης από κρατικούς φορείς. Σε αντίθετη περίπτωση στην συμβατική κατασκευή η αντοχή ελέγχεται στο εργοτάξιο είτε σε εργαστήριο. Επομένως μονάχα ο δομικός χάλυβας έχει συγκεκριμένη αντοχή, ομοιόμορφη και σταθερή, δηλαδή είναι πιο αξιόπιστο υλικό.

5. Κόστος κατασκευών

Όπως είδαμε στην παράγραφο της προμέτρησης, το κόστος της σύμμικτης κατασκευής προέκυψε κατά ποσοστό μεγαλύτερο του 50% από αυτό της συμβατικής και συγκεκριμένα: 120.000€ >> 52.000€.

Ωστόσο, τα ποσά αυτά δεν είναι ακριβώς αντιπροσωπευτικά του τελικού κόστους των δύο κατασκευών για τους εξής λόγους:

- a. Ο χρόνος ολοκλήρωσης των δύο κατασκευών διαφέρει σημαντικά. Για παράδειγμα, μία διώροφη σύμμικτη κατοικία όπως αυτή που μελετάμε χρειάζεται περίπου 1-3 εβδομάδες ολοκλήρωσης, όταν μια όμοια συμβατική χρειάζεται περίπου 6-9 εβδομάδες. Συνεπώς, εάν στο διάστημα αυτό λάβουμε υπόψη το κόστος των εργατικών, το οποίο κυμαίνεται κατά μέσο όρο στα 60€/ημέρα, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η διαφορά ανάμεσα στις δύο κατασκευές αρχίζει και μειώνεται αισθητά.
- b. Το κόστος των θεμελίων μιας σύμμικτης είναι μικρότερο της συμβατικής, αφού η σύμμικτη είναι πολύ πιο ελαφριά. Επίσης, αναλογικά λιγότερα είναι και τα έξοδα των χωματουργικών εργασιών.
- c. Εάν λάβουμε υπόψη το γεγονός ότι με τον χάλυβα μπορούμε να πετύχουμε πολύ μεγαλύτερα ανοίγματα σε σύγκριση με το οπλισμένο σκυρόδεμα, καταλήγουμε στο ότι τα έξοδα μιας συμβατικής κατασκευής, η οποία θα χρειάζεται αυξημένες ποσότητες σκυροδέματος και οπλισμού, αυξάνονται αρκετά.

Βέβαια, στο σημείο αυτό να τονίσουμε ότι στους δύο προϋπολογισμούς έχουμε βάλει τις πιο βασικές εργασίες παραλείποντας άλλες, όπως η πυράντοχη βαφή του δομικού χάλυβα της σύμμικτης κατασκευής, η οποία είναι απαραίτητη, καθώς ο δείκτης πυραντίστασης είναι μηδενικός για τα μεταλλικά στοιχεία. Το οπλισμένο σκυρόδεμα έχει δείκτη πυραντίστασης 60-90min.

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω μπορούμε να πούμε ότι η διαφορά κόστους μεταξύ των δύο κατασκευών μειώνεται και κυμαίνεται από 40-60%.

Ακόμη, για μία σύμμικτη κατασκευή προβλέπεται μειωμένη εισφορά στα ένσημα Ι.ΚΑ. (50% λιγότερο από τη συμβατική).

6. Ενεργειακή απόδοση και διάρκεια ζωής

Με την εξωτερική θερμομόνωση επιτυγχάνονται άριστοι ενεργειακοί δείκτες βάση των περιορισμών που έχει θεσπίσει ο ΚΕΝΑΚ τα τελευταία χρόνια στις οικοδομικές άδειες.

Η διάρκεια ζωής μίας σύμμικτης κατασκευής μπορεί να είναι ακόμη και διπλάσια από τη διάρκεια ζωής μιας συμβατικής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος.

7. Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι.,Ερμόπουλος Ι.,Ιωαννίδης Γ.(2013) «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι.(2010) «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι.(2003) «Σιδηρές κατασκευές-Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
4. Ερμόπουλος Ι.(2005) «Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών-Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
5. Βάγιας Ι.Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.(2013) «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
6. CEN(2002),EN1990,Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού»
7. CEN(2002),EN1991-1-1,Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1 :Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια
8. CEN(2005),EN1991-1-4,Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4 :Γενικές δράσεις- Δράσεις ανέμου
9. CEN(2003),EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές»,Μέρος1-5:Γενικές δράσεις-Θερμικές δράσεις
10. CEN(2005),EN1993-1-1,Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1 :Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
11. CEN(2005),EN1993-1-8,Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων
12. CEN(2005),EN1994-1-1,Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1 :Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
13. CEN(2004),EN1998-1,Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1 :Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια
14. Ερμόπουλος Ι. (2008) «Ευρωκώδικας 1, βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2η πλήρως αναθεωρημένη έκδοση σύμφωνα με τα τελικά κείμενα του Ευρωκώδικα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
15. Τάσιος Θ.Π., Γιαννόπουλος Π.Ι., Τρέζος Κ.Γ., Τσουκαντάς Σ.Γ., (2005). «Οπλισμένο σκυρόδεμα, Με βάση τον νέο ελληνικό κανονισμό σκυροδέματος». Έκδοση Ε. Μ. Πολυτεχνείου, Αθήνα 7

16. Τάσιος Θ.Π., (1999). «Κατασκευές και θεμελιώσεις από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα» Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
17. Eurocode 0: Basis of structural design
18. Eurocode 1: Actions on structures
19. Eurocode 2: Design of concrete structures
20. Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance
21. Κατσικαδέλης Ι.Θ. (2012). «Δυναμική ανάλυση των κατασκευών». Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
22. Chopra A., (2007). «Δυναμική των κατασκευών, Τρίτη έκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα
23. Μανώλης Παπαδρακάκης, (2013). «Μαθήματα Στατικής V Πλαστική Ανάλυση ραβδωτών φορέων». Εκδόσεις Τσότρας, Αθήνα.
24. Ιγνατάκης Χρήστος, (). «Διαμόρφωση και Λεπτομέρειες Όπλισης Δομικών Στοιχείων από Σκυρόδεμα». 2η Έκδοση
25. <https://www.elastron.gr>