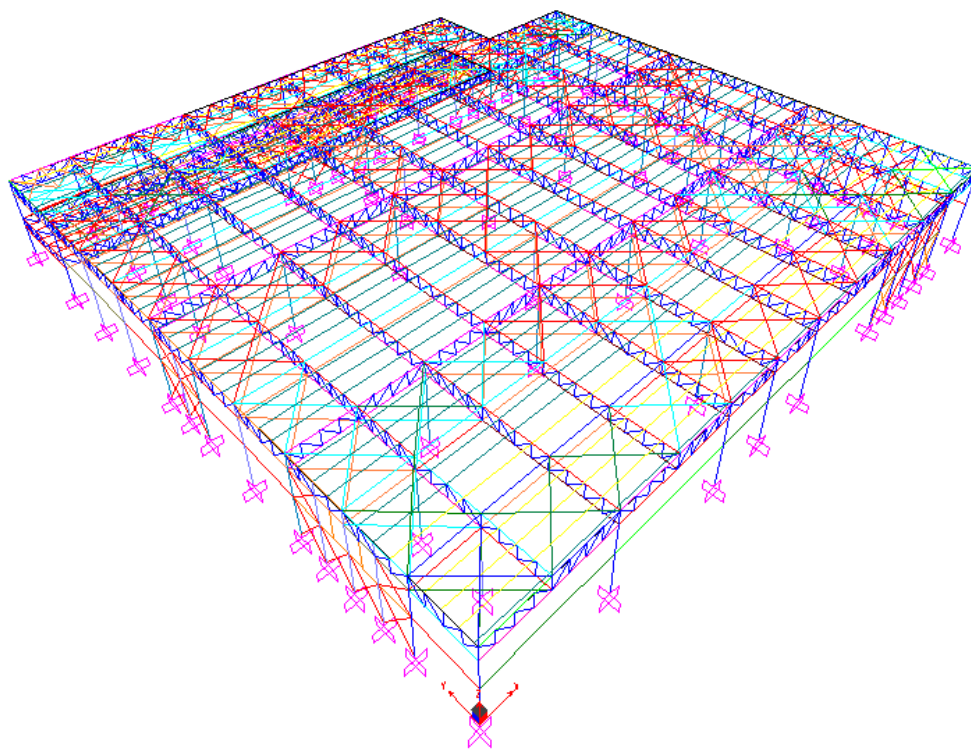




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Σχεδιασμός Εμπορικού Μεταλλικού Κτιρίου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΚΑΛΛΙΡΡΟΗ Ι. ΚΑΤΩΠΟΔΗ

Επιβλέπων: Γεώργιος Ιωαννίδης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΕΜΚ ΔΕ 2013/56
Αθήνα, Μάρτιος 2013

Κατωπόδη Κ. Ι. (2013).
Σχεδιασμός εμπορικού μεταλλικού κτιρίου
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/56
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Katopodi K. I. (2013).
Design of a commercial metallic building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/56
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Σελ.

<u>ΠΕΡΙΛΗΨΗ</u>	5
<u>ABSTRACT</u>	6
<u>ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ</u>	7
<u>Κεφάλαιο 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ</u>	8
<u>1.1</u> Αντικείμενο μελέτης	8
<u>1.2</u> Δομή και ιδιότητες του χάλυβα	8
<u>1.3</u> Ανάπτυξη των μεταλλικών κατασκευών	11
<u>1.4</u> Πλεονεκτήματα – Μειονεκτήματα του χάλυβα στις κατασκευές	16
<u>Κεφάλαιο 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ-ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΛΕΤΗΣ</u>	18
<u>2.1</u> Γενική περιγραφή κτιρίου	18
<u>2.2</u> Αρχιτεκτονικές απαιτήσεις και διαμόρφωση στατικού φορέα	19
<u>2.3</u> Στατικό σύστημα – Δομικά στοιχεία	20
<u>2.4</u> Εδαφικές συνθήκες	24
<u>Κεφάλαιο 3. ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ –</u>	
<u>ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ</u>	25
<u>3.1</u> Ποιότητα υλικών κατασκευής	25
<u>3.2</u> Φορτίσεις κατασκευής	27
<u>3.2.1</u> Μόνιμα φορτία	28
<u>3.2.2</u> Κινητά (μεταβλητά) φορτία	28
<u>3.2.3</u> Δράσεις ανέμου	28
<u>3.2.4</u> Θερμοκρασιακές μεταβολές	36
<u>3.2.5</u> Φορτίο χιονιού	37
<u>3.2.6</u> Σεισμικές δράσεις	38
<u>3.3</u> Βάσεις σχεδιασμού – Δράσεις – Συνδυασμοί δράσεων	44
<u>3.3.1</u> Γενικά – Θεμελιώδεις απαιτήσεις – Οριακές καταστάσεις	44
<u>3.3.2</u> Οριακή κατάσταση αστοχίας	46

3.3.3	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	47
3.3.4	Συνδυασμοί δράσεων κτιρίου	47

Κεφάλαιο 4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ (ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

	– ΕΛΕΓΧΟΙ)	49
4.1	Εισαγωγή – Ανάλυση φορέα – Μέθοδοι ανάλυσης.....	49
4.2	Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3	52
4.3	Ανάλυση κτιρίου με το SAP2000	59
4.3.1	Πρόγραμμα SAP2000	59
4.3.2	Προσομοίωση φορέα – Διαστασιολόγηση στοιχείων κατασκευής	60
4.3.3	Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας	73
4.3.4	Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	78
4.3.5	Γωνιακή παραμόρφωση	82
4.4	Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας	83
4.5	Έλεγχος σύμμικτης πλάκας	85

Κεφάλαιο 5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

5.1	Εισαγωγή	93
5.2	Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας – υποστυλώματος	94
5.3	Σύνδεση κύριας δοκού – δευτερεύουσας δοκού	96
5.4	Αποκατάσταση συνέχειας δοκού	98
5.5	Έλεγχος κόμβου δικτύωματος με ορθοστάτη	100
5.6	Έδραση υποστυλώματος	102

Κεφάλαιο 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΜΚ ΔΕ 2013/56

Σχεδιασμός εμπορικού μεταλλικού κτιρίου

Κατωπόδη Κ. Ι. (Επιβλέπων: Ιωαννίδης Γ.)

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο μελέτης τον σχεδιασμό – ανάλυση και διαστασιολόγηση – ενός μονώροφου εμπορικού κτιρίου, μεγάλης έκτασης σε κάτοψη και περιορισμένο εσωτερικό σύμμικτο μεσοπάτωμα, με φέρων οργανισμό από χάλυβα, με πλήρη εφαρμογή των διατάξεων των Ευρωκωδίκων (EN 1990, 1991, 1993, 1994 και 1998). Η επίλυση του κτιρίου έγινε με χρήση του λογισμικού SAP2000 v.14.2.2, ενώ ο έλεγχος επάρκειας της σύμμικτης πλάκας με τη χρήση του προγράμματος SymDeck Designer. Αναλυτικότερα, η δομή της εργασίας είναι η εξής:

Στο **πρώτο κεφάλαιο** αναφέρονται το αντικείμενο μελέτης, οι κανονισμοί που χρησιμοποιήθηκαν, καθώς και γενικά στοιχεία που αφορούν το χάλυβα ως δομικό υλικό και τις μεταλλικές κατασκευές.

Στο **δεύτερο κεφάλαιο** γίνεται η περιγραφή του κτιρίου και δίνονται πληροφορίες για τη γεωμετρία, τις διαστάσεις και τα δομικά του στοιχεία. Αναλύεται η αρχιτεκτονική και η κατασκευή του έργου και παρατίθενται στοιχεία σχετικά με τον φέροντα οργανισμό του.

Στο **τρίτο κεφάλαιο** παρουσιάζονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των φορτίων που καταπονούν την κατασκευή, ενώ παρατίθενται και οι συνδυασμοί δράσεων με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση.

Στο **τέταρτο κεφάλαιο** περιγράφεται η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του φορέα μας. Αρχικά, διατυπώνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Στη συνέχεια παρουσιάζεται το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την επίλυση του κτιρίου, το οποίο είναι το SAP2000, και το μοντέλο – προσομοίωμα του κτιρίου όπως εισήχθη στο πρόγραμμα. Ακολούθως, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης και επιβεβαιώνεται η επάρκεια των διατομών τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και λειτουργικότητας. Κλείνοντας, γίνεται ενδεικτικός ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας και έλεγχος της σύμμικτης πλάκας.

Στο **πέμπτο κεφάλαιο** περιγράφονται ο σχεδιασμός και ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών του φορέα. Ενδεικτικά, παρουσιάζονται συνδέσεις κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας, κύριας δοκού- δευτερεύουσας δοκού, αποκατάσταση συνέχειας δοκού και έδραση υποστυλώματος.

Τέλος, στο **έκτο κεφάλαιο** παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκπόνηση της εργασίας.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2011/04

Design of a commercial metallic building
Katopodi K. I. (supervised by Ioannidis G.)

ABSTRACT

This diploma thesis deals with the study -analysis and design – of a single-storey commercial building, large scaled in plan, with a structural system of steel and an interior, composite, mezzanine, under the requirements of Eurocodes (EN 1990, 1991, 1993 , 1994 and 1998). The resolution of the building was performed using SAP2000 v.14.2.2 software, whereas the control of adequacy of the composite slab using SymDeck Designer. More specifically, the structure of this paper is given below:

In the **first chapter**, the case study, the web of regulations, as well as general information on steel as a building material and steel constructions are described.

The **second chapter** contains the description of the building and provides information about its geometry, dimensions and structural elements. It analyzes the architecture and construction of the project and provides information about its structural system.

In the **third chapter**, the properties of the materials that were used and the loads acting on the construction are described. Moreover, the load combinations, on which the analysis and dimensioning are based, are determined.

The **fourth chapter** describes the analysis and dimensioning of our structure. Initially, are described the necessary checks according to Eurocode 3. Subsequently, the software used to analyze the dynamic modal response spectrum analysis of the structure, which is SAP2000, is presented, as well as the model of the building used in SAP2000. Then, the results of checks at the Ultimate Limit State and Serviceability are presented. Finally, a check of the composite slab is made.

In the **fifth chapter** typical joints are tested, such as the joints between column-beam, beam- secondary beam etc.

Finally, in the **sixth** and conclusive **chapter** of the thesis, the results are summarized and conclusions are mentioned.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Γεώργιο Ιωαννίδη, Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών, για την ουσιαστική συμβολή, την επίβλεψη και την επιστημονική του καθοδήγηση στην εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας.

Επίσης, οφείλω να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στις υποψήφιες διδάκτορες του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών για τη συμβολή τους στην κατανόηση του λογισμικού προγράμματος SAP2000.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένειά μου για την ηθική υποστήριξη και ειδικά στην αδερφή μου Δέσποινα για την αμέριστη συμπαράσταση και βοήθεια καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Αθήνα, Μάρτιος 2013

Κεφάλαιο 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

1.1 Αντικείμενο μελέτης

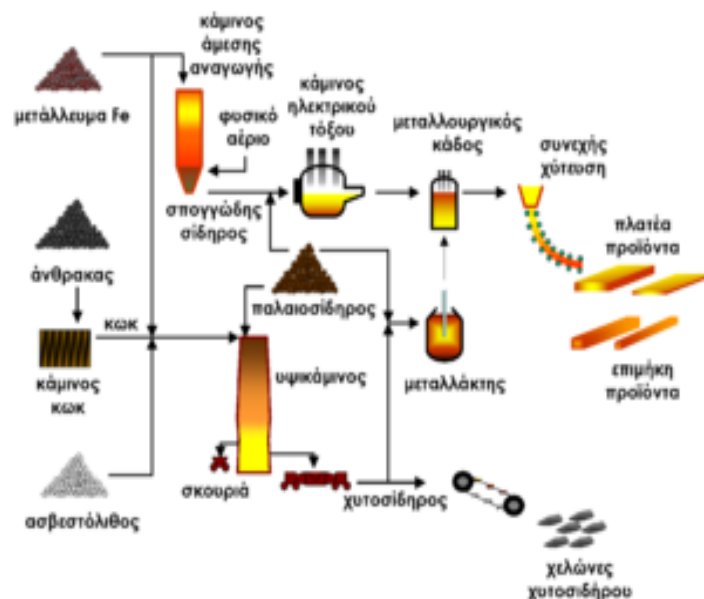
Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη (ανάλυση και διαστασιολόγηση) ενός μονώροφου μεταλλικού κτιρίου εμπορικής χρήσης με εσωτερικό ημιώροφο-πατάρι, αποτελούμενου κυρίως από υποστυλώματα και δικτυώματα στοιχείων κοίλων τετραγωνικών διατομών. Η υπό μελέτη κατασκευή σχεδιάστηκε στα πρότυπα υπάρχοντος κτιρίου ΙΚΕΑ στη Σόφια Βουλγαρίας. Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή SAP2000 v. 14.2.2 και βασίστηκε στους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993, 1994 και 1998 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν:

- ✓ Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού
- ✓ Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις Κατασκευές
- ✓ Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- ✓ Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- ✓ Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός

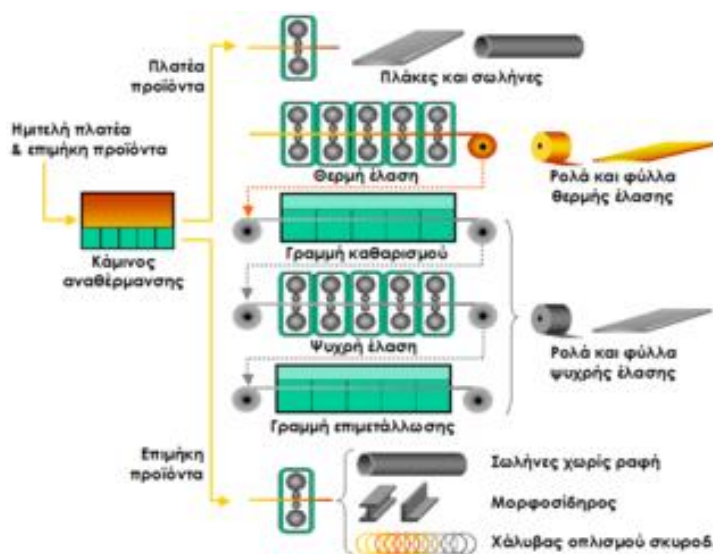
1.2 Δομή και ιδιότητες του χάλυβα

Η παραγωγή του χάλυβα πραγματοποιείται με τρεις βασικές μεθόδους:

- 1) Με αναγωγή σιδηρομεταλλευμάτων σε υψικάμινο για την παραγωγή χυτοσίδηρου, και τη μετατροπή του χυτοσίδηρου σε χάλυβα μέσα σε μεταλλάκτη με εμφύσηση οξυγόνου,
- 2) Με την άμεση αναγωγή σιδηρομεταλλευμάτων (δηλ. αναγωγή σε στερεά κατάσταση) σε φρεατώδη κάμινο για την παραγωγή σπογγώδους σιδήρου (αγγλ., Direct Reduced Iron ή DRI), και τη μετατροπή του σπογγώδους σιδήρου σε χάλυβα μέσα σε κάμινο (κλίβανο) ηλεκτρικού τόξου, και
- 3) Με την ανάτηξη παλαιοσιδήρου (σκραπ) σε κάμινο (κλίβανο) ηλεκτρικού τόξου (Electric Arc Furnace - EAF).



Σχήμα 1.1. Σχηματικό διάγραμμα της παραγωγής χυτοσίδηρου και ημιτελών προϊόντων χάλυβα.



Σχήμα 1.2. Σχηματικό διάγραμμα της παραγωγής τελικών προϊόντων χάλυβα.

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων κτιριακών και λοιπών έργων. Είναι κράμα με βασικό συστατικό το σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία, όπως Άνθρακας (C), Μαγγάνιο (Mn), Πυρίτιο (Si), Νικέλιο (Ni), Χαλκός (Cu), Χρώμιο (Cr), Μολυβδαίνιο (Mo), Βανάδιο (V), Ζιρκόνιο (Zr), Θείο (S), Φώσφορος (P), ορισμένα εκ των οποίων είναι ανεπιθύμητα, επειδή επηρεάζουν δυσμενώς κάποια χαρακτηριστικά του χάλυβα.

Η ποσοστιαία συμμετοχή των στοιχείων αυτών προσδιορίζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα (αντοχή, συγκολλησιμότητα, ευαισθησία στη διάβρωση,

ολκιμότητα), μικρή δε μεταβολή της αναλογίας αυτής οδηγεί στη δημιουργία άλλου είδους χάλυβα. Έτσι, αναφορικά με την περιεκτικότητα σε άνθρακα, που είναι από τα κυριότερα συστατικά του χάλυβα, αυτή ποικίλει από 0,15% έως 1,70%, οι συνήθεις δε δομικοί χάλυβες έχουν περιεκτικότητα σε άνθρακα μεταξύ 0,15% και 0,29%.

Οι κυριότερες **φυσικές ιδιότητες** του δομικού χάλυβα, με μεγάλη σημασία για τις μεταλλικές κατασκευές, είναι:

- ▶ Ο υψηλός συντελεστής θερμικής διαστολής
- ▶ Η μεγάλη θερμική αγωγιμότητα
- ▶ Η ελατότητα (δηλαδή η δυνατότητα μορφοποίησης του σε επίπεδα ελάσματα)
- ▶ Η ολκιμότητα (δηλαδή η δυνατότητα μορφοποίησης του σε σύρματα).

Οι δύο πρώτες φυσικές ιδιότητες χαρακτηρίζουν και την ευαισθησία του υλικού στις θερμοκρασιακές μεταβολές και τη φωτιά.

Οι κυριότερες **μηχανικές ιδιότητες** του δομικού χάλυβα, καθοριστικές για τη χρήση του στη δόμηση, είναι:

- ▶ Η μεγάλη αντοχή στα διάφορα είδη καταπονήσεων (θλίψη, κάμψη, εφελκυσμός). Χρησιμοποιούνται λεπτές διατομές με μικρό ίδιο βάρος και επιτυγχάνεται οικονομία υλικού και χώρου.
- ▶ Το μεγάλο μέτρο ελαστικότητας ($E=2.1 \times 10^5$ MPa)

Σε αυτές οφείλονται οι τόσο υψηλές αντοχές του υλικού, με ανάπτυξη μικρών παραμορφώσεων.

- Ποιότητες του χάλυβα

Οι χάλυβες διακρίνονται σε διάφορες κατηγορίες (αγγλ. grades) ανάλογα με την χημική τους σύσταση, την περαιτέρω κατεργασία τους, την κρυσταλλική τους δομή και την τελική τους χρήση.

Ως προς την χημική τους σύσταση, οι χάλυβες ταξινομούνται ως εξής:

- Κοινοί ή ανθρακούχοι χάλυβες (αγγλ. carbon steels). Περιέχουν άνθρακα (έως 2,06%) και μικρό ποσοστό μαγγανίου (έως 1,65%), πυριτίου (έως 0,6%) και χαλκού (έως 0,6%). Χρησιμοποιούνται πολύ και συγκολλούνται εύκολα. Με βάση τον περιεχόμενο άνθρακα, οι κοινοί χάλυβες διακρίνονται στις εξής υποκατηγορίες:
 - χάλυβες χαμηλού άνθρακα ή μαλακοί χάλυβες (αγγλ. mild steels • $C < 0,30\%$),
 - χάλυβες μέτριου άνθρακα (αγγλ. medium carbon steels • $0,30\% < C < 0,60\%$),
 - χάλυβες υψηλού άνθρακα (αγγλ. high carbon steels • $0,60\% < C < 1,00\%$) και

- χάλυβες πολύ υψηλού άνθρακα (αγγλ. ultra-high carbon steels • $1,00\% < C < 2,00\%$).
- Κραματωμένοι χάλυβες (αγγλ. alloy steels), δηλ. κράματα σιδήρου με άλλα μέταλλα σε σημαντική περιεκτικότητα. Τέτοιοι είναι:
 - οι ελαφρά κραματωμένοι χάλυβες ή χάλυβες χαμηλής κραμάτωσης, που περιέχουν συνήθως χρώμιο, μολυβδαίνιο, βανάδιο, νικέλιο κ.λπ. σε συνολικό ποσοστό που δεν ξεπερνά το 10 % κ.β., όπως π.χ. οι εργαλειοχάλυβες ($0,7\% < C < 1,4\%$, $Mn < 0,3\%$) και
 - οι ισχυρά κραματωμένοι χάλυβες ή χάλυβες υψηλής κραμάτωσης, όπως οι ανοξείδωτοι χάλυβες ($Cr > 10,5\%$), οι ταχυχάλυβες ($C \sim 0,7\%$, $Cr \sim 4,0\%$, $5,0\% < Mo < 10\%$, $1,5\% < W < 18,0\%$, $0\% < Co < 8,0\%$), κ.λπ.

Ανάλογα με την περαιτέρω κατεργασία τους, οι χάλυβες διακρίνονται σε:

- ❖ χάλυβες διαμόρφωσης, που υφίστανται περαιτέρω μηχανική κατεργασία (έλαση, διέλαση, κ.λπ.), και
- ❖ χυτοχάλυβες, που παράγονται απευθείας με χύτευση υπό μορφή πλινθωμάτων («χελωνών») και επαναχυτεύονται για την κατασκευή διαφόρων εξαρτημάτων.

Τέλος, συχνά γίνεται λόγος για φερριτικούς, περλιτικούς, μαρτενσιτικούς, μπαινιτικούς κ.λπ. χάλυβες ανάλογα με την κύρια κρυσταλλική φάση τους.

Η ονοματολογία των χαλύβων γίνεται σύμφωνα με διάφορα συστήματα τυποποίησης όπως DIN, ASTM, ΕΛΟΤ κ.λπ. Συχνά υπάρχει αντιστοιχία ανάμεσα στο όνομα μιας κατηγορίας χάλυβα και την αντοχή της συγκεκριμένης κατηγορίας χάλυβα σε εφελκυσμό. Για παράδειγμα, το πρότυπο ΕΛΟΤ 1421-3 ορίζει ότι ο χάλυβας B500C πρέπει να έχει όριο διαρροής μεγαλύτερο από 500 MPa (500 N/mm^2).

1.3 Ανάπτυξη των μεταλλικών κατασκευών

Ο όρος «μεταλλικές κατασκευές» (ή ακόμη και σιδηρές κατασκευές), έχει επικρατήσει να αναφέρεται κυρίως σε κατασκευές με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Ανάλογα με το είδος της καταπόνησης των μελών τους, αλλά και τη μορφή τους, οι μεταλλικές κατασκευές διακρίνονται στις ακόλουθες τρεις κυρίως κατηγορίες, οι οποίες εμφανίζονται είτε μεμονωμένα, είτε και σε συνδυασμό μεταξύ τους :

► Πλαισιωτές κατασκευές

Πρόκειται για επίπεδους ή χωρικούς φορείς που συντίθεται από ραβδωτά κυρίως μέλη, μέσω στερεών ή αρθρωτών κόμβων. Τα μέλη των κατασκευών της κατηγορίας αυτής καταπονούνται από αξονικές και διατμητικές δυνάμεις, καθώς και καμπτικές και στρεπτικές ροπές. Βιομηχανικά κτίρια και πολυώροφα κτίρια γραφείων, αποθηκευτικοί χώροι, χωροδικτυώματα, διάφορες μορφές σιδηρών γεφυρών, είναι μερικές από τις κατασκευές που ανήκουν στην κατηγορία αυτή.

► Κελυφωτές κατασκευές

Συντίθενται κυρίως από επιφανειακά μέλη (επίπεδα ή καμπυλωμένα χαλύβδινα φύλλα), με προεξάρχουσα καταπόνηση τον εφελκυσμό. Πολλές φορές συνδυάζονται και με ραβδωτά μέλη, τα οποία είτε προσδίδουν ακαμψία στο φορέα, ή ακόμη μεταφέρουν μέρος των φορτίων στο έδαφος. Στην κατηγορία αυτή παραδείγματος χάριν ανήκουν οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, σιλό, καπνοδόχοι και το κυρίως σώμα των πλοίων, αεροπλάνων και διαστημικών σκαφών.

► Αναρτημένες κατασκευές

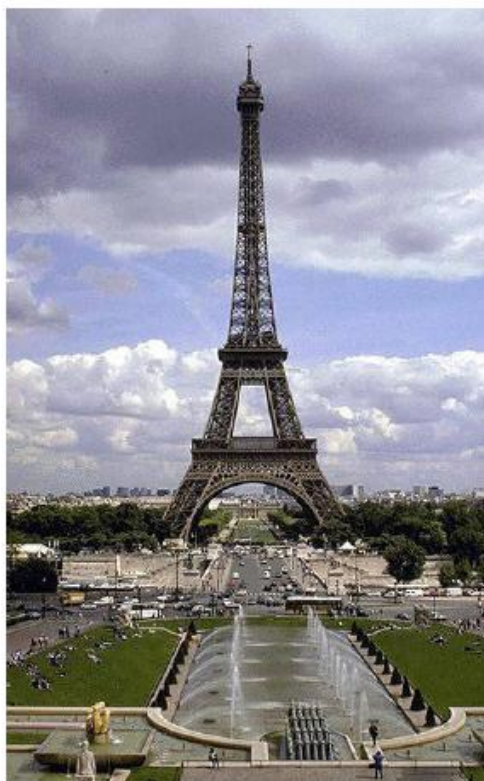
Στις κατασκευές αυτές το βασικό κατασκευαστικό στοιχείο είναι τα καλώδια (ευθύγραμμα ή καμπυλωμένα), τα οποία υπόκεινται σε εφελκυστικές δυνάμεις. Οι οροφές χώρων μεγάλης επιφάνειας και οι κρεμαστές γέφυρες αποτελούν χαρακτηριστικά δείγματα της κατηγορίας αυτής.

Στην Ελλάδα κτίρια με φέροντα οργανισμό από χάλυβα κατασκευάζονται εδώ και αρκετά χρόνια, από τότε που η ύπαρξη του χάλυβα και η τεχνογνωσία για την εκμετάλλευσή του έκαναν την πρώτη τους εμφάνιση, κάπου στις αρχές του 20ου αιώνα, ενώ εκτός Ελλάδας εμφανίστηκαν πολύ νωρίτερα.

Τα τελευταία χρόνια ο δομικός χάλυβας εξυπηρετεί ένα ευρύ φάσμα της κατασκευαστικής δραστηριότητας διεκδικώντας έτσι κυρίαρχο ρόλο έναντι των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι λόγοι που δε συμμετείχε για τόσους αιώνες στις δομικές κατασκευές ήταν η μικρή ανθεκτικότητα του στις ατμοσφαιρικές αλλαγές (αφού οι μεταλλικές κατασκευές βρίσκονται συνήθως σε εξωτερικούς χώρους και αντιμετωπίζουν την άμεση επίδραση των καιρικών συνθηκών και των χημικών επιδράσεων του περιβάλλοντος), όπως επίσης και η δύσκολη και περιορισμένη παραγωγή του. Η χρήση του χάλυβα υπαγορεύτηκε αρχικά στη γεφυροποιία και στις βιομηχανικές κατασκευές (εγκαταστάσεις, στέγαστρα, αποθήκες, κλπ.), από την ανάγκη κάλυψης μεγάλων ανοιγμάτων, και στα κτίρια, από την απαίτηση όλο και μεγαλύτερου ύψους. Οι πρώτες σιδηρές γέφυρες (Σχ. 1.3) και τα πρώτα σιδηρά βιομηχανικά οικοδομικά έργα πραγματοποιήθηκαν στην Ευρώπη το 19^ο αιώνα (Σχ. 1.4), αρχής γενομένης από την Αγγλία, ως έκφραση της βιομηχανικής επανάστασης.



Σχήμα 1.3. Γέφυρα Coalbrookdale, Αγγλία (1779).



Σχήμα 1.4. Πύργος του Eiffel, Παρίσι (1876).

Απεναντίας, η πρώτη χρήση του χάλυβα σε κτίρια έγινε στους ουρανοξύστες της Αμερικής ιδιαίτερα στο Σικάγο, κατά τις αρχές του 20^{ου} αιώνα (Σχ. 1.5).



Σχήμα 1.5. Empire State Building, Νέα Υόρκη (1931).

Στην Ευρώπη, και για ένα μεγάλο χρονικό διάστημα μετά το δεύτερο παγκόσμιο πόλεμο, δεν γινόταν χρήση του χάλυβα σε οικοδομικά έργα. Οι κυριότερες αιτίες ήταν η έλλειψη χάλυβα, οι χαμηλές τιμές του σκυροδέματος και το υψηλό κόστος της πυροπροστασίας. Η κατάσταση αυτή άλλαξε ριζικά από τις αρχές του 1980 με την υιοθέτηση των αμερικανικών μεθόδων διαχείρισης fast-track με πρωτοπόρες την Αγγλία και τις σκανδιναβικές χώρες.

Τα πλεονεκτήματα του συγκεκριμένου τρόπου κατασκευής (σε κόστος και χρόνο ανέγερσης) σε συνδυασμό με την ποιότητα κατασκευής ώθησαν τους μελετητές και τους κατασκευαστές να εισάγουν το δομικό χάλυβα και σε κτίρια άλλων χρήσεων (σήραγγες, ιστοί τηλεπικοινωνιών, πολυώροφα κτίρια, σιλό, σταθμοί διοδίων, βιομηχανικά ράφια, κατοικίες). Ο χάλυβας απέκτησε τρόπους κατεργασίας (έλαση, όλκιση και εφέλκυση) που έδωσαν τις σημερινές μορφές και διάφορες διατομές σχημάτων (λαμαρίνες, κοίλες διατομές, σωλήνες, σύρματα κλπ.). Όλες αυτές οι μορφές του χάλυβα τυποποιήθηκαν και συστηματοποιήθηκαν ως προς τις διατομές και τα μεγέθη διεθνώς. Επομένως, με τη βελτίωση των τεχνολογικών συνθηκών και την εξέλιξη των κραμάτων αξιοποιούνται περισσότερο οι θετικές ιδιότητες του χάλυβα και γίνεται πιο εξειδικευμένη η χρήση του στις μεταλλικές κατασκευές.

Μεταξύ των κυριότερων λόγων για τη μεταστροφή αυτή ήταν:

- ❖ Η απαίτηση μειωμένου χρόνου κατασκευής, για να είναι δυνατή η όσο το δυνατόν συντομότερη έναρξη της απόδοσης του επενδύμενου, κυρίως προερχόμενου εκ δανεισμού, κεφαλαίου για την αγορά του ακινήτου και την κατασκευή του κτιρίου.
- ❖ Η απαίτηση αύξησης των ανοιγμάτων που παρέχει μεγαλύτερη ελευθερία στη διαμόρφωση των χώρων και επιτρέπει τροποποιήσεις σε μελλοντικές αλλαγές χρήσης.
- ❖ Η απαίτηση για μικρά στατικά ύψη σε σχέση με την τοποθέτηση των αγωγών εγκαταστάσεων.
- ❖ Η μείωση των τιμών των προϊόντων χάλυβα μέσω αύξησης της παραγωγικότητας, η οποία επιτεύχθηκε με τη χρήση αυτόματων μεθόδων κοπής, διάτρησης και συγκόλλησης.
- ❖ Η μείωση των τιμών της πυροπροστασίας μέσω χρήσης νέων, ελαφρύτερων υλικών προστασίας επί του ακατέργαστου χάλυβα.
- ❖ Η χρήση τυποποιημένων συστημάτων για προσόψεις, διαχωριστικούς τοίχους, κλίμακες κλπ., εύκολα συνδεόμενων με το χαλύβδινο σκελετό.
- ❖ Η εξαιρετική τους αντισεισμική συμπεριφορά.

Έτσι τα χαλύβδινα οικοδομικά έργα θεωρούνται σήμερα σύγχρονες, γρήγορες και οικονομικές κατασκευές (Σχ. 1.6 & 1.7). Το ποσοστό τους στο σύνολο των κτιρίων εξαρτάται από τις τοπικές συνθήκες της κάθε χώρας.



Σχήμα 1.6. Οι πύργοι Petronas Twin Towers, Kuala Lumpur, Malaysia (1994).



Σχήμα 1.7. Το σκέπαστρο του Ο.Α.Κ.Α. στην Αθήνα (2004).

1.4 Πλεονεκτήματα – Μειονεκτήματα του χάλυβα στις κατασκευές

Τα σημαντικότερα **πλεονεκτήματα** κτιριακών φορέων από χάλυβα συνοψίζονται ως εξής :

- ❖ Μείωση των νεκρών φορτίων της κατασκευής
- ❖ Η δυνατότητα επέκτασης και τροποποίησης υφιστάμενων κατασκευών: Λόγω της μεγάλης ποικιλίας διατομών, σχημάτων σύνδεσης των μελών και των μεθόδων σύνδεσης αυτών, μια τροποποίηση μεταλλικού έργου δεν απαιτεί πολύ χρόνο.
- ❖ Δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων: Χρησιμοποιώντας μέλη ολόσωμων διατομών και δικτυώματα επιτυγχάνεται μεγάλη μείωση του ίδιου βάρους της κατασκευής.
- ❖ Μικρές διαστάσεις υποστυλωμάτων, που αυξάνουν τον ωφέλιμο χώρο στην κάτοψη και τα ελεύθερα ανοίγματα στις όψεις.
- ❖ Μικρότερο ίδιο βάρος της φέρουσας κατασκευής, που μειώνει τα κατακόρυφα φορτία και δημιουργεί ευνοϊκότερες συνθήκες θεμελίωσης, ιδιαίτερα σε κακής ποιότητας εδάφη.
- ❖ Πιο διαπερατές κατασκευαστικές διαμορφώσεις δοκών και πλακών, που επιτρέπουν ευχερέστερη τοποθέτηση των ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων και οδηγούν τελικώς σε μικρότερα μικτά ύψη ορόφων.
- ❖ Μεγάλος βαθμός βιομηχανικής προκατασκευής, που επιτρέπει την προετοιμασία του υλικού ταυτόχρονα με τις εργασίες εκσκαφής και θεμελίωσης, μικρότερους χρόνους κατασκευής, ανεξαρτητοποίηση από τις καιρικές συνθήκες, εν ξηρώ συναρμολόγηση και άμεση πρόσβαση των συναρμολογημένων τμημάτων (π.χ. πλάκες, στέγες), καλύτερη ποιότητα και ευχερέστερο ποιοτικό έλεγχο.
- ❖ Ομοιογένεια υλικού: Μένει αμετάβλητο στο χρόνο και έτσι μας δίνει ακρίβεια παραδοχών ανάλυσης και ελέγχων αντοχής.
- ❖ Ελαστικότητα – ολκιμότητα του χάλυβα: Δίνει τη δυνατότητα εκτεταμένης παραμόρφωσης του χάλυβα χωρίς όμως να αστοχεί. Το υλικό χρησιμοποιείται στο έπακρο του και πετυχαίνονται πρακτικά μεγάλες αντοχές σε κάμψη, θλίψη, διάτμηση, χρησιμοποιώντας μικρότερες και αισθητικά καλύτερες διατομές. Επίσης μειώνονται τα μόνιμα φορτία της κατασκευής και υπάρχει κέρδος τόσο σε χώρο όσο και σε ποσότητα υλικού.
- ❖ Η δυνατότητα πραγματοποίησης ελαστικού και ανελαστικού σχεδιασμού: Οφείλεται στη χρησιμοποίηση ενός και μόνο πλήρως βιομηχανοποιημένου και όλκιμου υλικού, δηλαδή του χάλυβα.
- ❖ Μικρότερες κατασκευαστικές ανοχές, που έχουν ως αποτέλεσμα την ευχερέστερη χρήση προκατασκευασμένων μη φερόντων στοιχείων (προσόψεων, ψευδοροφών).
- ❖ Μεγαλύτερη δυνατότητα αλλαγών στη διαρρύθμιση των χώρων, προσθηκών, επεκτάσεων, ενισχύσεων για μεγαλύτερα φορτία.
- ❖ Δυνατότητα αποσυναρμολόγησης της κατασκευής.
- ❖ Ο επιμερισμός των φορτίων στα μέλη της κατασκευής: Οφείλεται στο σύνθετο σκελετό των μεταλλικών κατασκευών. Η ροή όλων των φορτίων εκτός του σεισμού είναι επικάλυψη, δευτερεύουσες δοκοί, κύριοι φορείς, θεμελίωση. Θεωρώντας τον άνεμο ως κύρια δράση στην κατασκευή, τότε ο άνεμος των πλάγιων όψεων παραλαμβάνεται τελικώς από τους κύριους φορείς (πλαίσια), ενώ ο άνεμος των προσόψεων από τους αντιανέμιους συνδέσμους και τους μετωπικούς στύλους.
- ❖ Ο εύκολος εντοπισμός των βλαβών: Οποιαδήποτε αστοχία γίνεται αμέσως αντιληπτή και οπτικά αφού μιλάμε για μόνο ένα υλικό. Άλλοτε τα μεγάλα βέλη

κάμψης, άλλοτε τα τοπικά «τσακίσματα» των διατομών που οφείλονται σε τοπικό λυγισμό και άλλοτε η απόκλιση του κορμού των διατομών από την κατακόρυφο που οφείλονται σε πλευρικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, είναι καταφανείς ενδείξεις τοπικής ή καθολικής αστοχίας ενός μέλους ή και τμήματος του φορέα.

- ❖ Ευκολότερη εκτέλεση εργασιών αποκατάστασης βλαβών: Αυτό συνεπάγεται μεγάλη διάρκεια ζωής των μεταλλικών κατασκευών.
- ❖ Δυνατότητα ανακύκλωσης του χάλυβα: Είναι δυνατόν τα μεταλλικά μέλη να καθαίρεθούν, να σταλούν σε χυτευτήρια όπου και γίνεται ανάτηξη για να προκύψουν νέα μέλη. Η σκουριά (δηλαδή η οξείδωση του μετάλλου) ξεκινά από την εξωτερική του επιφάνεια ,προχωρά μέχρι ένα σημείο και μετά σταματά, αποτελεί δηλαδή ένδειξη του χρόνου έκθεσης του μετάλλου στο περιβάλλον αλλά είναι και η ασπίδα προστασίας του.
- ❖ Μεγάλο πλήθος διατομών που διατίθεται στην αγορά.
- ❖ Μεγάλο πλήθος συνδέσεων που διατίθεται στην αγορά.
- ❖ Η εξέλιξη της τεχνολογίας των συνδέσεων.

Έναντι των ανωτέρω, υπάρχουν και ορισμένα **μειονεκτήματα** τα οποία συνοψίζονται παρακάτω :

- ❖ Απαιτήση βιομηχανικής εγκατάστασης για την προετοιμασία του υλικού.
- ❖ Απαιτήση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού.
- ❖ Αυξημένο κόστος μελέτης.
- ❖ Ειδικός υπολογισμός συνδέσεων.
- ❖ Αυξημένο κόστος πυροπροστασίας: Όταν ο χάλυβας μιας κατασκευής θερμανθεί σε θερμοκρασία 700°C χάνει σημαντικό μέρος της αντοχής του και υφίσταται σημαντικές επιμηκύνσεις ,που γίνονται πολύ επικίνδυνες για την ασφάλεια του κτιρίου. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την ταχύτατη ανάπτυξη μεγάλων βελών κάμψης, τα οποία τελικά οδηγούν στη μερική ή και ολική κατάρρευση του φορέα, χωρίς να έχουν μεταβληθεί τα φορτία που φέρει. Μέθοδοι πυροπροστασίας της κατασκευής είναι:
 - Διάφορες επαλείψεις και επιστρώσεις , που σχηματίζουν ένα στρώμα διοξειδίου του άνθρακα υψηλής θερμομονωτικότητας.
 - Πληρώσεις του πυρήνα με μπετόν.
 - Προκαλύμματα, όπως ψευδοροφές, ποδιές, παραπέτα και λοιπές προστατευτικές κατασκευές από πυρίμαχα υλικά.
 - Πληρώσεις των σωληνωτών διατομών με νερό.
 - Χωρισμός σε ζώνες πυρομόνωσης.
 - Φράγματα πυρός.
 - Εξασφάλιση και προστασία οδών διαφυγής.
 - Ανιχνευτές θερμότητας.
 - Εγκαταστάσεις επισήμανσης πυρκαγιάς.
 - Σταθερά και κινητά μέσα κατάσβεσης.
- ❖ Αυξημένο κόστος αντιδιαβρωτικής προστασίας.
- ❖ Αυξημένο κόστος του υλικού (ως εισαγόμενο για την Ελλάδα προϊόν).
- ❖ Αυξημένο κόστος συντήρησης (κυρίως για πρόληψη της σκουριάς): Προκαλείται λόγω οξείδωσης από το οξυγόνο του ατμοσφαιρικού αέρα και επιδεινώνεται με την παρουσία υγρασίας και αναθυμιάσεων.

Ωστόσο, βλέποντας τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών καταλήγουμε στο συμπέρασμα πως ο μεγάλος αριθμός πλεονεκτημάτων τους, σε συνδυασμό με την ανάπτυξη τεχνολογιών και μεθοδολογιών για την αντιμετώπιση των διάφορων μειονεκτημάτων τους, τις καθιστά δίκαια την πλέον

διαδομένη μέθοδο κατασκευών (Σχ. 1.8) που εφαρμόζεται στις μέρες μας και που σίγουρα θα γνωρίσει και περαιτέρω ανάπτυξη στο μέλλον.

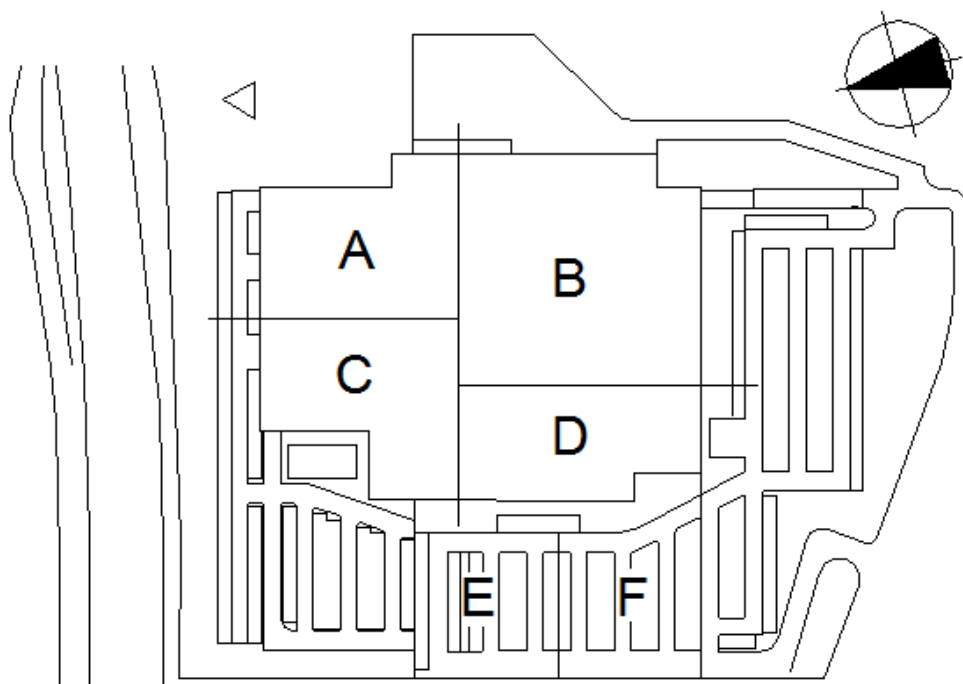


Σχήμα 1.8. Ο πύργος του Ντουμπάι – Burj Dubai (2009).

Κεφάλαιο 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ-ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΛΕΤΗΣ

2.1 Γενική περιγραφή κτιρίου

Η παρούσα διπλωματική εργασία περιλαμβάνει το σχεδιασμό ενός μονώροφου κτιρίου με εσωτερικό ημιώροφο-πατάρι, εμπορικής χρήσης, με μεταλλικό σκελετό. Το υπό μελέτη κτίριο ανήκει στο σύμπλεγμα/συγκρότημα κτιρίων ΙΚΕΑ Σόφιας και αποτελεί το BLOCK B (Σχ. 2.1). Για τις ανάγκες της παρούσας μελέτης παρ' όλα αυτά θεωρήσαμε ότι το κτίριο εδράζεται στον ελληνικό χώρο. Η επιλογή της μεταλλικής κατασκευής συνετέλεσε στην ικανοποίηση της απαίτησης για μεγάλα ανοίγματα, χωρίς παρεμβολή υποστυλωμάτων, και στην ταχύτητα της κατασκευής. Το εμβαδόν του ισόγειου ανέρχεται στα $7.139,92 \text{ m}^2$, ενώ του μεσοπατώματος στα $859,80 \text{ m}^2$ με αποτέλεσμα η συνολική ωφέλιμη επιφάνεια του κτιρίου να ανέρχεται στα $7999,72 \text{ m}^2$. Η κάτοψη του φορέα αναπτύσσεται σε σχήμα πολυγωνικό, σχεδόν ορθογωνικό. Το κτίριο αποτελείται από δύο στάθμες (ισόγειο και ημιώροφος). Το ύψος του μεσοπατώματος - ημιωρόφου είναι $5,41 \text{ m}$, ενώ το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι $11,05 \text{ m}$. Το υψόμετρο του εδάφους στη θεμελίωση είναι $0,00 \text{ m}$. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, μεταλλικές δοκούς και σύμμικτη πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα στον μεσοπάτωμα.



Σχήμα 2.1. Σύμπλεγμα κτιρίων του συγκροτήματος IKEA Σόφιας.

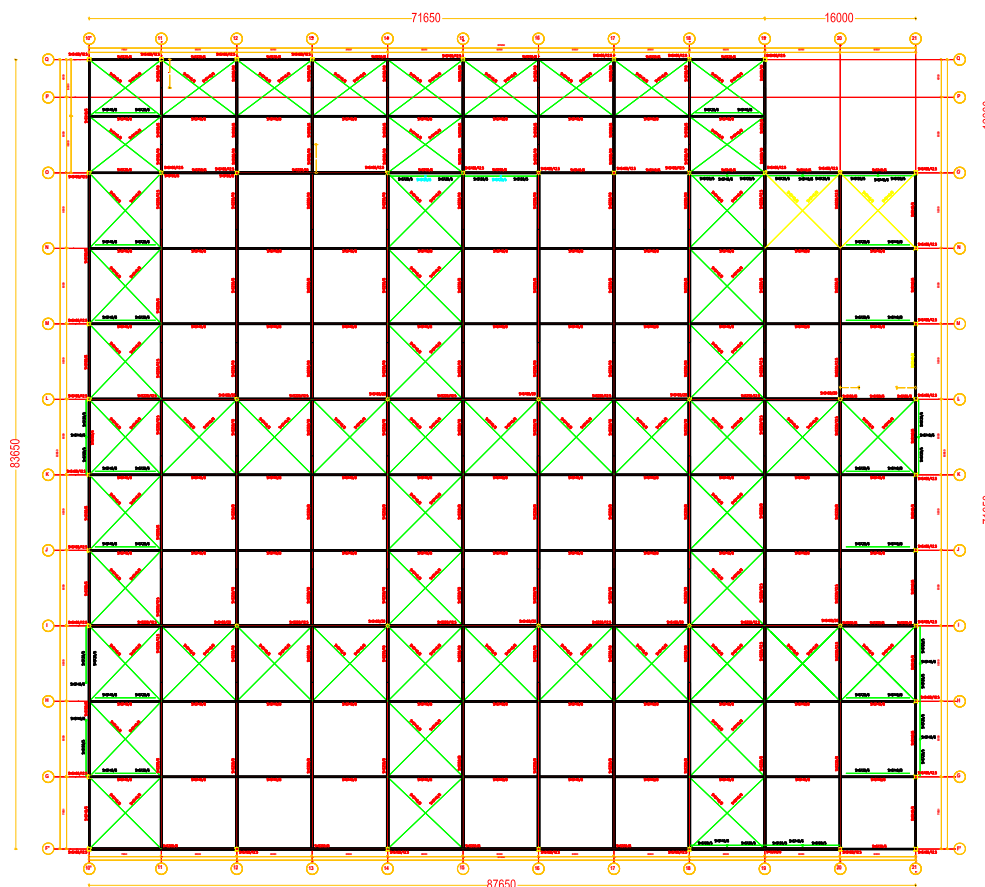
2.2 Αρχιτεκτονικές απαιτήσεις και διαμόρφωση στατικού φορέα

Οι απαιτήσεις που προκύπτουν κατά την αρχιτεκτονική μελέτη ενός κτιρίου και σχετίζονται τόσο με την αισθητική, όσο και τη λειτουργικότητά του, επηρεάζουν τη μορφή του στατικού φορέα που θα χρησιμοποιηθεί. Μια ακραία περίπτωση του βαθμού της επιρροής αυτής εμφανίζεται όταν για παράδειγμα μια αρχιτεκτονική τάση επιβάλλει τη χρήση εμφανούς μεταλλικού σκελετού για τη κατασκευή ενός κτιρίου μοντέρνας αισθητικής. Η ανάγκη για τη κατασκευή ενός βιομηχανικού κτιρίου με μεγάλα ανοίγματα δοκαριών καθιστά επίσης απαραίτητη τη χρήση μεταλλικής κατασκευής. Σε συνήθη κτίρια οι δυο μελέτες, αρχιτεκτονική σύνθεση και στατική επίλυση, γίνονται ταυτόχρονα, επηρεάζοντας η μια την άλλη: Από τη μια πλευρά επιλέγεται η βέλτιστη λύση στατικού συστήματος με γνώμονα την εξυπηρέτηση των αρχιτεκτονικών αναγκών, και από την άλλη, οι αρχιτεκτονικές λύσεις αναπροσαρμόζονται προκειμένου να εφαρμοστούν σωστά οι απαιτήσεις του αντισεισμικού σχεδιασμού.

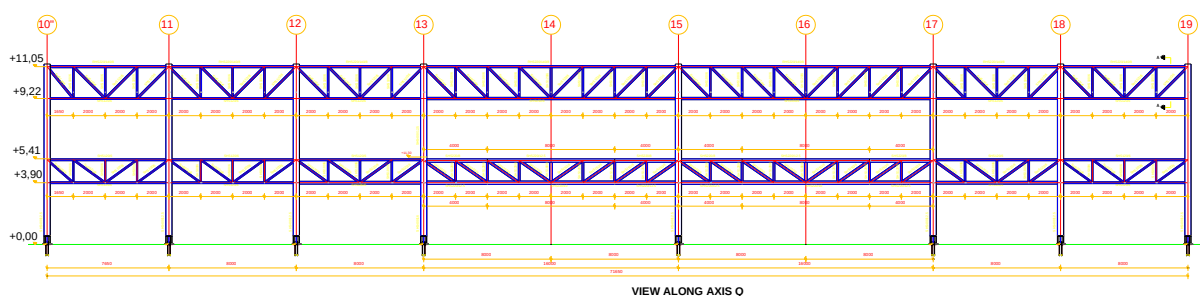
Στο συγκεκριμένο κτίριο οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις συνιστούν τη διαμόρφωση μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς τη παρεμβολή εμποδίων που θα χρησιμοποιηθούν ως χώροι έκθεσης ποικίλων εμπορευμάτων καθώς και ως χώροι αποθήκευσης. Η διαμόρφωση του ημιώροφου (πατάρι) εξυπηρετεί στην δημιουργία χώρου γραφείων.

Το κτίριο εντάσσεται σε ορθογωνικό σύστημα αξόνων. Η αρχιτεκτονική σχεδίαση του κτιρίου είναι βασισμένη σε κάνναβο που δημιουργούν τα μεταλλικά υποστυλώματα, ο οποίος είναι τετραγωνικός με φαντώματα διαστάσεων 8,00m και κατά τις δύο διευθύνσεις. Κατά τον άξονα x'x, η πλευρά (10''-21) έχει μήκος 87,65 m, ενώ κατά τον άξονα y'y, η πλευρά (F''-Q) έχει μήκος 83,65 m (Σχήμα 2.2). Το μικρό σπάσιμο στην κάτοψη έχει διαστάσεις (πλευρά: 19-21) 16,00m * 12,00m (πλευρά: O-Q). Οι κύριοι δοκοί ακολουθούν τον κάνναβο που έχει οριστεί από τα υποστυλώματα. Επίσης για την αποφυγή μεγάλων βελών κάμψης στις πλάκες, από τα

μεγάλα ανοίγματα που δημιουργούν οι πλαισιακοί δοκοί, καθώς και για την καλύτερη μεταφορά των φορτίων χρησιμοποιούνται δευτερεύουσες δοκοί. Για την παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων που προκύπτουν από τον σεισμό και τον άνεμο χρησιμοποιούνται οριζόντιοι και κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας (Σχήμα 2.3).



Σχήμα 2.2. Κάτοψη στη στάθμη $z=9,22\text{m}$.



Σχήμα 2.3. Όψη πλαισίου άξονα Q.

2.3 Στατικό σύστημα – Δομικά στοιχεία

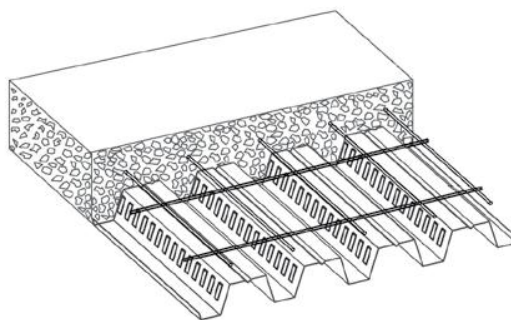
Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων, κύριων δοκών – κύριων δοκών και κυρίων δοκών-δευτερευουσών δοκών είναι συνδέσεις πάκτωσης, ενώ οι συνδέσεις υποστυλωμάτων-συνδέσμων δυσκαμψίας, κυρίων δοκών-συνδέσμων δυσκαμψίας, τεγίδων και κυρίων δοκών-δευτερευουσών δοκών στα δικτυώματα είναι απλές

συνδέσεις τέμνουσας (αρθρώσεις). Επίσης, θεωρήσαμε ότι ακόμα και οι βάσεις των υποστυλωμάτων είναι πακτωμένες στο έδαφος. Οι διατομές που έχουν χρησιμοποιηθεί για τα κύρια γραμμικά στοιχεία του κτιρίου (υποστυλώματα, κύριες και δευτερεύουσες δοκοί, χιαστί σύνδεσμοι) είναι κοίλης τετραγωνικής μορφής (SHS) και διατομής διπλού ταυ (HEA) για κάποιες δευτερεύουσες. Οι τεγίδες έχουν διατομή διπλού ταυ (IPE). Κανένα μέλος δεν έχει εσωτερικές ελευθερώσεις.

Το στατικό σύστημα του υπό μελέτη κτιρίου αποτελείται από τα εξής δομικά στοιχεία:

➤ Σύμμικτη πλάκα

Οι σύμμικτες πλάκες μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά) στις δοκούς αλλά και τα οριζόντια (σεισμικά φορτία, εντάσεις από θερμοκρασιακές μεταβολές, κλπ.) μέσω διαφραγματικής λειτουργίας. Στα μεταλλικά κτήρια χρησιμοποιούνται συνήθως οι σύμμικτες πλάκες, οι οποίες κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο εκχύνεται σε χαλυβδόφυλλα, τραπεζοειδούς, ως επί το πλείστον, διατομής (τα οποία λειτουργούν και ως μεταλλότυποι - παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και φορτία σχετικά με τη διάστρωση κατά τη φάση σκυροδέτησης). Τα χαλυβδόφυλλα μπορούν να στηριχτούν στις δοκούς είτε αμφιέρειστα, είτε ως συνεχή, ανάλογα με τις σχεδιαστικές απαιτήσεις. Στη φάση λειτουργίας, συνεργάζονται με το σκληρυμένο σκυρόδεμα και λειτουργούν μαζί ως σύμμικτες πλάκες. Η συνεργασία σκυροδέματος – χαλυβδόφυλλων επιτυγχάνεται με ενισχυτικές αυλακώσεις και διατμητικούς ήλους. Στο υπό μελέτη κτίριο, η σύμμικτη πλάκα του ημιώροφου, εμβαδού 859,80 m², αποτελείται από χαλυβδόφυλλα, έγχυτο σκυρόδεμα και σιδηροπλισμό.



Σχήμα 2.4. Σύμμικτη πλάκα.

Σε περιπτώσεις όπου θέλουμε να πετύχουμε μείωση του ύψους του κτηρίου ή/και του ορόφου τότε οι πλάκες μπορούν να κατασκευαστούν εντός του ύψους των δοκών στις οποίες στηρίζονται (slim floors). Εκτός από απομείωση του ύψους αυτή η λύση προσφέρει και άλλα πλεονεκτήματα όπως αυξημένη αντίσταση των σιδηροδοκών σε πυρκαγιά (λόγω εγκιβωτισμού αυτών στο σκυρόδεμα) και οικονομία υλικού αφού δεν χρησιμοποιούνται δευτερεύουσες δοκοί για τη στήριξη.

Η χρήση σύμμικτων πλακών σε δομικά έργα έχει σημειώσει αύξηση τα τελευταία χρόνια και έχει συμβάλει στη γενικότερη αύξηση της χρήσης του χάλυβα στις κατασκευές Πολιτικού Μηχανικού. Τα πλεονεκτήματα από τη χρήση τους συνοψίζονται στα παρακάτω:

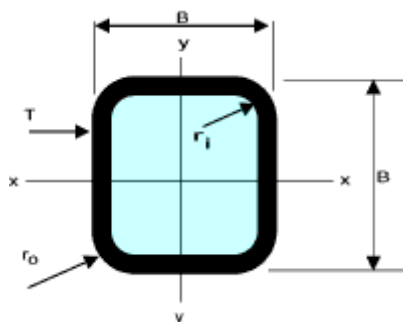
- Απαιτούνται γενικώς μικρότεροι χρόνοι κατασκευής.
- Αποφεύγεται η χρήση ξυλοτύπου.

- Επιτυγχάνεται η γεφύρωση μεγαλύτερων ανοιγμάτων με αντίστοιχη μείωση των μεταλλικών διαδοκιδώσεων.

➤ Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα είναι συνήθως μορφής I (πλατύπελμες, υψίκορμες), αλλά ανάλογα με το μοντέλο λειτουργίας που θέλουμε (π.χ. πλαισιακή λειτουργία και στις δύο διευθύνσεις, όπου θέλουμε αυξημένη δυσκαμψία και περί τον ασθενή άξονα) μπορούμε να επιλέξουμε σταυροειδής διατομές, κοίλες διατομές (σωληνωτές, τετραγωνικές ή ορθογωνικές). Σε περιπτώσεις όπου θέλουμε αυξημένη αντοχή σε πυρκαγιά, σε πλαστιμότητα (σεισμός) και γενικά αυξημένη δυσκαμψία, τα υποστυλώματα είτε εγκιβωτίζονται σε σκυρόδεμα (κλειστές διατομές) είτε γεμίζονται (κοίλες). Τα υποστυλώματα υπόκεινται όχι μόνο σε εγκάρσια φορτία (κάμψη), αλλά και σε αξονική θλίψη. Οι βάσεις των υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρονται στη θεμελίωση, ενώ η αποκατάσταση της συνέχειας της διατομής τους καθ' ύψος του κτιρίου γίνεται κοχλιωτή, κατά προτίμηση με προεντεταμένους κοχλίες και με ελάσματα κορμού και πελμάτων.

Στον υπό εξέταση φορέα, τα υποστυλώματα είναι κοιλοδοκοί τετραγωνικής μορφής (SHS400) και πάχους $t = 12,50\text{mm}$, $14,20\text{mm}$, $16,00\text{mm}$, $20,00\text{mm}$ και $40,00\text{mm}$.



Σχήμα 2.5. Κοίλη τετραγωνική διατομή.

➤ Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί αναλαμβάνουν να μεταφέρουν τα φορτία από τις δευτερεύουσες δοκούς ή/και τις πλάκες στα υποστυλώματα. Συνήθως μορφής I, συνδέονται με τα υποστυλώματα τοποθετημένες μεταξύ αυτών αλλά και σε συνέχεια (διακόπτοντας τα υποστυλώματα), σε περιπτώσεις που τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνουν εξ ολοκλήρου κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Διακρίνουμε δύο τύπους συνδέσεων: απλές συνδέσεις τέμνουσας, άκαμπτες συνδέσεις ροπής και ημιάκαμπτες συνδέσεις (οι τελευταίες συναντώνται σε συστήματα δίχως πλαισιακή λειτουργία τα οποία παραλαμβάνουν κατακόρυφα μόνο φορτία). Στις απλές συνδέσεις τέμνουσας ο κορμός της δοκού μεταφέρει στο υποστυλωμα ολόκληρη την αντίδραση στήριξης. Αυτό επιτυγχάνεται με κοχλιωτή σύνδεση συνήθως μέσω ελασμάτων ή μετωπικών πλακών που συγκολλούνται στο υποστυλωμα. Στις άκαμπτες συνδέσεις ροπής (δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη δοκό) η σύνδεση πραγματοποιείται είτε με μετωπικές πλάκες που κοχλιώνονται στο υποστυλωμα είτε με συγκολλητά πλευρικά τμήματα δοκών στα οποία η συνέχεια αποκαθίσταται με κοχλίες.

Οι κύριες δοκοί ανάλογα με το στατικό σύστημα έχουν διαφορετική στατική λειτουργία. Στην περίπτωση του πλαισίου εξασφαλίζουν μαζί με τα υποστυλώματα την πλευρική ευστάθεια του φορέα όταν αυτός καταπονείται από οριζόντιες δυνάμεις,

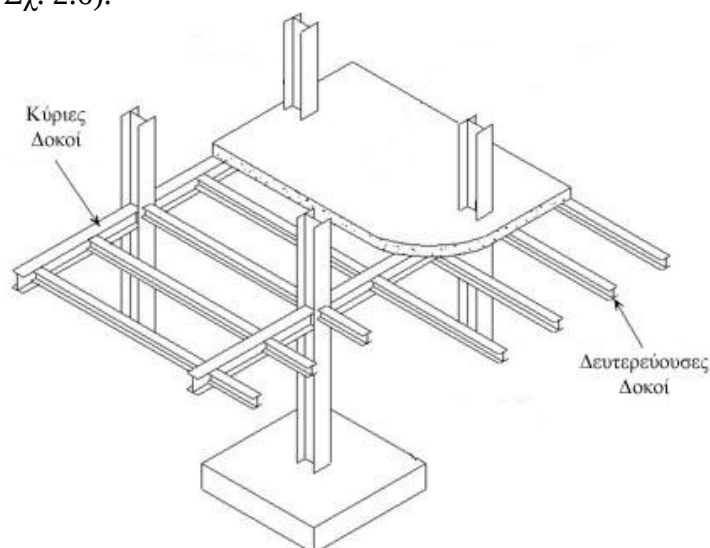
ενώ στην περίπτωση που συνεργάζονται με δικτυωτούς συνδέσμους συμπεριφέρονται ελαστικά και διαστασιολογούνται με δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού.

Οι κύριες δοκοί του υπό μελέτη κτιρίου είναι διατομής κοίλης τετραγωνικής (τύπου SHS), στηρίζονται στα υποστυλώματα του φορέα και έχουν άνοιγμα 8,0m.

➤ Δευτερεύουσες δοκοί

Οι δευτερεύουσες δοκοί χρησιμοποιούνται στα μεταλλικά κτήρια για την στήριξη των πλακών επί αυτών και τη μεταφορά των φορτίων στις κύριες δοκούς. Λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων των μεταλλικών κατασκευών, η έδραση των πλακών επί των κύριων δοκών των πλαισίων θα οδηγούσε σε αυξημένο στατικό ύψος πλακών ώστε να καλυφθούν με ασφάλεια αυτά τα ανοίγματα και άρα σε μεγαλύτερου κόστους λύσεις. Έδραση επί των κυρίων δοκών έχουμε μόνο στην περίπτωση εγκιβωτισμένων πλακών.

Οι δευτερεύουσες δοκοί μπορούν να τοποθετηθούν κατά περίπτωση στο ίδιο επίπεδο με τις κύριες, σε χαμηλότερη στάθμη από αυτές ή και πάνω από τις κύριες δοκούς (βλέπε Σχ. 2.6).



Σχήμα 2.6. Σχηματική απεικόνιση δευτερευουσών δοκών.

Μπορεί να είναι συμπαγούς διατομής (συνήθως μορφής I), δικτυωτές ή κυψελωτές. Στους δύο τελευταίους τύπους διευκολύνεται η διέλευση ηλεκτρο- μηχανολογικών εγκαταστάσεων αλλά έχουμε και χαμηλότερο βάρος λόγω απομειωμένης διατομής. Συνήθως τοποθετούνται αμφιέριστα.

Στο υπό μελέτη κτίριο έχουν χρησιμοποιηθεί δευτερεύουσες δοκοί κοίλης τετραγωνικής διατομής (τύπου SHS) και διατομής διπλού ταν (τύπου HEA).

➤ Τεγίδες

Οι τεγίδες γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και κυρίως μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία επικάλυψης, όπως το ίδιο βάρος της σύμμικτης πλάκας, των επικαλύψεων καθώς και τα υπόλοιπα μόνιμα και ωφέλιμα φορτία. Η διατομή τους διατάσσεται με τέτοιο τρόπο ώστε να ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας των δοκών έναντι της κύριας δράσης των κατακόρυφων φορτίων. Οι τεγίδες καταπονούνται συνήθως σε κάμψη λόγω των κατακόρυφων φορτίων που τους

μεταβιβάζουν οι επικαλύψεις και η σύμμικτη πλάκα. Οι τεγίδες του υπό μελέτη κτιρίου έχουν διατομή διπλού ταν (τύπου IPE).

➤ Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Τοποθετήθηκαν οριζόντιοι και κατακόρυφοι χιαστοί σύνδεσμοι στο κέλυφος του κτιρίου (τύπου κοίλης τετραγωνικής διατομής – SHS), με σκοπό την πλευρική εξασφάλιση από φορτία ανέμου και σεισμικά φορτία. Ανάλογα με τη φορά της σεισμικής δράσης υπόκεινται σε θλίψη ή εφελκυσμό. Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι τοποθετούνται περιμετρικά και ενδιάμεσα στην κάτοψη της κατασκευής και συνεισφέρουν σημαντικά στην διαφραγματική λειτουργία της οροφής. Οι πλευρικοί χιαστοί σύνδεσμοι τοποθετούνται μεταξύ των υποστυλωμάτων και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.

Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας μπορούν να συνοψισθούν στα εξής: α) παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν και μεταφορά τους στη θεμελίωση β) παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος που παρέχει πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα γ) παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της.

2.4 Εδαφικές συνθήκες

Για την απόκτηση πλήρους εικόνας του κτιρίου που πρόκειται να μελετηθεί, είναι απαραίτητη η γνώση των εδαφικών συνθηκών που επικρατούν στη περιοχή που πρόκειται αυτό να κατασκευαστεί. Άλλωστε στον EC8 τονίζεται ότι πρέπει να διενεργούνται κατάλληλες έρευνες και μελέτες, για τη διερεύνηση των εδαφικών συνθηκών, ανάλογα και με τη σπουδαιότητα της κατασκευής και τις τοπικές συνθήκες.

Ο κανονισμός λαμβάνει υπόψη την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών, κατατάσσοντας τα εδάφη στους τύπους A, B, C, D, E, S₁ και S₂, που περιγράφονται μέσω εδαφικών προφίλ και παραμέτρων. Μπορεί επίσης να λαμβάνεται υπόψη και η επιρροή της βαθιάς γεωλογίας, επιπρόσθετα.

Για τη μελέτη του συγκεκριμένου κτιρίου οι τοπικές εδαφικές συνθήκες αντιστοιχούν στον **εδαφικό τύπο B**. Για το τύπο αυτό, το Εθνικό Προσάρτημα αναφέρει ότι δεν διαπιστώνεται επίδραση της γεωλογίας των βαθύτερων στρωμάτων και ότι η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους μπορεί να γίνει με βάση την υπάρχουσα εμπειρία από παρακείμενες κατασκευές, θεμελιωμένες σε όμοιους εδαφικούς σχηματισμούς. Οι κατασκευές αυτές πρέπει να μην έχουν εμφανίσει αξιόλογες υποχωρήσεις και να έχουν επιδείξει καλή συμπεριφορά σε προγενέστερες σημαντικές σεισμικές δράσεις. Τέλος σημειώνεται ότι για κάθε εδαφικό τύπο προκύπτουν οι τιμές του συντελεστή εδάφους S και των χαρακτηριστικών περιόδων T₁ και T₂ που καθορίζουν το φάσμα σχεδιασμού της ανάλυσης.

Κεφάλαιο 3. ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ – ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

3.1 Ποιότητα υλικών κατασκευής

Ο σκελετός του κτηρίου αποτελείται ουσιαστικά από μεταλλικά δομικά στοιχεία. Επιλέχθηκε, ως κύριο δομικό υλικό του φέροντος οργανισμού της ανωδομής του κτιρίου (δοκοί-υποστυλώματα-σύνδεσμοι δυσκαμψίας), χάλυβας ποιότητας **S355** ($f_y = 355 \text{ kN/mm}^2$), σκυρόδεμα **C25/30** για τη σύμμικτη πλάκα, καθώς και χάλυβας οπλισμού **S500s**. Ακολουθεί αναλυτική περιγραφή των υλικών.

Δομικός χάλυβας S355

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων τεχνικών έργων, όπως το υπό μελέτη κτίριο. Ο χάλυβας χρησιμοποιείται ουσιαστικά για την απόκτηση εύκαμπτων κατασκευών. Στην περίπτωση που απαιτείται μεγαλύτερη δυσκαμψία, μπορούν να ενσωματωθούν στο χαλύβδινό σκελετό διαγώνιοι σύνδεσμοι. Οι ιδιότητες του δομικού χάλυβα, οι οποίες λήφθηκαν υπόψη στη στατική ανάλυση (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3), είναι οι εξής:

- Μέτρο Ελαστικότητας: $E=210.000 \text{ MPa}$ ($2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$)
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu=0,3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma=78,5 \text{ kN/m}^3$
- Όριο Διαρροής: $f_y = 355.000 \text{ kN/m}^2$
- Εφελκυστική Αντοχή: $f_u = 510.000 \text{ kN/m}^2$
- Μέτρο διάτμησης: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000 \text{ N/mm}^2$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής: $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ ανά}^\circ\text{C}$ (για $T \leq 100^\circ\text{C}$)

Σκυρόδεμα C25/30

Για τη σύμμικτη πλάκα του ημιώροφου-παταριού του κτιρίου έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- Μέτρο Ελαστικότητας: $E=31.000 \text{ MPa}$ ($31 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$)
- Σταθερά Poisson: $\nu=0,2$
- Ειδικό βάρος: $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ (οπλισμένο σκυρόδεμα)
- Αντοχή: $f_{ck}= 25.000 \text{ kN/m}^2$

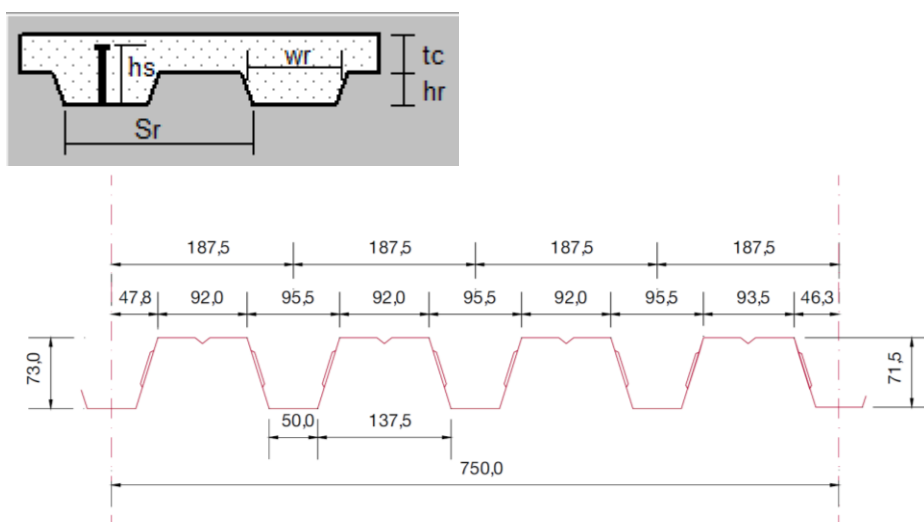
Σύμμικτη Πλάκα

Η πλάκα του παταριού για $h=5,41\text{m}$ επιλέχθηκε σύμμικτη αποτελούμενη από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυπος κατά τη φάση σκυροδέτησης, ενώ στη φάση λειτουργίας συνεργάζονται με το έγχυτο σκληρυμένο σκυρόδεμα και τα δύο υλικά λειτουργούν ως σύμμικτη πλάκα. Θα χρησιμοποιηθεί τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης τύπου

Symdeck 73 με πάχος 0,80 mm (Σχ. 3.1) με $w_r = 50\text{mm}$, $S_r = 187,5\text{ mm}$, $h_r = 73\text{mm}$ και $t_c = 57\text{mm}$ (Σχ. 3.2).

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m ²)	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm ² /m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή αδράνειας	L _y (cm ⁴ /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³ /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

Σχήμα 3.1. Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 ανά μέτρο πλάτους διατομής.



Σχήμα 3.2. Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73.

Χάλυβας οπλισμού S500s

Η πλάκα αποτελείται από σκυρόδεμα, το οποίο οπλίζουμε με χάλυβα ποιότητας S500s. Οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής: $f_{yk} = 500.000\text{ kN/m}^2$
- Μέτρο Ελαστικότητας: $E=210.000\text{ MPa}$ ($2,1 \cdot 10^8\text{ kN/m}^2$)
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu=0,3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma=78,5\text{ kN/m}^3$

Τέλος, χρησιμοποιήθηκε χάλυβας κλάσης 4.6, 8.8 και 10.9 υψηλής αντοχής για τους κοχλίες των συνδέσεων των στοιχείων του φορέα.

Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Τοποθετήθηκαν οριζόντιοι και κατακόρυφοι χιαστοί σύνδεσμοι, διατομής τύπου κοίλης τετραγωνικής (SHS), στο κέλυφος του κτιρίου με τέτοιο τρόπο ώστε να αυξηθεί η δυσκαμψία του κτιρίου κατά τις δύο διευθύνσεις, με σκοπό την πλευρική εξασφάλιση από φορτία ανέμου και σεισμικά φορτία. Για τα κατακόρυφα στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν διατομές SHS120*5, SHS120*8 & SHS180*8 και για τα οριζόντια χρησιμοποιήθηκαν, ως επί το πλείστον, διατομές SHS180*10 &

SHS240*20. Γενικώς διατηρήθηκε η διάταξη που προϋπήρχε για αυτά τα στοιχεία στο υφιστάμενο κτίριο και προστέθηκαν επιπλέον όπου αυτό θεωρήθηκε αναγκαίο.

3.2 Φορτίσεις κατασκευής

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με ικανοποιητικό βαθμό αξιοπιστίας σε συνδυασμό με την απαιτούμενη οικονομική δαπάνη, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος καθ' όλη τη διάρκεια της χρήσης για την οποία προορίζεται. Ανάλογα με τη χρήση, τη μορφή και τη θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη.

Οι δράσεις σχεδιασμού ενός κτιρίου καλύπτονται επαρκώς από το πεδίο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 1. Δίνεται περιγραφή για διάφορες «καταστάσεις σχεδιασμού» που χρησιμεύουν προκειμένου να ελεγχθεί μία κατασκευή έναντι **κατάστασης αστοχίας** και **λειτουργικότητας**, περιγράφοντας όλους τους συνδυασμούς δράσεων στις οποίες μπορεί να υποβληθεί η κατασκευή, τόσο κατά την διάρκεια ανέγερσης, όσο και κατά την διάρκεια ζωής της. Στους υπολογισμούς αυτούς οι δράσεις θεωρούνται εξωτερικά δρώντα φορτία ή μετακινήσεις.

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατό να γίνει με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα και αν η φόρτιση είναι γνωστή. Το κτίριο θα πρέπει να είναι σε θέση να τα παραλάβει και να τα μεταφέρει με ασφάλεια στο έδαφος. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή μας διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- **Μόνιμα Φορτία (G)**
 - Ίδια βάρη της κατασκευής
 - Λοιπά μόνιμα (ψευδοροφή, μηχανολογικά, φύλλα επικάλυψης, μόνωση κ.τ.λ.)
- **Κινητά Φορτία (Q)**
 - Κινητά φορτία ορόφων
 - Δράσεις Ανέμου
 - Φορτίο Χιονιού
 - Θερμοκρασιακές μεταβολές
- **Τυχηματικά Φορτία**, τα οποία δεν αποτέλεσαν αντικείμενο μελέτης στην συγκεκριμένη εργασία.
- **Σεισμικά Φορτία** (έμμεσο φορτίο με επιβολή επιβεβλημένων μετατοπίσεων)

Τα παραπάνω μπορούν να δρουν σε συνδυασμό. Οι συνδυασμοί αυτοί των φορτίσεων και η ακριβής τιμή τους σε αυτές λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό με τη μέθοδο των οριακών καταστάσεων.

Λόγω της μορφής του κτιρίου, θεωρήθηκε ότι τα οριζόντια φορτία ασκούνται στα υποστύλωμα (λαμβάνοντας υπόψη τις αντίστοιχες επιφάνειες επιρροής) και από εκεί μεταβιβάζονται στα υπόλοιπα μέλη του φορέα. Αντιστοίχως, έγινε η θεώρηση ότι τα κατακόρυφα φορτία ασκούνται ομοιόμορφα κατανεμημένα σε όλη την επιφάνεια της εκάστοτε πλάκας.

3.2.1 Μόνιμα φορτία (Dead Loads)

Με τον όρο **Μόνιμα ή Νεκρά φορτία** νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο 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) που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου.

Ίδια βάρη της κατασκευής:

Οπλισμένο σκυρόδεμα	$g_c = 25 \text{ kN/m}^2$
Δομικός χάλυβας	$g_a = 78,5 \text{ kN/m}^2$

Όλα τα ίδια βάρη υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, ψευδοροφή, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, μόνωση, κ.τ.λ.) με τιμή $0,45 \text{ kN/m}^2$ για την οροφή/στέγη και $0,35 \text{ kN/m}^2$ για το μεσοπάτωμα.

3.2.2 Κινητά (μεταβλητά) φορτία (Live Loads)

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

Ο Ευρωκώδικας 1 για την κατηγορία D, που αφορά την κατασκευή της συγκεκριμένης μελέτης, δίνει για τα ωφέλιμα φορτία την παρακάτω τιμή:

Κατηγορία D (χώροι με εμπορικά καταστήματα)	$q = 5 \text{ kN/m}^2$
--	------------------------

Αυτό το φορτίο τοποθετήθηκε ως ομοιόμορφα κατανεμημένο στην σύμμικτη πλάκα του μεσοπατώματος και για την οροφή/στέγη (μη βατή) λήφθηκε κινητό φορτίο $0,75 \text{ kN/m}^2$.

3.2.3 Δράσεις ανέμου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4 (EN 1991-1-4), για κτίρια και έργα ύψους μέχρι 200m, οι δράσεις ανέμου στις κατασκευές κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και αναπαρίστανται με ένα απλοποιημένο σύνολο πιέσεων ή δυνάμεων των οποίων οι επιδράσεις είναι ισοδύναμες με τις ακραίες επιδράσεις του στροβιλώδους ανέμου. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επί της κατασκευής (π.χ. χιόνι, κυκλοφορία, πάγος) που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά την φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Συνήθως, όμως, η επίδραση αυτή είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά.

Η πιο σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα ανέμου, η οποία επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων όπως: η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις του κτιρίου (κυρίως το ύψος), η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζονται δύο διευθύνσεις ανέμου με φορά τη θετική διεύθυνση του άξονα $x'x$ ($\theta=0^\circ$) και τη θετική διεύθυνση του άξονα $y'y$ ($\theta=90^\circ$).

Στο συγκεκριμένο έργο οι δράσεις λόγω ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής:
Δίνεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα, (σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα) έχει ταχύτητες, $v_{b,0}$:

- 33 m/s σε απόσταση έως και 10 Km από την ακτή
- 27 m/s στην υπόλοιπη χώρα

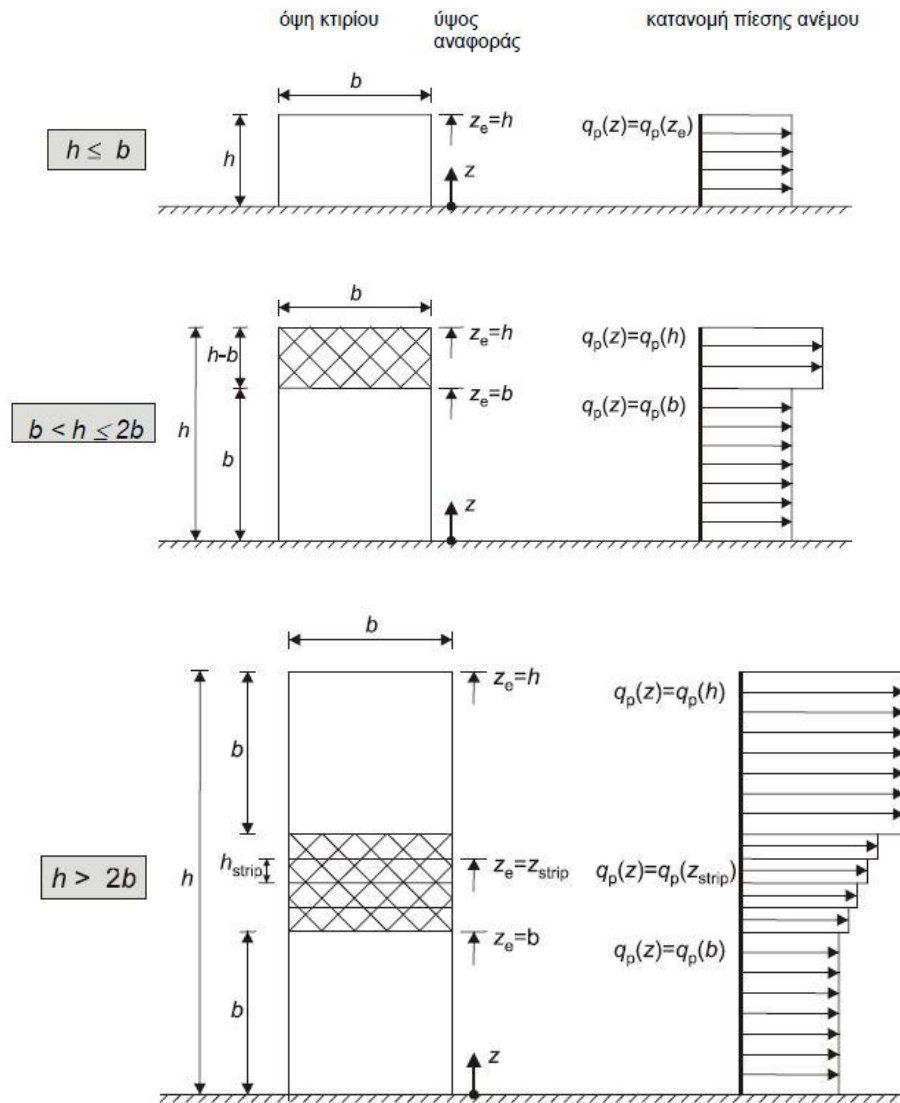
Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}=27$ m/s και κατηγορία εδάφους III (Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)). Για την συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους προκύπτει $z_0=0,3$ m και $z_{min}=5$ m (από τον Πίνακα 3.1 του Ευρωκώδικα).

Πίνακας 3.1. Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι.

	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

Ύψος αναφοράς Z_e

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς για τους προσήνεμους τοίχους ανάλογα με τη σχέση ύψους h και πλάτους b του κτιρίου γίνεται στα παρακάτω σχήματα (Σχ. 3.3).



ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η πίεση ανέμου θα θεωρείται ομοιόμορφη σε κάθε οριζόντια λωρίδα.

Σχήμα 3.3. Ύψος αναφοράς, z_e , που εξαρτάται από τα h και b , και αντίστοιχη κατανομή πιέσεων.

Για τον υπήνεμο τοίχο και τους παράπλευρους τοίχους το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με το ύψος του κτιρίου.

Πίεση ταχύτητας Αιχμής

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

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

όπου $\longrightarrow$

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

$I_v(z)$: είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z που υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = k_i / (c_0(z) * \ln(z/z_0)) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

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

όπου

k_i : είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

$C_e(z)$: είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση $\rightarrow c_e(z) = q_p(z)/q_b$

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

όπου

v_b : είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με την σχέση $\rightarrow v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0}$. Στη σχέση αυτή είναι:

C_{dir} : είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1,0)

C_{season} : είναι ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1,0)

$v_{b,0}$: είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία στην μελέτη μας λήφθηκε 27m/s (σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα).

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

$$v_m(z) = C_r(z) * C_o(z) * v_b$$

όπου

$C_r(z)$: είναι ο συντελεστής τραχύτητας,

$C_o(z)$: είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1,0)

Συντελεστής Τραχύτητας $C_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$ λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου. Για ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$C_r(z) = k_r * \ln(z/z_o) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) = k_r * \ln(z_{\min}/z_o) \text{ για } z \leq z_{\min}$$

όπου

$$k_r = 0,19(z_o / z_{o,II})^{0,07} \text{ (συντελεστής εδάφους)}$$

z_o : είναι το μήκος της τραχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

$z_{o,II}$: 0,05m (Κατηγορία εδάφους II – περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων)

$z_{\min}$: είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζει ο κανονισμός (για κατηγορία εδάφους III 5m)

$z_{\max}$: λαμβάνεται ίσο με 200 m

Στην περίπτωση μας έχουμε:

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=11,05\text{m}$ και πλάτος $b=83,65 \text{ m} \rightarrow h < b \rightarrow$ το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος $z_e = h$

Ισχύει ότι: $5\text{m} = z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$

$$z = h \rightarrow C_r(z) = k_r * \ln(z/z_o) = 0,19 * (0,3 / 0,05)^{0,07} * \ln(11,05 / 0,3) = 0,775$$

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=11,05\text{m}$ και πλάτος $b=87,65\text{m} \rightarrow h \leq b \rightarrow z_e = h$

Ισχύει ότι: $5\text{m} = z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$

$$\rightarrow C_r(z) = k_r * \ln(z/z_o) = 0,19 * (0,3 / 0,05)^{0,07} * \ln(11,05 / 0,3) = 0,775$$

Συντελεστής Τοπογραφικής Διαμόρφωσης $C_o(z)$

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση κατά τη διεύθυνση του ανέμου. Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης προσδίδεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

- $C_o = 1$ για $\Phi < 0,05$
- $C_o = 1 + 2 s \Phi$ για $0,05 < \Phi < 0,3$
- $C_o = 1 + 0,6 s$ για $\Phi > 0,3$

όπου

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

$\Phi = H/L_u$ είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά

Θεωρούμε $\Phi=0$, άρα $C_o = 1$

Άρα, η μέση ταχύτητα ανέμου είναι:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b = 0,775 * 1 * 27 = 20,925 \text{ m/s,}$$

η ένταση στροβιλισμού για $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ είναι:

$$I_v(z) = k_i / (c_o(z) * \ln(z/z_o)) = 1 / (1 * \ln(11,05/0,3)) = 0,277$$

και η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι:

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * 1/2 * \rho * v_m^2(z) = [1 + 7 * 0,277] * 1/2 * 1,25 * 10^{-3} * 20,925^2$$

$$q_p(z) = 0,804 \text{ kN/m}^2$$

Αεροδυναμικοί Συντελεστές πίεσης και δύναμης

Οι συντελεστές αυτοί (εξωτερικής πίεσης c_{pe} , εσωτερικής πίεσης c_{pi} και συντελεστής δύναμης c_f) εισάγονται προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών, ή οι τελικές δυνάμεις ανέμου σε όλη την κατασκευή, ή σε ένα τμήμα της. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων, ενώ οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κτιρίων. Επιπλέον οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης διακρίνονται σε καθολικούς και τοπικούς συντελεστές. Εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Οι τοπικοί συντελεστές $c_{pe,1}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από 1 m^2 π.χ. για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων. Οι καθολικοί συντελεστές $c_{pe,10}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες των 10 m^2 .

Εμβαδόν φορτιζόμενης επιφάνειας

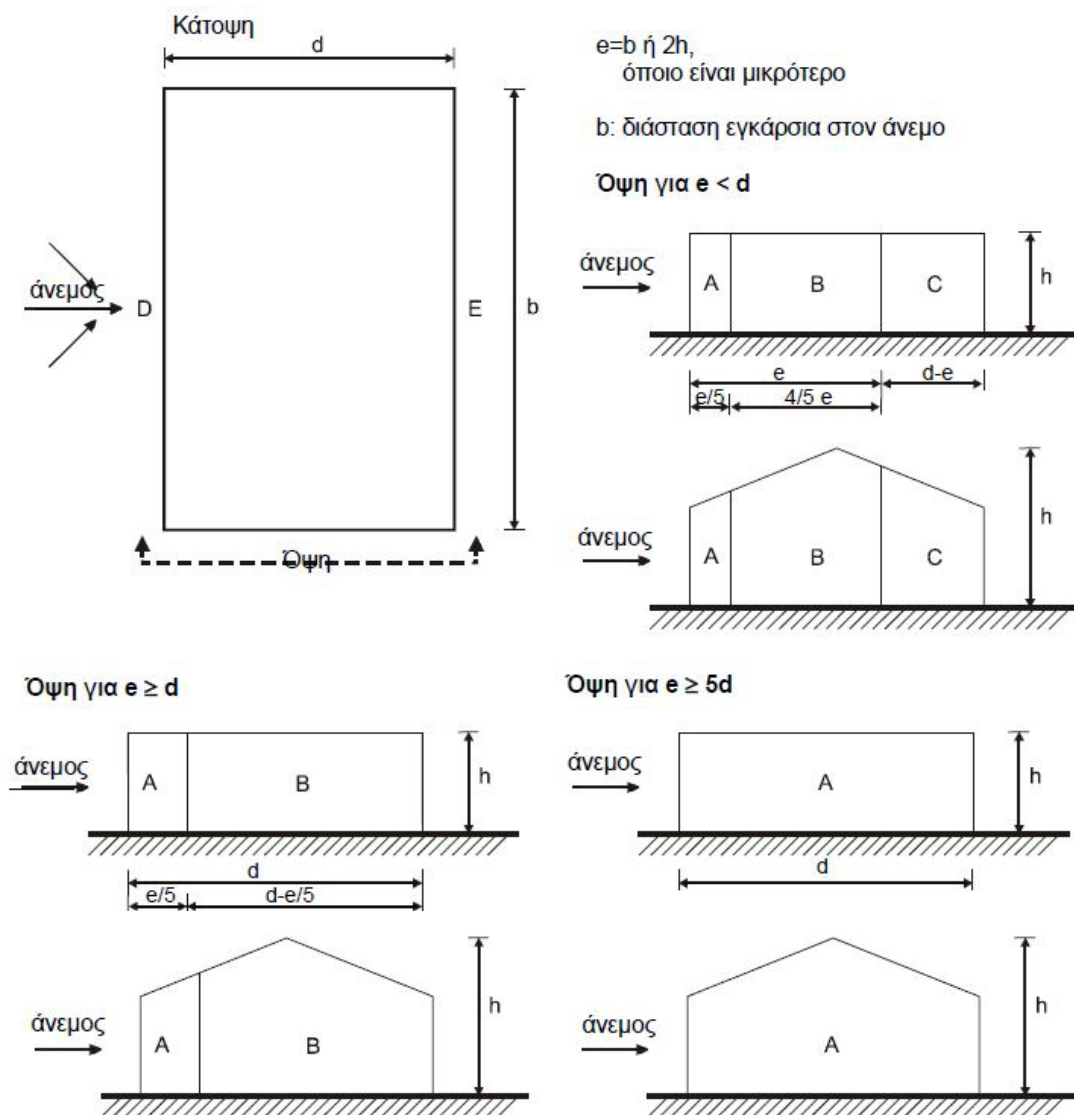
- ο Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $11,05\text{m}$ και πλάτος $b=83,65\text{m}$
 $\rightarrow A=924,33 \text{ m}^2$
- ο Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $11,05\text{m}$ και πλάτος $b=87,65\text{m}$
 $\rightarrow A=968,53 \text{ m}^2$

Και στις δύο περιπτώσεις το εμβαδόν είναι μεγαλύτερο των 10 m^2 , επομένως $c_{pe} = c_{pe,10}$.

Στους Πίνακες του Ευρωκώδικα 1 οι τιμές των συντελεστών c_{pe} , που αναφέρονται μόνο σε κτίρια, αντιστοιχούν σε διευθύνσεις του ανέμου κατά γωνίες 0° , 90° και 180° , έχουν όμως προκύψει για το εύρος μεταβολής της γωνίας αυτής κατά 45° ανά

διεύθυνση. Αντιπροσωπεύουν επομένως τις δυσμενέστερες πιέσεις που μπορεί να εμφανιστούν στα διάφορα σημεία του κτιρίου.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης, για το υπό μελέτη κτίριο, δίνονται από την Σχήμα 3.4 και τον Πίνακα 3.2, για κατακόρυφους τοίχους, για διευθύνσεις ανέμου 0° και 90° και ανάλογα με το λόγο h/d . Για ενδιάμεσες τιμές των πινάκων χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.



Σχήμα 3.4. Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους.

Πίνακας 3.2. Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης.

Ζώνη	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+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	

Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη:

Η στέγη της κατασκευής έχει θεωρηθεί οριζόντια (μηδενική κλίση). Το ύψος του κτηρίου ($h = 11,05\text{m}$) είναι μικρότερο και από τις δύο διαστάσεις της κάτοψης με αποτέλεσμα η ανεμοπίεση καθ' ύψος να είναι ομοιόμορφη ορθογωνική.

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $11,05\text{m}$ και πλάτος $b=83,65\text{m} \rightarrow h < b \rightarrow$ το κτίριο λαμβάνεται ως ένα τμήμα με $z_e=h$.

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{83,65, 2 \cdot 11,05\} = \min\{83,65, 22,1\} = 22,10 \text{ m}$$

$$e = 22,1 \text{ m} < d = 87,65 \text{ m}$$

$$\text{Για } h/d = 11,05 / 87,65 = 0,126$$

$$\rightarrow c_{pe} = 0,700 : D$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,300 : E$$

$$\rightarrow c_{pe} = -1,200 : A$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,800 : B$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,500 : C$$

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $11,05 \text{ m}$ και πλάτος $b=87,65 \rightarrow h \leq b \rightarrow z_e = h$

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{87,65, 2 \cdot 11,05\} = \min\{87,65, 22,10\} = 22,10 \text{ m}$$

$$e = 22,1 \text{ m} < d = 83,65 \text{ m}$$

$$\text{Για } h/d = 11,05 / 83,65 = 0,132$$

$$\rightarrow c_{pe} = 0,700 : D$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,300 : E$$

$$\rightarrow c_{pe} = -1,200 : A$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,800 : B$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,500 : C$$

Τελική Πίεση

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

Υπολογισμοί για τις δυο διευθύνσεις του ανέμου:

- ο Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=11,05 \text{ m}$ και πλάτος $b=83,65 \text{ m}$, $d=87,65 \text{ m} \rightarrow h < b \rightarrow z_e = h$

$$\text{Για } z_e = h = 11,05\text{m} :$$

$$h/d = 0,126$$

Η εξωτερική πίεση λοιπόν θα είναι:

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,804 * 0,700 = +0,56 \text{ kN/ m}^2 : D$$

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,804 * (-0,300) = -0,24 \text{ kN/ m}^2 : E$$

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,804 * (-1,200) = -0,96 \text{ kN/ m}^2 : A$$

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,804 * (-0,800) = -0,64 \text{ kN/ m}^2 : B$$

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,804 * (-0,500) = -0,40 \text{ kN/ m}^2 : C$$

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=11,05$ m και πλάτος $b=87,65$ m,
 $d=83,65$ m $\rightarrow h \leq b \rightarrow z_e = h$

$$h/d = 0,132$$

Η εξωτερική πίεση λοιπόν θα είναι:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,804 \cdot 0,700 = +0,56 \text{ kN/m}^2 : D$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,804 \cdot (-0,300) = -0,24 \text{ kN/m}^2 : E$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,804 \cdot (-1,200) = -0,96 \text{ kN/m}^2 : A$$

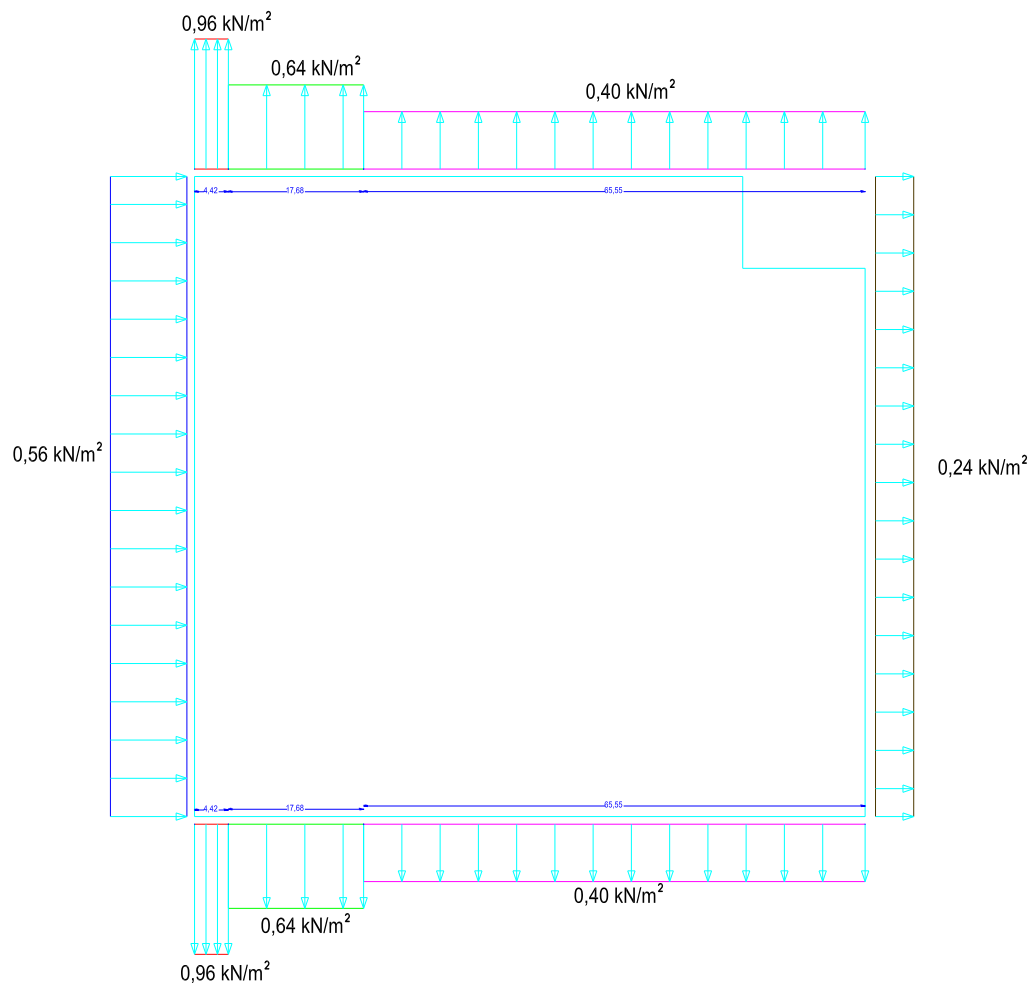
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,804 \cdot (-0,800) = -0,64 \text{ kN/m}^2 : B$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,804 \cdot (-0,500) = -0,40 \text{ kN/m}^2 : C$$

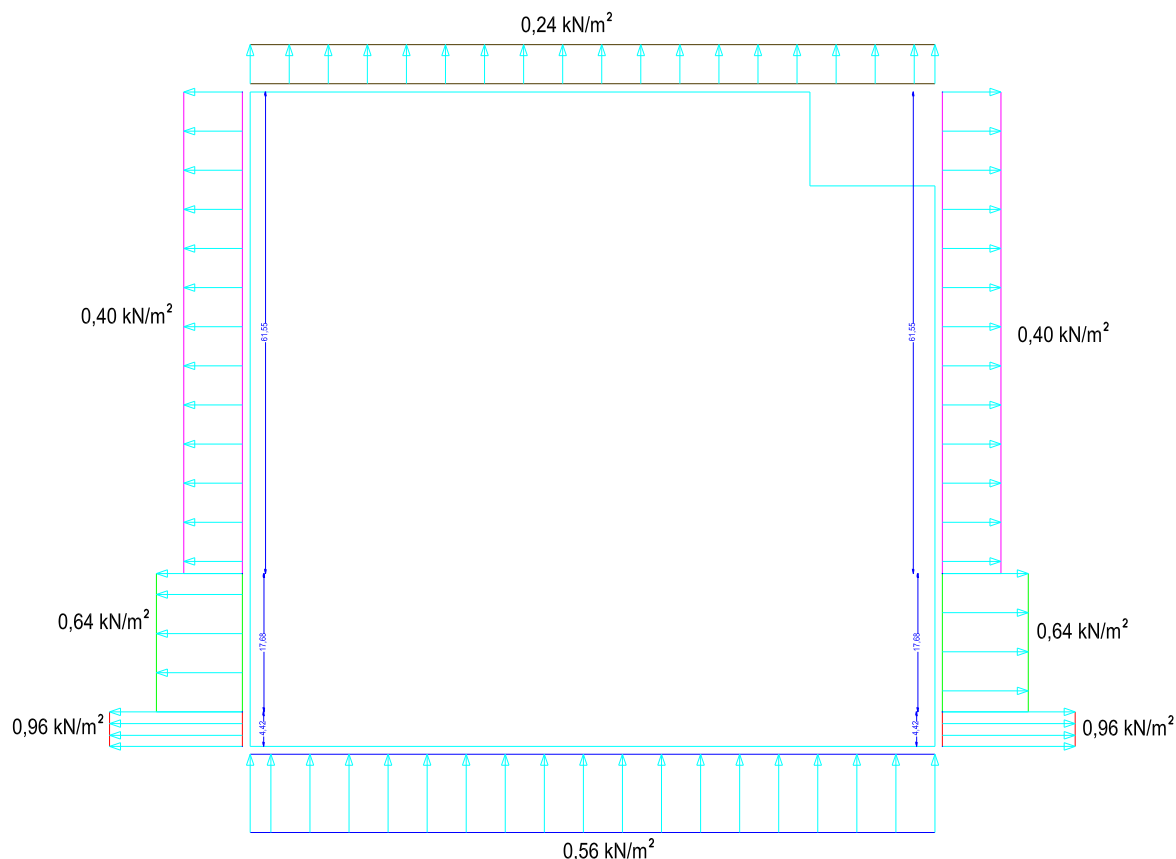
Η στέγη του κτιρίου είναι επίπεδη με αποτέλεσμα να δέχεται υποπίεση λόγω των φορτίων του ανέμου. Δηλαδή, ο άνεμος έχει ευμενή επιρροή ως προς τα κατακόρυφα φορτία, συνεπώς δεν συνδυάζεται με αυτά.

Τα αναλυτικά υπολογισθέντα φορτία ανέμου θεωρούμε ότι δρουν στα υποστυλώματα σαν γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα. Δηλαδή, το επιφανειακό φορτίο πολλαπλασιάστηκε με το μήκος επιρροής κάθε στύλου προκειμένου να αναχθεί σε γραμμικό ομοιόμορφα κατανεμημένο.

Εξωτερικές πιέσεις για τις δυο διευθύνσεις του ανέμου:



Σχήμα 3.5. Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου x-x.



Σχήμα 3.6. Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου y-y.

3.2.4 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Τα θερμοκρασιακά φορτία θεωρούνται έμμεσες δράσεις και κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.5 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

Οι δράσεις που οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται θεωρώντας ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας στα στοιχεία του φορέα, που οφείλεται στην μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (καλοκαίρι - χειμώνας), και προσδιορίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης. Προκειμένου να λάβουμε υπ' όψιν τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή από συστολο-διαστολές θα θεωρήσουμε μεταβολή θερμοκρασίας $\Delta T = \pm 20^{\circ}\text{C}$ (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του φέροντος οργανισμού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του).

3.2.5 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μία συγκεκριμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς, ενώ μπορούν να εφαρμοστούν εν συνεχεία διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού.

Τα φορτία χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-3, και αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500m. Θεωρούνται ως στατικά, ότι δρουν κατά τη διεύθυνση της βαρύτητας οφειλόμενα σε συσσωρεύσεις χιονιού σε μέρος ή μέρη της στέγης και κατατάσσονται στις μεταβλητές χρονικώς, αλλά πάγιες (σταθερές στον χώρο) δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991). Το χιόνι δύναται να συσσωρευτεί στις στέγες των κτιρίων με διάφορους τρόπους, αναλόγως τον τύπο της στέγης, τα θερμικά χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειάς της, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις κλιματολογικές συνθήκες της περιοχής όπου βρίσκεται η κατασκευή. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσο εκτεθειμένη είναι η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης.

Σε ειδικές περιπτώσεις όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνθηκών στατικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου του χιονιού, οι ακραίες τιμές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

Για την εκτίμηση του φορτίου χιονιού, συνήθως θεωρείται αρχικώς το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή προκύπτει για συνθήκες όπου επικρατούν άνεμοι.

Για τοποθεσίες όπου επικρατούν κανονικές συνθήκες (δηλαδή χωρίς πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων), θα εφαρμόζεται ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

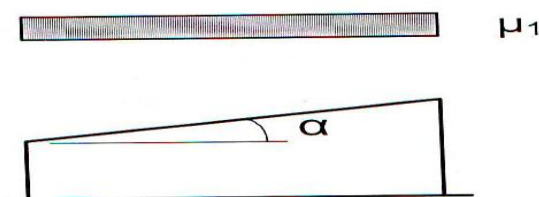
Στην περίπτωση που εξετάζουμε το φορτίο του χιονιού στην στέγη θα προσδιοριστεί από την σχέση για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

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

όπου:

- μ_i είναι ο συντελεστής μορφής του φορτίου, ο οποίος για μονοκλινή στέγη με κλίση $\alpha=0^\circ$ ισούται με 0,8 (Πίνακας 3.3).

Στην ακόλουθη εικόνα φαίνεται η προβλεπόμενη διάταξη για το συντελεστή μορφής φορτίου σε μονοκλινείς στέγες:



Σχήμα 3.7. Συντελεστής μορφής φορτίου σε μονοκλινείς στέγες.

Πίνακας 3.3. Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού.

Κλίση στέγης α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

• C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0,8$
- Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δέντρα) $C_e = 1,2$,

• C_t είναι θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης και

• s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 , συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A) και για μια συγκεκριμένη τοποθεσία και δίνεται από την σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \cdot (1 + (A/917)^2)$$

όπου A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας, το οποίο για τη δική μας περίπτωση είναι 11,05 m.

• $S_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας (δηλ. για $A=0$). Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του S_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο παράρτημα C του EN 1991- Μέρος 1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $S_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

Ζώνη I ($S_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας

Ζώνη II ($S_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Ζώνη III ($S_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$): Υπόλοιπη χώρα

Η τιμή του $S_{k,0}$ για Ζώνη III (στην οποία θεωρούμε ότι βρίσκεται η κατασκευή μας) ισούται με $0,8 \text{ kN/m}^2$.

Επομένως: $s_k = 0,8 \cdot [1 + (11,05/917)^2] = 0,80 \text{ kN/m}^2$.

Μπορούμε πλέον να υπολογίσουμε το φορτίο χιονιού το οποίο θα είναι $\rightarrow$

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,80 = \underline{\underline{0,64 \text{ kN/m}^2}}$$

3.2.6 Σεισμικές δράσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Αναλυτικότερα, τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος αντιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους. Επομένως, είναι πολύ σημαντικό να ξεκαθαριστεί ότι ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου πρόσημου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Αναφερόμενοι στις αναπτυσσόμενες αδρανειακές δυνάμεις εννοούμε ουσιαστικά τις δυνάμεις εκείνες οι οποίες τείνουν να διατηρήσουν την αρχική κατάσταση της κατασκευής έναντι της εναλλασσόμενης κίνησης του

εδάφους στο οποίο αυτή εδράζεται. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

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

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση τη γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

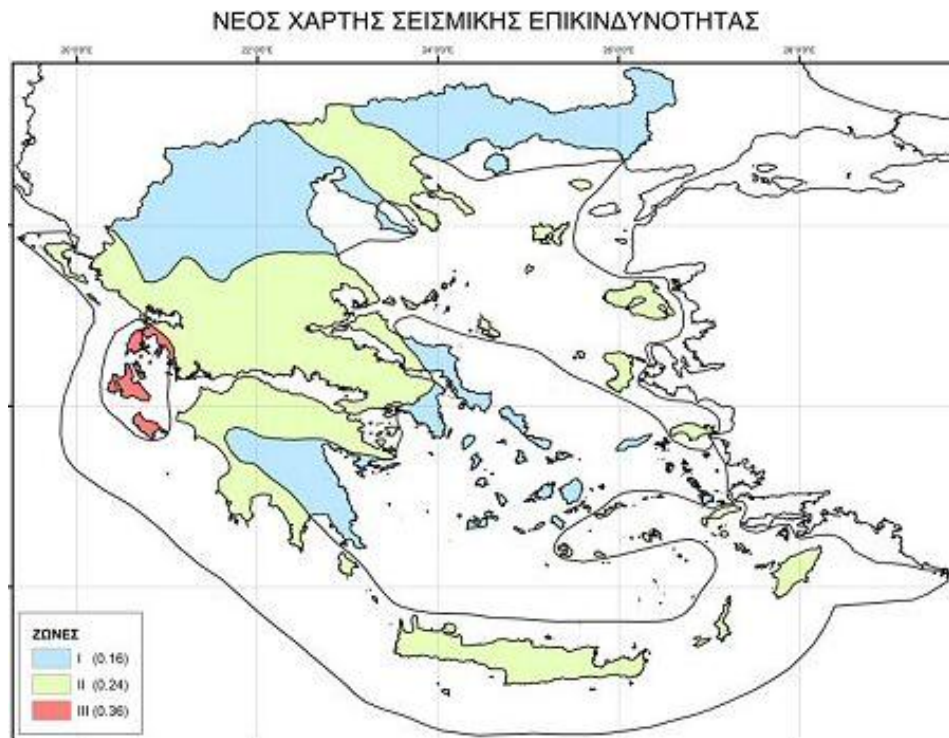
Η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα.

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση εδάφους A , ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας (Σχ. 3.8). Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη).

Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Η κατασκευή της παρούσας μελέτης θεωρήσαμε ότι βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II, η οποία αντιστοιχεί σε σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A=0,24g$ που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα. Σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, αυτή η τιμή A έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια) με βάση τη σχέση: $A = a * g$.



Σχήμα 3.8. Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας για την Ελλάδα.

Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες A, B, C, D, & E και σε δύο ειδικές κατηγορίες S_1 & S_2 . Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον Πίνακα 3.4, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Πίνακας 3.4. Κατηγορία Εδάφους.

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.

E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1

Συντελεστής σπουδαιότητας

Η εδαφική επιτάχυνση κλιμακώνεται μέσα στην ίδια τη ζώνη ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων, μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , ο οποίος εκφράζει μικρότερες ή μεγαλύτερες απαιτήσεις απόκρισης. Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Στην συγκεκριμένη περίπτωση, η κατασκευή μας ανήκει στην Κατηγορία Σπουδαιότητας S_2 (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.τ.λ.), ώστε έχει συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_I = 1,00$.

Πίνακας 3.5. Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια.

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Συντελεστής Συμπεριφοράς q

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα, στατιστικά ανεξάρτητες μεταξύ τους, αποτυπώνονται δε με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριορίστα ελαστική με ιζώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Ουσιαστικά εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριορίστα ελαστικό σύστημα.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιζώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις. Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίδονται στον Πίνακα 3.6, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

Πίνακας 3.6. Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q .

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

Στο έργο μας λαμβάνουμε $q=4,00$.

Φάσμα Σχεδιασμού

Σε οριζόντιο επίπεδο η σεισμική δράση δρα ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις που έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης. Η σεισμική δράση σχεδιασμού καθορίζεται στον EC8 μέσω του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού. Αυτό, βασικώς, προκύπτει από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων (με

απόσβεση 5%) με διαίρεση των φασματικών επιταχύνσεων δια του συντελεστή συμπεριφοράς, q .

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του EC8 δίνεται σχηματικά στο Σχήμα 3.9. Περιλαμβάνει μία περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ περιόδων T_B και T_C με τιμή 2.5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_g S$, που ακολουθείται από μία περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας μεταξύ περιόδων T_C και T_D , όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T$, και μία περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T^2$. Οι τιμές του πολλαπλασιαστικού συντελεστή S και των περιόδων T_B , T_C , T_D δίνονται στον Πίνακα 3.7 για τις κατηγορίες εδάφους A, B, C, D ή E του EC8.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις (Ε.Κ. 8):

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

όπου

$S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

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

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

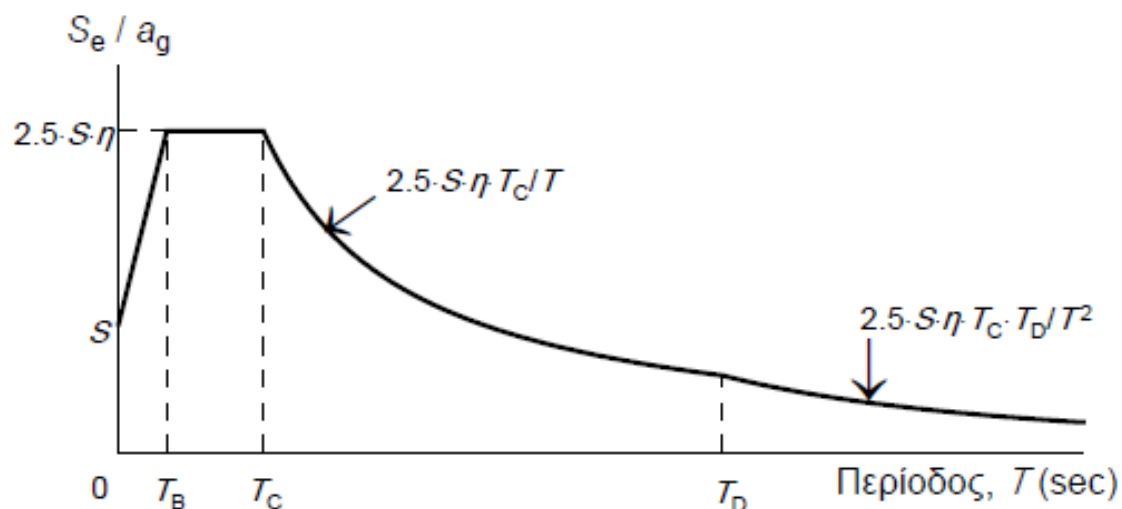
T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

S είναι ο συντελεστής εδάφους

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

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



Σχήμα 3.9. Φασματική επιτάχυνση.

Πίνακας 3.7. Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1.

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα για έδαφος κατηγορίας B, έχουμε:
 $S=1,2$, $T_B=0,15s$, $T_C=0,5s$ και $T_D=2,0s$.

3.3 Βάσεις σχεδιασμού – Δράσεις – Συνδυασμοί δράσεων

3.3.1 Γενικά – Θεμελιώδεις απαιτήσεις – Οριακές καταστάσεις

Στα έργα του πολιτικού μηχανικού ο έλεγχος βασίζεται σχεδόν αποκλειστικά σε υπολογιστικές μεθόδους, οι οποίες πρέπει να προβλέπουν μελλοντικά γεγονότα τόσο σε ότι αφορά την ένταση, χρονική διάρκεια και κατανομή των δράσεων, όσο και σε ότι αφορά τις αντιστάσεις που θα αναπτυχθούν στο συγκεκριμένο έργο. Απαιτείται, συνεπώς, μια πρόγνωση του μέλλοντος, η οποία για να βρίσκεται κοντά στην πραγματικότητα πρέπει να βασίζεται σε επιστημονικές μεθόδους, όπως αυτή της πιθανοτικής θεωρίας.

Θεμελιώδεις Απαιτήσεις

Λόγω του μεγάλου πλήθους δράσεων επί των κατασκευών, γεννάται η ανάγκη να προσδιορισθεί, με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια, τόσο η ένταση του συνόλου των δράσεων επί των κατασκευών όσο και το ποσοστό συμμετοχής της κάθε μιας δράσης ξεχωριστά.

Οι ενδεχόμενες βλάβες αποφεύγονται ή περιορίζονται με κατάλληλη επιλογή ενός ή περισσοτέρων από τα παρακάτω μέτρα:

- Αποφυγή, απάλειψη ή περιορισμός των παραγόντων οι οποίοι είναι δυνατόν να επιδράσουν στην κατασκευή προκαλώντας δυσάρεστες και επικίνδυνες συνέπειες.
- Επιλογή δομικού συστήματος το οποίο να έχει μικρή ευαισθησία στους εξεταζόμενους κινδύνους.
- Επιλογή δομικής μορφής, η οποία μπορεί να επιβιώσει επαρκώς έναντι της τυχατικής αφαίρεσης ενός μεμονωμένου μέλους ή ενός περιορισμένου τμήματος της κατασκευής ή έναντι μιας τοπικής αποδεκτής βλάβης.
- Αποφυγή, κατά το δυνατόν, δομικών συστημάτων τα οποία μπορούν να καταρρεύσουν χωρίς προειδοποίηση.

Οι προαναφερθείσες απαιτήσεις ικανοποιούνται γενικότερα με την επιλογή κατάλληλων υλικών και με τον κατάλληλο σχεδιασμό, δίνοντας έμφαση και προσοχή στις κατασκευαστικές λεπτομέρειες και τηρώντας σχολαστικά τις προδιαγραφές των διαδικασιών ελέγχου της παραγωγής, κατασκευής και χρήσης της εκάστοτε κατασκευής.

Καταστάσεις σχεδιασμού

Ως καταστάσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι:

- Καταστάσεις διάρκειας, οι οποίες αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης της κατασκευής
- Παροδικές καταστάσεις (διάρκεια κατασκευής ή και διάρκεια επισκευών)
- Τυχηματικές καταστάσεις

Ο ‘σχεδιασμός-μελέτη’ μιας κατασκευής αποσκοπεί στο να καταδείξει ότι – υπό ορισμένες παραδεκτές πιθανότητες – η κατασκευή δεν θα βρεθεί σε μια ακραία κατάσταση κατά την οποία θεωρείται πλέον ακατάλληλη για τον σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε και ονομάζεται εν γένει ‘οριακή κατάσταση’.

Οριακές καταστάσεις

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

- Οριακές καταστάσεις Αστοχίας
- Οριακές καταστάσεις Λειτουργικότητας

Κατά τη διαστασιολόγηση και έλεγχο του κτιρίου για τους συνδυασμούς δράσεων των οριακών καταστάσεων αντοχής και λειτουργικότητας ζητείται να αποδειχθεί ότι οι καταπονήσεις στις καταστάσεις αυτές δεν υπερβαίνουν τις αντιστάσεις για κάθε μέλος της κατασκευής ξεχωριστά. Εάν για κάποιο στοιχείο της κατασκευής δεν ισχύει αυτό, τότε θεωρείται ότι έχει εξαντλήσει όλα τα περιθώρια ανάληψης δράσεων και πέρα από αυτό το σημείο δεν πληρεί τις απαιτήσεις ασφαλείας ή/και λειτουργικότητας.

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες ενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (μειωτικοί συντελεστές συνδυασμού ψ), καθώς είναι πολύ μικρές οι πιθανότητες για το σύνολο των δράσεων να λάβουν μέγιστες τιμές ταυτόχρονα, για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται στο φορέα. Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

3.3.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Είναι οι οριακές καταστάσεις που σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων. Σε αυτή την περίπτωση έχουμε πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ, που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού, σύμφωνα με τον Ευρωκ.0, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\Sigma \gamma_G G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

όπου $G_{k,j}$ οι χαρακτηριστικές τιμές των μόνιμων δράσεων, το $Q_{k,1}$ αντιστοιχεί στην εκάστοτε επικρατέστερη μεταβλητή δράση, $\gamma_G (= 1,35)$ και $\gamma_Q (= 1,50)$ οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των μόνιμων δράσεων και των μεταβλητών δράσεων, αντίστοιχα.

- Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\Sigma G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Για καταστάσεις σεισμού:

$$\Sigma G_{k,j} + A_{Ed} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Οι τιμές των συντελεστών ψ_i για κτίρια προκύπτουν από τον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 3.8. Οι τιμές των συντελεστών ψ_i για κτίρια.

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
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	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία Ε: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας βάρους οχημάτων $\leq$	1,0	0,9	0,8

30kN			
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων	0,7	0,7	0,6
30kN < βάρος οχημάτων ≤ 160kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN1991-1-3)			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H>1000m	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H≤1000m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαγιάς) σε κτίρια	0,6	0,5	0

3.3.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ.). Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά:

- Τις λειτουργικές απαιτήσεις από το φορέα ή ένα μέλος υπό συνθήκες συνήθους χρήσης
- Την άνεση των χρηστών
- Την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων (π.χ. εκτεταμένη ρηγμάτωση)

Ο συνδυασμός σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δίνεται από την εξής σχέση:

$$\Sigma G_{k,j} + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

όπου $G_{k,j}$ οι χαρακτηριστικές τιμές των μόνιμων δράσεων και το $Q_{k,1}$ αντιστοιχεί στην εκάστοτε επικρατέστερη μεταβλητή δράση.

3.3.4 Συνδυασμοί δράσεων κτιρίου

Οι συμβολισμοί που χρησιμοποιήθηκαν για τις φορτίσεις, όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα για την ανάλυση του υπό μελέτη κτιρίου, είναι οι ακόλουθοι:

- DEAD: άθροισμα μόνιμων φορτίων (ίδιο βάρος στοιχείων, ίδιο βάρος πλάκας, πρόσθετα μόνιμα)
- LIVE: άθροισμα κινητών φορτίων
- LIVEROOF: κινητά φορτία στέγης
- SNOW: φορτίο χιονιού
- WINDX: φορτίο ανέμου κατά τη διεύθυνση x-x
- WINDY: φορτίο ανέμου κατά τη διεύθυνση y-y
- TEMP: θερμοκρασιακή μεταβολή
- QUAKEX: σεισμικά φορτία κατά τη διεύθυνση x-x

- QUAKEY: σεισμικά φορτία κατά τη διεύθυνση y-y

Στον Πίνακα 3.9 παρουσιάζονται οι συνδυασμοί φορτίσεων όπως έχουν οριστεί στο πρόγραμμα.

Πίνακας 3.9. Οι συνδυασμοί φορτίσεων όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα.

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ→ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ↓	DEAD	LIVE	LIVEROOF	SNOW	WINDX	WINDY	TEMP	QUAKEX	QUAKEY
OKA1	1,35	1,5	1,5				0,9		
OKA2X	1,35	1,5		0,75	0,9		0,9		
OKA2Y	1,35	1,5		0,75		0,9	0,9		
OKA3X	1,35	1,5			0,9		0,9		
OKA3Y	1,35	1,5				0,9	0,9		
OKA4	1,35	1,5		0,75			0,9		
OKA5X	1,35	1,05		1,5	0,9		0,9		
OKA5Y	1,35	1,05		1,5		0,9	0,9		
OKA6X	1,35	1,05		0,75	1,5		0,9		
OKA6Y	1,35	1,05		0,75		1,5	0,9		
OKA7	1,35	1,05		1,5			0,9		
OKA8X	1,35	1,05			1,5		0,9		
OKA8Y	1,35	1,05				1,5	0,9		
OKA9X	1,35	1,05		0,75	0,9		1,5		
OKA9Y	1,35	1,05		0,75		0,9	1,5		
OKA10	1,35	1,05		0,75			1,5		
OKA11X	1,35	1,05			0,9		1,5		
OKA11Y	1,35	1,05				0,9	1,5		
OKΛ1	1	1	1				0,6		
OKΛ2X	1	1		0,5	0,6		0,6		
OKΛ2Y	1	1		0,5		0,6	0,6		
OKΛ3	1	1		0,5			0,6		
OKΛ4X	1	1			0,6		0,6		
OKΛ4Y	1	1				0,6	0,6		
OKΛ5X	1	0,7		1	0,6		0,6		
OKΛ5Y	1	0,7		1		0,6	0,6		
OKΛ6X	1	0,7		0,5	1		0,6		
OKΛ6Y	1	0,7		0,5		1	0,6		
OKΛ7	1	0,7		1			0,6		
OKΛ8X	1	0,7			1		0,6		
OKΛ8Y	1	0,7				1	0,6		
OKΛ9X	1	0,7		0,5	0,6		1		
OKΛ9Y	1	0,7		0,5		0,6	1		
OKΛ10	1	0,7		0,5			1		
OKΛ11X	1	0,7			0,6		1		
OKΛ11Y	1	0,7				0,6	1		
SEISMOSX1	1	0,3		0,3				1	0,3
SEISMOSX2	1	0,3		0,3				-1	0,3
SEISMOSX3	1	0,3		0,3				1	-0,3
SEISMOSX4	1	0,3		0,3				-1	-0,3
SEISMOSY1	1	0,3		0,3				0,3	1
SEISMOSY2	1	0,3		0,3				-0,3	1
SEISMOSY3	1	0,3		0,3				0,3	-1
SEISMOSY4	1	0,3		0,3				-0,3	-1

Κεφάλαιο 4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ (ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ – ΕΛΕΓΧΟΙ)

4.1 Εισαγωγή – Ανάλυση φορέα – Μέθοδοι ανάλυσης

Ο σχεδιασμός του φέροντος οργανισμού, βασιζόμενος στα δεδομένα που προκύπτουν από την αρχιτεκτονική μελέτη, σχετικά με τις θέσεις των υποστυλωμάτων, τις στάθμες των ορόφων, το μήκος των ανοιγμάτων κλπ, οφείλει να εξασφαλίζει τη δημιουργία διαδρομών για την ασφαλή παραλαβή και μεταφορά των φορτίων στη θεμελίωση.

Εξίσου σημαντικό στοιχείο του σχεδιασμού αποτελεί ο καθορισμός του συστήματος πλακών και δευτερευουσών δοκών. Ο ρόλος των πλακών είναι αφενός η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων και αφετέρου η μεταφορά των οριζόντιων δράσεων (κυρίως σεισμικών) μέσω διαφραγματικής λειτουργίας, η οποία και πρέπει να εξασφαλίζεται. Συγκεκριμένα, στις σύμμικτες πλάκες η μεταφορά της έντασης εξασφαλίζεται μέσω της συνέχειας των πλακών και της κατάλληλης σύνδεσης των χαλυβδόφυλλων με τις δοκούς.

Προκειμένου να μειωθεί το άνοιγμα των πλακών προβλέφθηκε η τοποθέτηση δευτερευουσών δοκών οι οποίες εδράζονται επί των κυρίων. Όσον αφορά την υψομετρική θέση των δευτερευουσών δοκών σε σχέση με τις κύριες επιλέχθηκε ισοσταθμία μεταξύ τους.

Τέλος, ο καθορισμός του συστήματος εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας του βασικού πλαισίου είναι ένα ακόμα κομμάτι του σχεδιασμού στο οποίο πρέπει να δίδεται ιδιαίτερη σημασία. Η ανάγκη αυτή προκύπτει από το γεγονός του ότι πέραν των κατακόρυφων φορτίων απαιτείται και η ασφαλής μεταφορά των οριζοντίων δράσεων και από το ότι στα μεταλλικά κτίρια οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων δεν είναι απαραίτητα συνδέσεις ροπής αλλά και τέμνουσας (απλές). Η πλευρική ευστάθεια στην υπόψη κατασκευή εξασφαλίζεται μέσω κατακόρυφων συνδέσμων.

Η στατική ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος SAP2000 v.14.2.2. Το πρόγραμμα SAP2000 αποτελεί ένα υπερσύγχρονο και πολυχρηστικό λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης – διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με μεγάλες δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων.

Μέσω του προγράμματος SAP2000, βρέθηκαν τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα στοιχεία της κατασκευής, για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων. Ο έλεγχος επάρκειας των διατομών γίνεται αυτοματοποιημένα από το πρόγραμμα, με βάση τον Ευρωκώδικα 3. Οι διατομές των στοιχείων του φορέα επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης, έτσι ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων, και επίσης να είναι οικονομική η ανέγερση της κατασκευής.

Ανάλυση Φορέα

Μετά τον προσδιορισμό των δράσεων, οι οποίες θα ενεργήσουν επί της κατασκευής κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της, αλλά και σε όλες τις φάσεις ανέγερσης, ακολουθεί ο έλεγχος έναντι όλων των δυνατών συνδυασμών δράσεων. Στόχος είναι να διαπιστωθεί ότι για αυτούς τους συνδυασμούς, για κάθε μέλος και σε κάθε διατομή του φέροντα οργανισμού, τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη

ικανοποιούν τον έλεγχο με τον οποίο διαπιστώνεται η επάρκεια του φορέα. Ο έλεγχος αυτός δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$S_d \leq R_d$$

όπου:

S_d : οι τιμές σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων

R_d : οι αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού των αντιστάσεων

Μέθοδοι ανάλυσης

Οι εσωτερικές δυνάμεις και ροπές σε μια στατικά ορισμένη κατασκευή πρέπει να υπολογίζονται χρησιμοποιώντας τις εξισώσεις στατικής ισορροπίας. Μπορούν γενικά να προσδιορίζονται χρησιμοποιώντας:

➤ ελαστική καθολική ανάλυση

Ελαστική καθολική ανάλυση είναι αυτή που βασίζεται στην υπόθεση ότι η σχέση τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων του υλικού είναι γραμμική, όποια και να είναι η στάθμη της τάσης. Αυτή η υπόθεση μπορεί να διατηρείται τόσο για την πρώτη τάξης, όσο και για τη δεύτερης τάξης ελαστική ανάλυση, ακόμα και όπου η αντοχή της διατομής βασίζεται στη πλαστική της αντοχή.

➤ πλαστική καθολική ανάλυση

Πλαστική ελαστική ανάλυση είναι αυτή που βασίζεται στην υπόθεση ότι ο φορέας βρίσκεται στην κατάσταση τελικής αστοχίας και υπολογίζεται το φορτίο αστοχίας με προσεγγιστικούς τρόπους.

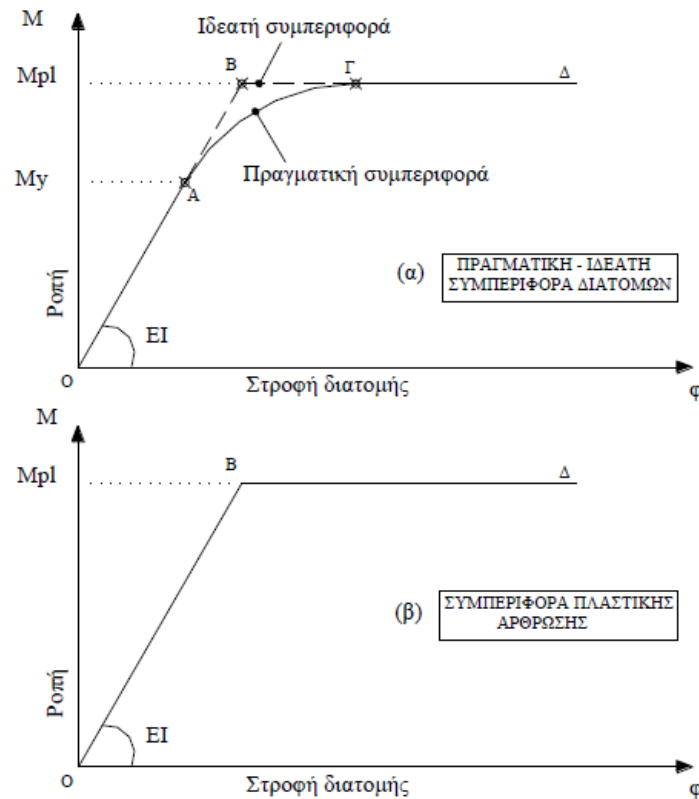
Αξίζει να σημειωθεί πως η μέθοδος που χρησιμοποιείται για να προσδιοριστούν τα εξωτερικώς δρώντα και τα εσωτερικώς αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη στα μέλη μιας κατασκευής είναι άμεση συνάρτηση της ικανότητας των μελών να αναπτύσσουν σε συγκεκριμένες θέσεις τους (δηλαδή συγκεκριμένες διατομές τους) στροφές ίσες με αυτές που επιβάλλονται από τα εξωτερικά φορτία. Στον Πίνακα 4.1 δίνονται οι διάφορες μέθοδοι υπολογισμού των εξωτερικών και εσωτερικών εντατικών μεγεθών σχεδιασμού.

Πίνακας 4.1. Μέθοδοι υπολογισμού S_d και R_d .

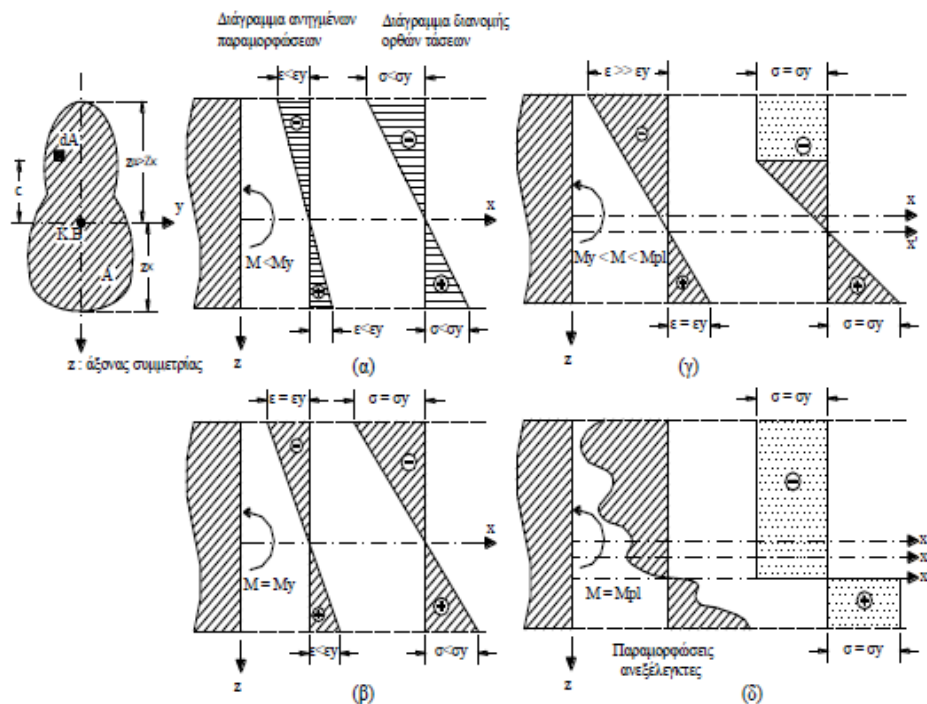
Μέθοδος υπολογισμού	Υπολογισμός S_d	Υπολογισμός R_d
Ελαστική - Ελαστική	Ελαστικός	Ελαστικός
Ελαστική - Πλαστική	Ελαστικός	Πλαστικός
Πλαστική - Πλαστική	Πλαστικός	Πλαστικός

Η πρώτη διαρροή συμβαίνει στη ροπή M_y . Για μεγαλύτερες ροπές η δυσκαμψία μειώνεται, λόγω αυξημένης πλαστικοποίησης, μέχρι τη ροπή πλήρους

πλαστικοποίησης M_{pl} , όπου η ακαμγία της διατομής μηδενίζεται. Ο κλάδος ΟΑ του σχήματος (α) στο Σχήμα 4.1 ισοδυναμεί με τα σχήματα (α & β) στο Σχήμα 4.2. Ο κλάδος ΑΓ ισοδυναμεί με το σχήμα 3. (γ) και ο κλάδος ΓΔ ισοδυναμεί με το σχήμα 3. (δ).



Σχήμα 4.1. Πραγματική – ιδεατή συμπεριφορά διατομών κατά την πλαστικοποίησή τους.



Σχήμα 4.2. Εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη διατομής καταπονούμενης από ροπή διαρροής, ροπή μερικού πλαστικοποίησης και ροπή πλήρους πλαστικοποίησης.

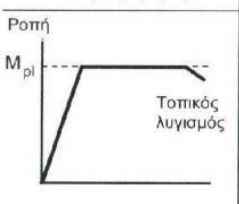
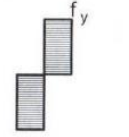
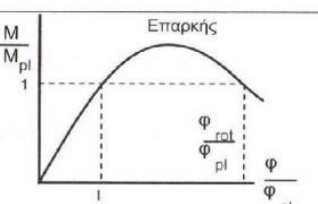
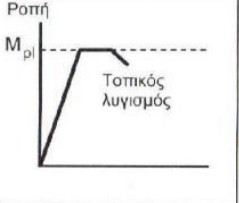
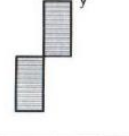
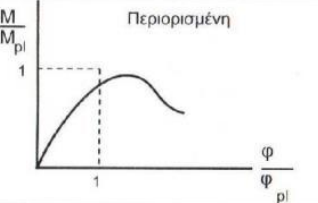
4.2 Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3

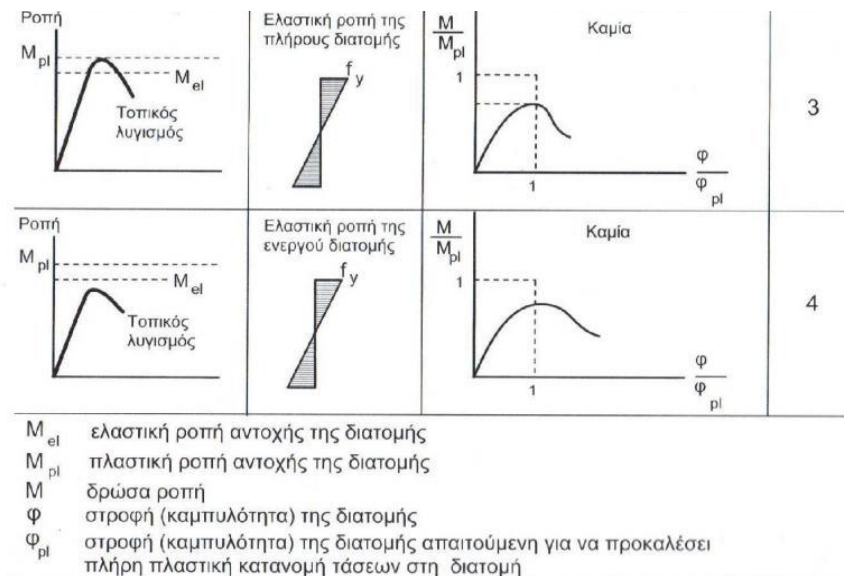
Ανάλογα με το είδος του εξεταζόμενου μέλους από δομικό χάλυβα είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός των αντίστοιχων ελέγχων. Σε γενικές γραμμές ισχύει:

- Οι δοκοί και οι διαδοκίδες ελέγχονται σε τέμνουσα, κάμψη και θλίψη.
- Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε τέμνουσα, διαξονική κάμψη και θλίψη.
- Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι ελέγχονται έναντι λυγισμού και μονοαξονικού εφελκυσμού.

Ο έλεγχος των διατομών ξεκινά από την κατάταξή τους σε κατηγορίες. Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών σε τέσσερις κατηγορίες (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3) είναι να αναγνωρίσει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό. Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής (Πίνακας 4.3) εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα (εν μέρει ή πλήρως) λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία της. Επομένως, η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σε αυτή. Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενής) των θλιβόμενων στοιχείων της.

Πίνακας 4.3. Κατάταξη διατομών σε σχέση με τη ροπή αντοχής και τη στροφική ικανότητα.

Μοντέλο Συμπεριφοράς	Ροπή Αντοχής	Στροφική Ικανότητα	Κατηγορία
			1
			2



❖ Έλεγχος σε αξονική δύναμη

Για τα εφελκόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

Για διατομές με οπές, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλίων

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

Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφη θλίψη $N_{c,Rd}$ πρέπει να καθορίζεται, όπως παρακάτω:

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

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

❖ Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη

$$\text{σχέση: } \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

όπου $M_{c,Rd}$ καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις οπές κοχλίων.

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται ως εξής:

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

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

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

όπου $W_{el,min}$ και $W_{eff,min}$ αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση.

❖ Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω προσεγγιστικό

$$\text{κριτήριο: } \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

στο οποίο α και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα ή αλλιώς ως εξής:

- I και H διατομές:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \quad \text{αλλά } \beta \geq 1$$

- Κοίλες κυκλικές διατομές:

$$\alpha = 2 ; \beta = 2$$

- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \quad \text{αλλά } \alpha = \beta \leq 6$$

όπου $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

❖ Έλεγχος σε διάτμηση

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να

$$\text{ικανοποιεί τη σχέση: } \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$.

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από τη σχέση:

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

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

$A_v = 1,04 \cdot h \cdot t_w$ για πρότυπες ελατές διατομές τύπου I, H και U

$A_v = 1,00 \cdot d \cdot t_w$ για συγκολλητές διατομές τύπου I, H και κιβωτοειδής

όπου h και d , είναι το συνολικό ύψος της διατομής και το ύψος του κορμού αντίστοιχα και t_w το πάχος του κορμού.

❖ Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη

1. Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, το κριτήριο που θα ικανοποιείται, όταν δεν

υπάρχει τέμνουσα δύναμη, είναι :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} + \left[\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right]^2 \leq 1$$

όπου $M_{pl,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή σχεδιασμού της πλήρους διατομής.

2. Για την περίπτωση συγκολλητών ισόπελμων διατομών τύπου I και H πρέπει να ισχύει :

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

όπου το $\alpha = (A - 2b \cdot t_f) / A$, όμως $\alpha \leq 0,5$ και $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ όταν :

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

3. Για την περίπτωση που έχουμε διαξονική κάμψη με αξονική μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε τον ακόλουθο προσεγγιστικό κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

❖ Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

Όταν υπάρχει διάτμηση, η πλαστική καμπτική αντίσταση σχεδιασμού μειώνεται. Ωστόσο, για μικρές τιμές της τέμνουσας δύναμης η μείωση αυτή μπορεί και να αγνοείται. Για το λόγο αυτό ακολουθείται το παρακάτω κριτήριο:

- Αν $V_{Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, δεν απαιτείται μείωση των καμπτικών αντιστάσεων.

- Αν $V_{Ed} > \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, τότε η καμπτική αντίσταση της διατομής μειώνεται στο $M_{v,Rd}$, τη μειωμένη πλαστική καμπτική αντίσταση υπό την επίδραση τέμνουσας.

❖ **Έλεγχος σε κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη**

Κατά παρόμοια λογική με προηγουμένως διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις :

- Αν $V_{Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, δεν απαιτείται μείωση στο συνδυασμό ροπών και αξονικών δυνάμεων
- Αν $V_{Ed} > \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, τότε η αντίσταση σχεδιασμού της διατομής για τους συνδυασμούς ροπής και αξονικής δύναμης θα υπολογίζεται με μειωμένη τάση $(1-\rho) f_y$ επί της επιφάνειας διάτμησης, όπου $\rho = \left[\left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} \right) - 1 \right]^2$.

❖ **Έλεγχοι μελών σε λυγισμό**

Θλιβόμενα μέλη

Η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό ενός θλιβόμενου μέλους θα λαμβάνεται ίση με:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}$$

όπου:

β_A συντελεστής ίσος με τη μονάδα για τη κατηγορία διατομών 1,2,3.

χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού που δίνεται από πίνακα στον EC3

$\bar{\lambda}$ είναι η αδιάστατη λυγηρότητα που προσδιορίζεται (στον ίδιο πίνακα) από τη

$$\text{σχέση : } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A A f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

όπου:

λ είναι η λυγηρότητα για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού = l/i

$$\lambda_1 \text{ είναι ίσο με } \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon$$

$$\varepsilon \text{ είναι ίσο με } \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ όπου } f_y \text{ σε kN/mm}^2 \text{ και}$$

N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού (Πίνακας 4.4).

Πίνακας 4.4. Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή.

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

Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη

(1) Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό μιας δοκού μη εξασφαλισμένης πλευρικά θα λαμβάνεται από τη σχέση :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}$$

όπου:

β_w συντελεστής ίσος με τη μονάδα για κατηγορία διατομών 1 και 2

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό, οι τιμές του οποίου δίνονται από πίνακα για την ανάλογη αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$, όπου $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$ και $\chi = \chi_{LT}$, χρησιμοποιώντας την καμπύλη α για τις ελατές και την καμπύλη c για τις συγκολλητές.

Η τιμή του $\bar{\lambda}_{LT}$ μπορεί επίσης να υπολογίζεται σύμφωνα με το παράρτημα F του Ευρωκώδικα σύμφωνα με την ελαστική κρίσιμη ροπή για πλευρικό λυγισμό.

(2) Όταν μια δοκός είναι πλήρως εξασφαλισμένη πλευρικά, δεν χρειάζεται έλεγχο σε πλευρικό λυγισμό.

Λυγισμός μελών υπό το συνδιασμό κάμψης και αξονικής θλίψης

- ✓ Μέλη με διατομές κατηγορίας 1 και 2, που υπόκεινται σε συνδυασμό κάμψης και αξονικής δύναμης, πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση :

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} A f_y}}{\gamma_{M1}} + \frac{\frac{k_y M_{y,Ed}}{W_{pl,y} f_y}}{\gamma_{M1}} + \frac{\frac{k_z M_{z,Ed}}{W_{pl,z} f_y}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

όπου :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Ed}}{\chi_y A f_y} \quad \text{αλλά } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \quad \text{αλλά } \mu_y \leq 0,9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Ed}}{\chi_z A f_y} \quad \text{αλλά } k_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left[\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right] \quad \text{αλλά } \mu_z \leq 0,9$$

$\chi_{\min}$ είναι το μικρότερο από τα χ_y και χ_z , που είναι οι μειωτικοί συντελεστές για τους άξονες y-y και z-z αντίστοιχα.

β_{My} και β_{Mz} είναι οι συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής για καμπτικό λυγισμό και εξαρτώνται από τη μορφή του διαγράμματος ροπών μεταξύ των σημείων στήριξης.

- ✓ Μέλη με διατομές κατηγορίας 1 και 2, για τα οποία ο πλευρικός λυγισμός αποτελεί πιθανή μορφή αστοχίας, πρέπει να ικανοποιούν επίσης τη σχέση:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_y}}{\gamma_{M1}} + \frac{\frac{k_{LT} M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}}{\gamma_{M1}} + \frac{\frac{k_z M_{z,Ed}}{W_{pl,z} f_y}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

όπου :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Ed}}{\chi_z A f_y} \quad \text{αλλά } k_{LT} \leq 1,0$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{M,LT} - 0,15 \quad \text{αλλά } \mu_{LT} \leq 0,9$$

β_{LT} είναι ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής για πλευρικό λυγισμό.

Λυγισμός μελών υπό το συνδυασμό κάμψης και αξονικού εφελκυσμού

Μέλη υποκείμενα σε συνδυασμό κάμψης και αξονικού εφελκυσμού θα πρέπει να ελέγχονται για την αντοχή σε πλευρικό λογισμό, χρησιμοποιώντας την αξονική δύναμη και την καμπτική ροπή ως διανυσματική επιτάχυνση.

Όπου η αξονική δύναμη και η καμπτική ροπή μπορούν να μεταβάλλονται ανεξάρτητα, η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης θα πολλαπλασιάζεται με ένα μειωτικό συντελεστή για διανυσματικές επιδράσεις, ο οποίος είναι $\psi_{\text{vec}}=0,8$.

4.3 Ανάλυση κτιρίου με το SAP2000

4.3.1 Πρόγραμμα SAP2000

Η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος SAP2000 version 14.2.2, ένα διεθνώς αναγνωρισμένο εξελιγμένο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης – διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με εξαιρετικές δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων μεγάλης γκάμας δομημάτων, συμπεριλαμβανομένων γεφυρών, φραγμάτων, δεξαμενών και κτιρίων. Ένα χαρακτηριστικό του προγράμματος είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επίλυση είτε μεταλλικών κατασκευών, είτε κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Παρακάτω γίνεται αναφορά σε κάποια βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο λογισμικό ανάλυσης:

- Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates). Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.
- Οι δυνατότητες στατικών φορτίσεων επιτρέπουν την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης (ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων), θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων από προέκταση, ενώ επιπλέον μπορούμε να έχουμε επικόμβιες φορτίσεις με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Οι δυναμικές φορτίσεις μπορεί να είναι της μορφής φασματικής απόκρισης πολλαπλής βάσεως ή πολλαπλά χρονικά μεταβαλλόμενων φορτίων και διεγέρσεις βάσης. Το πρόγραμμα υποστηρίζει ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Ritz, καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS, CQC ή GMC. Επιπλέον, είναι διαθέσιμα μεταβαλλόμενα φορτία οχημάτων για μεμονωμένα οχήματα, λωρίδες φόρτισης και φορτία συρμών.
- Το πρόγραμμα είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων των Ευρωκωδίκων και των Αμερικανικών κανονισμών. Έτσι, παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης που συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών με AISC-ASD, LRFD και EC3, διαστασιολόγηση μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα με Αμερικάνικους κανονισμούς και EC2, καθώς και διαστασιολόγηση επιφανειακών στοιχείων.
- Σε περίπτωση μη γραμμικής πλαστικής ανάλυσης, η στατική Pushover ανάλυση εκτελείται με έναν απλό και πρακτικό τρόπο. Μη γραμμικές αρθρώσεις (πλαστικές αρθρώσεις) μπορούν να οριστούν σε οποιαδήποτε θέση των ραβδωτών στοιχείων, ενώ οι ιδιότητές τους μπορούν να οριστούν από τον χρήστη ή να υπολογιστούν αυτόματα από το πρόγραμμα. Οι αναλύσεις μπορεί να ελέγχονται, είτε από τις εξωτερικές δυνάμεις, είτε από τις παραμορφώσεις,

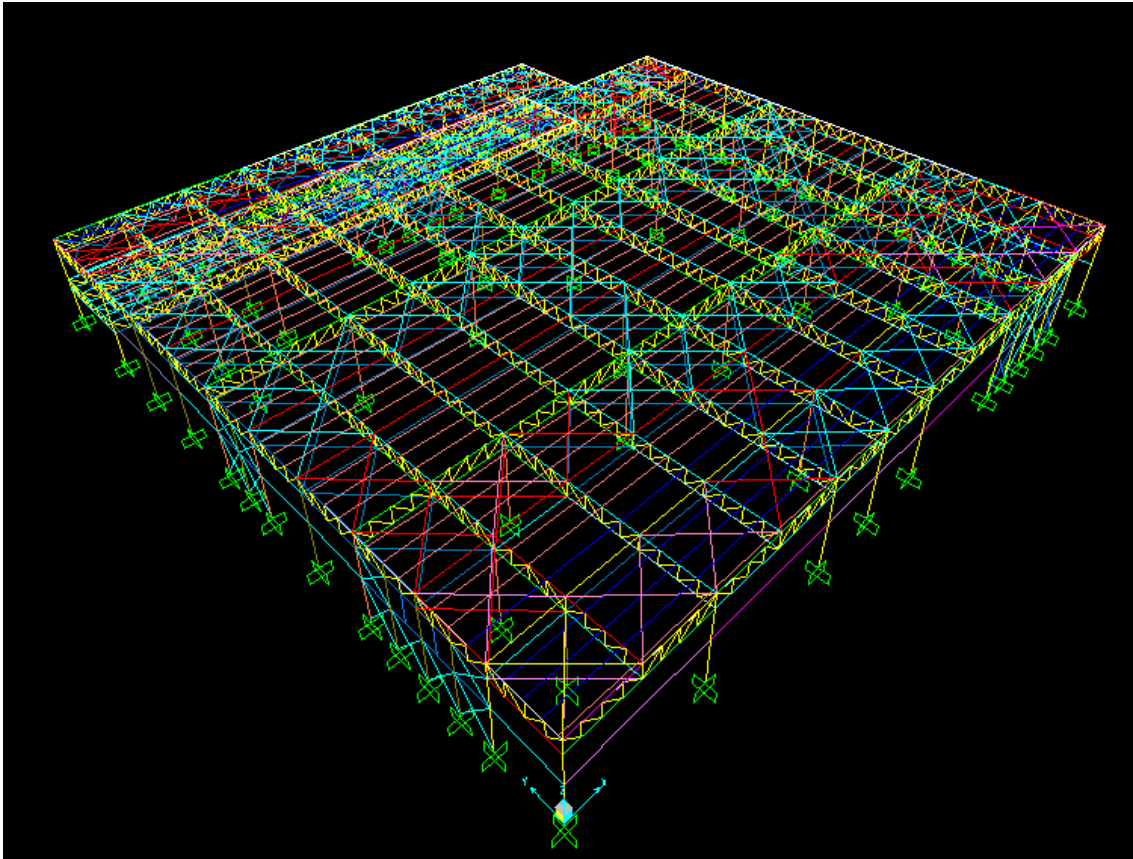
και τα αποτελέσματα είναι διαθέσιμα σε γραφική μορφή ή πίνακες. Το ίδιο μοντέλο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για Στατική, Δυναμική και μη γραμμική ανάλυση με χρονική ολοκλήρωση (Time History Analysis). Τα αποτελέσματα της μη γραμμικής Pushover ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια από τους επεξεργαστές διαστασιολόγησης του προγράμματος. Τα αποτελέσματα της Pushover ανάλυσης απεικονίζονται και είναι διαθέσιμα βήμα – βήμα τόσο σε γραφική μορφή όσο και σε μορφή κειμένου. Οι φασματικές καμπύλες αντοχών με τις εξαιρετικές ιδιότητες αλληλεπίδρασης που διαθέτουν, επιτρέπουν την μελέτη των επιπτώσεων στην κατασκευή με άμεση αλλαγή των παραμέτρων.

4.3.2 Προσομοίωση φορέα – Διαστασιολόγηση στοιχείων κατασκευής

Πραγματοποιήθηκε η εισαγωγή του μοντέλου του υπό μελέτη φορέα στο πρόγραμμα SAP2000, μέσω του γραφικού του περιβάλλοντος και των σχεδιαστικών του εργαλείων. Πρέπει να επισημανθεί ότι η δημιουργία του μοντέλου ήταν μια ιδιαίτερα χρονοβόρα διαδικασία, λόγω της πολυπλοκότητας και του μεγέθους του κτιρίου, καθώς και της χρήσης σε αυτό πλέον των 30 διαφορετικών διατομών (frame sections), των οποίων η γεωμετρία δεν ακολουθεί πάντα τις γραμμές και τους κόμβους του καννάβου.

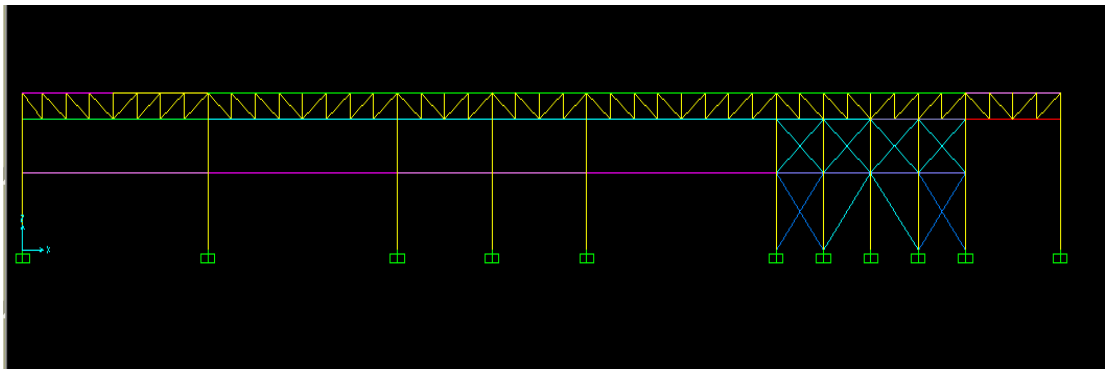
Οι κυριότερες διατομές που συναντώνται στα διάφορα μέλη του φορέα, όπως φαίνονται στο Σχήμα 4.4 είναι:

- Υποστυλώματα → SHS 400*40 (κίτρινο χρώμα), SHS 400*20 (γαλάζιο χρώμα), κ.α.
- Κύριες δοκοί → SHS 220*12,5 (μπλε χρώμα), SHS 140*6 (πράσινο χρώμα), HEA 400 (κίτρινο χρώμα), κ.α.
- Δευτερεύουσες δοκοί → SHS 180*8 (γκρι χρώμα), SHS 140*8 (ροζ χρώμα), HEA 280A (ανθρακί χρώμα) κ.α.
- Τεγίδες → IPE 270 (κόκκινο χρώμα), κ.α.
- Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας → SHS 180*8 (άσπρο χρώμα), SHS 180*10 (φούξια χρώμα), κ.α.
- Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας → SHS 120*5 (λαχανί χρώμα), SHS 120*8 (καφέ χρώμα), κ.α.

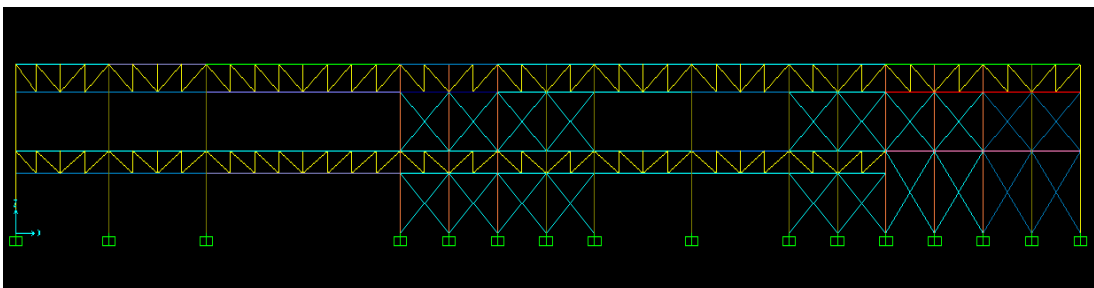


Σχήμα 4.4. Τρισδιάστατη απεικόνιση του μοντέλου.

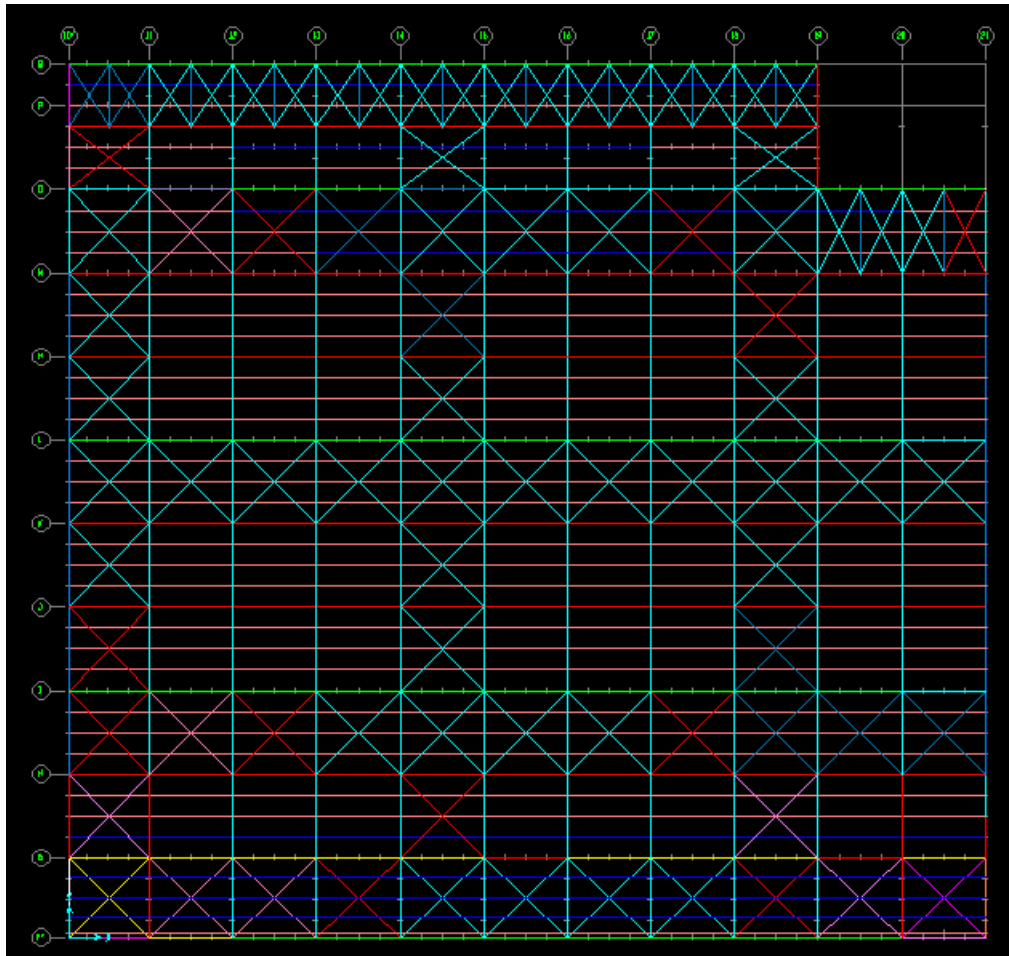
Ενδεικτικά, επίσης, παρουσιάζονται:



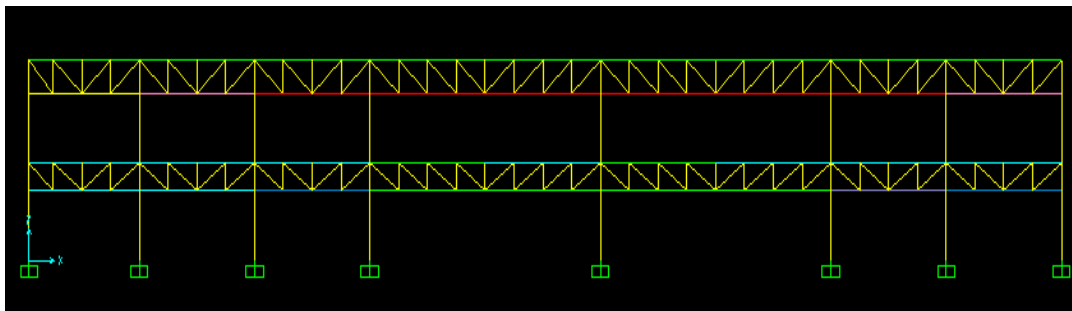
Σχήμα 4.5. Όψη κατά μήκος του άξονα F (επίπεδο xz).



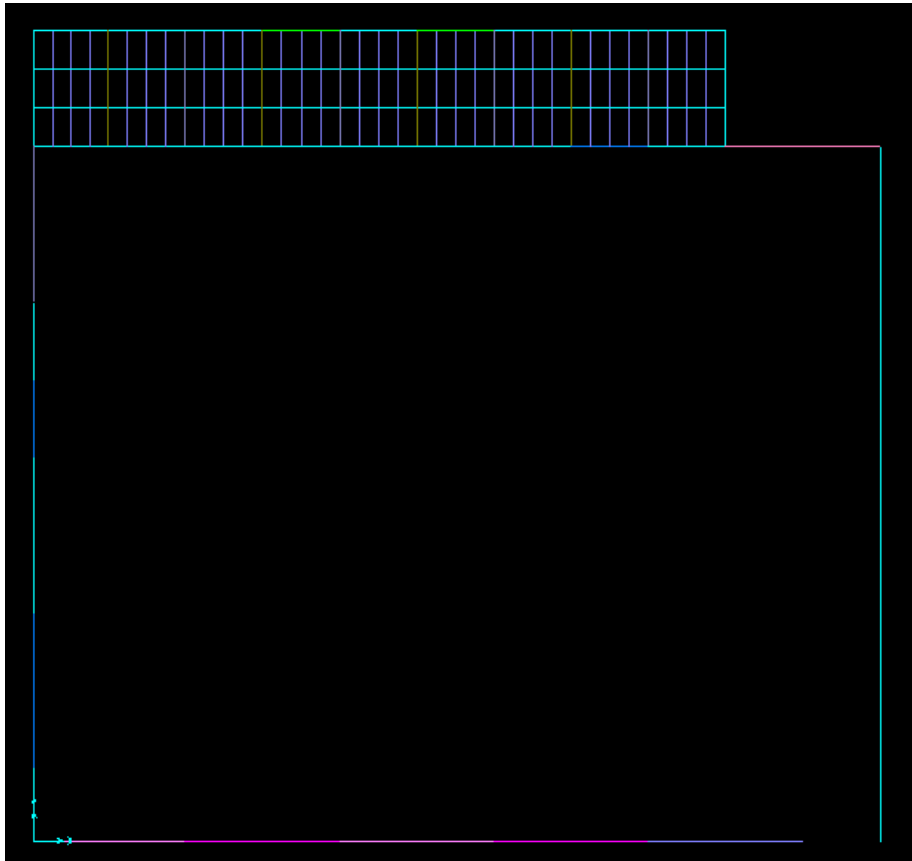
Σχήμα 4.6. Όψη κατά μήκος του άξονα O (επίπεδο xz).



Σχήμα 4.7. Κάτοψη μοντέλου στη στάθμη +11,05m (επίπεδο xy).

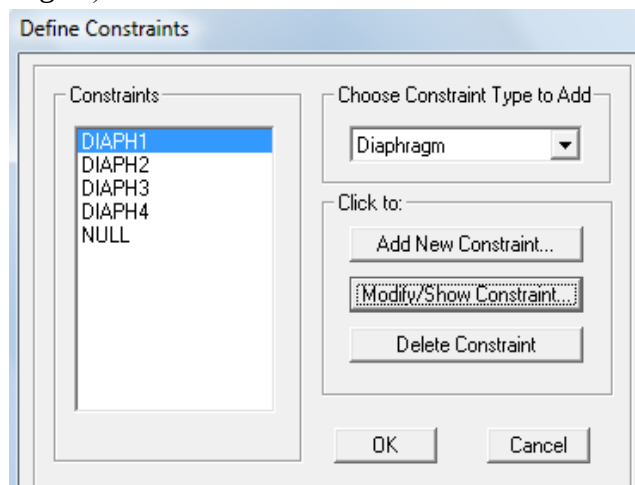


Σχήμα 4.8. Όψη κατά μήκος του άξονα Q (επίπεδο xz).



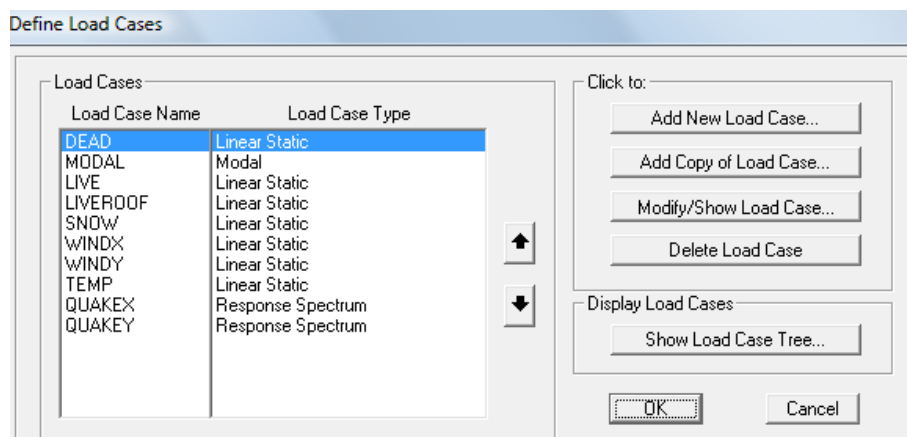
Σχήμα 4.9. Κάτοψη μοντέλου στη στάθμη +5,41m ‘μεσοπάτωμα’ (επίπεδο xy).

Μετά την ολοκλήρωση της μόρφωσης του φορέα στο πρόγραμμα, δημιουργήσαμε διαφράγματα (diaphragms) σε όλα τα επίπεδα.



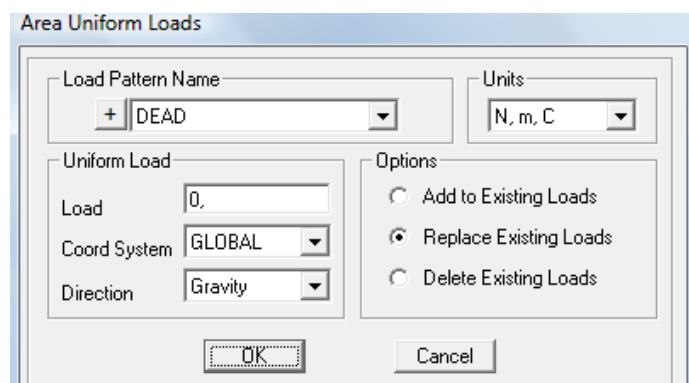
Σχήμα 4.10. Ορισμός διαφραγμάτων (diaphragms) σε όλα τα επίπεδα του φορέα.

Στη συνέχεια ορίστηκαν οι φορτίσεις (load cases) που καταπονούν το φορέα.



Σχήμα 4.11. Ορισμός φορτίσεων (load cases) που καταπονούν το φορέα.

Η εφαρμογή των φορτίσεων *DEAD*, *LIVE*, *LIVEROOF* & *SNOW* στα areas που έχουν δημιουργηθεί για τις στάθμες $z=5,41\text{m}$ και $z=11,05\text{m}$ έγινε ομοιόμορφα μέσω της εντολής **Assign - Area loads - Uniform shell** επιλέγοντας την κάθε φόρτιση αντίστοιχα.



Σχήμα 4.12. Επιβολή ομοιόμορφων φορτίων στα areas του φορέα.

Όσον αφορά τη φόρτιση του ανέμου (συνιστώσες *WINDX* και *WINDY*), ορίστηκε ως γραμμικό φορτίο πολλαπλασιάζοντας το ισοδύναμο κατανεμημένο φορτίο με το πλάτος της επιφάνειας επιρροής κάθε υποστυλώματος για κάθε όψη του κτιρίου, μέσω της εντολής **Assign – Frame loads –Distributed**.

Σχήμα 4.13. Επιβολή φορτίων ανέμου ως γραμμικά.

Η φόρτιση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής (*TEMP*), εφαρμόστηκε στο σύνολο του φορέα μέσω της εντολής **Assign - Frame Loads - Temperature**.

Σχήμα 4.14. Επιβολή φορτίου λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής (*TEMP*).

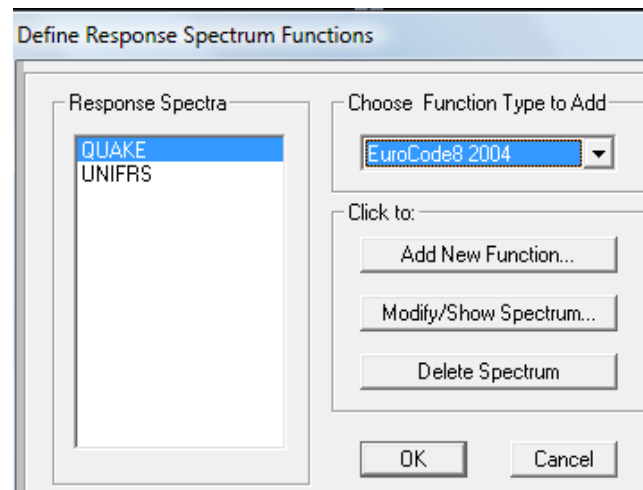
Όσον αφορά την επιβολή των σεισμικών φορτίων (*QUAKEX* και *QUAKEY*), πρέπει να προηγηθεί ο ορισμός του φάσματος σχεδιασμού του σεισμού (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8), λαμβάνοντας υπόψη όλες τις παραμέτρους που αφορούν το φορέα μας, μέσω της εντολής **Define – Functions – Response spectrum**.

Για την ανάλυση επιλέχθηκε η Δυναμική Φασματική Μέθοδος, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους.

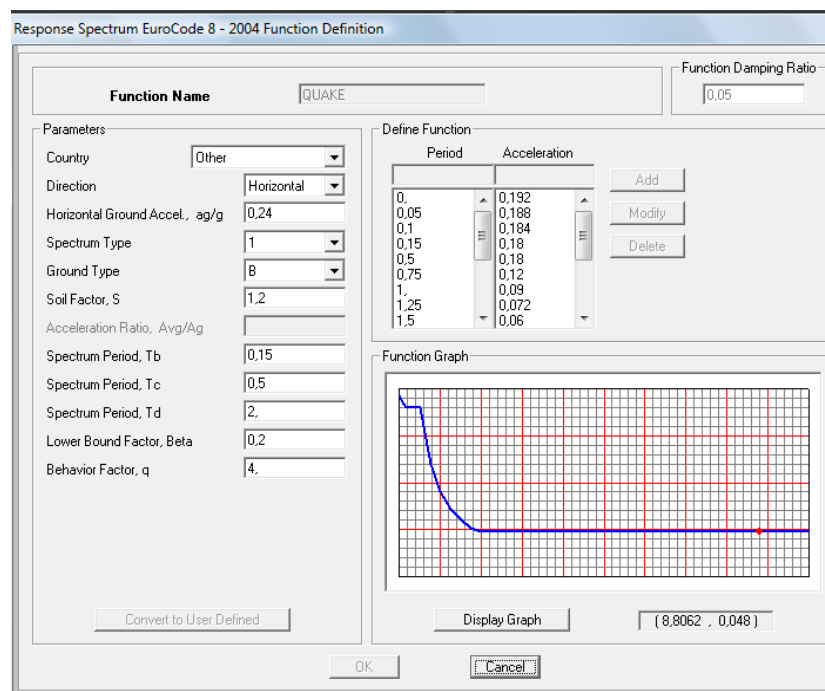
Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής

[K]. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

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



Σχήμα 4.15. Ορισμός φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.



Σχήμα 4.16. Ορισμός παραμέτρων φάσματος σχεδιασμού.

Ορίσαμε τα φορτία QUAKEX και QUAKEY, με συνιστώσες E_x και E_y αντίστοιχα, χρησιμοποιώντας το κανόνα της απλής τετραγωνικής επαλληλίας (SRSS). Για την ανάλυση αγνοήθηκε η κατακόρυφη συνιστώσα.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Set Def Name

Notes:

Load Case Type: Design...

Modal Combination:

- ☐ CQC
- ☒ SRSS
- ☐ Absolute
- ☐ GMC
- ☐ NRC 10 Percent
- ☐ Double Sum

GMC f1: GMC f2: Periodic + Rigid Type:

Directional Combination:

- ☒ SRSS
- ☐ CQC3
- ☐ Absolute

Scale Factor:

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	QUAKE	9.81
Accel	U1	QUAKE	9.81

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Modal Damping:

Σχήμα 4.17. Ορισμός των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης με το σύστημα SRSS.

Στη συνέχεια ορίστηκαν οι παράμετροι υπολογισμού της μάζα που λήφθηκε υπόψη στη δυναμική ανάλυση, μέσω της εντολής **Define - Mass Source** → **FROM LOADS** → συνδυασμός: **G + 0,3 Q**.

Define Mass Source

Mass Definition:

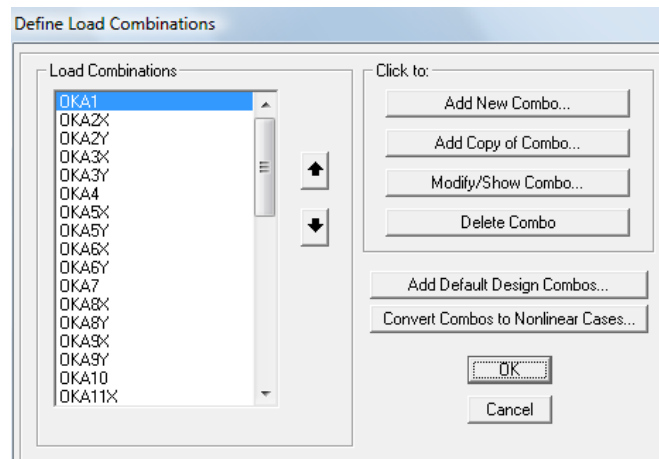
- ☐ From Element and Additional Masses
- ☒ From Loads
- ☐ From Element and Additional Masses and Loads

Define Mass Multiplier for Loads:

Load	Multiplier
DEAD	1.
DEAD	1.
LIVE	0.3
SNOW	0.3

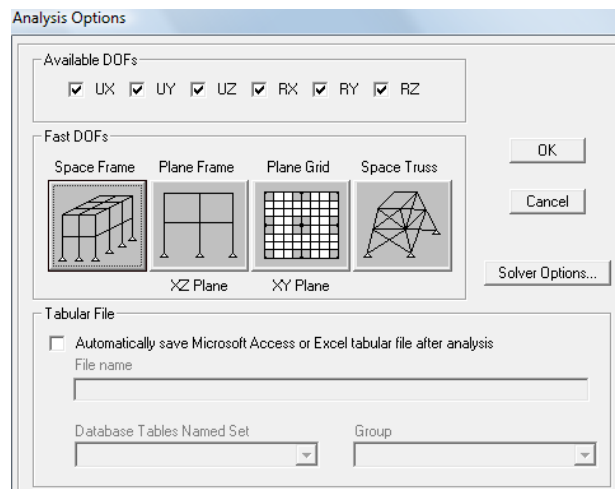
Σχήμα 4.18. Ορισμός μάζας για τη δυναμική ανάλυση.

Ακολούθησε η εισαγωγή των συνδυασμών φορτίσεων για την οριακή κατάσταση αστοχίας, την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και το σεισμό, μέσω της εντολής **Define - Load Combinations** → **Add new combo**.

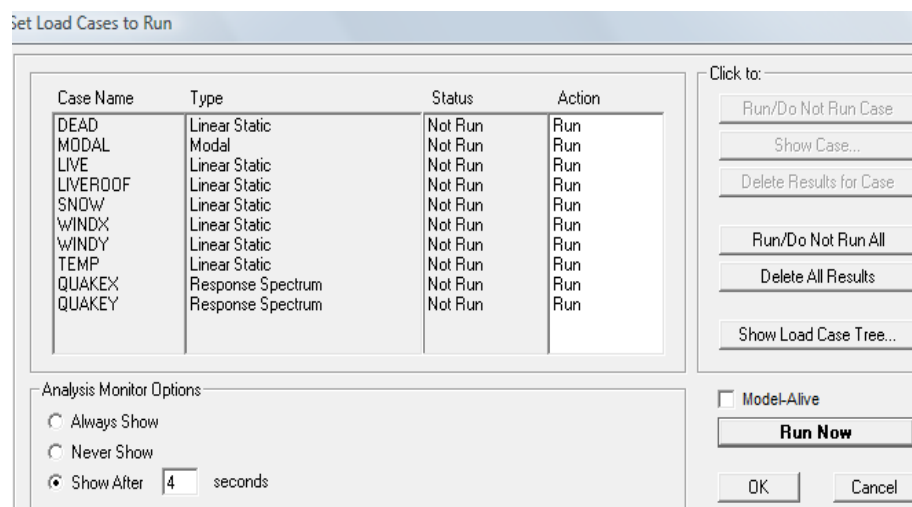


Σχήμα 4.19. Εισαγωγή συνδυασμών δράσεων.

Ο φορέας είναι έτοιμος για ανάλυση μέσω της εντολής **Analyze – Set analysis options → Space frame & Analyze – Run Analysis → Run Now.**

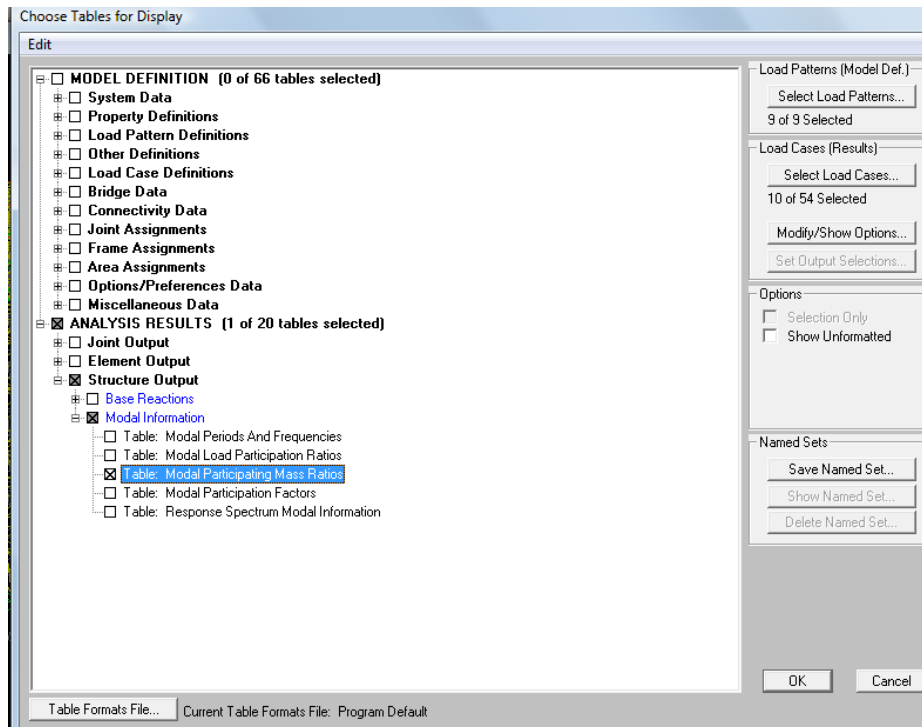


Σχήμα 4.20. Ορισμός επιλογών ανάλυσης.



Σχήμα 4.21. Επιλογή συνδυασμών δράσεων για την ανάλυση του φορέα.

Το πρόγραμμα δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να παρακολουθεί τα δεδομένα εισαγωγής, καθώς και τα χαρακτηριστικά της ανάλυσης με τη μορφή πινάκων. Μέσω της εντολής **Display – Show tables → Modal participating mass ratios**, επιλέγουμε τον πίνακα με τα στοιχεία των ιδιομορφών του φορέα.



Σχήμα 4.22. Επιλογή του πίνακα με τις ιδιομορφές του φορέα.

Modal Participating Mass Ratios									
File View Format-Filter-Sort Select Options									
Units: As Noted					Modal Participating Mass Ratios				
	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0,268684	0,13	0,74	0,00002948	0,13	0,74
	MODAL	Mode	2	0,260031	0,66	0,16	0,00001457	0,78	0,9
	MODAL	Mode	3	0,221423	0,02035	0,0006332	0,000003463	0,8	0,9
	MODAL	Mode	4	0,215348	0,00004031	0,000000244	0,02003	0,8	0,9
	MODAL	Mode	5	0,211171	0,000002584	0,0007713	0,0001968	0,8	0,9
	MODAL	Mode	6	0,20196	0,000486	0,0001925	0,02369	0,8	0,9
	MODAL	Mode	7	0,197186	0,000771	0,0001879	0,0005379	0,81	0,9
	MODAL	Mode	8	0,190968	0,0000004168	0,00004229	0,0152	0,81	0,9
	MODAL	Mode	9	0,18906	0,0000002103	0,0000001115	0,002189	0,81	0,9
	MODAL	Mode	10	0,18433	0,00292	0,0001742	0,0002275	0,81	0,9
	MODAL	Mode	11	0,183986	0,0001987	0,00001741	0,000605	0,81	0,9
	MODAL	Mode	12	0,181775	0,008326	0,0009573	0,004945	0,82	0,91
	MODAL	Mode	13	0,179371	0,02328	0,0009926	0,0001216	0,84	0,91
	MODAL	Mode	14	0,17695	0,00874	0,00008035	0,0002193	0,85	0,91
	MODAL	Mode	15	0,176019	0,001534	0,0001211	0,01342	0,85	0,91
	MODAL	Mode	16	0,173794	0,000003509	0,000002128	0,001999	0,85	0,91
	MODAL	Mode	17	0,172793	0,000001214	0,0000005928	0,001265	0,85	0,91
	MODAL	Mode	18	0,17102	0,000005242	0,000017	0,02674	0,85	0,91
	MODAL	Mode	19	0,168189	0,0000001645	0,000001056	0,00002578	0,85	0,91
	MODAL	Mode	20	0,161568	0,0000001233	0,00001535	0,006473	0,85	0,91

Record: 1 of 60

Add Tables...

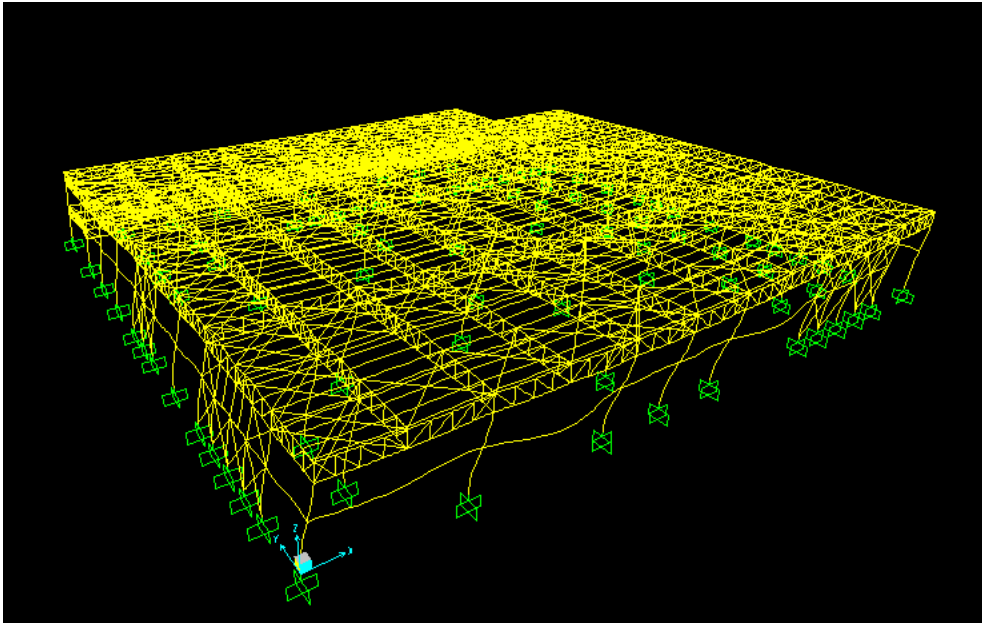
Done

Modal Participating Mass Ratios									
File View Format-Filter-Sort Select Options									
Units: As Noted					Modal Participating Mass Ratios				
	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
	MODAL	Mode	20	0,161568	0,000001233	0,0001535	0,006473	0,85	0,91
	MODAL	Mode	21	0,154989	0,0005713	0,000002884	0,000009173	0,85	0,91
	MODAL	Mode	22	0,152778	0,0001403	0,0003671	0,001211	0,85	0,91
	MODAL	Mode	23	0,152157	0,001605	0,0000002965	0,00001092	0,85	0,91
	MODAL	Mode	24	0,150994	0,0002091	0,000002954	0,006228	0,85	0,91
	MODAL	Mode	25	0,141862	0,01394	0,0003804	0,003059	0,87	0,91
	MODAL	Mode	26	0,141164	0,02125	0,0006	0,0005598	0,89	0,91
	MODAL	Mode	27	0,137023	0,0002639	0,00002107	0,0002156	0,89	0,91
	MODAL	Mode	28	0,133857	0,0008594	0,0001974	0,002744	0,89	0,91
	MODAL	Mode	29	0,133406	0,006352	0,000003836	0,01595	0,9	0,91
	MODAL	Mode	30	0,133096	0,003787	0,0002587	0,06017	0,9	0,91
	MODAL	Mode	31	0,130764	0,0003301	0,009963	0,001239	0,9	0,92
	MODAL	Mode	32	0,128335	0,00006003	0,00003601	0,0000386	0,9	0,92
	MODAL	Mode	33	0,128179	0,00002424	0,000008069	0,00001949	0,9	0,92
	MODAL	Mode	34	0,128085	0,00000003852	0,000004735	0,0000552	0,9	0,92
	MODAL	Mode	35	0,128032	0,00000001093	0,000007782	0,00001127	0,9	0,92
	MODAL	Mode	36	0,127957	0,000001776	0,0005462	0,0009347	0,9	0,92
	MODAL	Mode	37	0,126325	0,00002028	0,002045	0,0009496	0,9	0,92
	MODAL	Mode	38	0,125504	0,0000007431	0,00005275	0,0004338	0,9	0,92
	MODAL	Mode	39	0,124872	0,0001942	0,000002374	0,003424	0,9	0,92
Record: 1 of 60									
Add Tables... Done									

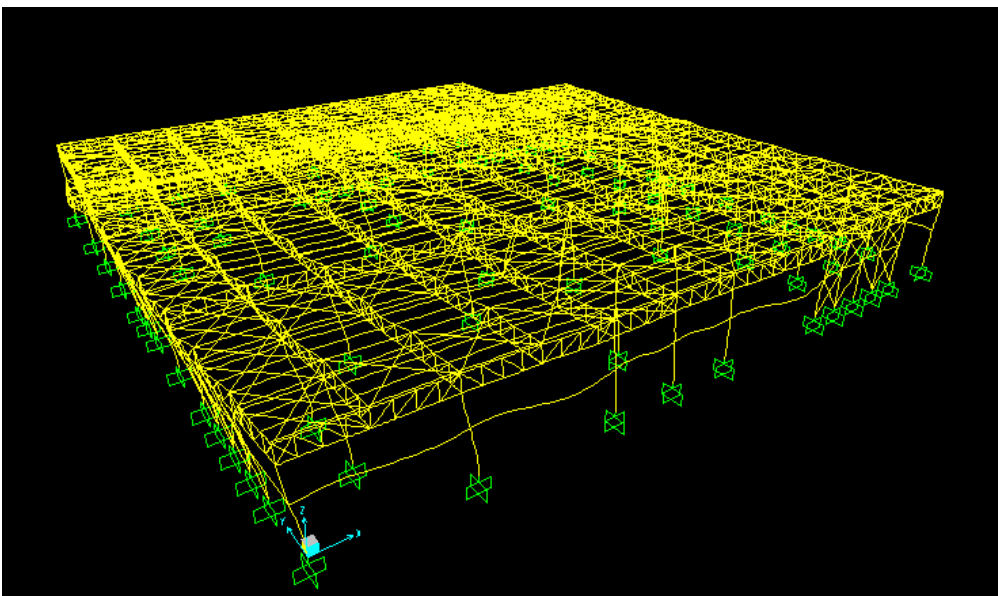
Modal Participating Mass Ratios									
File View Format-Filter-Sort Select Options									
Units: As Noted					Modal Participating Mass Ratios				
	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
	MODAL	Mode	39	0,124872	0,0001942	0,000002374	0,003424	0,9	0,92
	MODAL	Mode	40	0,124519	0,00005818	0,0002121	0,00008366	0,9	0,92
	MODAL	Mode	41	0,124406	0,0009005	0,0001746	0,003949	0,9	0,92
	MODAL	Mode	42	0,123787	0,0003219	0,00004561	0,004153	0,9	0,92
	MODAL	Mode	43	0,122966	0,01142	0,00003544	0,0003302	0,91	0,92
	MODAL	Mode	44	0,120756	0,00000003957	0,001317	0,006759	0,91	0,92
	MODAL	Mode	45	0,119535	0,0000115	0,006097	0,001239	0,91	0,93
	MODAL	Mode	46	0,1192	0,0000735	0,0007674	0,0004545	0,91	0,93
	MODAL	Mode	47	0,118232	0,000003187	0,0001473	0,005394	0,91	0,93
	MODAL	Mode	48	0,117019	0,000005849	0,0001778	0,0007431	0,91	0,93
	MODAL	Mode	49	0,116157	0,0000354	0,0002345	0,000005392	0,91	0,93
	MODAL	Mode	50	0,11529	0,000006386	0,0001544	0,002921	0,91	0,93
	MODAL	Mode	51	0,114368	0,0003573	0,0001671	0,00002947	0,91	0,93
	MODAL	Mode	52	0,113301	0,001232	0,00003414	0,00000421	0,91	0,93
	MODAL	Mode	53	0,112267	0,003805	0,001364	0,007697	0,92	0,93
	MODAL	Mode	54	0,112163	0,00001783	0,0001224	0,01142	0,92	0,93
	MODAL	Mode	55	0,11136	0,009957	0,00162	0,001532	0,93	0,93
	MODAL	Mode	56	0,111274	0,00007296	0,000009053	0,0004543	0,93	0,93
	MODAL	Mode	57	0,110051	0,005563	0,001359	0,0001108	0,93	0,94
	MODAL	Mode	58	0,109797	0,0001811	0,000001286	0,0006156	0,93	0,94
Record: 1 of 60									
Add Tables... Done									

Σχήμα 4.23. Ιδιομορφές του φορέα.

Παρατηρούμε ότι στην **1^η ιδιομορφή**, με ιδιοπερίοδο **T = 0,27sec**, λαμβάνει μέρος το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας **κατά Y** (ίσο με **74%**) και ότι στη **2^η ιδιομορφή** με ιδιοπερίοδο **T=0,26sec**, λαμβάνει μέρος το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας **κατά X** (ίσο με **66%**). Επίσης, επισημαίνουμε ότι απαιτήθηκαν **29 ιδιομορφές** έτσι ώστε το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών να συμπληρώσει το **90%** της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος κατά x και y (δεν έχουμε ορίσει σεισμική δράση κατά τον άξονα z). Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής- εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.

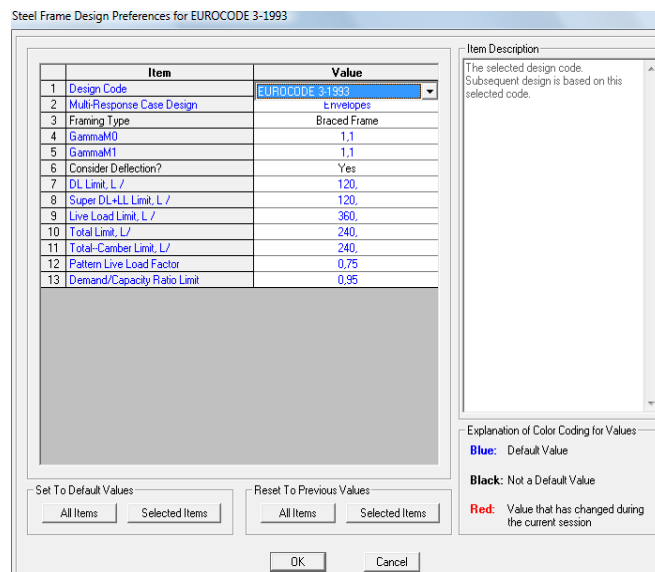


Σχήμα 4.24. Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 1η ιδιομορφή.



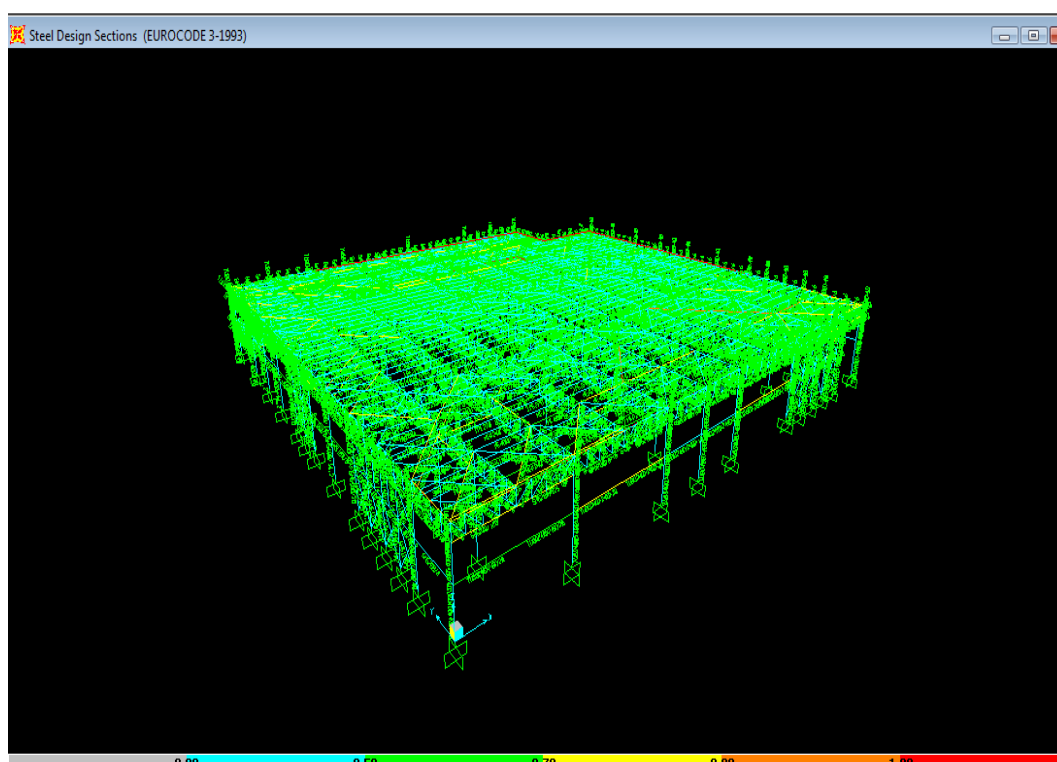
Σχήμα 4.25. Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 2η ιδιομορφή.

Στη συνέχεια προχωρήσαμε στο σχεδιασμό – διαστασιολόγηση του φορέα μέσω της εντολής **Design - Steel Frame Design – View / Revise Preferences**.

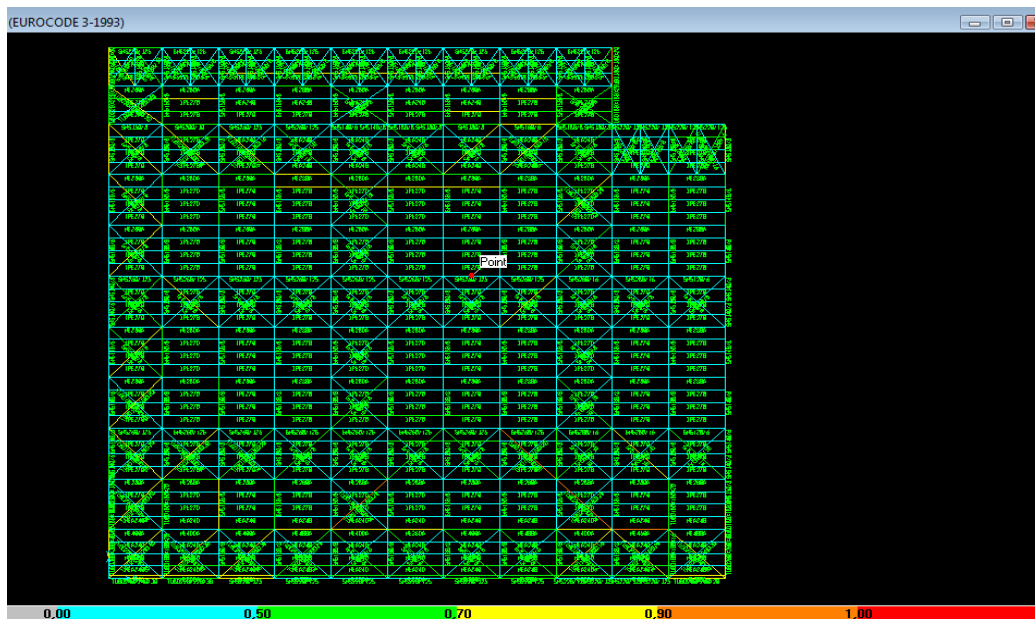


Σχήμα 4.26. Ορισμός παραμέτρων διαστασιολόγησης.

Αφού ορίσαμε τις παραμέτρους (κανονισμός-Ευρωκώδικας 3, τύπος πλαισίων κλπ.), προχωρήσαμε στη διαστασιολόγηση του φορέα μας μέσω της εντολής **Design – Steel Frame Design – Start Design / Check of structures**.



Σχήμα 4.27. Μόρφωση του φορέα μετά τη διαστασιολόγηση (τριδιάστατη απεικόνιση).



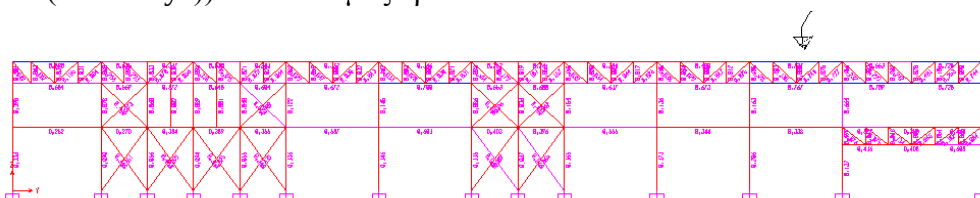
Σχήμα 4.28. Μόρφωση του φορέα μετά τη διαστασιολόγηση (κάτοψη στη στάθμη +11,05m (επίπεδο xy)).

Με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης μέσω του προγράμματος επιλέξαμε τις διατομές των στοιχείων του φορέα μας, έτσι ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων και επιπλέον να είναι οικονομική η ανέγερση της κατασκευής μας. Η τελική μόνωση του φορέα μας, εξασφαλίζει συντελεστές εκμετάλλευσης για κάθε ένα από τα μέλη του επαρκώς μικρότερους της μονάδας (Σχ. 4.27 & 4.28).

4.3.3 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Ενδεικτικά παραθέτουμε τα αποτελέσματα της ανάλυσης/διαστασιολόγησης κάποιων στοιχείων στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Επιλέξαμε συνδυασμούς δράσεων κατά τους οποίους παρατηρήθηκε μεγαλύτερος συντελεστής εκμετάλλευσης των εκάστοτε διατομών (δυσμενέστεροι συνδυασμοί).

- Μέλος: Κύρια δοκός διατομής SHS 180/8 (όψη κατά μήκος του άξονα 10 (επίπεδο yz)). Συνδυασμός δράσεων: OKA11X.



Σχήμα 4.29. Ακριβής θέση κυρίας δοκού.

Steel Stress Check Data EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
Combo : OKA11X
Units : N, m, C

Units N, m, C

Frame : 2607 Design Sect: SHS180/8
X Mid : 0,000 Design Type: Beam
Y Mid : 67,650 Frame Type: Braced Frame
Z Mid : 11,050 Sect Class: Class 1
Length : 0,000 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 0,000 RLLF : 1,000

Area : 0,006 SMajor : 3,022E-04 rMajor : 0,070 AUMajor : 0,003
IMajor : 2,720E-05 SMInor : 3,022E-04 rMInor : 0,070 AUMInor : 0,003
IMInor : 2,720E-05 ZMajor : 3,553E-04 E : 2,100E+11
Ixy : 0,000 ZMInor : 3,553E-04 Fy : 355000000,0

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-564323,659	274,430	39274,065	-275,221	27100,129	-360,185

PRM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMInor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,727	= 0,331	+ 0,003	+ 0,394	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-564323,659	1705098,671	1776290,909	1705098,671	1705098,671

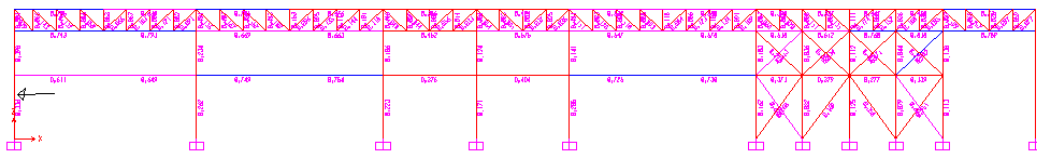
MOMENT DESIGN

	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	274,430	114653,382	114653,382	114653,382
Minor Moment	39274,065	114653,382	114653,382	

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK											
Combo	:	OKA11X									
Units	:	N, m, C									
Frame	:	674		Design Sect:		IPE270					
X Mid	:	59,650		Design Type:		Beam					
Y Mid	:	75,650		Frame Type:		Braced Frame					
Z Mid	:	11,050		Sect Class:		Class 1					
Length	:	8,000		Major Axis		0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc	:	4,000		RLLF		: 1,000					
Area	:	0,005		SMajor		: 4,289E-04		rMajor		: 0,112	
IMajor	:	5,790E-05		SMInor		: 6,222E-05		rMinor		: 0,030	
IMInor	:	4,200E-06		ZMajor		: 4,840E-04		E		: 2,100E+11	
Ixy	:	0,000		ZMInor		: 9,700E-05		Fy		: 355000000,0	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS											
Location		P		M33		M22		U2		U3	
4,000		-73742,734		3891,402		0,000		0,000		0,000	
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO											
Governing Equation (5.5.4)		Total Ratio		P Ratio		MMajor Ratio		MMinor Ratio		Ratio Limit	
		0,736		= 0,656		+ 0,080		+ 0,000		0,950	
Status Check OK											
AXIAL FORCE DESIGN											
Fc or Ft Force		Nc.Rd Capacity		Nt.Rd Capacity		Nb33.Rd Major		Nb22.Rd Minor			
Axial		-73742,734		112393,667		1481318,182		1055312,752		112393,667	
MOMENT DESIGN											
M.Sd Moment		Mc.Rd Capacity		Mv.Rd Capacity		Mb.Rd Capacity					
Major Moment		3891,402		156200,000		156200,000		36618,909			
Minor Moment		0,000		31304,545		31304,545					
		K		L		k		klt		C1	
Major Moment		1,000		1,000		1,098		0,749		1,000	
Minor Moment		1,000		1,000		1,500					
SHEAR DESIGN											
U.Sd Force		U.Rd Capacity		Stress Ratio		Status Check		Tu Torsion			
Major Shear		0,000		332034,140		0,000		OK		0,000	
Minor Shear		0,000		427619,726		0,000		OK		0,000	

Σχήμα 4.32. Ανάλυση τεγίδας (μέλος 674).

- Μέλος: Υποστυλώμα διατομής SHS 400/40 (όψη κατά μήκος του άξονα F' (επίπεδο xz)). Συνδυασμός δράσεων: OKA10.

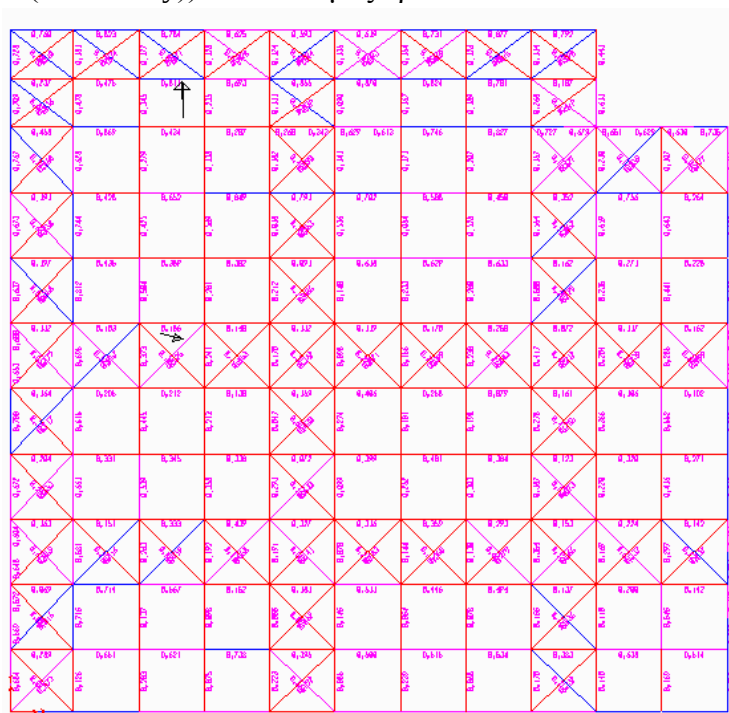


Σχήμα 4.33. Ακριβής θέση υποστυλώματος.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK											
Combo : OKA10											
Units : N, m, C											
Frame	:	1	Design Sect:	TUB0400X400X40							
X Mid	:	0,000	Design Type:	Column							
Y Mid	:	0,000	Frame Type	Braced Frame							
Z Mid	:	2,705	Sect Class	Class 1							
Length	:	5,410	Major Axis	0,000 degrees counterclockwise from local 3							
Loc	:	5,410	RLLF	1,000							
Area	:	0,058	SMajor	:	0,006	rMajor	:	0,148	AUMajor	:	0,032
IMajor	:	0,001	SMinor	:	0,006	rMinor	:	0,148	AUMinor	:	0,032
IMinor	:	0,001	ZMajor	:	0,008	E	:	2,100E+11			
Ixy	:	0,000	ZMinor	:	0,008	Fy	:	355000000,0			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS											
Location	:	P	M33	M22	U2	U3	T				
5,410	:	-197650,747	613938,449	193645,619	-215168,162	-65734,305	-1128,609				
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO											
Governing Equation (5.5.4)	:	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check				
	:	0,336	= 0,018	+ 0,243	+ 0,076	0,950	OK				
AXIAL FORCE DESIGN											
	:	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor					
Axial	:	-197650,747	11233898,64	18589090,91	11498944,58	11233898,64					
MOMENT DESIGN											
	:	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity						
Major Moment	:	613938,449	2519854,545	2519854,545	2519854,545						
Minor Moment	:	193645,619	2519854,545	2519854,545							
	:	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor					
Major Moment	:	2,229	1,000	0,986	0,996	2,700					
Minor Moment	:	2,273	1,000	0,986							
SHEAR DESIGN											
	:	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion					
Major Shear	:	215168,162	5962453,689	0,036	OK	0,000					
Minor Shear	:	65734,305	5962453,689	0,011	OK	0,000					

Σχήμα 4.34. Ανάλυση υποστυλώματος (μέλος 1).

- Μέλος: Δευτερεύουσα δοκός διατομής SHS 180/16 (κάτοψη στη στάθμη +9,22m (επίπεδο xy)). Συνδυασμός δράσεων: OKA11X.



Σχήμα 4.35. Ακριβείς θέσεις δευτερεύουσας δοκού και οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK													
Combo : OKA11X													
Units : N, m, C													

Σχήμα 4.36. Ανάλυση δευτερεύουσας δοκού (μέλος 319).

- Μέλος: Οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας SHS 180/10 (κάτοψη στη στάθμη +9,22m (επίπεδο xy)). Συνδυασμός δράσεων: OKA11X.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK									
Combo : OKA11X									
Units : N, m, C									

Σχήμα 4.37. Ανάλυση οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας (μέλος 1287).

4.3.4 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Εκτός από τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας, βασικοί είναι και οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, οι οποίοι ασχολούνται με την επιβεβαίωση, ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Τόσο οι μετατοπίσεις, όσο και οι ταλαντώσεις σχετίζονται περισσότερο με τη δυσκαμψία παρά με την αντοχή του φορέα. Με την τάση προς μεγαλύτερα ανοίγματα, και με χρήση χαλύβων υψηλότερης αντοχής, ο έλεγχος των μετατοπίσεων έχει γίνει περισσότερο σημαντικός τα τελευταία χρόνια.

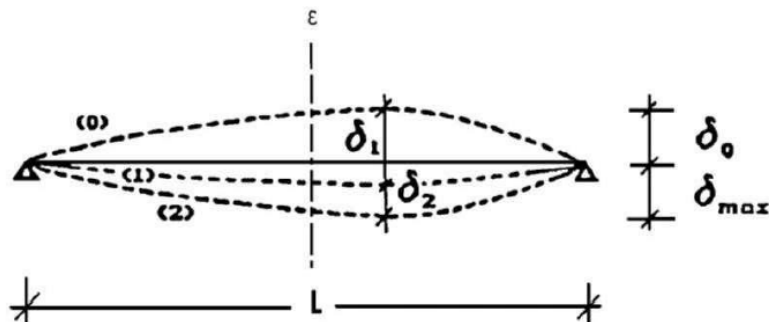
Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων. Για παράδειγμα, τα όρια βελών για στέγες δεν είναι τόσο αυστηρά όσο για δάπεδα. Το συνολικό βέλος $\delta_{\max}$ αποτελείται από επί μέρους συνιστώσες, ως εξής:

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0, \text{ όπου}$$

δ_1 βέλος λόγω μόνιμων δράσεων

δ_2 βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει) στην αφόρτιστη κατάσταση



Σχήμα 4.38. Βέλη κάμψης.

Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων και των δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN1993-1-1, ως εξής:

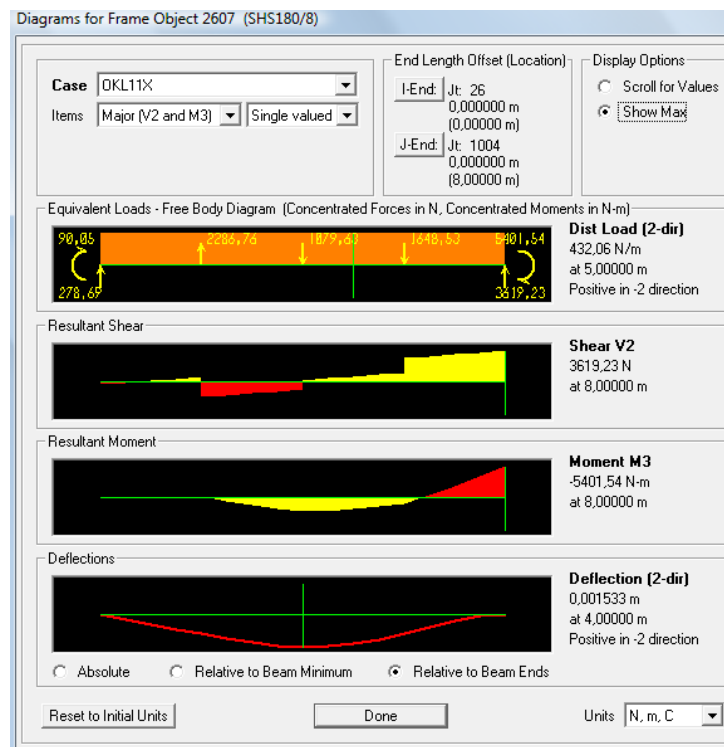
Πίνακας 4.5. Οριακές τιμές μετακινήσεων.

	δ_{max}	δ_2
Μη βατές στέγες	$L/200$	$L/250$
Πατώματα και βατές στέγες	$L/250$	$L/300$

Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων σε μονώροφα κτίρια χωρίς γερανογέφυρες ισχύει: $u \leq H/150$ (u είναι η μετακίνηση, H είναι το ύψος του κτιρίου).

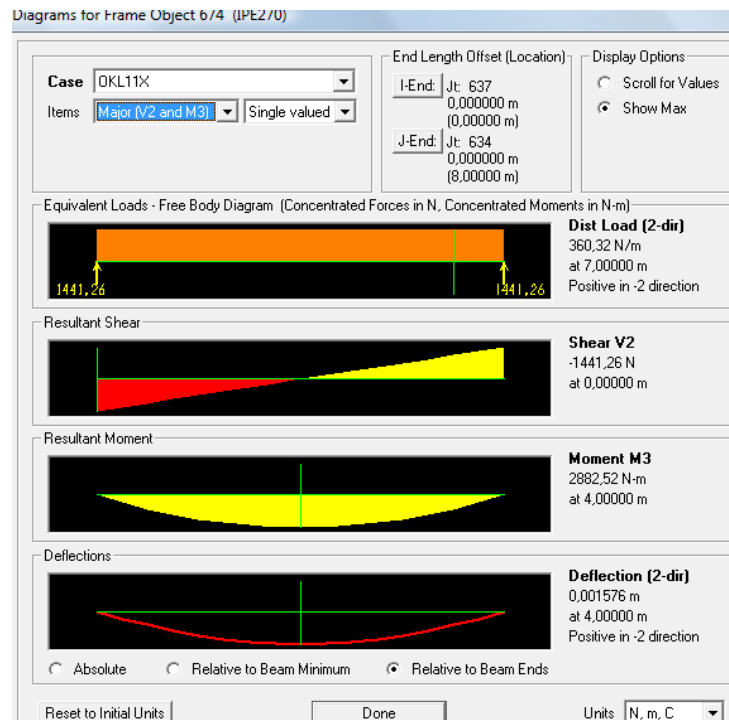
Ελέγχουμε τα ίδια μέλη που ελέγξαμε σε οριακή κατάσταση αστοχίας στις αντίστοιχες οριακές καταστάσεις σε λειτουργικότητα (υπό συνθήκες φορτίσεων λειτουργίας με τους συνδυασμούς λειτουργικότητας OKL):

- Κύρια δοκός διατομής SHS 180/8. Συνδυασμός δράσεων: OKL11X.



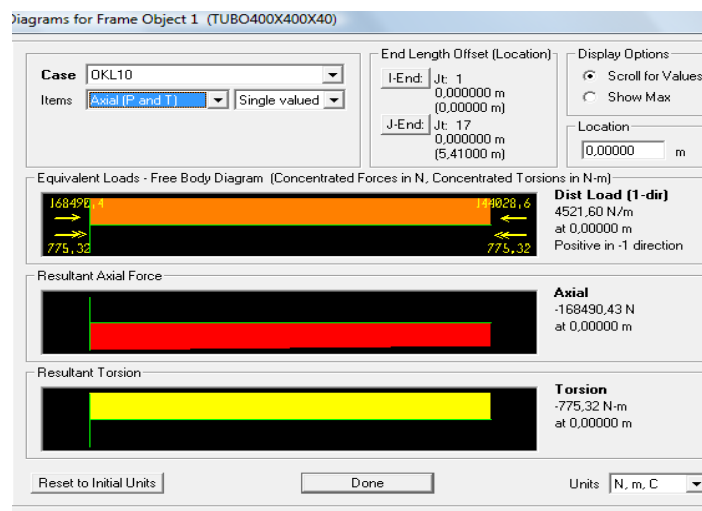
Σχήμα 4.39. Διαγράμματα εντατικών μεγεθών μέλους 2607 για OKL11X.

- Μέλος: Τεγίδα οροφής διατομής IPE 270. Συνδυασμός δράσεων: OKL11X.

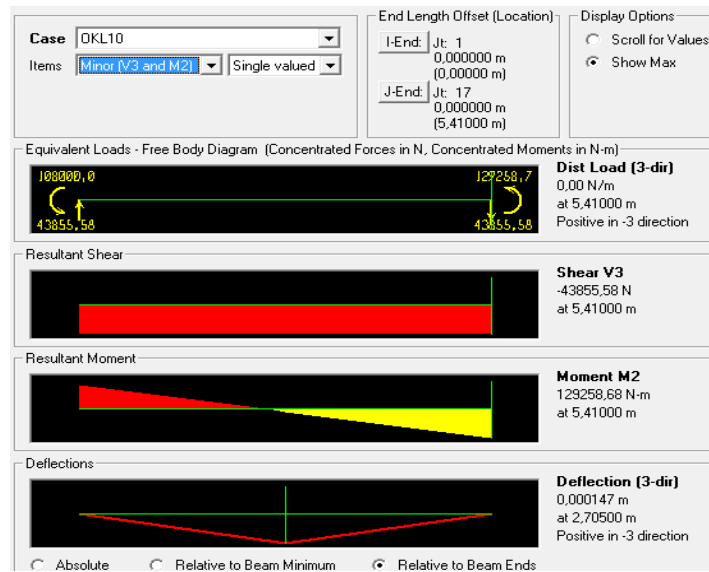


Σχήμα 4.40. Διαγράμματα εντατικών μεγεθών μέλους 674 για OKL11X.

- Μέλος: Υποστύλωμα διατομής SHS 400/40. Συνδυασμός δράσεων: OKL10.

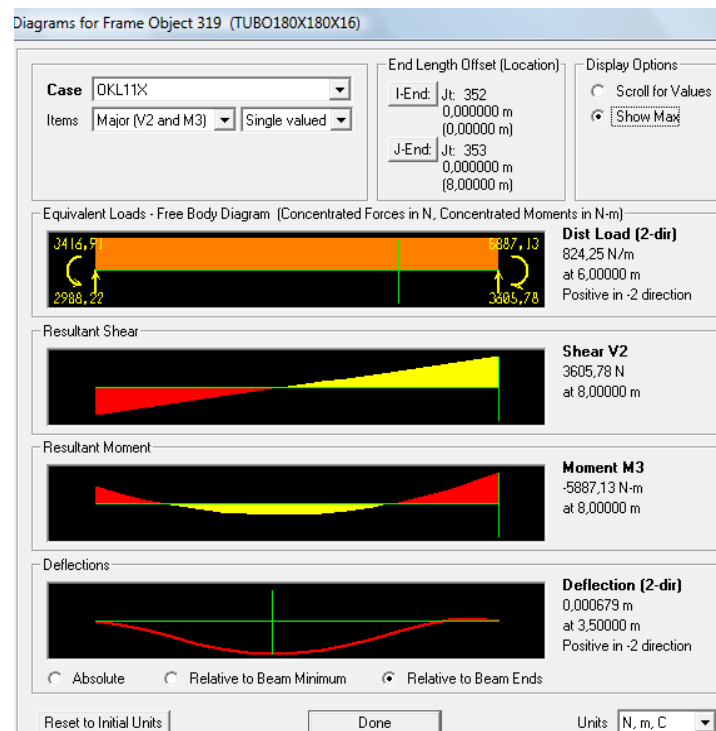


Σχήμα 4.41α. Διαγράμματα εντατικών μεγεθών μέλους 1 για OKL10.



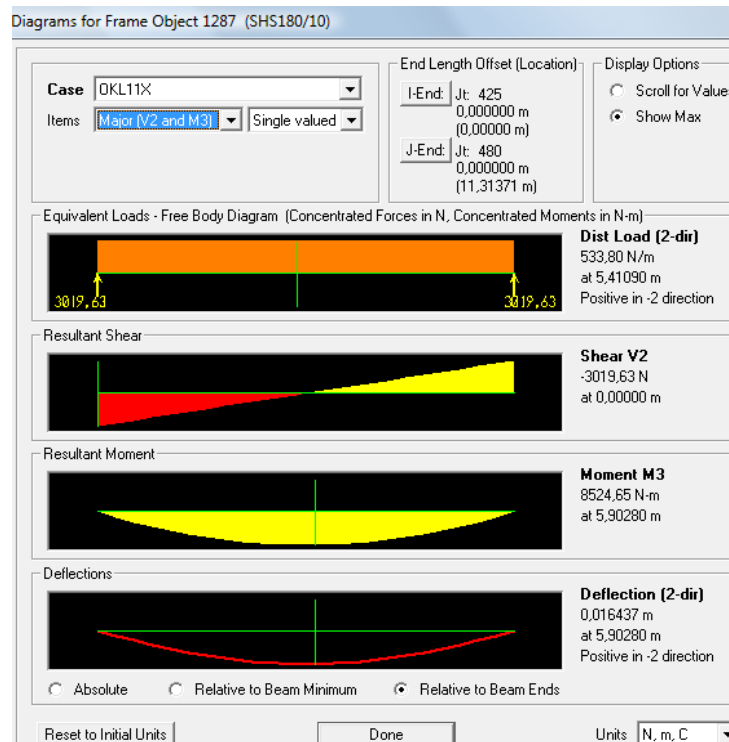
Σχήμα 4.41β. Διαγράμματα εντατικών μεγεθών μέλους 1 για OKL10.

- Μέλος: Δευτερεύουσα δοκός διατομής SHS 180/16. Συνδυασμός δράσεων: OKL11X.



Σχήμα 4.42. Διαγράμματα εντατικών μεγεθών μέλους 319 για OKL11X.

- Μέλος: Οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας SHS 180/10. Συνδυασμός δράσεων: OKL11X.



Σχήμα 4.43. Διαγράμματα εντατικών μεγεθών μέλους 1287 για OKL11X.

4.3.5 Γωνιακή παραμόρφωση

Για u_1 θεωρώ φόρτιση QUAKE X και για u_2 θεωρώ QUAKE Y.

Για το μεσοπάτωμα, $z=5,41\text{m}$ ισχύει:

$$d_{rx} v = (u_1 - 0) * q * v = 0,005 * 4 * 0,5 = 0,01 < 0,0075 * h = 0,0075 * 11,05 = 0,083$$

$$d_{ry} v = (u_2 - 0) * q * v = 0,014 * 4 * 0,5 = 0,028 < 0,0075 * h = 0,0075 * 11,05 = 0,083$$

Για $z=11,05\text{m}$ θεωρώ ότι πάνω από το μεσοπάτωμα έχω όροφο και στον υπόλοιπο φορέα ότι έχω ισόγειο.

$$\text{Όταν έχω όροφο: } d_{rx} v = (u_{1\text{όροφου}} - u_{1\text{ισόγειου}}) * q * v = (0,01 - 0,005) * 4 * 0,5 = 0,01 < 0,0075 * h = 0,0075 * 11,05 = 0,083$$

$$\text{και } d_{ry} v = (u_{2\text{όροφου}} - u_{2\text{ισόγειου}}) * q * v = (0,026 - 0,014) * 4 * 0,5 = 0,024 < 0,0075 * h = 0,0075 * 11,05 = 0,083$$

Όταν θεωρώ ισόγειο:

$$d_{rx} v = (u_1 - 0) * q * v = 0,023 * 4 * 0,5 = 0,046 < 0,0075 * h = 0,0075 * 11,05 = 0,083$$

$$d_{ry} v = (u_2 - 0) * q * v = 0,026 * 4 * 0,5 = 0,052 < 0,0075 * h = 0,0075 * 11,05 = 0,083$$

4.4 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί, διάφορων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνίσταται να τοποθετούνται στα ίδια φαντώματα με τους οριζόντιους συνδέσμους.

Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας μπορούν να συνοψισθούν στα εξής: α) παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υποστέγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση β) παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος που παρέχει πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα γ) παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της.

Είναι φανερό ότι εκτός των άλλων φορτίων που προκαλούν οριζόντιες δυνάμεις στα κατά μήκος συστήματα δυσκαμψίας (άνεμος, σεισμός, γερανογέφυρες, θερμοκρασιακές μεταβολές, αρχικές ατέλειες), τα τελευταία θα πρέπει επί πλέον να διαθέτουν πρόσθετη αντοχή για την παραλαβή των απαιτούμενων δυνάμεων πλευρικής στήριξης των υποστυλωμάτων.

➤ *Ενδεικτικός έλεγχος*

Ενδεικτικά επιλέγεται για να εξεταστεί ο κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας διατομής SHS 120/ 5 που βρίσκεται στο επίπεδο xz κατά τον άξονα F σε κόμβο δικτύωματος οροφής.

▪ **Περιορισμός λυγηρότητας:**

Τα χαρακτηριστικά της διατομής SHS 120*5 είναι:
 $A=22,7 \text{ cm}^2$ $I=498 \text{ cm}^4$

Θλιβόμενη διαγώνιος

Όταν οι δύο διαγώνιες ράβδοι δε συνδέονται μεταξύ τους στο σημείο τομής τους, το μήκος λυγισμού κάθε διαγωνίου είναι ίσο προς το πραγματικό μήκος της (μετρούμενο μεταξύ θεωρητικών κόμβων του συνδέσμου). Σε περίπτωση σύνδεσης των διαγωνίων, το μήκος λυγισμού είναι ίσο προς το ήμισυ του μήκους της διαγωνίου, επειδή η ευσταθής εφελκυσμένη διαγώνιος προσφέρει στο μέσο της θλιβόμενης πλευρική στήριξη.

$$l = \frac{1}{2} \sqrt{(4\text{m})^2 + (3,82\text{m})^2} = 0,5 * 5,53\text{m} = 276,6\text{cm}$$

Πρέπει να ισχύει:

$$\begin{aligned} \lambda &= \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A * f_y}{\pi^2 * E * I}} * l^2 = \frac{1}{\pi} * \sqrt{\frac{A}{I}} * \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \\ &= \frac{552,4\text{cm}}{\pi} * \sqrt{\frac{22,7\text{cm}^2}{498\text{cm}^4}} * \sqrt{\frac{35,5\text{kN/m}^2}{21000\text{kN/m}^2}} = 1,52 < 2 \end{aligned}$$

Άρα η διατομή επαρκεί. Αφού μάλιστα έχουμε κοίλη διατομή, το λ είναι ίδιο και στις 2 διευθύνσεις.

Θεωρούμε ότι πρόκειται για κοίλες διατομές θερμής ελάσεως, οπότε έχουμε καμπύλη λυγισμού $\alpha \rightarrow \chi = 0,38$.

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{sd} = 66,369 + 177,389 = 243,76 \text{ kN}$, όπου

$N_{Ed} = 66,369 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{Vd} = 177,389 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (G+0,3LIVE+0,3SNOW).

Έλεγχος διαγωνίου:

$$N_{Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_M = 0,38 * 22,7 * 35,5 / 1 = 306,223 \text{ kN} > N_{sd} = 243,76 \text{ kN}$$

Εφελκυστική διαγώνιος

$$N_{Pdi} = A * f_y / \gamma_M = 22,7 * 35,5 / 1 = 805,85 \text{ kN} > N_{sd} = 243,76 \text{ kN}$$

Συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$\alpha_{cd} = \frac{1,2 * N_{pd} - N_{vd}}{N_{Ed}} = \frac{1,2 * 805,85 - 177,389}{66,369} = 11,9 > q = 4$$

Άρα εμείς θα ελέγξουμε για $\alpha_{cd} = 4$.

Θεωρήθηκε δηλαδή ότι οι διαγώνιες του χιαστί συνδέσμου είναι ενεργές τόσο σε θλίψη, όσο και σε εφελκυσμό.

▪ Έλεγχος Υποστυλώματος

Διατομή SHS 400*20 με χαρακτηριστικά:

$$A = 300 \text{ cm}^2 \quad I = 71500 \text{ cm}^4$$

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{sd} = N_{Vd} + \alpha_{cd} N_{Ed} = 92,2 + 4 * 102,67 = 502,88 \text{ kN}$ όπου

$N_{Ed} = 102,67 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{Vd} = 92,2 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (G+0,3LIVE+0,3SNOW).

Οι δράσεις ροπές είναι αμελητέες.

Λόγω της ύπαρξης της πλάκας και των δοκών, λαμβάνεται ως μήκος λυγισμού του υποστυλώματος το καθαρό ύψος του ορόφου, το οποίο εκτιμάται στο 90% του θεωρητικού ύψους.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{71500}{300}} = 15,43$$

$$\lambda_z = \frac{0,9 * 381 / 15,43}{76,4} = 0,29$$

καμπύλη λυγισμού $\alpha \rightarrow \chi = 0,98$

Έλεγχος λυγισμού:

$$N_{Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_M = 0,98 * 300 * 35,5 / 1 = 10437 \text{ kN} > N_{sd} = 502,88 \text{ kN}$$

▪ Έλεγχος Κεφαλοδοκού:

Διατομή SHS 200*10 με χαρακτηριστικά: $A = 74,9 \text{ cm}^2$ $I = 4471 \text{ cm}^4$. Και η κεφαλοδοκός θα διαστασιολογηθεί με τα μεγέθη της σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί το συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης $\alpha_{cd} = 4$

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{sd} = N_{Vd} + \alpha_{cd} * N_{Ed} = 830,8 + 4 * 64,369 = 1088,3 \text{ kN}$ όπου

$N_{Ed} = 64,369 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{Vd} = 830,8 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (G+0,3LIVE+0,3SNOW).

Αφού έχουμε ίδια διατομή με το χιαστί σύνδεσμο και εδώ είναι $\lambda=0,68$, το οποίο με καμπύλη λυγισμού $\alpha \rightarrow \chi=0,85$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_M = 0,85 \cdot 74,9 \cdot 35,5 / 1 = 2260 \text{ kN} > N_{sd} = 1088,3 \text{ kN}$$

Παρατήρηση: Η κεφαλοδοκός γενικώς πρέπει να ελέγχεται σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό (ο έλεγχος αυτός έχει παραλειφθεί, γιατί η κεφαλοδοκός θεωρείται ότι δεν είναι ευαίσθητη σε πλευρικό λυγισμό, λόγω του ότι είναι πλατεία και έχει σχετικά μικρό μήκος).

4.5 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας

❖ Μελέτη σύμμικτων πλακών

Στα μεταλλικά κτίρια, οι πλάκες έχουν ποικίλους ρόλους :

- Λειτουργία ως στοιχεία πλάκας προς παραλαβή και μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις δοκούς.
- Λειτουργία ως πέλμα των σύμμικτων δοκών, μέσω της διατμητικής σύνδεσής τους με τη σιδηροδοκό.
- Λειτουργία ως διαφράγματα προς μεταφορά εντός του επιπέδου τους οριζόντιων φορτίων στο σύστημα που εξασφαλίζει τη πλευρική ευστάθεια του κτιρίου.

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4, περιλαμβάνει δύο στάδια, τη «φάση κατασκευής» και τη «φάση λειτουργίας». Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στη ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά τη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά τη διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σε αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών.

➤ Φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης (Μέρος 1.3). Στην περίπτωση που για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

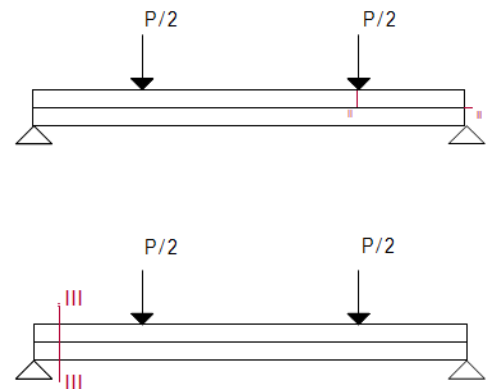
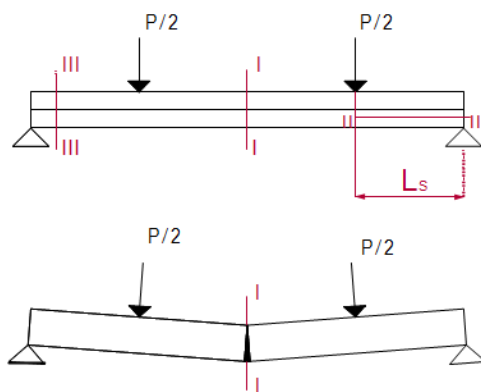
➤ Φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι αρνητικής και θετικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκουσ διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες θα πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα όρια. Ο παραπάνω σχεδιασμός έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας έχει ως σκοπό την αποτροπή των μορφών αστοχίας που περιγράφονται παρακάτω.

❖ Μορφές αστοχίας σύμμικτων πλακών

Οι σύμμικτες πλάκες δύναται να αστοχήσουν με μία από τις παρακάτω μορφές αστοχίας:

- Καμπτική Αστοχία (κρίσιμη διατομή I)
- Διαμήκης Διατμητική Αστοχία (κρίσιμη διατομή II)
- Κατακόρυφη Διατμητική Αστοχία (κρίσιμη διατομή III)



Σχήμα 4.44. Μορφές αστοχίας σύμμικτων πλακών.

Καμπτική αστοχία

Η καμπτική μορφή αστοχίας επιτυγχάνεται μόνο όταν είναι εξασφαλισμένη η πλήρης διατμητική σύνδεση μεταξύ του χαλυβδόφυλλου και του σκυροδέματος. Σ' αυτή την περίπτωση κρίσιμη είναι η διατομή στο άνοιγμα (διατομή I) καθ' ύψος της οποίας εκδηλώνονται κατακόρυφες ρωγμές.

Αστοχία σε διαμήκη διάτμηση

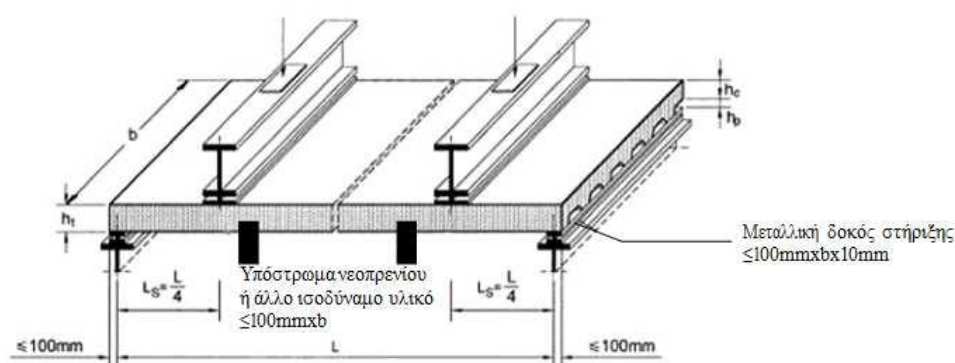
Όταν οι δυνάμεις διαμήκουσ διάτμησης που εμφανίζονται στη διεπιφάνεια σκυροδέματος-χαλυβδόφυλλου, δεν παραλαμβάνονται επαρκώς, τότε η διατομή στο άνοιγμα της πλάκας (διατομή I) παύει να είναι κρίσιμη. Αντιθέτως κρίσιμη είναι η οριζόντια διατομή κατά μήκος του διατμητικού μήκους L_s σε μια από δύο τις στηρίξεις (διατομή II) στην οποία εμφανίζεται σχετική ολίσθηση μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος. Προφανώς η αστοχία σε αυτή την περίπτωση επέρχεται για φορτίο μικρότερο αυτού για το οποίο επέρχεται καμπτική αστοχία.

Αστοχία σε κατακόρυφη διάτμηση (τέμνουσα)

Η κατακόρυφη διατμητική αστοχία είναι καθοριστική σε σύμμικτες πλάκες με μεγάλο ύψος, μικρό άνοιγμα και σχετικά μεγάλα φορτία. Κρίσιμη διατομή είναι η διατομή ΙΙΙ.

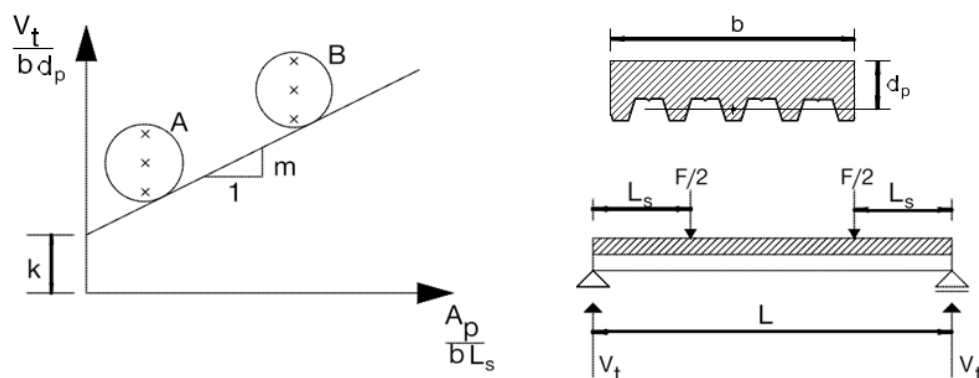
Σημαντικό ρόλο στις σύμμικτες πλάκες όσον αφορά τη συμπεριφορά τους και τις μορφές αστοχίας κατέχει το χαλυβδόφυλλο, διότι είναι αυτό το οποίο καθορίζει το είδος της διατμητικής σύνδεσης με το σκυρόδεμα. Ο προσδιορισμός της αντοχής της σύμμικτης πλάκας έναντι διαμήκους διάτμησης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 εξαρτάται από τις χαρακτηριστικές παραμέτρους m , k , οι οποίες καθορίζονται μετά από κατάλληλη πειραματική διαδικασία.

Η πειραματική διαδικασία είναι συγκεκριμένη και περιγράφεται αναλυτικά στον Ευρωκώδικα 4. Τα δοκίμια είναι σύμμικτες πλάκες με διαστάσεις που προκύπτουν από το Σχήμα 4.45.



Σχήμα 4.45. Πειραματική διάταξη για τον υπολογισμό των συντελεστών m , k .

Η αμφιέρειστη πλάκα φορτίζεται με δύο συγκεντρωμένα φορτία σε ίση απόσταση από τις στηρίξεις ούτως ώστε το διατμητικό άνοιγμα του φορέα να είναι $L_s = L/4$. Διεξάγονται δύο σειρές πειραμάτων (A, B), κάθε μία από τις οποίες περιλαμβάνει τρία δοκίμια. Στη σειρά A τα δοκίμια έχουν μεγάλο διατμητικό άνοιγμα ενώ στη σειρά B μικρό διατμητικό άνοιγμα. Με βάση τα αποτελέσματα των πειραμάτων προσδιορίζεται η ευθεία από την οποία υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές παράμετροι m και k (Σχήμα 4.46).

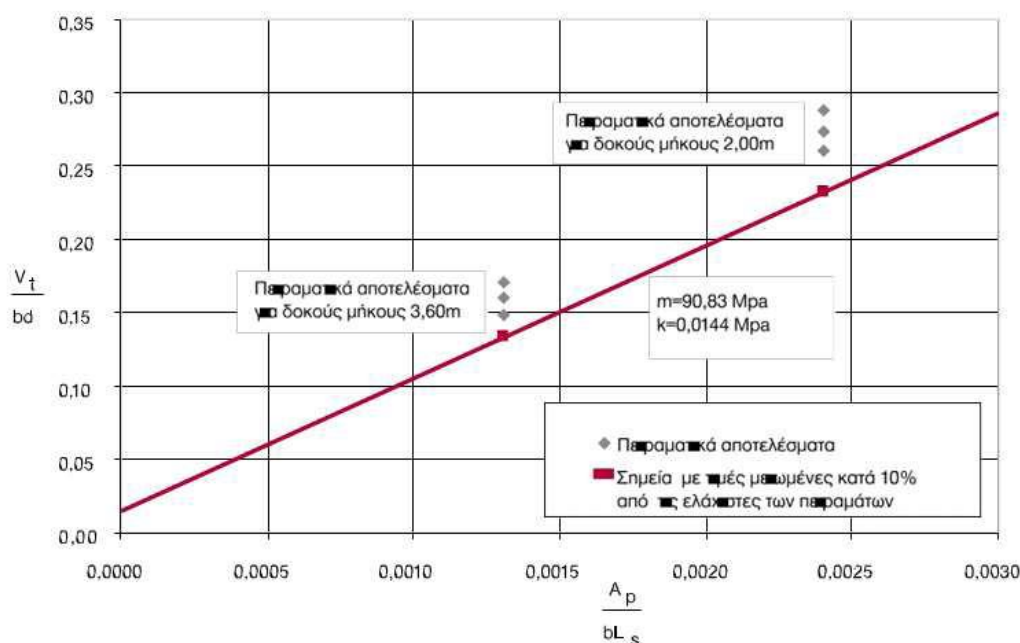


Σχήμα 4.46. Πειραματική διάταξη για τον υπολογισμό των συντελεστών m , k .

Οι τιμές υπολογίστηκαν από το διάγραμμα του Σχήματος 4.47.

Οι συντελεστές αυτοί ισχύουν:

- ✓ Για πάχη πλάκας ίσα ή μικρότερα από αυτά των δοκιμών ($d \leq 20\text{cm}$).
- ✓ Για πάχη χαλυβδόφυλλων ίσα ή μεγαλύτερα από αυτά των δοκιμών ($t \geq 0,75\text{mm}$).
- ✓ Για σκυροδέματα με $f_{ck} \geq 20 \text{ Mpa}$ (C20/25 και άνω).
- ✓ Για χαλυβδόφυλλα με $f_y \geq 293 \text{ Mpa}$ (πρακτικά Fe320G και άνω).



Σχήμα 4.47. Υπολογισμός των συντελεστών από τα πειραματικά αποτελέσματα.

❖ Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας υπό μελέτη κτιρίου

Από τους πίνακες οι οποίοι έχουν συνταχθεί για διάφορα πάχη χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73, ποιότητες σκυροδέματος και στατικά συστήματα, δίνονται οι παρακάτω δυνατότητες:

- Με δεδομένο άνοιγμα είναι εφικτή η εύρεση του πάχους της πλάκας που ικανοποιεί συγκεκριμένη απαίτηση οριακού φορτίου.
- Με δεδομένο το πάχος της πλάκας είναι εφικτός ο προσδιορισμός του ανοίγματος που ικανοποιεί συγκεκριμένη απαίτηση οριακού φορτίου.
- Με δεδομένο το πάχος της πλάκας και το μήκος του ανοίγματος είναι εφικτός ο προσδιορισμός του μέγιστου φορτίου που μπορεί να αναλάβει το σύστημα.

Παράλληλα στους πίνακες αυτούς επισημαίνεται η πιθανή ανάγκη για προσωρινή υποστήριξη του χαλυβδόφυλλου κατά τη φάση σκυροδέτησης καθώς και ο αριθμός των απαιτούμενων στηριγμάτων.

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα, ο οποίος μας δίνει τις τιμές του ωφέλιμου φορτίου που μπορεί να παραλάβει η πλάκα μας χρησιμοποιώντας το χαλυβδόφυλλο του συγκεκριμένου πάχους ($t = 0,80\text{mm}$), συναρτήσει του ανοίγματος μεταξύ των διαδοκίδων μας ($L = 2,0\text{m}$) και του ύψους της πλάκας μας ($h_c = 0,13\text{m}$). Επίσης, τα χαλυβδόφυλλα στη κατασκευή μας τοποθετούνται επί των δοκών με ενδιάμεσες στηρίξεις στις διαδοκίδες. Προκύπτει ότι για τα χαρακτηριστικά της πλάκας μας, το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο που μπορούμε να εφαρμόσουμε είναι $Q = 8,55\text{kN/m}^2$. Στη δική μας κατασκευή έχουμε λάβει ωφέλιμο φορτίο ίσο προς: $q = 5\text{kN/m}^2 < Q = 8,55\text{kN/m}^2$.

Οπλισμοί στις θέσεις των αρνητικών ροπών																			
h_z (m)	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20											
Οπλισμός	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/15	Φ8/15	Φ10/20	Φ10/20	Φ10/15	Φ10/15											

Πάχος πλάκας	Λωοήγμσ L(m)																			
h_z (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	
0,13	21,96	17,17	13,98	11,68	8,55	6,39	4,84	3,69	2,82	2,13	1,59	1,15	0,78							
0,14	23,52	18,37	14,94	12,49	9,52	7,12	5,40	4,12	3,14	2,38	1,77	1,28	0,88	0,54						
0,15	25,05	19,55	15,89	13,27	10,50	7,85	5,95	4,54	3,46	2,62	1,95	1,41	0,97	0,60						
0,16	26,56	20,72	16,82	14,04	11,48	8,58	6,51	4,96	3,79	2,87	2,14	1,55	1,06	0,65						
0,17	28,04	21,86	17,73	14,79	12,46	9,32	7,06	5,39	4,11	3,11	2,32	1,68	1,15	0,71						
0,18	29,50	22,98	18,63	15,52	13,19	10,05	7,82	5,81	4,44	3,36	2,50	1,81	1,24	0,77						
0,19	30,93	24,08	19,51	16,24	13,80	10,78	8,17	6,24	4,76	3,61	2,69	1,94	1,33	0,83						
0,20	32,34	25,16	20,37	16,95	14,39	11,51	8,73	6,66	5,08	3,85	2,87	2,08	1,43	0,88						

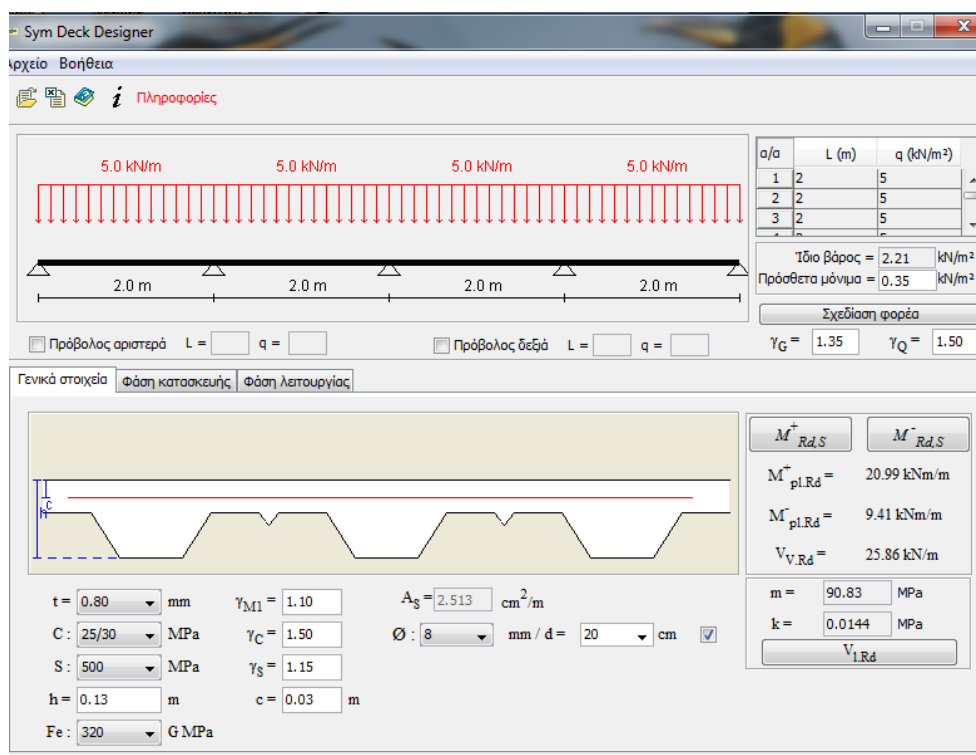
Μέγιστες τιμές του ωφέλιμου φορτίου (kN/m²)

Απαιτείται μια ενδιάμεση υποστήλωση

Απαιτούνται δύο ενδιάμεσες υποστήλωσεις

Σχήμα 4.48. Πίνακας διαστασιολόγησης σύμμικτης πλάκας από τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα SYMDECK 73.

Αναλυτικά, ο έλεγχος επάρκειας της σύμμικτης πλάκας του ημιώροφου του υπό εξέταση φορέα, έγινε με τη χρήση του προγράμματος SymDeck Designer, το οποίο είναι ένα πρόγραμμα ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο SYMDECK73 που αναπτύχθηκε από την εταιρεία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και κυκλοφορεί δωρεάν στο διαδίκτυο (Σχήμα 4.49). Οι κανονισμοί στους οποίους βασίζεται η λειτουργία του είναι ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 1.3, ο Ευρωκώδικας 4 – Μέρος 1.1 και ο ΕΚΩΣ 2000.



Σχήμα 4.49. Γραφικό περιβάλλον προγράμματος SymDeck Designer.

Τα δεδομένα εισαγωγής για την υπό μελέτη πλάκα είναι τα εξής:

- ο Γεωμετρία Φορέα

Μήκος φατνώματος: $L = 2,0\text{m}$

- ο Φορτία

Μόνιμα (ίδιο βάρος πλάκας) : $2,21 \text{ kN/m}^2$

Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, μόνωση, κλπ) : $0,35 \text{ kN/m}^2$

Ωφέλιμα : $5,0 \text{ kN/m}^2$ (σε όλα τα φατνώματα της πλάκας)

Συντελεστές ασφαλείας φορτίων:

Συντελεστής ασφαλείας μονίμων δράσεων: $\gamma_G = 1,35$

Συντελεστής ασφαλείας μεταβλητών δράσεων: $\gamma_Q = 1,5$

- ο Γενικά στοιχεία – Παράμετροι των υλικών

Πάχος χαλυβδόφυλλου: $t = 0,80\text{mm}$

Ποιότητα χάλυβα χαλυβδόφυλλου: Fe320G

Πάχος πλάκας: $h = 0,13\text{m}$

Ποιότητα σκυροδέματος: C25/30

Ποιότητα χάλυβα οπλισμού: S500s

Επικάλυψη οπλισμού: $c = 0,003 \text{ m}$

Εμβαδόν οπλισμού: $A_s = 2,513 \text{ cm}^2/\text{m}$

- ο Συντελεστές ασφαλείας υλικών

Χάλυβας χαλυβδόφυλλου: $\gamma_{M1} = 1.10$

Σκυροδέματος: $\gamma_c = 1.50$

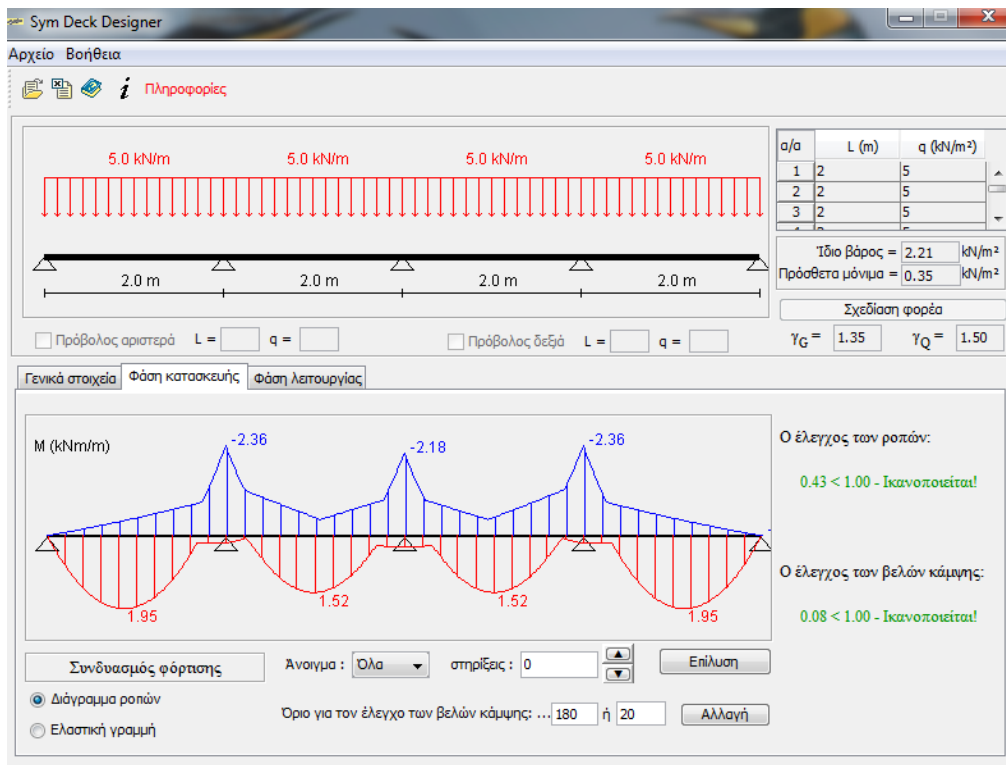
Χάλυβας οπλισμού: $\gamma_s = 1.15$

- ο Πειραματικά προσδιορισμένοι συντελεστές

$m = 90,83\text{Mpa}$

$k = 0,0144 \text{ Mpa}$

- Έλεγχοι στη φάση κατασκευής



Σχήμα 4.50. Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας κατά τη φάση κατασκευής.

i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής

Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_G \cdot G_p + (\gamma_G \cdot G_c + \gamma_Q \cdot 0.75) + \gamma_Q \cdot Q_{σκ}$.

όπου:

- το φορτίο $Q_{σκ}$ είναι ένα φορτίο 0,75 kN το οποίο εφαρμόζεται σε μία περιοχή 3m X 3m (σε κάτοψη) και λαμβάνεται υπ' όψη στους υπολογισμούς η δυσμενέστερη θέση του στον φορέα,
- το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, G_c , μαζί με το φορτίο 0,75 kN εφαρμόζεται ή μόνο στο άνοιγμα όπου εφαρμόζεται το φορτίο σκυροδέτησης ή σε όλο τον φορέα έτσι ώστε να προκύπτει η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση,
- G_p είναι το ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου.

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι: $0,43 < 1,00$

ii) Έλεγχος βελών κάμψης

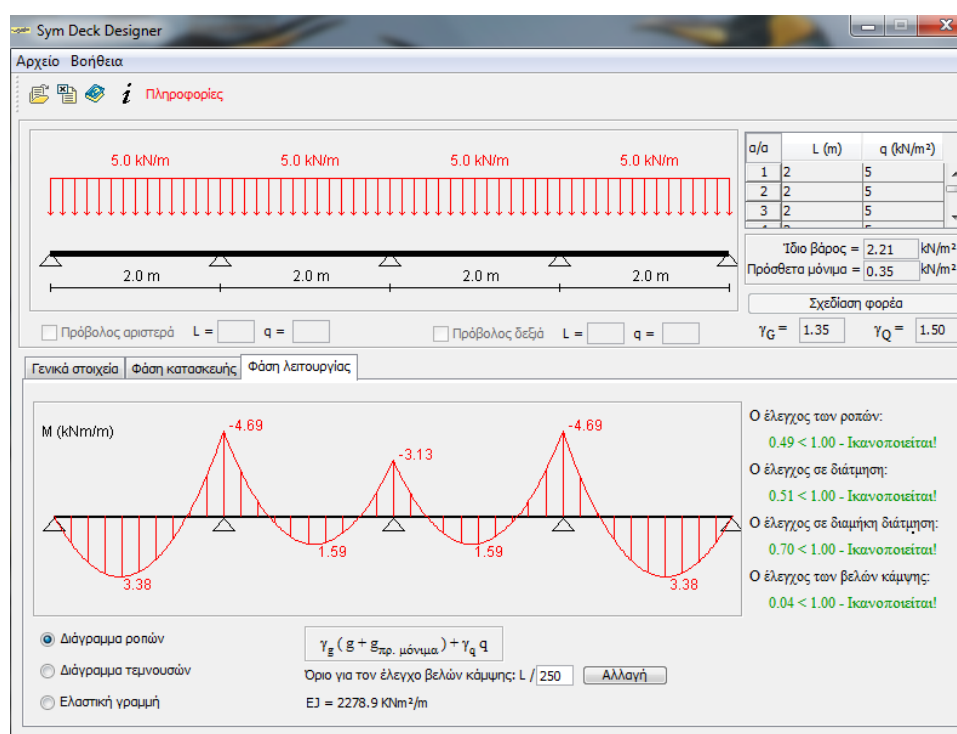
Φορτίο επίλυσης : g

Όρια για τον έλεγχο των βελών κάμψης: 1/180 ή 20mm

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι: $0,08 < 1,00$

Ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι κατά τη φάση κατασκευής, οπότε δεν χρειάζεται κάποια προσωρινή στήριξη.

- Έλεγχοι στη φάση λειτουργίας



Σχήμα 4.51. Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας κατά τη φάση λειτουργίας.

i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής

Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_G * (g + g_{\text{προσθ.}}) + \gamma_Q * q$

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι: $0,49 < 1,00$

ii) Έλεγχος έναντι εγκάρσιας και διαμήκου διάτμησης

Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_G * (g + g_{\text{προσθ.}}) + \gamma_Q * q$

Ο έλεγχος έναντι εγκάρσιας διάτμησης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε εγκάρσια διάτμηση είναι: $0,51 < 1,00$

Ο έλεγχος έναντι διαμήκου διάτμησης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε διαμήκη διάτμηση είναι: $0,70 < 1,00$

iii) Έλεγχος βελών κάμψης

Συνδυασμός φόρτισης : $g + g_{\text{προσθ.}} + q$

Όριο για τον έλεγχο των βελών κάμψης: $1/250$

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι: $0,04 < 1,00$

Κεφάλαιο 5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

5.1 Εισαγωγή

Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των μελών της. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα ανάπτυξης ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών, έτσι ώστε να εκμεταλλευόμαστε στο έπακρο την αντοχή και την πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου. Επειδή όμως η συμπεριφορά των συνδέσεων δεν είναι τόσο καλά γνωστή όπως των μελών, απαιτείται μια συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτή των μελών.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται επίσης κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη. Δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου, θα πρέπει δε να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσω υψηλής ειδίκευσης. Επίσης, θα πρέπει να παρέχουν επίσης τη δυνατότητα επιθεώρησης κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης, οι συνδέσεις διακρίνονται σε :

- ✓ Συνδέσεις με μηχανικά μέσα: κοχλίες, ήλοι, πείροι κλπ.
- ✓ Συγκολλήσεις: εσωραφές και εξωραφές

Οι εσωραφές, οι εξωραφές, οι κοχλιώσεις και οι ηλώσεις θα πρέπει να χρησιμοποιούνται στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα ή σε συνδυασμούς. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίωση ή ήλωση τείνουν να είναι πολύ μεγάλες και δαπανηρές, και έτσι οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση ή με συνδυασμό συγκόλλησης και κοχλίωσης αποτελούν την πιο διαδεδομένη μορφή συνδέσεων.

Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων (δοκών, υποστυλωμάτων) και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Η διάκριση γίνεται ως προς τον τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού. Η σύνδεση μπορεί να είναι συγκολλητή, με μετωπικές πλάκες, με εγκάρσια συγκολλητά στο πέλμα του υποστυλώματος ελάσματα, με χρήση γωνιακών, με απλή έδραση των σιδηροδοκών επί συγκολλητών χαλύβδινων τάκων ή χωρίς καμία σύνδεση των σιδηροδοκών. Τα παραπάνω αποτελούν μόνο παραδείγματα συνδέσεων, δεδομένου ότι υπάρχει μια μεγάλη ποικιλία διαμόρφωσης κόμβων για τις διάφορες περιπτώσεις.

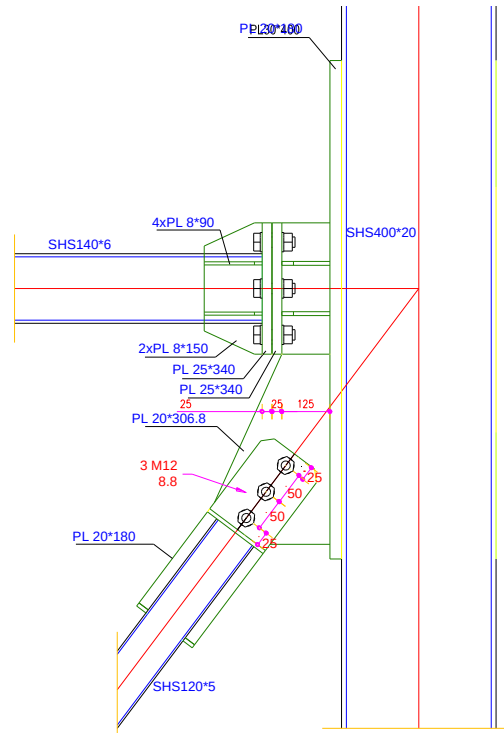
Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή, δυσκαμψία και στρωφική ικανότητα του κόμβου. Με κριτήριο την αντοχή οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως **πλήρους ή μερικής αντοχής**, αν η ροπή αντοχής τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Οι κόμβοι αντιμετωπίζονται ως αρθρωτοί αν η ροπή αντοχής τους είναι μικρότερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού που συνδέουν. Με κριτήριο τη δυσκαμψία οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως **αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι**. Αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, άκαμπτοι ως πακτώσεις, ημιάκαμπτοι με τη βοήθεια κατάλληλων στρωφικών ελατηρίων.

Στην παρούσα διπλωματική θα μελετηθούν ενδεικτικά οι εξής συνδέσεις:

- Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας
- Σύνδεση κύριας δοκού – δευτερεύουσας δοκού

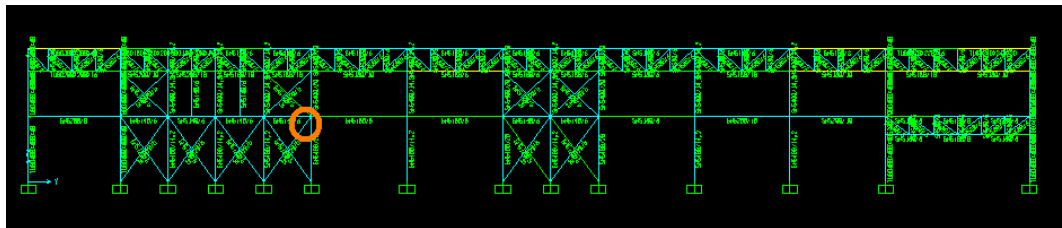
- Αποκατάσταση συνέχειας δοκού
- Έλεγχος κόμβου δικτυώματος με ορθοστάτη
- Έδραση υποστυλώματος

5.2 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας



Σχήμα 5.1. Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας.

Αρχικά, ελέγχουμε το κατακόρυφο σύνδεσμο δυσκαμψίας διατομής SHS 120*5 (μέλος 1856), που συναντάται κατά μήκος του άξονα 10 (επίπεδο yz).



Σχήμα 5.2. Ακριβής θέση σύνδεσης κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας (όψη 10).

Επειδή πρόκειται για μέλος απ το οποίο προσδοκάται απορρόφηση σεισμικής ενέργειας πρέπει να ικανοποιείται το 1^ο κριτήριο πλαστιμότητας.

$$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \Rightarrow 0,9 * A_{net} * \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \geq A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow \frac{A_{net}}{A} \geq \frac{f_y * \gamma_{M2}}{0,9 * f_u * \gamma_{M0}}$$

Για S 355 και $A = 22,7 \text{ cm}^2 \rightarrow$

$$\frac{A_{net}}{A} \geq \frac{35,5 * 1,25}{0,9 * 51 * 1,00} = 0,967 \Rightarrow A_{net} \geq A * 0,967 = 22,7 * 0,967 \Rightarrow A_{net} \geq 21,95 \text{ cm}^2$$

$$A - 21,95 = 0,75 \text{ cm}^2.$$

Οπότε επιλέγω κοχλίες M12 ποιότητας 8,8, ώστε το εμβαδόν της οπής για $d_0 \cdot t \leq 0,75$ όπου $d_0 = 1,3 \text{ cm}$ και $t = 0,5 \text{ cm}$ οπότε $A_{\text{net}} = 22,7 - 0,65 = 22,05 \text{ cm}^2$.

$$N_{\text{pl}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{22,7 \cdot 35,5}{1} = 805,85 \text{ kN}$$

▪ Έλεγχος σε διάτμηση:

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{0,6 \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \cdot m = 1 \cdot \frac{0,6 \cdot 1,13 \cdot 80}{1,25} \cdot m = 43,39 \cdot m \geq N_{Ed} = 74,661 \text{ kN}$$

$m \geq 1,72$, επιλέγω $m = 3$, οπότε $F_{v,Rd} = 130,17 \text{ kN}$.

Επιθυμείται η διαρροή να γίνεται στη βασική διατομή της διαγωνίου και όχι στο έλασμα σύνδεσης. Επίσης, το βοηθητικό έλασμα σχεδιάζεται έτσι ώστε να έχει υπεραντοχή έναντι της βασικής διατομής της διαγωνίου.

$$R_d \geq 1,2 R_{fy}$$

όπου

R_d : η οριακή αντοχή της σύνδεσης

R_{fy} : η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους

Το έλασμα είναι ποιότητας χάλυβα S355, με χαρακτηριστικές τιμές $f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ και $f_u = 51 \text{ kN/cm}^2$.

$$(t \cdot b)_{\text{ελάσματος}} \geq 1,2 \cdot A_{\text{διαγωνίου}} \Rightarrow (t \cdot b)_{\text{ελάσματος}} \geq 27,24 \text{ (a)}$$

$$N_{u,Rd(\text{ελάσματος})} \geq 1,2 \cdot N_{\text{pl,Rd(διαγωνίου)}} \Rightarrow \frac{0,9 \cdot A_{\text{net,ελ.}} \cdot 51}{1,25} \geq 1,2 \cdot 805,85$$

$$36,72 \cdot A_{\text{net,ελ.}} \geq 967,02 \Rightarrow A_{\text{net,ελ.}} \geq 26,34$$

$$b \cdot t - 1,3 \cdot t \geq 26,34 \text{ (b)}$$

$$\text{(a) \& (b)} \Rightarrow t = 20 \text{ mm} \& b = 180 \text{ mm}$$

▪ Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας των οπών:

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας των οπών δίνεται από τη σχέση:

$$F_{b,Rd} = m \frac{k_1 a_b f_u d_{\text{min}}}{\gamma_{M2}}$$

όπου t_{min} : είναι το πάχος του λεπτότερου συνδεόμενου μέρους.

$$t_{\text{min}} = \min \{0,5 \text{ cm}; 2,0 \text{ cm}\} = 0,5$$

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} \quad \text{και} \quad k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

d : η διάμετρος του κοχλίου

d_0 : η διάμετρος της οπής

Ελάχιστες αποστάσεις:

$$e_1 = 25 \text{ mm} > 1,2d_0 = 1,2 \cdot 13 \text{ mm} = 15,6 \text{ mm}$$

$$p_1 = 50 \text{ mm} > 2,2d_0 = 2,2 \cdot 13 \text{ mm} = 28,6 \text{ mm}$$

$$e_2 = 120 \div 2 = 60 \text{ mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις:

$$e_1 = 25\text{mm} < 40\text{mm} + 4t = 40 + 4 \cdot 5\text{mm} = 60\text{mm}$$

$$p_1 = 50\text{mm} < \min(14t; 200\text{mm}) = \min(14 \cdot 5\text{mm}; 200\text{mm}) = \min(70\text{mm}; 200\text{mm}) = 70$$

$$a_b = \min \left\{ \frac{25\text{mm}}{3 \cdot 13\text{mm}}; \frac{50\text{mm}}{3 \cdot 13\text{mm}} - \frac{1}{4}; \frac{80\text{kN/cm}^2}{51\text{kN/cm}^2}; 1 \right\} = \{0,64; 1,03; 1,57; 1\} = 0,64$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{60\text{mm}}{13\text{mm}} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \{11,22; 2,5\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = 3 \frac{2,5 \cdot 0,64 \cdot 51 \cdot 1,2 \cdot 0,5}{\gamma_{M2}} = 117,504\text{kN} > 74,661\text{kN} = N_{Ed}$$

Ο έλεγχος επάρκειας της σύνδεσης σε σύνθλιψη άντυγας ικανοποιείται.

Ισχύει $F_{v,Rd} = 130,17\text{kN} > F_{b,Rd} = 117,504\text{kN}$. Επομένως, ικανοποιείται το 2^ο κριτήριο πλαστιμότητας, σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

▪ Έλεγχος συγκόλλησης:

Για να επαρκεί η αντοχή σχεδιασμού εξωραφής πρέπει σε κάθε σημείο κατά μήκος της, η συνισταμένη όλων των δυνάμεων που μεταφέρονται μέσω της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος να ικανοποιεί το ακόλουθο κριτήριο :

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a$$

$$\text{όπου } f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{51 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

$$a < 0,7t_{\min} \text{ και } \beta_w = 0,9 \text{ για S355.}$$

Επιλέγω πάχος συγκόλλησης:

$$a = 0,3\text{cm} \leq 0,7 \cdot t_{\min} = 0,7 \cdot \min(0,5; 2,0) = 0,7 \cdot 0,5 = 0,35\text{cm}$$

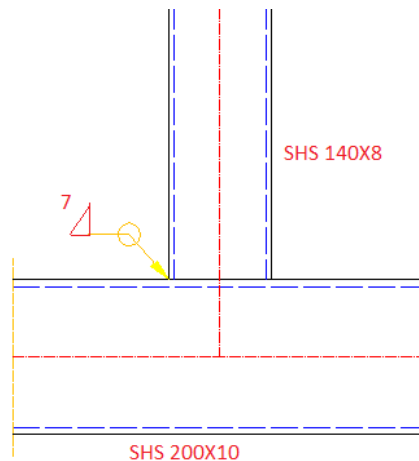
Το απαιτούμενο μήκος συγκόλλησης:

$$N_{Ed} \leq 4 \cdot l \cdot a \cdot f_{v,wd} \Rightarrow l \geq \frac{74,661\text{kN}}{4 \cdot 0,3\text{cm} \cdot 26,17\text{kN/cm}^2} \geq 2,37\text{cm}$$

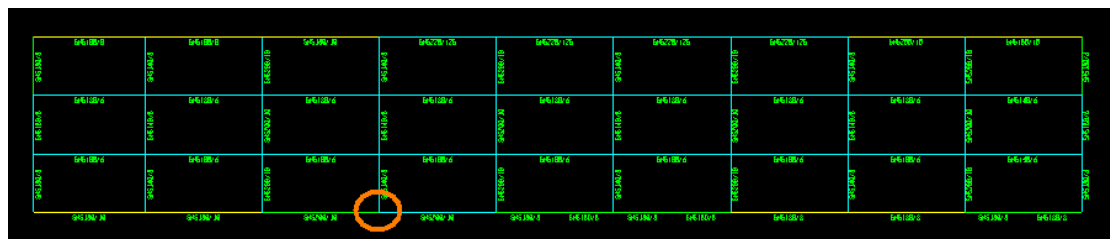
Επιλέγεται μήκος συγκόλλησης 5,0cm.

5.3 Σύνδεση κύριας δοκού – δευτερεύουσας δοκού

Μελετάται η σύνδεση κύριας δοκού διατομής SHS 200*10 (μέλος 360) με δευτερεύουσα δοκό διατομής SHS 140*8 (μέλος 644), η οποία συναντάται στο επίπεδο xy για z=3,90m, στη κάτω πλευρά.



Σχήμα 5.3. Σύνδεση κύριας δοκού – δευτερεύουσας δοκού.



Σχήμα 5.4. Ακριβής θέση ελέγχου σύνδεσης κύριας δοκού-δευτερεύουσας δοκού (κάτοψη για $z=3,90\text{m}$).

Εντατικά μεγέθη →

Τέμνουσα δύναμη: $V_{Ed} = 0,072\text{kN}$

Καμπτική ροπή: $M_{Ed} = 68,06\text{kNm}$

▪ **Ροπές αδρανείας της συγκόλλησης:**

Η ροπή αδράνειας της συγκόλλησης κατά τον άξονα y και z δίνεται από τη σχέση:

$$I_y = I_z = 2 * \frac{1}{12} * 0,8\text{cm} * (14\text{cm})^3 + 2 * 14\text{cm} * 0,8\text{cm} * (7,0\text{cm})^2 = 1463,47\text{cm}^4$$

▪ **Έλεγχος συγκολλήσεων:**

Η συγκόλληση καταπονείται από ορθές τάσεις λόγω καμπτικής ροπής M_{Ed} και από διατμητικές τάσεις λόγω της τέμνουσας V_{Ed} . Τα ακραία σημεία της συγκόλλησης είναι τα περισσότερο καταπονούμενα σημεία και εκεί γίνεται ο έλεγχος αντοχής της συγκόλλησης.

✓ Έλεγχος πάχους συγκόλλησης:

$$t_{\min} = \min(10\text{mm}, 14\text{mm}) = 10\text{mm} = 1\text{cm}$$

$$\text{Πάχος συγκόλλησης: } a = 6\text{mm} = 0,6\text{cm} < 0,7 * 1\text{cm} = 0,7\text{cm}$$

✓ Διατμητική τάση στη συγκόλληση:

Οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στη συγκόλληση λόγω στρέψης και διάτμησης είναι υπολογίζονται από τη σχέση:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{0,072}{2 * 0,8 * 14} = 0,00322 \text{ kN / cm}^2$$

✓ Ορθή τάση στη συγκόλληση:

Η ορθή τάση που οφείλεται στην καμπτική ροπή δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma_{καθ} = \frac{M_{Ed}}{I} * z = \frac{68,06 \text{ kNcm}}{1463,47 \text{ cm}^4} * 8 \text{ cm} = 0,37 \text{ kN / cm}^2$$

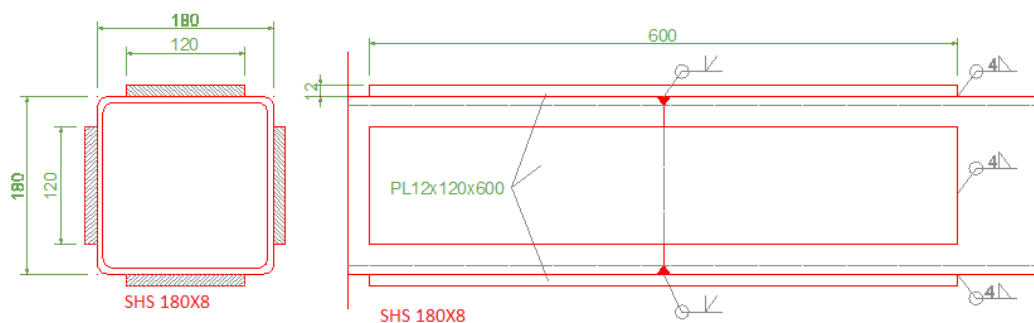
✓ Αντοχή συγκολλήσεων:

Η συνισταμένη τάση στη συγκόλληση υπολογίζεται ως:

$$\sqrt{(\sigma_{καθ})^2 + (\tau_{Ed})^2} = \sqrt{(0,37 \text{ kN / cm}^2)^2 + (0,00322 \text{ kN / cm}^2)^2} = 0,37 \text{ kN / cm}^2 < \frac{f_u}{\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M_2}} = \frac{51 \text{ kN / cm}^2}{\sqrt{3} * 0,9 * 1,25} = 26,17 \text{ kN / cm}^2$$

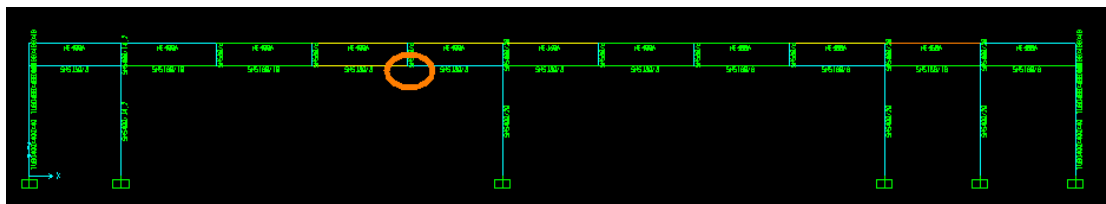
όπου $\beta_w=0,9$ για χάλυβα S355.

5.4 Αποκατάσταση συνέχειας δοκού



Σχήμα 5.5. Γεωμετρία συγκόλλησης.

Θα μελετηθεί η αποκατάσταση συνέχειας της δοκού διατομής SHS180*8 (μέλος 439), που συναντάται στην όψη κατά μήκος του άξονα G (επίπεδο xz). Εφόσον πρόκειται για κοίλη διατομή, η αποκατάσταση συνέχειας δε γίνεται να πραγματοποιηθεί με κοχλίες παρά μόνο με συγκόλληση.



Σχήμα 5.6. Ακριβής θέση ελέγχου σύνδεσης αποκατάστασης συνέχειας δοκού (όψη G).

- Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης:

Η αντοχή σε διάτμηση δίνεται από την σχέση:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M_0}} = \frac{54,4 \text{ cm}^2 * 35,5 \text{ kN / cm}^2}{\sqrt{3} * 1} = 1115 \text{ kN} > V_{Ed} = 2,46 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M_0}} = \frac{54,4 \text{ cm}^2 * 35,5 \text{ kN / cm}^2}{\sqrt{3} * 1} = 1115 \text{ kN} > V_{Ed} = 2,46 \text{ kN}$$

$$\text{Ισχύει : } V_{b,Ed} = 2,46 \text{ kN} < 0,5 * V_{pl,Rd} = 557,5 \text{ kN}$$

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω διάτμησης.

▪ **Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή:**

Η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής της δοκού για διατομές κατηγορίας 1 δίνεται από την σχέση:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{y,pl} * f_y / \gamma_{M_0} = \frac{349 \text{ cm}^3 * 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1} = 12389 \text{ kNcm} > 426,87 \text{ kNcm}$$

▪ **Έλεγχος επάρκειας κορμού και πέλματος δοκού σε θλίψη:**

$$F_{c,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) = 12389 \text{ kNcm} / (18 \text{ cm} - 0,8 \text{ cm}) = 720,3 \text{ kN} > F_{c,Ed} \text{ όπου}$$

$$F_{c,Ed} = M_{b,Ed} / (h - t_{fb}) = 426,87 \text{ kNcm} / (18 \text{ cm} - 0,8 \text{ cm}) = 24,81 \text{ kN}$$

▪ **Αντοχή συγκολλήσεων:**

Η ροπή αδρανείας της συγκόλλησης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$I = 2 * \frac{1}{12} * a_w * d_b^3 + 2 * a_f * b * \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 2 * a_f * (b - t - 2r) * \left(\frac{h}{2} - t\right)^2 =$$

$$= 2 * \frac{1}{12} * 0,4 * 12^3 + 2 * 0,4 * 12 * \left(\frac{18}{2}\right)^2 + 2 * 0,4 * (12 - 0,8 - 2 * 1) * \left(\frac{18}{2} - 0,8\right)^2 = 2654,9 \text{ cm}^4$$

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης:

$$a = 4 \text{ mm} < 0,7 * t_{min} = 0,7 * 8 \text{ mm} = 5,6 \text{ mm}.$$

▪ **Τάση στη συγκόλληση κορμού:**

Η τάση που προκαλεί στη συγκόλληση η τέμνουσα δύναμη είναι διατμητική, παράλληλη στον άξονα της συγκόλλησης και ίση με:

$$\tau_{\text{παρ}} = \frac{V_{b,Ed}}{2 * d_b * a} = \frac{2,46 \text{ kN}}{2 * 12 \text{ cm} * 0,4 \text{ cm}} = 0,256 \text{ kN / cm}^2$$

▪ **Τάση στη συγκόλληση πέλματος:**

Η καμπτική ροπή $M_{b,Ed}$ προκαλεί τριγωνικό διάγραμμα ορθών τάσεων $\sigma_{\text{παρ}}$ κάθετα στη ραφή. Στις ακραίες θέσεις η ορθή τάση λόγω της καμπτικής ροπής θα είναι:

$$\sigma_{\text{καθ}} = \frac{M_{b,Ed} * d_b}{2 * I} = \frac{426,87 \text{ kNcm} * 12}{2 * 2654,9 \text{ cm}^4} = 0,965 \text{ kN / cm}^2$$

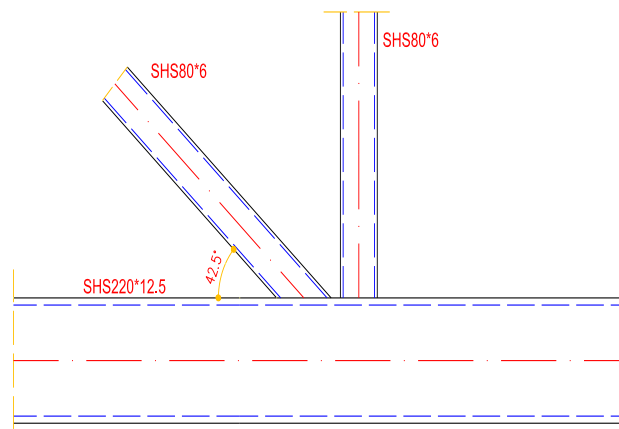
▪ **Αντοχή συγκολλήσεων:**

$$\text{Ισχύει: } \sigma_{\text{καθ}} = 0,965 \text{ kN / cm}^2 < \frac{f_u}{\gamma_{M_2}} = 40,8 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_{\text{καθ}}^2 + \tau_{\text{παρ}}^2} = \sqrt{0,965^2 + 0,256^2} = 0,998 < \frac{f_u}{\sqrt{3} * \beta * \gamma_{M_2}} = 26,2 \text{ kN / cm}^2$$

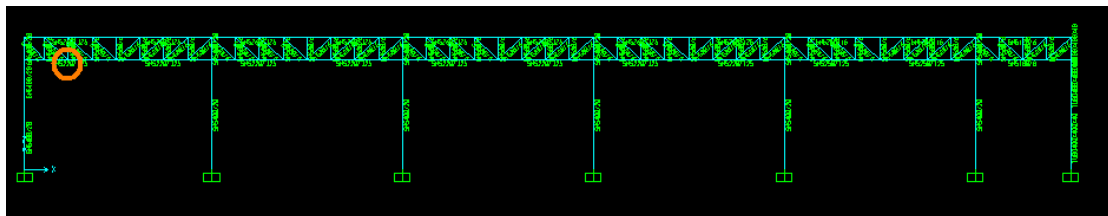
Άρα, η συγκόλληση επαρκεί για την αποκατάσταση συνέχειας της δοκού.

5.5 Έλεγχος κόμβου δικτυώματος με ορθοστάτη



Σχήμα 5.7. Σύνδεση δικτυώματος.

Εξετάζεται το δικτύωμα που συναντάται στο επίπεδο xz κατά μήκος του άξονα I.



Σχήμα 5.8. Ακριβής θέση ελέγχου σύνδεσης δικτυώματος (όψη I).

Οι αξονικές δυνάμεις των ράβδων:

$U_2 = 295,5 \text{ kN}$ - SHS220*125 κάτω ίνα αριστερά (εφελκυσμός)

$U_3 = 363,52 \text{ kN}$ - SHS220*125 κάτω ίνα δεξιά (εφελκυσμός)

$D_2 = 92,008 \text{ kN}$ - SHS80*6 εφελκυσμένη διαγώνιος

$V_2 = 59,684 \text{ kN}$ - SHS80*6 θλιβόμενος ορθοστάτης

Οι κόμβοι του δικτυώματος είναι αρθρώσεις.

1. Γεωμετρία και έλεγχος ράβδων

a)

$$\frac{l_0}{d_0} = \frac{160 \text{ cm}}{22 \text{ cm}} = 7,27 > 6$$

$$\frac{h_{v_2}}{d_2} = \frac{183 \text{ cm}}{8 \text{ cm}} = 22,8 > 6$$

b) ράβδος 80*6 όπου $f_y=355$

$$\frac{d}{t} = \frac{80}{6} = 13,33 < 50\varepsilon^2 = 50 \left(\sqrt{\frac{235}{f_y}} \right)^2 = 33,1 \text{ άρα διατομή κατηγορίας 1}$$

c) Έλεγχος ράβδων

Ορθοστάτης: $A=17,4 \text{ cm}^2$ (ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού λαμβάνεται ίσος με 0,75 κατά παραδοχή)

$$\lambda = \frac{0,75 \cdot 183}{3} = 45,75 \text{ και } \lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9 \cdot 0,66 = 62$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{45,75}{62} = 0,74 \Rightarrow \chi = 0,82 \text{ για καμπύλη } \alpha$$

$$N_{Rd} = \frac{0,82 \cdot 17,4 \cdot 35,5}{1} = 506,5 \text{ kN} > 59,684 \text{ kN}$$

Ράβδος D_2 : $A=17,4 \text{ cm}^2$

$$N_{Rd} = \frac{17,4 \cdot 35,5}{1} = 617,7 \text{ kN} > 92,008 \text{ kN}$$

Ράβδοι U_2, U_3 : $A=102 \text{ cm}^2$

$$N_{Rd} = \frac{102 \cdot 35,5}{1} = 3621 \text{ kN} > 363,5 \text{ kN}$$

2. Έλεγχος επάρκειας κόμβου 2

Ο κόμβος είναι συγκολλητός μορφής N με διάκενο και οι ράβδοι είναι κοίλης τετραγωνικής διατομής.

a) Ισχύουν

$$0,2 \leq \frac{d_i}{d_0} = \frac{80}{220} = 0,36 \leq 1,0$$

$$10 \leq \frac{d_0}{t_0} = \frac{220}{12,5} = 17,6 \leq 50 \text{ κατηγορία διατομής 1}$$

$$10 \leq \frac{d_i}{t_i} = \frac{80}{6} = 13,33 \leq 50 \text{ και } g = 20 \text{ mm} \geq t_1 + t_2 = 2 \cdot 6 = 12 \text{ mm}$$

Ισχύουν επίσης: Κατηγορία διατομών 1, $f_y = 355 \leq 460 \text{ N/mm}^2$, $t_i = 6 \text{ mm} \geq 2,5 \text{ mm}$,

$$t_0 = 12,5 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}, \min \theta_i = 42,5^\circ \geq 30^\circ,$$

$e = 8,10 \text{ mm} \leq 0,25d_0 = 0,25 \cdot 220 = 55 \text{ mm}$. (Οπότε οι ροπές λόγω εκκεντροτήτων επιτρέπεται να αμεληθούν).

b) Υπολογισμός αντοχών

Αστοχία άνω επιφάνειας πέλματος

$$\text{Είναι: } \gamma = \frac{d_0}{2t_0} = \frac{220}{2 \cdot 12,5} = 8,8, \frac{g}{t_0} = \frac{20}{12,5} = 1,6$$

$$k_g = \gamma^{0,2} \left[1 + \frac{0,024 \cdot \gamma^{1,2}}{1 + \exp \left(0,5 \frac{g}{t_0} - 1,33 \right)} \right] = 1,86, k_p = 1,0 \text{ (εφελκυσμός)}$$

$$\beta = \frac{d_1 + d_2}{2 \cdot d_0} = \frac{2 \cdot 80}{2 \cdot 220} = 0,36, \gamma_{M_j} = 1,0$$

$$\sin \theta_1 = \sin 42,5^\circ = 0,68$$

$$\sin \theta_2 = \sin 90^\circ = 1$$

$$\text{και } N_{1,Rd} = \frac{k_g * k_p * f_{y0} * t_0^2}{\sin \theta_1} \left(1,8 + 10,2 \frac{d_1}{d_0} \right) / \gamma_{M_0} = 835,86 \text{ kN} > 92,008 \text{ kN} = D_2$$

$$N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} * N_{1,Rd} = 568,4 \text{ kN} > 59,684 \text{ kN} = V_2$$

Αστοχία λόγω διάτρησης

Είναι $d_1 = 80 \text{ mm} < d_0 - 2t_0 = 220 - 2*12,5 = 195 \text{ mm}$ και

$$N_{i,Rd} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} * t_0 * \pi * d_i \frac{(1 + \sin \theta_1)}{(2 * \sin^2 \theta_2)} / \gamma_{M_0}, \text{ οπότε}$$

$$N_{1,Rd} = 171,1 \text{ kN} > D_2 = 92,008 \text{ kN}, N_{2,Rd} = 644,7 \text{ kN} > V_2 = 59,684 \text{ kN}$$

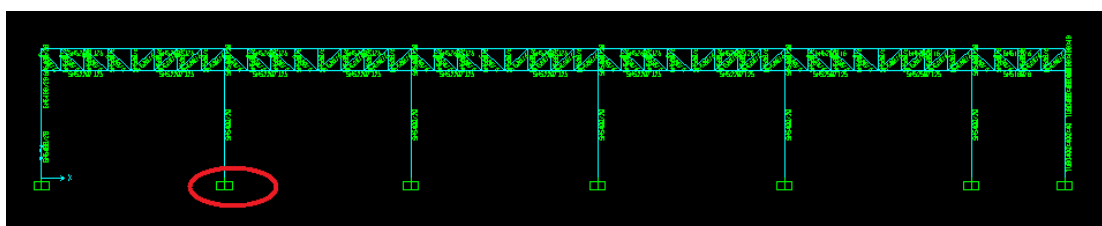
Επομένως, ο κόμβος 2 είναι επαρκής.

5.6 Έδραση υποστυλώματος

Η τυπική διαδικασία σύνδεσης της ανωδομής με το θεμέλιο είναι η ενσωμάτωση σε αυτό, κατά τη φάση σκυροδέτησης, των αγκυρίων επί των οποίων, κατά τη φάση ανέγερσης, συνδέεται κοχλιωτά η πλάκα έδρασης του υποστυλώματος. Προκειμένου να διατηρηθούν κατά τη σκυροδέτηση τα αγκύρια σε σταθερές μεταξύ τους αποστάσεις, συνδέονται με επίπεδη πλάκα (καλίμπρα) μικρού πάχους, της οποίας συνήθως η τελική ανώτερη επιφάνεια συμπίπτει με την επιφάνεια του σκυροδέματος. Σε πακτωμένη έδραση τα αγκύρια διατάσσονται εκτός των πελμάτων της διατομής ώστε να δημιουργηθούν οι απαραίτητοι μοχλοβραχίονες για την αντιμετώπιση των ροπών.

Τα μεταλλικά υποστυλώματα του κτιρίου μας είναι πακτωμένα στο έδαφος. Θεωρούμε πλάκα έδρασης διαστάσεων $600*600*40$ και διαστάσεις θεμελίου $800*800*1500$.

Εξετάζεται υποστυλόμενο διατομής SHS 400*20 (που συναντάται κατά μήκος της όψης L – επίπεδο xz) με $b=400 \text{ mm}$.



Σχήμα 5.9. Ακριβής θέση ελέγχου έδρασης υποστυλώματος (όψη L).

Αγκύρια

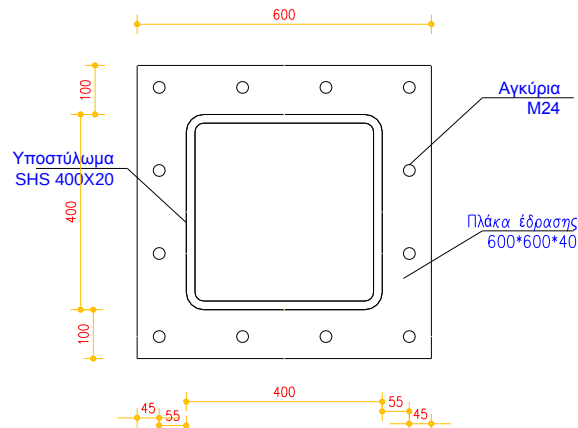
Επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν 12 αγκύρια M24 όπως φαίνεται στην Εικ. 5.10 που ακολουθεί, με τα εξής χαρακτηριστικά:

Εμβαδόν σπειρώματος: $A_s = 3,53 \text{ cm}^2$

Ποιότητα αγκυρίου : 4,6

$f_{yb} = 240 \text{ Mpa}$

$f_{ub} = 400 \text{ Mpa}$



Σχήμα 5.10. Έδραση υποστυλώματος (διαστάσεις σε mm).

▪ Διαστάσεις ενεργού θεμελίου

Είναι: $\max b_2 = 3b_1 = 3 \cdot 600 = 1800 \text{ mm}$

$\max d_2 = 3d_1 = 3 \cdot 600 = 1800 \text{ mm}$

Η επιφάνεια $A_{C1} = b_2 \cdot d_2$ του θεμελίου και συγχρόνως ισχύει:

$$h \geq b_2 - b_1 = 1200 \text{ mm}$$

$$h \geq d_2 - d_1 = 1200 \text{ mm}$$

Άρα, $A_{C0} = b_1 \cdot d_1 = 600 \cdot 600 = 360 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$ &

$$A_{C1} = b_2 \cdot d_2 = 1800 \cdot 1800 = 3240 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

▪ Αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

Η συγκεντρωμένη αντοχή σχεδιασμού δίνεται από τη σχέση:

$$F_{Rdu} = A_{C0} \cdot f_{C_d} \cdot \sqrt{A_{C1} / A_{C0}} \leq 3 \cdot f_{C_d} \cdot A_{C0}$$

$$\Rightarrow F_{Rdu} = 360 \cdot 10^3 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot \sqrt{\frac{3240 \cdot 10^3}{360 \cdot 10^3}} = 21,6 \cdot 10^6 \text{ N} \leq 3 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot 360 \cdot 10^3$$

Ο συντελεστής υλικού του κόμβου, με υπόθεση αντοχής κονιάματος πρέπει να είναι $> (0,2 \cdot \text{αντοχή του σκυροδέματος θεμελίωσης})$ και ακόμη επειδή για το πάχος του κονιάματος των 30 mm ισχύει: $0,2 \cdot \min(d_1 \cdot b_1) = 120 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$ (=πάχος κονιάματος), είναι $\beta_j = 2/3$

Η αντοχή επαφής της έδρασης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot F_{Rdu} / (b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}}) = \frac{2}{3} \cdot \frac{21,6 \cdot 10^6}{360 \cdot 10^3} = 40 \text{ N/mm}^2$$

▪ Ενεργός επιφάνεια έδρασης

Το ενεργό πλάτος έδρασης, c, δίνεται από τη σχέση:

$$c \leq t \left(\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M_0}} \right)^{0,5} = 40 \cdot \left(\frac{355}{3 \cdot 40 \cdot 1} \right)^{0,5} = 68,8 \text{ mm}$$

και η ενεργός επιφάνεια:

$$\begin{aligned}
 A_{\text{eff}} &= (400 + 2c)^2 - (400 + 2c - t_w - 2c) * (400 - 2t_f - 2c) = \\
 &= (400 + 2 * 68,8)^2 - (400 - 20) * (400 - 2 * 20 - 2 * 68,8) = \\
 &= 289013,76 - 84512 = 204,5 * 10^3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

▪ **Έλεγχος αντοχής έδρασης σε θλίψη**

$$N_{\text{Rd}} = A_{\text{eff}} * f_{\text{jd}} = 204,5 * 10^3 * 40 = 8180 * 10^3 \text{ N} = 8180 \text{ kN} > N_{\text{Ed}} = 334,585 \text{ kN}$$

η οποία είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού.

▪ **Ροπή αντοχής της έδρασης**

Ενεργό μήκος τμήματος της πλάκας έδρασης υπό την επίδραση των εφελκόμενων αγκυρίων .

$$e_x = \frac{600 \text{ mm} - 400 \text{ mm}}{2} - 55 \text{ mm} = 45 \text{ mm}$$

$$m_x = 100 \text{ mm} - 45 - 0,8 * 10 \text{ mm} * \sqrt{2} = 43,7 \text{ mm}$$

$$e = \frac{600 \text{ mm} - 400 \text{ mm}}{2} 100 \text{ mm}$$

$$w = 400 \text{ mm}$$

$$b_p = 600 \text{ mm}$$

Κυκλικές μορφές αστοχίας:

$$\begin{aligned}
 l_{\text{eff, cp}} &= \min(2\pi * m_x; \pi * m_x + w; \pi * m_x + 2e) = \\
 &= \min(2\pi * 43,7 \text{ mm}; \pi * 43,7 + 400; \pi * 43,7 + 2 * 100) = \\
 &= \min(274,6; 537,3; 337,3) = 274,6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας:

$$\begin{aligned}
 l_{\text{eff, nc}} &= \min(4m_x + 1,25 * e_x; e + 2 * m_x + 0,625 * e_x; 0,5 * b_p; 0,5w + 2m_x + 0,625 * e_x) = \\
 &= \min(4 * 43,7 + 1,25 * 45; 100 + 2 * 43,7 + 0,625 * 45; 0,5 * 600; 0,5 * 400 + 2 * 43,7 + 0,625 * 45) = \\
 &= \min(231,1; 215,5; 300; 315,5) = 215,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$l_{\text{eff, 1}} = l_{\text{eff, nc}} = 215,5 \text{ mm} \text{ αλλά θα πρέπει } l_{\text{eff, 1}} \leq l_{\text{eff, cp}} = 274,6 \text{ mm} .$$

$$\text{Άρα } l_{\text{eff, 1}} = 215,5 \text{ mm} \text{ και } l_{\text{eff, 2}} = l_{\text{eff, nc}} = 215,5 \text{ mm} .$$

▪ **Αντοχή τμήματος της πλάκας έδρασης προς την πλευρά των εφελκόμενων αγκυρίων**

Επειδή

$$L_b = 8 * d + t_g + t_p + t_{wa} + 0,5t_n = 8 * 24 + 30 + 40 + 8 + 0,5 * 20 = 280 \text{ mm} >$$

$$\frac{8,8 * m^3 * A_s}{\Sigma l_{\text{eff, 1}} * t_f^3} = \frac{8,8 * 43,7^3 * 353}{215,5 * 40^3} = 18,79 \text{ mm}$$

$$M_{\text{pl, Rd}} = 0,25 \frac{\Sigma l_{\text{eff, 1}} * t_f^2 * f_y}{\gamma_{\text{Mo}}} = 0,25 \frac{21,55 \text{ cm} * (4 \text{ cm})^2 * 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1} = 3060,1 \text{ kNcm}$$

$$n = e_{\min} = 45\text{mm} < 1,25 * m = 1,25 * 43,7 = 54,6\text{mm}$$

Η αντοχή ενός κοχλίου σε εφελκυσμό υπολογίζεται ως εξής:

$$B_{t,Rd} = \frac{0,9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 * 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 3,53\text{cm}^2}{1,25} = 101,66\text{kN}$$

Πρώτη μορφή αστοχίας:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 * M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 * 3060,1\text{kNcm}}{4,37\text{cm}} = 2801\text{kN}$$

Δεύτερη μορφή αστοχίας:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,Rd} + n * \sum B_{t,Rd}}{m} = \frac{2 * 3060,1 + 4,5 * 4 * 101,66}{4,37 + 4,5} = 896\text{kN}$$

Τρίτη μορφή αστοχίας:

$$F_{T,3,Rd} = \sum B_{t,Rd} = 4 * 101,66 = 406,64\text{kN}$$

Τελική αντοχή:

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = \min(2801; 896; 406,64) = 406,64\text{kN}$$

▪ Ενεργός επιφάνεια

Για ταυτόχρονη συνύπαρξη θλιπτικής δύναμης και ροπής ισχύουν:

$$N_{Rd} = A_{eff} * f_{jd} - \sum F_{t,Rd} \Rightarrow 334,585\text{kN} = A_{eff} * 4 - 406,64 \Rightarrow A_{eff} = 192,7\text{cm}^2$$

$$M_{Rd} = \sum F_{t,Rd} * r_b + A_{eff} * f_{jd} * r_c = 406,64 * 10^3 * \left(\frac{400}{2} + 55\right) + 192,7 * 10^2 * 40 * 226 = 277,9\text{kNm} > M_{Ed} = 99,39\text{kNm}$$

όπου:

$$A_{eff} = x_o * (2c + b_{eff}) \rightarrow 192,7 * 10^2 = x_o * (2 * 45,4 + 400) \rightarrow$$

$$x_o = 39,3\text{mm} < t_f + 2c = 20 + 2 * 45,4 = 110,8\text{mm}$$

$$r_c = \frac{400}{2} + 45,4 - \frac{39,3}{2} = 226,0\text{mm}$$

$$r_b = \frac{400}{2} + 55 = 255,0\text{mm}.$$

Κεφάλαιο 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός μονώροφου μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με εσωτερικό ημιώροφο γραφείων. Ο σχεδιασμός του υπό μελέτη κτιρίου γίνεται τόσο με βάση την επάρκειά του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με γνώμονα την απαίτηση να αποτελεί μία λειτουργική μονάδα για την κάλυψη των αναγκών για τις οποίες κατασκευάζεται. Από τη μελέτη προέκυψε ότι η κατασκευή μας είναι ικανή να παραλάβει τις καταπονήσεις από τα προβλεπόμενα φορτία σχεδιασμού και παράλληλα τα αποτελέσματα όλων των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν βρέθηκαν εντός των προβλεπομένων από τους κανονισμούς ορίων.

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των δράσεων επί της κατασκευής, και συγκεκριμένα, τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται μέσω των δυσμενέστερων συνδυασμών δράσεων, βλέπουμε ότι δυσμενέστερη φόρτιση είναι τα κατακόρυφα φορτία και όσον αφορά τα οριζόντια φορτία, ο άνεμος είναι δυσμενέστερος του σεισμού. Ο κύριος λόγος είναι οι μεγάλες διαστάσεις που έχουν τέτοιου είδους κτίρια, σε συνδυασμό με τα μικρά ωφέλιμα φορτία επί της οροφής. Για το λόγο αυτό, η τοποθέτηση μετωπικών υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας για την παραλαβή των φορτίων ανέμου είναι καθοριστικής σημασίας.

Πρέπει να επισημανθεί ότι το κτίριο μελετήθηκε σε περίπτωση που κατασκευαζόταν στην Ελλάδα, με χρήση των Ευρωκωδίκων και των Εθνικών Προσαρτημάτων, ενώ το υπάρχον κτίριο έχει κατασκευαστεί στη Σόφια Βουλγαρίας με πιθανόν άλλους κανονισμούς και με χρήση ντιζών, τις οποίες στην περίπτωσή μας δεν συμπεριλάβαμε. Αυτό έχει ως συνέπεια αρκετές από τις διατομές του αρχικού κτιρίου να αστοχούν. Για να μην αστοχεί καμία διατομή στο υπό μελέτη κτίριο επιλέχθηκαν μεγαλύτερες διατομές των δομικών στοιχείων (υποστυλώματα, δοκοί, τεγίδες και σύνδεσμοι δυσκαμψίας) και παράλληλα προστέθηκαν υποστυλώματα, οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και δικτυώματα στο επίπεδο yz για μείωση των σχετικών μετακινήσεων του κτιρίου.

Η διαστασιολόγηση βασίστηκε στην πλήρη αξιοποίηση της αντοχής των περισσότερων μελών της κατασκευής. Δηλαδή επιλέχθηκαν διατομές για τα μέλη οι οποίες ικανοποιούσαν τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας και οι οποίες παράλληλα οδηγούσαν στο μέγιστο δυνατό συντελεστή εκμετάλλευσής τους.

Για το δάπεδο του ημιώροφου επιλέγεται η κατασκευή σύμμικτης πλάκας (διατμητική σύνδεση της πλάκας σκυροδέματος με τη σιδηροδοκό). Η χρήση της σύμμικτης πλάκας αποτελεί οικονομικότερη λύση από μία πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, διότι εκμεταλλευόμαστε πλήρως τις ιδιότητες των δύο συνεργαζόμενων υλικών, ήτοι την καλή αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη και του χάλυβα σε εφελκυσμό. Επίσης, η εφαρμογή της σύμμικτης πλάκας στο κτίριο αυξάνει πολύ την ταχύτητα ανέγερσης.

Όσον αφορά τη σεισμική φόρτιση, έγινε ανάλυση με τη δυναμική φασματική μέθοδο (πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης). Απαιτήθηκαν 29 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών να συμπληρώσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος κατά x και y. Στην 1^η ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο $T = 0,27\text{sec}$, λαμβάνει μέρος το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας κατά Y (ίσο με 74%) και στη 2^η ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T=0,26\text{sec}$, λαμβάνει μέρος το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας κατά X (ίσο με 66%). Οι δύο ιδιοπερίοδοι διαφέρουν πολύ λίγο, που σημαίνει ότι το κτίριο έχει περίπου την ίδια

δυσκαμψία σε κάθε κύρια διεύθυνση, όπως ήταν αναμενόμενο λόγω της γεωμετρίας του και των περιμετρικών συνδέσμων χιαστί. Από το φάσμα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού είναι προφανές ότι η κατασκευή δέχεται τις μέγιστες επιταχύνσεις για ιδιοπεριόδους από 0,15sec έως 0,50sec (γραμμικός κλάδος του φάσματος). Για ιδιοπεριόδους μεγαλύτερες από 0,50sec, όσο μεγαλώνει η ιδιοπερίοδος τόσο μικραίνει η επιτάχυνση (φθίνων κλάδος του φάσματος).

Επιπλέον, το συμπέρασμα από τη μελέτη των συνδέσεων είναι ότι επειδή οι διατομές των δοκών, των συνδέσμων δυσκαμψίας και των υποστυλωμάτων είναι κοίλες, η σύνδεση διατομών απευθείας με κοχλίες καθίσταται δύσκολη. Για το λόγο αυτό, η σύνδεση κύριας δοκού- δευτερεύουσας δοκού γίνεται με συγκόλληση, η αποκατάσταση συνέχειας δοκού γίνεται με συγκόλληση λεπίδας και οι κόμβοι δικτυωμάτων είναι συγκολλητοί μορφής N. Τέλος, η έδραση υποστυλώματος πραγματοποιείται με 12 αγκύρια M24.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). 'Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων', Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). 'Σιδηρές κατασκευές – Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3', Τόμος Ι, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2004). 'Σιδηρές κατασκευές – Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3', Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (2003). 'Σιδηρές κατασκευές – Ανάλυση και διαστασιολόγηση', Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2001). 'Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα', εκδ. 2^η, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. - 'Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 (www.elastron.gr)'.
7. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. - 'Εγχειρίδιο χρήσης SymDeck Designer'.
8. Ερμόπουλος Ι. (2005). 'Ευρωκώδικας 1 – Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών-Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής', Εκδόσεις Κλειδάριθμος, έκδ. 2^η, Αθήνα.
9. Ο.Α.Σ.Π.-ΣΠΜΕ (2001). 'Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.) 2000', Αθήνα.
10. CEN (July 2001). 'prEN1990:2001 E., Eurocode 0: Basis of structural design', Brussels.
11. CEN (April 2002). 'EN1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-1: General actions-Densities, self weight, imposed loads for buildings', Brussels.
12. CEN (July 2003). 'EN1991-1-3, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-3: General actions-Snow loads', Brussels.
13. CEN (January 2004). 'EN1991-1-4, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-4: General actions-Wind actions', Brussels.
14. CEN (November 2003). 'EN1991-1-5, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-5: General actions -Thermal actions', Brussels.
15. CEN (May 2005). 'EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures, Part1-1:General structural rules', Brussels.
16. CEN (September 2004). 'EN 1994-1-1, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings', Brussels.
17. CEN (December 2004). 'EN1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance , Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels.
18. Computers and Structures, Inc. 'SAP2000® Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures - STEEL DESIGN MANUAL', Berkeley, California, USA.