

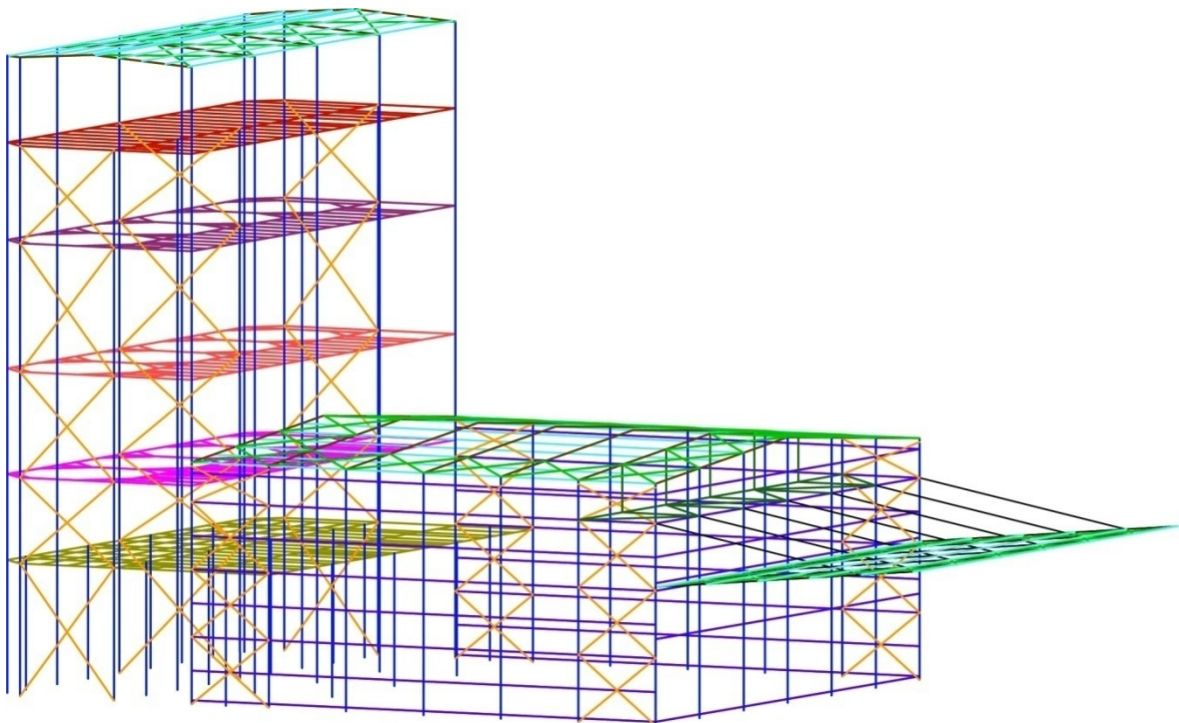


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Μελέτη βιομηχανικής μονάδας αποθήκευσης και παραγωγής τροφίμων.



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Νιάνιου Β. Βικτώρια,

Τσιάβου Θ. Ιουλία

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Μάρτιος 2015

EMK ΔΕ 2014/30

Νιάνιου Β. Β. , Τσιάβου Θ. Ι. (2015).  
Μελέτη βιομηχανικής μονάδας αποθήκευσης και παραγωγής τροφίμων.  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2014/30  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Nianiou V.V., Tsiavou Th.I. (2015).  
Study of industrial unit for food storage and production  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2014/30  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	2
Abstract .....	3
Ευχαριστίες .....	4
1 Εισαγωγή .....	5
1.1 Γενικά .....	5
2 Περιγραφή του φορέα.....	6
2.1 Παρουσίαση του φορέα.....	6
2.2 Δράσεις επί της κατασκευής -Συνδυασμοί δράσεων .....	12
2.2.1 Εισαγωγή.....	12
2.2.2 Δράσεις ανέμου επί του μονώροφου τμήματος .....	14
2.2.3 Δράσεις ανέμου επί του πολυώροφου τμήματος .....	24
2.2.4 Συνδυασμοί δράσεων στις οριακές καταστάσεις .....	32
2.3 Υλικά κατασκευής.....	35
2.3.1 Δομικός χάλυβας.....	35
2.3.2 Σκυρόδεμα.....	35
2.3.3 Χαλυβδόφυλλα.....	36
3 Στατικό προσομοίωμα .....	37
3.1 Εισαγωγή.....	37
3.2 Στατικό προσομοίωμα μονώροφου τμήματος.....	37
3.2.1 Μόρφωση των ζυγμάτων από ολόσωμο φορέα.....	40
3.2.2 Μόρφωση των ζυγμάτων από δικτυωτό φορέα.....	43
3.3 Στατικό προσομοίωμα πολυώροφου τμήματος.....	46
3.3.1 Προσομοίωση με γραμμικά στοιχεία και σύμμικτες διατομές .....	48
3.3.2 Προσομοίωση σκυροδέματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία .....	53
4 Έλεγχος και διαστασιολόγηση .....	58
4.1 Εισαγωγή.....	58
4.2 Διαστασιολόγηση μονώροφου τμήματος.....	58
4.2.1 Στέγαστρο.....	58
4.2.2 Τεγίδες και μηκίδες.....	61
4.2.3 Οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, κεφαλοδοκοί.....	64
4.2.4 Υποστυλώματα.....	66
4.2.5 Ζυγώματα.....	67
4.2.6 Βοηθητικό δικτύωμα προσομοιώματος με ολόσωμα ζυγώματα.....	72
4.2.7 Εγκάρσιοι σύνδεσμοι δικτυωμάτων προσομοιώματος με δικτυωτά ζυγώματα.....	73
4.2.8 Οριζόντια δικτυώματα προσομοιώματος με δικτυωτά ζυγώματα .....	74
4.3 Διαστασιολόγηση πολυώροφου τμήματος.....	74
4.3.1 Σύμμικτες δευτερεύουσες δοκοί .....	74
4.3.2 Κύριες δοκοί.....	78
4.3.3 Δοκοί έδρασης silo.....	80
4.3.4 Υποστυλώματα.....	81
4.3.5 Ζυγώματα, τεγίδες, κεφαλοδοκός, οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	84
5 Παρατηρήσεις και συμπεράσματα .....	87
6 Βιβλιογραφία .....	89

## **Μελέτη βιομηχανικής μονάδας αποθήκευσης και παραγωγής τροφίμων.**

Νιάνιου Β. Β. Τσιάβου Θ. Ι. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

### **Περίληψη**

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την μελέτη και τον σχεδιασμό ενός βιομηχανικού κτηρίου αποτελούμενο από δύο τμήματα, ένα μονώροφο και ένα πολυώροφο. Το μεταλλικό κτίριο βρίσκεται στην περιοχή Λάγος της Νιγηρίας και χρησιμοποιείται για την παρασκευή και αποθήκευση αλευριού.

Η ανάλυση της κατασκευής υλοποιήθηκε σύμφωνα με τους ισχύοντες Ευρωπαϊκούς Κανονισμούς με την βοήθεια του προγράμματος SoFistiK στο οποίο αναπτύξαμε το προσομοίωμα του φέροντα οργανισμού του κτιρίου μας. Το μονώροφο και το πολυώροφο τμήμα του κτιρίου αναλύθηκαν και διαστασιολογήθηκαν χωριστά, θεωρώντας ότι αποτελούν δύο ανεξάρτητα τμήματα που συνδέονται μεταξύ τους με αρμό διαστολής.

Για το μονώροφο τμήμα μελετήθηκαν δύο εναλλακτικοί τρόποι μόρφωσης του φέροντα οργανισμού με στόχο την εύρεση του οικονομικότερου. Οι εναλλακτικοί τρόποι είναι οι εξής : μόρφωση των πλαισίων με ολόσωμα ζυγώματα, μόρφωση των πλαισίων με δικτυωτά ζυγώματα.

Για το πολυώροφο τμήμα επιλέχθηκε σύμμικτη λειτουργία για την οποία μελετήθηκαν δύο διαφορετικοί τρόποι προσομοίωσης με στόχο τη σύγκριση των δύο μοντέλων ως προς την ακριβέστερη προσομοίωση της αναμενόμενης συμπεριφοράς της κατασκευής. Τα δύο μοντέλα που εξετάστηκαν είναι τα εξής: προσομοίωση του φορέα με γραμμικά στοιχεία και σύμμικτες διατομές και προσομοίωση των πλακών με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.

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

DIPLOMA THESIS

EMK ΔΕ 2014/30

Study of industrial unit for food storage and production  
Nianiou V.V, Tsiavou T.I.(supervised by Vayas I.)

### **Abstract**

The subject of this thesis is the study and the design of an industrial building composed of two sections, an one-storey and a multi-storey section. This steel building is located in Lagos, Nigeria and is used for production and storage of bran.

The analysis of the structure is based on the current European standards and the models were designed and analyzed using the structural analysis program SoFistiK. The one-storey section and the multi-storey section were analyzed and designed separately considering that the two sections are independent and connected with expansion joint.

Two alternative models were studied for the simulation of the one-storey section aiming to find the most economical design. The alternative models for the steel frames are: design of the main beams of the roof with I-beams or with truss members.

About the multi-storey section, two different models were created on purpose to optimize the simulation of the composite function of the structure. The two models are: simulation with beam elements and composite cross sections and simulation of the slabs with area finite elements.

## **Ευχαριστίες**

Θα θέλαμε ευχαριστήσουμε τον Καθηγητή κ. Ιωάννη Βάγια για την επίβλεψη της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Επίσης θερμές ευχαριστίες θα θέλαμε να εκφράσουμε για τον κ. Αντρέα Σπηλιόπουλο για την πολύτιμη βοήθεια του.

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Η επιλογή του συγκεκριμένου θέματος μελέτης έγινε λόγω του ιδιαίτερου ενδιαφέροντος μας για τις μεταλλικές κατασκευές. Σκοπός της παρούσας διπλωματικής ήταν μέσω της εκπόνησης της μελέτης μίας βιομηχανικής κατασκευής να εφαρμοστούν οι γνώσεις των προηγούμενων ετών, εμβαθύνοντας παράλληλα στις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωπαϊκών Προτύπων και να αναπτυχθούν δεξιότητες που αφορούν το σχεδιασμό προσομοιωμάτων σε προγραμματιστικό περιβάλλον. Επίσης προσπάθεια έγινε να διερευνηθούν εναλλακτικοί τρόποι σχεδιασμού μέρους του φορέα με στόχο την εύρεση της οικονομικότερης λύσης, και προσομοίωσής τους με τον πιο αντιπροσωπευτικό τρόπο στο πρόγραμμα ανάλυσης που χρησιμοποιήσαμε.

Δομή της εργασίας :

- Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται λεπτομερής παρουσίαση του φορέα καθώς επίσης προσδιορίζονται οι δράσεις που τον καταπονούν και οι συνδυασμοί τους στις οριακές καταστάσεις με βάση τον Ευρωκώδικα. Ακόμα γίνεται καταγραφή των δομικών στοιχείων της κατασκευής και των υλικών που σκοπεύουμε να χρησιμοποιήσουμε
- Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται το στατικό προσομοίωμα της κατασκευής, αναλύεται ο τρόπος προσομοίωσης και οι διαφορές μεταξύ των εναλλακτικών προτάσεων
- Στο Κεφάλαιο 4 παρουσιάζονται οι έλεγχοι και η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής
- Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται τα συμπεράσματα καθώς και οι συγκρίσεις των διαφορετικών προτάσεων και προσομοιωμάτων
- Στο Κεφάλαιο 6 η βιβλιογραφία

## 2 Περιγραφή του φορέα

### 2.1 Παρουσίαση του φορέα

Το αντικείμενο μελέτης της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ένα βιομηχανικό κτίριο με χρήση την παρασκευή και συσκευασία αλευριού. Το κτίριο αποτελείται από ένα μονώροφο και ένα πολυώροφο τμήμα συνολικών διαστάσεων 29.7 x 40.5 μέτρων. Στο πολυώροφο τμήμα είναι τοποθετημένα τέσσερα silo στα οποία αποθηκεύεται η βρώμη, στη συνέχεια αλέθεται και επεξεργάζεται. Το αλεύρι καταλήγει στο μονώροφο τμήμα όπου συσκευάζεται και μεταφέρεται στα φορτηγά για να διανεμηθεί. Για τον λόγο αυτό προβλέπεται στέγαστρο στην πρόσοψη του κτιρίου διαστάσεων 29.7 x 15 μέτρων.

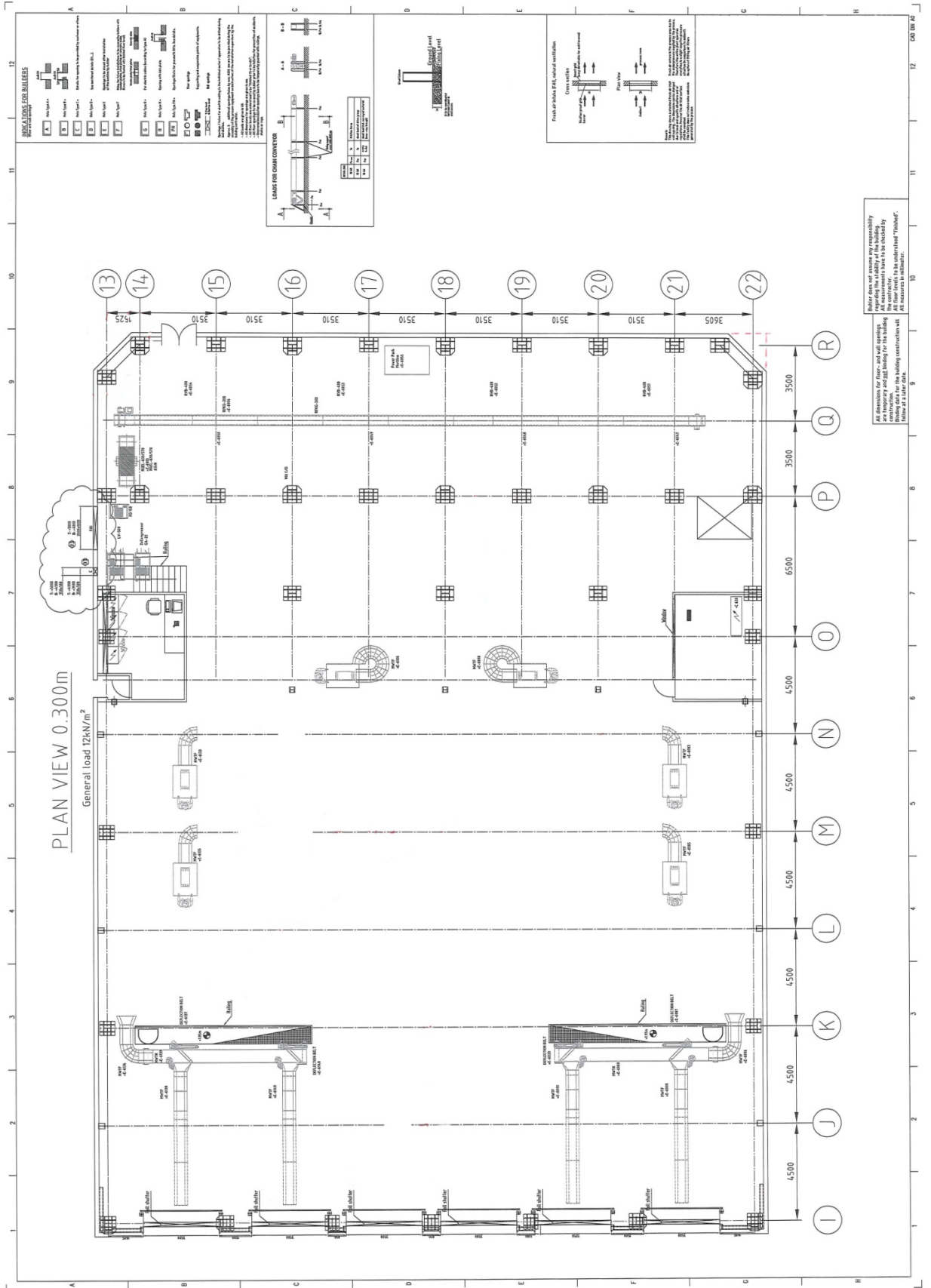
Πιο συγκεκριμένα, η κάτοψη του μονώροφου τμήματος και των προσομοιωμάτων που αναπτύχθηκαν είναι ορθογωνική συνολικών διαστάσεων 29.7 x 27 μέτρων και χαρακτηρίζεται από 6 φατώματα των 4,5 μέτρων στην διεύθυνση X και από 1 φάτωμα στην διεύθυνση Y. Στην πρόσοψη του κτιρίου υπάρχουν 5 μετωπικοί στύλοι διατεταγμένοι ανά 4.95 μέτρα. Το ύψος του κτηρίου είναι 12.573 μέτρα, γεγονός που εξυπηρετεί τις βιομηχανικές λειτουργίες για τις οποίες σχεδιάστηκε, ενώ λαμβάνοντας υπόψη την κλίση της δίρριχτης οροφής (~ 5°) το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 13.8 μέτρα.

Το πολυώροφο τμήμα αποτελείται από πέντε ορόφους. Τα silo, διαμέτρου 7 μέτρων, τοποθετούνται στον πρώτο όροφο και εκτείνονται μέχρι και τον τέταρτο (Σχήμα 2.2). Η κάτοψη του πρώτου ορόφου είναι ορθογωνική διαστάσεων 29.7 x 16 μέτρων, ενώ οι κατόψεις των υπόλοιπων ορόφων είναι διαστάσεων 29.7 x 11.5 μέτρων. Το τμήμα του πρώτου ορόφου, διαστάσεων 29.7 x 4.5 μέτρων, εισέρχεται στο μονώροφο τμήμα, όπως φαίνεται και στην τομή του κτηρίου στο Σχήμα 2.2.

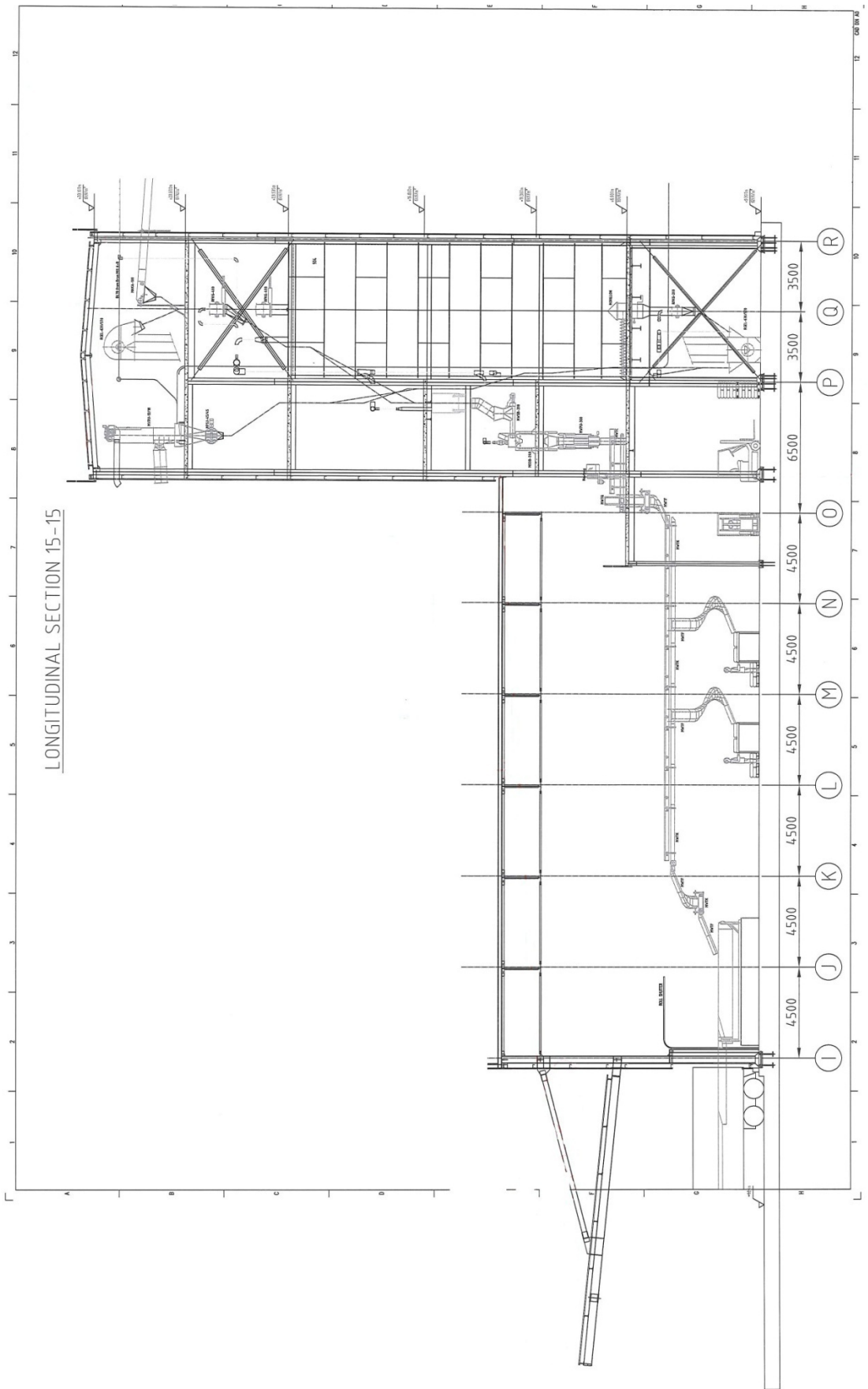
Το ύψος του πολυώροφου είναι στα 33.1 μέτρα ενώ λαμβάνονται υπόψη την κλίση της δίρριχτης οροφής (~ 4°) το συνολικό ύψος ανέρχεται στα 33.5 μέτρα. Οι όροφοι είναι ανισοϋψείς, γεγονός που εξυπηρετεί τις λειτουργικές ανάγκες του κτηρίου. Το ύψος του κάθε ορόφου δίνεται στο Σχήμα 2.2.

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται η κάτοψη του ισογείου και η εγκάρσια τομή του κτιρίου, καθώς και οι κατόψεις των ορόφων του πολυώροφου τμήματος.

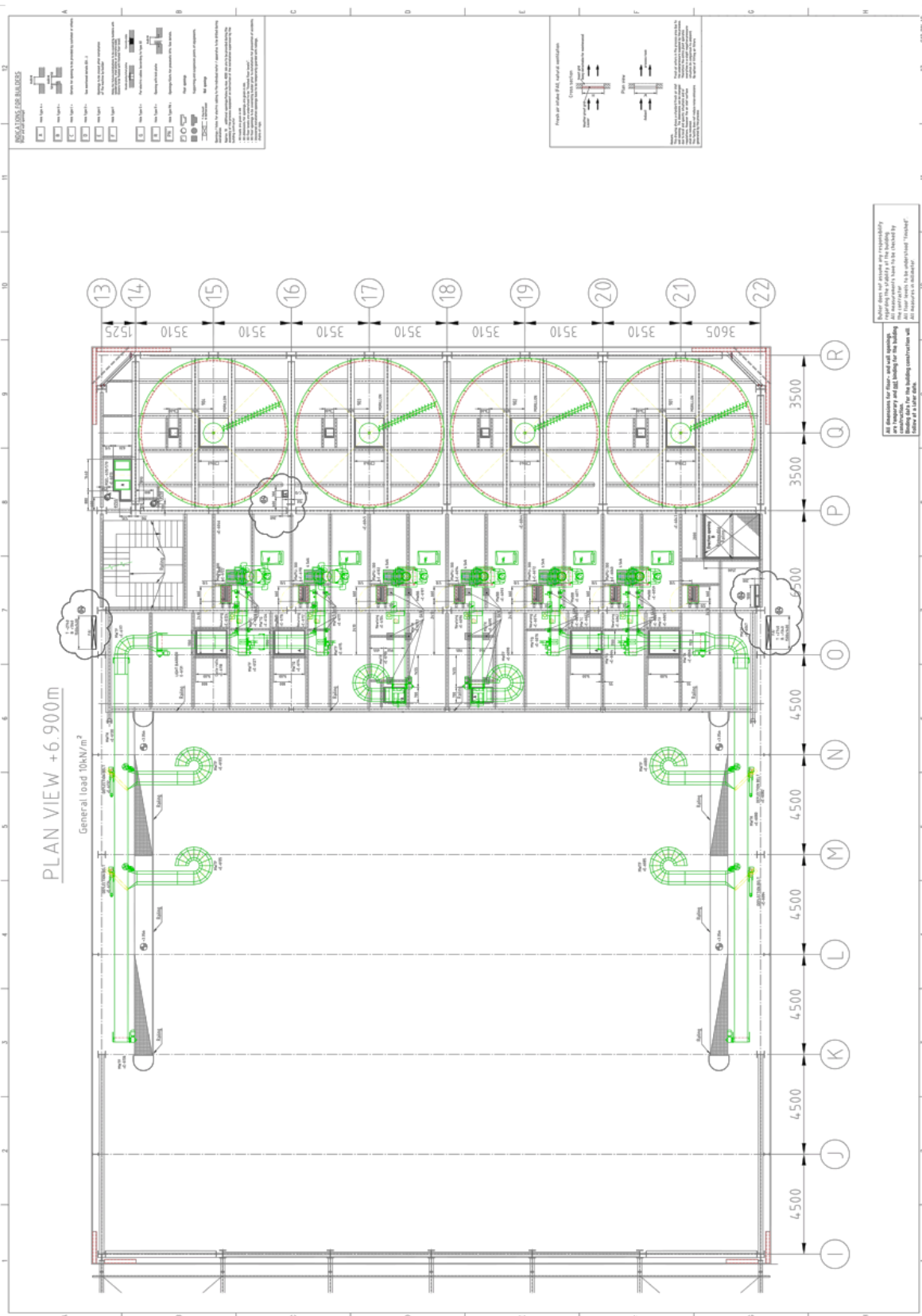




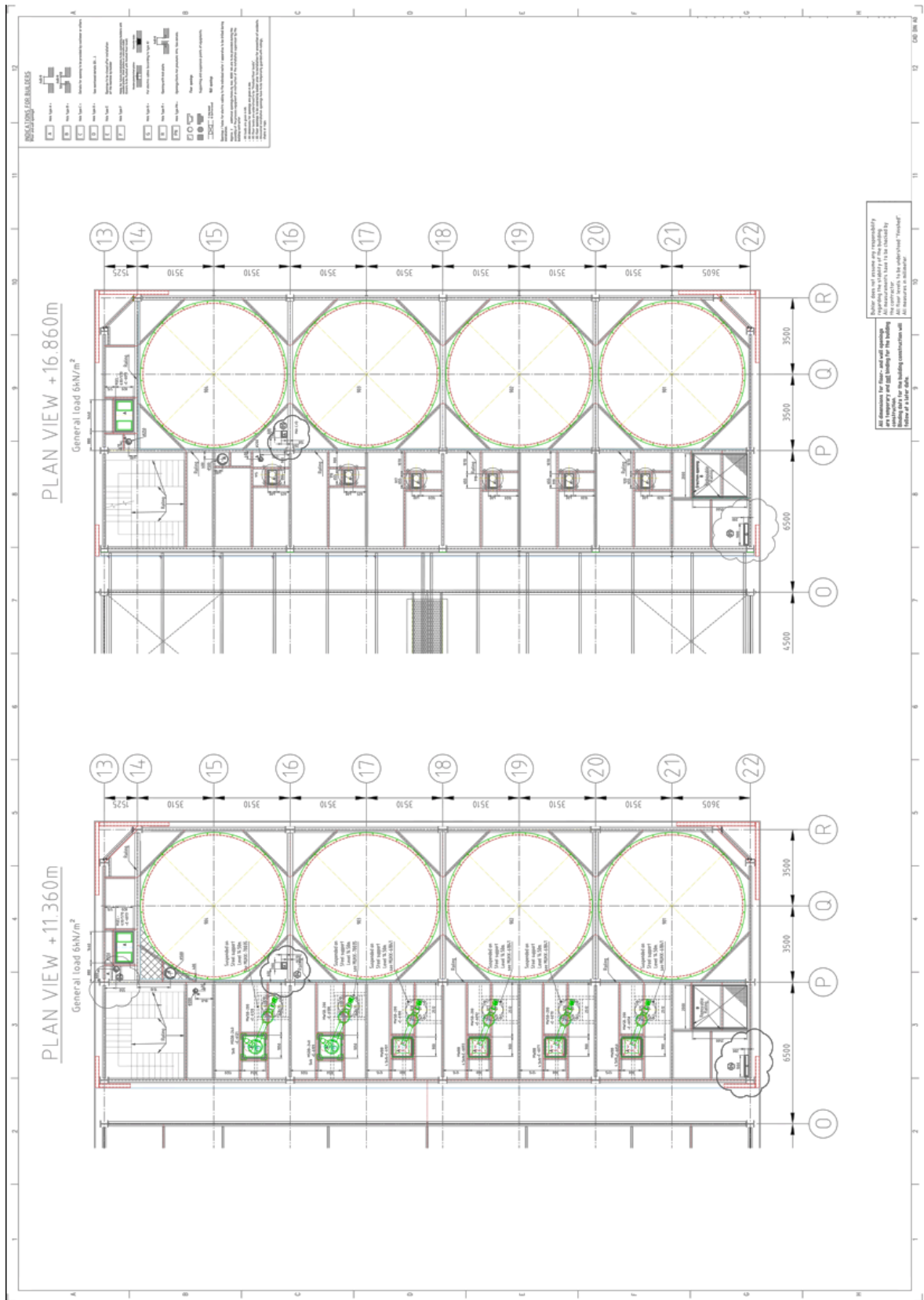
Σχίμα 2.1: Κάτοψη ισογείου του κτιρίου.



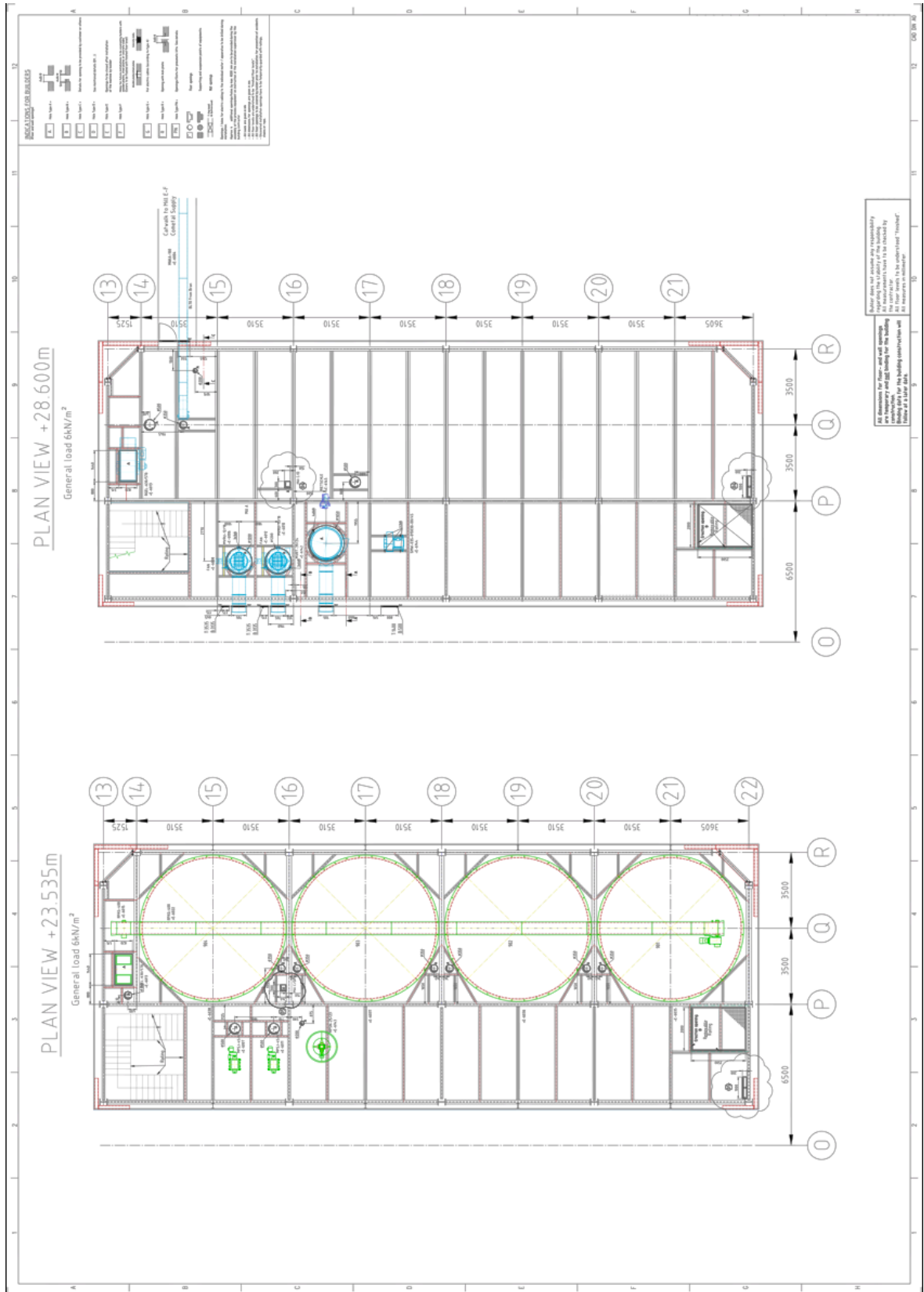
Σχήμα 2.2: Τομή κτιρίου.



Σχήμα 2.3: Κάτοψη πρώτου ορόφου.



Σχήμα 2.4: Κατώψεις δεύτερου και τρίτου ορόφου.



Σχήμα 2.5: Κατόψεις τέταρτου και πέμπτου ορόφου.

## 2.2 Δράσεις επί της κατασκευής -Συνδυασμοί δράσεων

### 2.2.1 Εισαγωγή

Οι δράσεις επί των κατασκευών εξαρτώνται από τη θέση, τη μορφή και τη χρήση του κτιρίου και καθορίζονται από κανονιστικές διατάξεις, οι οποίες περιγράφουν τη ποσοτική όσο και την ποιοτική τους διάσταση. Στην προκειμένη περίπτωση χρησιμοποιήθηκαν οι Ευρωπαϊκοί Κανονισμοί σύμφωνα με το πρότυπο EN 1991. Ο κανονισμός αυτός δίνει χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων με βάση τις οποίες οι μελετητές μηχανικοί καλούνται με τη βοήθεια κατάλληλων προσομοιωμάτων να αναλύσουν το φορέα και να προσδιορίσουν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Οι δράσεις που ασκούνται στην υπό μελέτη κατασκευή και με βάση τις οποίες υπολογίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη κατά την ανάλυση του φορέα είναι οι εξής:

Για το μονώροφο κτίριο

1. Μόνιμες Δράσεις
  - a. Ίδιο βάρος φέροντος οργανισμού
  - b. Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης
  - c. Πρόσθετο μηχανολογικό φορτίο
2. 2.Μεταβλητές Δράσεις
  - a. Άνεμος

Για το πολυώροφο κτίριο

1. Μόνιμες δράσεις
  - a. Ίδιο βάρος φέροντος οργανισμού
  - b. Μηχανολογικό φορτίο
  - c. Πρόσθετο φορτίο από τα silo
2. Μεταβλητές δράσεις
  - a. Κινητό φορτίο ορόφων
  - b. Άνεμος

#### 2.2.1.1 Μόνιμες δράσεις

Μόνιμες χαρακτηρίζονται οι δράσεις το μέγεθος των οποίων κατά τη διάρκεια μιας περιόδου αναφοράς αναμένεται να μην μεταβληθούν ή αυτή η μεταβολή να είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή μας καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής της, δηλαδή αναφερόμαστε σε όλα τα ίδια βάρη των στοιχείων που πρόκειται να είναι παρόντα σε όλη τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Στην περίπτωσή μας η ενδεικτική διάρκεια ζωής θεωρούμε πως είναι τα 50 χρόνια. Επίσης, όταν προβλέπεται πιθανή τροποποίηση των μονίμων δράσεων στο μέλλον από πιθανές αλλαγές χρήσεων χώρων ή άλλες αιτίες οφείλουμε να λάβουμε υπόψη κατά το σχεδιασμό τις πιθανές επιπτώσεις.

Πιο συγκεκριμένα οι μόνιμες δράσεις που ασκούνται στην κατασκευή είναι:

- Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων (δοκών, υποστυλωμάτων κτλ.) τα οποία υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης ( SOFiSTiK ) για χάλυβα με ίδιο βάρος  $78.5 \text{ kN/m}^3$
- Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης το οποίο είναι στην ουσία το ίδιο βάρος των πανέλλων που χρησιμοποιήθηκαν για την επικάλυψη της στέγης, των μετώπων και των πλευρών του κτιρίου. Αναλυτικότερα, χρησιμοποιήθηκαν ορθογωνικά πανέλλα πάχους  $50\text{mm}$ , προσθέτοντας στο φέροντα οργανισμό πρόσθετη μόνιμη δράση  $0.15\text{kN/m}^2$  η οποία κατανέμεται ομοιόμορφα επί των τεγίδων.

- Ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας με συνολικό ύψος  $h=150$  mm και χαλυβδόφυλλο symdeck 73 με ύψος  $h_p=73$  mm .Το σκυρόδεμα της πλάκας είναι ποιότητας C25/30 με  $\gamma=25$  kN/m<sup>3</sup> και ύψος  $h_c=77$  mm.
- Μηχανολογικό φορτίο όπως δόθηκε από τα μηχανολογικά σχέδια του κτιρίου.
- Φορτίο από τα silo που περιέχουν βρώμη με ειδικό βάρος  $\gamma=5$  kN/m<sup>3</sup>.
- Πρόσθετο μηχανολογικό φορτίο υπόστεγου το οποίο έχει τιμή  $0,20$  kN/m<sup>2</sup> και κατανέμεται ομοιόμορφα επί των τεγίδων.

### 2.2.1.2 Μεταβλητές δράσεις

#### *Κινητά φορτία ορόφων*

Τα κινητά φορτία λήφθηκαν υπόψη σύμφωνα με τα μηχανολογικά σχέδια του κτιρίου και πιο συγκεκριμένα ο πρώτος όροφος καταπονείται με φορτίο  $10$  kN/m<sup>2</sup> ενώ οι υπόλοιποι με κινητό φορτίο  $6$  kN/m<sup>2</sup>.

#### *Δράσεις ανέμου*

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

Η πίεση αιχμής  $q_p$  προσδιορίζεται από :

- τη θεμελιώδη βασική ταχύτητα του ανέμου  $v_{b,0}$  , η οποία δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα
- τη διεύθυνση του θεωρούμενου ανέμου (επικρατούντες άνεμοι), συντελεστής διεύθυνσης  $c_{dir}$
- την εποχή του έτους (εποχικοί άνεμοι), εποχικός συντελεστής  $c_{season}$
- την τοπογραφία της ευρύτερης περιοχής , συντελεστής ανάγλυφου  $c_o(z)$
- την τραχύτητα του περιβάλλοντος εδάφους , συντελεστής τραχύτητας  $c_r(z)$
- το ύψος  $z$  , του σημείου από το έδαφος
- την πυκνότητα του αέρα και την ένταση των στροβιλισμών

Ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής οι αεροδυναμικοί συντελεστές διακρίνονται :

- σε συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  , οι οποίοι ανάλογα με την προσβαλλόμενη επιφάνεια διακρίνονται περαιτέρω
  - σε καθολικούς συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe,10}$ ,
  - σε τοπικούς συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe,1}$
- σε συντελεστές εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$ ,
- σε συντελεστές τελικής πίεσης  $c_{p,net}$
- σε συντελεστές τριβής  $c_{fr}$
- σε συντελεστές δυνάμεως  $c_f$

Πιο συγκεκριμένα θεωρούμε θεμελιώδη βασική ταχύτητα του ανέμου  $v_{b,0}=27$  m/s συντελεστή διεύθυνσης  $c_{dir}=1.0$  εποχικός συντελεστής  $c_{season}=1.0$  οπότε η βασική ταχύτητα ανέμου προκύπτει  $v_b=c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}=1.0*1.0*27=27$  m/s.

Η τραχύτητα του εδάφους εξαρτάται κυρίως από το ύψος και την πυκνότητα των εμποδίων (κτίρια και δένδρα) γύρω από την εξεταζόμενη περιοχή. Επηρεάζει την κατανομή (profile) της ταχύτητας του ανέμου καθ' ύψος.

Η περιοχή που θα κατασκευαστεί το υπό μελέτη βιομηχανικό κτίριο είναι στο Lagos της Νιγηρίας που είναι περιοχή επίπεδη με χαμηλή βλάστηση και κοντά στη λίμνη. Αν θεωρήσουμε ότι το κτίριο θα απέχει από πιθανά εμπόδια τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων μπορούμε να το κατατάξουμε (υπέρ της ασφαλείας) σε κατηγορία εδάφους II. Έτσι από τον πίνακα 4.1 του Ευρωκώδικα έχουμε  $z_0=0.05$  m και  $z_{min}=2.00$  m.

## 2.2.2 Δράσεις ανέμου επί του μονόροφου τμήματος

Στέγη και Εξωτερικοί τοίχοι

- Ύψος αναφοράς

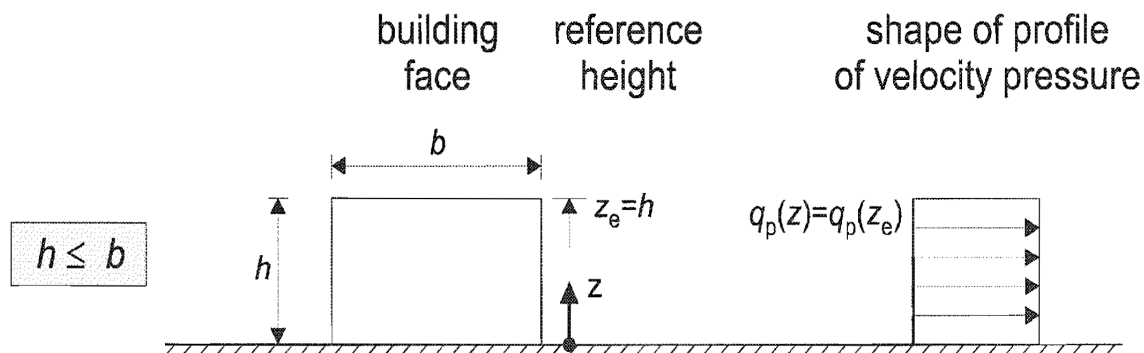
Τόσο για τη στέγη όσο και για τους εξωτερικούς τοίχους λαμβάνουμε  $z_e=h=13.80$  m.

1. Άνεμος κάθετος προς τον κορφιά,  $\theta=0^\circ$   
 $b=27.00$  m  
 $d=29.70$  m  
 $h=13.80$  m

Είναι  $h < b$  άρα διακρίνουμε ένα τμήμα (καθ' ύψος) με  $z_e=h=13.80$  m

2. Άνεμος παράλληλος στον κορφιά,  $\theta=90^\circ$   
 $b=29.70$  m  
 $d=27.00$  m  
 $h=13.80$  m

Όμοια είναι  $h < b$  και διακρίνουμε ένα τμήμα με  $z_e=h=13.80$  m



Σχήμα 2.6: EN 1991-1-4 Σχήμα 7.4-Ύψος αναφοράς  $z_e$ .

- Συντελεστής τραχύτητας  $c_r$

Για κατηγορία εδάφους II έχουμε  $z_0=0.05$  m και  $z_{min}=2.00$  m. Επειδή  $z_{min} < z_e < z_{max}$  (όπου  $z_{max}=200$  m) προκύπτει

$$c_r(z_e) = k_r \cdot \ln(z_e/z_0) = 1.068, \text{ όπου } k_r=0.19 \quad (2.1)$$



- Συντελεστής ανάγλυφου  $c_o(z)$   
Επειδή η μορφολογία του εδάφους μας είναι άγνωστη θεωρούμε επίπεδο έδαφος με συντελεστή ανάγλυφου  $c_o(z)=1.00$

- Μέση ταχύτητα ανέμου  $v_m$   
Η ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται από την σχέση

$$v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 28.833 \text{ m/s} \quad (2.2)$$

- Πίεση ταχύτητας αιχμής  
Η πίεση της ταχύτητας αιχμής υπολογίζεται από την σχέση

$$q_p(z_e) = \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e)}{2}, \quad \text{όπου } \rho = 1.25 \text{ kg/m}^3 = 0.00125 \text{ Mg/m}^3 \text{ και} \quad (2.3)$$

$$I_v(z_e) = \frac{k_I}{c_o(z_e) \cdot \ln(z_e / z_o)} = 0.178 \quad \text{για } k_I = 1.00 \quad (2.4)$$

Άρα προκύπτει  $q_p(z_e) = 1.167 \text{ kN/m}^2$

### ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΤΟΙΧΟΙ

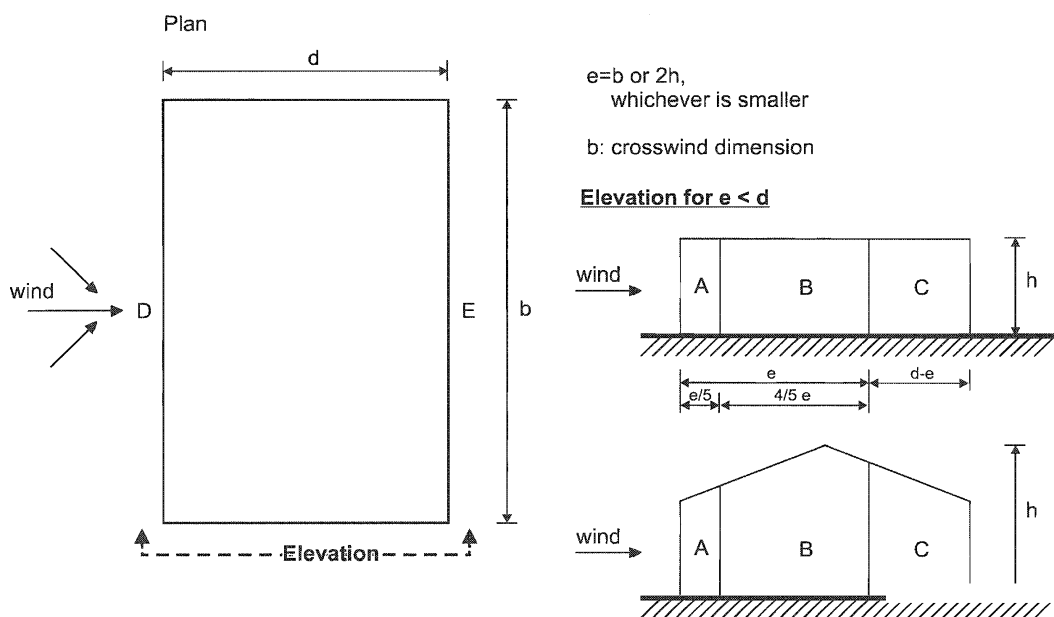
- Για κατακόρυφους τοίχους και  $\theta=0^\circ$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

$$e = \min(b; 2h) = \min(27.00; 27.60) = 27.00 \text{ m} < d = 29.70 \text{ m}$$

$$h/d = 13,80/29,70 = 0,465$$

Εμβαδά ζωνών  $A > 10 \text{ m}^2$  και επομένως  $c_{pe} = c_{pe,10}$



Σχήμα 2.7: EN1991-1-4 Σχήμα 7.5- Κατακόρυφοι τοίχοι.

Από πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις από τον τύπο  $w_e=q_p(z_e)*c_{pe}$

Πίνακας 2.1:Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για  $\theta=0^\circ$  .

ζώνη	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1,2	-0,8	-0,50	0,75	-0,4
$W_{pe}$	-1,4	-0,934	-0,584	0,875	-0,466

#### Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Η κατασκευή δεν έχει δεσπόζουσα πλευρά σε αυτήν τη διεύθυνση, που να έχει περισσότερα ανοίγματα από τις άλλες, και επίσης δεν είναι εύκολος ο ακριβής υπολογισμός του ποσοστού των ανοιγμάτων ( $\mu$ ). Γι' αυτό λαμβάνεται ως συντελεστής εσωτερικής πίεσεως  $c_{pi}$  η δυσμενέστερη τιμή από το +0.2 και -0.3.

Δυσμενέστερη κατάσταση είναι όταν αθροίζονται οι δυνάμεις από τις εσωτερικές και εξωτερικές πιέσεις. Έτσι, για παράδειγμα αν ο συντελεστής εξωτερικής πίεσεως σε ένα τοίχο είναι θετικός το δυσμενέστερο είναι να ληφθεί ο συντελεστής εσωτερικής πίεσεως αρνητικός,  $c_{pi}=-0.3$ .

Αν αντιθέτως ο συντελεστής εξωτερικής πίεσεως σε ένα τοίχο είναι αρνητικός το δυσμενέστερο είναι να ληφθεί ο συντελεστής εσωτερικής πίεσεως θετικός, δηλαδή  $c_{pi}=+0.2$ .

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

- Για  $c_{pi}=+0.2$  :  $w_i=q_p(z_i)*c_{pi}=1.167*0.2=0.233 \text{ kN/m}^2$
  - Για  $c_{pi}=-0.3$  :  $w_i=q_p(z_i)*c_{pi}=1.167*(-0.3)= -0.350 \text{ kN/m}^2$
- όπου  $z_i=z_e=13.80 \text{ m}$

Πίνακας 2.2:Συνολικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για  $\theta=0^\circ$  .

ζώνη	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1,2	-0,8	-0,50	0,75	-0,4
$W_{pe}$	-1,4	-0,934	-0,584	0,875	-0,466
$W_i$	-0,233	-0,233	-0,233	-0,233	-0,233
συνολικά	-1,633	-1,167	-0,817	0,642	-0,699

Η περίπτωση φορτίσεως για  $\theta=0^\circ$  ,  $c_{pi}=-0,3$  απορρίφθηκε από τους περιορισμούς του κανονισμού κατά τη μελέτη της δράσεως του ανέμου στη στέγη.

- Για κατακόρυφους τοίχους και  $\theta=90^\circ$

#### Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

$$e=\min(b;2h)=\min(29,70;27,60)=27,60 \text{ m} > d=27,00 \text{ m}$$

$$h/d=13,80/27,00=0,511$$

Εμβαδά ζωνών  $A > 10 \text{ m}^2$  και επομένως  $c_{pe}=c_{pe,10}$

Σύμφωνα με τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις από τον τύπο  $w_e=q_p(z_e)*c_{pe}$

Πίνακας 2.3:Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για  $\theta=90^\circ$  .

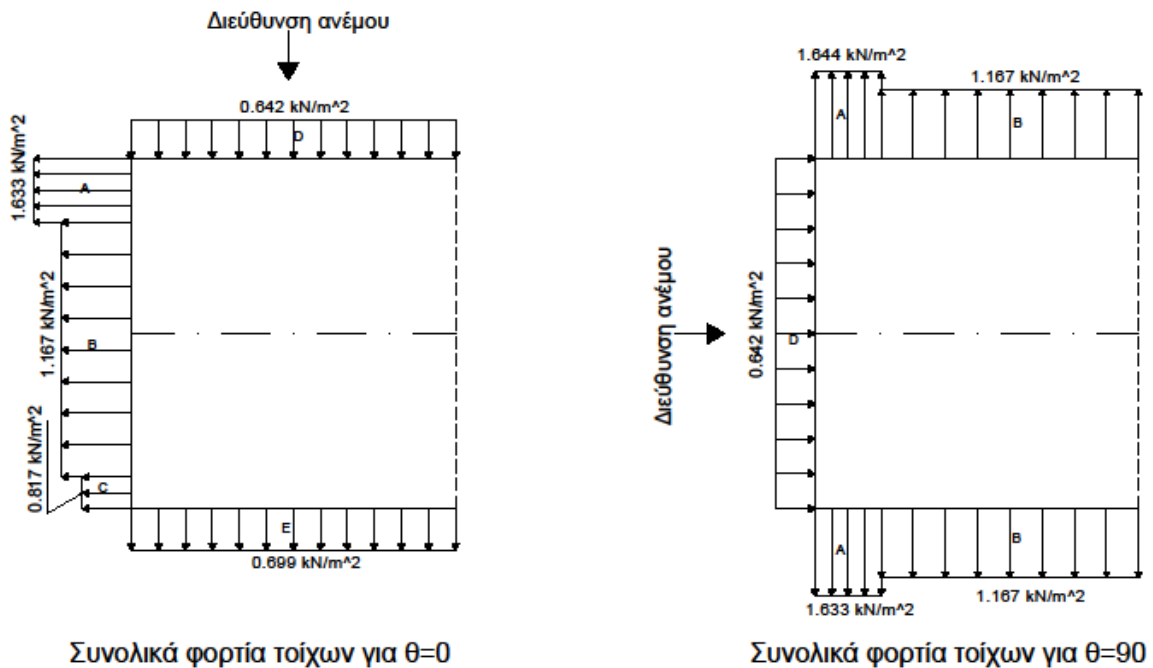
ζώνη	A	B	D
$C_{pe}$	-1,2	-0,8	0,75
$W_{pe}$	-1,4	-0,934	0,875

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Για διεύθυνση ανέμου παράλληλη στον κορφιά υπάρχει δεσπόζουσα πλευρά (λόγω των θυρών στην πρόσοψη του κτιρίου) και επομένως  $c_{pi} = +0,2$ . Άρα προκύπτει  $w_i=q_p(z_i)*c_{pi} = 1.167*0.2=0.233 \text{ kN/m}^2$

Πίνακας 2.4:Συνολικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για  $\theta=90^\circ$  .

ζώνη	A	B	D
$C_{pe}$	-1,2	-0,8	0,75
$W_{pe}$	-1,4	-0,934	0,875
$W_i$	-0,233	-0,233	-0,233
συνολικά	-1,633	-1,167	0,642



Σχήμα 2.8: Συνολικά φορτία τοίχων.

## ΣΤΕΓΗ

Η στέγη του μονώροφου τμήματος είναι δίρριχτη με  $\alpha=5^\circ(>0)$  και επομένως ο υπολογισμός των φορτίων έγινε σύμφωνα με την παράγραφο 7.2.5 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4.

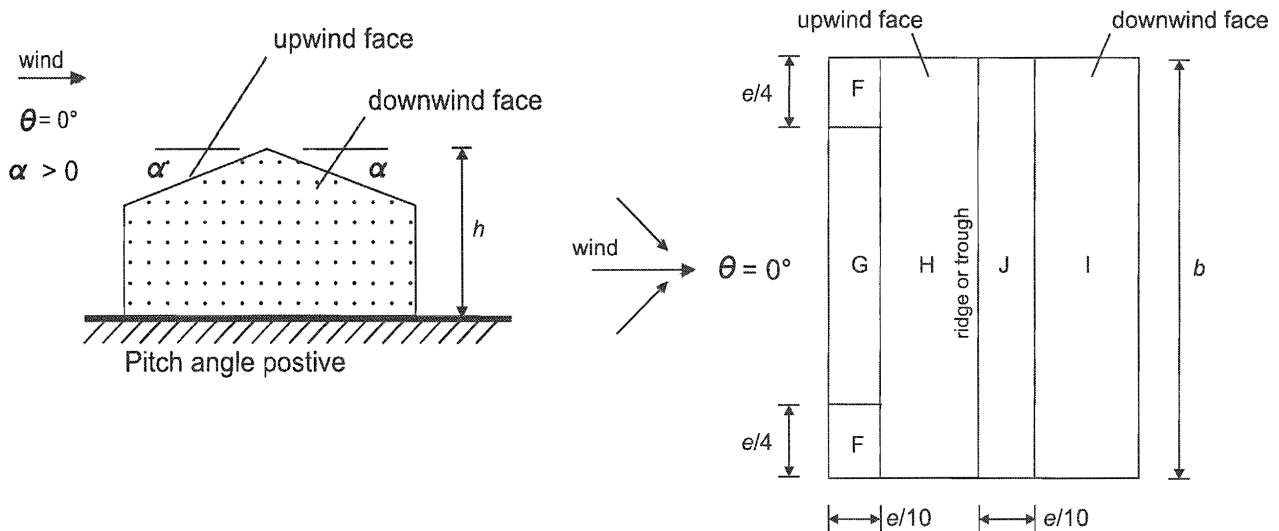
- Για τη στέγη και  $\theta=0^\circ$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

$$e=\min(b; 2h) = \min(27.00; 27.60) = 27.00 \text{ m} < d = 29.70 \text{ m}$$

$$h/d=13.80/29.70=0.465$$

Εμβαδά ζωνών  $A > 10 \text{ m}^2$  και επομένως  $c_{pe}=c_{pe,10}$



Σχήμα 2.9: EN1991-1-4 Σχήμα 7.8- Δίρριχτες στέγες.

Σύμφωνα με τον πίνακα 7.4a του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις από τον τύπο  $w_e=q_p(z_e)*c_{pe}$

Πίνακας 2.5:Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για  $\theta=0^\circ$ .

Ζώνη	F	G	H	I	J
$c_{pe}$	-1,700	-1,200	-0,600	-0,600	0,200
	0,000	0,000	0,000	-0,600	-0,600
$w_{pe}$	-1,984	-1,400	-0,700	-0,700	0,233
	0,000	0,000	0,000	-0,700	-0,700

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Για  $c_{pi} = +0,2$  :  $w_i=q_p(z_i)*c_{pi} = +0.2*1.167=0.233 \text{ kN/m}^2$ . Για  $\theta=0^\circ$  και  $c_{pi} = +0.2$  θα ληφθούν υπόψη τέσσερις περιπτώσεις. Οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές των επιφανειών F,G και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των I και J. Δεν επιτρέπεται η ανάμειξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά της στέγης.

Πίνακας 2.6: Περίπτωση 1\_Συνολικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για  $\theta=0^\circ$ .

ζώνη	F	G	H	I	J
$C_{pe}$	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
$W_{pe}$	-1,984	-1,400	-0,700	-0,700	0,000
$W_i$	-0,233	-0,233	-0,233	-0,233	-0,233
συνολικά	-2,217	-1,633	-0,933	-0,933	-0,233

Πίνακας 2.7: Περίπτωση 2\_Συνολικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για  $\theta=0^\circ$ .

ζώνη	F	G	H	I	J
$C_{pe}$	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
$W_{pe}$	-1,984	-1,400	-0,700	-0,700	0,233
$W_i$	-0,233	-0,233	-0,233	-0,233	-0,233
συνολικά	-2,217	-1,633	-0,933	-0,933	0,000

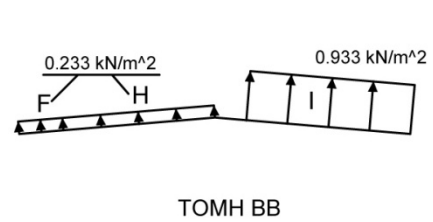
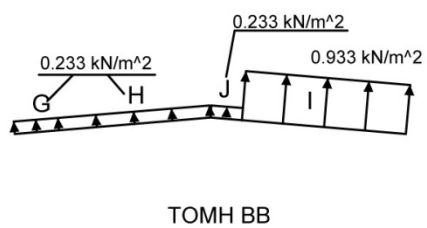
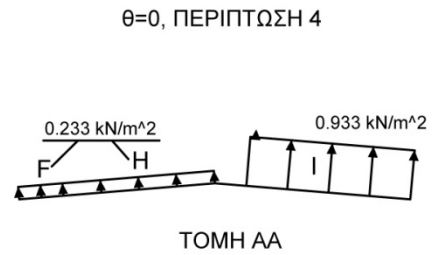
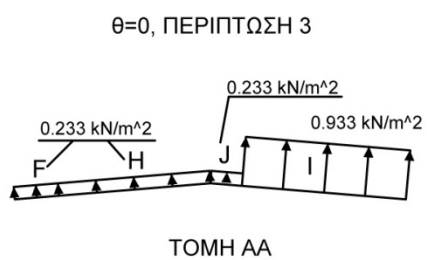
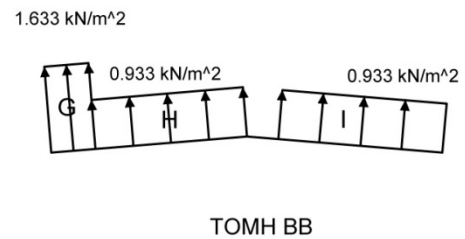
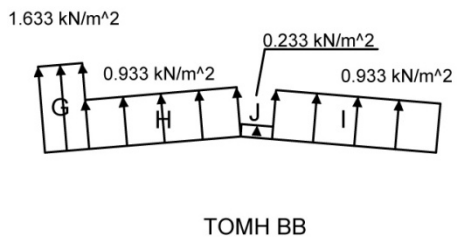
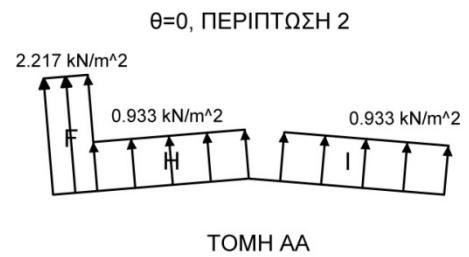
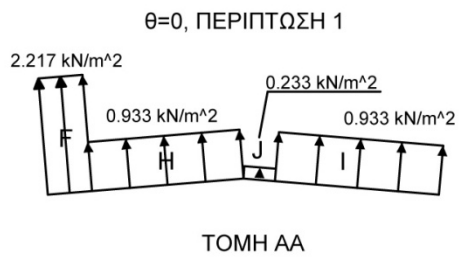
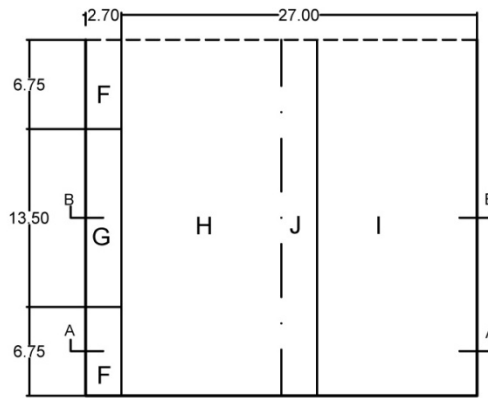
Πίνακας 2.8: Περίπτωση 3\_Συνολικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για  $\theta=0^\circ$ .

ζώνη	F	G	H	I	J
$C_{pe}$	0	0	0,0	-0,6	0
$W_{pe}$	0,000	0,000	0,000	-0,700	0,000
$W_i$	-0,233	-0,233	-0,233	-0,233	-0,233
συνολικά	-0,233	-0,233	-0,233	-0,933	-0,233

Πίνακας 2.9: Περίπτωση 4\_Συνολικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για  $\theta=0^\circ$ .

ζώνη	F	G	H	I	J
$C_{pe}$	0	0	0,0	-0,6	0,2
$W_{pe}$	0,000	0,000	0,000	-0,700	0,233
$W_i$	-0,233	-0,233	-0,233	-0,233	-0,233
συνολικά	-0,233	-0,233	-0,233	-0,933	0,000

Για  $c_{pi} = -0.3$  προκύπτουν και θετικές και αρνητικές τιμές πίεσης στην ίδια πλευρά της στέγης που δεν είναι αποδεκτό από τον κανονισμό και επομένως αυτή η περίπτωση εσωτερικής πίεσης απορρίπτεται για διεύθυνση ανέμου κάθετη στον κορφιά. Ακολουθούν τα σχήματα των φορτίων επί της στέγης για τις τέσσερες περιπτώσεις.



Σχήμα 2.10: Συνολικά φορτία στέγης για περίπτωση ανέμου στην διεύθυνση  $\theta=0^\circ$ .

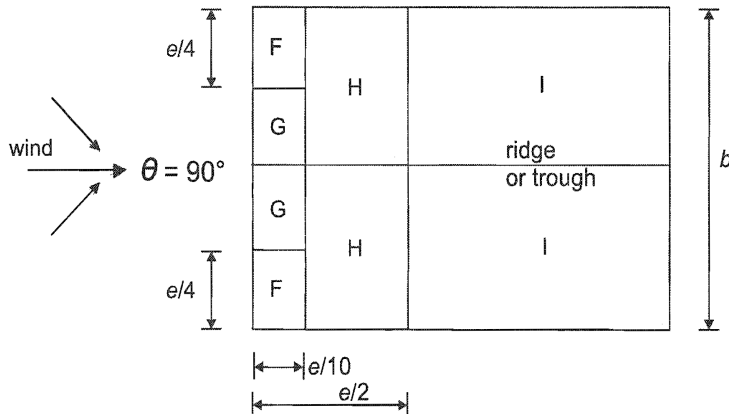
- Για τη στέγη και  $\theta=90^\circ$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

$$e = \min(b; 2h) = \min(29.70; 27.60) = 27.60 \text{ m} > d = 27.00 \text{ m}$$

$$h/d = 13.80/27.00 = 0.511$$

Εμβαδά ζωνών  $A > 10 \text{ m}^2$  και επομένως  $c_{pe} = c_{pe,10}$



Σχήμα 2.11: EN1991-1-4 Σχήμα 7.8- Δίρρικτες στέγες

Σύμφωνα με τον πίνακα 7.4b του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις από τον τύπο  $w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$  ( $\text{kN/m}^2$ )

Πίνακας 2.10: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για  $\theta=90^\circ$ .

Ζώνη	F	G	H	I
$c_{pe}$	-1,600	-1,300	-0,700	-0,600
$w_{pe}$	-1,867	-1,517	-0,817	-0,700

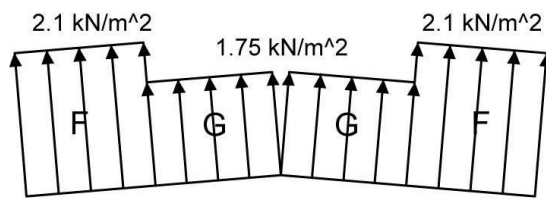
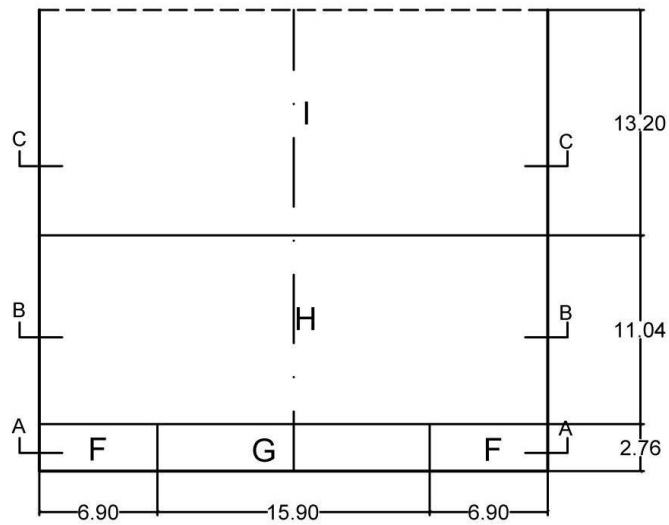
Συντελεστής εσωτερικής πίεσης

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης είναι  $c_{pi} = +0,2$  οπότε  $w_i = q_p(z_i) * c_{pi} = +0.2 * 1.167 = 0.233 \text{ kN/m}^2$

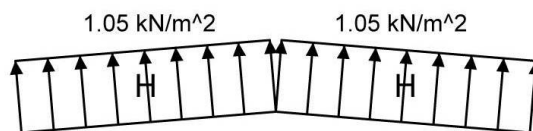
Πίνακας 2.11: Συνολικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για  $\theta=90^\circ$ .

Ζώνη	F	G	H	I
$c_{pe}$	-1,600	-1,300	-0,700	-0,600
$w_{pe}$	-1,867	-1,517	-0,817	-0,700
$w_i$	-0,233	-0,233	-0,233	-0,233

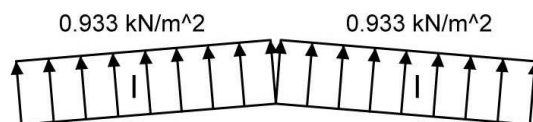
Φορτία στέγης για άνεμο κατα τη διεύθυνση  $\theta=90^\circ$



TOMH AA



TOMH BB



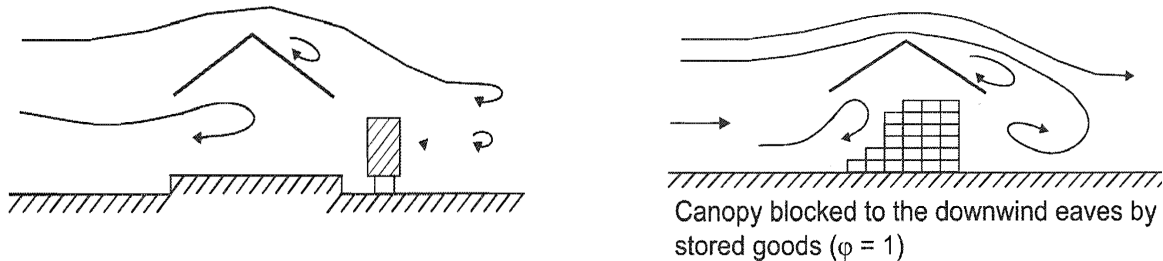
TOMH CC

Σχήμα 2.12: Συνολικά φορτία στέγης για περίπτωση ανέμου στη διεύθυνση  $\theta=90^\circ$ .



## ΣΤΕΓΑΣΤΡΟ

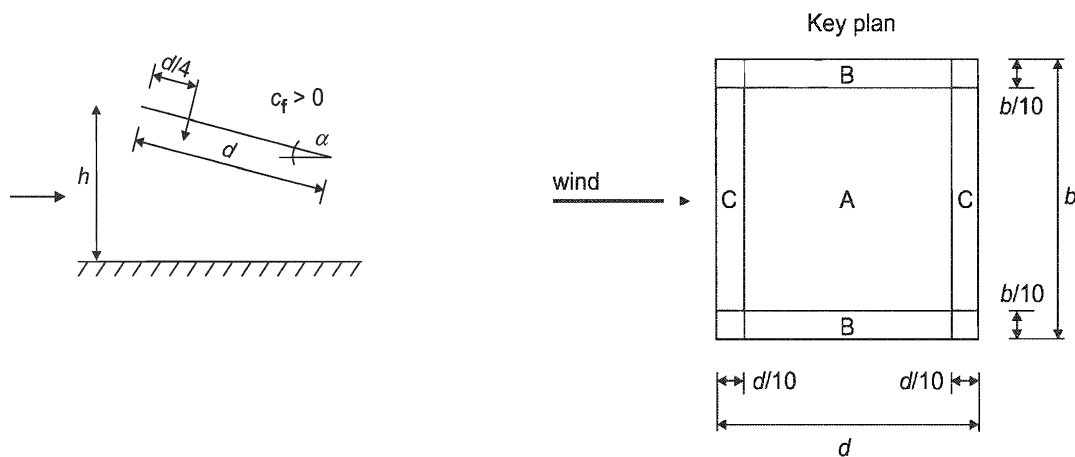
Ο υπολογισμός των φορτίων ανέμου του στεγάστρου με διαστάσεις κάτοψης 29.7x15 m γίνεται σύμφωνα με την παράγραφο 7.3 του EN1991-1-4.



Σχήμα 2.10: EN1991-1-4 Σχήμα 7.15- Ροή ανέμου για στέγαστρα.

Εφόσον πίσω από το στέγαστρο έχουμε το κτίριο θεωρούμε  $\phi=1$  και  $c_f>0$  (αφού πίσω από το μονώροφο τμήμα βρίσκεται το πολυώροφο που εμποδίζει τη διέλευση του ανέμου στην άλλη διεύθυνση).

Το στέγαστρο είναι μονόριχτο με μέγιστο ύψος  $h=8.612$  m ,άρα  $\alpha=\tan^{-1}(1.412/15) \sim 5^\circ$  ,  $d=15$ m και  $b=29.7$  m.



Σχήμα 2.13: EN1991-1-4 Σχήμα 7.16- Μονόριχτα στέγαστρα.

Το ύψος αναφοράς είναι  $z_e= 8.612$  m άρα από τις σχέσεις (2.1) , (2.4) προκύπτουν  $c_f(z_e)=0.978$  και  $I_v(z_e)=0.194$ . Τελικά η πίεση της ταχύτητας αιχμής προκύπτει από τη σχέση (2.3)  $q_p(z_e)=1.028$  kN/m<sup>2</sup>.

Σύμφωνα με τον πίνακα 7.6 του EN1991-1-4 για τους συντελεστές πίεσης για μονόριχτο στέγαστρο υπολογίζονται οι συνολικές πιέσεις από τον τύπο  $w_e=q_p(z_e)*c_{p,net}$  (kN/m<sup>2</sup>)

Πίνακας 2.12: Συνολικές πιέσεις ανέμου στη στέγαστρο.

ζώνη	A	B	C
$C_{p,net}$	-1,6	-2,2	-2,5
$W_{pe}$	-1,645	-2,262	-2,570

### 2.2.3 Δράσεις ανέμου επί του πολυώροφου τμήματος

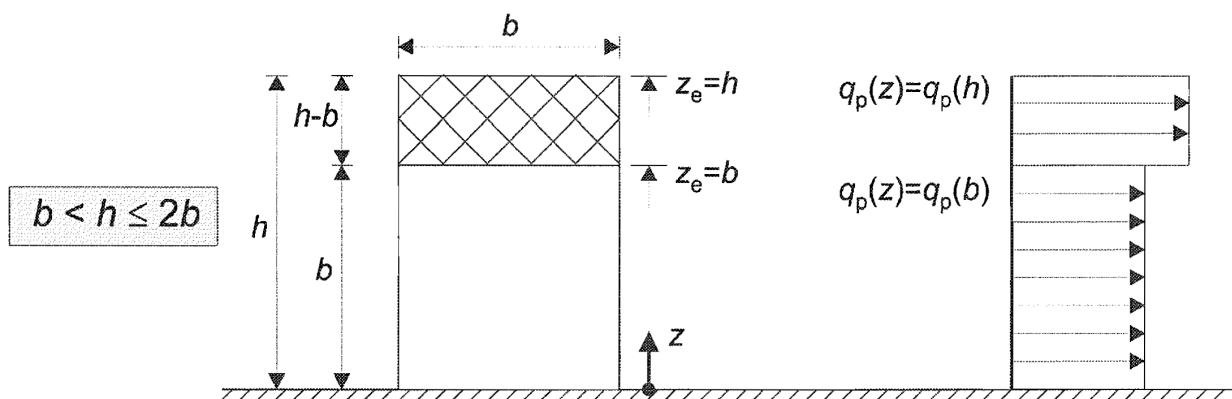
Στέγη και εξωτερικοί τοίχοι

1. Άνεμος κάθετος προς τον κορφιά  $\theta=0^\circ$   
 $b=29.70$  m  
 $d=11.50$  m  
 $h=33.50$  m

Για τη στέγη :  $z_e=h=33.50$  m.

Για τους κατακόρυφους τοίχους :  $b < h \leq 2b$  άρα από παράγραφο § 7.2.2 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 διακρίνουμε δύο ύψη αναφοράς : 1.  $z_e= b =29.70$  m

2.  $z_e= h =33.50$  m



Σχήμα 2.14: EN 1991-1-4 Σχήμα 7.4-Ύψη αναφοράς  $z_e$ .

Ο συντελεστής τραχύτητας  $c_r(z_e)$ , η μέση ταχύτητα ανέμου  $v_m(z_e)$  και η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z_e)$  υπολογίζονται από τους τύπους (2.1), (2.2), (2.3), (2.4) για κάθε ύψος αναφοράς και παρατίθενται στον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 2.13: Χαρακτηριστικά μεγέθη ανέμου για  $\theta=0^\circ$ .

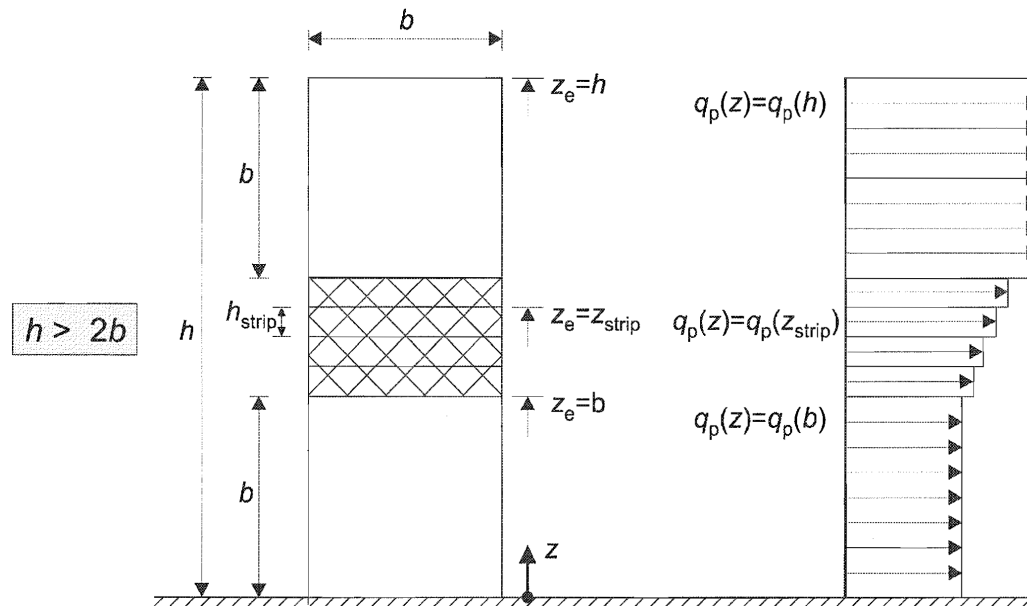
$z_e$	$c_r(z_e)$	$v_m(z_e)$	$l_v(z_e)$	$q_p(z_e)$
29,70	1,214	32,765	0,157	1,41
33,50	1,236	33,382	0,154	1,45

2. Άνεμος παράλληλος στον κορφιά  $\theta= 90^\circ$   
 $b=11.50$  m  
 $d=29.70$  m  
 $h=33.50$  m

Για τη στέγη :  $z_e=h=33.50$  m

Για τους κατακόρυφους τοίχους :  $h > 2b$  άρα από παράγραφο § 7.2.2 του ευρωκώδικα EN 1991-1-4 διακρίνουμε τρία ύψη αναφοράς : 1.  $z_e= b =11.50$  m

2.  $z_e= h-b =33.50-11.50=22$  m
3.  $z_e= h =33.50$  m



Σχήμα 2.15: EN 1991-1-4 Σχήμα 7.4-Ύψη αναφοράς  $z_e$ .

Ο συντελεστής τραχύτητας  $c_r(z_e)$ , η μέση ταχύτητα ανέμου  $v_m(z_e)$  και η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z_e)$  υπολογίζονται από τους τύπους (2.1), (2.2), (2.3), (2.4) για κάθε ύψος αναφοράς και παρατίθενται στον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 2.14: Χαρακτηριστικά μεγέθη ανέμου για  $\theta=90^\circ$ .

$z_e$	$c_r(z_e)$	$v_m(z_e)$	$l_v(z_e)$	$q_p(z_e)$
11,50	1,033	27,897	0,184	1,11
22,00	1,156	31,225	0,164	1,31
33,50	1,236	33,382	0,154	1,45

## ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΤΟΙΧΟΙ

- Κατακόρυφοι τοίχοι και  $\theta=0^\circ$

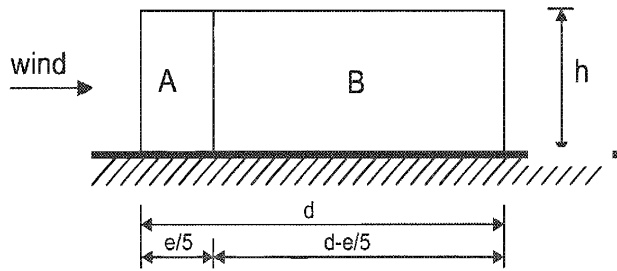
Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

$$e = \min(b; 2h) = \min(29.70; 2 \cdot 33.50) = 29.70 \text{ m} > d = 11.50 \text{ m}$$

$$h/d = 33.50/11.50 = 2.913$$

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

### Elevation for $e \geq d$



Σχήμα 2.16: EN 1991-1-4 Σχήμα 7.5- Κατακόρυφοι τοίχοι.

Με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις για κάθε ύψος αναφοράς από τον τύπο  $w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$ .

Πίνακας 2.15: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για  $\theta=0^\circ$ .

		Ζώνες	A	B	D	E
Τοίχοι		$c_{pe}$	-1.20	-0.80	0.80	-0.64
$z_e(m)$	29.70	$q_p(z_e)$	1.41	1.41	1.41	1.41
		$w_e$	-1.69	-1.13	1.13	-0.90
	33.50	$q_p(z_e)$	1.45	1.45	1.45	1.45
		$w_e$	-1.74	-1.16	1.16	-0.93

#### Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Από τις κανονιστικές διατάξεις προτείνεται να λαμβάνονται και οι δύο περιπτώσεις φορτίσεως ( $c_{pi} = +0,2$  και  $c_{pi} = -0,3$ ) εφόσον δεν υπάρχει δεσπόζουσα πλευρά ανοιγμάτων της κατασκευής και να συνδυάζονται με τις εξωτερικές πιέσεις.

Η περίπτωση φορτίσεως για  $\theta=0^\circ$ ,  $c_{pi} = -0,3$  απορρίφθηκε από τους περιορισμούς του κανονισμού κατά τη μελέτη της δράσεως του ανέμου στη στέγη.

Επομένως για  $c_{pi} = +0,2$  από τον τύπο  $w_i(z_e) = q_p(z_e) * c_{pi}$  προκύπτουν οι παρακάτω εσωτερικές πιέσεις για κάθε ύψος αναφοράς.

$$w(29.70) = +0.2 * 1.41 = 0.282 \text{ kN/m}^2$$

$$w(33.50) = +0.2 * 1.45 = 0.290 \text{ kN/m}^2$$

Πίνακας 2.16: Συνολικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για  $\theta=0^\circ$ .

		Ζώνες	A	B	D	E
$z_e(m)$	29.70	w	-1.97	-1.41	0.85	-1.18
	33.50		-2.03	-1.45	0.87	-1.22

- Κατακόρυφοι τοίχοι και  $\theta=90^\circ$

#### Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

$$e = \min(b; 2h) = \min(11,50; 2 * 33.50) = 11,50 \text{ m} < d = 29.70 \text{ m}$$

$$h/d = 33.50/29.70 = 1.128$$

Εμβαδά ζωνών  $A > 10 \text{ m}^2$  και επομένως  $c_{pe} = c_{pe,10}$

Σύμφωνα με τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις από τον τύπο  $w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$

Πίνακας 2.17: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για  $\theta=90^\circ$ .

		Ζώνες	A	B	C	D	E
Τοίχοι		$c_{pe}$	-1.20	-0.80	-0.50	0.80	-0.51
$z_e(m)$	11.50	$q_p(z_e)$	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11
		$w_e$	-1.34	-0.89	-0.56	0.89	-0.57
	22.00	$q_p(z_e)$	1.31	1.31	1.31	1.31	1.31
		$w_e$	-1.57	-1.05	-0.66	1.05	-0.67
	33.50	$q_p(z_e)$	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
		$w_e$	-1.74	-1.16	-0.73	1.16	-0.74

#### Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Από τις κανονιστικές διατάξεις προτείνεται να λαμβάνονται και οι δύο περιπτώσεις φορτίσεως ( $c_{pi} = +0,2$  και  $c_{pi} = -0,3$ ) εφόσον δεν υπάρχει δεσπόζουσα πλευρά ανοιγμάτων της κατασκευής και να συνδυάζονται με τις εξωτερικές πιέσεις. Η περίπτωση φορτίσεως για  $\theta=0^\circ$ ,  $c_{pi} = -0,3$  απορρίφθηκε από τους περιορισμούς του κανονισμού κατά τη μελέτη της δράσεως του ανέμου στη στέγη.

Επομένως για  $c_{pi} = +0,2$  από τον τύπο  $w_i(z_e) = q_p(z_e) * c_{pi}$  προκύπτουν οι παρακάτω εσωτερικές πιέσεις για κάθε ύψος αναφοράς.

$$w(11.50) = +0.2 * 1.11 = 0.222 \text{ kN/m}^2$$

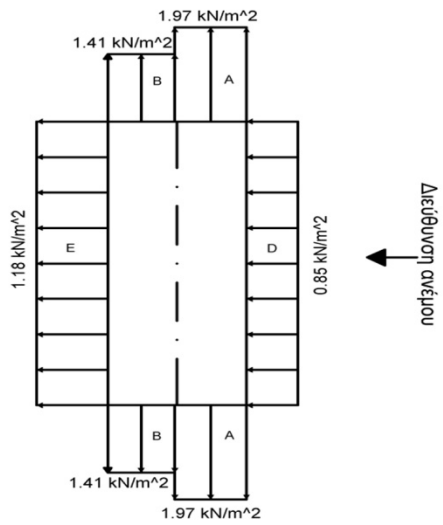
$$w(22.00) = +0.2 * 1.31 = 0.262 \text{ kN/m}^2$$

$$w(33.50) = +0.2 * 1.45 = 0.290 \text{ kN/m}^2$$

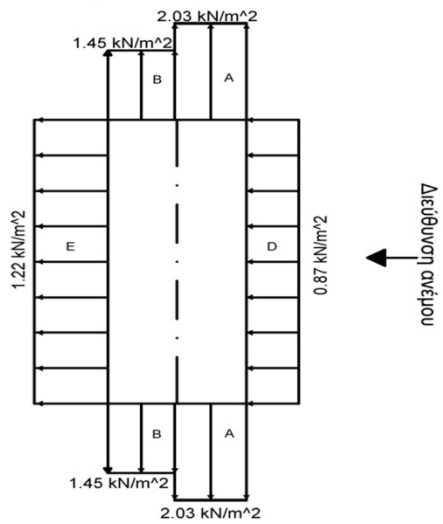
Πίνακας 2.18: Συνολικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για  $\theta=90^\circ$ .

		Ζώνες	A	B	C	D	E
$z_e(m)$	11.50		-1.56	-1.11	-0.78	0.67	-0.79
	22.00	w	-1.83	-1.31	-0.92	0.79	-0.93
	33.50		-2.03	-1.45	-1.02	0.87	-1.03

Συνολικά φορτία τοίχων για  $\theta=0$

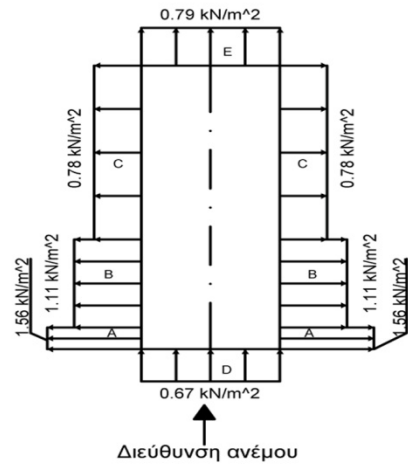


για  $h$  έως 29.7 m

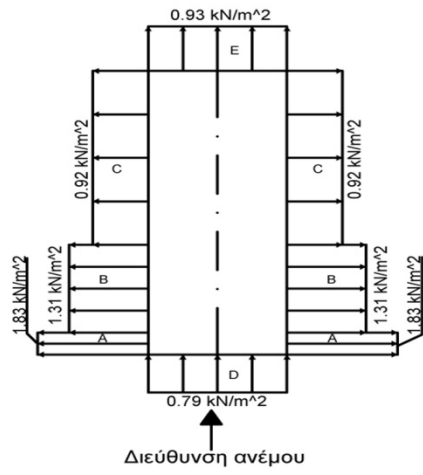


για  $h > 29.7$  m

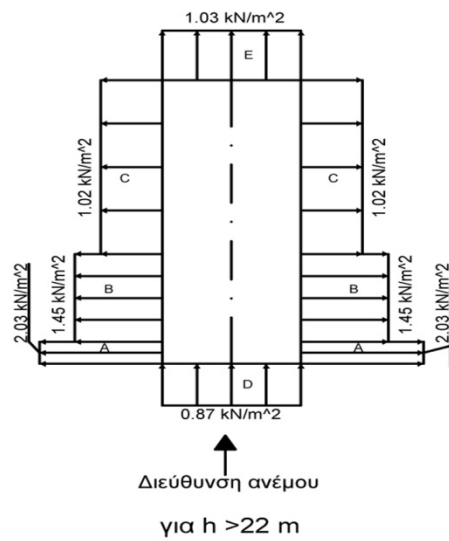
Συνολικά φορτία τοίχων για  $\theta=90$



για  $h$  έως 11.5 m



για  $h$  από 11.5 έως 22 m



Διεύθυνση ανέμου

για  $h > 22$  m

Σχήμα 2.17: Συνολικά φορτία τοίχων.

## ΣΤΕΓΗ

Η στέγη του μονώροφου τμήματος είναι δίρριχτη με  $\alpha=5^\circ(>0)$  και επομένως ο υπολογισμός των φορτίων έγινε σύμφωνα με την παράγραφο §7.2.5 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4.

- Στέγη για άνεμο  $\theta=0^\circ$

Ύψος αναφοράς:  $z_e = h = 33.50 \text{ m}$

$$e = \min(b; 2h) = \min(29.70; 2 \cdot 33.50) = 29.70 \text{ m} > d = 11.50 \text{ m}$$

$$h/d = 33.50/11.50 = 2.913$$

Εμβαδά ζωνών  $A > 10 \text{ m}^2$  και επομένως  $c_{pe} = c_{pe,10}$

Σύμφωνα με τον πίνακα 7.4a του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις από τον τύπο  $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$ .

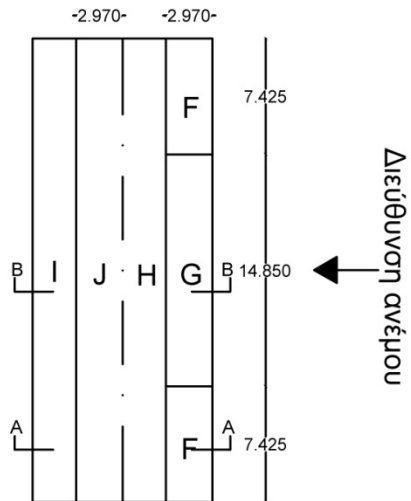
Για  $c_{pi} = +0,2$  :  $w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} = +0.2 \cdot 1.45 = 0.290 \text{ kN/m}^2$ . Για  $\theta=0^\circ$  και  $c_{pi} = +0.2$  θα ληφθούν υπόψη τέσσερις περιπτώσεις. Οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές των επιφανειών F, G και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των I και J. Δεν επιτρέπεται η ανάμειξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά της στέγης.

Για  $c_{pi} = -0.3$  προκύπτουν και θετικές και αρνητικές τιμές πίεσης στην ίδια πλευρά της στέγης που δεν είναι αποδεκτό από τον κανονισμό και επομένως αυτή η περίπτωση εσωτερικής πίεσης απορρίπτεται για διεύθυνση ανέμου κάθετη στον κορφιά. Ακολουθούν τα σχήματα των φορτίων επί της στέγης για τις τέσσερες περιπτώσεις.

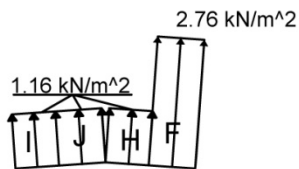
Πίνακας 2.19: Συνολικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για  $\theta=0^\circ$ .

Ζώνες	F	G	H	I	J
$c_{pe}$	-1.70	-1.20	-0.60	-0.60	0.20
	0.00	0.00	0.00	-0.60	-0.60
$w_e$	-2.47	-1.74	-0.87	-0.87	0.29
	0.00	0.00	0.00	-0.87	-0.87
W	-2.76	-2.03	-1.16	-1.16	0.00
	-0.29	-0.29	-0.29	-1.16	-1.16

όπου  $w = w_e - w_i$

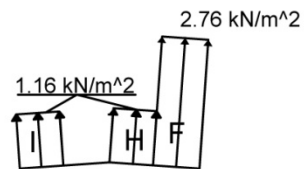


$\theta=0$ , ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 1

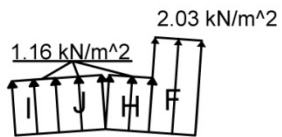


ΤΟΜΗ ΑΑ

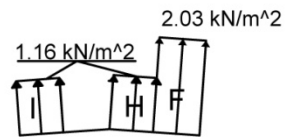
$\theta=0$ , ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 2



ΤΟΜΗ ΑΑ



ΤΟΜΗ ΒΒ



ΤΟΜΗ ΒΒ

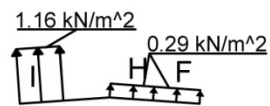
$\theta=0$ , ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 3

2.76 kN/m<sup>2</sup>



ΤΟΜΗ ΑΑ

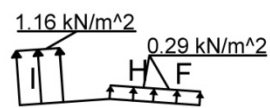
$\theta=0$ , ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 4



ΤΟΜΗ ΑΑ



ΤΟΜΗ ΒΒ



ΤΟΜΗ ΒΒ

Σχήμα 2.18: Φορτία στέγης για άνεμο κατά την διεύθυνση  $\theta=0^\circ$ .



- Στέγη για άνεμο  $\theta=90^\circ$

Ύψος αναφοράς:  $z_e = h = 33.50 \text{ m}$

$e = \min(b; 2h) = \min(11.50; 27.60) = 11.50 \text{ m} < d = 29.70 \text{ m}$

$h/d = 33.50/29.70 = 1.128$

Εμβαδά ζωνών  $A > 10 \text{ m}^2$  και επομένως  $c_{pe} = c_{pe,10}$  για όλες τις ζώνες εκτός από τις ζώνες F και G,

$$\text{όπου } A_F = 1.15 \cdot 2.875 = 3.306 \text{ m}^2$$

$$A_G = 1.15 \cdot 5.750 = 6.613 \text{ m}^2$$

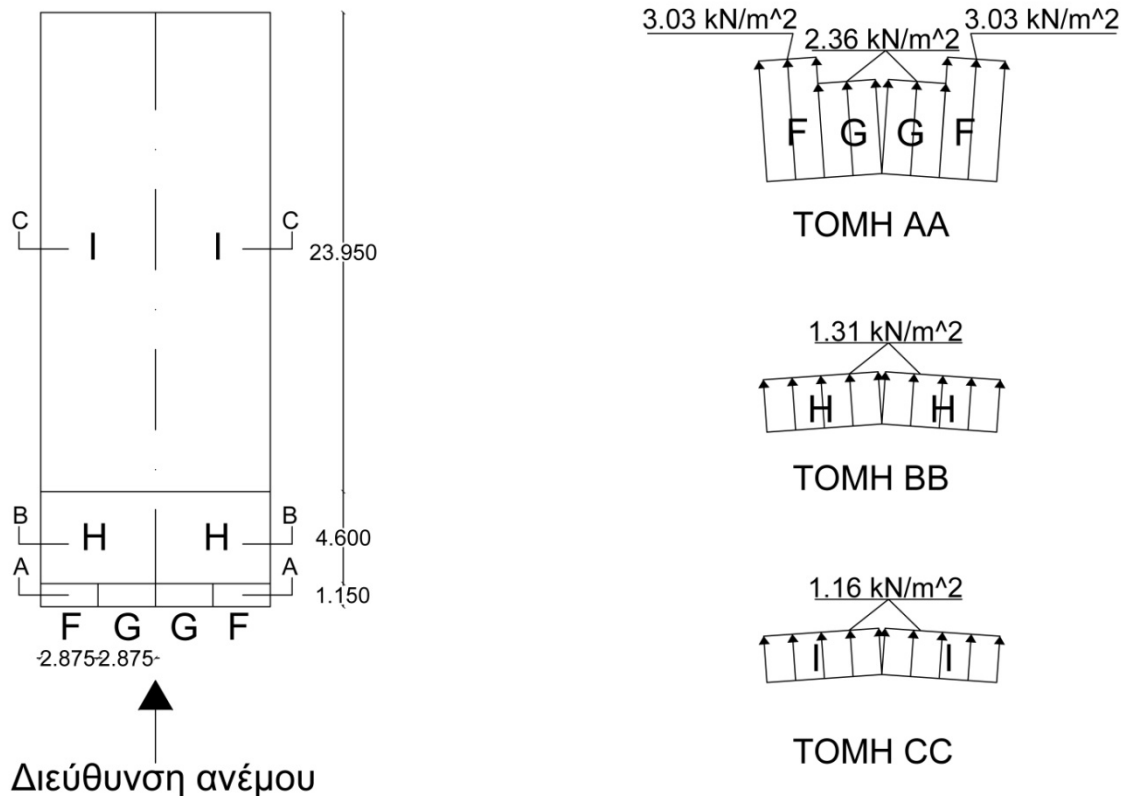
Οι περιοχές F και G έχουν εμβαδό ( $1 < A < 10 \text{ m}^2$ ) άρα για τον συντελεστή  $c_{pe}$  προβλέπεται λογαριθμική παρεμβολή.

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log_{10} A \quad (2.5)$$

Σύμφωνα με τον πίνακα 7.4a του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις από τον τύπο  $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$ . Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης είναι  $c_{pi} = +0,2$  οπότε  $w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} = +0.2 \cdot 1.45 = 0.290 \text{ kN/m}^2$ .

Πίνακας 2.20: Συνολικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για  $\theta=90^\circ$ .

ζώνες	F	G	H	I
$c_{pe}$	-1.89	-1.43	-0.70	-0.60
$w_e$	-2.74	-2.07	-1.02	-0.87
w	-3.03	-2.36	-1.31	-1.16



Σχήμα 2.19: Φορτία στέγης για άνεμο κατά την διεύθυνση  $\theta=90^\circ$ .

## 2.2.4 Συνδυασμοί δράσεων στις οριακές καταστάσεις

### 2.2.4.1 Εισαγωγή

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

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

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

Οι καταστάσεις σχεδιασμού του φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος σε σχέση με τις προαναφερθείσες οριακές καταστάσεις είναι καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες κανονικής χρήσης.

### Συνδυασμοί δράσεων

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

- Οριακή κατάσταση αστοχίας (για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές)

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

όπου "+" σημαίνει "επαλληλία με"

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

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

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

$P$  χαρακτηριστική τιμή προέντασης

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

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

$\gamma_P$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

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

Οι τιμές του  $\gamma$  που προτείνονται για τους ελέγχους είναι οι ακόλουθες:

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

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

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

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

$$E_d \leq R_d$$

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

$R_d$ : η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας(χαρακτηριστικός συνδυασμός)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot P + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Θα ελέγχεται ότι:  $E_d \leq C_d$

όπου  $C_d$ : η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

$E_d$ : η τιμή του σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας και η οποία προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού.

#### 2.2.4.2 Συνδυασμοί δράσεων για το μονώροφο κτίριο

Θα συμβολίζονται με  $G$  τα μόνιμα φορτία του φορέα και με  $W$  τα κινητά φορτία (που για το συγκεκριμένο κτίριο έχουμε λάβει υπόψη μόνο τα φορτία ανέμου). Επομένως οι συνδυασμοί φορτίσεων θα εκφράζονται μέσω των παρακάτω χαρακτηριστικών εξισώσεων:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας :  $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W$
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας :  $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot W$

Επειδή μελετάμε τις δράσεις του ανέμου στην κατασκευή για διαφορετικές διευθύνσεις ανέμου και διάφορες περιπτώσεις πίεσης-υποπίεσης(όπως περιγράψαμε αναλυτικά στο κεφάλαιο 2.2.2) προέκυψαν τα ακόλουθα πέντε loadcases:

- LC1: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση 1
- LC2: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση 2
- LC3: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση 3
- LC4: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση 4
- LC5: άνεμος παράλληλος στον κορφιά ( $\theta=90^\circ$ )-υποπίεση στεγάστρου

#### 2.2.4.3 Συνδυασμοί δράσεων για το πολυώροφο κτίριο

Στο πολυώροφο τμήμα της κατασκευής συνδυάζουμε τα μόνιμα φορτία του φορέα ( $G$ ) με τις επιβαλλόμενες μεταβλητές δράσεις ,που είναι τα κινητά φορτία των ορόφων ( $Q$ ) καθώς και τα φορτία ανέμου ( $W$ ). Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών συνδυασμού  $\psi_i$  σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα είναι οι εξής:

- $\psi_0=0.7$  ,επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια (EN 1991-1-1)
- $\psi_0=0.6$  ,φορτία ανέμου σε κτίρια ( EN 1991-1-4)

Επομένως οι συνδυασμοί φορτίσεων θα εκφράζονται μέσω των παρακάτω χαρακτηριστικών εξισώσεων:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας :  $1.35*G + 1.50*Q + 0.90*W$  (επικρατέστερη μεταβλητή δράση τα κινητά φορτία ορόφων)
- Οριακή κατάσταση αστοχίας :  $1.35*G + 1.50*W + 1.05*Q$  (επικρατέστερη μεταβλητή δράση ο άνεμος)
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας :  $1.00*G + 1.00*Q + 0.60*W$  (επικρατέστερη μεταβλητή δράση τα κινητά φορτία ορόφων)
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας :  $1.00*G + 1.00*W + 0.70*Q$  (επικρατέστερη μεταβλητή δράση ο άνεμος)

Επιπλέον, επειδή το πολυώροφο τμήμα της κατασκευής συνδέεται στη μια πλευρά του(με αρμό διαστολής) με το μονώροφο τμήμα εξετάστηκαν και οι δύο φορές άνεμοι για διεύθυνση κάθετα στον κορφιά( $\theta=0^\circ$ ). Έτσι, η μια αναφέρεται στην περίπτωση που προσήνεμη πλευρά είναι αυτή που συνδέεται με το μονώροφο τμήμα (περίπτωση A) ενώ η δεύτερη στην περίπτωση που προσήνεμη είναι η άλλη πλευρά, η οποία είναι όλη εκτεθειμένη στον άνεμο (περίπτωση B).

Επομένως τελικά προκύπτουν τα δεκαοκτώ επόμενα loadcases τα οποία εξετάζονται για καθεμία από τις δύο οριακές καταστάσεις με τους αντίστοιχους συντελεστές :

#### επικρατέστερη μεταβλητή δράση τα κινητά φορτία Q

- LC1: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση A1
- LC2: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση A2
- LC3: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση A3
- LC4: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση A4
- LC5: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση B1
- LC6: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση B2
- LC7: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση B3
- LC8: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση B4
- LC9: άνεμος παράλληλος στον κορφιά ( $\theta=90^\circ$ )

#### επικρατέστερη μεταβλητή δράση ο άνεμος W

- LC10: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση A1
- LC11: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση A2
- LC12: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση A3
- LC13: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση A4
- LC14: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση B1
- LC15: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση B2
- LC16: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση B3
- LC17: άνεμος κάθετος στον κορφιά ( $\theta=0^\circ$ ) περίπτωση B4
- LC18: άνεμος παράλληλος στον κορφιά ( $\theta=90^\circ$ )

## 2.3 Υλικά κατασκευής

### 2.3.1 Δομικός χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S355 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y$  και της εφελκυστικής αντοχής  $f_u$  για εν θερμό ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1. Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα που χρησιμοποιήσαμε παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.13.

Πίνακας 2.21: Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y$  και της εφελκυστικής αντοχής  $f_u$  του χάλυβα S355.

Ποιότητα κατά EN 10025-2	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm ≤ t ≤ 80 mm	
	$f_y(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$	$f_y(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$
S355	355	510	335	470

Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων, οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι οι εξής:

Μέτρο ελαστικότητας	$E=210000 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο διάτμησης	$G\sim 80770 \text{ N/mm}^2$
Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή	$\nu=0.3$
Συντελεστής θερμικής διαστολής	$\alpha= 12 \cdot 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$
Ειδικό βάρος	$\gamma_a=78.5 \text{ kN/m}^3$
Τάση σχεδιασμού	$f_{yd}=f_{yk} / \gamma_M, \gamma_M=1.0$

### 2.3.2 Σκυρόδεμα

Η κατηγορία του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε για τις σύμμικτες πλάκες είναι C25/30, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

Μέση τιμή επιβατικού μέτρου ελαστικότητας	$E_{cm}= 30500 \text{ MPa}$
Λόγος Poisson	
-Ελαστική περιοχή	$\nu= 0.2$
-Ρηγμάτωση σκυροδέματος	$\nu= 0$
Συντελεστής θερμικής διαστολής	$\alpha= 10^{-5} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$
Ειδικό βάρος	$\gamma_c= 25 \text{ kN/m}^3$
Τάση σχεδιασμού	$f_{cd}=f_{ck} / \gamma_M, \gamma_M=1.5$

Κατά τον υπολογισμό της αντοχής σχεδιασμού του σκυροδέματος πολλαπλασιάζουμε την  $f_{cd}$  με 0.85 ο οποίος είναι συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μείωση της θλιπτικής αντοχής οφειλόμενη στη μακροχρόνια και επαναλαμβανόμενη δράση των φορτίων.

Πίνακας 2.22: ονομαστικές τιμές θλιπτικών και εφελκυστικών αντοχών του σκυροδέματος.

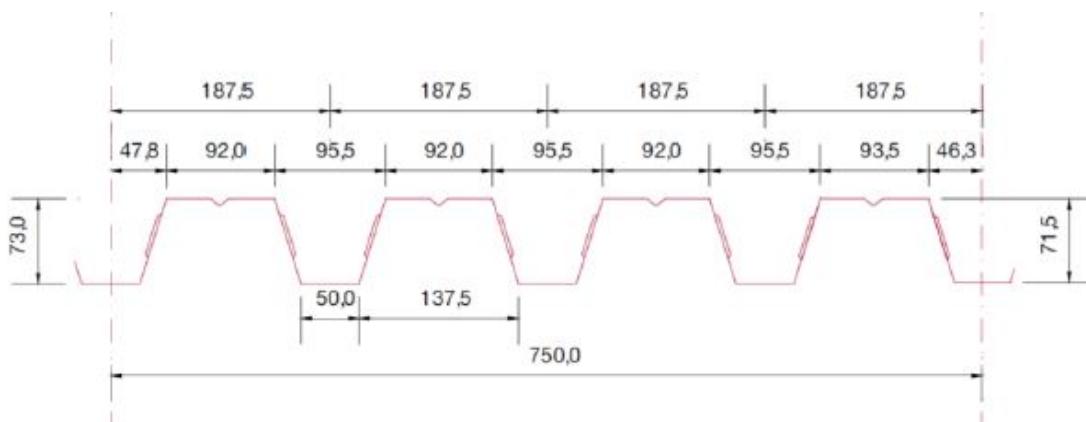
Κατηγορία σκυροδέματος	$f_{ck}$	$f_{ck,cube}$	$f_{cm}$	$f_{ctm}$	$f_{ctk,0,05}$	$f_{ctk,0,95}$
C25/30	25	30	33	2,6	1,8	3,3

### 2.3.3 Χαλυβδόφυλλα

Οι σύμμικτες πλάκες σχεδιάστηκαν με χαλυβδόφυλλα SYMDECK 73 της εταιρίας Έλαστρον [8] με χάλυβα ποιότητας S320G που ανταποκρίνεται στις προδιαγραφές των Ευρωπαϊκών Προτύπων EN 10326 και EN 1993-1-3, Πίνακας 2.3. Η τάση σχεδιασμού των χαλύβων του πίνακα δίνεται από τη σχέση  $f_{pd} = f_{yp} / \gamma_s = f_{yp} / 1.10$

Πίνακας 2.23: Ονομαστικές τιμές βασικού ορίου διαρροής  $f_{yp}$  και της εφελκυστικής αντοχής  $f_u$ .

Συνεχώς εν θερμώ επιψευδαργυρωμένα φύλλα δομικού χάλυβα	Πρότυπο	Ποιότητα	$f_{yp}$ [MPa]	$f_u$ [MPa]
		S220GD+Z	220	300
	S250GD+Z	250	330	
	S280GD+Z	280	360	
	S320GD+Z	320	390	
	S350GD+Z	350	420	



Σχήμα 2.20: Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73.

## **3 Στατικό προσομοίωμα**

### **3.1 Εισαγωγή**

Όπως ήδη έχουμε αναφέρει το υπό μελέτη κτίριο αποτελείται από ένα μονώροφο και ένα πολυώροφο τμήμα. Αποφασίσαμε τα τμήματα να μελετηθούν, αναλυθούν και διαστασιολογηθούν ξεχωριστά σαν δύο ανεξάρτητα κτίρια τα όποια συνδέονται με αρμό διαστολής.

Το πρόγραμμα ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση και τη μελέτη του φορέα είναι το SOFiSTiK. Στα προσομοιώματα χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά και επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία ενώ οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν ήταν ελαστικές πρώτης τάξης. Τα μόνιμα φορτία υπολογίστηκαν αυτόματα από το λογισμικό του προγράμματος ενώ τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία εισήχθησαν ως γραμμικά ομοιόμορφα κατανομημένα φορτία τοποθετημένα στα αντίστοιχα δομικά μέλη της κατασκευής( μηκίδες, τεγίδες, υποστυλώματα, δοκάρια ).

Ακολουθεί η αναλυτική παρουσίαση των στατικών προσομοιωμάτων του κάθε τμήματος.

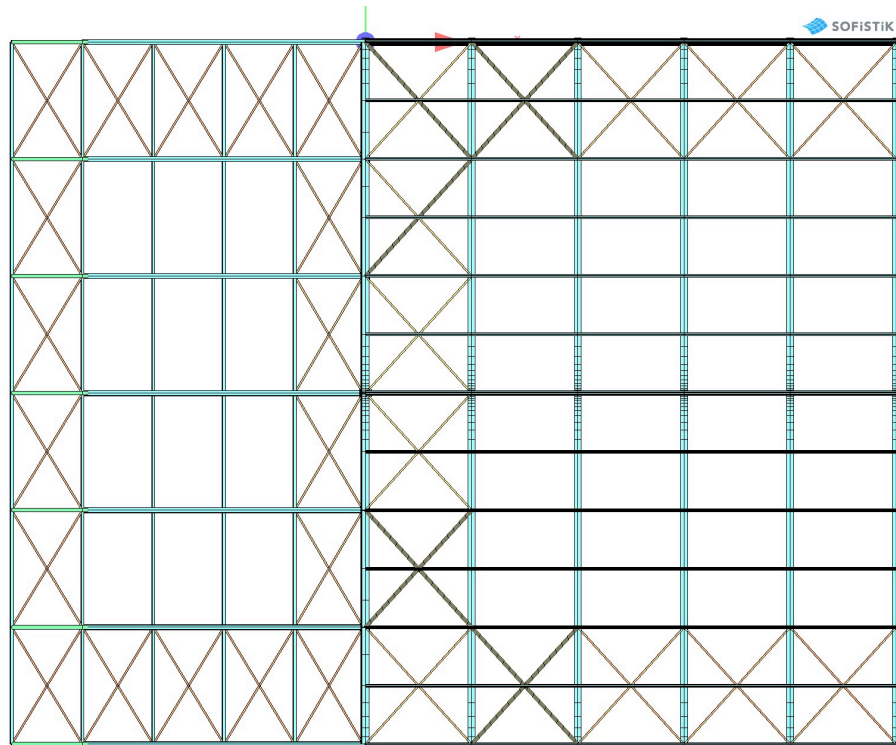
### **3.2 Στατικό προσομοίωμα μονώροφου τμήματος**

Αναφέρουμε συνοπτικά ότι η κάτοψη του μονώροφου είναι ορθογωνική διαστάσεων 29.7 x 27 μέτρων και προβλέπονται πλαίσια στην διεύθυνση X ανά 4.5 m συνολικού ανοίγματος 29.7 m ενώ κατά την Y διεύθυνση έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

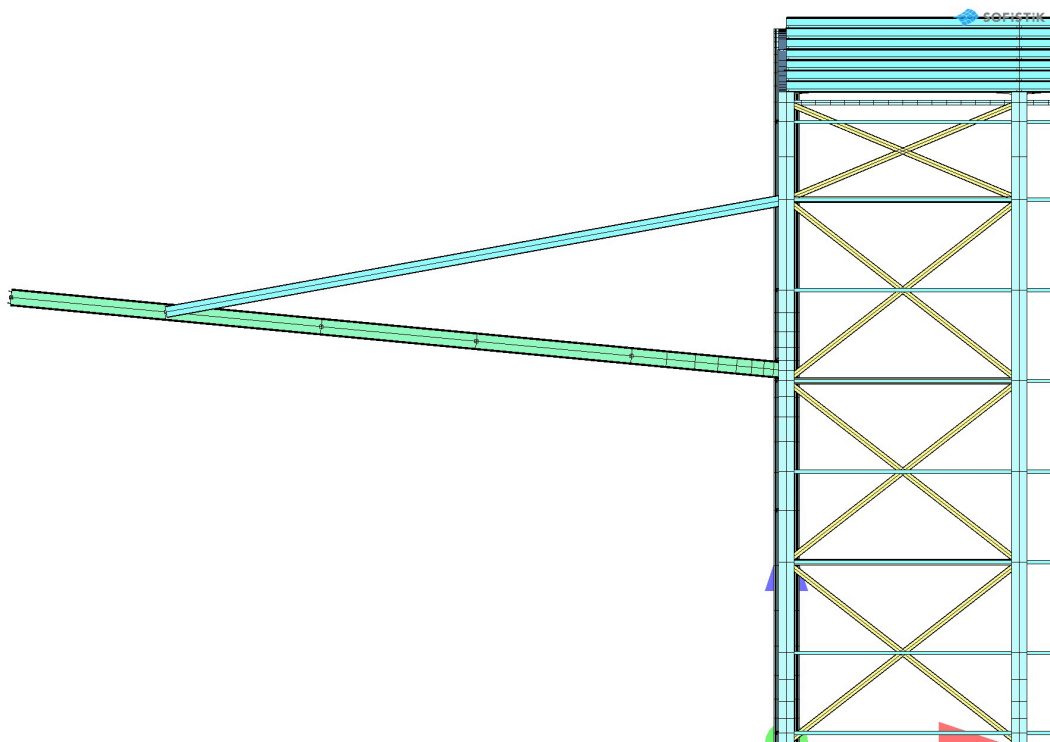
Στην πρόσοψη του κτιρίου τοποθετούνται πέντε μετωπικοί στύλοι ανά 4.950 m από τους οποίους αναρτάται στέγαστρο με διαστάσεις 29.7x15 m. Το στέγαστρο έχει κλίση ~5,5°. Αρχικά στα μοντέλα που αναπτύχθηκαν χρησιμοποιήσαμε τεγίδες, με αμφιέριστη λειτουργία όμως λόγω της μεγάλης του επιφάνειας, το στέγαστρο είναι ιδιαίτερα εύκαμπτο και ευάλωτο σε σημαντικές κατακόρυφες μετακινήσεις. Έτσι οδηγηθήκαμε στη λύση της εσχάρας η οποία σε συνεργασία με τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, που τοποθετήθηκαν περιμετρικά του στεγάστρου, και τους ισχυρούς αναρτήρες περιόρισαν σημαντικά τα βέλη και γενικότερα τις παραμορφώσεις. Στα Σχήματα 3.1 και 3.2 που ακολουθούν παρουσιάζονται η κάτοψη και η πλάγια όψη του στεγάστρου έτσι ώστε να γίνει αντιληπτή η γεωμετρία του.

Οι κύριες δοκοί του στεγάστρου τοποθετούνται ανά 4.95 μέτρα και συνδέονται με τα υποστυλώματα μέσω συνδέσεων τέμνουσας στο ένα άκρο και με έναν αναρτήρα στα 12 μέτρα. Οι χρησιμοποιούμενες διατομές είναι υψίκορμες IPE.

Οι δευτερεύουσες δοκοί του στεγάστρου τοποθετούνται ανά 3 μέτρα και συνδέονται με τα κύρια δοκάρια στο κέντρο βάρους τους με συνδέσεις ροπής. Τα δευτερεύοντα δοκάρια συμβάλουν στην παραλαβή των ανεμοπιέσεων καθώς επίσης αυξάνουν την δυσκαμψία και την δυστρεψία του στεγάστρου. Οι χρησιμοποιούμενες διατομές είναι από τις υψίκορμες IPE.



Σχήμα 3.1: Κάτοψη στεγάστρου.



Σχήμα 3.2: Πλάγια όψη στεγάστρου.

Λόγω της μεγάλης διάστασης του στεγάστρου υπάρχει ο κίνδυνος να χαθεί η επιπεδότητά του. Για αυτόν τον λόγο αποφασίσαμε να τοποθετήσουμε περιμετρικά χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Θεωρούμε ότι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δέχονται μόνο αξονικές δυνάμεις και ότι σε κάθε φόρτιση οι δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τις εφελκόμενες ράβδους. Ο τύπος διατομής που επιλέξαμε να χρησιμοποιήσουμε είναι από τις κοίλες τετραγωνικές SHS και η προσομοίωση τους έγινε με truss elements.



Οι αναρτήρες συνδέουν τα κύρια δοκάρια με τους μετωπικούς στύλους και τα υποστυλώματα του πρώτου πλαισίου και ανάλογα με την φόρτιση λειτουργούν είτε ως ελκυστήρες είτε ως θλιπτήρες.

Οι μετωπικοί στύλοι πέρα από την ανάρτηση του στεγάστρου εξυπηρετούν και λειτουργικές ανάγκες του κτηρίου. Συνολικά τοποθετήθηκαν πέντε στύλοι ανά ίσες αποστάσεις και σύμφωνα με την διάταξη των τεγίδων. Επιλέξαμε οι στύλοι να είναι απλά εδραζόμενοι στην θεμελίωση έτσι ώστε η έδραση να είναι κατασκευαστικά απλή και το θεμέλιο να μην καταπονείται από ροπή. Επίσης η κεφαλή των στύλων στηρίζεται στο ζυγώμα του πλαισίου με απλή σύνδεση στην οποία επιτρέπεται η αξονική μετακίνηση. Οι διατομές που επιλέξαμε να χρησιμοποιήσουμε για τους μετωπικούς στύλους είναι από την σειρά των πρότυπων ελατών διατομών HEB. Ο προσανατολισμός των διατομών επιλέχθηκε έτσι ώστε τα πέλματα να είναι παράλληλα με την όψη του κτηρίου.

Τα υποστυλώματα των πλαισίων είναι διατομής διπλού ταυ και επίσης έγινε επιλογή από τις πρότυπες ελατές διατομές HEB. Η επιλογή πλατύπελων διατομών HEB για τα υποστυλώματα έγινε διότι τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τους προσφέρουν μια πιο ισορροπημένη συμπεριφορά και αντοχή έναντι λυγισμού. Καθώς στον φορέα μας προβλέπεται πλαισιακή λειτουργία για την παραλαβή των κατακόρυφων και των οριζόντιων φορτίων ο προσανατολισμός των κύριων αξόνων των υποστυλωμάτων έγινε έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να λειτουργεί εντός του πλαισίου. Τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένα στη βάση τους.

Οι μηκίδες αποτελούν δευτερεύοντα δομικά στοιχεία που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων, τοποθετούνται σε όλες τις όψεις του κτιρίου και δέχονται τα φύλλα της πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Κύρια λειτουργία τους είναι η μεταφορά των ανεμοπιέσεων στους κύριους φορείς. Το στατικό σύστημα που έχει επιλεγεί είναι αυτό της αμφιαρθρωτής λειτουργίας μεταξύ των υποστυλωμάτων. Οι διατομές που επιλέξαμε να χρησιμοποιήσουμε για τις μηκίδες είναι πρότυπες UPN. Οι αποστάσεις στις οποίες τοποθετήθηκαν οι μηκίδες προέκυψαν λαμβάνοντας υπόψιν τόσο τους περιορισμούς που προκύπτουν από τα φύλλα πλαγιοκάλυψης και τα απαιτούμενα ανοίγματα της πρόσοψης, όσο και από πρόσθετες ανάγκες που προέκυψαν κατά την διάρκεια μόρφωσης και ανάλυσης της κατασκευής.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται στο πρώτο και στο τελευταίο φάτνωμα και συνδέονται στα υποστυλώματα. Κύρια λειτουργία τους είναι η παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων των ανεμοπιέσεων από τους οριζόντιους συνδέσμους μέσω της κεφαλοδοκού. Επίσης προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση στα εκατέρωθεν υποστυλώματα και προσωρινή ευστάθεια στην κατασκευή κατά την φάση της ανέγερσης. Τα διαγώνια στοιχεία θεωρούμε ότι δέχονται μόνο αξονικά φορτία και για το λόγο αυτό προσομοιώθηκαν ως truss elements. Ο τύπος διατομής που επιλέξαμε να χρησιμοποιήσουμε είναι κοίλες τετραγωνικές διατομές SHS.

Στη στέγη του βιομηχανικού κτιρίου τοποθετούνται τεγίδες, οι οποίες αποτελούν δευτερεύοντα δομικά στοιχεία που συμπληρώνουν το κέλυφος του φέροντος οργανισμού. Κύρια λειτουργία τους είναι η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων (πρόσθετα, ανεμοπιέσεις, κινητά) στους κύριους φορείς. Δευτερευόντως λειτουργούν ως στοιχεία που συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας προσφέροντας πλευρική εξασφάλιση στα ζυγώματα. Έτσι έχουμε τη δημιουργία ενός δικτύματος δυσκαμψίας με πέλματα τα ζυγώματα των εκατέρωθεν κυρίων πλαισίων, ορθοστάτες ορισμένες από τις τεγίδες και ως διαγώνιες πρόσθετα τοποθετούμενες ράβδους οι οποίες συνήθως λειτουργούν ως ελκυστήρες [1]. Το στατικό σύστημα που έχει επιλεγεί είναι αυτό της αμφιαρθρωτής λειτουργίας μεταξύ δύο διαδοχικών ζυγωμάτων. Οι τεγίδες έχουν συνολικό μήκος 4.5 μέτρα και τοποθετούνται ανά 2.475 μέτρα. Η αμφιαρθρωτή λειτουργία επιλέχθηκε ώστε να υπάρχει απλότητα στην σύνδεση και ευκολία στην ανέγερση.

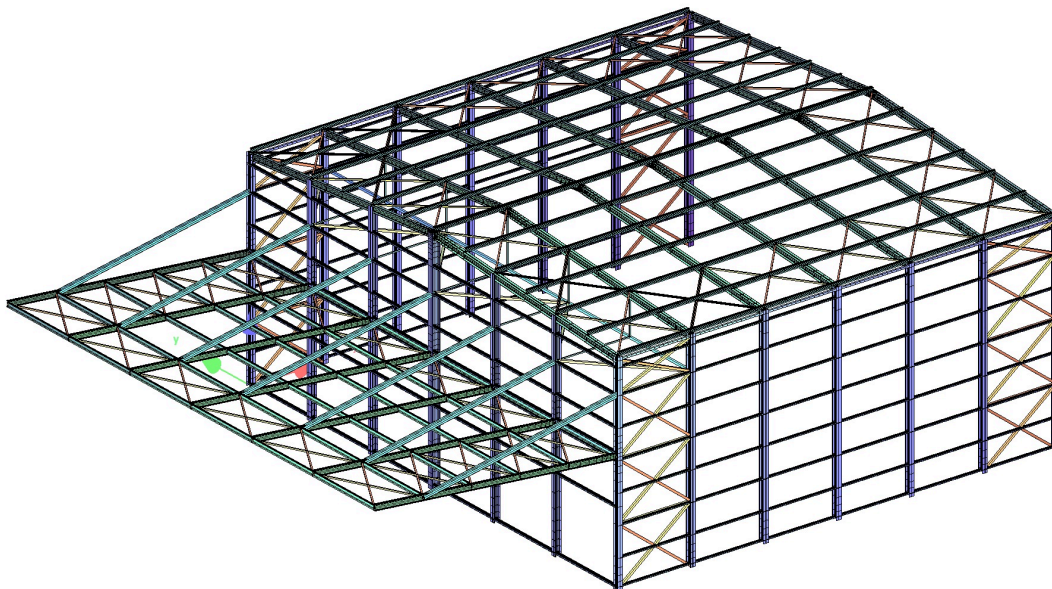
Επίσης στη στέγη του κτιρίου έχουν διαμορφωθεί οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετώντας διαγώνιες ράβδους ανά δεύτερη τεγίδα. Το διαμορφούμενο δικτύωμα δυσκαμψίας έχει επομένως ως πέλματα τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων, ως ορθοστάτες ορισμένες από τις τεγίδες και ως διαγώνιες τις πρόσθετα τοποθετούμενες ράβδους. Ο κεντρικός ορθοστάτης (θέση κορφιά) αποτελείται από δύο τεγίδες [1]. Η κύρια λειτουργία τους είναι η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων που φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Τα διαγώνια στοιχεία θεωρούμε ότι δέχονται μόνο αξονικά φορτία και για το λόγο αυτό προσομοιώθηκαν ως truss elements. Ο τύπος διατομής που επιλέξαμε να χρησιμοποιήσουμε είναι τα ισοσκελή γωνιακά.

Οι κεφαλοδοκοί μεταφέρουν τις δυνάμεις από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας στα κατακόρυφα. Συνδέονται δε με τα υποστυλώματα με απλές κοχλιωτές συνδέσεις. Η διατομή που επιλέξαμε να χρησιμοποιήσουμε είναι από τις κοίλες τετραγωνικές έτσι ώστε να οδηγούμαστε σε στοιχεία με σχετικά μικρή λυγηρότητα και σημαντική αντοχή σε θλίψη.

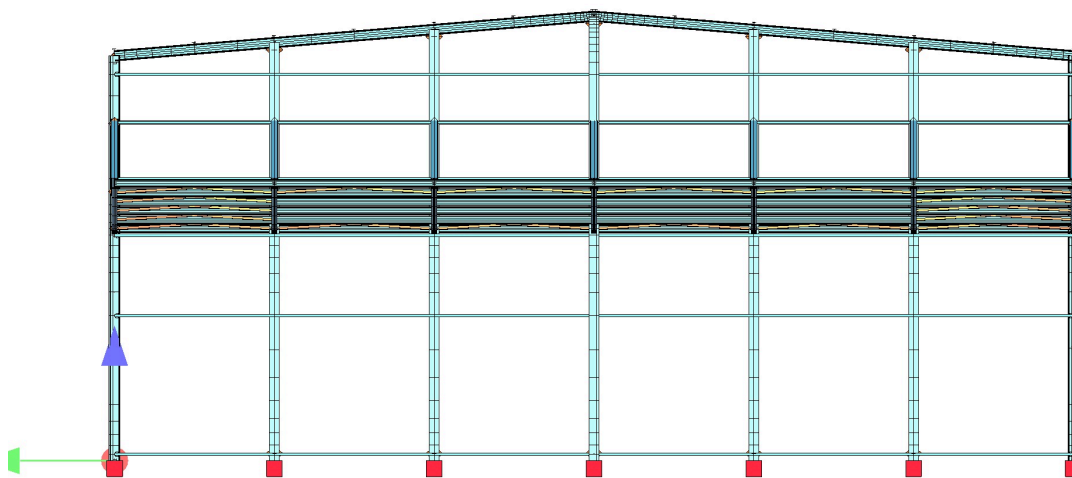
Όπως έχουμε ήδη αναφέρει αποφασίσαμε να μελετήσουμε δύο διαφορετικούς τρόπους μόρφωσης των ζυγωμάτων των πλαισίων είτε χρησιμοποιώντας ολόσωμο φορέα είτε χρησιμοποιώντας δικτυωτό φορέα. Η διαφορετική αυτή μόρφωση δημιούργησε διαφορετικές απαιτήσεις σε κάθε προσομοίωμα γεγονός που οδήγησε σε προσθήκη μελών έτσι ώστε να διασφαλίζεται η αντοχή και η απαραίτητη δυσκαμψία της κατασκευής. Οι διαφορές των δύο μοντέλων δίνονται στη συνέχεια.

### 3.2.1 Μόρφωση των ζυγωμάτων από ολόσωμο φορέα

SOFIStIK



Σχήμα 3.3: Αξονομετρικό πρότασης με ολόσωμο φορέα.

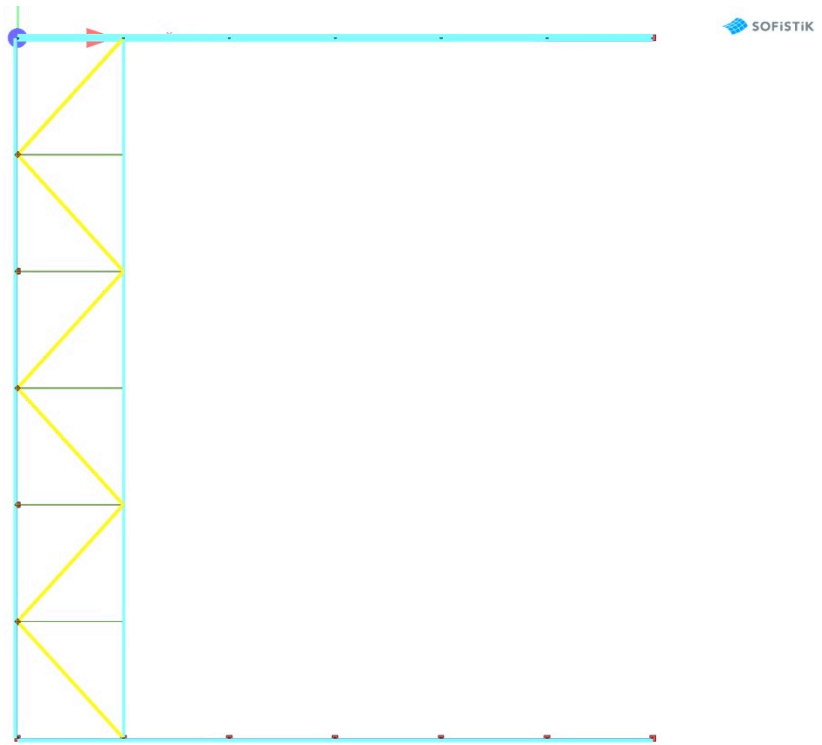


Σχήμα 3.4: Πρόσοψη πρότασης με ολόσωμα ζυγώματα.

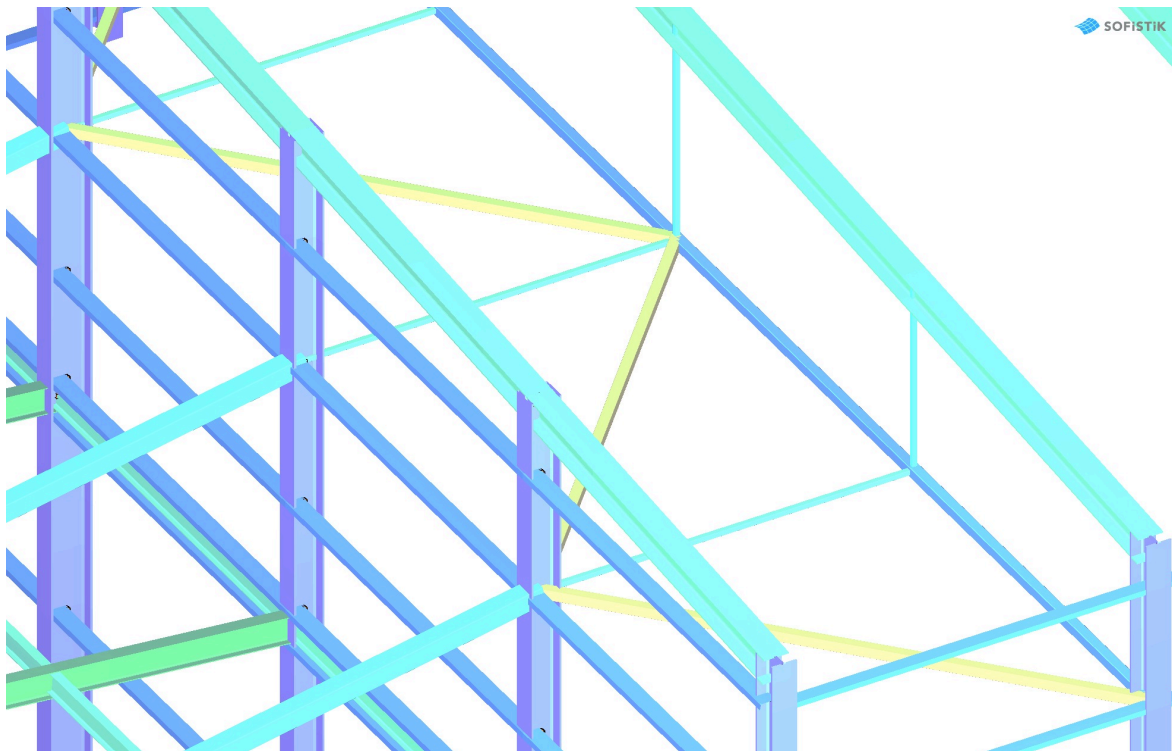
Ο σχεδιασμός και η επιλογή των ολόσωμων ζυγωμάτων έγινε από τις πρότυπες ελατές διατομές HEA. Ο συγκεκριμένος τύπος διατομής επιλέχθηκε έπειτα από διερεύνηση όλων των διατομών διπλού ταυ διότι παρουσιάζει αυξημένη αντοχή έναντι λυγισμού έναντι των υψίκορμων IPE και στους δύο άξονες και είναι πιο ελαφριά από τις αντίστοιχες διατομές HEB και HEM. Ο προσανατολισμός των αξόνων έγινε έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να λειτουργεί εντός του πλαισίου.

Λόγω της μεγάλης συγκεντρωμένης δύναμης που ασκούν οι αναρτήρες στους στύλους δημιουργήθηκε η ανάγκη να τοποθετήσουμε στο πρώτο φάτνωμα ένα βοηθητικό οριζόντιο δικτύωμα στη στάθμη σύνδεσης των αναρτήρων με τους στύλους. Το δικτύωμα αποτελείται από διαγώνια στοιχεία, οριζόντια στοιχεία, ορθοστάτες και αναρτάται από το ζύγωμα του δεύτερου πλαισίου. Η μορφή του δικτύωματος φαίνεται στα Σχήματα 3.5 και 3.6 που ακολουθούν. Θεωρούμε ότι το δικτύωμα στο σύνολο του παραλαμβάνει μόνο αξονικές δυνάμεις οπότε προσομοιώθηκε με truss elements και οι διατομές που χρησιμοποιήσαμε είναι από τις κοίλες τετραγωνικές.

Επιπλέον με στόχο την περαιτέρω μείωση την έντασης του πρώτου πλαισίου που προκαλείται από το στέγαστρο, οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε αυτό το προσομοίωμα τοποθετήθηκαν περιμετρικά της στέγης, έτσι ώστε όλα τα πλαίσια της κατασκευής να συνδέονται μεταξύ τους.

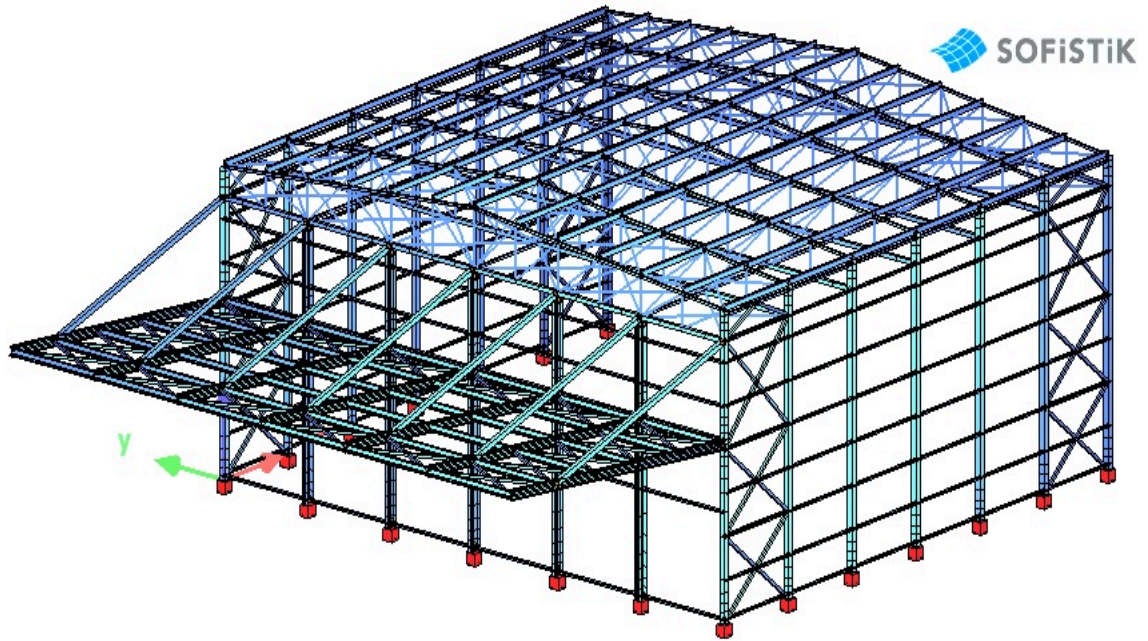


Σχήμα 3.5: Κάτοψη βοηθητικού δικτύματος.

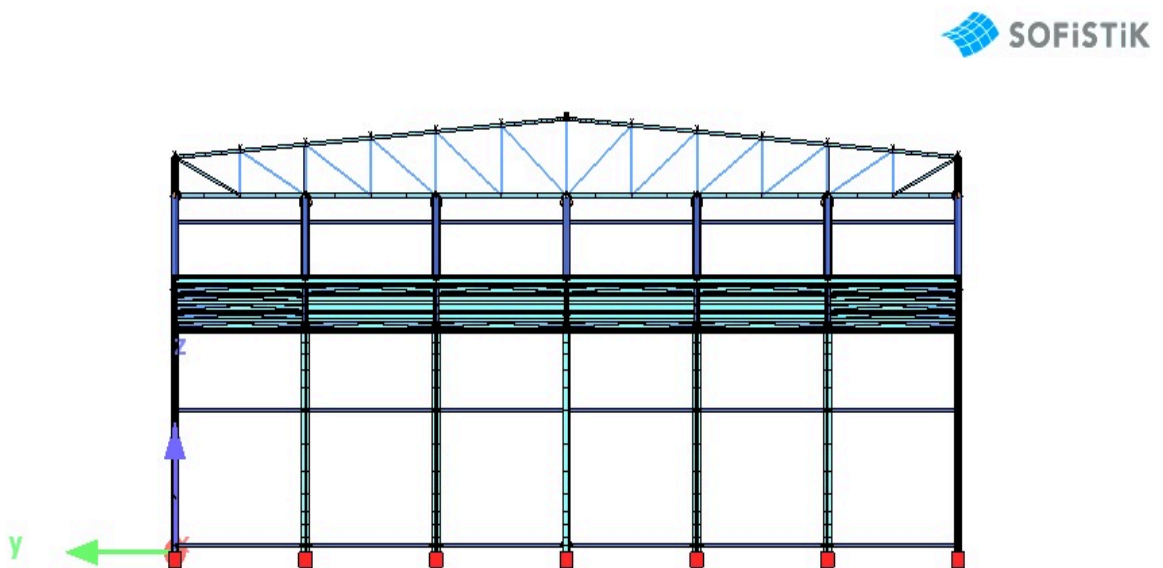


Σχήμα 3.6: Αξονομετρικό βοηθητικού δικτύματος.

### 3.2.2 Μόρφωση των ζυγμάτων από δικτυωτό φορέα



Σχήμα 3.7: Αξονομετρικό σχέδιο πρότασης με δικτυωτά ζυγώματα.

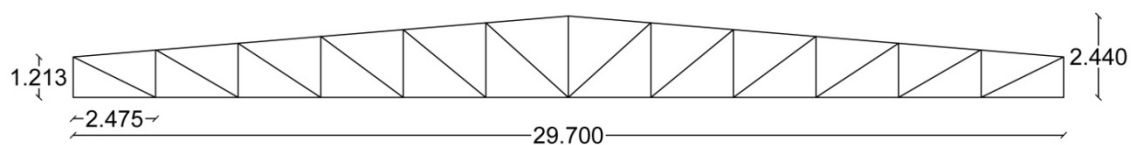


Σχήμα 3.8: Πρόσοψη πρότασης με δικτυωτό φορέα.

Η μόρφωση των δικτυωμάτων των κύριων φορέων έγινε έτσι ώστε να ικανοποιούνται τα παρακάτω κριτήρια:

- Κλίση του άνω πέλματος των δικτυωμάτων περίπου 8% ,κυμαίνεται δηλαδή μεταξύ 3 και 25% έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η επαρκής απορροή των όμβριων.
- Μορφή δικτύωσης τύπου N που γεφυρώνει άνοιγμα 29.7 μέτρων, όπως προτείνεται για περιοχή ανοιγμάτων 15 έως 30 m.
- Κόμβοι στο άνω πέλμα, που καθορίζει και τις θέσεις των ορθοστατών, διαμορφώνονται στις θέσεις έδρασης των τεγίδων. Επιπλέον κριτήριο για την επιλογή της απόστασης μεταξύ των ορθοστατών είναι ο χωρισμός του ημιανοίγματος σε άρτιο αριθμό φατνώματων για τη διευκόλυνση της μόρφωσης των οριζοντίων συνδέσμων δυσκαμψίας. Επιλέχθηκε ο χωρισμός του δικτυώματος σε 12 φατνώματα ανοίγματος 2.475 m (περιοχή επίσης αποδεκτή για την απόσταση μεταξύ των τεγίδων).
- Ακραίο ύψος στο δικτύωμα  $h=1.213$  m ,μέσα στα προτεινόμενα επιθυμητά πλαίσια από άποψη οικονομικότητας της κατασκευής.
- Μέγιστο ύψος στο μέσο του δικτυώματος  $H=2.44$  m < 4.50 m που θεωρείται η μέγιστη αποδεκτή τιμή ,με σκοπό την εξασφάλιση εύκολης διακίνησης του δικτυώματος κατά τις διάφορες φάσεις της βιομηχανικής κατεργασίας καθώς επίσης και της μεταφοράς του στο εργοτάξιο.
- Ελάχιστη γωνία στη συμβολή των ράβδων  $45^\circ > 30^\circ$  , που θεωρείται η ελάχιστη αποδεκτή, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται εύκολη διαμόρφωση του κόμβου.

Η τελική μορφή και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του δικτυώματος φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 3.9: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά δικτυώματος.

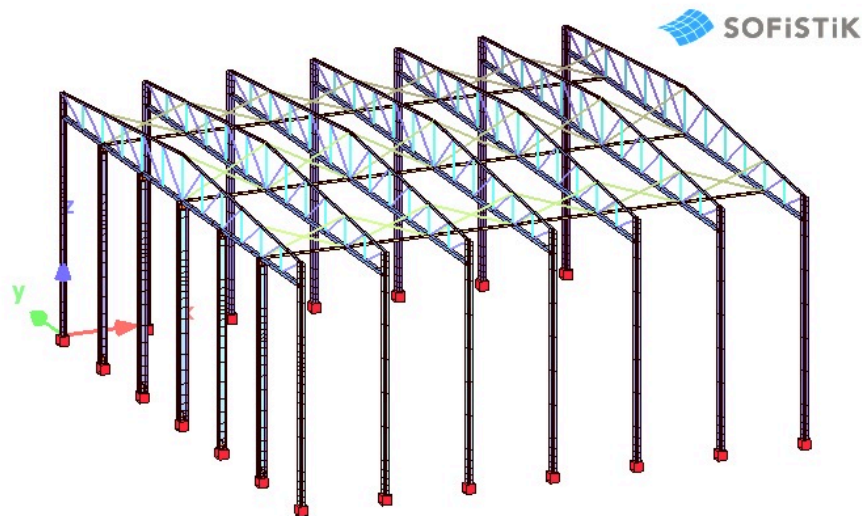
Τα πέλματα του δικτυώματος προσομοιώθηκαν με beam elements για να λάβουμε υπόψη και την επιρροή των ροπών κατά τη διαστασιολόγηση, ενώ τα υπόλοιπα μέλη, δηλαδή οι ορθοστάτες και οι διαγώνιοι με truss elements. Σε όλα τα στοιχεία του δικτυώματος χρησιμοποιήθηκαν κοίλες τετραγωνικές διατομές SHS, λόγω της μεγάλης αντοχής τους σε θλίψη που είναι και η κύρια καταπόνηση των μελών.

Τα διαδοχικά δικτυώματα πρέπει να συνδέονται μεταξύ τους, σε μία ή περισσότερες θέσεις, με ειδικό σύνδεσμο, καλούμενο και εγκάρσιο σύνδεσμο. Ο σύνδεσμος διατρέχει όλο το μήκος της κατασκευής, τοποθετείται σε όλα τα φατνώματα και συνδέει όλα τα

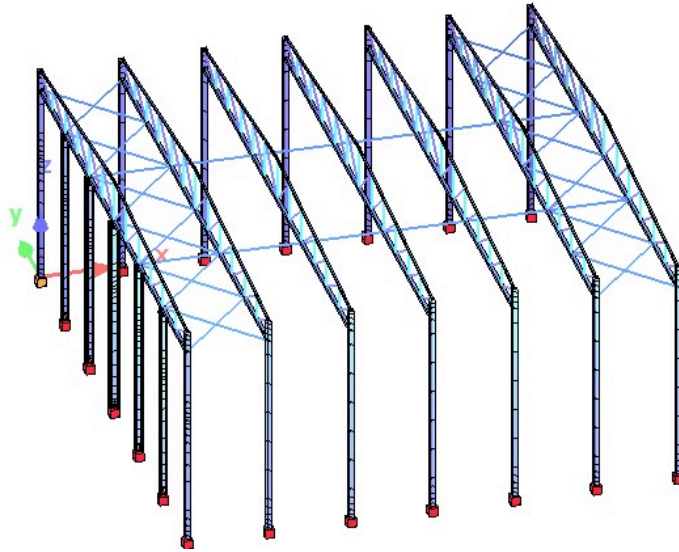
γειτονικά δικτυώματα μεταξύ τους. Μέσω των εγκάρσιων συνδέσμων σε περίπτωση υπερφόρτωσης ενός δικτυώματος εξασφαλίζεται η συνεργασία με τα γειτονικά του. Οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι αποτελούν, προσθέτως στοιχείο που εξυπηρετεί τη συναρμολόγηση της χαλύβδινης κατασκευής αφού εξασφαλίζει τη σωστή υψομετρική τοποθέτηση του κάθε νέου δικτυώματος. Σε περιπτώσεις που ανεγείρονται ταυτόχρονα δύο δικτυώματα οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι συμμετέχουν στη διαμόρφωση ενός χωρικού συστήματος και αποτρέπουν τις μεγάλες παραμορφώσεις, κατά τη φάση αυτή, των επιμέρους επίπεδων δικτυωμάτων κάθετα στο επίπεδο τους. Επιπλέον, οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι προσφέρουν πλευρική προστασία στους κόμβους του κάτω πέλματος στους οποίους αντιστοιχούν.[1]

Τοποθετήθηκαν συνολικά τρεις εγκάρσιοι σύνδεσμοι: στον μέσον του ανοίγματος των δικτυωμάτων και εκατέρωθεν σε απόσταση 4.95 μέτρων από τα άκρα. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στα μέλη των εγκάρσιων συνδέσμων είναι κοίλες τετραγωνικές SHS.

Λόγω της μεγάλης θλίψης που παρατηρείται στο κάτω πέλμα των δικτυωμάτων των κύριων φορέων απαιτείται πυκνότερη πλευρική στήριξη του. Για το λόγο αυτό διατάσσονται διαμήκεις ράβδοι στους κόμβους του κάτω πέλματος μεταξύ των εγκάρσιων συνδέσμων. Οι ράβδοι αυτοί διατρέχουν όλο το κτίριο συνδέοντας τους αντίστοιχους κόμβους όλων των δικτυωμάτων και καταλήγουν και στα δύο άκρα τους σε οριζόντια δικτυώματα στο επίπεδο των κάτω πελμάτων. Οριζόντια δικτυώματα τοποθετήθηκαν στα ακραία φατνώματα, όπου προβλέπονται και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο επίπεδο των άνω πελμάτων των κύριων δικτυωμάτων. Τα μέλη των οριζόντιων δικτυωμάτων προσομοιώθηκαν με truss elements και χρησιμοποιήθηκαν κοίλες τετραγωνικές διατομές SHS.

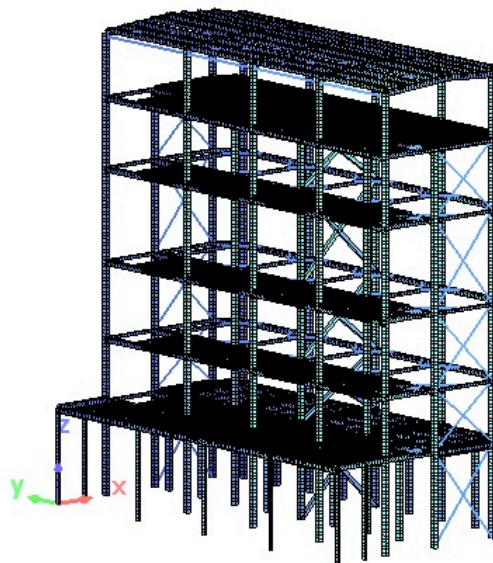


Σχήμα 3.10: Δικτυωτά ζυγώματα και εγκάρσια δικτυώματα.



Σχήμα 3.11: Οριζόντια δικτυώματα.

### 3.3 Στατικό προσομοίωμα πολώροφου τμήματος



Σχήμα 3.12: Αξονομετρικό σχέδιο πολώροφου τμήματος.

Το πολώροφο τμήμα, όπως αναφέρθηκε αναλυτικά στο δεύτερο κεφάλαιο, αποτελείται από πέντε ορόφους και στεγάζει 4 silo (Σχήμα 3.12). Τα silo εδράζονται στον πρώτο όροφο και εκτείνονται μέχρι και τον τέταρτο. Στις περιοχές των silo τα φέροντα στοιχεία λαμβάνονται υπόψη ως μεταλλικά, ενώ στις υπόλοιπες περιοχές υπάρχει σύμμικτη πλάκα σκυροδέματος η οποία συνεργάζεται με τα δευτερεύοντα και τα κύρια δοκάρια. Θεωρούμε ότι κατά την  $Y$  διεύθυνση το κτίριο λειτουργεί πλαισιακά, ενώ κατά την  $X$  διεύθυνση



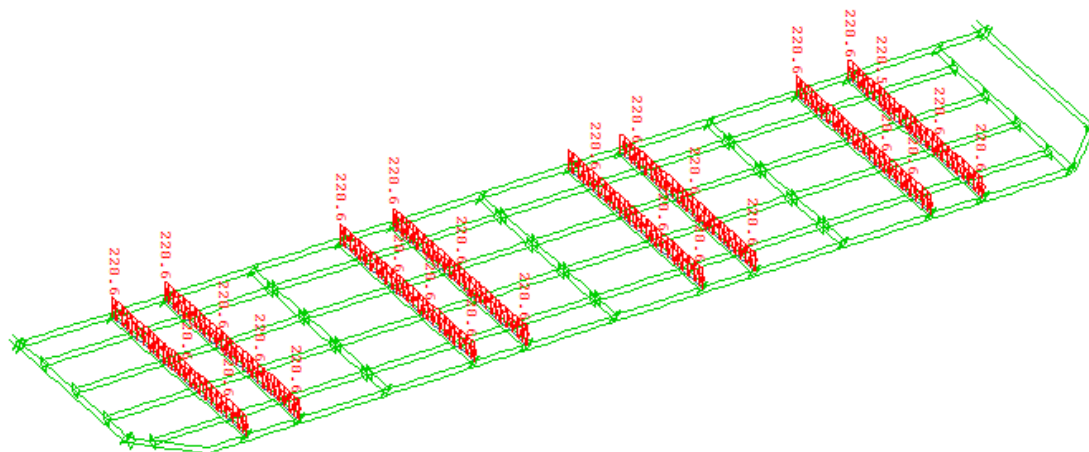
έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα σε τρεις διαφορετικές θέσεις .

Η διάταξη των δευτερευουσών δοκών διαφέρει από όροφο σε όροφο καθώς καθορίζεται από τις μηχανολογικές και λειτουργικές απαιτήσεις του κάθε ορόφου. Ο ρόλος των δευτερευουσών δοκών είναι η παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων από τις πλάκες και η μεταφορά τους στις κύριες δοκούς. Οι δοκοί είναι σύμμικτες με το χαλυβδόφυλλο κάθετα στον άξονα της δοκού και η έδραση τους διαμορφώνεται ως απλή στήριξη. Το στατικό σύστημα των δευτερευουσών δοκών είναι επομένως η αμφιαρθρωτή δοκός.[1]

Οι κύριες δοκοί κατά τη διεύθυνση Y είναι συνεχείς τεσσάρων ανοιγμάτων (~7.020 m το καθένα). Σε φορείς με πλαισιακή λειτουργία οι κύριες δοκοί συμμετέχουν στο σύστημα εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας του κτιρίου και παραλαμβάνουν ένταση τόσο λόγω των κατακόρυφων όσο και των οριζόντιων φορτίων. Οι συνδέσεις τους με τα υποστυλώματα διαμορφώνονται ως άκαμπτες συνδέσεις ροπής ικανές να παραλάβουν τόσο θετικές όσο και αρνητικές ροπές. Υπάρχουν τόσο μεταλλικές όσο και σύμμικτες κύριες δοκοί (με το χαλυβδόφυλλο παράλληλο στον άξονά τους) ανάλογα με τη θέση τους.

Οι κύριες δοκοί κατά X συνδέονται με τα υποστυλώματα με απλές στηρίξεις και λειτουργούν ως αμφιέρειστες καθώς η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Υπάρχουν τόσο μεταλλικές όσο και σύμμικτες κύριες δοκοί (με το χαλυβδόφυλλο κάθετο στον άξονά τους) ανάλογα με τη θέση τους.

Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε στις δοκούς οι οποίες παραλαμβάνουν τα φορτία των silo καθώς είναι μία περιοχή μεγάλης έντασης. Η έδραση των silo θεωρούμε ότι έχει διαμορφωθεί έτσι ώστε τα φορτία του κάθε silo να παραλαμβάνονται από δύο δοκούς κατά την χ διεύθυνση, οι οποίες συμπεριφέρονται ως αμφιαρθρωτές. Για την ενίσχυση της περιοχής αυτής διατάσσονται τέσσερις δοκοί κατά την y διεύθυνση ανά 1.75 m και προβλέπονται επιπλέον υποστυλώματα στο μέσο του κάθε ανοίγματος. Η μόρφωση της περιοχής των silo καθώς και το φορτίο με το οποίο καταπονούνται δίνονται στο Σχήμα 3.13.



Σχήμα 3.13: Περιοχή έδρασης silo.

Τα υποστυλώματα θεωρούνται συνεχή καθ' ύψος με κάποια από αυτά να σταματούν σε ενδιάμεσες στάθμες και λειτουργούν ως αμφίπακτα. Ο προσανατολισμός της διατομής τους έγινε έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να λειτουργεί στην πλαισιακή διεύθυνση. Στην

άλλη διεύθυνση συνεργάζονται με τους συνδέσμους δυσκαμψίας για την παραλαβή των φορτίων ανέμου.

Η στέγη διαμορφώνεται κατά αντιστοιχία με το μονώροφο τμήμα και αποτελείται από τεγίδες, ολόσωμα ζυγώματα και οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Η στατική τους λειτουργία έχει περιγραφεί αναλυτικά στο κεφάλαιο 3.2.

Για την προσομοίωση της πλάκας σκυροδέματος καθώς και της σύμμικτης λειτουργίας με τις δοκούς μελετήθηκαν δύο διαφορετικά προσομοιώματα, ένα με προσομοίωση όλων των μελών με γραμμικά στοιχεία και εισαγωγή της σύμμικτης λειτουργίας στις διατομές και ένα με προσομοίωση της πλάκας με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Οι παραδοχές και η διερεύνηση που έγινε σε κάθε προσομοίωμα παρουσιάζεται αναλυτικά παρακάτω.

### 3.3.1 Προσομοίωση με γραμμικά στοιχεία και σύμμικτες διατομές

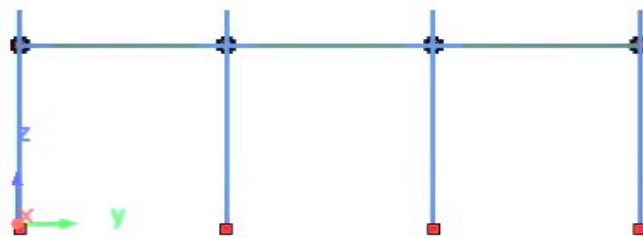
Στο προσομοίωμα του φέροντος οργανισμού του φορέα έγινε εξ ολοκλήρου με τη χρήση γραμμικών στοιχείων. Η διαφορά με το προσομοίωμα με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων για τις πλάκες, έγκειται στο γεγονός ότι τα στοιχεία δοκού εισάγονται ως σύμμικτες διατομές, όπου υπάρχει η σύμμικτη λειτουργία .

Το στατικό προσομοίωμα του φορέα θα πρέπει να αντικατοπτρίζει την αναμενόμενη συμπεριφορά των διατομών, των μελών, των κόμβων και των εδράσεων. Επομένως για τον ορθό προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών στις σύμμικτες δοκούς θα πρέπει να λάβουμε υπόψη

- τη διατμητική υστέρηση, με τον προσδιορισμό του συνεργαζόμενου πλάτους πλάκας σκυροδέματος
- τη ρηγμάτωση του σκυροδέματος , με την εφαρμογή ρηγματωμένης ανάλυσης
- την επιρροή του ερπυσμού και της συστολής ξηράνσεως , με τη χρήση μειωμένου μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος

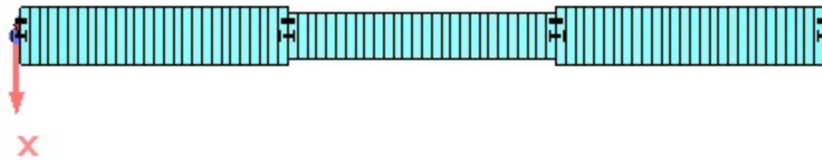
Για να εξετάσουμε την επιρροή των τριών αυτών παραγόντων στην κατανομή των εντατικών μεγεθών απομονώσαμε ένα ενδεικτικό πλαίσιο του φορέα (Σχήμα 3.14) και πραγματοποιήσαμε τις παρακάτω αναλύσεις. Μάλιστα επειδή το συνεργαζόμενο πλάτος μεταβάλλεται κατά μήκος της δοκού εξαρτώμενο από την κλίση του διαγράμματος ροπών εξετάσαμε και την περίπτωση μειωμένου συνεργαζόμενου πλάτους στις στηρίξεις.

Οι δράσεις που λήφθηκαν υπόψη στις αναλύσεις είναι το ι.β. του φορέα (g) και ένα κατακόρυφο γραμμικό φορτίο  $10 \text{ kN/m}$  (q) ,ενώ συνδυασμός τους για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι  $1.35g + 1.50 q$ .

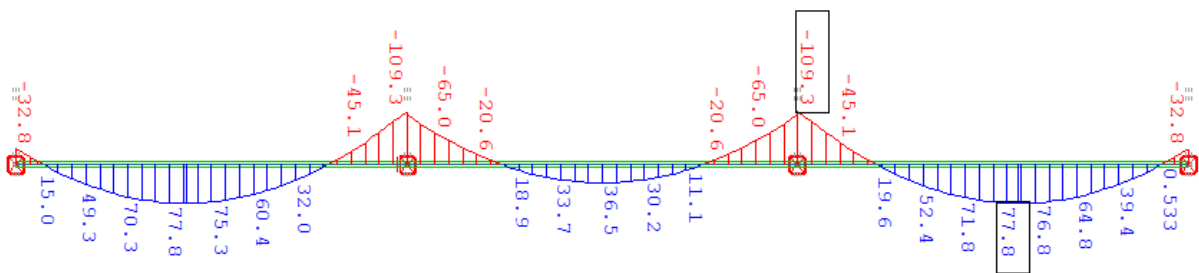


Σχήμα 3.14: Ενδεικτικό πλαίσιο τριών ανοιγμάτων μήκους 7.020m.

1. Αρηγμάτωση ανάλυση με σταθερό συνεργαζόμενο πλάτος καθ' όλο το μήκος της δοκού (ίσο με την τιμή του στο άνοιγμα) και μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος  $E_{cm}$

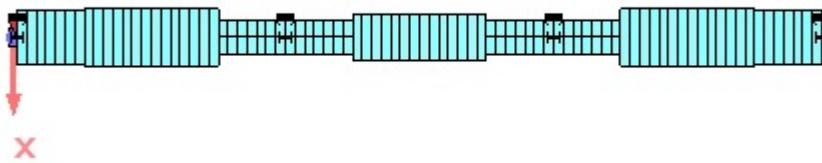


Σχήμα 3.15: Κάτοψη φορέα της πρώτης ανάλυσης.

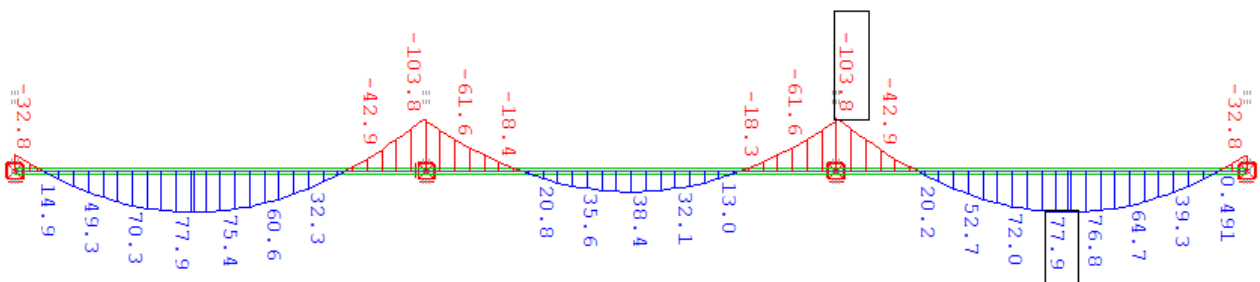


Σχήμα 3.16: Διάγραμμα ροπών κάμψεως  $M_y$  για την πρώτη ανάλυση (τιμές σε  $kN*m$ ).

2. Αρηγμάτωση ανάλυση με μειωμένο συνεργαζόμενο πλάτος στις στηρίξεις (σε μήκος 25% της τιμής του φατώματος) και μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος  $E_{cm}$ .

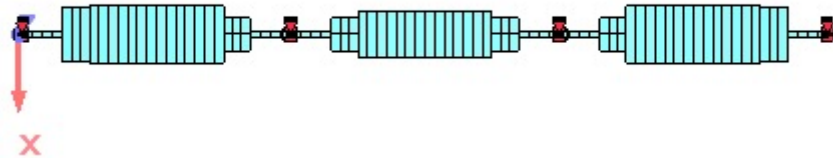


Σχήμα 3.17: Κάτοψη του φορέα της δεύτερης ανάλυσης.

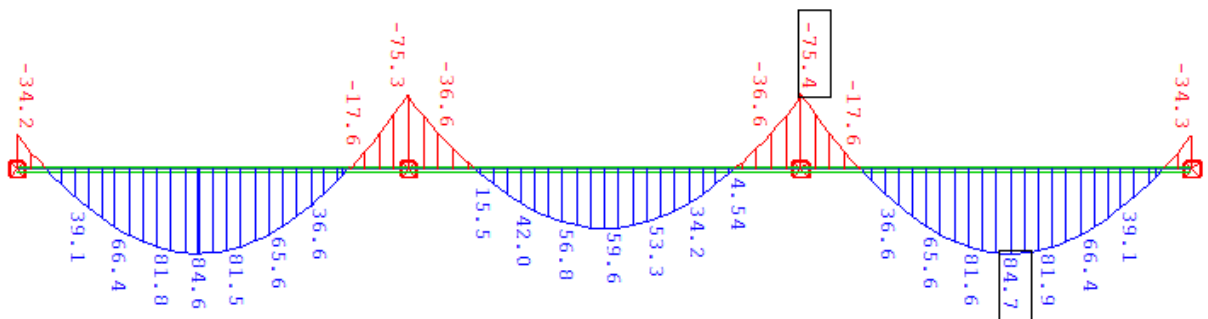


Σχήμα 3.18: Διάγραμμα ροπών κάμψεως  $M_y$  για τη δεύτερη ανάλυση (τιμές σε  $kN*m$ ).

3. Ρηγματωμένη ανάλυση με δυσκαμψία ρηγματωμένης διατομής (μόνο σιδηροδοκός) στις περιοχές των κόμβων επί μήκους 15% του φατνώματος, με μειωμένο συνεργαζόμενο πλάτος στις στηρίξεις (σε μήκος 25% της τιμής του φατνώματος) και μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος  $E_{cm}$ .

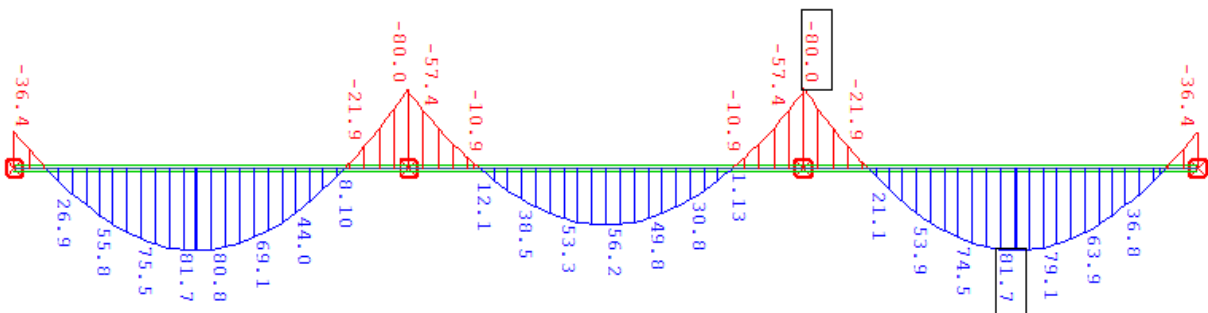


Σχήμα 3.19: Κάτοψη του φορέα της τρίτης ανάλυσης.



Σχήμα 3.20: Διάγραμμα ροπών κάμψεως  $M_y$  για την τρίτη ανάλυση (τιμές σε  $kN*m$ ).

4. Ρηγματωμένη ανάλυση με δυσκαμψία ρηγματωμένης διατομής (μόνο σιδηροδοκός) στις περιοχές των κόμβων επί μήκους 15% του φατνώματος, με μειωμένο συνεργαζόμενο πλάτος στις στηρίξεις (σε μήκος 25% της τιμής του φατνώματος) και μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος  $E_{cm}/2$ . Ο φορέας είναι ίδιος με αυτόν της τρίτης ανάλυσης με μόνη διαφορά το  $E$  του σκυροδέματος.



Σχήμα 3.21: Διάγραμμα ροπών κάμψεως  $M_y$  για την τέταρτη ανάλυση (τιμές σε  $kN*m$ ).

### Συμπεράσματα

Η επίδραση του μειωμένου συνεργαζόμενου πλάτους στις στηρίξεις είναι πολύ μικρή στον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών (~5%). Επομένως, θέλοντας συγχρόνως να αποφύγουμε και την υπερφόρτωση του αρχείου με δεδομένα, επιλέγουμε σταθερό συνεργαζόμενο πλάτος καθ' όλο το μήκος της δοκού ίσο με την τιμή του στο άνοιγμα, όπως άλλωστε επιτρέπεται και από τον Ευρωκώδικα 4. Παρ' όλα αυτά για τον έλεγχο των διατομών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη το ακριβές συνεργαζόμενο πλάτος.

Η εφαρμογή ρηγματωμένης ανάλυσης αντικατοπτρίζει την αναμενόμενη συμπεριφορά των σύμμικτων δοκών αφού μειώνει τις ροπές στις στηρίξεις και αυξάνει τις ροπές στα ανοίγματα. (αποδεκτή ανακατανομή της τάξης ~ 30 % σε σχέση με την αρηγμάτωτη ανάλυση). Για το λόγο αυτό προτείνεται γενικά στην περίπτωση δοκών πλαισιακών φορέων ώστε να μην προκύψουν υπερβολικά αυξημένες ροπές στα στηρίγματα.

Ο ερπυσμός και η συστολή ξήρανσης του σκυροδέματος προκαλεί μείωση της δυσκαμψίας των αρηγμάτωτων διατομών. Έτσι η χρήση του μειωμένου μέτρου ελαστικότητας ( $E_{cm}/2$ ), όπως προτείνεται από τις διατάξεις του Ευρωκώδικα για δοκούς κτιριακών έργων λαμβάνει υπόψη αυτήν την επιρροή του ερπυσμού που έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των βελών και την ανακατανομή των τάσεων στις διατομές με αύξηση των τάσεων στη σιδηροδοκό και μείωση των τάσεων στο σκυροδέμα.

Παρ' όλα αυτά στις περιπτώσεις σύμμικτων διατομών κατηγορίας 1 ή 2 χωρίς απαιτήσεις ελέγχου σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό οι αυτεντατικές καταστάσεις όπως είναι ο ερπυσμός και η συστολή ξήρανσης μπορούν να αγνοούνται και να λαμβάνονται υπόψη μόνο για τον έλεγχο των βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

### Συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4, Μέρος 1 το συνεργαζόμενο πλάτος του πέλματος πλακοδοκού εκατέρωθεν του κορμού δίνεται από τη σχέση ( $i=1,2$ )

$$b_{eff} = b_o + \sum b_{ei} \quad (3.1)$$

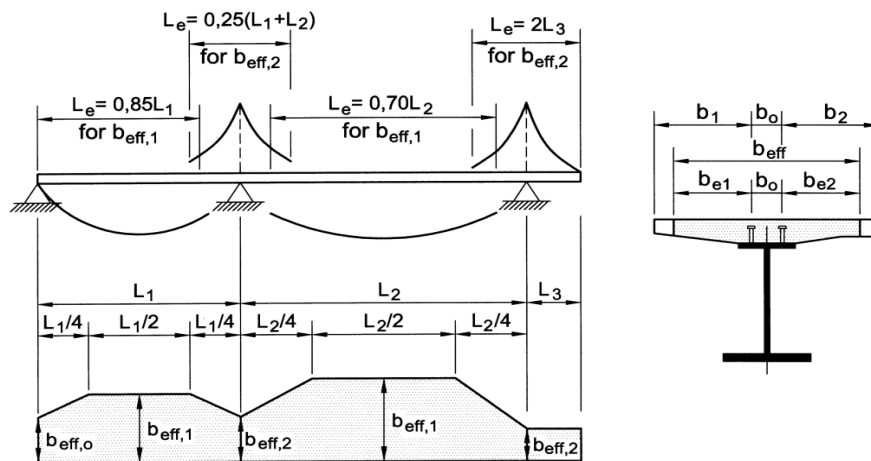
$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i \quad (3.2)$$

όπου :

$b_o = 0$  για κτιριακά έργα

$L_e =$  προσεγγιστική απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών (Σχήμα 3.18)

$b_i =$  απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσον μεταξύ παράλληλων κορμών ή μέχρι το ελεύθερο άκρο για κτίρια



Σχήμα 3.22: Ισοδύναμα ανοίγματα, για ισοδύναμο πλάτος του πέλατος σκυροδέματος (σχήμα 5.1 EN1994-1-1).

Αξίζει να σημειώσουμε ότι οι δοκοί έχουν τοποθετηθεί σε άνισες αποστάσεις λόγω των αρχιτεκτονικών περιορισμών για τη σωστή λειτουργία του κτιρίου. (Πολυάριθμες οπές, δοκοί για την παραλαβή μηχανολογικών φορτίων κτλ). Έτσι λόγω του περιορισμού της σχέσης (3.2) προκύπτουν διαφορετικά  $b_{eff}$ , ακόμα και για δοκούς ίδιου μήκους, ανάλογα με τη θέση των δοκών (ακραία ή ενδιάμεση) και την απόστασή τους από τις γειτονικές. Επιπλέον επειδή οι δοκοί του πρώτου ορόφου που παραλαμβάνουν τα φορτία των silo είναι ιδιαίτερα ισχυρές (π.χ. HEA 700) η συνεισφορά της πλάκας σκυροδέματος είναι πολύ μικρή και αμελείται.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα συνεργαζόμενα πλάτη για όλες τις σύμμικτες δοκούς του κτιρίου.

Πίνακας 3.1: Συνεργαζόμενα πλάτη πλάκας σκυροδέματος για τις σύμμικτες διατομές του

όροφος	δοκός και διεύθυνση	$L_e$ (m)	$b_{eff}$ (m)
1ος	δευτερεύουσες δοκοί xa	4,500	1,1050
	δευτερεύουσες δοκοί xb	4,500	1,0275
	δευτερεύουσες δοκοί xc	4,500	0,2500
	δευτερεύουσες δοκοί xd	4,500	0,6250
	δευτερεύουσες δοκοί y	3,605	0,4510
	δοκοί silo x	7,000	1,6750
	κύριες δοκοί ye	7,020	1,2280
	κύριες δοκοί yf	7,020	0,6140
	κύριες δοκοί yg	7,020	0,6140
	κύριες δοκοί xa	4,500	0,5630
2ος/3ος/4ος	κύριες δοκοί xb	7,000	1,7500
	κύριες δοκοί xc	2,000	0,2130
	δευτερεύουσες δοκοί xa	4,500	1,1250
	δευτερεύουσες δοκοί xb	2,500	0,6250
	δευτερεύουσες δοκοί xc	2,000	0,2500
	δευτερεύουσες δοκοί y	3,605	0,4510
5ος	κύριες δοκοί y	7,020	0,6140
	κύριες δοκοί x	2,500	0,3125
	δευτερεύουσες δοκοί xa	4,500	1,1250
	δευτερεύουσες δοκοί xb	2,500	0,6250
	δευτερεύουσες δοκοί xc	2,000	0,2500
	δευτερεύουσες δοκοί y	3,605	0,4510
	δοκοί πάνω από silo	7,000	1,7500
	κύριες δοκοί ya	2,157	0,2700
	κύριες δοκοί yb	7,020	0,6140
	κύριες δοκοί yc	7,020	1,2280
	κύριες δοκοί xa	4,500	0,5625
	κύριες δοκοί xb	7,000	1,7500

### 3.3.2 Προσομοίωση σκυροδέματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία

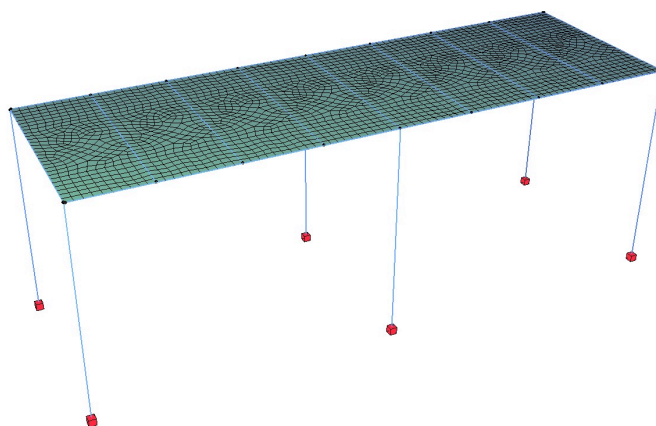
Πριν την δημιουργία του μοντέλου του κτιρίου φτιάξαμε ένα πιο απλό προσομοίωμα, για να μπορέσουμε να ελέγξουμε τις δυνατότητες του προγράμματος σε ότι αφορά τη σωστή προσομοίωση του σκυροδέματος από επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Επίσης κατά πόσο είναι δυνατό, αλλάζοντας τις ιδιότητες του υλικού και τις επιλογές που μας δίνει το πρόγραμμα στα επιφανειακά στοιχεία, να οδηγήσουμε την απόκριση της κατασκευής εκεί που εμείς θέλουμε όσον αφορά την παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων.

Αρχικά δημιουργήσαμε ένα προσομοίωμα το οποίο αποτελείται από μια πλάκα πάχους 15 εκατοστών και διαστάσεων 14 x 4.5 μέτρων, δοκούς IPE300 και υποστυλώματα HEA400 ύψους 5 μέτρων. Τα υλικά είναι ίδια με αυτά που χρησιμοποιούμε στη μελέτη του κτηρίου, χάλυβα S355 και σκυρόδεμα C25/30. Οι δοκοί κατά την X διεύθυνση είναι συνεχείς, τοποθετούνται ανά 4.5 μέτρα και θεωρούνται κύριες ενώ οι δοκοί κατά την Y διεύθυνση είναι αμφιαρθρωτές, τοποθετούνται ανά 1.75 μέτρα και θεωρούνται δευτερεύουσες. Στην πλάκα έχει τοποθετηθεί κινητό φορτίο 10 kN/m<sup>2</sup>. Η γεωμετρία επιλέχθηκε έτσι ώστε να είναι όσο πιο κοντά γίνεται στη γεωμετρία του κτηρίου και φαίνεται στο Σχήμα 3.23.

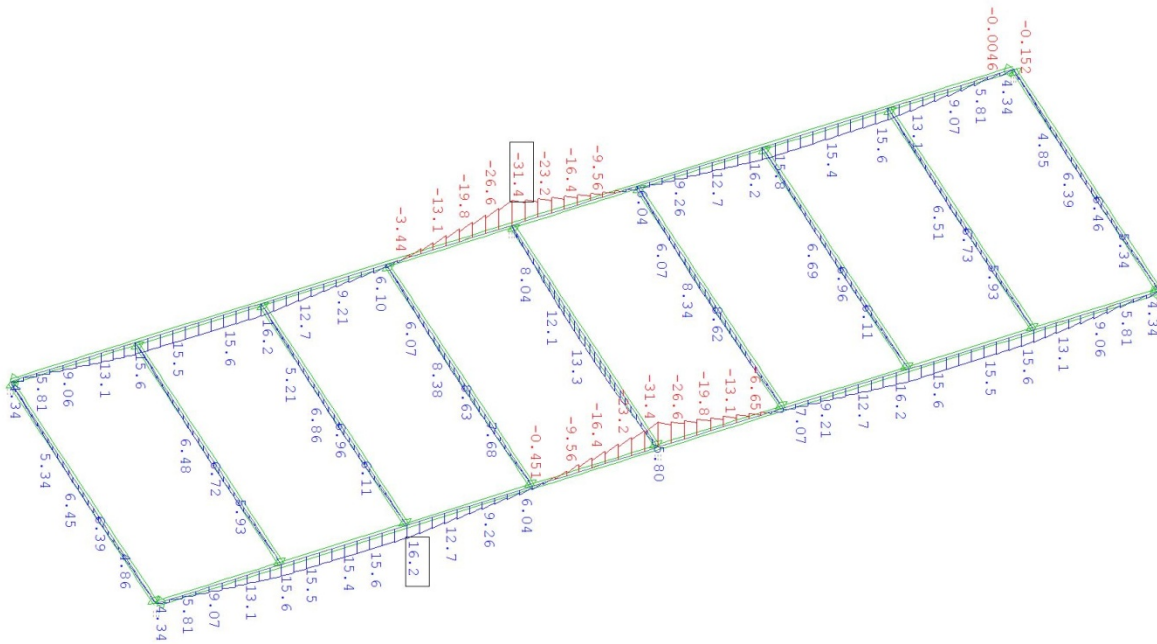
Οι προεπιλογές του προγράμματος θεωρούν ότι το υλικό των επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων λειτουργεί ισότροπα. Επίσης δεν λαμβάνει υπόψη την ρηγμάτωση του σκυροδέματος και τον ερπυσμό γεγονός που οδηγεί σε λανθασμένα αποτελέσματα, καθώς δίνει πολύ μικρά εντατικά μεγέθη στα δοκάρια και αρνητικές ροπές στα άκρα αμφιαρθρωτών μελών.

Οι τροποποιήσεις που γίνονται με στόχο την προσέγγιση της πραγματικής απόκρισης του φορέα αφορούν την ορθότροπη λειτουργία του σκυροδέματος καθώς και την δημιουργία κατάλληλων ζωνών με μειωμένες ιδιότητες σκυροδέματος αλλάζοντας το μέτρο ελαστικότητας E και το πάχος t κατά τη μία διεύθυνση.

 SOFISTIK



Σχήμα 3.23: Αξονομετρικό σχέδιο του διερευνητικού προσομοιώματος.



Σχήμα 3.24: Ροπές  $M_y$  για ισότροπο υλικό (  $E$ ,  $t$  ).

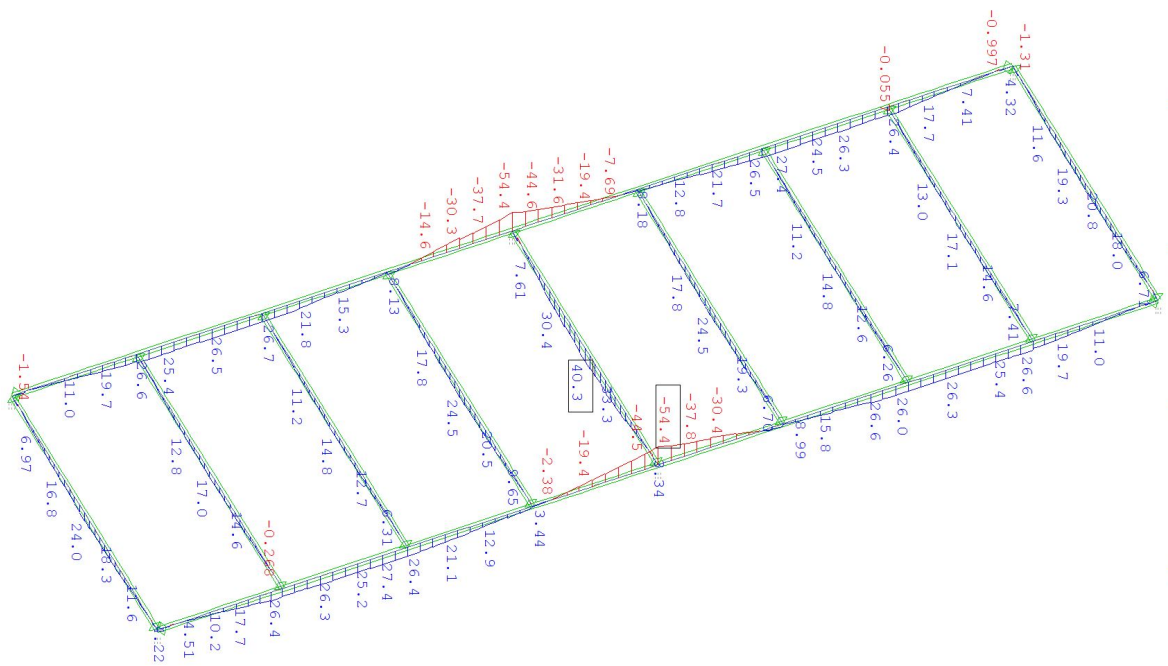
Το αρχικό μοντέλο λειτουργεί με τις προεπιλογές του προγράμματος και χωρίς την μεταβολή των ιδιοτήτων του υλικού. Λειτουργεί δηλαδή, ισότροπα με  $E$  και πάχος  $t$  και στις δύο διευθύνσεις. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.24 οι ροπές που παραλαμβάνουν τα μεταλλικά στοιχεία, ιδιαίτερα οι δευτερεύουσες, είναι μικρές και καθόλου αντιπροσωπευτικές της πραγματικής τους εντατικής κατάστασης. Φαίνεται ουσιαστικά ότι ένα μεγάλο μέρος της ροπής το αναλαμβάνει η πλάκα.

Στη συνέχεια θέλοντας τα μεταλλικά στοιχεία να παραλαμβάνουν μεγαλύτερο μέρος της ροπής μετατρέπουμε το υλικό σε ορθότροπο και ταυτόχρονα μειώνουμε τις ιδιότητες του σκυροδέματος. Αυτό που θέλουμε να πετύχουμε είναι να οδηγήσουμε την παραλαβή των φορτίων στις δευτερεύουσες δοκούς και στην συνέχεια στις κύριες. Για αυτό το λόγο μειώνουμε το πάχος του σκυροδέματος στο μισό στην παράλληλη με αυτές διεύθυνση. Τα διαγράμματα των ροπών για αυτό το μοντέλο παραθέτονται στο Σχήμα 3.25. Παρατηρούμε ότι τα μεταλλικά στοιχεία παραλαμβάνουν αρκετά μεγαλύτερες ροπές ωστόσο εμφανίζονται αρνητικές ροπές στα άκρα των δευτερευουσών δοκών, στα σημεία όπου υπάρχουν υποστυλώματα. Παρ' όλα αυτά είναι αρκετά μικρές σε σχέση με τις θετικές ροπές οπότε μπορούμε να τις αγνοήσουμε προς το παρόν.

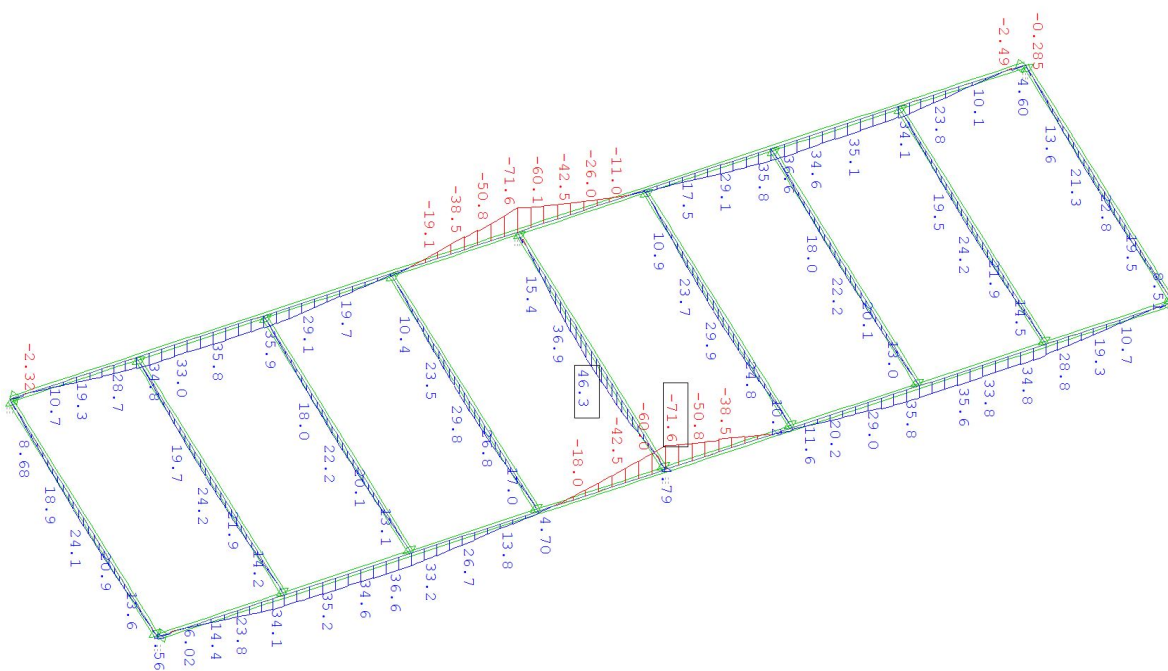
Για να λάβουμε υπόψιν τον ερπυσμό του σκυροδέματος αλλάζουμε το μέτρο ελαστικότητας σε  $E/2$ . Έτσι τώρα το σκυρόδεμα κατά την  $X$  διεύθυνση λειτουργεί με  $E/2$  και  $t/2$ . Τα διαγράμματα ροπών για αυτό το μοντέλο παραθέτονται στο Σχήμα 3.26. Παρατηρούμε ότι οι ροπές των μεταλλικών στοιχείων αυξήθηκαν περισσότερο.

Τέλος για να ελέγξουμε την απόκριση της κατασκευής στην περίπτωση όπου υπάρχουν ενδιάμεσες δοκοί (όπως συμβαίνει στον πρώτο και στον πέμπτο όροφο του κτηρίου) δημιουργούμε ένα αντίστοιχο τμήμα διαστάσεων  $14 \times 4.5$  μέτρων έτσι ώστε να έχουμε 3 κύριες δοκούς (Σχήμα 3.27). Διατηρώντας τις αλλαγές του προηγούμενου μοντέλου, παρατηρούμε ότι στην περιοχή της ενδιάμεσης κύριας δοκού εμφανίζονται αρνητικές ροπές στα δευτερεύοντα δοκάρια.

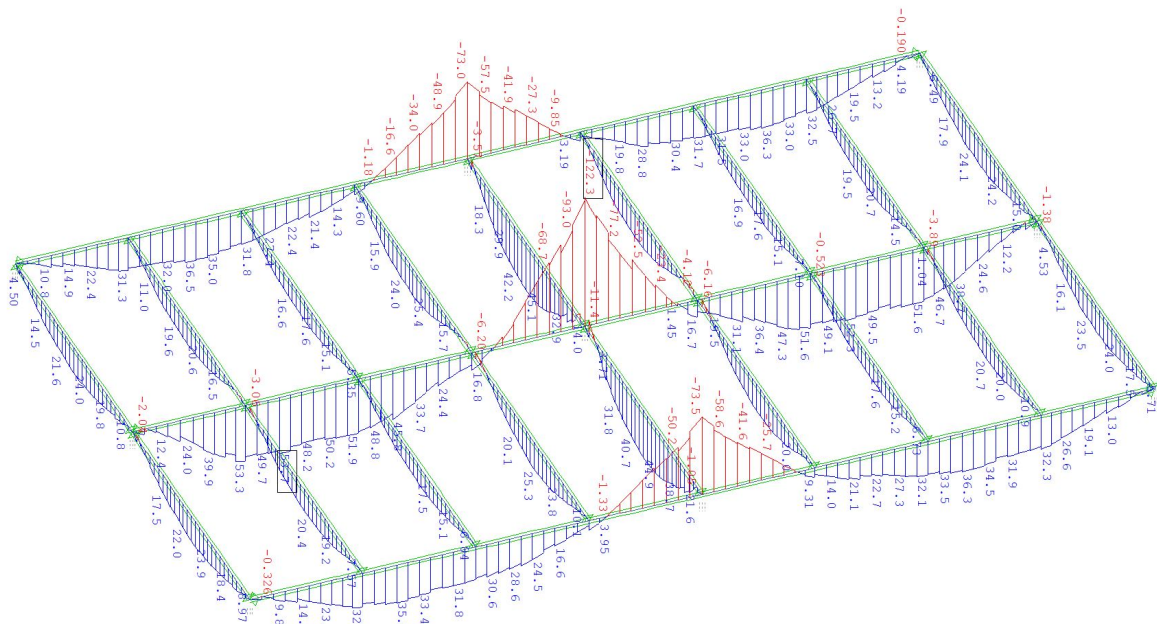




Σχήμα 3.25: Ροπές  $M_y$  για ορθότροπο υλικό με  $E, t/2$ .

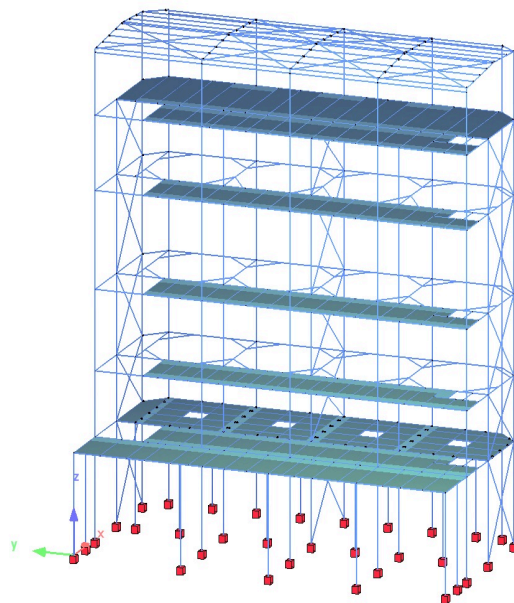


Σχήμα 3.26: Ροπές  $M_y$  για ορθότροπο υλικό  $E/2, t/2$ .



Σχήμα 3.27: Ροπές  $M_y$  για ορθότροπο υλικό  $E/2$ ,  $t/2$ .

Το προσομοίωμα του κτηρίου βασίστηκε στην παραπάνω λογική όσο αφορά τα επιφανειακά στοιχεία, ωστόσο λόγω της πολυπλοκότητάς του και της μη συμμετρικότητας του χρειάστηκαν να γίνουν περαιτέρω αλλαγές. Οι αρνητικές ροπές που εμφανίζονταν στα δευτερεύοντα δοκάρια ήταν σημαντικές και δεν μπορούσαν να αγνοηθούν. Για τον λόγο αυτό δημιουργήσαμε ζώνες πλάτους ενός μέτρου με ακόμα πιο μειωμένες ιδιότητες σκυροδέματος. Οι ζώνες φαίνονται στο Σχήμα 3.24 και έχουν  $E/4$  και  $t/4$ , ενώ οι υπόλοιπες περιοχές έχουν  $E/2$  και  $t/4$ .



Σχήμα 3.28: Προσομοίωμα σκυροδέματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.

Το προσομοίωμα αυτό, όπως είπαμε δημιουργήθηκε έτσι ώστε να αντικατοπτρίζει με τον καλύτερο δυνατό τρόπο την παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων από τις δοκούς. Ωστόσο δεν είναι αντιπροσωπευτικό σε ότι αφορά την απόκριση της κατασκευής στις οριζόντιες μετακινήσεις. Αυτό συμβαίνει επειδή οι ιδιότητες του σκυροδέματος έχουν μειωθεί σημαντικά και η πλάκα δεν λειτουργεί ως διάφραγμα. Για το λόγο αυτό ο έλεγχος στην Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας για τις οριζόντιες μετακινήσεις πραγματοποιήθηκε για ισότροπο υλικό και χωρίς τροποποιήσεις στις ιδιότητες του σκυροδέματος.

## 4 Έλεγχος και διαστασιολόγηση

### 4.1 Εισαγωγή

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής έγινε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και 4 που αφορούν τις μεταλλικές και τις σύμμικτες κατασκευές αντίστοιχα και πραγματοποιήθηκε με την βοήθεια του προγράμματος SteelMembers. Οι διατομές επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων, να υπάρχει η μεγαλύτερη δυνατή εκμετάλλευσή τους και η κατασκευή στο σύνολό της να είναι οικονομική τόσο κατά την διάρκεια λειτουργίας της όσο και κατά την ανέγερση.

Κατά την διάρκεια των επαναλήψεων ανάλυσης και διαστασιολόγησης έγιναν αρκετές αλλαγές στα μοντέλα προσομοίωσης με στόχο την βελτιστοποίηση της απόκρισης της κατασκευής έναντι των επιβαλλόμενων φορτίων. Ακολουθεί η περιγραφή της διαστασιολόγησης των δομικών στοιχείων του μονώροφου και του πολυώροφου τμήματος

### 4.2 Διαστασιολόγηση μονώροφου τμήματος

#### 4.2.1 Στέγαστρο

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει το στέγαστρο είναι ιδιαίτερα εύκαμπτο και ευάλωτο σε σημαντικές κατακόρυφες μετακινήσεις. Το σύστημα που παραλαμβάνει τα φορτία του στεγάστρου αποτελείται από την εσχάρα δοκών, τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, τους αναρτήρες και τους μετωπικούς στύλους.

Τα κύρια δοκάρια έχουν συνολικό μήκος 15m και συνδέονται αρθρωτά με τους μετωπικούς στύλους και τα υποστυλώματα του πρώτου πλαισίου. Σε απόσταση 12 μέτρων από τη στήριξή τους κοχλιώνονται οι αναρτήρες του στεγάστρου. Για το λόγο αυτό θεωρούμε μήκος λυγισμού στον ισχυρό άξονα  $l_y=12.00m$ , ενώ στον ασθενή  $l_z=3.00m$  λόγω της εξασφάλισης που προσφέρουν οι δευτερεύουσες δοκοί και τα χιαστί. Πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι σε κάμψη και σε λυγισμό.

Τα δευτερεύοντα δοκάρια θεωρούμε ότι είναι αμφίπακτα μήκους 4.95m ανά 3m που λειτουργούν σε συνεργασία με τα κύρια ως εσχάρα. Θεωρούμε ως μήκος λυγισμού και στις δύο διευθύνσεις  $l_y=l_z=4.950m$ . Κρίσιμο εντατικό μέγεθος προέκυψε η ροπή κάμψης  $M_y$ .

Οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας δέχονται μόνο αξονικές δυνάμεις και διαστασιολογήθηκαν θεωρώντας ότι λειτουργούν μόνο οι εφελκόμενες ράβδοι. Οι δυνάμεις που δέχονται κατά την αστοχία είναι αρκετά μικρές και αποφασίσαμε να βάλουμε μεγαλύτερη διατομή από αυτήν που επαρκεί για να προσφέρουμε μεγαλύτερη δυσκαμψία στο στέγαστρο.

Οι αναρτήρες έχουν μήκος 12.1947 m και είναι αμφιαρθρωτά στοιχεία. Λόγω του μεγάλου μήκους τους άλλα και της μεγάλης διατομής που απαιτείται, οι αναρτήρες έχουν μεγάλο βάρος που δίνει μια υπολογίσιμη κάμψη. Για το λόγο αυτό στην προσομοίωσή τους χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού με ελευθερώσεις ροπής και στα δύο άκρα. Οι αναρτήρες σε όλες τις περιπτώσεις φορτίσεων εφελκούνται ,εκτός από την περίπτωση της













## CROSS SECTIONS RESISTANCES

Cross Section Type : U160

Material = S355

CLASS = 1

	My(kNm)	Mz(kNm)	Qy(kN)	Qz(kN)	N(kN)
Applied:	-7.750	0.644	0.000	0.000	-36.200
Resist.:	44.891	11.357	254.336	218.282	774.545
Ratio :	0.173	0.057	0.000	0.000	0.047
Ratio for (N +V + M) = 0.087					

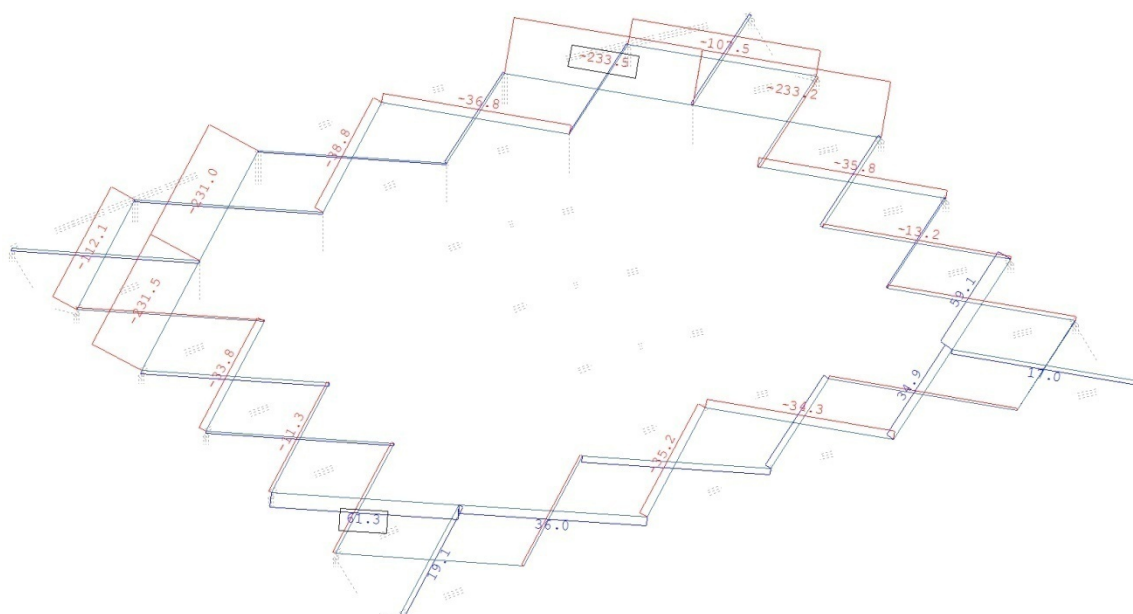
### 4.2.3 Οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, κεφαλοδοκοί

Οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας δέχονται μόνο αξονικά φορτία και διαστασιολογήθηκαν θεωρώντας ότι λειτουργούν μόνο οι εφελκόμενες ράβδοι. Δηλαδή θεωρούμε ότι οι θλιβόμενες ράβδοι θα έχουν ήδη λυγίσει οπότε δεν λειτουργούν και οι εφελκόμενες πρέπει να μπορούν να παραλάβουν το σύνολο της δύναμης.

Στο προσομοίωμα με ολόσωμα ζυγώματα στο loadcase LC5 που αφορά την υποπίεση του στεγαστρου, τέσσερις χιαστί σύνδεσμοι καταπονούνται από μεγάλες αξονικές συγκριτικά με τους υπόλοιπους, (Σχήμα 4.2), είναι δηλαδή οι κρίσιμες και θεωρήσαμε αντικοινομικό να τους διαστασιολογήσουμε όλους με βάση αυτούς. Οπότε αποφασίσαμε να τους διαστασιολογήσουμε ξεχωριστά και να τοποθετήσουμε σε αυτά τα ζευγάρια των χιαστί συνδέσμων με τις μεγάλες αξονικές διπλά γωνιακά.

Εν τέλει η μέγιστη αξονική για τα απλά γωνιακά προέκυψε 112.1 kN οπότε η εφελκυστική δύναμη διαστασιολόγησης είναι η διπλάσια, δηλαδή 224.2 kN και για τα διπλά γωνιακά η μέγιστη αξονική προέκυψε 233.5 kN, άρα η δύναμη διαστασιολόγησης είναι 467 kN. Τοποθετήσαμε L70x7 και 2 x L70x7 με αντοχή σε αξονικές δυνάμεις 303.36 kN και 606.72 kN αντίστοιχα.

Στο προσομοίωμα με δικτυωτά ζυγώματα επιλέχθηκε η διατομή L 70x7 για όλους τους χιαστί συνδέσμους.



Σχήμα 4.1: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για τους οριζόντιους χιαστί συνδέσμους στο προσομοίωμα με ολόσωμα ζυγώματα.





















## CROSS SECTIONS RESISTANCES

Cross Section Type : SHS100\*5

Material = S355

CLASS = 1

My(kNm)	Mz(kNm)	Qy(kN)	Qz(kN)	N(kN)
Applied: 0,000	0,000	0,000	0,000	-148,100
Resist.: 23,679	23,679	192,559	192,559	667,045
Ratio : 0,000	0,000	0,000	0,000	0,222
Ratio for (N +V + M) = 0,000				

### 4.2.8 Οριζόντια δικτυώματα προσομοιώματος με δικτυωτά ζυγώματα

Μήκος λυγισμού όλο το μήκος τους:  $l_y=l_z=6.690$  m. Για τη διαστασιολόγηση κάνουμε την παραδοχή ότι λειτουργούν μόνο τα εφελκόμενα μέλη. Διαστασιολογούνται για εφελκυστική δύναμη  $2*182.9=365.8$  kN και τοποθετείται η διατομή SHS 90x3.6.

### 4.3 Διαστασιολόγηση πολύροφου τμήματος

Ο σχεδιασμός και η ανάλυση των σύμμικτων δοκών έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 [5]. Κατά τη διαστασιολόγηση έχουμε θεωρήσει πλήρη διατμητική σύνδεση, θεωρούμε δηλαδή ότι εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος. Αυτό επιτυγχάνεται με κατάλληλη επιλογή διατμητικών ήλων και τήρηση των περιορισμών σχετικά με τις μεταξύ τους αποστάσεις.

#### 4.3.1 Σύμμικτες δευτερεύουσες δοκοί

Ο ρόλος των δευτερευουσών δοκών είναι η παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων και η μεταφορά τους στις κύριες δοκούς. Οι δοκοί είναι σύμμικτες με το χαλυβδόφυλλο κάθετα στον άξονα της δοκού. Για το λόγο αυτό θεωρούμε ενεργό ύψος σκυροδέματος αυτό που βρίσκεται πάνω από το χαλυβδόφυλλο, δηλαδή  $h_c = 77$  mm. Η έδραση τους επί των κύριων δοκών είναι απλή στήριξη. Παρακάτω παρουσιάζεται αναλυτικά η διαστασιολόγηση και οι έλεγχοι των δευτερευουσών δοκών του 1ου ορόφου. Επειδή κρίσιμος αποδείχτηκε ο έλεγχος για περιορισμό των βελών παρουσιάζεται πρώτα η Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας όπου πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση με τη μέθοδο ισοδύναμης διατομής. Αντίστοιχη διαδικασία ακολουθήσαμε και για τις δευτερεύουσες δοκούς των υπόλοιπων ορόφων.

- Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

#### Φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής το φέρον στοιχείο είναι η σιδηροδοκός και τα φορτία που παραλαμβάνει είναι το ίδιο βάρος σιδηροδοκού ( $G_a$ ) και το ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος ( $G_1$ ) για ειδικό βάρος νωπού σκυροδέματος  $\gamma=26$  kN/m<sup>3</sup>.

$$\text{Βέλος } \delta_1 (G_a, G_1): \delta_1 = \frac{5 \cdot g \cdot l^4}{384 \cdot EI_a} \quad (4.3)$$

### Φάση λειτουργίας

Η δοκός λειτουργεί πλέον ως σύμμικτη και τα φορτία που παραλαμβάνει είναι τα λοιπά μόνιμα ( $G_2$ ) και τα ωφέλιμα (Q)

$$\text{Βέλος } \delta_{21}(G_2) : \delta_{21} = \frac{5 \cdot g_2 \cdot l^4}{384 \cdot EI_e} \text{ με } E_{cm}/2 \quad (4.4)$$

$$\text{Βέλος } \delta_{22}(Q) : \delta_{22} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI_e} \text{ με } E_{cm} \quad (4.5)$$

$$\text{Βέλος } \delta_2 : \delta_2 = \delta_{21} + \delta_{22} \quad (4.6)$$

όπου  $E_{cm}$  είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος για βραχυχρόνιες φορτίσεις.

Για τα πρόσθετα μόνιμα λαμβάνουμε μειωμένο μέτρο ελαστικότητας ( $E_{cm}/2$ ) για να ληφθεί υπόψη ο ερπυσμός και η συστολή ξήρανσης.

$$\text{Συνολικό Βέλος} : \delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 \quad (4.7)$$

Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής για τη σύμμικτη διαδοκίδα του πρώτου ορόφου.

Μεταλλική διατομή: IPE 200 (χάλυβας S355)

$$A_a = 28.48 \text{ cm}^2$$

$$z_a = 25 \text{ cm}$$

$$I_{a,o} = 1943 \text{ cm}^4$$

Πλάκα σκυροδέματος (C25/30)

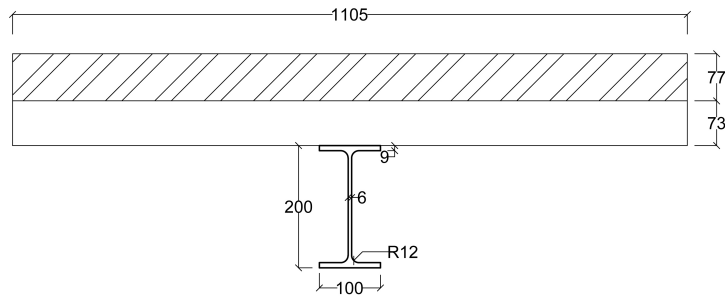
$$b_{\text{eff}} = 110.5 \text{ cm}$$

$$h_c = 7.7 \text{ cm}$$

$$A_c = 850.85 \text{ cm}^2$$

$$z_c = 3.85 \text{ cm}$$

$$I_{c,o} = 4203.91 \text{ cm}^4$$



Μέθοδος ισοδύναμης διατομής (στάδιο I, αρηγμάτωτη διατομή, σκυρόδεμα υπό θλίψη)

$$\eta = \frac{E_a}{E_c} \quad (4.8)$$

$$\text{Εμβαδόν διατομής: } A_e = A_a + \frac{A_c}{\eta} \quad (4.9)$$

$$\text{Κέντρο βάρους } S : z_e = \frac{A_a \cdot z_a + A_c \cdot \frac{z_c}{\eta}}{\eta} \quad (4.10)$$

$$\text{Ροπή αδρανείας: } I_e = I_{a,o} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,o}}{\eta} + \frac{A_c}{\eta} \cdot (z_c - z_e)^2 \quad (4.11)$$

Από υπολογιστικό φύλλο excel προκύπτουν σύμφωνα με τους παραπάνω τύπους:  $\eta=6.885$ ,  $A_e=139.389 \text{ cm}^2$ ,  $z_e=7.564 \text{ cm}$ ,  $I_e=11538.038 \text{ cm}^4$ .

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του 1993-1-1 για τα όρια των κατακόρυφων βελών, για πατώματα ισχύουν οι παρακάτω περιορισμοί:

- $\delta_{\max} \leq L/250$
- $\delta_2 \leq L/300$



### Κατάταξη διατομής

Οι διαδοκίδες είναι αμφιέριστες, άρα καταπονούνται με θετικές ροπές. Θεωρούμε πλαστική κατανομή τάσεων στη δοκό για να βρούμε τη θέση του ουδέτερου άξονα. Έστω ότι ο ουδέτερος άξονας είναι εντός της πλάκας .

$$\text{Θλιπτική δύναμη: } D = b \cdot z_o \cdot 0.85 \cdot f_{cd} \quad (4.12)$$

$$\text{Εφελκυστική δύναμη: } Z = A_a \cdot f_{yd} \quad (4.13)$$

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα από τη συνθήκη: } D = Z \rightarrow z_o = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} \leq d \quad (4.14)$$

Από τις παραπάνω σχέσεις προκύπτει  $D=156.579 \text{ kN}$ ,  $Z=1011,04 \text{ kN}$  και  $z_o=6.46 \text{ cm} < 7.7 \text{ cm}$  Άρα ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος και η μεταλλική διατομή εφελκύεται και είναι κατηγορίας 1. Ακόμα θεωρούμε ότι υπάρχει επαρκές ποσοστό οπλισμού στην πλάκα (σύμφωνα με τις προδιαγραφές του Ευρωκώδικα). Επομένως επιτρέπεται πλαστική ανάλυση.

### Έλεγχος σε κάμψη

Η συμβολή του οπλισμού της πλάκας αγνοείται .

$$\text{Πλαστική ροπή αντοχής: } M_{pl,Rd} = Z \cdot (z_a - \frac{z_o}{2}) = A_a \cdot f_{yd} \cdot (z_a - \frac{z_o}{2}) \quad (4.15)$$

$$\text{άρα } M_{pl,Rd}=220.12 \text{ kNm} > M_{ed}=109.8 \text{ kNm}$$

### Έλεγχος σε διάτμηση

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού

$$\text{Πλαστική αντοχή σε τέμνουσα: } V_{pl,a,Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_M} \quad (4.16)$$

$$V_{pl,a,Rd} = 14 \cdot \frac{35.5 / \sqrt{3}}{1.00} = 286.94 \text{ kN}$$

$$\text{άρα } V_{pl,a,Rd}=286.94 \text{ kN} > V_{ed}= 89.7 \text{ kN}$$

### Έλεγχος ευστάθειας

Στον Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN1994-1-1 αναφέρεται ότι στις σύμμικτες δοκούς όταν το χαλύβδινο πέλμα συνδέεται με την πλάκα σκυροδέματος, απλή ή σύμμικτη, με διατμητική σύνδεση σύμφωνα με την παράγραφο 6.6 του κανονισμού, μπορεί να θεωρηθεί πλευρικά εξασφαλισμένο, με την προϋπόθεση ότι παρεμποδίζεται η πλευρική αστάθεια της πλάκας σκυροδέματος. Σύμφωνα με τους παραπάνω ελέγχους διαστασιολογήθηκαν και οι δευτερεύουσες δοκοί των υπόλοιπων ορόφων. Πιο συγκεκριμένα επιλέχθηκε IPE 180 για τις δευτερεύουσες δοκούς του 2ου, 3ου, 4ου και 5ου ορόφου (με μήκος 4.50 m) και IPE 270 για τις δοκούς πάνω από τα silo (μήκους 7.00 m).

Πίνακας 4.3: Αναλυτικός έλεγχος βελών δευτερευουσών δοκών.

Αναλυτικός έλεγχος βελών δευτερευουσών δοκών		
	2ος/3ος/4ος/5ος όροφος	5ος όροφος
Διατομή	IPE 180	IPE270
$A_{\alpha}$ (cm <sup>2</sup> )	23.950	45.950
$G_a$ (kN/m)	0.188	0.361
$I_{\alpha}$ (cm <sup>4</sup> )	1317.000	5790.000
L(m)	4.500	7.000
$b_{eff}$ (cm)	112.500	141.900
$z_a$ (cm)	24.000	28.500
$z_c$ (cm)	3.850	3.850
$I_c$ (cm <sup>4</sup> )	4279.997	5398.503
$\delta_{ιδ.β.}$ (mm)	0.363	0.928
$\delta_{νωπού\ σκυρ.}$ (mm)	13.394	17.839
$\delta_1$ (mm)	13.757	18.767
$\eta$	6.885	6.885
$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	866.250	1092.630
$A_e$ (cm <sup>2</sup> )	149.763	204.642
$z_e$ (cm)	7.072	9.385
$I_e$ (cm <sup>4</sup> )	10107.758	28225.136
$G_2$ (kN/m)	0.000	0.000
$\delta_{21}$ (mm)	0.000	0.000
Q (kN/m)	10.674	10.818
$\delta_{22}$ (mm)	2.685	5.706
$\delta_{max}$ (mm)	16.442	24.473
$\delta_{22}$ επιτρεπόμενο (mm)	18.000	28.000
$\delta_{max}$ επιτρεπόμενο (mm)	15.000	23.333

### 4.3.2 Κύριες δοκοί

Οι σύμμικτες κύριες δοκοί του κτιρίου έχουν πλαισιακή λειτουργία και κρίσιμη για τη διαστασιολόγηση προέκυψε η αρνητική ροπή στους κόμβους. Στις περιοχές αυτές το σκυρόδεμα εφελκύεται και έτσι η επιρροή του αγνοείται. Επομένως η διαστασιολόγηση τόσο για τις σύμμικτες δοκούς ,όσο και για τις δοκούς στην περιοχή των silo όπου θεωρούμε ότι δεν υπάρχει σύμμικτη λειτουργία ,έγινε με βάση τη σιδηροδοκό με τη βοήθεια του προγράμματος SteelMembers. Για τις σύμμικτες κύριες δοκούς τα μήκη λυγισμού που λήφθηκαν υπόψη, είναι για λυγισμό κατά y το μήκος μεταξύ διαδοχικών υποστυλωμάτων ,ενώ για λυγισμό κατά z η μέγιστη απόσταση μεταξύ των διαδοκίδων. Για τις υπόλοιπες δοκούς τα μήκη λυγισμού διαφέρουν ανάλογα με τη θέση τους στο κτίριο. Τα βέλη των κύριων δοκών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας προέκυψαν εντός των επιτρεπτών ορίων με βάση τον Ευρωκώδικα. Παρακάτω παρατίθεται ενδεικτικά ο έλεγχος της ενδιάμεσης κύριας δοκού του πρώτου ορόφου.







Πίνακας 4.5: Δοκοί έδρασης silo.

Δοκοί έδρασης silo			
Προσομοίωμα	Με γραμμικά στοιχεία	Με πεπερασμένα στοιχεία	
Μέλος	Διατομή		
X	HEA 700	HEA 600	
Y	IPE 360	IPE 360	

#### 4.3.4 Υποστυλώματα

Για τα υποστυλώματα ως μήκος λυγισμού και στις δύο διευθύνσεις λήφθηκε το μέγιστο ύψος ορόφου που είναι ίσο με 6.900 m. Πραγματοποιήθηκε έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό και επιλέχθηκαν διατομές από τη σειρά HEB με εξαίρεση τα δύο ενδιάμεσα υποστυλώματα στην περιοχή των silo. Τα υποστυλώματα αυτά λόγω της σύνδεσής τους με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας παρουσιάζουν ιδιαίτερα αυξημένη θλιπτική δύναμη οπότε η διατομή τους επιλέχθηκε από τη σειρά HEM, όπως φαίνεται στον παρακάτω έλεγχο.

```

>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>><<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<
B E A M: Ενδιάμεσο υποστυλώμα silo   L O A D C A S E : 17
>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>><<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<<
Buckling length in Strong Axis = 6900.0 mm   Buckling length in Weak Axis = 6900.0 mm
M E M B E R ' S   R E S I S T A N C E S
Buckling curves: Y-Y = "   Z-Z = "
Factor C1 = 1.000 Factor C2 = 0.000 Factor C3 = 0.000
Lt1 = 53.291   XLt = 0.849   x(min) = 0.765   ky = 1.261   kz = 1.500   klt = 0.962 (EC3 Par. 5.5.4)
Check in Axial Compression: NbRd = 7802.780 > 4529.000 = Nsd (EC3 Par. 5.5.1)
Bending and Axial Compression Factor = 0.867 < 1.00 EC3 (Par. 5.5.4)
Lateral Torsional Buckling Factor = 0.867 < 1.00 (EC3 Par. 5.5.4)
                    C R O S S   S E C T I O N S   R E S I S T A N C E S
-----
Cross Section Type : HEM340
Material = S355
CLASS = 1
          My(kNm)      Mz(kNm)      Qy(kN)      Qz(kN)      N(kN)
Applied: -0.327        119.500        34.600        0.724        -4529.000
Resist.: 1522.627      626.854        4605.995      1840.907      10198.180
Ratio : 0.000          0.191          0.008          0.000          0.444
Ratio for (N +V + M) = 0.031
-----

```

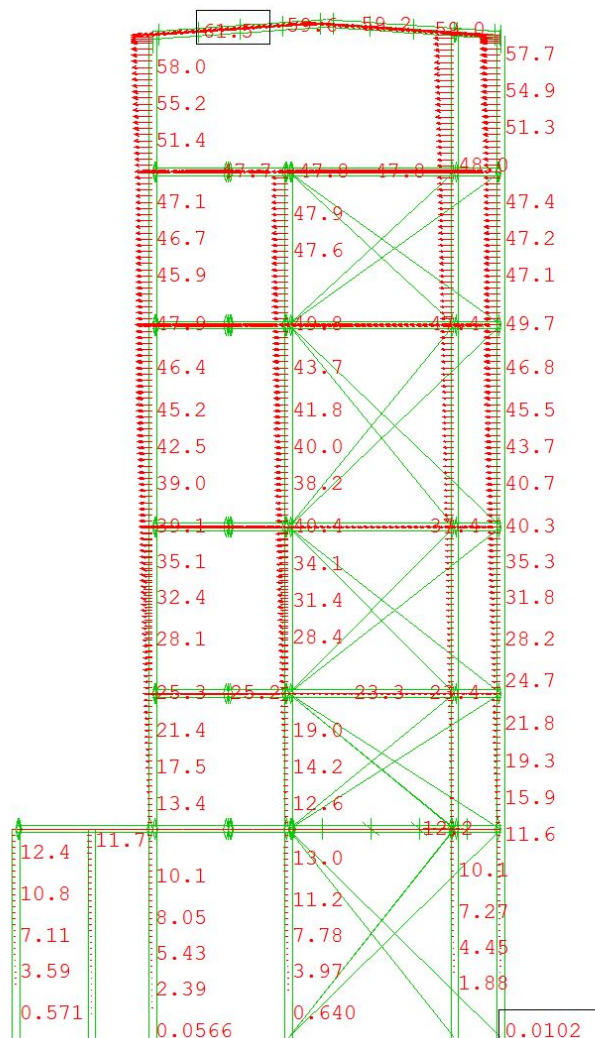
Πίνακας 4.6: Διατομές υποστυλωμάτων για τα δύο προσομοιώματα.

Υποστυλώματα			
Προσομοίωμα	Με γραμμικά στοιχεία	Με πεπερασμένα στοιχεία	
Μέλος	Διατομή		
1A	HEB 400	HEB 500	
1B	HEM 340	HEM 340	
2	HEB 400	HEB 400	
3	HEB 200	HEB 200	

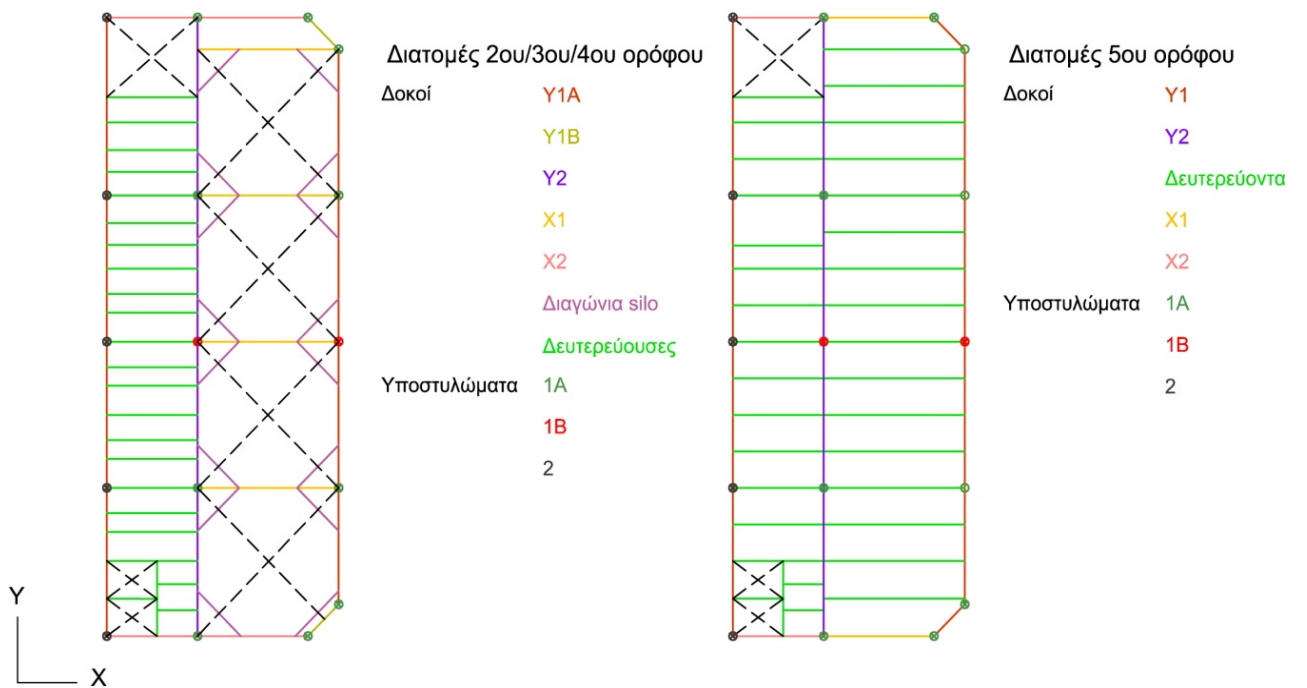
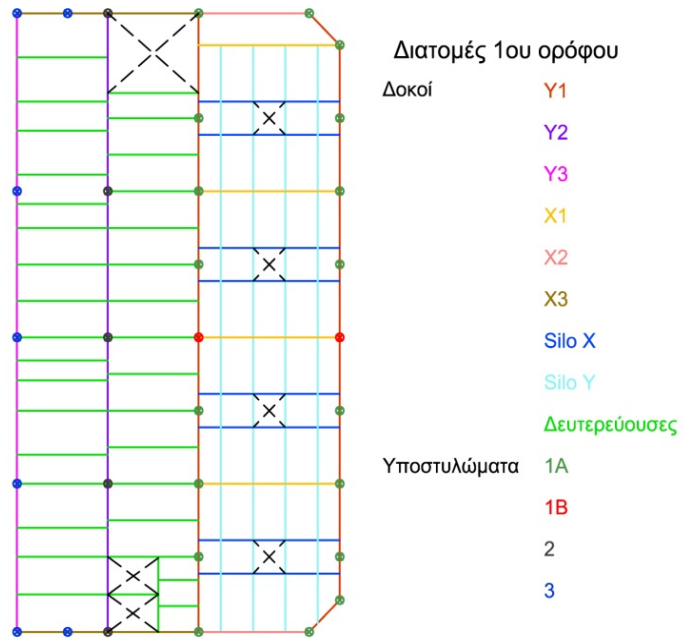
Οι έλεγχοι των οριζόντιων μετακινήσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ικανοποιούνται και δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.7: Οριζόντιες μετακινήσεις υποστυλωμάτων.

Οριζόντιες μετακινήσεις			
	Όροφος	δειπνρεπόμένο (mm)	δmax (mm)
Κατά Χ	1 <sup>ος</sup>	23	13.1
	2 <sup>ος</sup>	14.87	11.5
	3 <sup>ος</sup>	18.3	18.5
	4 <sup>ος</sup>	22.25	19.7
	5 <sup>ος</sup>	16.88	10.4
	Στέγη	15	14.3
	Συνολικά	66.2	61.5
Κατά Υ	Συνολικά	66.2	36.6



Σχήμα 4.6: Μέγιστη μετακίνηση κτηρίου κατά την Χ διεύθυνση.



Σχήμα 4.7: Διατομές ανά όροφο.









## 5 Παρατηρήσεις και συμπεράσματα

Από την ενασχόλησή μας με την παρούσα εργασία και τους προβληματισμούς που δημιουργήθηκαν κατά τη διάρκειά της αξίζει να παραθέσουμε τις παρακάτω παρατηρήσεις καθώς και τα συμπεράσματα στα οποία καταλήξαμε.

- Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσίασε το στέγαστρο και η επιρροή του στο μονώροφο τμήμα της κατασκευής. Λόγω της μεγάλης του επιφάνειας ιδιαίτερως κρίσιμοι αποδείχθηκαν οι έλεγχοι λειτουργικότητας. Με σκοπό την αύξηση της δυσκαμψίας του η μόρφωση του φέροντος οργανισμού του οδηγήθηκε σε ένα στατικό σύστημα εσχάρας από δοκούς διατομής διπλού ταυ. Η μορφή αυτή παρότι ενέχει κατασκευαστικές δυσκολίες λόγω των συνδέσεων ροπής που απαιτούνται αποδείχθηκε η πλέον οικονομική από πλευράς βάρους. Ταυτόχρονα, η εξολοκλήρου ανάρτησή του από το μονώροφο τμήμα προκάλεσε αξιοσημείωτες εντατικές καταστάσεις στα μέλη της πρόσοψης και ανομοιόμορφη κατανομή της έντασης. Σε περίπτωση που δεν υπάρχουν περιορισμοί λόγω αρχιτεκτονικών απαιτήσεων προτιμάται η πρόβλεψη στύλων με σκοπό τη θεμελίωση του στεγάστρου στο έδαφος που θα οδηγούσε σε μια ελαφρύτερη και άρα οικονομικότερη κατασκευή.
- Συγκρίνοντας τα δύο προσομοιώματα του μονώροφου τμήματος ελαφρύτερο προκύπτει το μοντέλο με τα δικτυωτά ζυγώματα με συνολικό βάρος 97.58 tn, ενώ το μοντέλο με το ολόσωμα ζυγώματα έχει βάρος 106.27 tn. Ωστόσο λόγω της μικρής απόκλισης - της τάξης 8 % - οικονομικότερη κρίνεται η λύση των ολόσωμων ζυγωμάτων λόγω των σαφώς μεγαλύτερων κατασκευαστικών δυσκολιών που έχουν τα δικτυώματα.
- Σε ότι αφορά την προσομοίωση της πλάκας του σκυροδέματος και την εξασφάλιση της σύμμικτης λειτουργίας στο πολυώροφο τμήμα μπορούν να γίνουν οι εξής παρατηρήσεις
  - Η προσομοίωση των δοκών με σύμμικτες διατομές αποδείχθηκε ιδιαίτερα χρονοβόρα, καθώς απαιτείται η εισαγωγή πολυάριθμων διατομών λόγω των διαφορετικών συνεργαζόμενων πλατών που πρέπει να ληφθούν υπόψη με βάση τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 4.
  - Η προσομοίωση με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία παρότι είναι πιο απλή και γρήγορη απαιτεί περαιτέρω διερεύνηση μέσω επαναληπτικών διεργασιών για την επιλογή των ιδιοτήτων του σκυροδέματος. Παρότι μέσω των αλλαγών μπορούμε να πετύχουμε τη σωστή παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων το προσομοίωμα αυτό δεν ενδείκνυται για την μελέτη της απόκρισης της κατασκευής στα οριζόντια φορτία καθώς δεν εξασφαλίζεται επαρκή διαφραγματική λειτουργία. Επομένως απαιτείται η δημιουργία καινούριου μοντέλου χωρίς τροποποιήσεις στις ιδιότητες του υλικού, από το οποίο εξάγονται συμπεράσματα μόνο για τις οριζόντιες μετακινήσεις.
- Για την σύγκριση των δύο μοντέλων του πολυώροφου τμήματος πραγματοποιήθηκαν δυναμικές αναλύσεις από όπου παρατηρήθηκε ότι η πρώτη ιδιομορφή είναι μετακινησιακή κατά την Υ διεύθυνση, κατά την οποία το κτίριο έχει πλαισιακή λειτουργία. Προέκυψε περίοδος  $T=1,63s$  για το προσομοίωμα με τις

σύμμικτες διατομές και  $T=1,53s$  για το προσομοίωμα με τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Η διαφορά στις περιόδους δικαιολογείται σε ένα βαθμό από την διαφορά στις συνολικές ενεργές ιδιομορφικές μάζες των δύο προσομοιωμάτων, που σε συνδυασμό με την χρήση διαφορετικών διατομών είναι λογικό σαν αποτέλεσμα.

- Όπως ήταν αναμενόμενο το πολυώροφο τμήμα είναι αρκετά εύκαμπτο γεγονός που οφείλεται στο ότι κύριες οριζόντιες δράσεις ήταν αυτές του ανέμου και όχι οι σεισμικές. Σε περίπτωση απαίτησης αντισεισμικού σχεδιασμού η κατασκευή πιθανώς να απαιτούνταν να είναι πιο δύσκαμπτη έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι αντίστοιχοί έλεγχοι αντισεισμικών κανονισμών.

## 6 Βιβλιογραφία

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.(2010) « Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα.», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Παλαμάς Ι., Τάτσης Κ., Θανόπουλος Π. (2009). « Οδηγός σχεδιασμού σύμμικτων κτιρίων.», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
5. EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Φορτία ανέμου, CEN, Ιούλιος 2003
6. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004.
7. EN 1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004.
8. <http://www.elastron.gr>