

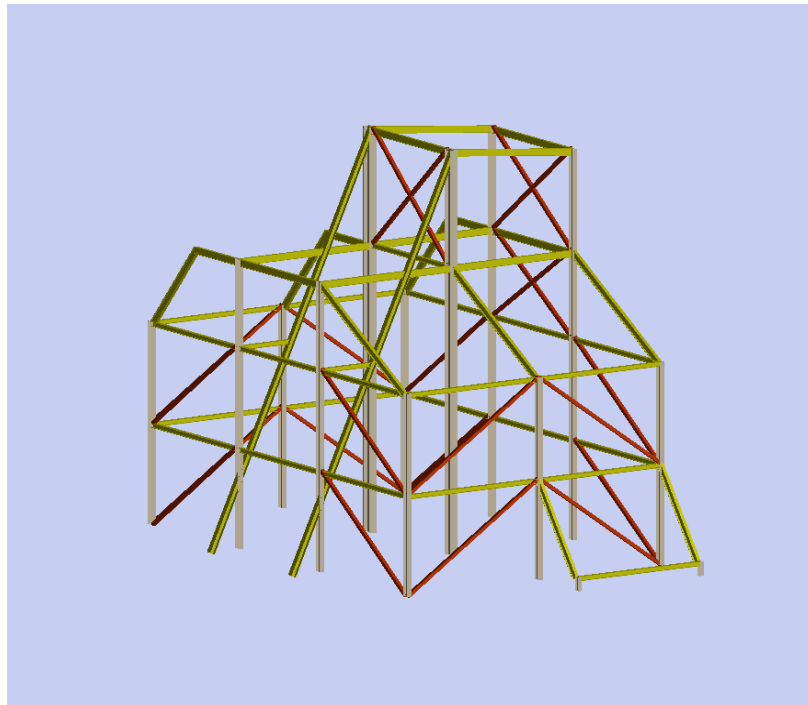


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μελέτη Μεταλλικού Κτιρίου Αθλητικών Δραστηριοτήτων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Βαγγελίδης Γρηγόριος

Επιβλέπων: Αβραάμ Τάσος

Αθήνα, Ιούλιος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/75

Βαγγελίδης Γρ. (2013).
Μελέτη μεταλλικού κτιρίου αθλητικών δραστηριοτήτων
EMK ΔΕ 2013/75
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Vangelidis Gr. (2013).
Structural design of steel construction which operates as premises for athletic activities
Diploma Thesis EMK ΔΕ 2013/75
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 Μεταλλικές Κατασκευές	7
2.1 Εισαγωγή.....	7
2.1.1 Δομικός Χάλυβας.....	8
2.1.2 Πλεονεκτήματα μεταλλικών μονώροφων κτηρίων.....	8
2.2 Τα στοιχεία του τυπικού μονώροφου κτιρίου	9
2.2.1 Κύριοι Φορείς – Πλαίσια	9
2.2.2 Τεγίδες	12
2.2.2.1 Αμφιέριστη τεγίδα στο παρόν μεταλλικό κτίριο	13
2.2.3 Μηκίδες	13
2.2.4 Κεφαλοδοκοί.....	14
2.2.5 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας	15
2.2.6 Μετωπικοί στύλοι	15
2.2.7 Φύλλα επικάλυψης	16
3 Γενική Περιγραφή του Κτιρίου	23
3.1 Γενικά στοιχεία.....	23
3.2 Φορτία Κατασκευής	30
3.2.1 Οριακές καταστάσεις – Δράσεις	30
3.2.2 Μόνιμες Δράσεις	31
3.2.3 Κινητές Δράσεις	31
3.2.4 Κινητό φορτίο στέγης	32
3.2.5 Φορτίο χιονιού	32
3.2.6 Φορτία ανέμου	34
3.2.7 Φορτία σεισμού	54
3.3 Συνδυασμοί Δράσεων.....	60
3.3.1 Οριακές καταστάσεις.....	60
3.4 Παρουσίαση προγράμματος Fespa για μεταλλικές κατασκευές	65
4 Αποτέλεσμα Στατικής Ανάλυσης	67
4.1 Επίλυση Τεγίδας	67
4.2 Επίλυση έκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας	73
4.3 Επίλυση χιαστί συνδέσμων (κτίριο Α)	76
4.4 Επίλυση διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας (κτίριο Β)	77
4.5 Επίλυση εναλλακτικής λύσης χιαστών κατακόρυφων συνδέσμων (κτίριο Β)	79
5 Συμπεράσματα.....	81
6 Βιβλιογραφία.....	83
Παράρτημα Α. Κτίριο Β.....	85
Παράρτημα Β. Κτίριο Α.....	86

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2013/75

Μελέτη Μεταλλικού Κτιρίου Αθλητικών Δραστηριοτήτων

Βαγγελίδης Γρ. (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική έχει ως αντικείμενο τη μελέτη ενός μεταλλικού συγκροτήματος που αποτελείται από 2 κατασκευές που εξετάζονται σε εναλλακτικούς τύπους συνδέσμων δυσκαμψίας. Το πρώτο για τύπου Λ συνδέσμους δυσκαμψίας με εκκεντρότητα και με διαγώνιους(χιαστί) συνδέσμους δυσκαμψίας. Το δεύτερο για διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας και χιαστί.

Στο κεφάλαιο 1^ο γίνεται μια εισαγωγή σε σχέση με το έργο.

Στο 2^ο κεφάλαιο γίνεται ιστορική αναδρομή στη χρήση και εξέλιξη των μεταλλικών κατασκευών, με αναφορά στα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της χρήσης του χάλυβα, αλλά και στα δομικά μέλη μιας χαλύβδινης κατασκευής(κύρια και μη).

Στο 3^ο κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του έργου, με αναφορά στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό, γεωμετρία, διαστάσεις και υλικά που χρησιμοποιούνται. Επιπλέον αναφέρονται τα φορτία που δρουν στην κατασκευή, καθώς και οι συνδυασμοί φορτίσεων. Τέλος γίνεται αναφορά στο πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε, και στη μέθοδο ανάλυσης που εφαρμόστηκε.

Στο 4^ο κεφάλαιο από τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης γίνονται οι έλεγχοι επιλεγμένων μελών που απαρτίζουν το φορέα, ειδικότερα τεγίδων και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 και τον Ευρωκώδικα 8.

Στο 5^ο κεφάλαιο περιγράφονται τα συμπεράσματα της διπλωματικής εργασίας.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2013/75

**Structural design of steel construction which operates as premises for
athletic activities**

Vangelidis Gr. (supervised by Avraam T.)

Abstract

This thesis is concerned with the study of a metal building complex which consists of two structures which are tested for alternative type joint stiffness. The first structure has type Λ bracing and diagonal (cross) bracing joints. The second structure has diagonal bracing joints and diagonal (cross) bracing joints.

In the first chapter the thesis is introduced

In the second chapter there is a throwback to the use and development of steel structure, on the advantages and disadvantages of using steel.

In Chapter 3, there is the description of the project, with reference to architectural design, geometry dimensions and materials used. Moreover, loads operating in the structure are mentioned, and loads combinations. Finally reference is made to the program that was used, and its method of analysis.

In the fourth chapter the results of static analysis get checked for selected members that make up the body, which are the purlins and vertical bracing joints according to EC3 and EC8.

In the fifth chapter describes the results of the thesis.

Ευχαριστίες

Την οικογένεια μου και τον επιβλέποντα καθηγητή μου, κύριο Τάσο Αβραάμ, που με ανέλαβε για την εκπόνηση αυτής της διπλωματικής εργασίας, για τη βοήθεια και την καθοδήγησή του, καθώς και το κύριο Γιάννη Ντόντο, υπεύθυνο υποστήριξης της LH λογισμικής για την αέναη υποστήριξή του και προθυμία του.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η «Μελέτη μεταλλικού κτιρίου αθλητικών δραστηριοτήτων». Οι δύο κατασκευές του συγκροτήματος που μελετούνται ανεξάρτητα, επιλέχθηκαν με προσωπική κρίση του γράφοντα για την ανάπτυξη της διπλωματικής εργασίας, δηλαδή για την εμβάθυνση στη μορφή και στη λειτουργία τέτοιου είδους κατασκευών, ώστε να αποκτηθεί χρήσιμη εμπειρία για το μέλλον.

Η παρούσα διπλωματική εργασία λειτουργεί με θεμέλια γνώση που αποκτήθηκε από τη σχολή, ειδικότερα από τα μαθήματα που παρέχονται από τον Τομέα Μεταλλικών Κατασκευών. Επιπλέον γίνεται χρήση των ισχυρότων κανονισμών που διέπουν τη συμπεριφορά, και τις βασικές αρχές των κατασκευών και των δράσεων σε αυτές.

Πιο συγκεκριμένα, έγινε χρήση των κανονισμών:

Ευρωκώδικας 0 – Βάσεις Σχεδιασμού

Ευρωκώδικας 1 – Δράσεις επί των Κατασκευών

Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα

Ευρωκώδικας 8 – Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών

Η διπλωματική μοιράζεται σε 5 άξονες:

1. Τα θεωρητικά στοιχεία που πρέπει να έχει υπόψη του ένας μηχανικός και αφορούν κατασκευές σαν αυτή που εξετάζεται στη διπλωματική εργασία.
2. Η πορεία υπολογισμού των φορτίων χιονιού, ανέμου και σεισμού, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.
3. Η αναφορά στους συνδυασμούς δράσεων, και στις διατάξεις του ευρωκώδικα 8.
4. Οι ελέγχοι των τεγίδων και συνδέσμων δυσκαμψίας, που υπόκεινται στους συνδυασμούς φορτίσεων που προέκυψαν.

Η παραγωγή των εντατικών διαγραμμάτων του φορέα και των βελών για κάθε δράση μεμονωμένα έγινε με το πρόγραμμα FESPA MASTER10, που χρησιμοποιεί τον Ευρωκώδικα 3 και τον Ευρωκώδικα 8. Η επίλυση των τεγίδων και των συνδέσμων δυσκαμψίας έγινε με το χέρι.

2 Μεταλλικές Κατασκευές

2.1 Εισαγωγή

Η εφαρμογή μεταλλικών κατασκευών παρατηρείται ήδη από τα μέσα του αιώνα, όπου χρησιμοποιείται ο χυτοσίδηρος ως δομικό υλικό σε οικοδομικά έργα. Παράλληλα έχει δημιουργηθεί η ανάγκη στέγασης χώρων όπως σιδηροδρομικοί σταθμοί, εκθεσιακοί χώροι, δημοτικές αγορές, ναυπηγεία, οι φορείς των οποίων διέθεταν μεγάλα ανοίγματα. Η απαίτηση για μεγάλα ανοίγματα ικανοποιήθηκε με την κατασκευή επίπεδων τοξωτών φορέων.

Αρχικά η τεχνική κατασκευής χαλύβδινων κατασκευών περιλάμβανε αρθρωτές συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων και την τοιχοποιία να εξασφαλίζει το φορέα έναντι πλευρικής ευστάθειας. Η τεχνική αυτή χαρακτηριζόταν για την απλότητα των υπολογισμών και την ταχύτητα ανέγερσης. Στη συνέχεια εφαρμόστηκαν πλαισιακοί φορείς με άκαμπτες συνδέσεις, ελαφρύτερη τοιχοποιία και κατακόρυφους συνδέσμους για την παραλαβή των οριζόντιων δράσεων.

Στη Ευρώπη, και για ένα μεγάλο χρονικό διάστημα μετά το 2^ο Παγκόσμιο Πόλεμο, δεν γινόταν χρήση του χάλυβα σε οικοδομικά έργα λόγω έλλειψης χάλυβα, χαμηλών τιμών σκυροδέματος αλλά κυρίως λόγω του υψηλού κόστους πυροπροστασίας. Η κατάσταση αυτή άλλαξε ριζικά στην Ευρώπη από τις αρχές του 1980 με την υιοθέτηση των αμερικανικών μεθόδων διαχείρισης fast – track, με πρωτοπόρες την Αγγλία και τις σκανδιναβικές χώρες.

Η ανέγερση ουρανοξυστών πραγματοποιείται μέχρι και σήμερα και παρατηρείται ιδιαίτερα στις πολυπληθείς χώρες της ΝΑ Ασίας. Η ευρύτερη εφαρμογή του χάλυβα σε κτίρια παρατηρείται στην Ιαπωνία όπου λόγω των αυξημένων απαιτήσεων αντισεισμικότητας, το 65% των κτιρίων είναι μεταλλικά. Στις ΗΠΑ το αντίστοιχο ποσοστό είναι 50%. Η Ευρώπη υστερεί συγκριτικά με την Ιαπωνία και τις ΗΠΑ στη χρήση του χάλυβα σε ό,τι αφορά τα πολώροφα κτίρια με κατά μέσο όρο ποσοστό κτιρίων 33%.

Η Ελλάδα δεν παρακολούθησε τις παραπάνω εξελίξεις, αφού επί μεγάλο χρονικό διάστημα κυριάρχησε το οπλισμένο σκυρόδεμα ως δομικό υλικό. Από το τέλος του αιώνα σημειώνεται μία αξιόλογη δραστηριότητα σε σχέση με τις μεταλλικές κατασκευές κυρίως στη γεφυροποιία. Στην εποχή αυτή κατασκευάστηκε ένας μεγάλος αριθμός σιδηροδρομικών γεφυρών. Πριν το Β Παγκόσμιο πόλεμο παρατηρούνται αξιόλογες κατασκευές όπως στέγες Δημοτικών αγορών, σιδηροδρομικών σταθμών, βιομηχανικών χώρων, βιομηχανικά κτίρια και άλλες μικρότερης σημασίας κατασκευές. Μετά το τέλος του Β παγκοσμίου πολέμου κυριαρχεί η χρήση του οπλισμένου σκυροδέματος σε κάθε είδους έργα με αποτέλεσμα τον περιορισμό της χρήσης του χάλυβα. Από τα μέσα του 1990 παρατηρείται αναγέννηση στην εφαρμογή μεταλλικών κατασκευών και ραγδαία ανάπτυξή τους. Έτσι λοιπόν, άρχισε η εφαρμογή του χάλυβα σε κτίρια γραφείων και ξενοδοχείων, πέρα από τις συνηθισμένες χρήσεις του σε βιομηχανικά, αγροτικά, εμπορικά και αθλητικά έργα. Σημαντικό ρόλο έπαιξε η καλή συμπεριφορά των μεταλλικών κτιρίων κατά το μεγάλο σεισμό της Αθήνας το 1999. Σπουδαία παράμετρος, επιπλέον, στην ανάπτυξη των μεταλλικών κτιρίων στη χώρα μας αποτέλεσε η προετοιμασία των Ολυμπιακών Αγώνων της Αθήνας το 2004 καθώς η χρήση του χάλυβα στα έργα ήταν ευρεία.

2.1.1 Δομικός χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας είναι κράμα με βασικό συστατικό το σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία, όπως Άνθρακας(C), Μαγγάνιο(Mn), Πυρίτιο(Si), Νικέλιο(Ni), Χαλκός(Cu), Χρώμιο(Cr), Μολυβδαίνιο(Mo), Βαδάνιο(V), Ζιρκόνιο(Zr), Θείο(S), Φωσφόρος(P). Ορισμένα από αυτά είναι ανεπιθύμητα, επειδή επηρεάζουν δυσμενώς κάποια χαρακτηριστικά του χάλυβα. Η ποσοστιαία συμμετοχή των στοιχείων αυτών προσδιορίζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα (αντοχή, ολκιμότητα, ευαισθησία στη διάβρωση, συγκολλησιμότητα κλπ). Μικρή μεταβολή της μεταβολή της αναλογίας αυτής οδηγεί στη δημιουργία άλλου είδους χάλυβα. Έτσι, αναφορικά με την περιεκτικότητα σε άνθρακα, που είναι από τα κυριότερα συστατικά του χάλυβα, αυτή ποικίλει από 0,15% έως 1,7%. Οι συνήθεις δομικοί χάλυβες έχουν περιεκτικότητα σε άνθρακα μεταξύ 0,15% και 0,29%.

2.1.2 Πλεονεκτήματα μεταλλικών μονώροφων κτιρίων:

A) Ο χάλυβας έχει μικρό ίδιο βάρος και μεγάλη αντοχή, συνεπώς μειώνεται το μόνιμο φορτίο της κατασκευής, εξοικονομείται υλικό και χώρος, μειώνεται η αδρανειακή σεισμική δράση, και γίνεται πιο απλή θεμελίωση, ειδικά σε κακής ποιότητας εδάφη.

B) Μεγάλη ταχύτητα κατασκευής.

Γ) Υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου. Αυτό έχει θετικές συνέπειες και στην ποιότητά του.

Δ) Πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκριση σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα και στα μικρά αδρανειακά φορτία.

Ε) Μορφολογική ελευθερία και ευκολία επισκευής, τροποποίησης και ενίσχυσης της υπάρχουσας κατασκευής.

ΣΤ) Ομοιογένεια υλικού. Ο δομικός χάλυβας έχει σταθερά χαρακτηριστικά σε κάθε σημείο της μάζας του υλικού, και έτσι εξασφαλίζεται η ακρίβεια των παραδοχών ανάλυσης και των ελέγχων αντοχής.

Ζ) Μονιμότητα υλικού (μπορεί να εξασφαλιστεί και απεριόριστη διάρκεια ζωής της κατασκευής) λόγω αμετάβλητων χαρακτηριστικών στο χρόνο. Αυτό επιτυγχάνεται με κατάλληλη συντήρηση.

Μειονεκτήματα μεταλλικών μονώροφων κτιρίων:

A) Κόστος πρώτης ύλης.

B) Αυξημένη ανάγκη προστασίας από διάβρωση και πυροπροστασίας.

Γ) Ανάγκη συντήρησης.

Δ) Ειδικός υπολογισμός συνδέσεων.

2.1.3 Γενικότερα για τις μεταλλικές κατασκευές

Οι αντοχές του χάλυβα αλλά και η ευκολία στην διαμόρφωσή του, έδωσαν το δικαίωμα στους σύγχρονους μηχανικούς να συνδυάσουν την αισθητική με την στατική ευστάθεια και τον αντισεισμικό σχεδιασμό, κατασκευάζοντας αρχιτεκτονικά αριστουργήματα.

Η συμπεριφορά των μεταλλικών κτιρίων απέναντιστον ισχυρότερο αντίπαλο του πολιτικού μηχανικού, τον σεισμό, τα αναδεικνύει σε αξιόπιστες κατασκευαστικές λύσεις.

Οι κυριότεροι λόγοι ανάπτυξης των μεταλλικών κτιρίων διεθνώς είναι:

- Ταχύτητα κατασκευής

- Δυνατότητα ανάπτυξης μεγάλων ανοιγμάτων
- Σχεδιαστική ελευθερία
- Αντοχή στο σεισμό
- Αντοχή στο χρόνο

Σε σύγκριση με τα παραδοσιακά κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα τα μεταλλικά κτίρια υπερτερούν σε πολλούς τομείς, οι κυριότεροι είναι:

- Ταχύτητα και ακρίβεια κατασκευής: λόγω του μεγάλου βαθμού προκατασκευασμένων μελών πολλές εργασίες μπορούν να πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και ανεξάρτητα από τις καιρικές συνθήκες
- Μεγάλα ανοίγματα που επιτρέπουν έξυπνη διαρρύθμιση των εσωτερικών χώρων
- Μικρές διαστάσεις υποστυλωμάτων που αυξάνουν τον ωφέλιμο χώρο
- Ευελιξία στη διαμόρφωση προσόψεων
- Ευελιξία χρήσης, μετατροπών, προσθηκών και προσαρμογής στις ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις
- Αντισεισμικότητα
- Δυνατότητα ενίσχυσης και επισκευής
- Δυνατότητα αποσυναρμολόγησης
- Δυνατότητα ανακύκλωσης του χάλυβα

Τέλος να αναφέρουμε ότι τα μεταλλικά κτίρια παρουσιάζουν και αρκετά μειονεκτήματα τα οποία όμως σε καμία περίπτωση σε αντισταθμίζουν τα τόσο σημαντικά οφέλη. Οι κατασκευαστικές ατέλειες των μελών και των συνδέσεων, η ευαισθησία στη διάβρωση και στην πυρκαγιά, η απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού και το μεγάλο κόστος μελέτης αποτελούν τις βασικές τους αδυναμίες.

2.2 Τα στοιχεία του τυπικού μονόροφου κτιρίου

2.2.1 Κύριοι Φορείς- Πλαίσια

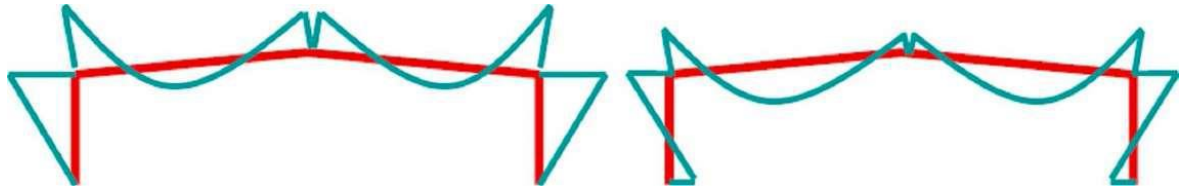
Είναι συνήθως τα πλαίσια που διατάσσονται κατά κανόνα ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν τη δυνατότητα παραλαβής(στο επίπεδο τους) κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων(ανέμου, σεισμού, και λειτουργία γερανογεφυρών). Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών πρέπει να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών.

Για δεδομένο μήκος κτιρίων, ο μελετητής ορίζει τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων που θα προσφέρουν βέλτιστη διάταξη. Μικρότερες αποστάσεις οδηγούν σε περισσότερους κύριους φορείς, με μικρότερες όμως διαστάσεις. Ο μεγάλος αριθμός κυρίων φορέων έχει δυσμενή επίπτωση στο κόστος κατασκευής και το κόστος ανέγερσης, οδηγεί όμως σε τεγίδες με μικρότερα ανοίγματα και επομένως μικρότερη διατομή. Με βασικό κριτήριο την οικονομικότητα της λύσης, συνήθως βέλτιστη απόφαση μεταξύ των κύριων φορέων είναι τα 6,0 μ.

Τυπικές μορφές δίστηλων υποστυλωμάτων

Το πλαίσιο μπορεί να μορφωθεί ως αμφίπακτο ή αμφιαρθρωτό. Ένα αμφίπακτο πλαίσιο σε σύγκριση προς το αντίστοιχο αμφιαρθρωτό, έχει συνθετότερη λεπτομέρεια

έδρασης επί του θεμελίου αλλά παρουσιάζει ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και κυρίως μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα όσο και υπό τα οριζόντια φορτία, γεγονός πολύ σημαντικό για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

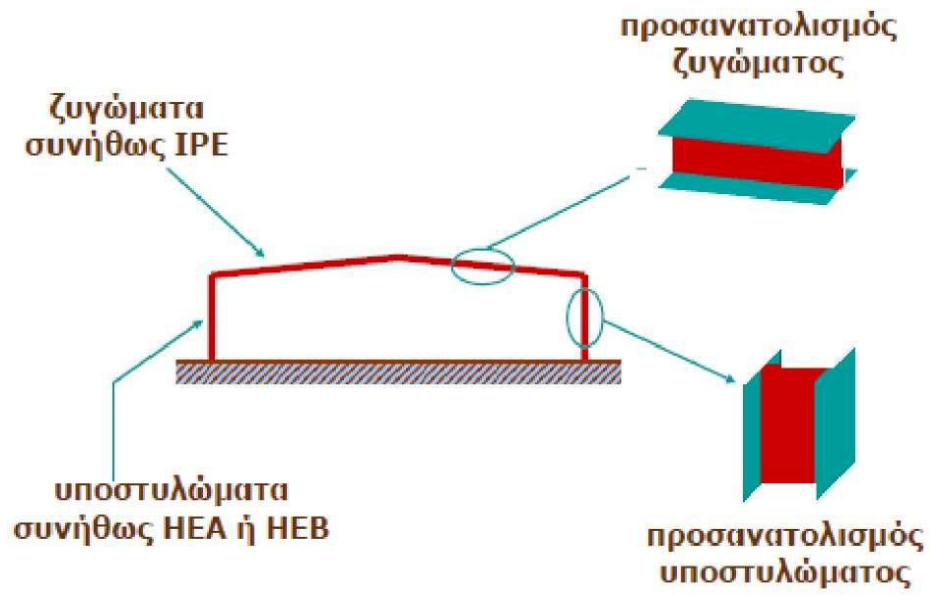


1.1 Αμφιαρθρωτό και αμφίπακτο πλαίσιο

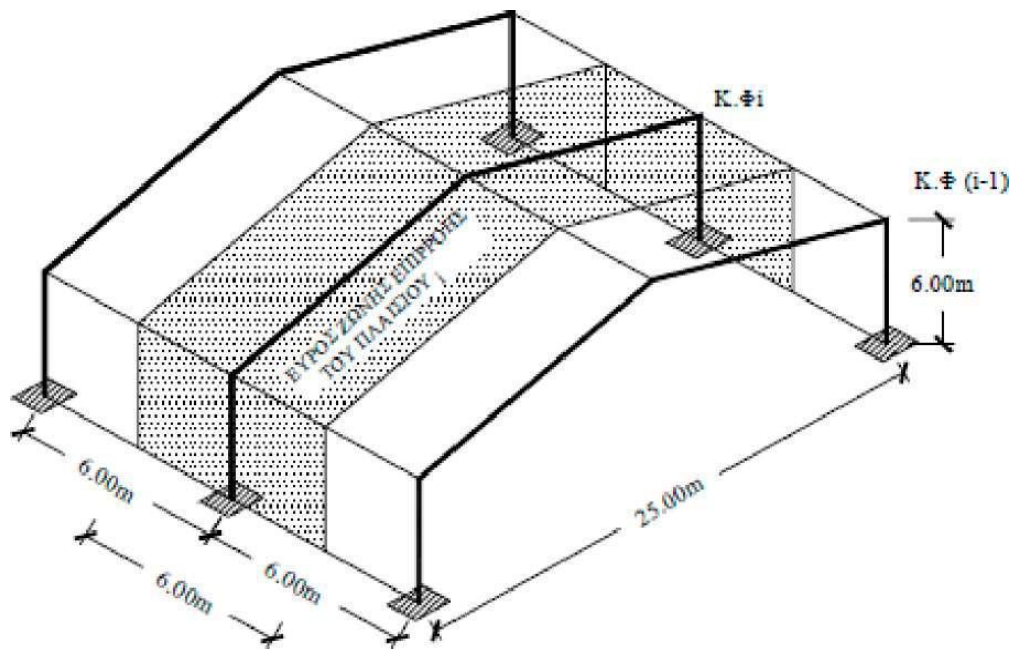
Τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί να είναι:

- Ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής
- Δικτυωτά

Οι κύριοι φορείς αποτελούνται από τα υποστυλώματα και το ζύγωμα, το οποίο συνήθως είναι δίριχτο με κλίση περίπου 10° , ώστε να παραλαμβάνει και τα κατακόρυφα φορτία και με αξονική, όχι μόνο με καμπτική δράση. Τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα των κύριων φορέων καταπονούνται κυρίως σε κάμψη. Για το λόγο αυτό, για τα μέλη των κύριων φορέων, όταν αυτά είναι ολόσωμα, προτιμώνται διατομές διπλού ταυ, αφού όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από το κέντρο βάρους της, τόσο καλύτερα συμπεριφέρεται σε κάμψη, γιατί το υλικό συγκεντρώνεται σε θέσεις αυξημένων τάσεων. Έτσι μεγαλώνει η ροπή αδράνειας που είναι μέτρο καμπτικής δυσκαμψίας, και η ροπή αντίστασης που είναι μέτρο καμπτικής αντοχής. Τα ζυγώματα κατασκευάζονται συνήθως από υψίκορμες διατομές όπως ΙΡΕ και τα υποστυλώματα από πλατύπελμες διατομές όπως ΗΕΑ ή ΗΕΒ. Όσον αφορά τον προσανατολισμό των κύριων φορέων οι διατομές των μελών των κύριων φορέων τοποθετούνται έτσι ώστε κατά τη δράση μεγάλων φορτίων κατά μια ορισμένη διεύθυνση να ενεργοποιούνται οι ισχυροί άξονες.



1.2 Ζυγώματα



1.3 Επιφάνεια επιρροής πλαισίου

Η στέγη του κτιρίου Α είναι οριζόντια και στηρίζεται πάνω σε 3 αμφίπακτα πλαίσια, τα οποία συνδέονται εγκάρσια με αρθρωτά ζυγώματα.

Αντίστοιχα η στέγη του κτιρίου Β αποτελείται από 3 αμφίπακτα πλαίσια επίσης, με το κεντρικό πλαίσιο να αναλαμβάνει το κύριο φόρτο της κατασκευής.

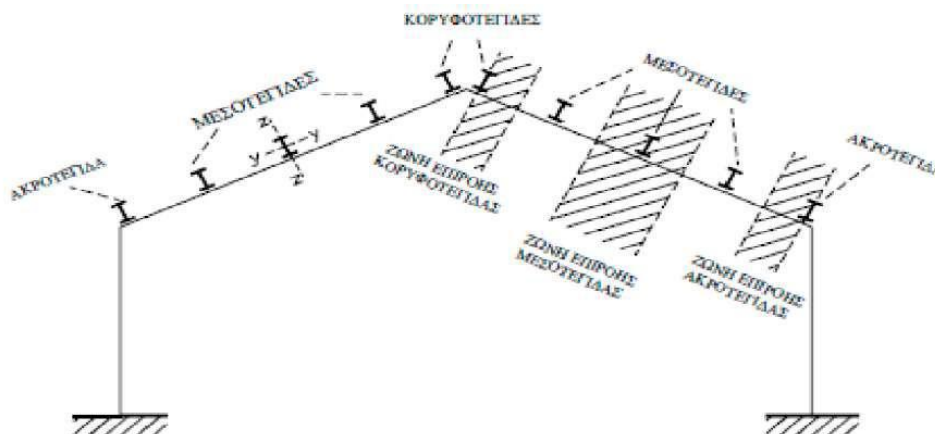
2.2.2 Τεγίδες

Ο κύριος ρόλος των τεγίδων στο κτίριο είναι να μεταφέρουν τις δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς, αλλά και δευτερευόντως να προσφέρουν πλευρική κάλυψη ως στοιχεία που συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Οι αποστάσεις κυμαίνονται μεταξύ 1.30 και 4.0 m και εξαρτώνται από την αντοχή και δυσκαμψία των φύλλων επικάλυψης, τη μόρφωση των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, το χρησιμοποιούμενο τύπο διατομής για τις τεγίδες και το μέγεθος των δράσεων.

Συμπεριφορά των τεγίδων

Τα φύλλα επικάλυψης λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας στο επίπεδο τους και υπό την προϋπόθεση ότι είναι επαρκώς στερεωμένα επί των τεγίδων, προσφέρουν συνεχή στήριξη στο ανώ πέλμα και παρεμποδίζουν τις πλευρικές του παραμορφώσεις εκτός του επιπέδου τους. Η σωστή τοποθέτηση και επαρκής δυσκαμψία εξασφαλίζουν πλευρική αμεταθετότητα στο άνω πέλμα ενώ η αντίσταση των φύλλων σε περίπτωση στροφής της διατομής προσομοιώνεται με στροφικό ελατήριο.

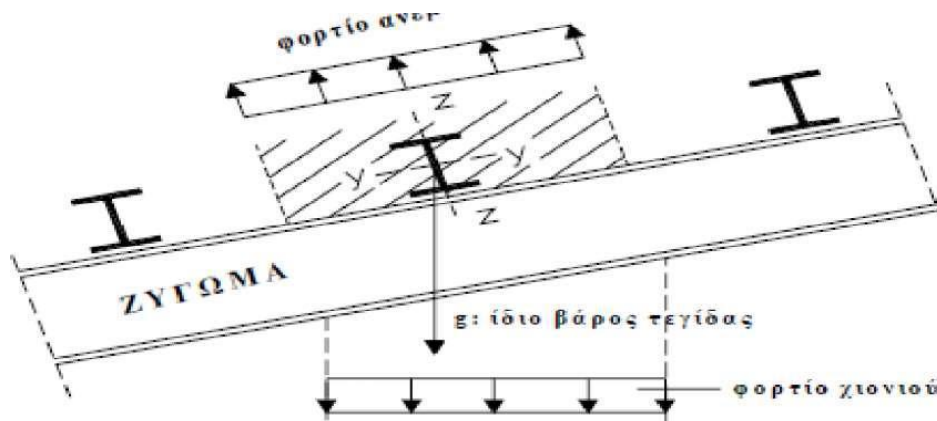
Στις περιοχές όπου παρατηρείται τοπική αύξηση των φορτίων, όπως στις περιμετρικές ζώνες της οροφής ενός κτιρίου κατά τη δράση του ανέμου ή και επιφάνειες συσσώρευσης χιονιού επιδιώκεται κατ' αρχήν η τήρηση της γενικής διάταξης των τεγίδων και του ύψους τους και η τοπική χρησιμοποίηση τεγίδων με μεγαλύτερο πάχος ή πλατύτερα ελάσματα. Όταν δε γίνεται αυτό, οι τεγίδες διατάσσονται πυκνότερα.



1.4 Ζώνη επιρροής τεγίδων

Οι τεγίδες είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη. Συνήθως υλοποιούνται από ελατές διατομές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές I, και συνηθέστερα οι ΙΡΕ. Χρησιμοποιούνται επίσης και διατομές U. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους δύο

άξονες είναι έντονη χρησιμοποιούνται πλατύπελμα I, συνήθως HEA. Όταν ορισμένες τεγίδες χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζόντιων αντιανέμιων συνδέσμων, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, επιλέγονται συχνά γι' αυτές διατομές HEB.



1.5 Τεγίδες υπό κλίση

Οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέρειστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί (π.χ. συνεχείς δοκοί 2 ανοιγμάτων). Επίσης αρκετά συνηθισμένες είναι οι τεγίδες τύπου Gerber. Τα αμφιέρειστα στοιχεία είναι πιο εύκολα στη σύνδεση και στην ανέγερση, όμως υπό το ίδιο φορτίο, συγκριτικά με άλλες στατικές μορφές, παρουσιάζουν μεγαλύτερες καμπτικές ροπές και μεγαλύτερες παραμορφώσεις, δηλαδή χρειάζονται μεγαλύτερες διατομές. Τεγίδες συνεχείς επί 2 διαδοχικών ανοιγμάτων έχουν την ίδια μέγιστη καμπτική ροπή με τα αμφιαρθρωτά στοιχεία, όμως παρουσιάζουν μικρότερες παραμορφώσεις.

Τεγίδες τύπου Gerber είναι συνεχείς τεγίδες με ενδιάμεσες αρθρώσεις.

2.2.2.1 Αμφιέρειστη τεγίδα στο παρών μεταλλικό κτίριο

Στο συγκεκριμένο κτίριο Α χρησιμοποιήσαμε τεγίδες IPE220 αμφιέρειστης στατικής μορφής. Τα πλεονεκτήματα είναι η απλότητα στις συνδέσεις και η ευκολία στην ανέγερση, λόγω όμως των μεγαλύτερων καμπτικών ροπών για δεδομένα φορτία σχεδιασμού, έχουμε μεγαλύτερες παραμορφώσεις, οπότε και μεγαλύτερες διατομές.

Μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή στα τρία συνήθη είδη τεγίδας:

Αμφιέρειστη Τεγίδα : $\max M = q \cdot l^2/8$ στο άνοιγμα

Συνεχής Τεγίδα 2 ανοιγμάτων : $\max M = q \cdot l^2/8$ στη στήριξη

Τεγίδα Gerber : $\max M = q \cdot l^2/16$ στο άνοιγμα και στη στήριξη

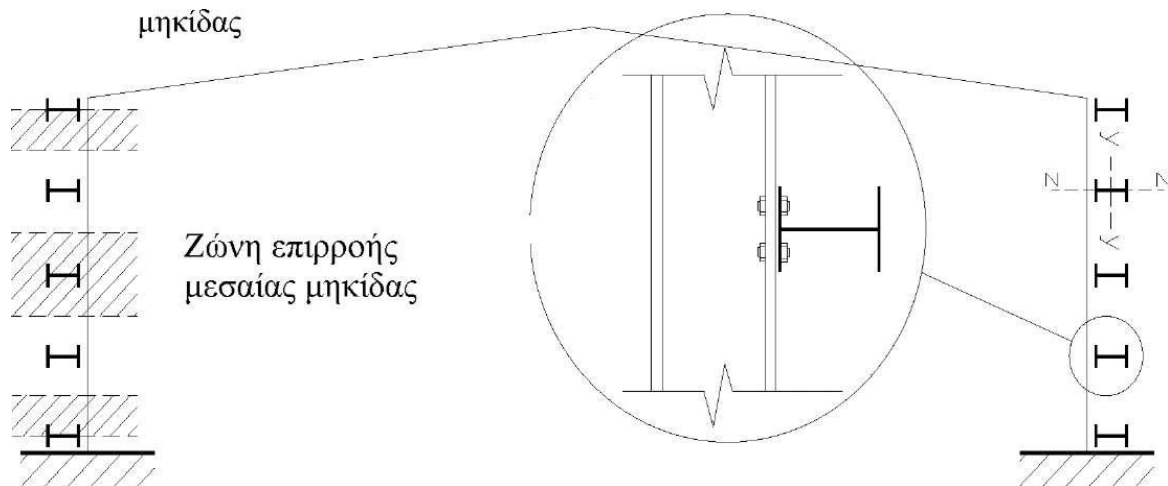
2.2.3 Μηκίδες

Σχεδιάζονται κατά τρόπο παρόμοιο με αυτό των τεγίδων και πολλές φορές έχουν την ίδια με αυτές διατομή. Η κύρια φόρτιση είναι η ανεμοπίεση. Οι παραμορφώσεις λόγω των κατακόρυφων φορτίων (ίδιο βάρος μηκίδων και βάρος επένδυσης) αναιρούνται σε μεγάλο βαθμό από την πρόβλεψη των ελκυστήρων, οι οποίοι άνω ή και σε ενδιάμεσες θέσεις μεταφέρουν τα φορτία αυτά στα υποστυλώματα μέσω λοξών ράβδων. Το βάρος των φύλλων επένδυσης μεταφέρεται πολλές φορές στη στάθμη απόληξης της επένδυσης κάτω.

Κατασκευαστικά οι μηκίδες διαμορφώνονται ως αμφιέριστες, για τα οριζόντια φορτία. Χρησιμοποιούνται όμως και ως αρθρωτές δοκοί, πάντα με ίδιες κατηγορίες, τύπους και μεγέθη διατομών αλλά και τύπους στηριγμάτων όπως οι τεγίδες.

Συνηθέστερες αποστάσεις των μηκίδων είναι μεταξύ 1.5 και 2.5 m.

Το κάτω πέλμα τους εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών των υποστυλωμάτων, επιτυγχάνοντας έτσι την ενεργοποίηση και των δυο κύριων αξόνων αδράνειάς τους. Πιο συγκεκριμένα ο ισχυρός άξονας των μηκίδων παραλαμβάνει τον άνεμο, ενώ ο ασθενής άξονας παραλαμβάνει τα ίδια βάρη της πλαγιοκάλυψης και το ίδιο βάρος της μηκίδας, τα οποία μεταβιβάζει στα υποστυλώματα των κύριων φορέων.



1.6 Ζώνη επιρροής μηκίδων

Ανάλογα με τη θέση τους πάνω στους στύλους διακρίνονται σε:

α) Ακραίες μηκίδες: πρόκειται για αυτές που βρίσκονται στο ύψος της ένωσης στύλων-ζυγώματος και αυτές που βρίσκονται χαμηλά και συνδέουν τον πόδα του κάθε στύλου.

β) Ενδιάμεσες μηκίδες: που βρίσκονται σε όλα τα υπόλοιπα ενδιάμεσα ύψη.

2.2.4 Κεφαλοδοκοί

Οι κεφαλοδοκοί είναι οριζόντια γραμμικά στοιχεία, που συνδέουν τις κεφαλές των υποστυλωμάτων και διατρέχουν όλο το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων. Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και οι υπόλοιπες οριζόντιες δυνάμεις, που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα (συνδέσμους) δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας, ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης.

Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επίσης σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση ανέγερσης επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Επίσης η σύνδεση, κατά τη φάση αυτή, ενός νέου τοποθετημένου υποστυλώματος με το προηγούμενό του, μέσω κεφαλοδοκού, καθοδηγεί στην τήρηση της ακριβούς θέσης του, οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.

2.2.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Όταν τα οριζόντια φορτία δρουν κατά τη διεύθυνση των κύριων φορέων παραλαμβάνονται από αυτούς μέσω της πλαισιακής τους λειτουργίας και μεταφέρονται στη θεμελίωση. Προυπόθεση για τη πλαισιακή λειτουργία είναι η διαμόρφωση κόμβων με ικανότητα παραλαβής, εκτός των αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων, καμπτικών ροπών. Όταν τα φορτία δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση, η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας και η μεταφορά τους στη θεμελίωση μπορεί να γίνει μέσω αντίστοιχων πλαισίων που θα διαμορφωθούν κατάλληλα είτε μέσω δύσκαμπτων φανωμάτων, δικτυωτής κατά κανόνα μορφής, που κατασκευάζονται μεταξύ των υποστυλώματων σε επιλεγμένες θέσεις (αντιανέμιοι σύνδεσμοι μεταξύ υποστυλώματων ή κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας).

Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας των υποστέγων μπορούν να συνοψισθούν στα εξής:

- A) παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υποστέγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση
- B) παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα
- Γ) παροχή προσωρινής ευστάθειας στη κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσης της.

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

Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι ακόμα και για τις μηκίδες αλλά και για τους στύλους των κύριων φορέων – μέλη για τα οποία δεχτήκαμε πως κάμπτονται όταν εξετάστηκαν ανεξάρτητα - γίνεται η παραδοχή πως καταπονούνται μόνο αξονικά, όταν συμμετέχουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης.

Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων, είτε εφελκούνται, είτε θλίβονται και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία, γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η πλευρική επικάλυψη είναι τοποθετημένη πάνω στις μηκίδες, οι οποίες με τη σειρά τους τοποθετούνται στα έξω πέλματα των στύλων των κύριων φορέων. Οι διαγώνιοι του δικτυώματος δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, είναι εκτός του επιπέδου της, αλλά παράλληλες με αυτή από τη μέσα πλευρά.

2.2.6 Μετωπικοί στύλοι

Προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο) του κτιρίου, τοποθετούνται ανά αποστάσεις μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Κύρια φόρτιση για τα μετωπικά αυτά υποστυλώματα είναι η ανεμοπίεση.

Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους συνδέονται με το άνοιγμα που οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων μπορούν να γεφυρώσουν. Η θέση των μετωπικών στύλων επιλέγεται επίσης σε συνδυασμό με τη διάταξη των τεγίδων και των οριζόντιων συστημάτων δυσκαμψίας. Επιδιώκεται οι

στύλοι να τοποθετούνται σε θέσεις στις οποίες αντιστοιχούν κόμβοι του οριζόντιου συνδέσμου. Η θέση, τέλος, καθορίζεται από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται οι λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου. Σε ορισμένες περιπτώσεις, τα φύλλα πλευρικής επένδυσης μπορεί να τοποθετούνται απ' ευθείας επί των μετωπικών στύλων (με οριζόντιες τις νευρώσεις των φύλλων), χωρίς την παρεμβολή μηκίδων, οπότε οι αποστάσεις μεταξύ των μετωπικών στύλων πρέπει να προσαρμόζονται στη φέρουσα ικανότητα των φύλλων.

Κύρια καταπόνηση για τους μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα I με πέλματα παράλληλα προς την όψη. Επίσης συχνά χρησιμοποιούνται και πλατύπελμες διατομές. Το μετωπικό υποστύλωμα μπορεί να είναι πακτωμένο ή αρθρωτό στη βάση του. Είναι επιθυμητή κατ' αρχήν μια απλή αρθρωτή έδραση που διαμορφώνεται με δύο αγκύρια εκατέρωθεν του κορμού, η οποία είναι κατασκευαστικά απλή και δεν επιβαρύνει με ροπή το θεμέλιο έδρασης. Η κεφαλή του μετωπικού στύλου στηρίζεται άνω στους κύριους φορείς συνήθως με απλή σύνδεση, οπότε η ανεμοπίεση που του αντιστοιχεί κατανέμεται κατά το ένα ήμισυ απ' ευθείας στη θεμελίωση (οριζόντια δύναμη) και κατά το άλλο (με την υπόθεση σταθερής τιμής της ανεμοπίεσης καθ' ύψος του στύλου), μέσω της στήριξης στον κύριο φορέα, στο οριζόντιο αντιανεμίο σύστημα, άμεσα μεν εάν έχει τοποθετηθεί σε εσωτερικό φάτνωμα. Τα μετωπικά υποστυλώματα είναι δυνατόν να τοποθετούνται στον άξονα των ακραίων πλαισίων ή έξω από τον άξονα αυτό.

2.2.7 Φύλλα επικάλυψης

Το μεταλλικό κτίριο δε διακρίνεται μόνο από το χαλύβδινο φέροντα οργανισμό του, ο οποίος δεν είναι συχνά ορατός στο χρήστη. Για το πλατύ κοινό, το κύριο χαρακτηριστικό των μεταλλικών κτιρίων είναι το εξωτερικό περίβλημα του κτιρίου, το οποίο πρέπει να ικανοποιεί ταυτόχρονα πολλές απαιτήσεις. Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς αγκυρωθεί επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρικής επένδυσης) τις πιέσεις και υποπίεσεις που εξασκούν ο άνεμος ή άλλα φορτία.

Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχεία του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς τον οποίο μεταφέρουν φορτία. Υπό ειδικές προϋποθέσεις μπορεί να θεωρηθεί ότι το υλικό επικάλυψης, κατάλληλα και επαρκώς αγκυρωμένο επί του μεταλλικού σκελετού, αποτελεί διάφραγμα ικανό να μεταφέρει οριζόντια φορτία μέσα στο επίπεδό του.

Δύο είναι οι κύριες μορφές των φύλλων επικάλυψης που κυκλοφορούν στο εμπόριο:

- Η «απλή» μορφή των φύλλων επικάλυψης, αποτελούμενη από ένα μόνο προκατασκευασμένο πτυχωτό χαλυβδόφυλλο με προφίλ κυματοειδές ή τραπεζοειδές, το οποίο είναι συνήθως γαλβανισμένο για προστασία έναντι σκωρίασης.(βλ. Εικόνα 1.7)
- Τα θερμό-ηχομονωτικά προκατασκευασμένα φύλλα επικάλυψης, των οποίων η γενική μορφή είναι ένα σκληρό στρώμα πολυουρεθανίου (θερμό-ηχομονωτικό υλικό) πάχους 30 mm έως 80 mm, με επικάλυψη φύλλου αλουμινίου στην εξωτερική πλευρά και επικάλυψη φύλλου χάλυβα στην εσωτερική.

Οι τύποι των φύλλων επικάλυψης που φαίνονται στην Εικόνα 1.9 χρησιμοποιούνται τόσο για επιστεγάσματα, όσο και για πλαγιοκαλύψεις. Το τι τύπος φύλλου επικάλυψης θα χρησιμοποιηθεί σε κάθε έργο εξαρτάται από τις απαιτήσεις σε θερμομόνωση και ηχομόνωση, που είναι συνάρτηση του μέρους στο οποίο κατασκευάζεται, αλλά και από τις απαιτήσεις και την οικονομική δυνατότητα του κύριου του έργου. Προφανώς τα συνθετότερα φύλλα επικάλυψης έχουν και το ανάλογο αυξημένο κόστος. Η στήριξή τους στη φέρουσα κατασκευή γίνεται με κατάλληλες βίδες, οι οποίες καλύπτονται με αρμοκάλυπτρα.

Ο συνηθέστερος τρόπος προσόψεων είναι με χρήση θερμομονωτικών πανέλων σάντουιτς, σε διάφορες επιφανειακές διαμορφώσεις (επίπεδα, κυματοειδή, με νευρώσεις). Οι αυλακώσεις μπορεί να είναι κατακόρυφες ή οριζόντιες. Συνήθως όμως για τις προσόψεις προτιμώνται τα επίπεδα πανέλα, τα οποία δε λερώνουν εύκολα.

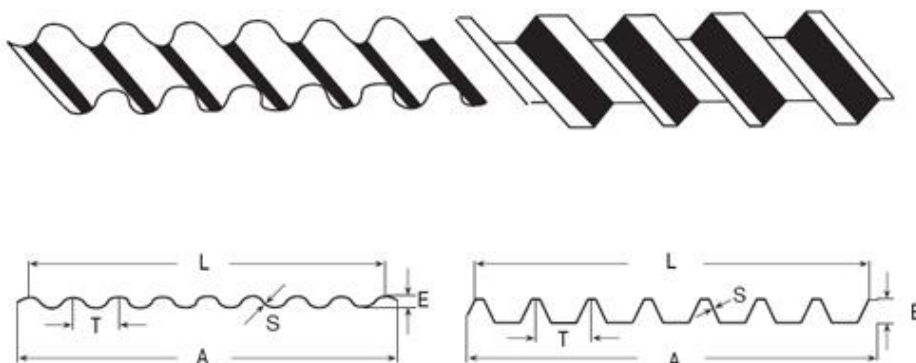
Στην περίπτωση μας για το κτίριο Β χρησιμοποιήθηκε τραπεζοειδής λαμαρίνα τύπου TPS 38/920, με βάρος 4.91 kg/m, προσθέτοντας και τις μεταλλικές συνδέσεις και την κόντρα πλακέ θαλάσσης εσωτερικά, υπολογίσαμε βάρος επικάλυψης 0.1 kN/m².



ΕΙΔΟΣ	Γαλβανισμένες ή προβαμμένες λαμαρίνες διαμορφωμένες σε κυματοειδή ή τραπεζοειδή μορφή.
ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΧΑΛΥΒΑ	DX51D κατά EN 10142/90.
ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΓΑΛΒΑΝΙΣΜΑΤΟΣ	Γαλβάνισμα Z140 - Z270 (140-270 gr/m ²) Γαλβαλουμίν, κράμα Al -Zn (Aluzinc) Προβαμμένο με πολυεστερική επίστρωση διαφόρων χρωμάτων πάχους 20 -25 μm. σε γαλβανισμένη λαμαρίνα Z140
ΜΟΡΦΗ - ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	Αυλακωτές: Ονομαστικό πλάτος 800 mm. Ωφέλιμο πλάτος 760 mm. Μήκη από 2000 έως 6000 mm. Πάχος από 0,30 έως 0,50 mm. Τραπεζοειδείς: Ονομαστικό πλάτος 830 και 960 mm. Ωφέλιμο πλάτος 790 και 920 mm. Μήκη από 2.000 έως 6.000 mm. Πάχος 0,40, έως 0,50 mm.

Οι τραπεζοειδείς προσφέρονται κατόπιν παραγγελίας και σε ειδικές διαστάσεις. Επίσης για κάλυψη οροφής, οι τραπεζοειδείς λαμαρίνες προσφέρονται κατόπιν παραγγελίας και με ειδική επίστρωση από pop-wonep υλικό, που δεν επιτρέπει τη συμπύκνωση των υδρατμών και προσφέρει σχετική θερμομόνωση. Απαιτήσεις για προμήθεια σε άλλα μήκη και διαστάσεις, μπορούν να ικανοποιηθούν κατόπιν συμφωνίας.

Αναλυτικότερα στοιχεία



1.7 Τραπεζοειδής μεταλλική λαμαρίνα (κτίριο Β)

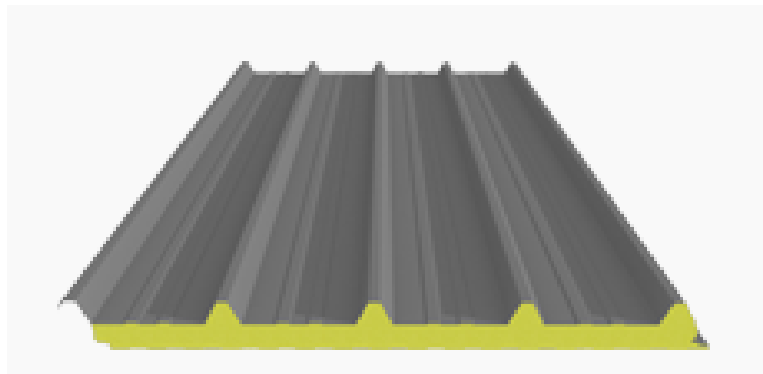
ΕΙΔΟΣ	ΤΥΠΟΣ	S (mm)	ΒΑΡΟΣ (Kg/m)
ΑΥΛΑΚΩΤΗ		0,30	2,13
ΑΥΛΑΚΩΤΗ		0,35	2,48
ΑΥΛΑΚΩΤΗ		0,40	2,84
ΑΥΛΑΚΩΤΗ		0,45	3,19
ΑΥΛΑΚΩΤΗ		0,50	3,55
ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΗΣ	TPS38/790	0,40	3,39
ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΗΣ	TPS38/790	0,45	3,81
ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΗΣ	TPS38/790	0,50	4,24
ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΗΣ	TPS38/920	0,40	3,93
ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΗΣ	TPS38/920	0,45	4,42
ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΗΣ	TPS38/920	0,50	4,91

A : Ονομαστικό πλάτος L : Ωφέλιμο πλάτος T : Βήμα S : Πάχος E : Ύψος διαμόρφωσης	Βάρη ανά τρέχον μέτρο
--	------------------------------

1.8 Τραπεζοειδής λαμαρίνα(κτίριο Β) -2

1.8

Αντίθετα στο κτίριο Α χρησιμοποιήθηκαν πάνελα πολυουρεθάνης, με βάρος 13.85 kg/m². Προσθέτοντας και το βάρος των μεταλλικών συνδέσεων, επιλέξαμε για φορτίο επικάλυψης το 0.20 kN/m².



► ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ & ΒΑΡΟΣ

Μεγέθυνση
Βάρος:

Πάχος πυρήνα πολυουρεθάνης (mm) A	30	40	50	60	80	100
Συνολικό ύψος πάνελ (mm) H	72	82	92	102	122	142
Βάρος kg/m ² (χάλυβας 0.50mm)	10.9	11.3	11.7	12.15	13.0	13.85
Βάρος kg/m ² (αλουμίνιο 0.50mm)	4.80	5.25	5.65	6.10	6.90	7.75

Μέγιστες ανοχές διαστάσεων:

Μήκος	L ≤ 3m ±5mm
	L > 3m ±10mm
Πλάτος	±2mm
Πάχος	D ≤ 100mm ±2mm
	D ≥ 100mm ±2%

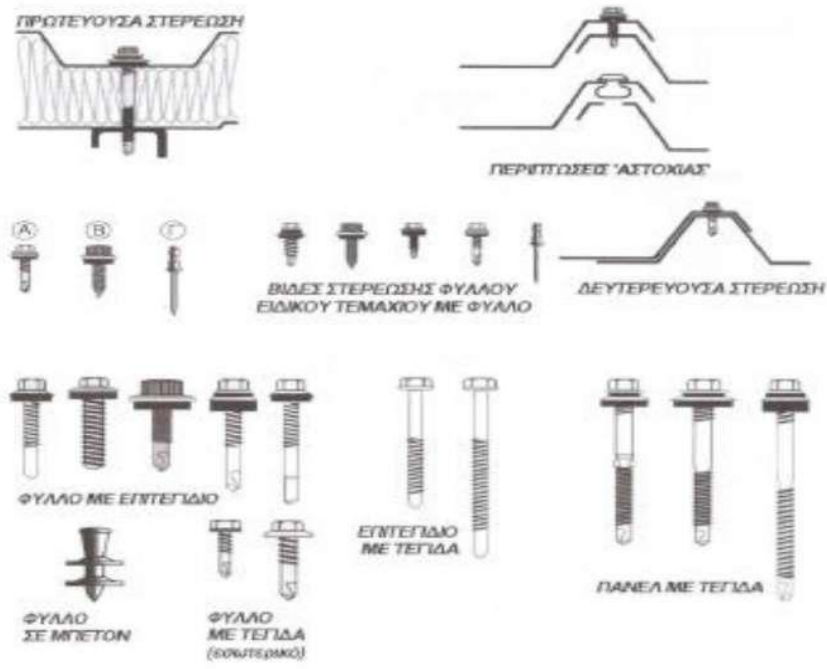
Χαρακτηριστικά πολυουρεθάνης:

Πυκνότητα	40 ± 2 Kg/m ³
Ποσοστό κλειστών κυψελίδων	95%

Διαθέσιμα μήκη και υπερκαλύψεις:

Διαθέσιμα μήκη από 0.50 έως 16 μέτρα. Σε περίπτωση τοποθέτησης δυο οι περισσότερων πινέλων κατά μήκος υπάρχει δυνατότητα ειδικής παραγγελίας με υπερκάλυψη των φύλλων. Στις περισσότερες περιπτώσεις συνιστάται υπερκάλυψη 200mm – 250mm.

1.9 Πανέλο κτιρίου Α



1.10 Τύποι βυσμάτων για τα φύλλα επικάλυψης

3 Γενική Περιγραφή του Κτιρίου

3.1 Γενικά στοιχεία

Το κτίριο είναι μεταλλική κατασκευή και αποτελείται από δύο κατασκευές που έχουν τη δυνατότητα να λειτουργούν αυτόνομα, γι' αυτό το λόγο και μελετήθηκαν και ανεξάρτητα. Μεταξύ των δύο κτιρίων υπάρχει αρμός και επικοινωνούν μεταξύ τους με την κεντρική είσοδο να βρίσκεται στο Α κτίριο, ενώ το Β έχει μόνο έξοδο ασφαλείας.

Το Α κτίριο είναι ο χώρος υποδοχής, που είναι παράλληλα και εμπορικό κατάστημα. Η επιφάνεια του είναι 174.9 m^2 , διαστάσεων 11.19×15.63 , και ύψος 5.9 m μέσο όρο ($5.8 \sim 6.0$), κλίση (0.026). Οι βασικοί κύριοι φορείς είναι 3 αμφίπακτα πλαίσια με αποστάσεις μεταξύ τους 5.07 και 5.62 m αντίστοιχα. Μεταξύ των πλαισίων έχουν κατασκευαστεί έκκεντροι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Λ, διατομής SHS 120X5. Τα υποστυλώματα έχουν διατομές HEA 220, και τα δοκάρια των πλαισίων είναι IPE270, ενώ τα δοκάρια κάθετα στα πλαίσια είναι HEA180. Επιπλέον οι τεγίδες είναι διατομής IPE220.

Το Β κτίριο λειτουργεί ως πίστα αναρρίχησης. Η επιφάνεια του είναι 146.36 m^2 , διαστάσεων $11,15 \times 17,06$, και μέγιστο ύψος $14,0 \text{ m}$ (με επιμέρους ύψη $7, 10, 13.5 \text{ m}$), και πλευρές με γωνίες κλίσεων 30 και 50 μοίρες αντίστοιχα. Οι βασικοί φορείς είναι 3 αμφίπακτα πλαίσια με αποστάσεις 5.15 και 4.8 m αντίστοιχα, με το κεντρικό πλαίσιο να δέχεται τα περισσότερα εξωτερικά φορτία, οπότε να είναι και σαφώς πιο ενισχυμένο, όσον αφορά τις διατομές των υποστυλωμάτων. Μεταξύ των πλαισίων έχουμε κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας μορφής διαγωνίου, διατομής SHS120X5, για να έχουμε πλευρική εξασφάλιση από τις δυνάμεις που ασκούνται (ανεμοπίεση, σεισμός, τεχνικές ατέλειες). Επιπλέον κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας έχουμε και κατά μήκος των πλαισίων, που δικαιολογούνται λόγω του μεγάλου ύψους της κατασκευής, με μόνη εξαίρεση το κεντρικό πλαίσιο, ώστε να εξυπηρετείται η λειτουργικότητα του χώρου- επιπλέον λόγος που το κεντρικό πλαίσιο είναι πιο ενισχυμένο. Τα υποστυλώματα έχουν διατομές HEA200, εκτός από τα 2 κεντρικά του μεσαίου πλαισίου που έχουν διατομές HEA340, και τα δοκάρια των πλαισίων είναι διατομής IPE240, ενώ τα δευτερεύοντα δοκάρια μεταξύ των πλαισίων, αλλά και γενικότερα της υπόλοιπης κατασκευής είναι διατομής HEA160. Επιπλέον εσωτερικά του κτιρίου υπάρχει ένα συγκολλητό πλέγμα επένδυσης που καλύπτει όλο το κτίριο τόσο στη στέγη όσο και πλευρικά (διατομές SHS 120X60X4).

Η ποιότητα του χάλυβα, S275 και για τις δύο κατασκευές μας.



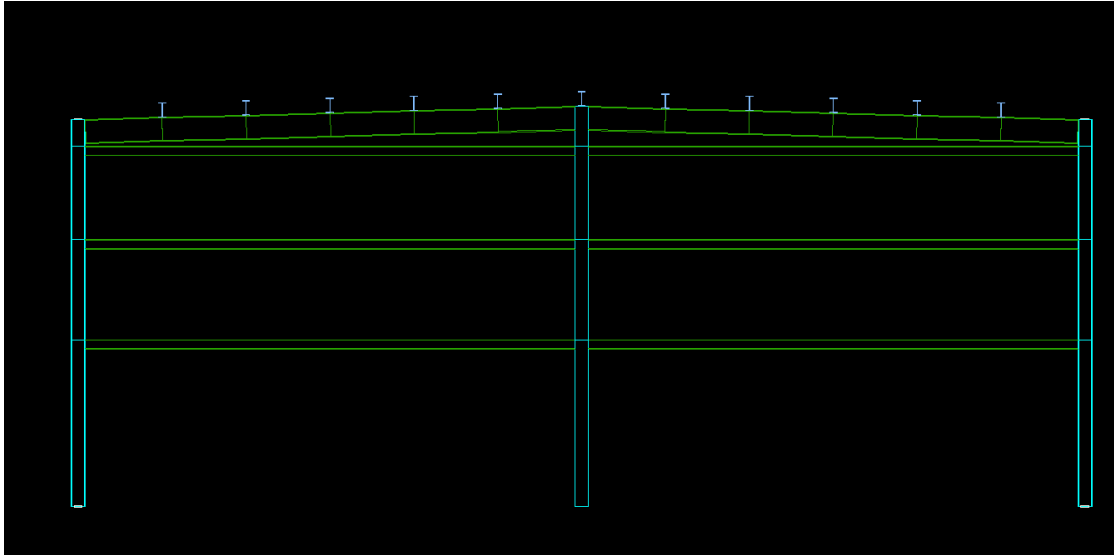
2.1 Όψη των 2 κτιρίων (σημ. υπήρξε μετέπειτα επέκταση στην οροφή του κτιρίου Α)



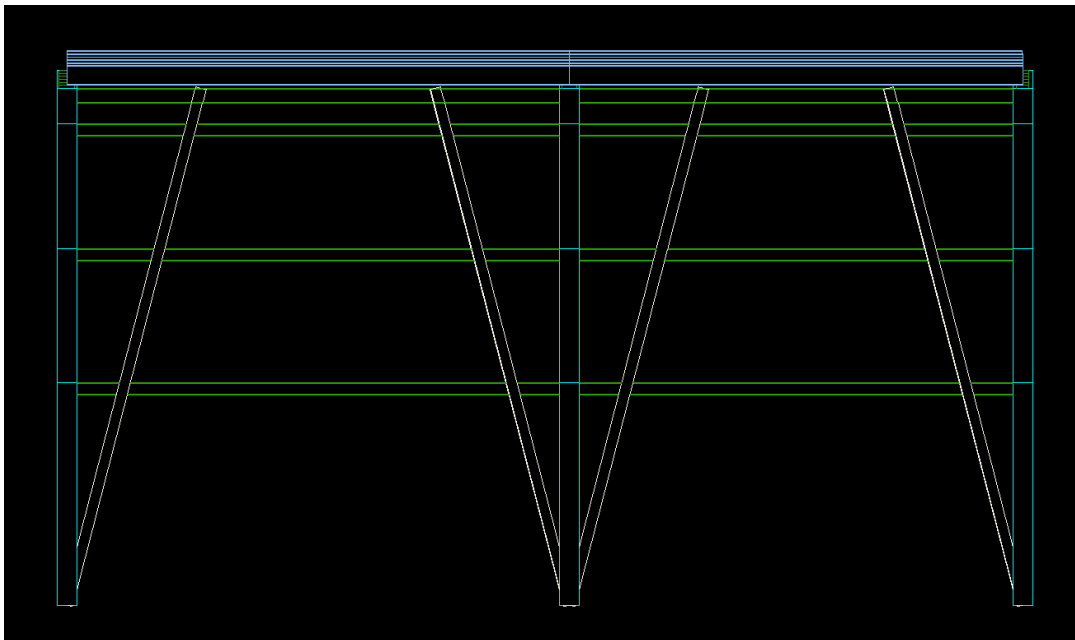
2.2 Δεύτερη όψη



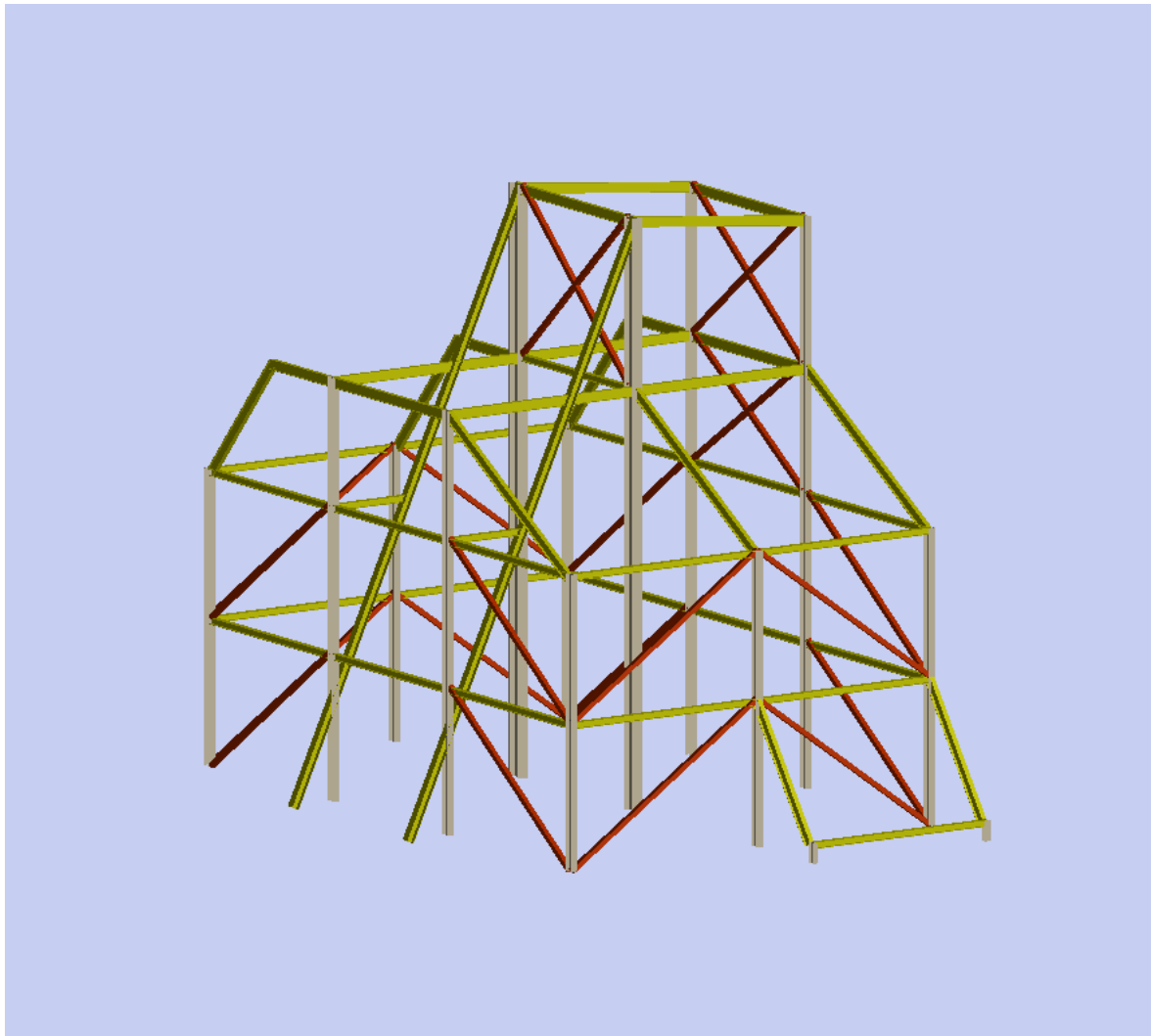
2.3 Τρισδιάστατο του κτιρίου Α



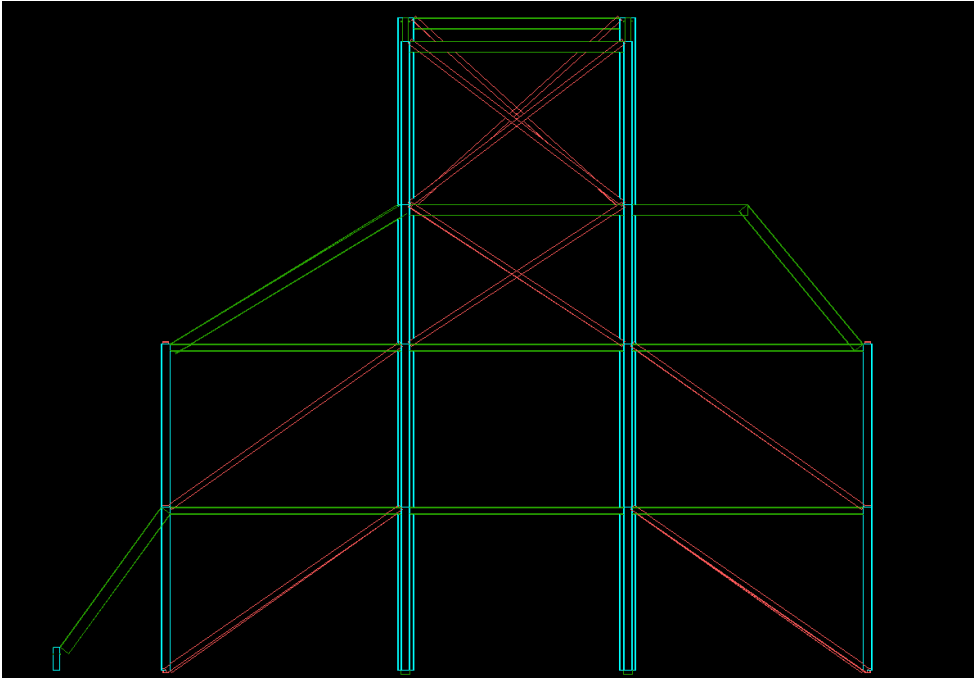
2.4 Όψη 1 του κτιρίου Α



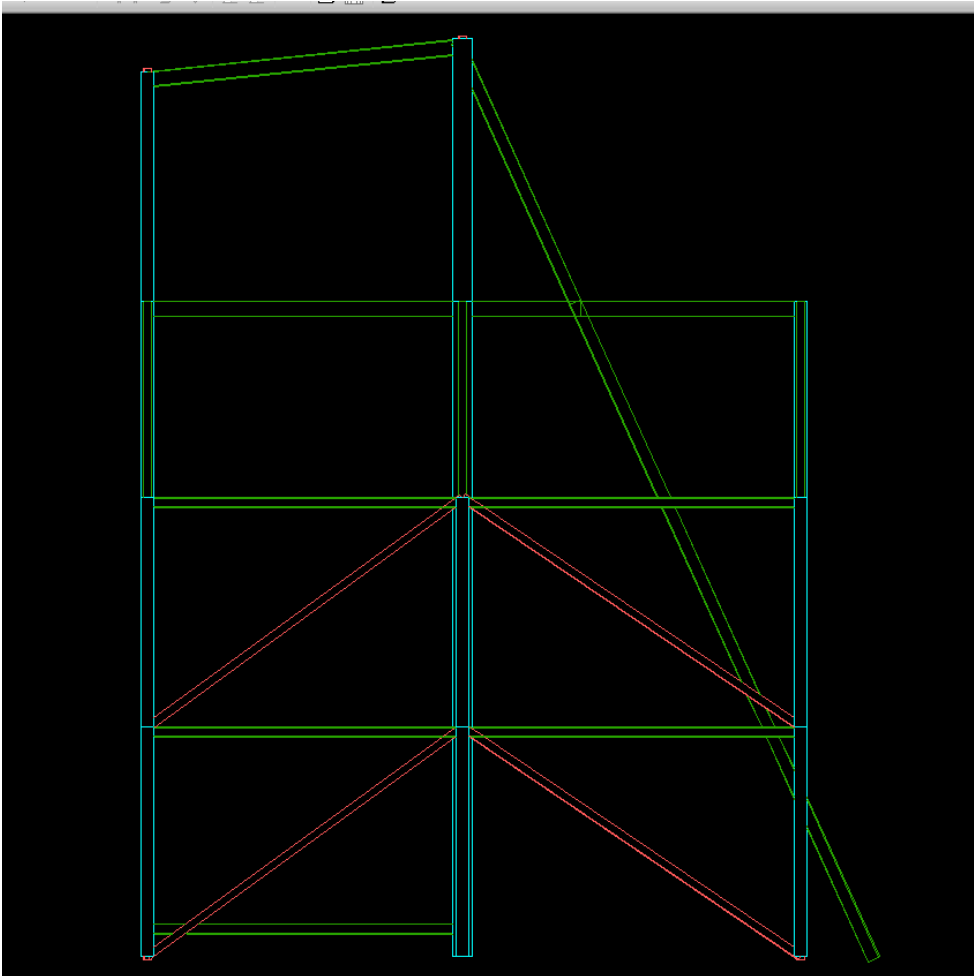
2.5 Όψη 2 κτιρίου Α



2.6 Τρισδιάστατο του κτιρίου Β



2.7 Όψη 1 κτιρίου Β



2.8 Όψη 2 κτιρίου Β

Χαρακτηριστικό της ιστορίας των δύο κατασκευών είναι ότι η μεν πίστα αναρρίχησης- που αποτελεί και την πρώτη του είδους στη Ελλάδα (ανεγέρθηκε από τον Δημήτριο Κορρέ)- κατασκευάστηκε σε άλλη τοποθεσία και με την προοπτική της αυτόνομης λειτουργίας.

Η δε δεύτερη κατασκευή που λειτουργεί σαν εμπορικό κατάστημα, κατασκευάστηκε ως αποθήκη, δηλαδή και αυτή μελετήθηκε ξεχωριστά.

Στην τωρινή του μορφή το συγκρότημα κατέληξε όταν μεταφέρθηκε η πίστα αναρρίχησης δίπλα στην δεύτερη μας κατασκευή.

Εν συντομία στη συνέχεια της διπλωματικής, η εμπορική κατασκευή θα αναφέρεται ως κτίριο Α, και η πίστα αναρρίχησης ως κτίριο Β.

3.2 Φορτία Κατασκευής

Ανάλογα με τη χρήση, τη μορφή και τη θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη.

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

- Μόνιμα Φορτία (G)
- Ίδια βάρη της κατασκευής
- Ίδιο βάρος επικάλυψης
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα κ.τ.λ.)
- Κινητά Φορτία (Q)
- Δράσεις Ανέμου
- Φορτίο Χιονιού
- Τυχηματικά Φορτία
- Σεισμικά Φορτία (έμμεσο φορτίο με επιβολή επιβεβλημένων μετατοπίσεων)

Λόγω της μορφής του κτιρίου Α, θεωρήθηκε ότι όλα τα οριζόντια και κατακόρυφα φορτία ασκούνται στις μηκίδες και τεγίδες αντίστοιχα και από εκεί μεταβιβάζονται στις κύριες δοκούς και στα υπόλοιπα μέλη του φορέα.

Αντίστοιχα στο κτήριο Β, θεωρήθηκε ότι όλα τα οριζόντια και κατακόρυφα φορτία ασκούνται στα δοκάρια(ανάλογα την επιφάνεια επιρροής του κάθε δοκαριού), και από εκεί μεταβιβάζονται στα υποστυλώματα και στα υπόλοιπα μέλη του φορέα.

3.2.1 Οριακές καταστάσεις- Δράσεις

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας, που αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής και σχετίζονται με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους ενοίκους. Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού, διακρίνονται σε:
 - Άμεσες, π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανομημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία
 - Έμμεσες, π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού
 Οι δράσεις αυτές ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:
 - Μόνιμες, π.χ. ίδια βάρη της κατασκευής
 - Μεταβλητές, π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου
 Ως προς τη θέση τους οι δράσεις ταξινομούνται σε:
 - Καθορισμένες, π.χ. ίδιο βάρος
 - Ελεύθερες, π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών
 Ως προς τη φύση τους ταξινομούνται σε:
 - Στατικές
 - Δυναμικές

3.2.2 Μόνιμες Δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου.

Τα ίδια βάρη της κατασκευής υπολογίζονται από το ίδιο το πρόγραμμα.

Τα επιπλέον μόνιμα είναι (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή, ηλεκτρομηχανικός εξοπλισμός, μόνωση), για τα οποία παίρνουμε $0,2 \text{ kN/m}^2$ για το κτίριο Α και $0,1 \text{ kN/m}^2$ για το κτίριο Β.

3.2.3 Κινητές Δράσεις

Τα κινητά ή μεταβλητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν όταν η κατασκευή βρίσκεται σε λειτουργία. Τα μεταβλητά αυτά φορτία θα πρέπει να τοποθετούνται κατά δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Στα κινητά φορτία της κατασκευής περιλαμβάνονται το κινητό φορτίο των δαπέδων και της στέγης, η μεταβολή της θερμοκρασίας, το φορτίο χιονιού και ο άνεμος, και οι δε τιμές τους δίνονται από κανονισμούς.

3.2.4 Κινητό φορτίο στέγης

Για το κτήριο Α παίρνουμε 0.75 KN/m^2 και για το κτήριο Β παίρνουμε 1.5 KN/m^2 (βάσει της υπάρχουσας μελέτης)

3.2.5 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία του χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία έλαβε χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων. Το φορτίο του χιονιού θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης, ενώ κατατάσσεται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, μπορεί να εντάσσεται στις τυχηματικές δράσεις. Ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι συσσωρεύεται επί της στέγης κατά διάφορους τρόπους.

Προσδιορισμός φορτίου χιονιού (s) σε στέγες

Το φορτίο χιονιού σε μία στέγη προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Όπου:

- μ_i ο συντελεστής μορφής χιονιού
- $C_e = 1$, ο συντελεστής έκθεσης, για κανονικές συνθήκες
- $C_t = 1$, ο θερμικός συντελεστής, για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης
- s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

Προσδιορισμός χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού (s_k) επί του εδάφους

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k δίνονται στο παράρτημα C του EN 1991- Μέρος 1.3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

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

Ζώνη II ($s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Ζώνη III ($s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$): Υπόλοιπη χώρα.

Το εν λόγω κτίριο βρίσκεται στο νομό Αττικής επομένως ανήκει στη Ζώνη II με $s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$. Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

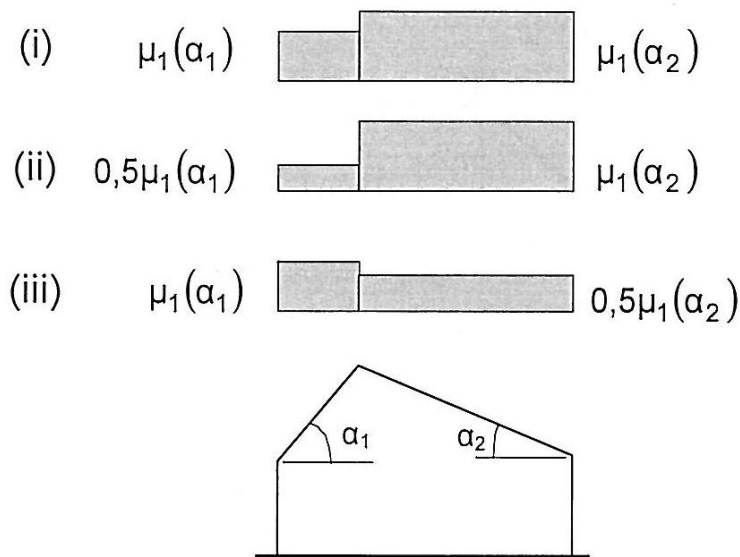
$$s_k = s_{k,0} [1 + (A/917)^2]$$

Όπου:

- $s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ για $A = 0$), σε KN/m^2
- A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας σε m

Προσδιορισμός του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού (μ_i)

Ο συντελεστής μορφής φορτίου εξαρτάται από τη μορφή και τη γεωμετρία της στέγης. Για τις δικλινείς στέγες, δίνεται στο παρακάτω σχήμα και πίνακα για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, με την προϋπόθεση ότι η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.



Σχ. 3.2 Συντελεστές μορφής σε δικλινείς στέγες

Πιν. 3.1 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού			
Κλίση στέγης α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

2.9 Συν/στές μορφής φορτίου χιονιού

Για το κτίριο A, λόγω της ελάχιστης κλίσης ($0,2/7,54 = 0,0265 \rightarrow \varphi = 1,5^\circ$, κάνω την υπόθεση ότι οι φορτίσεις είναι κάθετες στα μέλη.

$s_k = 0,83$ για υψόμετρο κτιρίου περίπου 180m

$C_t = 1$

$C_e = 1$

Από πίνακα $\mu_1 = 0,8$

Οπότε $s=0,8 \times 1 \times 1 \times 0,83=0,67 \text{ kN/m}^2$

Για το κτίριο B, έχω 3 διαφορετικές κλίσεις, για κάθε μία από τις δύο πλευρές, έχω γωνίες 30° και 50° μοιρών αντίστοιχα και μία μονοκλινής στέγη στην κορυφή με κλίση 6° . Οπότε $\mu_A=0,8$ και $\mu_B=0,27$ για τις δύο πλευρές και $\mu_T=0,8$ για την στέγη στην κορυφή του κτιρίου.

Για τις 30° έχω $\rightarrow s_1 = 0,67 \text{ kN/m}^2$ (όπως και στο A κτίριο)

Για τις 50° έχω $\rightarrow s_2 = 0,27 \times 1 \times 1 \times 0,83 = 0,22 \text{ kN/m}^2$

Για τις 6° έχω $\rightarrow s_3 = 0,67 \text{ kN/m}^2$

3.2.6 Φορτία Ανέμου

Η ανεμοπίεση είναι η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια. Επίσης όταν μια επιφάνεια σαρώνεται από άνεμο παράλληλο προς την επιφάνεια, οι δυνάμεις που επίσης ασκούνται σ' αυτήν είναι δυνάμεις τριβής οι οποίες ενδέχεται να είναι σημαντικές.

Οι δράσεις λόγω ανέμου είναι σημαντικές για τις κατασκευές από χάλυβα και αποτελούν γι' αυτές βασική φόρτιση ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Τα φορτία του ανέμου θεωρούνται στατικά γιατί αν και οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και άρα προκαλούν αντιδράσεις, τα κτίρια που κατασκευάζονται ευρέως αλλά και το κτίριο στην παρούσα μελέτη είναι δύσκαμπτα. Σε αντίθετη περίπτωση θα πρέπει να λαμβάνονται σοβαρά υπόψη δυναμικές επιρροές.

Όσον αφορά τη μελέτη μας, την ανεμοπίεση στο κτίριο A την μελετάμε όσον αφορά ολόκληρη την κατασκευή, ενώ για το κτίριο B λόγω της ιδιαίτερης γεωμετρίας του, μοιράζουμε την κατασκευή σε βάσης (από 0 έως 10 m) – και κορυφής (από 10 έως 14 m) και τα μελετάμε ξεχωριστά.

Οι παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται το μέγεθος της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

-η γεωγραφική θέση

Οι ταχύτητες του ανέμου είναι στατικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές απ' ότι σε άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα σημαντικά στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες του ανέμου δημοσιεύονται συνήθως με τη μορφή ισοϋψών καμπυλών, οι οποίες είναι γραμμές ίσης βασικής ταχύτητας του ανέμου τοποθετημένες σε ένα χάρτη. Η βασική ταχύτητα του ανέμου αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 1 ως η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου και αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα στα 10 m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας τον μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς τα 50 χρόνια.

-η φυσική θέση

Οι ριπές του ανέμου με υψηλές ταχύτητες απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες περιοχές όπως είναι τα κέντρα πόλεων, λόγω των μεταβολών στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Η μεταβολή αυτή λαμβάνεται υπόψη μέσω ενός

συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος σχετίζεται με την τραχύτητα του εδάφους και το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.

-η τοπογραφία

Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της τοποθεσίας σε σχέση με τους λόφους ή και τους γκρεμούς λαμβάνονται υπόψη με τον συντελεστή τοπογραφίας.

-οι διαστάσεις των κτιρίων

Το ύψος του κτιρίου είναι ιδιαίτερα σημαντικό, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνονται με το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.

-η μέση ταχύτητα του ανέμου

Προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα, που προσαυξάνεται για να ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητάς του.

-το σχήμα της κατασκευής

Τα φορτία του ανέμου δεν είναι απλώς μια μετωπική πίεση που ασκείται στην πρόσοψη μιας κατασκευής, αλλά το αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από την κατασκευή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής αντίστοιχα προς τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα εμπόδιο (κτίριο) παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή (άνεμος). Η κατανομή είναι επιπλέον περίπλοκη λόγω των γειτονικών κατασκευών και των φυσικών εμποδίων/μεταβολών, όπως λόφοι, κοιλάδες, δασικές εκτάσεις, που μπορεί να επηρεάζουν τη μορφή της κίνησης του ανέμου και τη σχετική κατανομή της πίεσης. Γενικά ως προς τις κατακόρυφες επιφάνειες του κτιρίου, πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες και υποπίεσεις στις υπήνεμες όψεις του κτιρίου.

-η κλίση της στέγης

Η παράμετρος αυτή είναι σημαντική ως προς το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Είναι αξιοσημείωτο ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση (αρνητικές πιέσεις ή υποπίεσεις), ενώ στέγες με μεγαλύτερη κλίση (μεγαλύτερη από 200) μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.

-η διεύθυνση του ανέμου

Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου.

Για τη συγκεκριμένη μελέτη εξετάζονται δύο διευθύνσεις ανέμου, μία κατά τη θετική φορά του άξονα x και μία κατά τη θετική φορά του άξονα y . Για όλα τα κτίρια εφαρμόστηκαν οι ίδιες παράμετροι για τον υπολογισμό της ανεμοπίεσης όπως αναλύονται παρακάτω. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, η πίεση η οποία δρά κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, προκύπτει από τη σχέση :

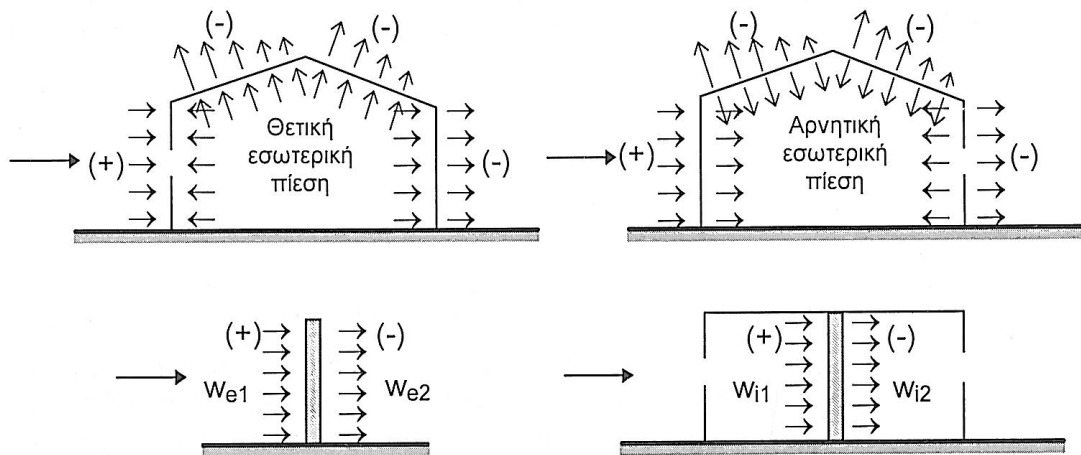
$$W_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Όπου

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} είναι ο συν/στής εξωτερικής πίεσης



2.10 Πίεση επί των επιφανειών

Θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$

Είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II). Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ για την Ελλάδα ορίζεται στα 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και στα 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα. Το υπό μελέτη κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε απόσταση μεγαλύτερη από 10 km από την ακτή. Έτσι λαμβάνεται $v_{b,0} = 27$ m/s.

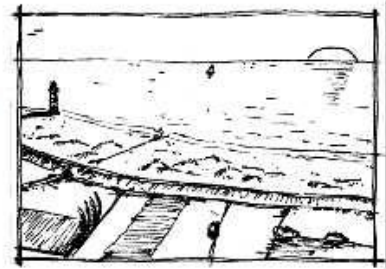
Κατηγορία εδάφους

Το έδαφος θεωρείται κατηγορίας III (περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων), άρα $z_{\min} = 5$ m και $z_0 = 0,3$ m, όπου z_0 είναι το μήκος τραχύτητας σε m και z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος, όπως αυτά ορίζονται ανάλογα με την κατηγορία εδάφους.

Απεικονίσεις της ανώτερης τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους

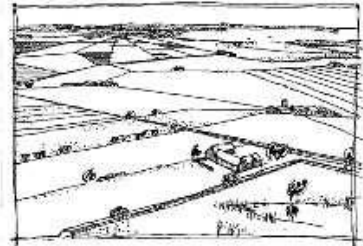
Κατηγορία εδάφους 0

Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα



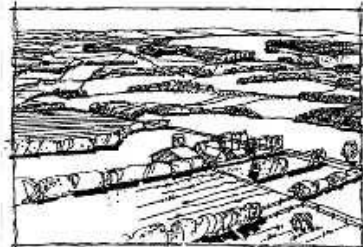
Κατηγορία εδάφους I

Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια



Κατηγορία εδάφους II

Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων



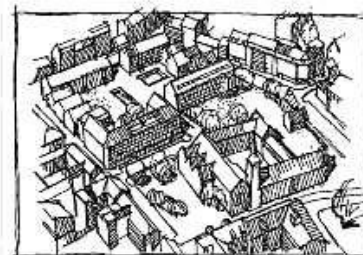
Κατηγορία εδάφους III

Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)



Κατηγορία εδάφους IV

Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m



2.11 Απεικονίσεις της τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους- Ευρωκώδικας 1

Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m	1,0	10
Οι κατηγορίες εδάφους επεξηγούνται στο Σχήμα 4.1		

2.12 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχοι παράμετροι- Ευρωκώδικας 1

$z_{o,II}=0,05m$ (κατηγορία εδάφους II)

Το ύψος αναφοράς είναι $z_e=h=5.9m$ το κτίριο A και για το κτίριο B $z_e=h= 10.0m$ και $z_e=h=14m$.

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

Ο συντελεστής εποχής είναι $C_{season} = 1,0$

Ο συντελεστής διεύθυνσης είναι $C_{dir} = 1,0$

$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 27 = 27 \text{ m/s}$

- Ο συντελεστής εδάφους $k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{o,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,22$

για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$

- Ο συντελεστής τραχύτητας, $c_r(z)$, λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου, υπολογίζεται δε συναρτήσει του ύψους z με τις ακόλουθες λογαριθμικές σχέσεις:

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

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_o}\right) \text{ για } z \leq z_{\min}$$

Το κτίριο Α έχει συν/στη τραχύτητας

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_o}\right) = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{5,9}{0,3}\right) = 0,6554$$

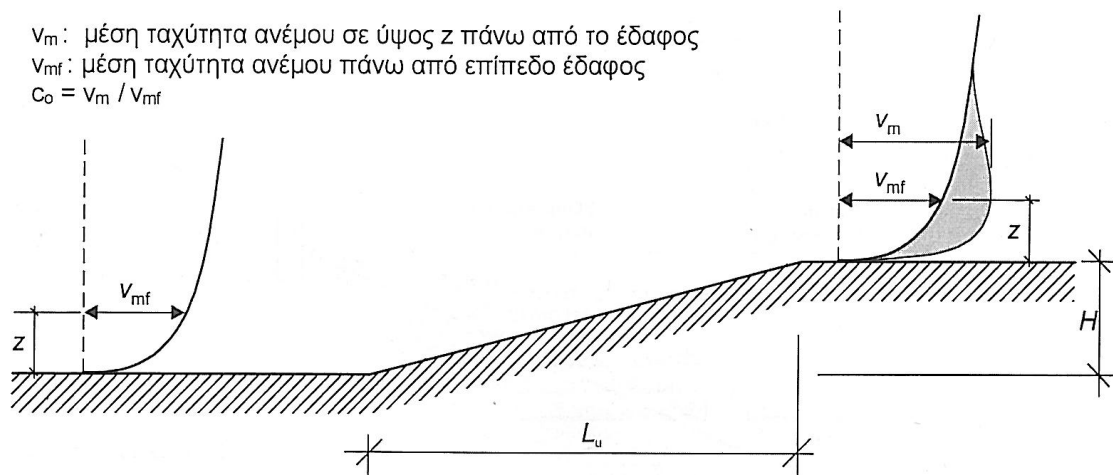
Το κτίριο Β χωρίζεται σε δύο επιμέρους κατασκευές. Στο ένα (βάση-ύψος αναφοράς τα 10m) έχουμε:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_o}\right) = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{10}{0,3}\right) = 0,7714$$

Και στο άλλο(κορυφή- ύψος αναφοράς τα 14m) έχουμε:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_o}\right) = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{14}{0,3}\right) = 0,845$$

$$\begin{array}{ll}
 c_t = 1 & \text{για } \Phi < 0,05 \\
 c_t = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi & \text{για } 0,05 < \Phi < 0,3 \\
 c_t = 1 + 0,6 \cdot s & \text{για } \Phi > 0,3
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} c_t = 1 \\ c_t = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi \\ c_t = 1 + 0,6 \cdot s \end{array}} \right\}$$



2.13 Συν/στής τοπογραφικής διαμόρφωσης (συνήθως ίσος με 1)

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης είναι $c_o(z) = 1,0$

Ο συντελεστής στροβιλισμού είναι $k_1 = 1,0$

Η ένταση του στροβιλισμού για ύψος $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$, είναι για το κτίριο A:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_o)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(5,9/0,3)} = 0,3357$$

Για το κτίριο B, και τις επιμέρους κατασκευές του, παίρνω:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_o)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(10/0,3)} = 0,2852$$

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_o)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(14/0,3)} = 0,26$$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος $z=5,9m$, είναι

$$v_{m(z)} = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 0,6554 \cdot 1,0 \cdot 27 = 17,7m/s$$

Αντίστοιχα για 10m και 14m έχω

$$v_{m(z)} = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 0,7714 \cdot 1,0 \cdot 27 = 20,83m/s$$

$$v_{m(z)} = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 0,845 \cdot 1,0 \cdot 27 = 22,815m/s$$

Η πυκνότητα του αέρα είναι $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι για κτίριο A:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,3357) \cdot 0,5 \cdot 0,00125 \cdot 17,7^2 = 0,67 \text{ kN/m}^2$$

Για κτίριο B έχω:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,2852) \cdot 0,5 \cdot 0,00125 \cdot 20,83^2 = 0,81 \text{ kN/m}^2$$

,για μέχρι 10m

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,26) \cdot 0,5 \cdot 0,00125 \cdot 22,815^2 = 0,92 \text{ kN/m}^2$$

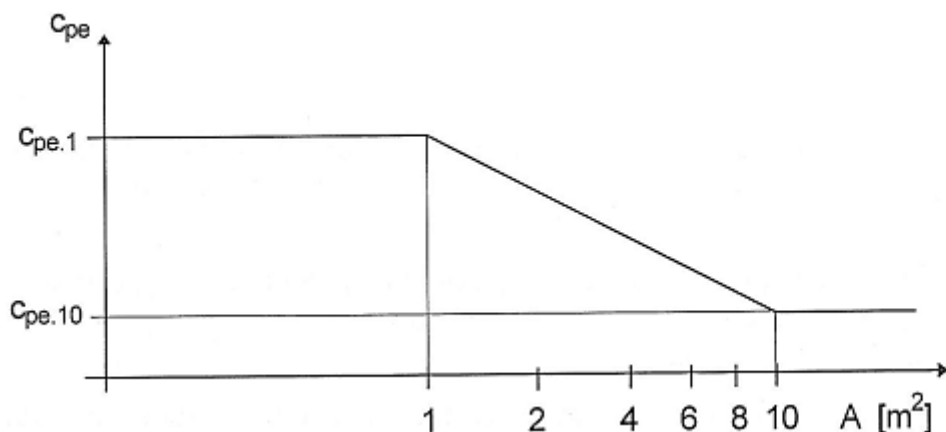
, για 10 μέχρι 14m

Για τα κτίρια οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A, δίνονται δε στους πίνακες του Ευρωκώδικα για δύο χαρακτηριστικές τιμές της, για $1 \text{ m}^2 (c_{pe,1})$ και για $10 \text{ m}^2 (c_{pe,10})$. Ως φορτιζόμενη θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Φορτιζόμενες επιφάνειες θεωρούνται οι κατακόρυφοι εξωτερικοί τοίχοι και οι στέγες των κτιρίων. Για την εύρεση των δράσεων ανέμου, χρησιμοποιήθηκαν οι πίνακες του Ευρωκώδικα για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων και για δικλινείς στέγες, με διεύθυνση του ανέμου (α) $\theta = 0^\circ$ και (β) $\theta = \pm 90^\circ$ Βλ. Σχήμα 2.14.

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

2.14 Οι συν/στές εξωτερικής πίεσης συναρτήσει των φορτιζόμενων επιφανειών (Ευρωκώδικας 1)

Ως φορτιζόμενη θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνηση του.



2.15 Διάγραμμα συν/στών εξωτερικής πίεσης με φορτιζόμενη επιφάνεια A

Συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi}

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Τα 2 κτίρια μας επειδή μελετούνται ανεξάρτητα, θεωρούμε ότι έχουν και τα 2 καθοριστική πλευρά.

Συγκεκριμένα για το κτίριο A δεχόμαστε ότι η καθοριστική πλευρά είναι παραπάνω από διπλάσια των επιφανειών των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές, οπότε $c_{pi} = 0,80 \cdot c_{pe}$, όπου c_{pe} η τιμή του συν/στη εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς.

Για το κτίριο B δεχόμαστε ότι η καθοριστική πλευρά είναι τριπλάσια των επιφανειών των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές, οπότε $c_{pi} = 0,90 \cdot c_{pe}$, όπου c_{pe} η τιμή του συν/στη εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς.

Τελικές Πιέσεις

Η εξωτερική πίεση δίνεται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Υπολογισμοί

Θα υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις για διευθύνσεις του ανέμου $\Theta=00$ και $\Theta=\pm 900$ με την θεώρηση ανοιχτής θύρας

Συν/στές για τους κατακόρυφους τοίχους –για τα κτίρια A και B

α) Διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$ (κάθετα στην πλάγια όψη του κτιρίου)

Για κτίριο A

$$e = 11,19 \text{ m}$$

Οπότε περιοχή A, $e/5 = 2,238\text{m}$,

Περιοχή B, $4/5xe = 8,952\text{m}$,

Περιοχή C, $d-e = 4,44\text{m}$,

Βλ. Σχήμα 2.17

Προκύπτει ότι

	A		B		C		D		E	
h/d	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}
0,38	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7173	+1,0	-0,335	
q _{pe}	0,67									
w _e (kPa)	-0,80	-0,94	-0,54	-0,74	-0,335		+0,48	+0,67	-0,22	

Για κτίριο B (κατασκευή βάσης)

$$e = 9,95 \text{ m}$$

Οπότε περιοχή A, $e/5 = 2\text{m}$

Και περιοχή B, $4/5e = 7,96\text{m}$

Περιοχή C, $d-e = 4,76\text{m}$

$$h/d = 0,68$$

Βλ. Σχήμα 2.17

	A		B		C		D		E	
h/d	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}
0,68	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7573	+1,0	-0,415	
q _{pe}	0,81									
w _e (kPa)	-0,97	-1,13	-0,65	-0,89	-0,4		+0,61	+0,81	-0,34	

Για κτίριο B (κατασκευή κορυφής)

$$e = 6,605 \text{ m}$$

Οπότε περιοχή A, $e/5 = 1,321 \text{ m}$

Και περιοχή B, $d-e/5 = 5,284 \text{ m}$

$$h/d = 1,34$$

Βλ. Σχήμα 2.17

	A		B		C		D		E	
h/d	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}
1,34	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,591	
q _{pe}	0,92									
w _e (kPa)	-1,1	-1,23	-0,74	-1,01	-0,46		+0,74	+0,92	-0,54	

β) Διεύθυνση ανέμου $\Theta = \pm 90^\circ$ (κάθετα στην πρόσοψη του κτιρίου)

Για κτίριο A

$$e = 11,8 \text{ m}$$

Οπότε περιοχή A, $e/5 = 2,36\text{m}$

Περιοχή B, $d-e/5 = 8,83\text{m}$

$$h/d = 0,53$$

Βλ. Σχήμα 2.17

	A		B		C		D		E	
h/d	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}	c _{pe,10}	C _{pe,1}
0,53	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7374	+1,0	-0,575	
q _{pe}	0,67									
w _e (kPa)	-0,80	-0,94	-0,54	-0,74	-0,335		+0,49	+0,67	-0,385	

Για κτίριο Β (κατασκευή βάσης)

$$e = 14,71 \text{ m}$$

Οπότε περιοχή Α, $e/5=2,942 \text{ m}$

Περιοχή Β, $d-e/5= 7,0 \text{ m}$

$$h/d=1,0$$

Βλ. Σχήμα 2.17

	Α		Β		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
1,0	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
q_{pe}	0,81									
$w_e(\text{kPa})$	-0,97	-1,38	-0,65	0,89	-0,405		+0,65	+0,81	-0,405	

Για κτίριο Β (κατασκευή κορυφής)

$$e = 4,41 \text{ m}$$

Οπότε περιοχή Α, $e/5 = 0,882 \text{ m}$

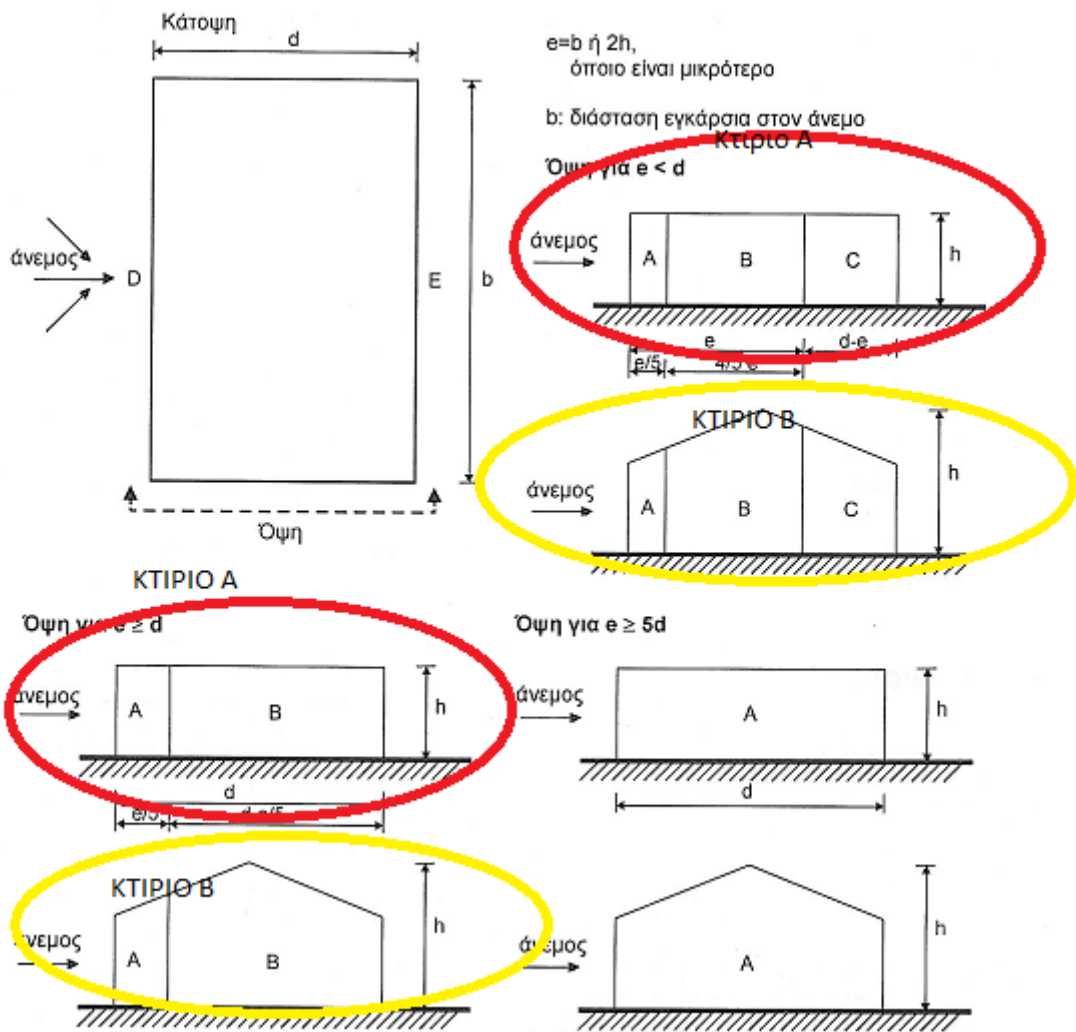
Περιοχή Β, $4/5xe = 3,528 \text{ m}$

Περιοχή C, $d-e = 2,195 \text{ m}$

$$h/d = 0,605 \text{ m}$$

Βλ. Σχήμα 2.17

	Α		Β		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
0,605	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7473	+1,0	-0,395	
q_{pe}	0,92									
$w_e(\text{kPa})$	-1,1	-1,23	-0,74	-1,01	-0,46		+0,69	+0,92	-0,363	



2.16 Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

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

Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

2.17 Συν/στές πίεσης για κατακόρυφους τοίχους(ευρωκώδικας1)

Οριζόντια Στέγη για Κτίριο Α

α) Διεύθυνση ανέμου $\Theta=0$ (κάθετα στην πλάγια όψη του κτιρίου)

$e = 11,19 \text{ m}$

Περιοχή F- Διαστάσεις: Μέτωπο $e/4= 2,8 \text{ m}$, όψη $e/10= 1,12 \text{ m}$

Περιοχή G- Διαστάσεις: Μέτωπο $e/2= 5,6 \text{ m}$, όψη $e/10= 1,12 \text{ m}$

Περιοχή H- όψη $e/2-e/10= 4,48 \text{ m}$

Περιοχή I- Όψη $d-e/2= 9,485 \text{ m}$

$h_p/h=0,025$

Από πίνακα 2.18 συμπεραίνω ότι

	F		G		H		I	
$h_p/h=$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
0,025	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
q_{pe}	0,67							
$w_e(\text{kPa})$	-1,07	-1,474	-0,74	-1,21	-0,47	-0,8	$\pm 0,134$	

β) Διεύθυνση ανέμου $\Theta=\pm 90^\circ$ (κάθετα στην πρόσοψη του κτιρίου)

$e = 11,8 \text{ m}$

Περιοχή F- Διαστάσεις: Μέτωπο $e/4= 2,95 \text{ m}$, όψη $e/10= 1,12 \text{ m}$

Περιοχή G- Διαστάσεις: Μέτωπο $e/2= 5,9 \text{ m}$, όψη $e/10= 1,12 \text{ m}$

Περιοχή H- Όψη $e/2-e/10= 4,72 \text{ m}$

Περιοχή I- Όψη $d-e/2= 6 \text{ m}$

$h_p/h=0,025$

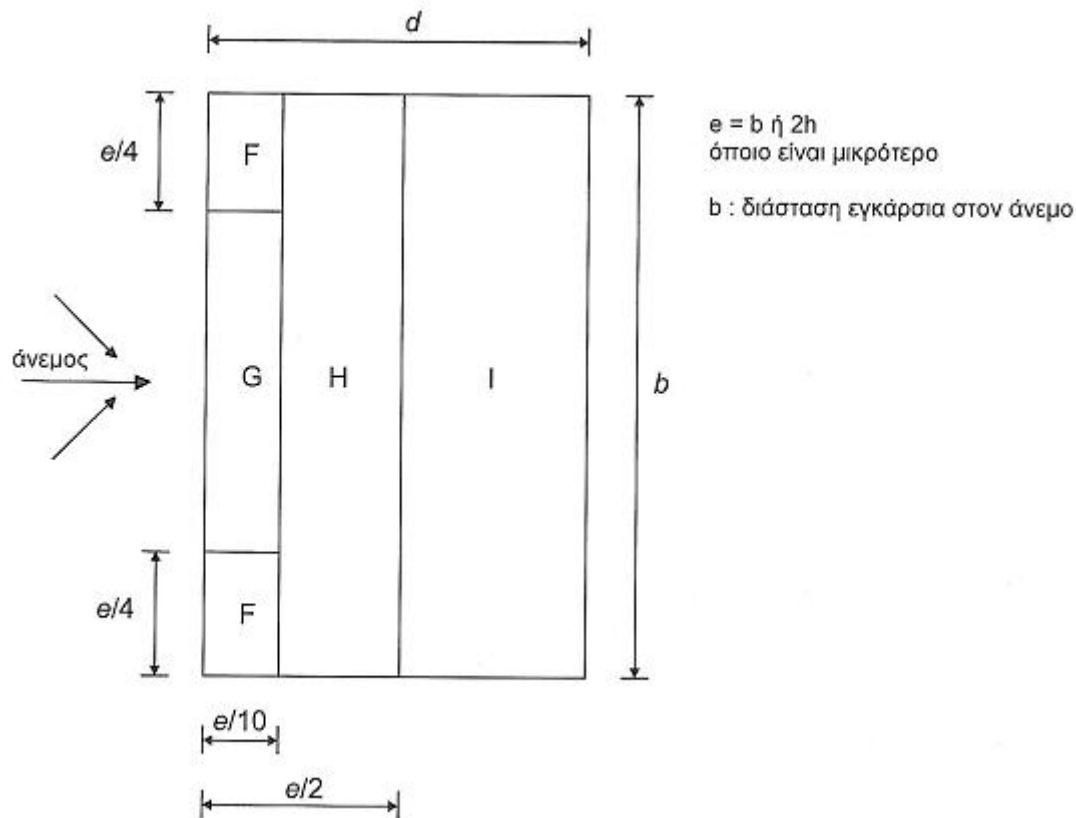
Ο πίνακας είναι ίδιος με αυτόν για την διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$

Τύπος στέγης		Ζώνη							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	±0,2	
με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	±0,2	
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	±0,2	
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	±0,2	
καμπύλα άκρα	$r/h=0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		±0,2	
	$r/h=0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		±0,2	
	$r/h=0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		±0,2	
κεκλιμένα άκρα	$\alpha=30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		±0,2	
	$\alpha=45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		±0,2	
	$\alpha=60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		±0,2	

Σημείωση:

- i. Σε στέγες με στηθαία ή καμπύλα άκρα, μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές των λόγων h_p/h και r/h .
- ii. Σε στέγες με κεκλιμένα άκρα, μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των 30° , 45° και 60° . Για $\alpha > 60^\circ$ γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για $\alpha = 60^\circ$ και των τιμών για αιχμηρά άκρα.
- iii. Στη ζώνη I της στέγης, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι δύο τιμές των συντελεστών (θετική και αρνητική).

2.18 Συν/στές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες (κτίριο A)- Ευρωκώδικας 1



2.19 Κατανομή περιοχών των εξωτερικών πιέσεων σε οριζόντια στέγη(κτίριοΑ)- Ευρωκώδικας 1

Δικλινής στέγη για κτίριο Β (κατασκευή βάσης και κορυφής ξεχωριστά)

Για $\Theta=0^\circ$ για κτίριο Α και $\Theta = 90^\circ$ για κτίριο Β, η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα από θετικές σε αρνητικές τιμές στην προσήνεμη πλευρά γύρω από γωνία κλίσης $\alpha= -5^\circ$ έως $+45^\circ$, έτσι δίνονται τόσο οι θετικές όσο και οι αρνητικές τιμές. Για τις στέγες αυτές, θα πρέπει να θεωρούνται τέσσερις περιπτώσεις, όπου οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές όλων των επιφανειών F, G, και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες και μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J. Δεν επιτρέπεται ανάμιξη τιμών στην ίδια πλευρά.

α) Διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$ (κάθετα στην πλάγια όψη του κτιρίου)- Βλ. Σχήμα 2.20

Κατασκευή βάσης (0 έως 10 m)

$e = 9,95$ m

Περιοχή F- Διαστάσεις: Μέτωπο $e/4= 2,49$ m, όψη $e/10= 0,995$ m

Περιοχή G- Διαστάσεις: Μέτωπο $e/2= 4,975$ m, όψη $e/10= 0,995$ m

Περιοχή Η- όψη $d/2-e/10= 6,36$ m

Περιοχή J- όψη $e/10 = 0,995$ m

Περιοχή I- Όψη $d/2-e/10= 6,36$ m

Βλ. Σχήμα 2.21

Κλίση γωνίας		F		G		H		I		J	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
α	30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2					
		+0,7		+0,7		+0,4					
q_{pe}		0,81									
w_e (kPa)		-0,4	-1,2	-0,4	-1,2	-0,16					
		+0,57		+0,57		+0,32					
α	50°							-0,1		-0,2	
							q_{pe}	0,81			
							w_e (kPa)	-0,081		-0,16	

Κατασκευή κορυφής (10 εως 14m)

$e = 6,605$ m

Περιοχή F- Διαστάσεις: Μέτωπο $e/4= 2,49$ m, όψη $e/10= 0,995$ m

Περιοχή G- Διαστάσεις: Μέτωπο $e/2= 4,975$ m, όψη $e/10= 0,995$ m

Περιοχή Η- όψη $d/2-e/10= 6,36$ m

Περιοχή J- όψη $e/10 = 0,995$ m

Περιοχή I- Όψη $d/2-e/10= 6,36$ m

Βλ. Σχήμα 2.22

Κλίση γωνίας		F		G		H		I			
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$		
α	6°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2		-0,6		
q_{pe}		0,92									
w_e (kPa)		-1,5	-2,02	-1,2	-1,84	-0,64	-1,1		-0,55		
α	$65,7^\circ$	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0		-0,5		
q_{pe}		0,92									
w_e (kPa)		-1,0	-1,38	-1,1	-1,84	-0,74	-0,92		-0,46		

β) Διεύθυνση ανέμου $\Theta=\pm 90^\circ$ (κάθετα στην πρόσοψη του κτιρίου)

Κατασκευή βάσης (0 εως 10 m)

$e = 9,95$ m

Περιοχή F- Διαστάσεις: Μέτωπο $e/4= 2,49$ m, όψη $e/10= 0,995$ m

Περιοχή G- Διαστάσεις: Μέτωπο $e/2= 4,975$ m, όψη $e/10= 0,995$ m

Περιοχή Η- όψη $d/2-e/10= 6,36$ m

Περιοχή J- όψη $e/10 = 0,995$ m

Περιοχή I- Όψη $d/2-e/10= 6,36$ m

Βλ. σχήμα 2.22

Κλίση γωνίας		F		G		H		I	
α	30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
q_{pe}		0,81							
$w_e(kPa)$		-0,89	-1,21	-1,13	-1,62	-0,65	-0,97	-0,4	
α	50°	-1,1	-1,5	-1,35	-2,0	-0,85	-1,12	-0,5	
q_{pe}		0,81							
$w_e(kPa)$		-0,89	-1,21	-1,1	-1,62	-0,69	-0,91	-0,4	

Κατασκευή κορυφής (10 έως 14m)

$e = 6,605 \text{ m}$

Περιοχή F- Διαστάσεις: Μέτωπο $e/4 = 2,49 \text{ m}$, όψη $e/10 = 0,995 \text{ m}$

Περιοχή G- Διαστάσεις: Μέτωπο $e/2 = 4,975 \text{ m}$, όψη $e/10 = 0,995 \text{ m}$

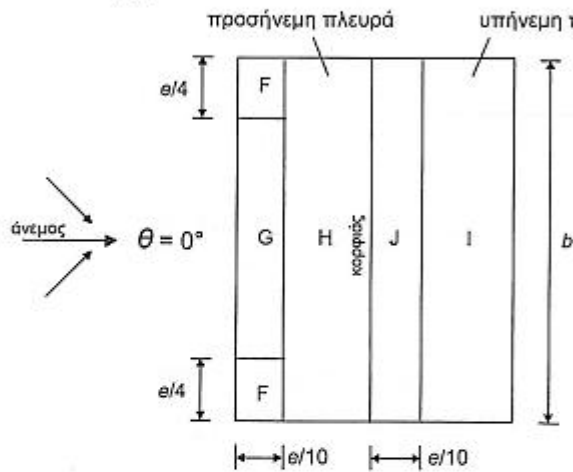
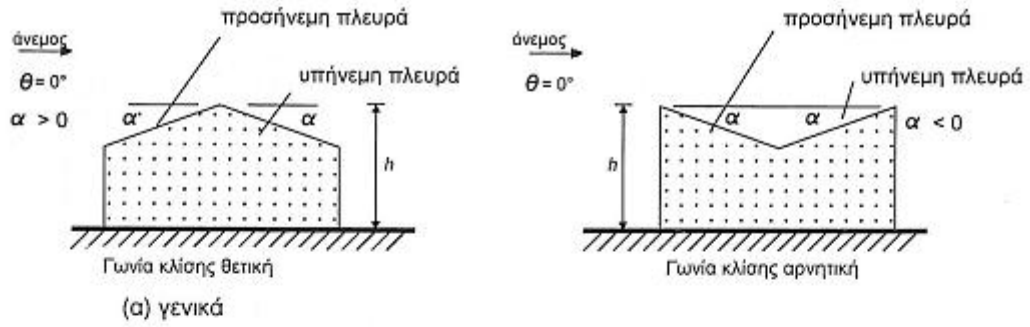
Περιοχή H- όψη $d/2 - e/10 = 6,36 \text{ m}$

Περιοχή J- όψη $e/10 = 0,995 \text{ m}$

Περιοχή I- Όψη $d/2 - e/10 = 6,36 \text{ m}$

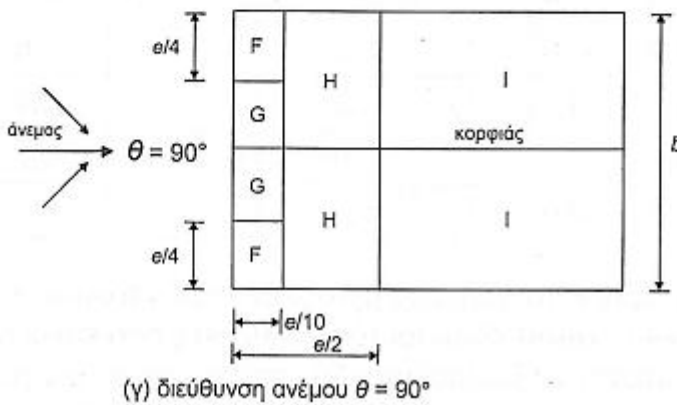
Βλ. σχήμα 2.21

Κλίση γωνίας		F		G		H		I		J	
		$C_{pe,1}$ 0	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,1}$
α	6°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2				
		0,0		0,0		0,0					
q_{pe}		0,92									
$w_e(kPa)$		-1,6	-2,3	-1,1	-1,84	-	-1,1				
		0		0		0					
α	$65,7^\circ$							-0,2		-0,3	
						q_{pe}		0,92			
						$w_e(kPa)$		-0,184		-0,28	



$e = b \text{ ή } 2h$
 όποιο είναι μικρότερο

b : διάσταση εγκάρσια στον άνεμο



2.20 Κατανομή περιοχών των εξωτερικών πιέσεων σε δικλινή στέγη(κτίριο Β)- Ευρωκώδικας 1

Γωνία κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Για $\theta = 0^\circ$ η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα από θετικές σε αρνητικές τιμές στην προσήνεμη πλευρά γύρω από γωνία κλίσης $\alpha = -5^\circ$ έως $+45^\circ$, έτσι δίνονται τόσο οι θετικές όσο και οι αρνητικές τιμές. Για τις στέγες αυτές, θα πρέπει να θεωρούνται τέσσερις περιπτώσεις, όπου οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές όλων των επιφανειών F, G και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J. Δεν επιτρέπεται ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Για ενδιάμεσες γωνίες κλίσης του ίδιου πρόσημου μεταξύ τιμών του ίδιου πρόσημου μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή (όχι παρεμβολή μεταξύ $\alpha = +5^\circ$ και $\alpha = -5^\circ$, αλλά χρήση των δεδομένων για επίπεδες στέγες στο 7.2.3). Οι τιμές οι ίσες με μηδέν δίνονται για διευκόλυνση της παρεμβολής.

2.21 Εξωτερικές πιέσεις σε σχέση με της γωνίες της στέγης (κτίριο Β) για Χ διεύθυνση ανέμου-Ευρωκώδικας 1

Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$								
Γωνία	F		G		H		I	
Κλίσης α	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

2.22 Εξωτερικές πιέσεις σε σχέση με τις γωνίες της στέγης (κτίριο A) για Y διεύθυνση ανέμου-Ευρωκώδικας 1

Για κτίριο A έχουμε δύο συν/στές εσωτερικής πίεσης c_{pi} , καθένας εκ των οποίων αντιστοιχεί και σε μία διεύθυνση ανέμου. Λόγω ύπαρξης καθοριστικής πλευράς $c_{pi} = 0,8c_{pe}$, όπου c_{pe} η τιμή του συν/στη εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς

Για το κτίριο A, ως προς τη διεύθυνση $\Theta=0^\circ$ του ανέμου, ο $c_{pi}= 0,8 \times 1,0 = 0,8$, ενώ για τη διεύθυνση $\Theta=90^\circ$, $c_{pi} = 0,8 \times 0,9 = 0,72$

Στο κτίριο B έχουμε για την κατασκευή βάσης για $\Theta=0^\circ$, $c_{pi} = 0,9c_{pe} \rightarrow c_{pi} = 0,9 \times 1,0 = 0,9$, και για $\Theta=90^\circ$, $c_{pi} = 0,9c_{pe} \rightarrow c_{pi} = 0,9 \times 0,9 = 0,81$

Για την κατασκευή κορυφής χρησιμοποιούμε τον συν/στη εσωτερικής πίεσης που υπολογίσαμε για την κατασκευή βάσης, μιας και τα δυο εσωτερικά επικοινωνούν και η κατασκευή κορυφής, δεν έχει ανοίγματα.

Επομένως για κτίριο A,

	Για $\Theta=0^\circ$	Για $\Theta=90^\circ$
c_{pi}	0,8	0,72
q_{pe}	0,67	
$W_i(kPa)$	0,54	0,48

Και για κτίριο B

	Για $\Theta=0^\circ$	Για $\Theta=90^\circ$
c_{pi}	0,9	0,81
q_{pe}	0,82	
$W_i(kPa)$	0,74	0,66

Οι τελικές πιέσεις υπολογίζονται ως το άθροισμα ή διαφορά των $W_e(kPa)$ και $W_i(kPa)$ (ανάλογα με τη φορά που ασκούνται), και αυτό επί το πλάτος επιρροής του στοιχείου, που μας ενδιαφέρει να υπολογίσουμε την καταπόνηση του.

3.2.7 ΦΟΡΤΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

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

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

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

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης:
 1. δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση
 2. στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής

- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, που περιλαμβάνει:
 1. την πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος
 2. τον υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης
 3. την τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων (το πλήθος των ιδιομορφών ταλάντωσης της κατασκευής που λαμβάνονται υπόψη διαφέρει κάθε φορά, ανάλογα με την επιθυμητή ακρίβεια.)

Η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε μέσω της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης, όπου δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση και η επίλυση στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής.

Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση από το πρόγραμμα, μιας και αντιμετωπίζουμε μονώροφες κατασκευές.

$$A = \alpha x g$$

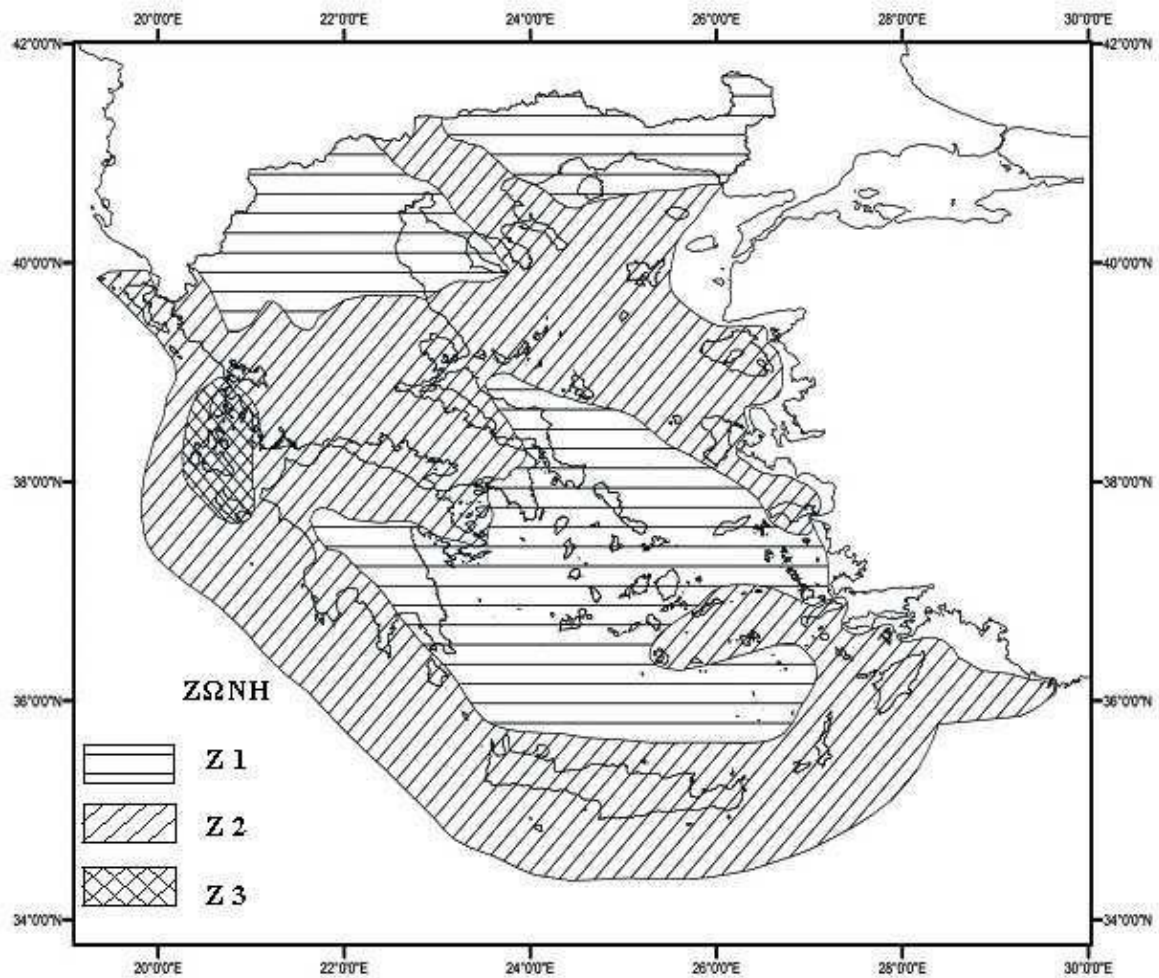
Όπου :

g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας

$$\alpha = 0,16 \text{ για Ζώνη I}$$

$$\alpha = 0,24 \text{ για Ζώνη II}$$

$$\alpha = 0,36 \text{ για Ζώνη III}$$



2.20 Χάρτης σεισμικών ζωνών Ελλάδος

Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ, Ε και Χ. Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας Β (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα 3.2 του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	<p>Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό υλοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.</p>
B	<p>Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p>
Γ	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Πυλοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.</p>
Δ	<p>Εδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.</p>
X	<p>Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων)</p> <p>Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα.</p> <p>Απότομες κλιτείες καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.</p>

2.21 Κατηγορίες εδαφών

Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 .

Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.τ.λ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_1 = 1,00$.

<i>Κατηγορία Σπουδαιότητας</i>	<i>Κτίρια</i>	<i>Συντελεστής Σπουδαιότητας γ₁</i>
I	Μικρής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια	0,80
II	Σύνηθες	1,00
III	Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (π.χ. σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κοινού)	1,20
IV	Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική Προστασία (π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας)	1,40

2.22 Συν/στές σπουδαιότητας κτιρίων

Συντελεστής Συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίδονται στον Πίνακα 2.23, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΝΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοί με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1,00
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1,00
	β. Δοκοί – Τόξα- Κολλητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

2.23 Μέγιστες τιμές συμπεριφοράς q

Στο έργο μας λαμβάνουμε συν/στη συμπεριφοράς $q = 4,0$ για την περίπτωση των δικτυωτών με εκκεντρότητα, και $q = 3,0$ για τους διαγώνιους(χιαστί και μη).

Φάσμα Σχεδιασμού

Τα φάσματα σχεδιασμού για τις οριζόντιες του σεισμού παράγονται βάσει των ακόλουθων παραδοχών:

Για κτίριο A έχουμε:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (Επιτάχυνση $A = 0,24 g$)

Κατηγορία εδάφους B

Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια), $\gamma = 1,00$

Συντελεστής συμπεριφοράς $q = 4,0$

Απόσβεση 4% (για κοχλιωτές μεταλλικές κατασκευές)

Για κτίριο B έχουμε:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (Επιτάχυνση $A = 0,24 g$)
 Κατηγορία εδάφους B
 Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια), $\gamma = 1,00$
 Συντελεστής συμπεριφοράς $q = 3,0$
 Απόσβεση 4% (για κοχλιωτές μεταλλικές κατασκευές)

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

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

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

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

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

2.24 Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά

όπου

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

Εδαφικός Τύπος	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,50
B	1,2	0,15	0,5	2,50
C	1,15	0,20	0,6	2,50
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

2.25 Κατηγορία εδάφους

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει ότι για κατηγορία εδάφους B, είναι $S = 1,2$, $T_B = 0,15s$, $T_c = 0,5s$, $T_d = 2,5s$

Κατά τον ΕΚ8, σε κτίρια η κατακόρυφη συνιστώσα χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη εάν η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση, a_{vg} , είναι μεγαλύτερη από $0,25g$ (δηλαδή, στη Ζώνη Επικινδυνότητας Z3, καθώς και στην Z2 μόνον για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV) αλλά και πάλιν μόνον στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- για (σχεδόν) οριζόντια μέλη με άνοιγμα τουλάχιστον 20m
- για (σχεδόν) οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5m
- για (σχεδόν) οριζόντια προεντεταμένα μέλη
- για δοκούς που στηρίζουν φυτευτά υποστυλώματα
- σε κτίρια με σεισμική μόνωση.

Για την παρούσα μελέτη ισχύει $a_{vg}=0,9 \cdot a_g=0,9 \cdot 0,24g=0,216g < 0,25g$. Άρα δεν θα ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού στη μελέτη της υπόψη κατασκευής θεωρώντας ότι η επιρροή της καλύπτεται από τους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_g=1,35$ και $\gamma_q=1,50$ στον συνδυασμό βασικών δράσεων χωρίς σεισμό, και από τα υφιστάμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων.

3.3 Συνδυασμοί Φορτίσεων

3.3.1 Οριακές καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Οι καταστάσεις αυτές προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας οι οποίοι σχεδόν πάντα είναι μεγαλύτεροι ή ίσοι με τη μονάδα. Τα προκύπτοντα φορτία ή δράσεις σχεδιασμού χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του

φορέα. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων για τη συγκεκριμένη κατάσταση προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση. Οι οριακές καταστάσεις διακρίνονται στις ακόλουθες δύο κατηγορίες :

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS)

Αφορούν την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων και αφορούν τις παρακάτω περιπτώσεις :

- Απώλεια ισορροπίας του φορέα θεωρούμενου ως άκαμπτου μέλους ή οποιουδήποτε μέρους του
- Αστοχία λόγω υπερβάλλουσας παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του σε μηχανισμό, θραύση, απώλεια ευστάθειας του φορέα ή και οποιουδήποτε μέρους του, συμπεριλαμβανομένων των στηρίξεων και των θεμελίων
- Οριακές καταστάσεις αντοχής σε κρίσιμες διατομές:
 - έναντι ορθών εντατικών μεγεθών, όπως ροπή καμψης, αξονική δύναμη, κλπ
 - έναντι διατμητικών επιπονήσεων, δηλαδή:
 - τέμνουσα
 - στρέψη
 - διάτρηση
 - συνάφεια, αγκύρωση
- Οριακές καταστάσεις αστοχίας σε λυγισμό και ύβωση στους οποίους εξετάζονται οι γραμμικοί και οι επιφανειακοί φορείς αντίστοιχα και οφείλονται στην παραμόρφωση του φορέα
- Αστοχία η οποία προκαλείται από κόπωση ή από άλλες επιδράσεις οι οποίες εξαρτώνται από το χρόνο.

Οι συνδιασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι εξής:

I. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές :

$$\Sigma \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Sigma \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ki}$$

II. Για τυχηματικές καταστάσεις :

$$\Sigma \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_{pA} P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \Sigma \psi_{1i} Q_{ki}$$

III. Για καταστάσεις σεισμού :

$$\Sigma G_{kj} + P_k + \gamma_I A_{Ed} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$$

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι εξής:

I. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές :

$$\Sigma \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Sigma \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

II. Για τυχηματικές καταστάσεις :

$$\Sigma \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_P A P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \Sigma \psi_{1i} Q_{ki}$$

III. Για καταστάσεις σεισμού :

$$\Sigma G_{kj} + P_k + \gamma_I A_{Ed} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$$

Τα σύμβολα στους παραπάνω συνδυασμούς είναι τα εξής :

«+»	σημαίνει «επαλληλία με»
$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
P	χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,1}$	χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν
A_d	τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{G,j}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_P	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
$\gamma_{Q,i}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$	συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας γ για την περίπτωση του ελέγχου αστοχίας για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές ενός κτιρίου ή μέλους του είναι :

-για μόνιμες δράσεις:

$$\gamma_{G,sup} = 1,35 \text{ για δυσμενή επιρροή}$$

$$\gamma_{G,inf} = 1,00 \text{ για ευμενή επιρροή}$$

-για μεταβλητές δράσεις:

$$\gamma_{Q,j} = 1,50 \text{ όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)}$$

, ενώ για καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς $\gamma_A = 1,0$

Δυσμενής επιρροή των μόνιμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μόνιμων δράσεων αυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών ενώ ευμενής επιρροή χαρακτηρίζεται η περίπτωση στην οποία τα αποτελέσματα των μόνιμων δράσεων μειώνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών. Επιπλέον ο συν/στής σπουδαιότητας (γ_i) της κατασκευής αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες εντάσσονται οι κατασκευές, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο, αλλά και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους, ή διακοπή λειτουργίας τους.

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων

Στον ακόλουθο πίνακα δίνονται οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ ανάλογα με την κατηγορία του κτιρίου σύμφωνα με το Μέρος 1 του EC1:

Πιν. 3.1 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά το EN 1990			
Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία A : κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B : γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C : επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αμφιθέατρα, μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, γυμναστήρια, αίθουσες χορού, κλπ)	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D : καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E : αποθηκευτικοί χώροι	1,0	0,9	0,8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F : βάρος οχήματος ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G : 30 kN < βάρος οχήματος ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H : οροφές	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια (βλ. EN1991-1-3):			
Για υψόμετρο 1000 m < H < 1500 m	0,7	0,5	0,2
Για υψόμετρο $H \leq 1000$ m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλ. EN1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς) (βλ. EN1991-1-5)	0,6	0,5	0

2.26 Συν/στές συνδυασμού δράσεων

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας(SLS)

Αφορούν τις συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή μέλος αυτού. Ο έλεγχος οριακών καταστάσεων

λειτουργικότητας αφορά την πρόληψη των εξής φαινομένων κατά τη διάρκεια ζωής του έργου:

- παραμορφώσεις οι οποίες δημιουργούν πρόβλημα στην εμφάνιση της κατασκευής, στην άνεση των χρηστών καθώς και στη λειτουργία του έργου ιδιαίτερα όταν γίνεται χρήση μηχανημάτων των οποίων η χρήση επιβάλλει πολύ μικρότερες ανεκτές παραμορφώσεις. Επιπλέον οι παραμορφώσεις είναι δυνατόν να προκαλούν ζημιά στα επιχρίσματα ή στα υπόλοιπα μη φέροντα στοιχεία.
- δονήσεις οι οποίες προκαλούν ενόχληση στους χρήστες και περιορίζουν τη λειτουργική απόδοση του έργου
- βλάβες οι οποίες είναι δυνατόν να επηρεάσουν αρνητικά την εμφάνιση, την ανθεκτικότητα και τη λειτουργία του έργου.

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

i. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

ii. Συχνός συνδυασμός

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

iii. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

Τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν στους συνδυασμούς είναι:

Μόνιμα φορτία (Gολ)

Ίδιο βάρος φορέα (υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα)

Ίδιο βάρος στοιχείων που δεν τοποθετήθηκαν στο φορέα στο πρόγραμμα ανάλυσης, δηλαδή των φύλλων επικάλυψης και μηχανολογικού εξοπλισμού, των τεγίδων.

Κινητά φορτία

Χιόνι (S)

Άνεμος κατά X και Y (W)

Κινητό φορτίο οροφής (Q)

Σεισμός κατά X και Y (Ex, Ey)

Για την *οριακή κατάσταση αστοχίας* οι συνδυασμοί είναι:

1. $1,35G_{ολ} + 1,5Q + 1,5 \cdot 0,5S$ (βασικό κινητό το κινητό της οροφής) – δυσμενή προς τα κάτω

2. $1,35G_{ολ} + 1,5 \cdot 0,7Q + 1,5S$ (βασικό κινητό το χιόνι) –δυσμενές προς τα κάτω

3. $1,00G_{ολ} + 1,5W$ (βασικό κινητό ο άνεμος) –δυσμενές προς τα πάνω

Για την *οριακή κατάσταση λειτουργικότητας* οι συνδυασμοί είναι:

1. $1,0G_{ολ} + 1,0 \cdot Q + 1,0 \cdot 0,6 \cdot W + 1,0 \cdot 0,5 \cdot S$ (βασικό κινητό το κινητό της οροφής)

2. $1,0G_{ολ} + 1,0Q + 1,0 \cdot 0,6W + 1,0S$ (βασικό κινητό το χιόνι)

3. $1,0G_{ολ} + 1,0W$ (βασικό κινητό ο άνεμος)

816	Όνομα	Μόνιμα φορτία $\xi \gamma G$	Κινητά φορτία $\gamma Q \psi$	Κινητά φορτία A $\gamma Q \psi$	Κινητά φορτία B $\gamma Q \psi$	G+ $\psi 2^*$ Q	W[+x] $\gamma \alpha \psi$	W[+z] $\gamma \alpha \psi$	S $\gamma \alpha \psi$
1	1.35G + 1.50*0.7Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050
2	1.35G + 1.50*0.7QA	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000
3	1.35G + 1.50*0.7QB	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000
4	$\xi * 1.35G + 1.50Q$	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.500
5	$\xi * 1.35G + 1.50QA$	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	0.000
6	$\xi * 1.35G + 1.50QB$	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	0.000
7	$\xi * 1.35G + 1.50Q + 1.50 * 0.6W(+x) + 1.50 * 0.5S$	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.500
8	$\xi * 1.35G + 1.50W(+x) + 1.50 * 0.7Q + 1.50 * 0.5S$	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.050
9	$\xi * 1.35G + 1.50S + 1.50 * 0.7Q + 1.50 * 0.6W(+x)$	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.050
10	$\xi * 1.35G + 1.50Q + 1.50 * 0.5S$	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.500
11	$\xi * 1.35G + 1.50S + 1.50 * 0.7Q$	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.050
12	1.00G+1.50W(+x)	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.000	0.000
13	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(+x)+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050
14	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050
15	$\xi * 1.35G + 1.50Q + 1.50 * 0.6W(+z) + 1.50 * 0.5S$	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.500
16	$\xi * 1.35G + 1.50W(+z) + 1.50 * 0.7Q + 1.50 * 0.5S$	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.050
17	$\xi * 1.35G + 1.50S + 1.50 * 0.7Q + 1.50 * 0.6W(+z)$	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.050
18	1.00G+1.50W(+z)	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.000	0.000
19	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(+z)+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050
20	1.00 * G + 1.00 * Q	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	1.000	1.000
21	G + $\psi 2^* Q$	Ναι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι	0.000	0.000
*		Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	0.000	0.000

2.27 Παραγωγή Δυσμενών Συνδυασμών Δράσεων από το FESPA

3.4 Παρουσίαση προγράμματος Fespa για μεταλλικές κατασκευές

Μεθόδοι Ανάλυσης και διαστασιολόγησης που έχει τη δυνατότητα να χρησιμοποιήσει το πρόγραμμα:

- Ευρωκώδικας 3
- Ελληνικός Αντισεισμικός κανονισμός- έκδοση 2000
- Διόρθωση λαθών στον Αντισεισμικό κανονισμό(EAK-2000)
- Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του «Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού»
- Τροποποίηση διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000 λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας

Άλλοι Σχετικοί Κανονισμοί και Διατάξεις:

1. Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές
2. Ελληνικός κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος
3. Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος 97

Έλεγχοι μελών από δομικό Χάλυβα- Σύνοψη των ελέγχων κατά EC3

Κατηγοριοποίηση διατομής

Πριν τη διενέργεια οποιουδήποτε ελέγχου, καθορίζεται από το πρόγραμμα η κατηγορία της διατομής

Εφελκύμενα μέλη

Τα εφελκύμενα μέλη ελέγχονται σε εφελκυσμό

Θλιβόμενα μέλη

Τα θλιβόμενα μέλη ελέγχονται σε αξονική θλίψη και σε λυγισμό

Κυρίως καμπτόμενα μέλη (Δοκοί)

Τα μέλη που υπόκεινται σε κάμψη ελέγχονται σε εφελκυσμό, υπό αξονική θλίψη, σε λυγισμό, και σε ροπή κάμψης, μονοαξονική ή διαξονική, με ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης. Η ταυτόχρονη παρουσία της τέμνουσας δύναμης λαμβάνεται υπόψη με την απομείωση της πλαστικής καμπτικής αντίστασης όπως ορίζεται στην (§5.5.4 EC-3). Εφαρμόζονται τα κατάλληλα κριτήρια που ισχύουν για τα κυρίως καμπτόμενα μέλη, τα εφελκύμενα και τα θλιβόμενα μέλη.

Ικανοτικός σχεδιασμός μεταλλικών στοιχείων/ Αποφυγή σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα

Τα δομικά μέλη ελέγχονται έτσι ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής με υπολογισμό σε κάθε πιθανή θέση ψαθυρής αστοχίας, ενώ υπολογίζεται ώστε η αντοχή σε κάμψη των υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο. Για κάθε δράση ή συνδυασμό δράσεων, το FESPA κάνει μια σειρά ελέγχους σε κάθε μέλος από δομικό χάλυβα, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο παράρτημα Γ του ΕΑΚ 2000.

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας- Παραμορφώσεις

- Ο έλεγχος της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας γίνεται για τα κυρίως καμπτόμενα στοιχεία (δοκοί) του φορέα, καθώς και τα στοιχεία που φέρουν την επικάλυψη του φορέα (τεγίδες στις στέγες). Ο υπολογισμός του κατακόρυφου βέλους κάμψης, το οποίο μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου πρέπει να είναι σύμφωνος με τα όρια τα οποία συμφωνήθηκαν μεταξύ του πελάτη, του μελετητή, και της αρμόδιας αρχής.
- Τα όρια αυτά πρέπει να είναι σύμφωνα με αυτά της {§4.2.2(2) EC-3}. Ο έλεγχος γίνεται για όλες τις κατάλληλες φορτίσεις και τους συνδυασμούς αυτών που έχει εισάγει ο χρήστης.
- Στα υποστυλώματα το οριζόντιο βέλος κάμψης πρέπει να ικανοποιεί το λόγο «H/300» σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1.1, § 4.2.2(4).

4 Αποτελέσματα Στατικής Ανάλυσης

816	Όνομα	Μόνιμα φορτία ξ'γG	Κινητά φορτία γQ'ψ	Κινητά φορτία Α γQ'ψ	Κινητά φορτία Β γQ'ψ	G+ψ2* Q	W[+x] γα'ψ	W[+z] γα'ψ	S γα'ψ
1	1.35G + 1.50*0.7Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050
2	1.35G + 1.50*0.7QA	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000
3	1.35G + 1.50*0.7QB	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000
4	ξ'1.35G + 1.50Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.500
5	ξ'1.35G + 1.50QA	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	0.000
6	ξ'1.35G + 1.50QB	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	0.000
7	ξ'1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(+x)+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.500
8	ξ'1.35G+1.50W(+x)+1.50*0.7Q+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.050
9	ξ'1.35G+1.50S+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(+x)	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.050
10	ξ'1.35G+1.50Q+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.500
11	ξ'1.35G+1.50S+1.50*0.7Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.050
12	1.00G+1.50W(+x)	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.000	0.000
13	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(+x)+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050
14	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050
15	ξ'1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(+z)+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.500
16	ξ'1.35G+1.50W(+z)+1.50*0.7Q+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.050
17	ξ'1.35G+1.50S+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(+z)	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.148	1.050
18	1.00G+1.50W(+z)	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.000	0.000
19	1.35*G+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(+z)+1.50*0.5S	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050
20	1.00 * G + 1.00 * Q	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	1.000	1.000
21	G + ψ2*Q	Ναι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι	0.000	0.000
*		Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	0.000	0.000

3.1 Δυσμενέστερες φορτίσεις για την διαστασιολόγηση των τεγίδων και συνδέσμων δυσκαμψίας

Παρατηρούμε ότι οι συνδυασμοί δράσεων 16, και 18 του πίνακα, που παίρνουν ως κύριο το φορτίο του ανέμου για διεύθυνση Y, παράγουν μεγαλύτερη ένταση (αξονικές φορτίσεις) στην κατασκευή μας σε σύγκριση με το σεισμό για την ίδια διεύθυνση.

Τα εντατικά διαγράμματα των συνδυασμών δυσμενών φορτίσεων (περιβάλλουσες αξονικών, τεμνουσών και ροπών), από όπου εξάγονται τα μέγιστα / ελάχιστα εντατικά μεγέθη βάσει των οποίων διαστασιολογούμε, βρίσκονται στα παραρτήματα Α και Β (παράρτημα Α για κτίριο Β-και παράρτημα Β για κτίριο Α).

4.1 Επίλυση τεγίδας

Ελέγχουμε το κτίριο Α, το οποίο έχει τεγίδες διατομής, IPE220, κατηγορίας 1 για καθαρή κάμψη.

mm	cm		
IPE220			
Geometry			
h = 220 mm		Section properties	
b = 110 mm		Axis y	Axis z
t _f = 9.2 mm		I _y = 2.77E+7 mm ⁴	I _z = 2.05E+6 mm ⁴
t _w = 5.9 mm		W _{y1} = 2.52E+5 mm ³	W _{z1} = 3.72E+4 mm ³
r ₁ = 12 mm		W _{y,pl} = 2.85E+5 mm ³	W _{z,pl} = 5.81E+4 mm ³
y _s = 55 mm		i _y = 91.1 mm	i _z = 24.8 mm
d = 177.6 mm		S _y = 1.43E+5 mm ³	S _z = 2.91E+4 mm ³
A = 3340 mm ²		Warping and buckling	
A _L = 0.85 m ² .m ⁻¹		I _w = 2.27E+10 mm ⁶	I _t = 9.17E+4 mm ⁴
G = 26.2 kg.m ⁻¹		i _w = 27.6 mm	i _{pc} = 94.4 mm

3.2 Χαρακτηριστικά Διατομής IPE220

Οι τεγίδες όπως προαναφέραμε είναι αμφιέριστες και καταπονούνται μόνο καμπτικά στον ισχυρό άξονα. Η δυσμενέστερη τεγίδα προκύπτει για διεύθυνση του ανέμου $\varphi = 0^\circ$.

Τα φορτία στα οποία καταπονείται η τεγίδα είναι:

Ιδίο βάρος τεγίδας $g = 0,262 \text{ kN/m}$

Φορτίο επικάλυψης οροφής $g' = 0,25 \text{ kN/m}$ για πλάτος επιρροής 1,26 m

Κινητό φορτίο οροφής $q = 0,94 \text{ kN/m}$ για πλάτος επιρροής 1,26 m

Χιόνι $s = 0,84 \text{ kN/m}$ για πλάτος επιρροής 1,26 m

Υποπίεση ανέμου (κρίσιμη) $w = -1,16 \text{ kN/m}$ για πλάτος επιρροής 1,26 m

Συνδυασμοί Φορτίσεων

Οι τρεις συνδυασμοί που μορφώνονται για τα τρία κινητά φορτία είναι:

$E_{d1} = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} s + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} w + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q$ (κύριο κινητό το χιόνι)

$E_{d2} = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} w + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q$ (κύριο κινητό ο άνεμος)

$E_{d3} = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} q + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} w$ (κύριο κινητό το κινητό της οροφής)

Κάμψη περί τον άξονα y-y

Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω (κύριο κινητό ο άνεμος)

$E_{d1} = \gamma_G \cdot (g + g') + \gamma_{Q,2} \cdot w = 1,0 \cdot (0,265 + 0,25) - 1,5 \cdot 1,16 = -1,228 \text{ kN/m}$

Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω (κύριο κινητό το κινητό φορτίο οροφής)

$E_{d3} = \gamma_G \cdot (g + g') + \gamma_{Q,1} \cdot q + \gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot s = 1,35 \cdot (0,262 + 0,25) + 1,5 \cdot 0,94 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 0,84 = 2,7312 \text{ kN/m}$

(κρίσιμος συνδυασμός)

Εντατικά μεγέθη

Καμπτικές ροπές της τεγίδας για $L=5,62\text{m}$ (κρίσιμο μήκος)

$M_{ed,y} = q_z \cdot L^2 / 8 = 2,7312 \cdot 5,62^2 / 8 = 10,783 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Τέμνουσες δυνάμεις τεγίδας

$V_{ed,z} = q_z \cdot L / 2 = 2,7312 \cdot 5,62 / 2 = 7,675 \text{ kN}$

Η διατομή είναι κατηγορίας 1, οπότε εκτελούνται πλαστικοί έλεγχοι επάρκειας σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

Πλαστικός έλεγχος σε τέμνουσα

Κατά τον τοπικό άξονα

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}} \quad V_{ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$$

$$V_{ed,z} = 7,67 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}}$$

$$A_{vz} = 15,88 \text{ cm}^2$$

Επομένως έχουμε:

$$V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}} = 15,88 \cdot 27,5 / \sqrt{3} = 252,13 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}} = 15,88 \cdot 27,5 / \sqrt{3} = 252,13 \text{ kN}$$

Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας

Ισχύει:

$$V_{Ed,z} = 7,67 \text{ kN} < 0,50 V_{pl,Rd,z} = 126,06 \text{ kN}$$

Έλεγχος διατομής σε μονοαξονική κάμψη

$$M_{ed} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,Rd} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{285,4 \cdot 27,5}{1,0} = 7848,5 \text{ kNm} = 78,485 \text{ kNm} > 10,783 \text{ kNm}$$

Έλεγχος για κίνδυνο αστοχίας μέσω πλευρικού λυγισμού

Για τη διατομή μας ισχύει:

Κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού

Το βάρος της επικάλυψης θεωρούμε ότι ασκείται στη στάθμη του άνω πέλματος της δοκού. Υποθέτουμε ότι το συνολικό φορτίο επί το δυσμενέστερο (συμπεριλαμβανομένου και του ίδιου βάρους της δοκού) ασκείται στο άνω πέλαμα της δοκού.

Ο τύπος της κρίσιμης ροπής είναι:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k L)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

όπου:

C_1, C_2 και C_3	συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης
I_t	η σταθερά στρέψης
I_w	η σταθερά στρέβλωσης
I_z	η ροπή αδράνειας ως προς τον ασθενή άξονα
L	το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων
k και k_w	συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος
$z_g = z_a - z_s$	η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου
z_a	η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y
z_s	η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y

Για δοκούς διπλής συμμετρίας είναι $z_j = 0$, ενώ όταν τα εξωτερικά φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της διατομής (ή το κέντρο βάρους της στις διατομές διπλής συμμετρίας) είναι $z_g = 0$.

Ο συντελεστής k λαμβάνεται ίσος προς τη μονάδα, όταν και τα δύο άκρα του πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος μπορούν να προσομοιωθούν με απλές στρεπτικές στηρίξεις. Εάν και τα δύο άκρα είναι πακτωμένα αντιστοιχεί τιμή $k = 0,5$ ενώ για περίπτωση ενός άκρου πακτωμένου και ενός με απλή στρεπτική στήριξη, $k = 0,7$. Ο συντελεστής k αφορά τη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο, είναι δε ανάλογος του συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού L_{cr}/L ενός θλιβόμενου στοιχείου, για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα, σε συνδυασμό με την ελευθερία στροφών λόγω κάμψης στα άκρα.

Ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου και λαμβάνεται ίσος προς 1,0 για άκρα με ελεύθερη στρέβλωση. Συνιστάται, γενικά, και σε άλλες περιπτώσεις να χρησιμοποιείται η συντηρητική τιμή $k_w = 1$.

3.3 Τύπος υπολογισμού κρίσιμης ροπής M_{cr}

Για $h = 220$ mm, $z_a = 11,0$ cm

$z_g = z_a - z_s = 11,0 - 0 = 11,0$ cm

$k = 1,0$

$k_w = 1,0$

$C_1 = 1,132$

$C_2 = 0,459$

$C_3 = 0,525$

$I_t = 9,07$ cm⁴

$$I_w = 22,67 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$$

$$I_z = 204,9 \text{ cm}^4$$

$$Z_j = 0$$

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21000 \cdot 204,9}{(1,0 \cdot 562)^2} \cdot \left\langle \left[\left(\frac{1,0}{1,0} \right)^2 \cdot \frac{22,67 \cdot 10^{-3}}{204,9} + \frac{(1,0 \cdot 562)^2 \cdot 2620 \cdot 9,07}{3,14^2 \cdot 21000 \cdot 204,9} + (0,459 \cdot 11)^2 \right]^{0,5} - 0,459 \cdot 11 \right\rangle$$

$$\rightarrow M_{cr} = 1395,54 \text{ kNcm}$$

Εν προκειμένω, για λυγηρότητα

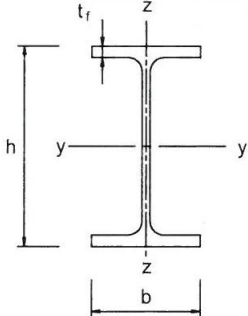
$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4 \quad \text{ή} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,16$$

οι επιδράσεις του πλευρικού λυγισμού μπορούν να αμεληθούν και να γίνονται μόνον έλεγχοι διατομής.

$$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$$

$$\text{Και } \frac{M_{ed}}{M_{cr}} = \frac{10,783}{13,9554} = 0,773 > 0,16$$

Οπότε για τη δοκό μας έχουμε:

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a	
			z-z	a_0	
	$h/b \leq 1,2$	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y	b	a
			z-z	c	a
$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b	a	
		z-z	c	a	
$h/b \leq 1,2$	$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y	d	c	
		z-z	d	c	

3.4 Καμπύλες λυγισμού για ελατές διατομές

$h/b = 2$ και $t_f = 9,2 \text{ mm}$, οπότε για S275, η καμπύλη λυγισμού κατά τον ασθενή άξονα z είναι b

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

3.5 Συσχέτιση καμπύλων λυγισμού και συν/στη ατελειών α_{LT}

Επομένως ο συν/στής ατελειών είναι $\alpha_{LT}=0,34$

Η τιμή του μειωτικού συν/στή χ_{LT} για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής καθορίζεται από τη σχέση:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^{-2}}} = 0,1686,$$

$$\text{όπου } \Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^{-2} \right] = 3,3943$$

Επομένως η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό της τεγίδας μας είναι:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,1686 \cdot \frac{285,4 \cdot 27,5}{1,0} = 13,23 \text{ kNm} \geq 10,783 = M_{ed}$$

Για οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

1. Δυσμενείς συνδυασμοί με μόνιμα και κινητά φορτία

Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y

$$Ea_{1,y} = [1,00 \times (0,265 + 0,25 \text{ kN/m}) + 1,00 \times 0,94 \text{ kN/m} + 0,5 \times 1,0 \times 0,84] = 1,875 \text{ kN/m}$$

2. Δυσμενείς συνδυασμοί μόνο με κινητά φορτία

Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y

$$Ea_4 = \gamma_{Q,1} w + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q = 1,00 \times w + 0,00 \times 0,50 \times s + 0,00 \times 1,00 \times q = -1,16 \text{ kN/m}$$

Βέλη κάμψεως

Το μέγιστο βέλος της τεγίδας παρουσιάζεται στο μέσον του ανοίγματός της, λόγω των φορτίων κατά y. Η τεγίδα συμπεριφέρεται ως αμφιέρειστη.

Συνδυασμός για μόνιμα και κινητά

Μέγιστο βέλος αμφιέρειστης δοκού:

$$w_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 0,01875 \cdot 562^4}{384 \cdot 21000 \cdot 2772} = 0,418 \text{ cm} < w_{\max} = 562/200 = 2,81 \text{ cm}$$

Συνδυασμός μόνο για πρόσθετα φορτία (κινητά)

$$w_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 0,0116 \cdot 562^4}{384 \cdot 21000 \cdot 2772} = 0,259 \text{ cm} < w_{\max} = 562/250 = 2,25 \text{ cm}$$

4.2 Επίλυση έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας

Επίλυση έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας (κτιρίου Α)
 Μεγέθη Έντασης, όπως τα παίρνουμε από τη στατική επίλυση του προγράμματος
 Δυσμενέστερος συνδυασμός
 Για τη δοκό σύζευξης, διατομής HEA180 παίρνω:
 Τέμνουσα $V_{ed} = 17,4 \text{ kN}$
 Καμπτική ροπή $M_{ed} = 17,19 \text{ kNm}$
 Αξονική δύναμη $N_{ed} = 3,02 \text{ kN}$

mm	cm		
HE180A			
Geometry			
$h = 17.1 \text{ cm}$		Section properties	
$b = 18 \text{ cm}$		Axis y	Axis z
$t_f = 0.95 \text{ cm}$		$I_y = 2510 \text{ cm}^4$	$I_z = 925.0 \text{ cm}^4$
$t_w = 0.6 \text{ cm}$		$W_{y1} = 293.6 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 102.7 \text{ cm}^3$
$r_1 = 1.5 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 324.9 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 156.5 \text{ cm}^3$
$y_s = 9 \text{ cm}$		$i_y = 7.45 \text{ cm}$	$i_z = 4.52 \text{ cm}$
$d = 12.2 \text{ cm}$		$S_y = 162.0 \text{ cm}^3$	$S_z = 78.30 \text{ cm}^3$
$A = 45.25 \text{ cm}^2$		Warping and buckling	
$A_L = 1.02 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$I_w = 6.02\text{E}+4 \text{ cm}^6$	$I_t = 14.80 \text{ cm}^4$
$G = 35.5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$		$i_w = 4.187 \text{ cm}$	$i_{pc} = 8.713 \text{ cm}$

3.6 Χαρακτηριστικά διατομής HEA180

Για τις κατακόρυφους διαγώνιους με εκκεντρότητα παίρνω:
 Μέγιστη θλιπτική αξονική $N_{ed} = 33,95 \text{ kN}$

mm	cm		
		SHS 120x5	Section properties
			Axis y, Axis z
			$I_y = I_z = 4.98E+6 \text{ mm}^4$
		Geometry	$W_{y,el} = W_{z,el} = 8.30E+4 \text{ mm}^3$
$a = 120 \text{ mm}$		$W_{y,pl} = W_{z,pl} = 9.76E+4 \text{ mm}^3$	
$t = 5 \text{ mm}$		$i_y = i_z = 46.8 \text{ mm}$	
$r = 7.5 \text{ mm}$		$S_y = S_z = 4.88E+4 \text{ mm}^3$	
$A = 2270 \text{ mm}^2$		Warping and buckling	
$A_L = 0.467 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$I_t = 7.77E+6 \text{ mm}^4$	
$G = 17.8 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$		$C_t = 1.22E+5 \text{ mm}^3$	

3.7 Χαρακτηριστικά διατομής SHS120X5

Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας με εκκεντρότητα

Έλεγχος για τη δοκό σύζευξης

Ροπή αντοχής σε κάμψη

$$M_{pc} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{324,9 \cdot 27,5}{1,0} = 8934,75 \text{ kNcm} = 89,35 \text{ kNm} > 17,19 \text{ kNm}$$

Αντοχή σε τέμνουσα

$$V_{pc} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{Mo}} = \frac{14,47 \cdot 27,5}{\sqrt{3}} = 229,74 \text{ kN} > 17,40 \text{ kN}$$

Μήκος δοκού σύζευξης (δυσμενέστερο το μικρότερο μήκος- $\min(2,62, 2,07)$)

$$l_c = 2,07 \text{ m}$$

Χαρακτηριστικό μήκος l_o

$$l_o = \frac{2 \cdot M_{pc}}{V_{pc}} = \frac{2 \cdot 89,3475}{229,74} = 0,78$$

Είναι για $l_c/l_o = 2,07/0,78 = 2,65 > 1,30$, επομένως στη δοκό σύζευξης παρουσιάζεται διαρροή λόγω κάμψης κατά την ανάπτυξη των πλαστικών ροπών M_{pl} , αφού η $V_c < V_{pl}$

Έλεγχος ροπής σχεδιασμού

Έλεγχος αξονικής

Έλεγχος τέμνουσας

$$\text{Είναι } \frac{M_{ed}}{M_{pl}} = \frac{17,19}{89,35} = 0,19 < 1,0$$

$$\text{Είναι } \frac{V_o + V_M}{V_{pc}} = \frac{0 + \frac{2 \cdot M_{pc}}{l_c}}{V_{pc}} = \frac{86,33}{229,74} = 0,376 \leq 0,5$$

$$\text{Και } \frac{N_s}{N_{pc}} = \frac{3,02}{45,25 \cdot 27,5} = 0,00242 < 0,15$$

, οπότε

Συν/στής ικανοτικής μεγέθυνσης για διαστασιολόγηση διαγωνίου

$$a_{cd} = 1,20 \cdot \min\left(\frac{V_{pdi}}{V_{sdi}}, \frac{M_{pdi}}{M_{sdi}}\right) = 1,20 \cdot \min\left(\frac{229,74}{17,4}, \frac{89,35}{17,19}\right) = 6,24 \geq q = 4, \quad \text{οπότε}$$

χρησιμοποιούμε για τη διαστασιολόγηση της διαγωνίου το συν/στη $q=4$

Το αξονικό φορτίο για το οποίο θα διαστασιολογηθεί η διαγώνιος με εκκεντρότητα είναι :

$$N_{ed} = 4 \times 33,95 = 135,8 \text{ kN}$$

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="text-align: center;">  </div> </div>	Εν θερμώ έλαση	Οποιον- δήποτε	a	a ₀
	Ψυχρή έλαση	Οποιον- δήποτε	c	c

3.8 Καμπύλες λυγισμού για κοίλες διατομές

Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Για κοίλες διατομές εν θερμώ έλαση όπως η SHS120X5 η καμπύλη λυγισμού είναι η a.
Το μήκος λυγισμού κατά τους 2 άξονες είναι ίσο με:

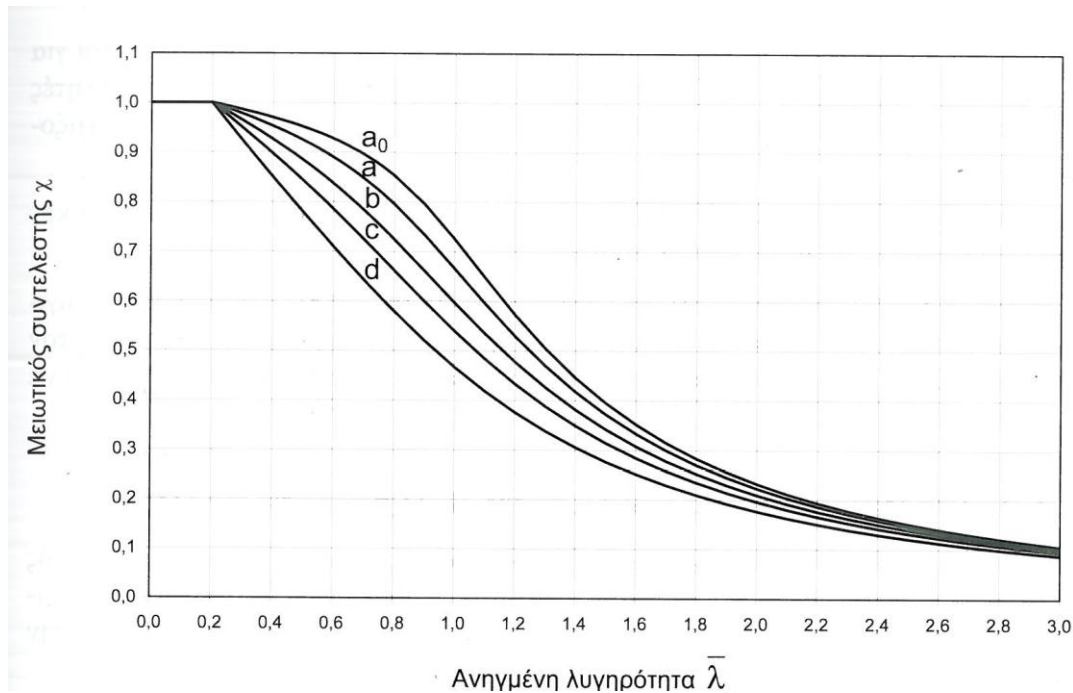
$$L_y = L_z = \sqrt{1,5^2 + 5,8^2} = 5,99m$$

Η ανηγμένη λυγρότητα είναι :

$$\bar{\lambda} = \frac{L}{i \cdot \lambda_1} = \frac{599}{4,68 \cdot 86,77} = 1,475$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{21000}{27,5}} = 86,77$$

Από καμπύλη a, σχήματος 3.8, $\chi=0,37$



3.9 Συσχέτιση ανηγμένης λυγηρότητας με το μειωτικό συν/στη χ

Αντοχή θλιβόμενης διαγωνίου σε λυγισμό

$$N_{pl,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{0,37 \cdot 22,7 \cdot 27,5}{1,0} = 230,97 \text{ kN} > 135,8 \text{ kN} = N_{ed}$$

Τα ακραία τμήματα της κεφαλοδοκού διαστασιολογούνται λαμβάνοντας υπόψη τον ικανοτικό συν/στη.

Οι συνδέσεις στα άκρα της διαγωνίου του κατακόρυφου συνδέσμου δεν απαιτείται να έχουν υπεραντοχή έναντι της διαγωνίου.

4.3 Επίλυση χιαστί συνδέσμων (κτίριο Α)

Οι οριζόντιες δυνάμεις εναλλασόμενης φοράς αναλαμβάνονται μόνο από τις εκάστοτε εφελκυστικές διαγωνίους, ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβομένων διαγωνίων.

Η εφελκυστική αξονική καταπόνηση ισούται με

$$N_{ed} = 14,81 \text{ kN}$$

Περιορισμός λυγηρότητας

Θα πρέπει να ισχύει:

$$1,3 \leq \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \leq 2,0, \quad N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\text{Επομένως } N_{cr} = \frac{3,14^2 \cdot 21000 \cdot 498}{807,6^2} = 158,1 \text{ kN}, \text{ \textit{οπότε } } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{22,7 \cdot 27,5}{158,1}} = 1,987 < 2,0 \text{ και}$$

μεγαλύτερο του 1,3

Αντοχή διαρροής της διατομής της διαγωνίου

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{22,7 \cdot 27,5}{1,0} = 624,25 \text{ kN} > 14,81 \text{ kN}$$

Ομοίως για το μικρότερο άνοιγμα $l=5,07\text{m}$ - με χιαστί σύνδεσμο μήκους $7,7\text{m}$

$$\text{Είναι } N_{cr} = \frac{3,14^2 \cdot 21000 \cdot 498}{770^2} = 173,9 \text{ kN}, \text{ \textit{οπότε } } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{22,7 \cdot 27,5}{173,9}} = 1,895 < 2,0 \text{ και}$$

μεγαλύτερο του 1,3

Ίδια αντοχή διαρροής της διατομής.

4.4 Επίλυση Διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας (κτίριο B)

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε θλίψη- Διαστασιολόγηση

Έχουμε 2 περιπτώσεις όσο αφορά το μήκος λυγισμού λόγω των 2 διαφορετικών σε μήκος ανοιγμάτων του κτιρίου B (η διατομή είναι πάλι SHS 120X5- συμμετρική).

mm	cm		
		SHS 120x5	Section properties
			Axis y, Axis z
			$I_y = I_z = 4.98\text{E}+6 \text{ mm}^4$
		Geometry	$W_{y,el} = W_{z,el} = 8.30\text{E}+4 \text{ mm}^3$
$a = 120 \text{ mm}$		$W_{y,pl} = W_{z,pl} = 9.76\text{E}+4 \text{ mm}^3$	
$t = 5 \text{ mm}$		$i_y = i_z = 46.8 \text{ mm}$	
$r = 7.5 \text{ mm}$		$S_y = S_z = 4.88\text{E}+4 \text{ mm}^3$	
$A = 2270 \text{ mm}^2$		Warping and buckling	
$A_L = 0.467 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$I_t = 7.77\text{E}+6 \text{ mm}^4$	
$G = 17.8 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$		$C_t = 1.22\text{E}+5 \text{ mm}^3$	

4.0 Χαρακτηριστικά διατομής SHS120X5

Διατομή κατακόρυφου διαγώνιου συνδέσμου

Στην 1^η είναι $l=5,94\text{m}$. Και στη 2^η περίπτωση $l=6,23\text{m}$.

Για μήκος λυγισμού $l=5,94\text{m}$ έχω:

Χαρακτηριστική λυγηρότητα

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{21000}{27,5}} = 86,77, \text{ οπότε η ανηγμένη λυγηρότητα ισούται με}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = \frac{594}{4,68 \cdot 86,77} = 1,463$$

$$\bar{\lambda} = 1,534 \rightarrow \chi = 0,36 \text{ (από το σχήμα 3.8)}$$

Καμπύλες λυγισμού

Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,38 \cdot 22,7 \cdot 27,5}{1,0} = 237,215 \text{ kN} \geq 14,14 \text{ kN}$$

Στη 2^η περίπτωση για μήκος λυγισμού $l=6,23\text{m}$, θεωρώ:

Χαρακτηριστική λυγηρότητα

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{21000}{27,5}} = 86,77, \text{ οπότε η ανηγμένη λυγηρότητα ισούται με}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = \frac{623}{4,68 \cdot 86,77} = 1,534$$

$$\bar{\lambda} = 1,534 \rightarrow \chi = 0,36 \text{ (από τον παραπάνω πίνακα)}$$

Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,36 \cdot 22,7 \cdot 27,5}{1,0} = 224,73 \text{ kN} \geq 14,14 \text{ kN}$$

4.5 Επίλυση εναλλακτικής λύσης χιαστών κατακόρυφων συνδέσμων (κτίριο Β)

Περιορισμός λυγηρότητας

Πρέπει για άνοιγμα δοκού $l=5,94\text{m}$:

$$1,3 \leq \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \leq 2,0, \quad N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Επομένως

$$N_{cr} = \frac{3,14^2 \cdot 21000 \cdot 498}{594^2} = 292,24 \text{ kN}, \text{ οπότε } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{22,7 \cdot 27,5}{292,4}} = 1,46 < 2,0 \text{ και}$$

μεγαλύτερο του 1,3

Έλεγχος σε εφελκυσμό διαγωνίου

Αντοχή διαρροής της διατομής της διαγωνίου

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{22,7 \cdot 27,5}{1,0} = 624,25 \text{ kN} > 14,24 \text{ kN} = N_{ed}$$

Για 2^η περίπτωση

Περιορισμός λυγηρότητας

Πρέπει για άνοιγμα δοκού $l=6,23\text{m}$:

$$1,3 \leq \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \leq 2,0, \quad N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Επομένως

$$N_{cr} = \frac{3,14^2 \cdot 21000 \cdot 498}{623^2} = 265,7 \text{ kN}, \text{ οπότε} \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{22,7 \cdot 27,5}{265,7}} = 1,53 < 2,0 \quad \text{και}$$

μεγαλύτερο του 1,3

Έλεγχος σε εφελκυσμό διαγωνίου

Αντοχή διαρροής της διατομής της διαγωνίου

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{22,7 \cdot 27,5}{1,0} = 624,25 \text{ kN} > 14,24 \text{ kN} = N_{ed}$$

5 Συμπεράσματα

Κλείνοντας την παρούσα διπλωματική εργασία, να αναφέρω ότι έγινε ξεκάθαρο ότι μόνος δρόμος για την υλοποίηση της ήταν ο συνδυασμός διαφορετικών τομέων, γνώσεων και διαδικασιών, η πλειονότητα των οποίων, αποκτήθηκαν κατά τη διάρκεια φοίτησης στη σχολή πολιτικών μηχανικών, ενώ άλλες έπρεπε να ανακαλυφθούν στο διάστημα της εκπόνησης. Εκτός όμως από την εφαρμογή των διαφόρων γνώσεων για την επίλυση των ζητημάτων, απαιτούνταν και κριτική σκέψη από τον συντάκτη της διπλωματικής, όπου αυτό χρειάστηκε. Μετά από όλα αυτά, μπορώ να πω ότι δημιουργήθηκε μια συνέχεια στην πορεία του σχεδιασμού, της ανάλυσης και της διαστασιολόγησης ενός μεταλλικού κτιρίου, που αντανάκλα με μεγάλη ευκρίνεια και στη σωστή κλίμακα το επάγγελμα του πολιτικού μηχανικού, έξω στο περιβάλλον εργασίας..

Τα συμπεράσματα που εξήχθησαν από την εργασία αυτή συνοψίζονται ως εξής:

- Η μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα έχει σαν αποτέλεσμα την πολύ καλή απόκριση σε συνθήκες σεισμού.
- Τα μεταλλικά κτίρια είναι πιο ευέλικτες κατασκευές, τόσο όσον αφορά τη σχεδίαση όσο και την αντιμετώπιση των φορτίων, από αντίστοιχα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτό συμβαίνει λόγω του μικρού ιδίου βάρους των στοιχείων των κτιρίων και της ανθεκτικότητας του χάλυβα ως δομικού υλικού.
- Τα μεταλλικά κτίρια μπορούν να κατασκευάζονται σε μία αρκετά σύντομη χρονική περίοδο λόγω της τυποποίησης των διατομών και του υψηλού ποσοστού προκατασκευής των μελών τους.
- Η ανεμοπίεση είναι τις περισσότερες φορές η κύρια δυναμική καταπόνηση για τις διατομές των μελών των μεταλλικών κτιρίων, ειδικότερα των μονώροφων κατασκευών, λόγω των μεγάλων επιφανειών φορτίσεως που αυτά διαθέτουν και της μικρότερης συνολικής μάζας.
- Η τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση Y είναι καθοριστικής σημασίας για την παραλαβή των φορτίων του ανέμου, ενώ κατά τη διεύθυνση X, η πλαισιακή λειτουργία του φορέα παραλαμβάνει τα φορτία αυτά.

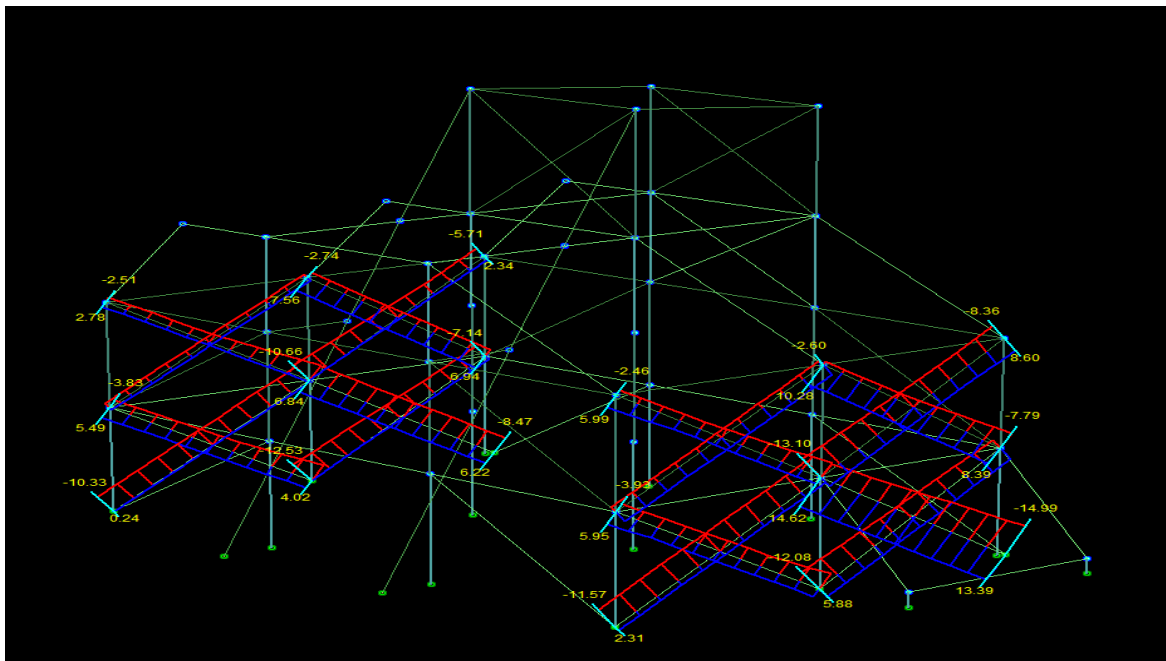
6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος II». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος I». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ερμόπουλος Ι, 2^η έκδοση (2005). «Ευρωκώδικας 1», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
5. Ψυχάρης Ι., «Βασικές αρχές ευρωκώδικα 8»
6. Ihlogismiki.gr
7. library.tee.gr

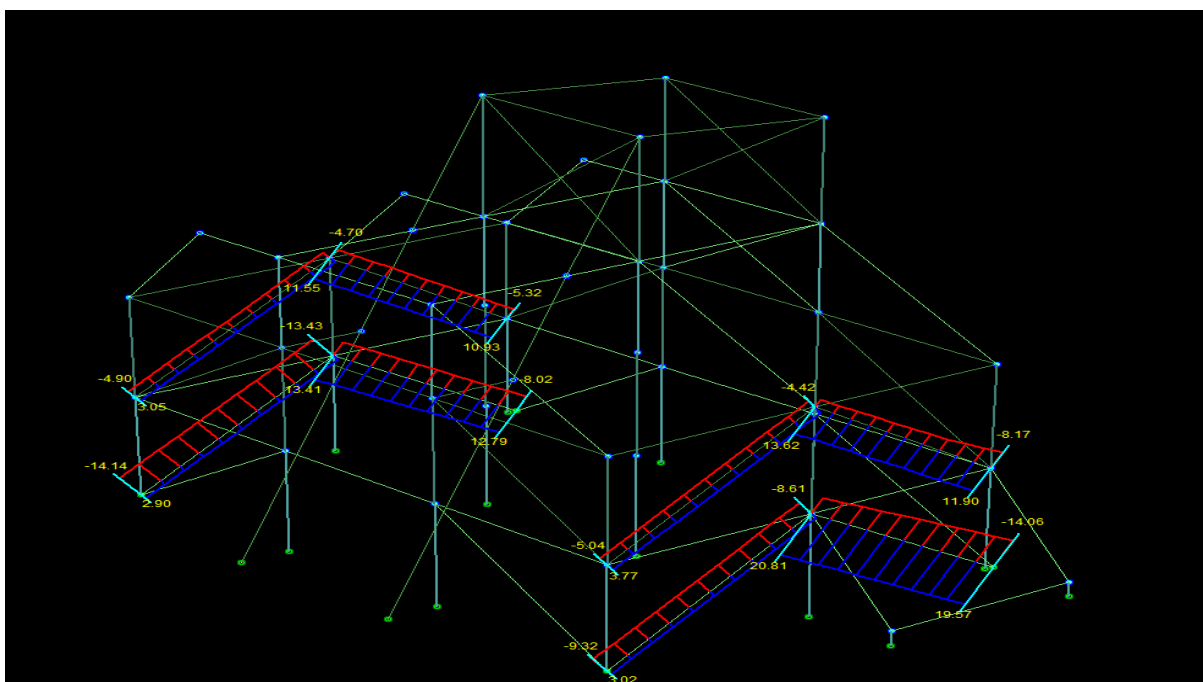
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

Παράρτημα Α.

Κτίριο Β



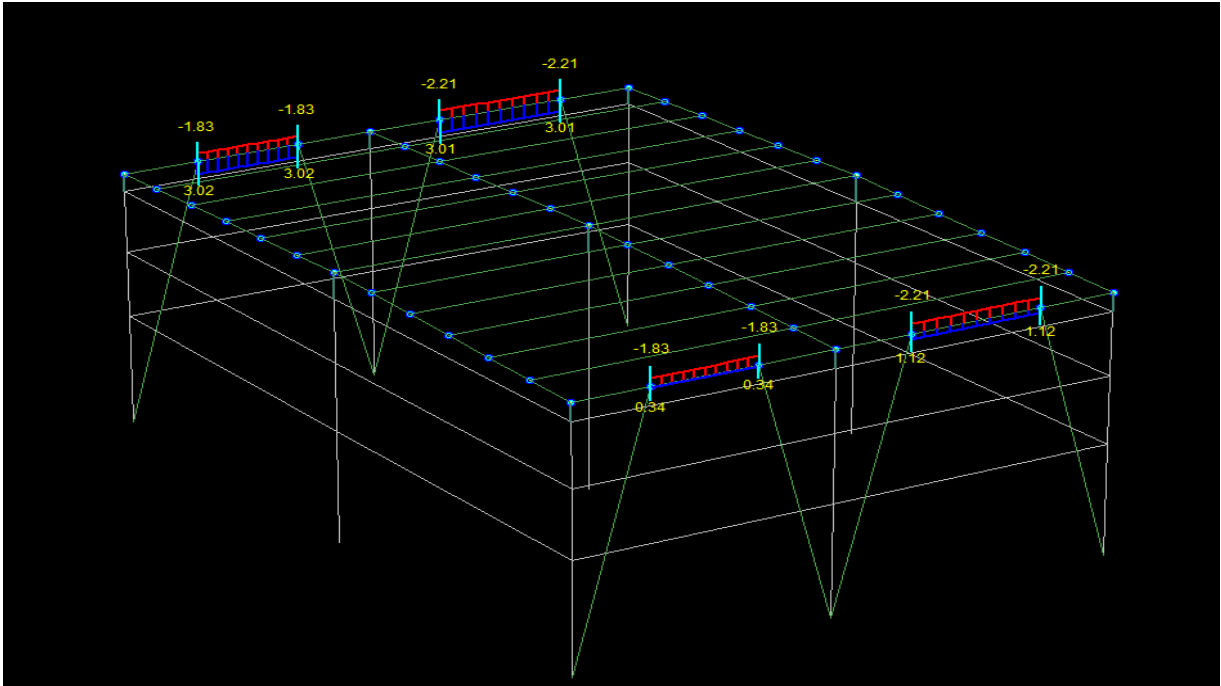
1. Αξονικές χιαστί συνδέσμων



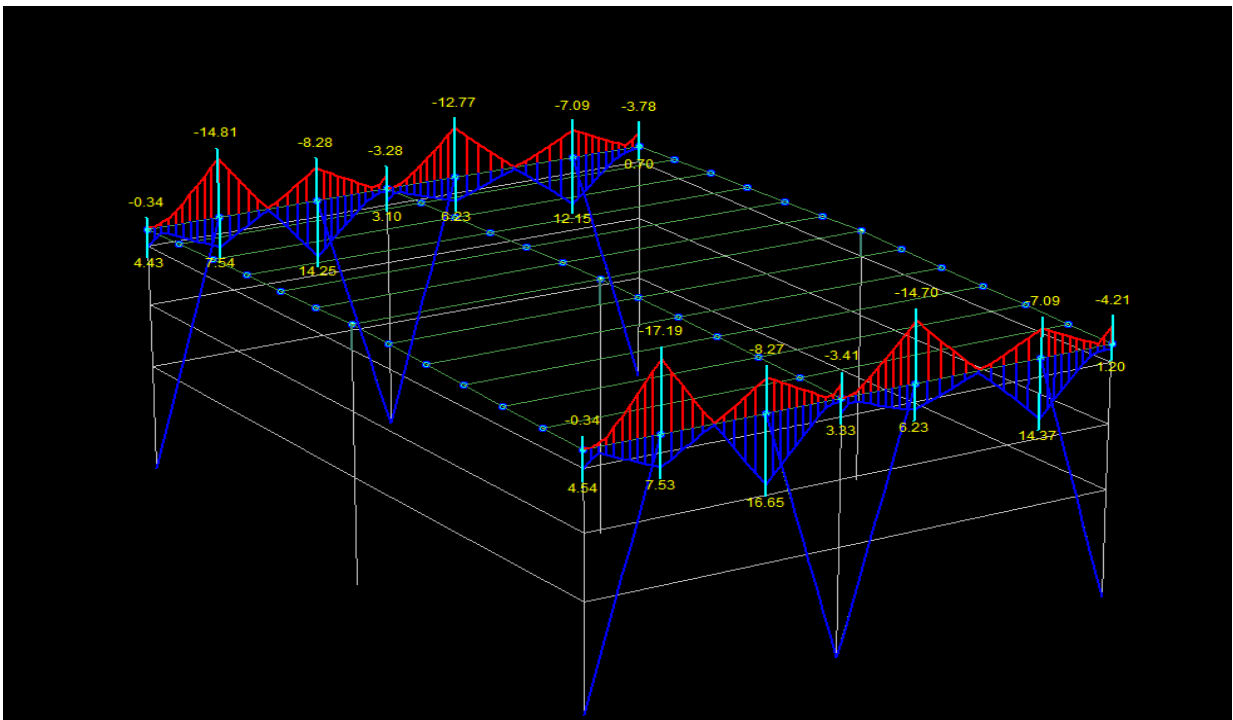
2. Αξονικές διαγωνίων συνδέσμων δυσκαμψίας

Παράρτημα Β.

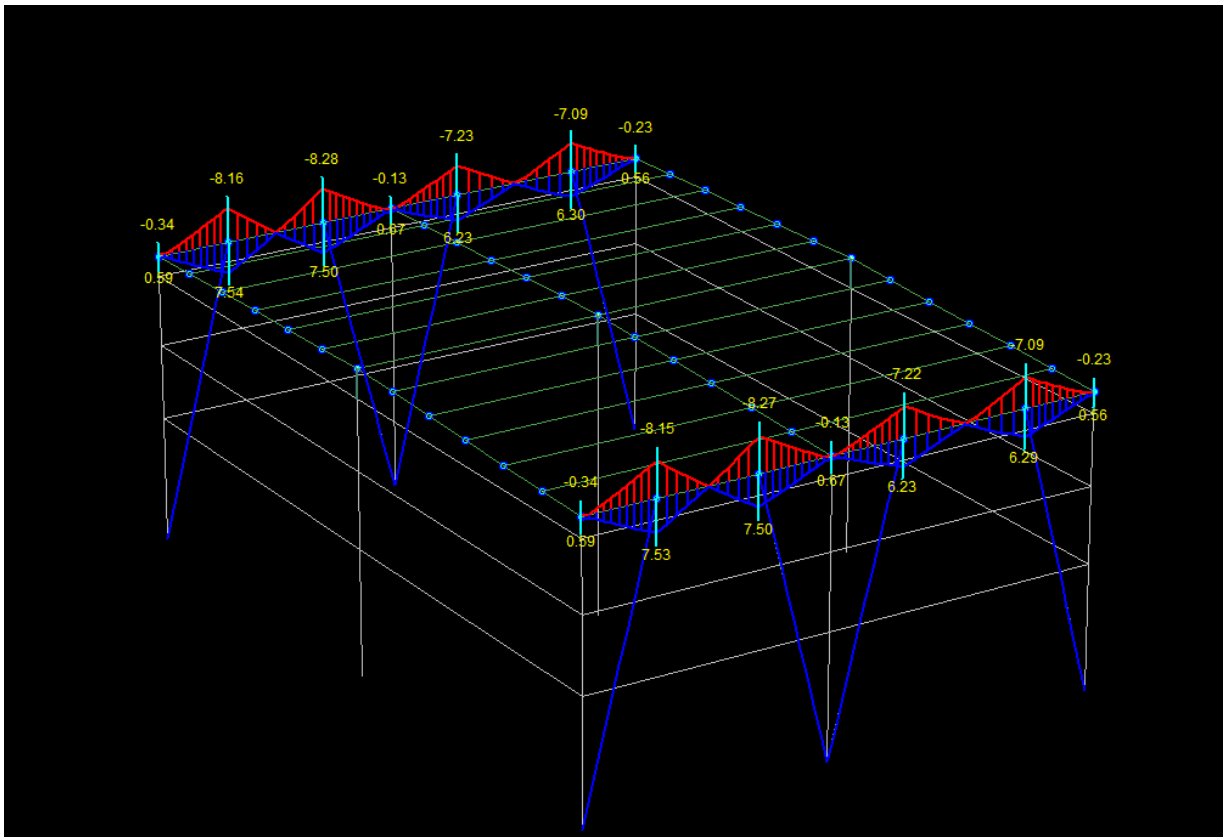
Κτίριο Α



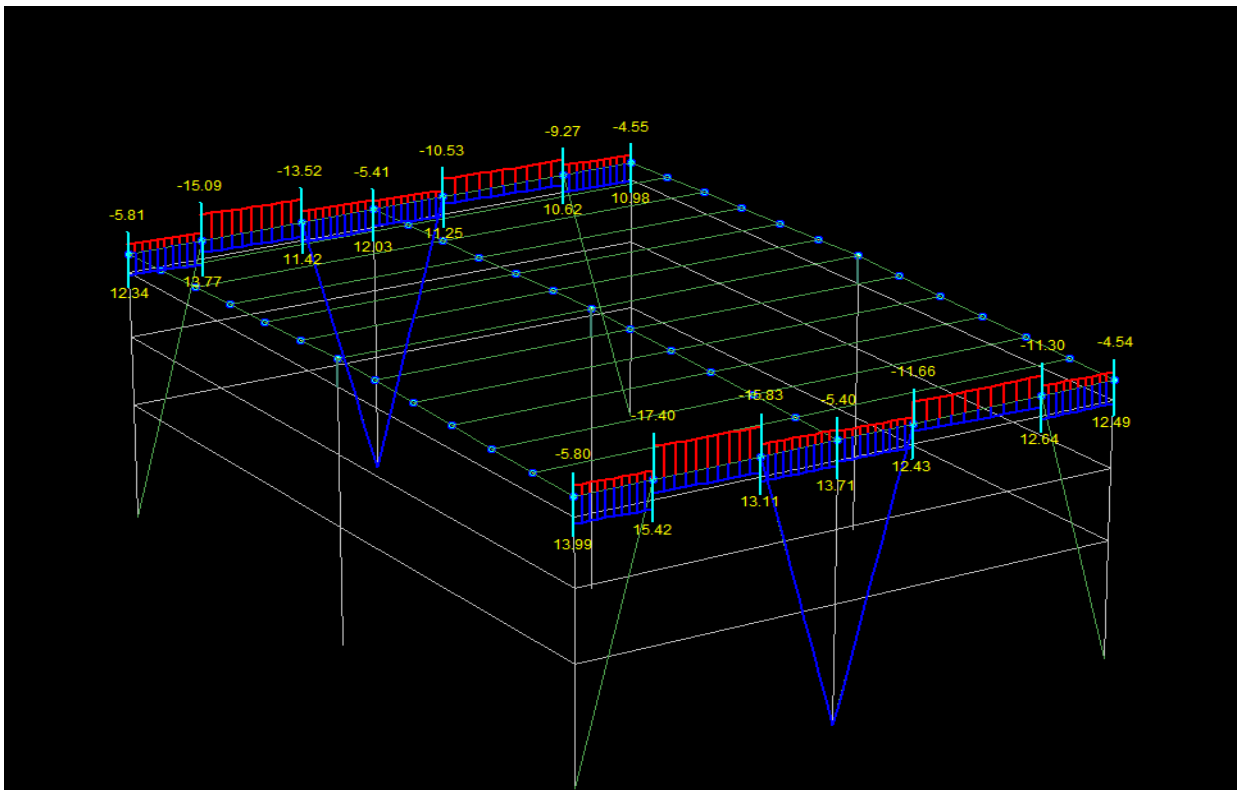
1. Αξονικές δοκού σύζευξης



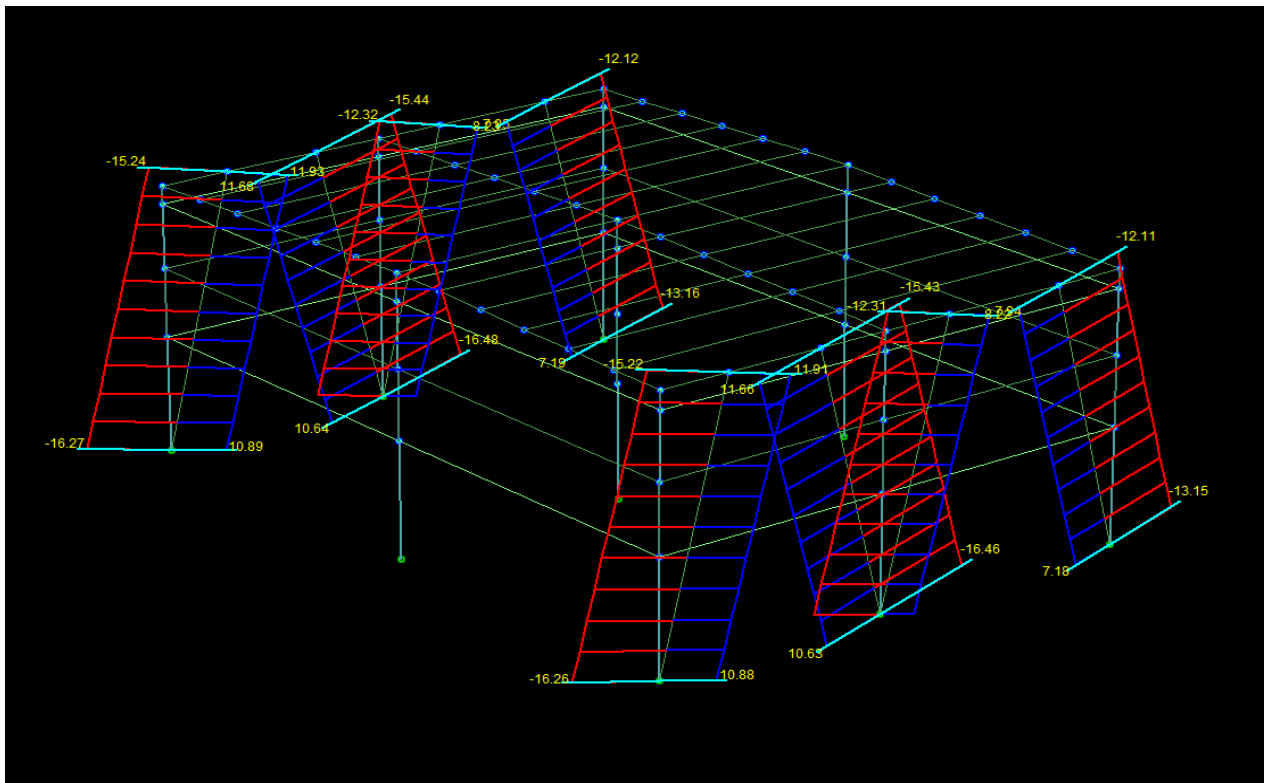
2. Ροπές δοκού σύζευξης (γενική περιβάλλουσα)



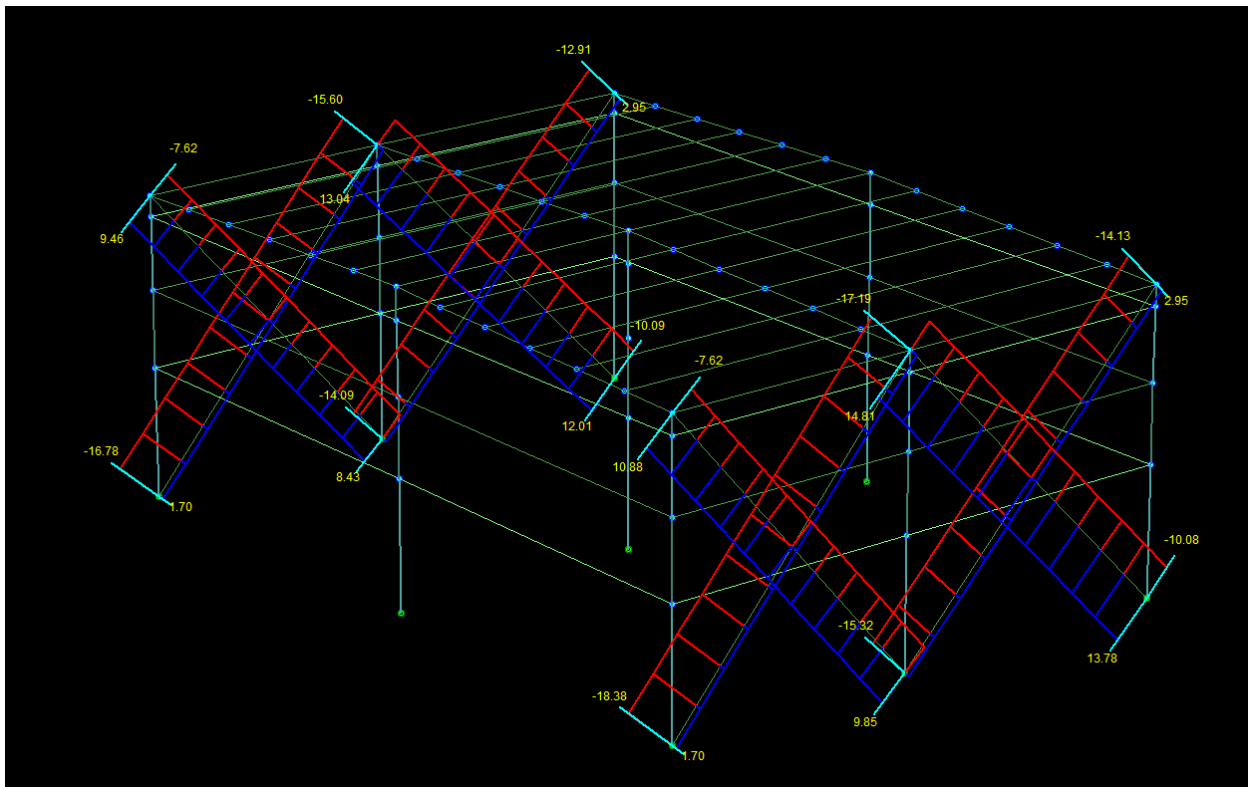
3.Ροπές δοκού σύζευξης (σεισμική πειβάλλουσα)



4.Τέμνουσες Ζυγώματος(και δοκού σύζευξης)



5. Αξονικές έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας



6. Αξονικές χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

