



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Εκκλησίας με Φέροντα Οργανισμό από Χάλυβα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αριστείδης Δ. Ζήκας

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Οκτώβριος 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/41

Ζήκας Α. Δ. (2020).  
Σχεδιασμός εκκλησίας με φέροντα οργανισμό από χάλυβα  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/41  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Zikas A. D. (2020).  
Design of church's steel structural system  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/41  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
1 Εισαγωγή .....	6
1.1 Γενικά .....	6
1.2 Αντικείμενο μελέτης .....	6
2 Παρουσίαση Έργου .....	7
2.1 Περιγραφή Μεταλλικού Φορέα .....	7
2.1.1 Κύριοι φορείς .....	10
2.1.2 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	11
2.1.3 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	12
2.1.4 Κεφαλοδοκοί .....	13
2.1.5 Τεγίδες .....	14
2.1.6 Μηκίδες .....	15
2.1.7 Μετωπικοί στύλοι .....	16
2.1.8 Ελκυστήρες (Ντίζες) .....	17
2.1.9 Πάνελ .....	18
2.2 Υλικό Κατασκευής .....	21
3 Δράσεις Υπολογισμού .....	22
3.1 Μόνιμες δράσεις .....	22
3.2 Μεταβλητές δράσεις .....	23
3.2.1 Επιβαλλόμενα φορτία .....	23
3.2.2 Φορτίο χιονιού .....	24
3.2.3 Φορτία ανέμου .....	28
3.2.3.1 Κανονισμός Υπολογισμού Φορτίου Χιονιού .....	28
3.2.3.2 Υπολογισμός Φορτίου Ανέμου .....	39
3.2.4 Θερμοκρασιακά φορτία .....	51
3.2.5 Σεισμικές δράσεις .....	51
3.2.5.1 Βασικές αρχές υπολογισμού σεισμικών δράσεων .....	52
3.2.5.2 Υπολογισμός Σεισμικών Δράσεων .....	55
3.3 Συνδυασμοί δράσεων .....	61
3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας .....	63
3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας .....	64
3.3.3 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου .....	66
4 Διαστασιολόγηση .....	70
4.1 Γενικά .....	70
4.2 Δοκοί .....	72
4.3 Υποστυλώματα .....	75
4.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	77
4.5 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	79
4.6 Μετωπικά υποστυλώματα .....	81
4.7 Τεγίδες .....	82
4.8 Μηκίδες .....	86

4.9 Ποσοστά Εκμετάλλευσης.....	89
5 Συνδέσεις.....	90
5.1 Εισαγωγή.....	90
5.2 Σύνδεση Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας.....	90
5.3 Σύνδεση Οριζόντιου Συνδέσμου Δυσκαμψίας.....	91
5.4 Σύνδεση Δοκού Υποστυλώματος.....	92
5.5 Σύνδεση Κεφαλοδοκού.....	100
6 Σχεδιασμός έναντι Πυρκαγιάς.....	101
6.1 Περιγραφή φαινομένου.....	101
6.2 Κανονισμοί.....	101
6.3 Δείκτης πυραντίστασης.....	102
6.4 Επίδραση Πυρκαγιάς και Προστασία.....	103
6.5 Σχεδιασμός στο Consteel.....	105
7 Συμπεράσματα.....	109
8 Βιβλιογραφία.....	110

## Σχεδιασμός εκκλησίας με φέροντα οργανισμό από χάλυβα

Ζήκας Α. Δ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

### Περίληψη

Αντικείμενο μελέτης αποτελεί ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση μονώροφου κτιρίου από χάλυβα και επικάλυψη με πάνελ σύνθετου υαλοβάμβακα, με σκοπό την στέγαση εκκλησίας στην Αττική. Η αρχιτεκτονική του κτιρίου βασίστηκε στο κτίριο Church of the Holy Cross στην πόλη Jyllinge της Δανίας, ωστόσο η διαστασιολόγηση του κτιρίου έγινε από την αρχή λόγω της διαφορετικής αντισεισμικής απαίτησης των δύο χωρών.

Το κτίριο αποτελείται από επαναλαμβανόμενα πλαίσια από ελατές διατομές Ι. Η δυσκολία του φορέα έγκειται στο γεγονός ότι λόγω των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων τα πλαίσια έχουν διαφορετική κατά μήκος και καθύψος κλίση.

Οι δράσεις που ασκούνται επί του φορέα κατηγοριοποιούνται σε μόνιμες, επιβαλλόμενες μεταβλητές, φορτία χιονιού, φορτία ανέμου, θερμοκρασιακά φορτία σεισμικές δράσεις και φορτία πυρκαγιάς. Ο υπολογισμός τους έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991. Οι καταστάσεις σχεδιασμού λήφθηκαν σύμφωνα με τον EN1990.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση έγινε με χρήση του προγράμματος Consteel. Πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση με θεωρία 1<sup>ης</sup> τάξης. Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των διατομών και των μελών βασίστηκε στον EN1993.

Ενδιαφέρον είχαν κατά την ανάλυση οι λειτουργίες του προγράμματος, οι οποίες επέτρεψαν τον έλεγχο καθολικής ευστάθειας της κατασκευής σύμφωνα με την Γενική Μέθοδο 6.3.4 του Ευρωκώδικα 3, καθώς και η ανάλυση σε πυρκαγιά.

Τέλος, παρουσιάζονται οι συνδέσεις μεταξύ των μελών του φορέα. Οι συνδέσεις μελετήθηκαν με τη χρήση του προγράμματος csjoint.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2020/41

## **Design of church's steel structural system**

Zikas A. D. (supervised by Thanopoulos P.)

### **Abstract**

The subject of study is the design of a single-storey building made of steel and covered with composite fiberglass panels. The building is intended be a church, located in Attica. The architecture was inspired from the Church of the Holy Cross building in Jyllinge, Denmark.

The building is made out of repeated frames. The difficulty of study lies in the fact that due to the architectural requirements the frames have different longitudinal and height slope.

The forces of the structure are categorized into permanent and live loads as well as snow, wind, temperature, seismic, and fire loads. Their calculation was made in accordance with EN1991. Design situations were obtained according to EN1990.

The simulation and the analysis of structure were achieved by using the software Consteel. Elastic analysis was developed with 1st order theory. The design of all cross – sections and members were based on EN1993.

Intriguing were the capabilities of the software, which allowed for the global stability check of the building in accordance with General Method 6.3.4 of the Eurocode 3, as well as the fire analysis.

Finally, the design details of connections between the main members are presented. Connections were studied by using the software csjoint.

## Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Παύλο Θανόπουλο, καθηγητή του τομέα Μεταλλικών Κατασκευών, για την ανάληψη και επίβλεψη της εργασίας, όπως επίσης και για την καθοδήγηση του σε όλη τη διάρκεια της.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την εταιρεία Ergocad για την χορήγηση της φοιτητικής άδειας του λογισμικού Consteel, η συμβολή του οποίου υπήρξε καθοριστική για την ολοκλήρωση αυτής της εργασίας.

Τέλος, ευχαριστώ τους φίλους και την οικογένεια μου, για τη στήριξη που μου προσέφεραν σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

# **1 Εισαγωγή**

## **1.1 Γενικά**

Στόχος του συγκεκριμένου θέματος μελέτης ήταν να εφαρμοστούν και να διανθιστούν οι γνώσεις που αποκτήθηκαν από τη φοίτηση στη σχολή μέσω της σύνταξης μιας ολοκληρωμένης μελέτης δομοστατικού σχεδιασμού με ιδιαίτερες αρχιτεκτονικές απαιτήσεις με τη χρήση προγράμματος, ώστε να αποτελέσουν εφόδια για μια καλή αρχή για τον επαγγελματικό στίβο.

## **1.2 Αντικείμενο μελέτης**

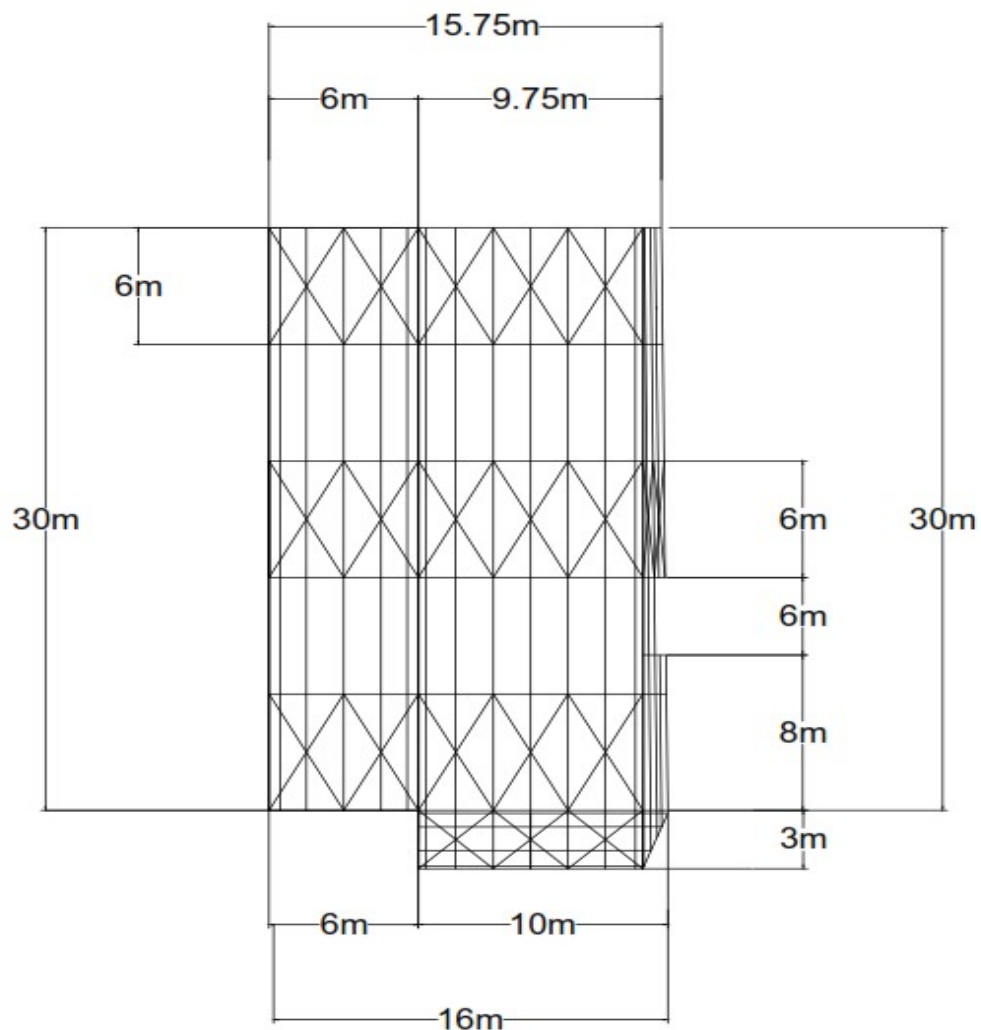
Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη ενός μονώροφου μεταλλικού κτιρίου με σκοπό την στέγαση εκκλησίας. Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγιναν με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή Consteel 14 και βασίστηκαν στους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993 και 1998. Για την μελέτη των συνδέσεων έγινε χρήση του προγράμματος Csjoint 14.



## 2 Παρουσίαση Έργου

### 2.1 Περιγραφή Μεταλλικού Φορέα

Το μεταλλικό μονώροφο κτίριο πρόκειται να κατασκευαστεί στην Αττική. Η χρήση της κατασκευής προβλέπεται να είναι χώρος εκκλησίας.



Σχήμα 2.1 Κάτοψη κτιρίου

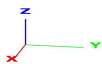
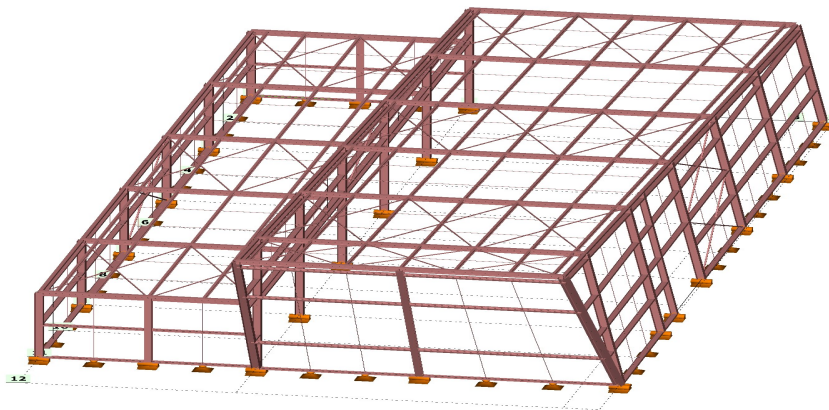
Το κτίριο έχει ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 30m x 16m με μια απόκλιση 25cm στην μια άκρη του κτιρίου ώστε να διατηρούν τα υποστυλώματα σταθερή καθ' ύψος κλίση. Αποτελείται από δύο πλαίσια ανά 6 m τα οποία έχουν ένα κοινό υποστύλωμα το οποίο συμμετέχει ολόκληρο στο πρώτο πλαίσιο ενώ στο δεύτερο συμμετέχει μέχρι το ύψος των 4m. Το ένα τμήμα του φορέα αποτελείται από πλαίσια παράλληλα μεταξύ τους ύψους 4m και ανοίγματος 6m. Το δεύτερο απαρτίζεται από πλαίσια μεταβαλλόμενου ύψους και ανοίγματος με σταθερές καθ' ύψους και κατά μήκος κλίση με μέγιστο ύψος 8m και ελάχιστο

6m και ανοίγματος 10m και 9.75m αντίστοιχα, καθώς και από ένα λοξό πλαίσιο στην άκρη του φορέα ύψους 8.2m για αρχιτεκτονικούς λόγους.

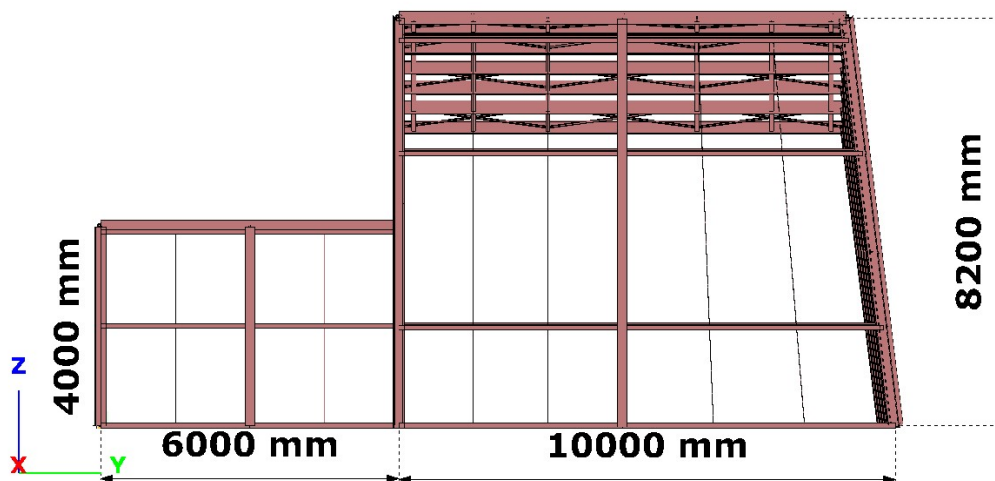
Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας έχουν τοποθετηθεί στα δύο ακραία φατνώματα του φορέα καθώς και στο μεσαίο όπου έχουν τοποθετηθεί και κατακόρυφοι.

Οι τεγίδες είναι διατεταγμένες ανά ίση απόσταση μεταξύ τους (1.5m) και μεταφέρουν στους κύριους φορείς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση. Αντίστοιχα οι μηκίδες τοποθετούνται σε όλες τις όψεις του κτιρίου ανά ίση απόσταση (2m), γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής.

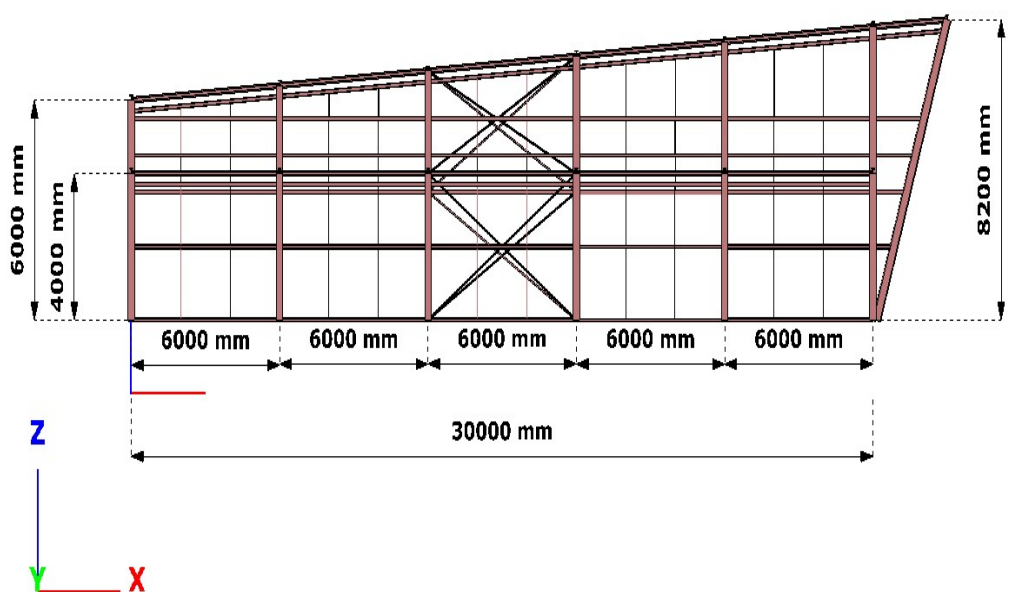
Για την κάλυψη των μετώπων του κτιρίου τοποθετούνται μετωπικά υποστυλώματα. Η έδρασή τους γίνεται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια.



Σχήμα 2.2 Τρισδιάστατη άποψη κτιρίου



Σχήμα 2.3 Πρόσοψη κτιρίου

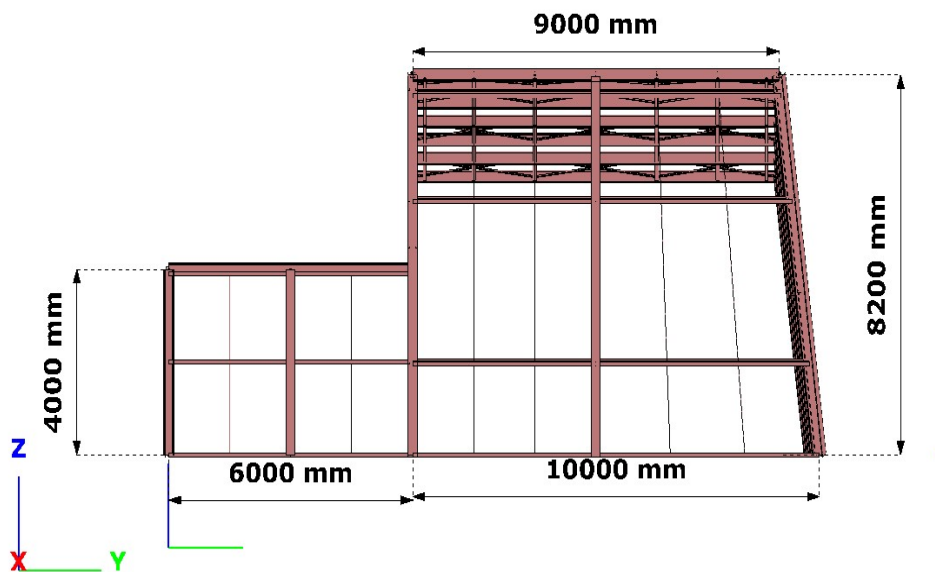


Σχήμα 2.4 Πλάγια όψη κτιρίου

### 2.1.1 Κύριοι Φορείς

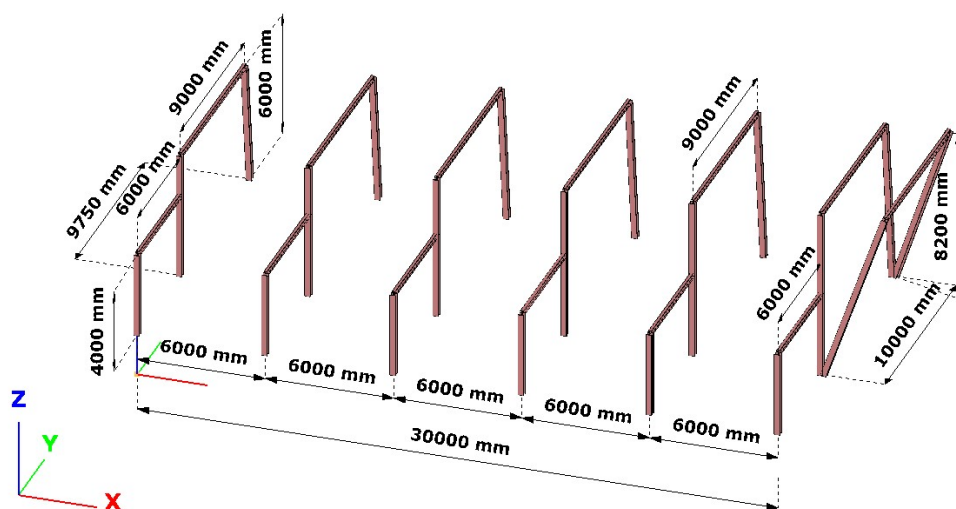
Οι κύριοι φορείς του κτιρίου αποτελούνται από δύο πλαίσια ανοίγματος 6 m και 10m αντίστοιχα το πλάτος του δεύτερου ανοίγματος μεταβάλλεται 2,5cm ανά άνοιγμα με το ένα υποστύλωμα λοξό με κλίση  $82.9^\circ$ . Η διάταξη αυτή ήταν η βέλτιστη που προέκυψε με βάση την οικονομία υλικού προκειμένου να εξυπηρετηθούν οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις που δόθηκαν.

Για τα υποστυλώματα των πλαισίων επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν διατομές από τη σειρά HEA και για τα ζυγώματα από τη σειρά IPE. Επιλέχθηκαν διατομές διπλού ταυ διότι τα πλαίσια καταπονούνται κυρίως σε κάμψη και έτσι το περισσότερο υλικό της διατομής είναι στις θέσεις που εμφανίζονται μεγαλύτερες τάσεις. Οι διατομές είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο ώστε κατά τη δράση των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων να ενεργοποιείται ο ισχυρός τους άξονας εντός του πλαισίου



Σχήμα 2.5 Πρόσοψη κύριου φορέα

Το πλαίσιο μπορεί να μορφωθεί αμφίπακτο ή αμφιαρθρωτό. Επιλέχθηκε αμφίπακτο λόγω της ευνοϊκότερης κατανομής των καμπτικών ροπών και της μειωμένης παραμορφωσιμότητας η οποία μας ενδιαφέρει για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.



Σχήμα 2.6 Κύριοι φορείς-πλαίσια

### 2.1.2 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ των κύριων φορέων. Στη στέγη του κτιρίου έχουν τοποθετηθεί διαγώνιες ράβδοι ανά δευτερο άνοιγμα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.7.

Οι διαγώνιες ράβδοι επιλέχθηκαν να έχουν κοίλη τετραγωνική διατομή τα οποία συνδέονται στον κορμό του ζυγώματος και των ενδιάμεσων τεγίδων μέσω βοηθητικού ελάσματος.

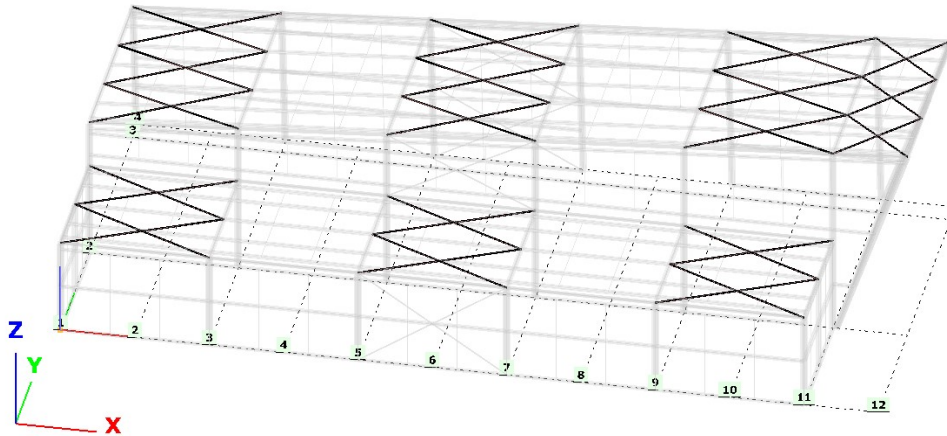
Οι κύριες λειτουργίες των οριζόντιων συνδέσμων είναι :

- Η μεταφορά στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπίεσεων και των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων,
- Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη(εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα,
- Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά της διάρκειας της ανέγερσης.

Κατά την εφαρμογή των οριζόντιων δυνάμεων (άνεμου, σεισμού) επιτρέπεται να θεωρείται ότι ενεργός είναι μόνο η εφελκόμενη εκ των δύο διαγώνιων κάθε φατνώματος. Η διαστασιολόγηση γίνεται με βάση την εφελκόμενη ράβδο και δράση το άθροισμα των απόλυτων τιμών των δυνάμεων που έχουν προσδιοριστεί για τις δύο διαγώνιους του ίδιου φατνώματος. Ανάλογα, λοιπόν, με τη φορά των οριζόντιων δυνάμεων εφελκόμενη θα είναι η μία ή η άλλη διαγώνιος κάθε φατνώματος.

Για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία, χρησιμοποιείται η ίδια διατομή για όλες τις διαγώνιες ράβδους, οι οποίες

διαστασιολογούνται με βάση τις διαγώνιους των ακραίων φατνωμάτων, οι οποίες είναι οι περισσότερο καταπονούμενες.



Σχήμα 2.7 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

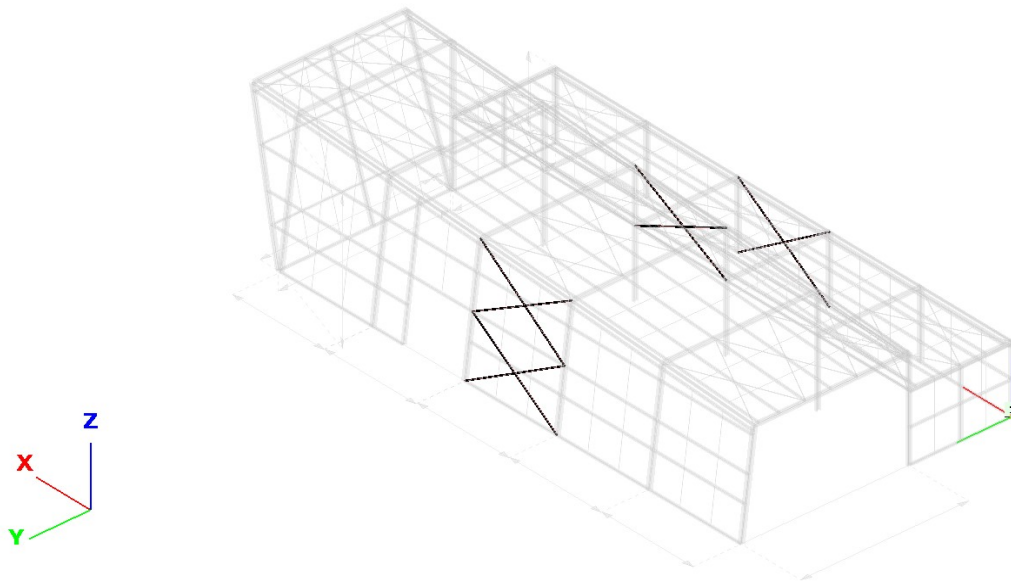
### 2.1.3 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Όταν τα φορτία δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας και η μεταφορά τους στη θεμελίωση γίνεται μέσω των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Επιπρόσθετα, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι παρέχουν στην κατασκευή προσωρινή ευστάθεια κατά τη διάρκεια της ανέγερσης της.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διαμορφώνονται καθύψος του υποστυλώματος στο πρώτο πλαίσιο ενώ στο δεύτερο διαμορφώνονται δύο ζευγάρια συνδέσμων ανά υποστύλωμα. Η διατομή που επιλέχθηκε είναι κοίλη τετραγωνική διατομή (SHS) καθώς στους κατακόρυφους συνδέσμους οι χρησιμοποιούμενες διατομές πρέπει να οδηγούν σε στοιχεία με σχετικά μικρή λυγηρότητα και σημαντική αντοχή σε θλίψη.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι έχουν τοποθετηθεί στο μεσαίο φάτνωμα. Η επιλογή αυτή έγινε διότι η διάταξη τους σε ακραία φατνώματα θα οδηγούσε σε παρεμπόδιση των παραμορφώσεων λόγω θερμικών διαστολών κάτι το οποίο θα είχε ως αποτέλεσμα μεγάλες εντάσεις. Η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων από τα οριζόντια στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας γίνεται μέσω των κεφαλοδοκών.

Η διαστασιολόγηση των συνδέσμων έγινε με την υπόθεση ότι κατά τη δράση των οριζόντιων δυνάμεων ενεργός είναι μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος ράβδος. Οι διαγώνιοι και οι οριζόντιοι ράβδοι συνδέονται αμφιαρθρωτά με τα υποστυλώματα και δεν δέχονται καμπτικά φορτία πέραν του ιδίου βάρους τους.



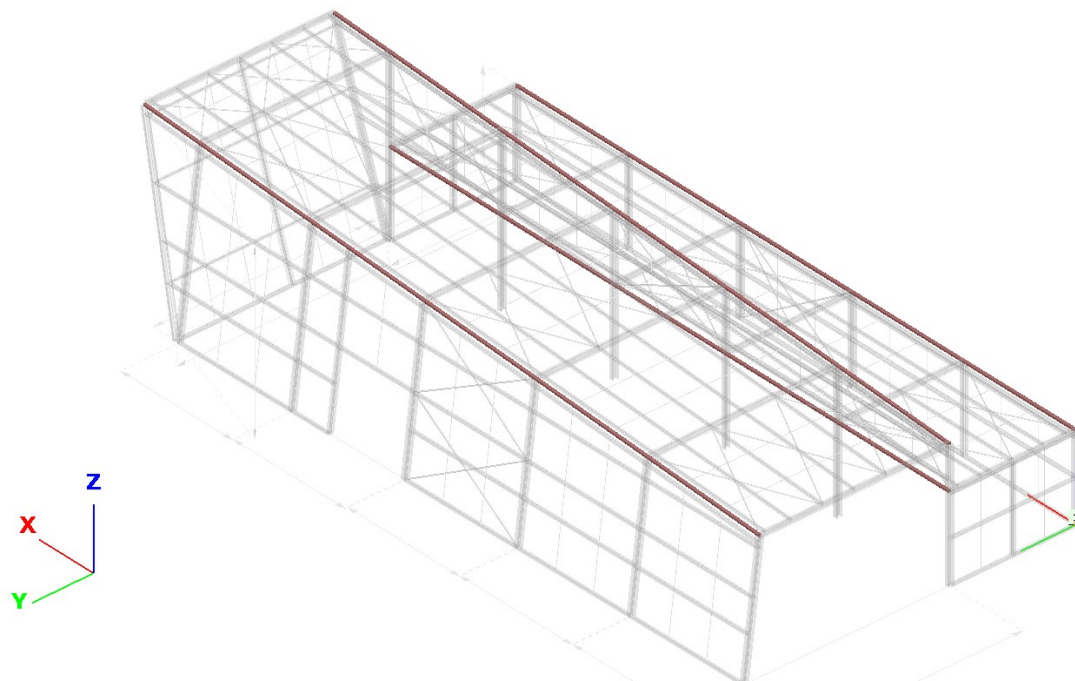
Σχήμα 2.8 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

#### 2.1.4 Κεφαλοδοκοί

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κιονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων.

Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις, που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα 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. Αποτελούν επίσης σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση ανέγερσης διότι συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς.

Η σύνδεση με τα υποστυλώματα γίνεται με απλές κοχλιωτές συνδέσεις. Η διατομή επιλέχθηκε να είναι κοίλη τετραγωνική διατομή (SHS) λόγω της σημαντικής αντοχής σε θλίψη.



Σχήμα 2.9 Κεφαλοδοκοί

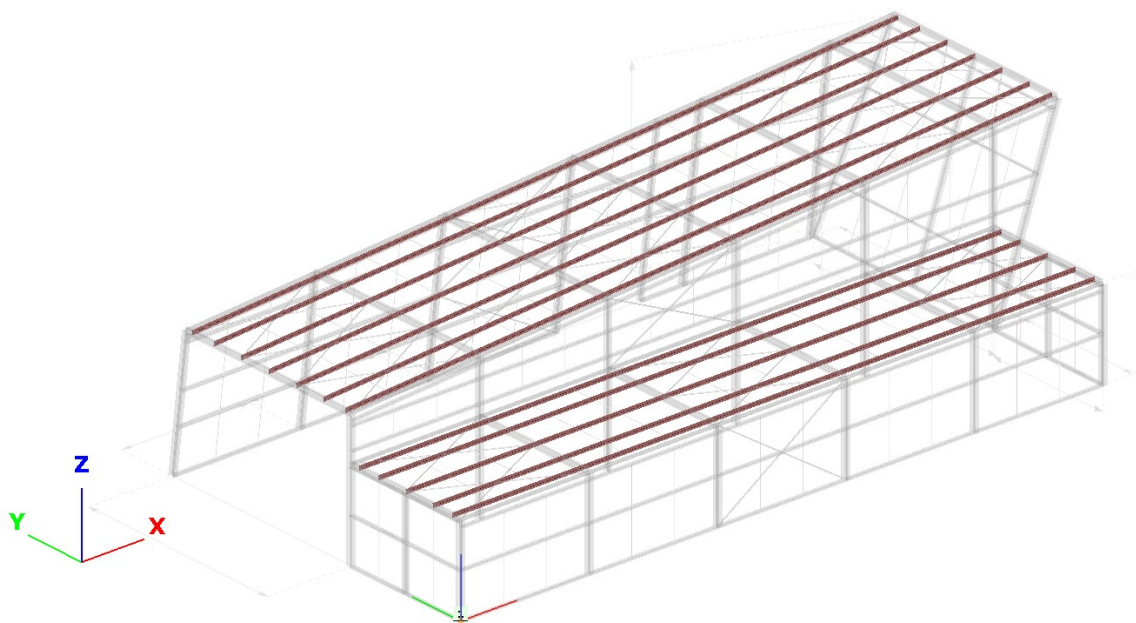
### 2.1.5 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δευτερεύοντα δομικά στοιχεία τα οποία μεταφέρουν δράσεις από τα πάνελ, όπως το φορτίο χιονιού, η ανεμοπίεση στους κύριους φορείς. Δευτερευόντως, λειτουργούν ως στοιχεία που συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα.

Στο παρόν κτίριο είναι διατεταγμένες ανά 1.5m και έχουν κατασκευαστεί ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ δύο διαδοχικών φορέων. Τα αμφιέριστα στοιχεία παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις και ευκολία στην ανέγερση για αυτό και επιλέχθηκαν. Λόγω της καταπόνησης κυρίως σε κάμψη επιλέχθηκε διατομή από τη σειρά ΙΡΕ.

Οι τεγίδες συνδέονται στον κορμό του ζυγώματος για κατασκευαστικούς λόγους ώστε να τοποθετηθούν τα πάνελ στο άνω και κάτω πέλμα τους.



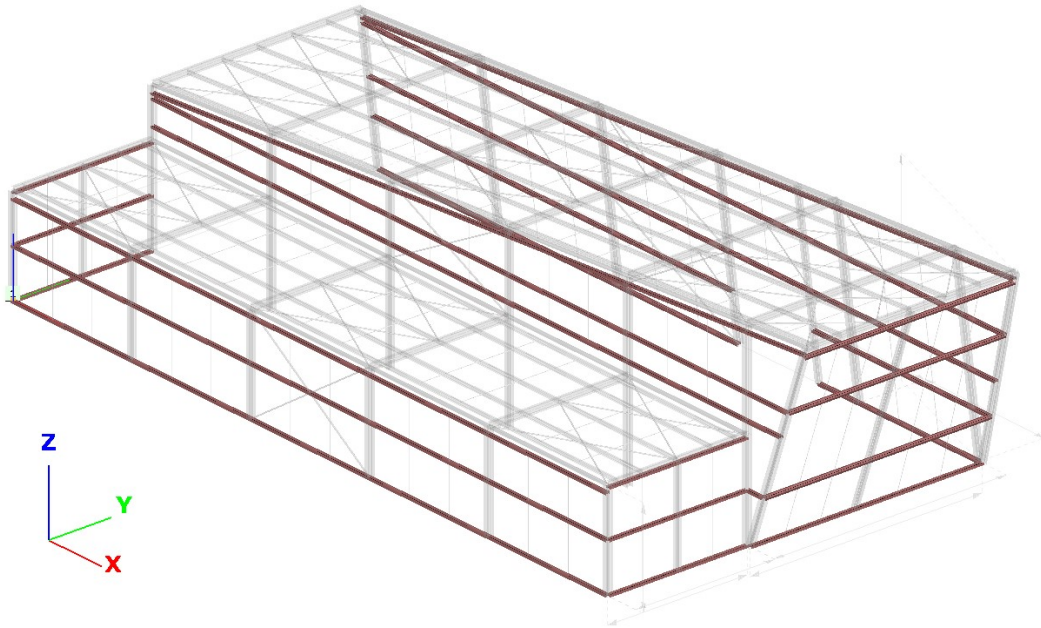


Σχήμα 2.10 Τεγίδες

### 2.1.6 Μηκίδες

Οι μηκίδες τοποθετούνται σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων και δέχονται τα πάνελ. Σχεδιάζονται με τρόπο παρόμοιο με εκείνο των τεγίδων και έχουν τον ίδιο τύπο διατομής (ΙΡΕ).

Οι μηκίδες διαμορφώνονται αρθρωτά στο ένα άκρο και με στήριξη κύλισης στο άλλο προκειμένου να μην δέχονται θερμοκρασιακά φορτία. Έχουν διαταχθεί ανά 2m επί των υποστυλωμάτων όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.14. Κύρια φόρτιση είναι η ανεμοπίεση για αυτό και είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε ο ισχυρός τους άξονας να ενεργοποιείται με τα φορτία του ανέμου.

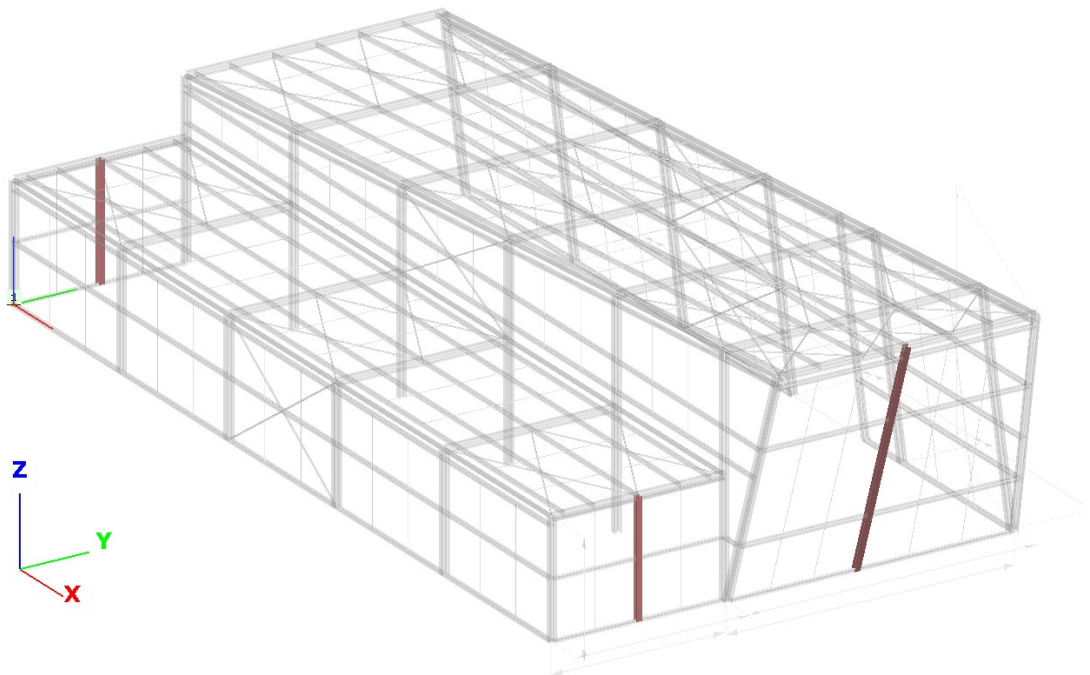


Σχήμα 2.11 Μηκίδες

### 2.1.7 Μετωπικοί στύλοι

Οι μετωπικοί στύλοι τοποθετούνται ανά αποστάσεις σύμφωνα με τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια. Κύρια φόρτιση για τα μετωπικά υποστυλώματα αποτελεί η ανεμοπίεση.

Εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια με σύνδεση σαν κύλιση διότι δεν είναι επιθυμητή η παρεμπόδιση της ελεύθερης παραμόρφωσης των ζυγμάτων. Η σύνδεση με το ζύγωμα πραγματοποιείται μέσω κοχλιών σε επιμήκεις οπές, η ακριβής διάσταση των οποίων καθορίζεται από το μέγεθος των παραμορφώσεων του ακραίου πλαισίου. Αποφεύγεται έτσι η μεταφορά αξονικών δυνάμεων στα μετωπικά υποστυλώματα



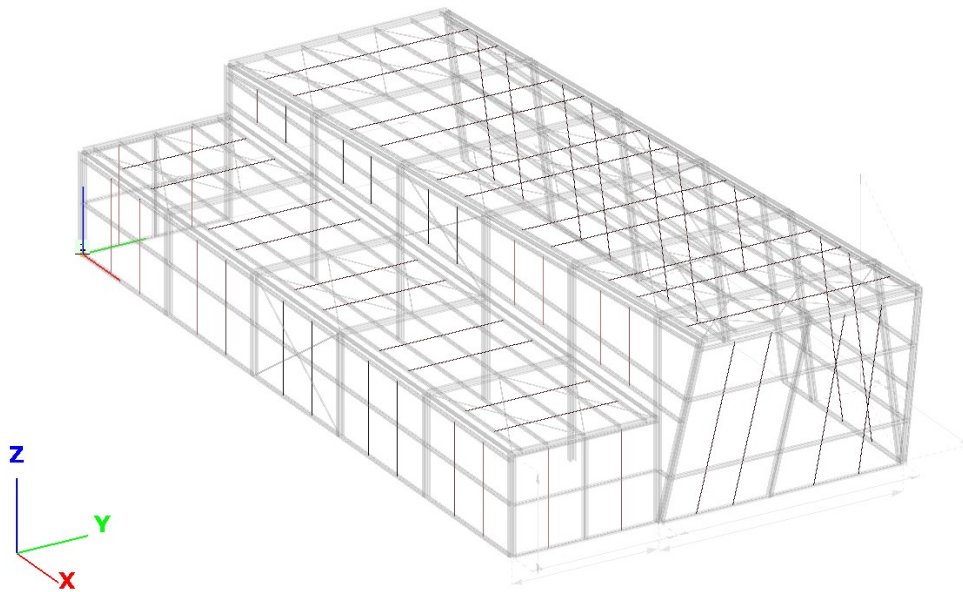
Σχήμα 2.12 Μετωπικοί στύλοι

### 2.1.8 Ελκυστήρες (Ντίζες)

Σε κάθε τεγίδα και μηκίδα έχουν τοποθετηθεί δύο σειρές (στα τρίτα του ανοίγματος τους) ελκυστήρων. Ως διατομές για τις ράβδους αυτές χρησιμοποιούνται οι κυκλικές συμπαγείς. Οι ελκυστήρες ή ντίζες τοποθετήθηκαν στο μέσον της διατομής, είναι αυτοτελή στοιχεία μεταξύ διαδοχικών τεγίδων, διατρύπουν τον κορμό τους και συνδέονται επί αυτών μέσω κοχλιών.

Οι ελκυστήρες δεσμεύουν ορισμένες διατομές της τεγίδας έναντι πλευρικής μετάθεσης και λειτουργούν ως πρόσθετες ενδιάμεσες στηρίξεις. Οι ράβδοι παρεμποδίζουν την πλευρική μετατόπιση των τεγίδων στο άνοιγμα και καταπονούνται από τη σχετική εφελκυστική αξονική δύναμη. Κάθε ελκυστήρας μεταφέρει αθροιστικά την εφελκυστική δύναμη που αντιστοιχεί σε όλες τις τεγίδες χαμηλότερης από αυτόν στάθμης.

Οι παραμορφώσεις λόγω των κατακόρυφων φορτίων, ίδιο βάρος μηκίδων, αναιρούνται σε μεγάλο βαθμό λόγω της ύπαρξης των ελκυστήρων. Χρήση ελκυστήρων έχει γίνει επίσης στα μέτωπα του κτιρίου λόγω των αποστάσεων μεταξύ των μετωπικών υποστυλωμάτων.



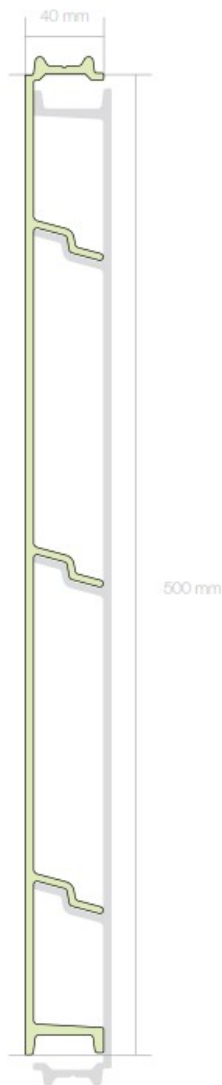
Σχήμα 2.13 Ντίζες

### 2.1.9 Πάνελ

Τα πάνελ που επιλέχθηκαν είναι τα lay light panels, της εταιρείας fiberline. Τα πάνελ αποτελούνται από σύνθετο υαλοβάμβακα έχουν πάχος 40 mm και πλάτος 500 mm. Τοποθετούνται πάνω σε οδηγούς οι οποίοι με την σειρά τους κοχλιώνονται στο άνω και κάτω πέλμα των τεγίδων και μηκίδων (ανά 1.5 m και 2m αντίστοιχα), με διεύθυνση κάθετη σε αυτές. Η τοποθέτηση εξωτερικά και εσωτερικά της κατασκευής έγινε για αρχιτεκτονικούς σκοπούς λόγω της διαφανούς επένδυσης των πλακών που προσφέρει την δυνατότητα φωτισμού σε όλη την κατασκευή με φυσικό φως προσφέροντας στον θεατή μια ξεχωριστή αισθητική εμπειρία. Τα πάνελ διαθέτουν μεγάλη αντοχή σε πυρκαγιά και η αντοχή τους σε ανεμοπίεση είναι 6.6 kPa.



Σχήμα 2.14 Προφίλ Πάνελ



**Specifications:**

Coating	UV protected, finish 20
Standard colour	Natural
Special colours	On enquiry

**Dimensions**

Standard width	500 mm
Length	1200 - 6000 mm, up to 15.000 mm on enquiry
Profil height	40 mm
Weight	4.1 kg / m, 8.2 kg / m <sup>2</sup>
Tolerances	Fiberline Standard

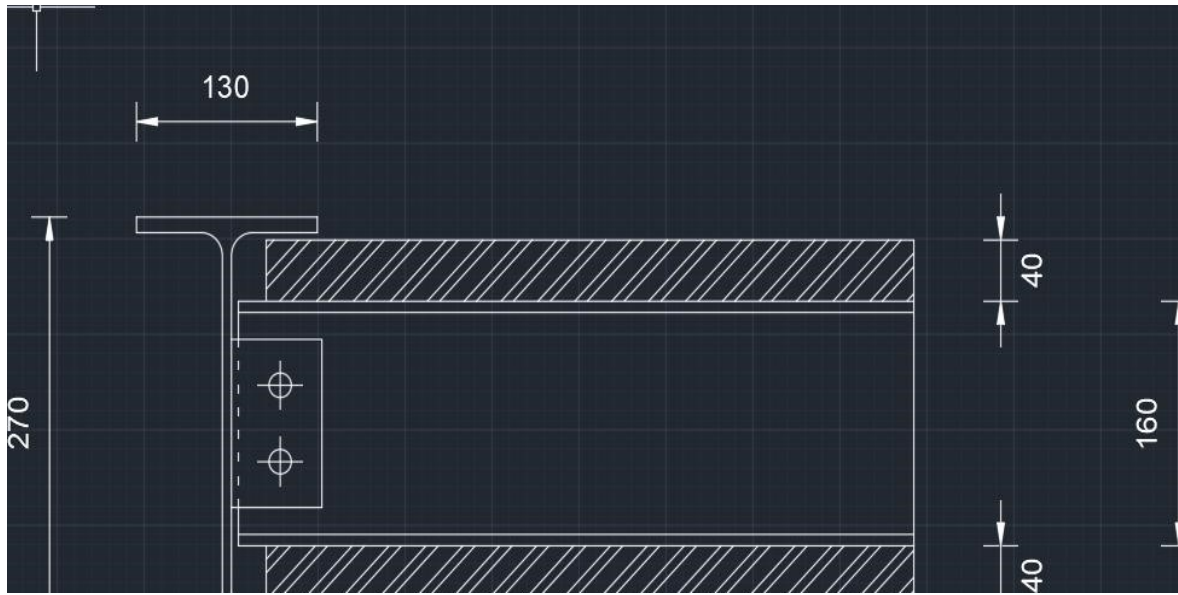
**Properties**

Fire resistance	B-s3, d0 (EN 13 501) B1 (DIN 4102 and ÖNORM 3800) Class 0 (BS 476)
Longitudinal expansion	0.7 mm / m
Horizontal expansion	2 mm / m
Service temperature	- 20 to + 80 Celsius

**Mounting:**

The facade panel can be mounted both horizontally and vertically and used as a ventilated building envelope.

Σχήμα 2.15 Χαρακτηριστικά Πάνελ



Σχήμα 2.16 Τοποθέτηση Πάνελ στο άνω και κάτω πέλιμα της Τεγίδας



(α)



(β)

Σχήμα 2.17 Κατασκευές από lay light panel

## 2.2 Υλικό κατασκευής

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε για όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S235 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y$  και θραύσης  $f_u$  για εν θερμό ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1. Παρακάτω παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του χάλυβα της κατασκευής στον Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1: Ονομαστική τιμή ορίου διαρροής  $f_y$  και ορίου θραύσης  $f_u$  κατά EN 1993-1-1

Κατηγορία κατά  EN 10025	Ονομαστικό πάχος στοιχείου t (mm)			
	t ≤ 40mm		40mm ≤ t ≤ 80mm	
	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
S235	235	360	215	360

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-1:2005, παράγραφος 3.2.6), το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα λαμβάνεται ίσο με  $E = 210$  GPa, ενώ το ειδικό βάρος του είναι  $\gamma = 78.50$  kN/m<sup>3</sup>. Ο λόγος του συντελεστή Poisson έχει τιμή  $\nu = 0.3$  και ο συντελεστής γραμμικής διαστολής είναι  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$ . Οι τιμές αυτές λαμβάνονται για το δομικό χάλυβα ανεξαρτήτως της ποιότητας του.

### 3 Δράσεις Υπολογισμού

#### 3.1 Μόνιμες Δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο ήταν αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, επικαλύψεις και επενδύσεις).

Οι τιμές των μόνιμων φορτίων που δρουν στο φορέα και εισήχθησαν στο στατικό προσομοίωμα είναι:

- Ίδιο βάρος χάλυβα  $g_k = 78.5\text{kN/m}^3$
- Πρόσθετα μόνιμα φορτία  $g'_k = 0.3\text{kN/m}^2$

Πληροφορίες για το μοντέλο ×

Ορισμός δεδομένων μοντέλου

Σύμφωνα με το πλήρες μοντέλο  Σύμφωνα με την τρέχουσα προβολή

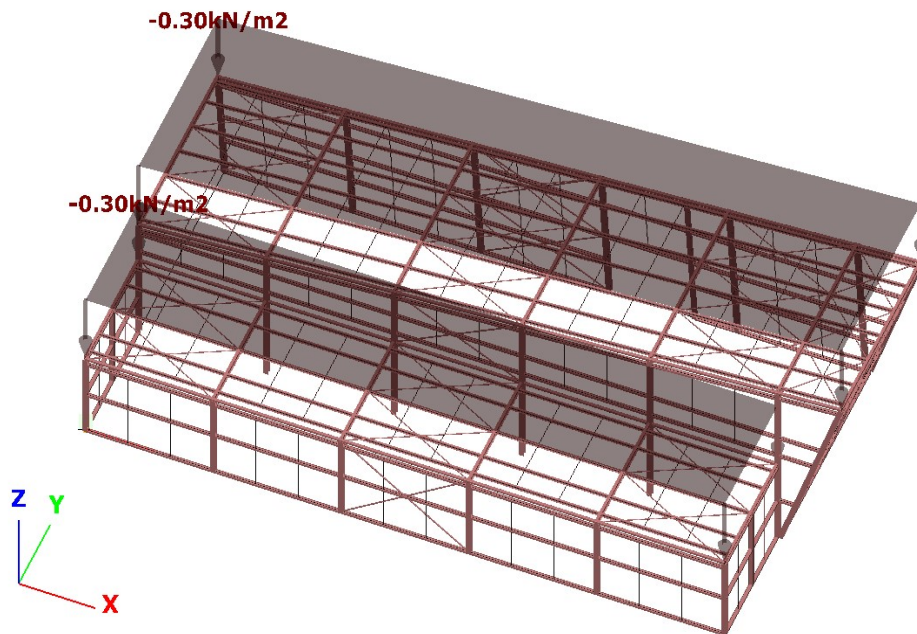
Βασικά δεδομένα

Αριθμός ράβδων	<input type="text" value="458"/>	Συνολικό βάρος κατασκευής [t]	<input type="text" value="31,69"/>
Αριθμός στηρίξεων	<input type="text" value="49"/>	Συνολική επιφάνεια για βαφή [m <sup>2</sup> ]	<input type="text" value="948,86"/>
		Συνολικό μήκος [m]	<input type="text" value="1750,1"/>

Όνομα	Μάζα [t]	Επιφάνεια [m <sup>2</sup> ]	Μήκος [m]
HEA 220	0,843	21	16,68
HEA 260	8,57	187,26	125,75
IPE 160	6,017	238,03	381,5
IPE 180	7,425	276,31	394,96
IPE 200	0,268	9,24	12
IPE 270	3,571	103,29	99
SHS 40x4	0,946	33,23	226,94
SHS 50x5	0,363	10,19	55,69
SHS 120x8	3,311	56,36	126,14
Κυκλική ράβδος Ø	0,382	13,94	311,44

Σχήμα 3.1 Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων από το Consteel





Σχήμα 3.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία

## 3.2 Μεταβλητές Δράσεις

Περιλαμβάνουν τα επιβαλλόμενα φορτία, τα φορτία χιονιού και ανέμου και τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, για αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους δίνονται από τους κανονισμούς

### 3.2.1 Επιβαλλόμενα φορτία

Σύμφωνα με τον EN 1991-1-1, ως επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια χαρακτηρίζονται τα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση των φορτιζόμενων επιφανειών.

Οι στέγες κατηγοριοποιούνται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την προσβασιμότητα τους, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1: Κατηγοριοποίηση στεγών

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

Για τις στέγες κατηγορίας H, οι τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων δίδονται στον Πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.2: Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας H

Στέγη	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Κατηγορία H</b>	0.00-1.00	0.90-1.50

Το  $q_k$  μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα σε μια επιφάνεια  $A$  που θα ορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή για το  $A$  είναι 10m<sup>2</sup>, στα πλαίσια ενός φάσματος μεταξύ του μηδενός και ολόκληρης της επιφάνειας της στέγης.

Στο στατικό προσομοίωμα επιλέχθηκε ως επιβαλλόμενο φορτίο  $q_k = 0.5\text{kN/m}^2$  το οποίο θεωρείται ότι δρα σε όλη την επιφάνεια της στέγης. Σε στέγες, τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου.

### 3.2.2 Φορτίο χιονιού

Ο υπολογισμός του φορτίου χιονιού έγινε με εφαρμογή του ευρωπαϊκού προτύπου EN 1991-1-3 στο οποίο περιέχονται λεπτομερώς οι μορφές φόρτισης που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την ανάλυση ανάλογα με τον τρόπο εναπόθεσης του χιονιού πάνω στη στέγη.

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μία στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου, ενώ η πυκνότητα μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμύκνωσης του στη συγκεκριμένη θέση. Πέραν της χιονόπτωσης σε συνθήκες ηρεμίας είναι αναγκαίο να ληφθούν υπόψη οι επιδράσεις του ανέμου καθώς και οι μεταβολές της θερμοκρασίας της στέγης διότι είναι παράγοντες οι οποίοι μπορούν να προκαλέσουν ανακατανομή του φορτίου χιονιού στη στέγη. [3]

Το φορτίο χιονιού  $s$  που ασκείται επί της στέγης, θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης, προσδιορίζεται δε από τις σχέσεις :

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k \quad (3.1)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_{Ad} \quad (3.2)$$

Όπου:

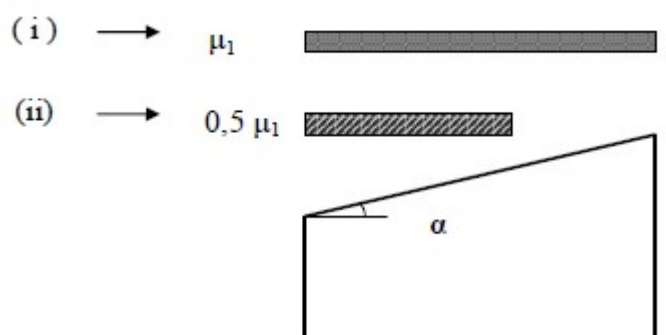
$s_{Ad}$  Η τιμή σχεδιασμού του εξαιρετικού φορτίου χιονιού επί του εδάφους για μια δεδομένη τοποθεσία  
 $C_e$  Ο συντελεστής εκθέσεως

$C_t$  Ο θερμικός συντελεστής

Ο προσδιορισμός του συντελεστή σχήματος του φορτίου χιονιού  $\mu_i$ , όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται, έγινε με βάση τον Πίνακα .

Γωνία κλίσης της στέγης $\alpha$ ( $^\circ$ )	Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού $\mu_i$
$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	0,80
$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$0,8(60-\alpha)/30$
$\alpha \geq 60^\circ$	0,00

Η κατανομή του φορτίου επί της στέγης δίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Επομένως με βάση τη γεωμετρία του φορέα η γωνία κλίσης της στέγης προέκυψε  $\alpha_l = 0^\circ$  και η τιμή του  $\mu_l$  προέκυψε ίση με 0.8.

Οι συνιστώμενες τιμές του συντελεστή έκθεσης  $C_e$  για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά δίνονται στον Πίνακα 3.4.

Πίνακας 3.4: Συνιστώμενες τιμές του  $C_e$  για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	$C_e$
Εκτεθειμένο <sup>α</sup>	0,8
Κανονικό <sup>β</sup>	1,0
Προφυλαγμένο <sup>γ</sup>	1,2

<sup>α</sup>**Εκτεθειμένο:** Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές, ή τα δέντρα.

<sup>β</sup>**Κανονικό:** Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων.

<sup>γ</sup>**Προφυλαγμένο:** Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό

Η περιοχή πλησίον του κτιρίου σύμφωνα με τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της χαρακτηρίζεται ως εκτεθειμένη, επομένως ο συντελεστής έκθεσης είναι ίσος με 0,8.

Ο θερμικός συντελεστής  $C_t$  χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση ( $> 1\text{W/m}^2\text{K}$ ). Για κανονικές συνθήκες μόνωσης θεωρούμε  $C_t = 1.00$ .

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού  $s_k$  επί του εδάφους εξαρτάται από τη ζώνη κατάταξης της τοποθεσίας και του αντίστοιχου υψόμετρου. Το κτίριο πρόκειται να κατασκευαστεί στον Υμηττό στο νομό Αττικής σε υψόμετρο 371 m, ο οποίος ανήκει στη Ζώνη II, επομένως  $s_{k,0}=0.8 \text{ kN/m}^2$ . Επομένως για το παρών κτίριο λήφθηκε  $s_k=0.8*[1+(371/917)^2]=0.93 \text{ kN/m}^2$ .

Για τα εξαιρετικά φορτία χιονιού λήφθηκε συντελεστής  $C_{est} = 2$ .

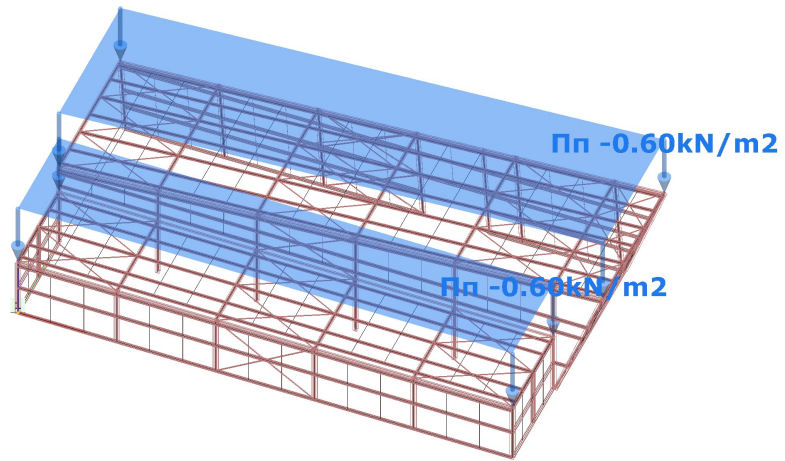
Η τιμή του φορτίου χιονιού της στέγης προσδιορίζεται από τις καταστάσεις σχεδιασμού:

- Για καταστάσεις σχεδιασμού διάρκειας το φορτίο χιονιού είναι ίσο με:

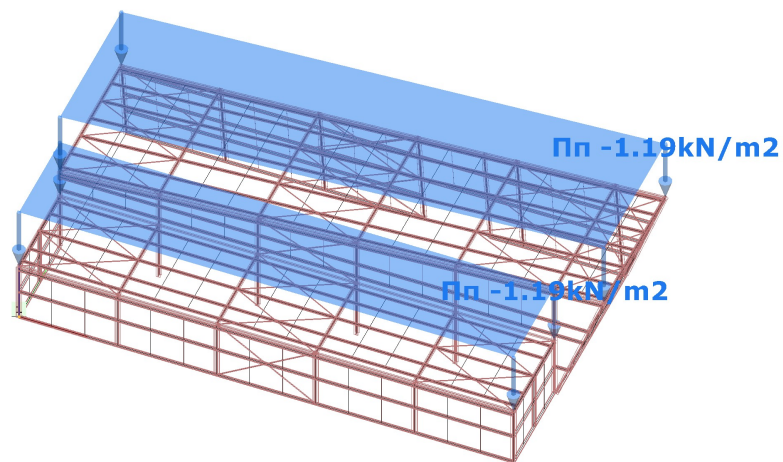
$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 0,8 * 1 * 0,93 = 0.6 \text{ kN/m}^2 \quad (3.3)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού το φορτίο χιονιού είναι ίσο με:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * C_{est} * s_k = 0,8 * 0,8 * 1 * 2 * 0,93 = 1.2 \text{ kN/m}^2 \quad (3.4)$$



Σχήμα 3.3 Κατανομή φορτίου χιονιού για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια



Σχήμα 3.4 Εξαιρετικά φορτία χιονιού

### 3.2.3 Φορτία ανέμου

Ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου έγινε με εφαρμογή του ευρωπαϊκού προτύπου EN 1991-1-4.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις μεταλλικές κατασκευές παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση. Παρουσιάζουν διακυμάνσεις στο χρόνο και δρουν άμεσα ως πιέσεις επί των εξωτερικών επιφανειών κλειστών κατασκευών και, λόγω της πορώδους φύσης της εξωτερικής επιφάνειας, δρουν επίσης έμμεσα επί των εσωτερικών επιφανειών. Ακόμη μπορούν να δρουν άμεσα επί της εσωτερικής επιφάνειας ανοικτών κατασκευών.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές κατασκευές η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή οπότε τα φορτία ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Η σημαντικότερη παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. [3]

Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης, είναι:

- Η γεωγραφική θέση
- Η φυσική θέση
- Η τοπογραφία
- Οι διαστάσεις των κτιρίων
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου
- Το σχήμα της κατασκευής
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου

#### 3.2.3.1 Κανονισμός Υπολογισμού Φορτίου Ανέμου

Η εξωτερική πίεση  $w_e$ , είναι η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής και προκύπτει από την σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (3.5)$$

Όπου:

$q_p(z_e)$  είναι η πίεση ταχύτητας αιχμή  
 $z_e$  είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση  
 $c_{pe}$  είναι ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

Η εσωτερική πίεση  $w_i$ , είναι η πίεση του ανέμου η οποία δρα καθέτως προς τις

εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής και προκύπτει από την σχέση:

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (3.6)$$

Όπου:

$q_p(z_i)$  είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής  
 $z_i$  είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση  
 $c_{pi}$  είναι ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

Η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$  σε ύψος  $z$ , η οποία περιλαμβάνει μέσης και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b \quad (3.7)$$

Όπου:

$I_v(z)$  η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος  $z$   
 $\rho$  η πυκνότητα του αέρα, εξαρτώμενη από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας (προτεινόμενη τιμή  $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ )  
 $c_e(z)$  ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.8)$$

$q_b$  η βασική πίεση, ίση προς:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (3.9)$$

Όπου η βασική ταχύτητα ανέμου  $v_b$ , ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (3.10)$$

Στη σχέση αυτή είναι:

$c_{dir}$  ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1.00)  
 $c_{season}$  ο συντελεστής εποχής (προτεινόμενη τιμή 1.00)  
 $v_{b,0}$  η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, ίση με τη

χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από την διεύθυνση του και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές του ύψους των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II)

Η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος δίνεται από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_\theta(z) \times v_b \quad (3.11)$$

Όπου:

$c_\theta(z)$  ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης. Για επίπεδο έδαφος θεωρείται ίσος με 1.00.

$c_r(z)$  ο συντελεστής τραχύτητας

$$c_r(z) = K_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$c_r = c_r(z_{min}) \text{ για } z \leq z_{min} \quad (3.12)$$

Όπου:

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας

$K_r$  συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας  $z_0$  και υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$K_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (3.13)$$

Όπου:

$z_{0,II}$  είναι ίσο με 0.05m

$z_{min}$  είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από τον Πίνακα 3.5

$z_{max}$  πρέπει να λαμβάνεται 200m



Πίνακας 3.5: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

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

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

$$I_V(z) = \frac{\sigma_V}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_e(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.14)$$

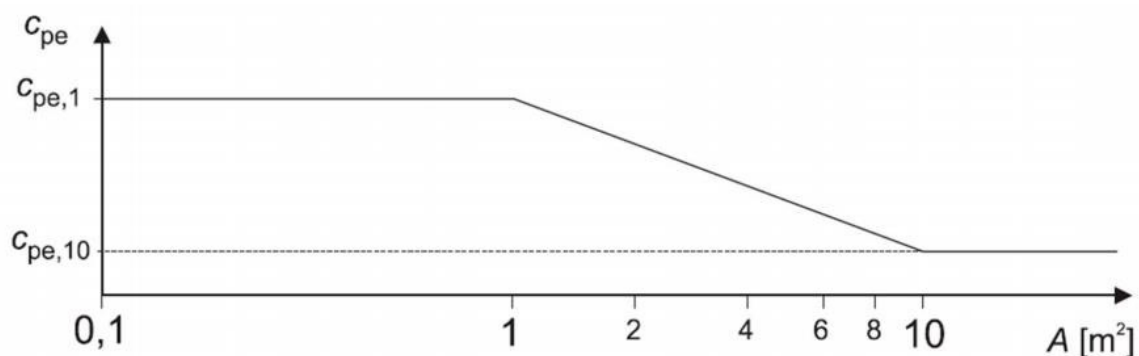
$$I_V(z) = I_V(z_{min}) \text{ για } z \leq z_{min}$$

Όπου:

$k_I$  είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Λαμβάνεται ίσος με 1.00  
 $c_0$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης του εδάφους  
 $z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας που δίνεται στον Πίνακα 3.5

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτάται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα.

Στο Σχήμα 3.5 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης  $c_{pe}$  συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας.



Σχήμα 3.5: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$

Το Σχήμα 3.5 βασίζεται στα ακόλουθα:

$$\text{Για } A \leq 1 \text{ m}^2 \text{ είναι } c_{pe} = c_{pe,1} \quad (3.15)$$

$$\text{Για } 1 \text{ m}^2 \leq A \leq 10 \text{ m}^2 \text{ είναι } c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \times \log A$$

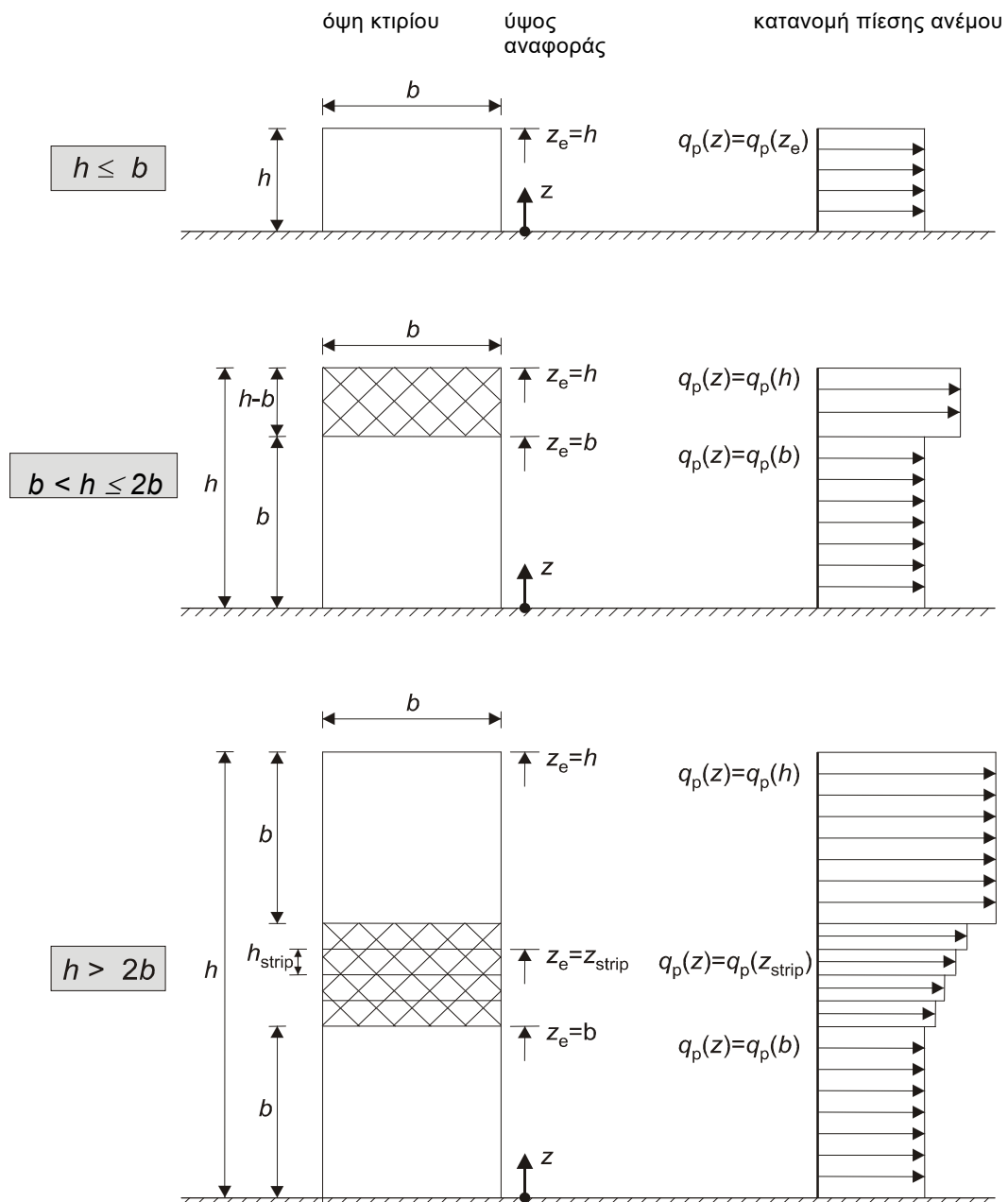
$$\text{Για } A \geq 10 \text{ m}^2 \text{ είναι } c_{pe} = c_{pe,10}$$

Τα ύψη αναφοράς,  $z_e$ , για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης εξαρτώνται από τη σχέση μεταξύ του ύψους  $h$  και του πλάτους  $b$  του κτιρίου. Δίνονται στο Σχήμα 3.6 για τις ακόλουθες τρεις περιπτώσεις:

Για  $h \leq b$  λαμβάνεται ως ένα τμήμα με  $z_e = h$ .

Για  $b \leq h \leq 2b$  λαμβάνεται ως αποτελούμενο από πολλά τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με  $b$  και ένα ανώτερο τμήμα αποτελούμενο από το υπόλοιπο.

Για  $h \geq 2b$  το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος  $z_e = b$ , το υψηλότερο έχει ύψος  $z_e = h$ , ενώ το μεταξύ αυτών διάστημα υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήματος ίσο με  $b$ .



Σχήμα 3.6: Ύψος αναφοράς  $z_e$  συναρτήσει των  $h$  και  $b$ , και αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων

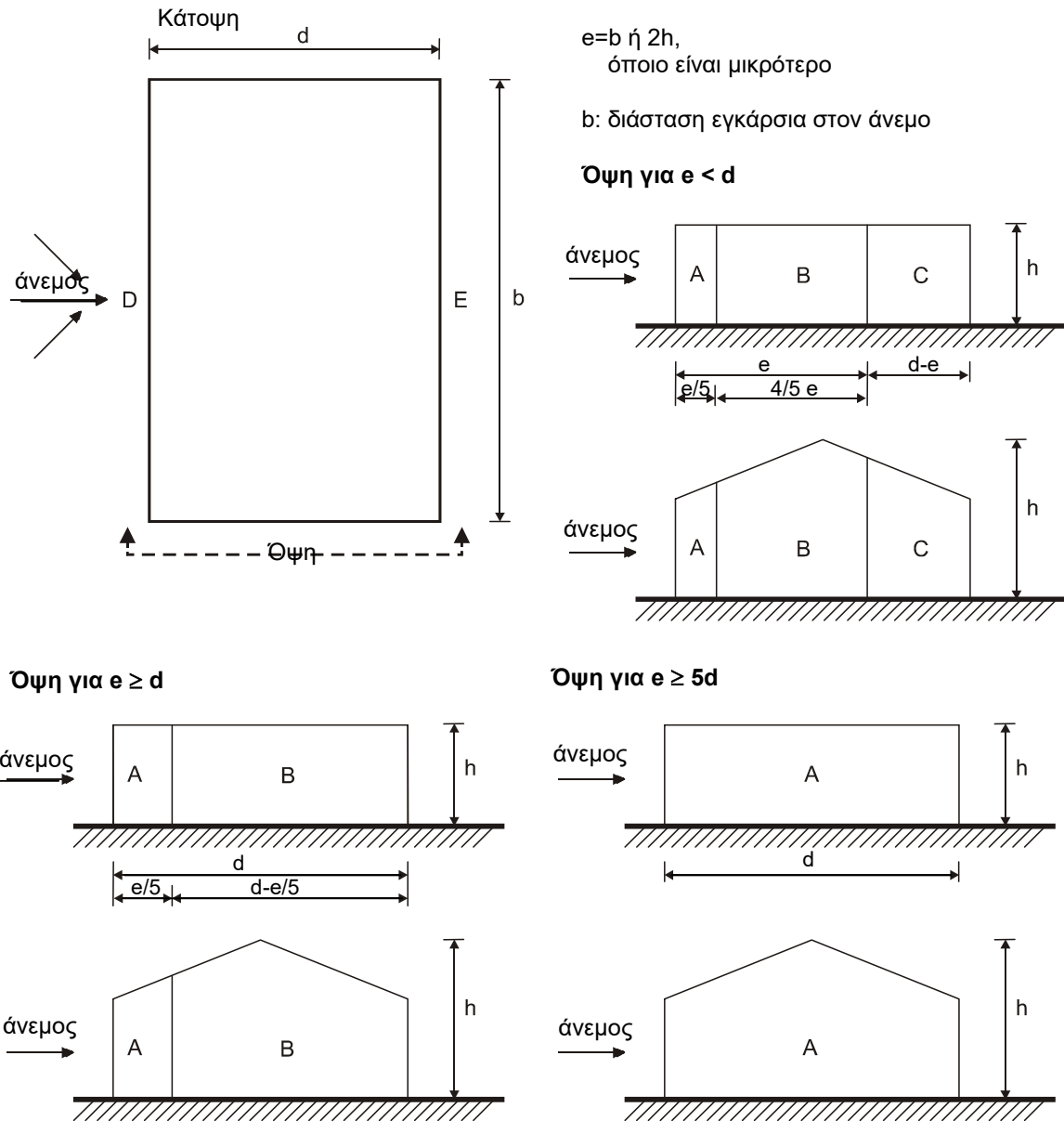
Στους υπήνεμους και προσήνεμους τοίχους κτιρίων το ύψος αναφοράς  $z_e$  λαμβάνεται ίσο με το ύψος  $h$  του κτιρίου. Στον Πίνακα 3.6 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης συναρτήσει του λόγου  $h/d$  και των ζωνών υποδιαίρεσης των κατακόρυφων τοίχων του κτιρίου.

Πίνακας 3.6: Συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων

ZΩΝΗ	A		B		C		D		E	
$h/d$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	

1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5	+0.8	+1.0	-0.5
$\leq 0.25$	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3

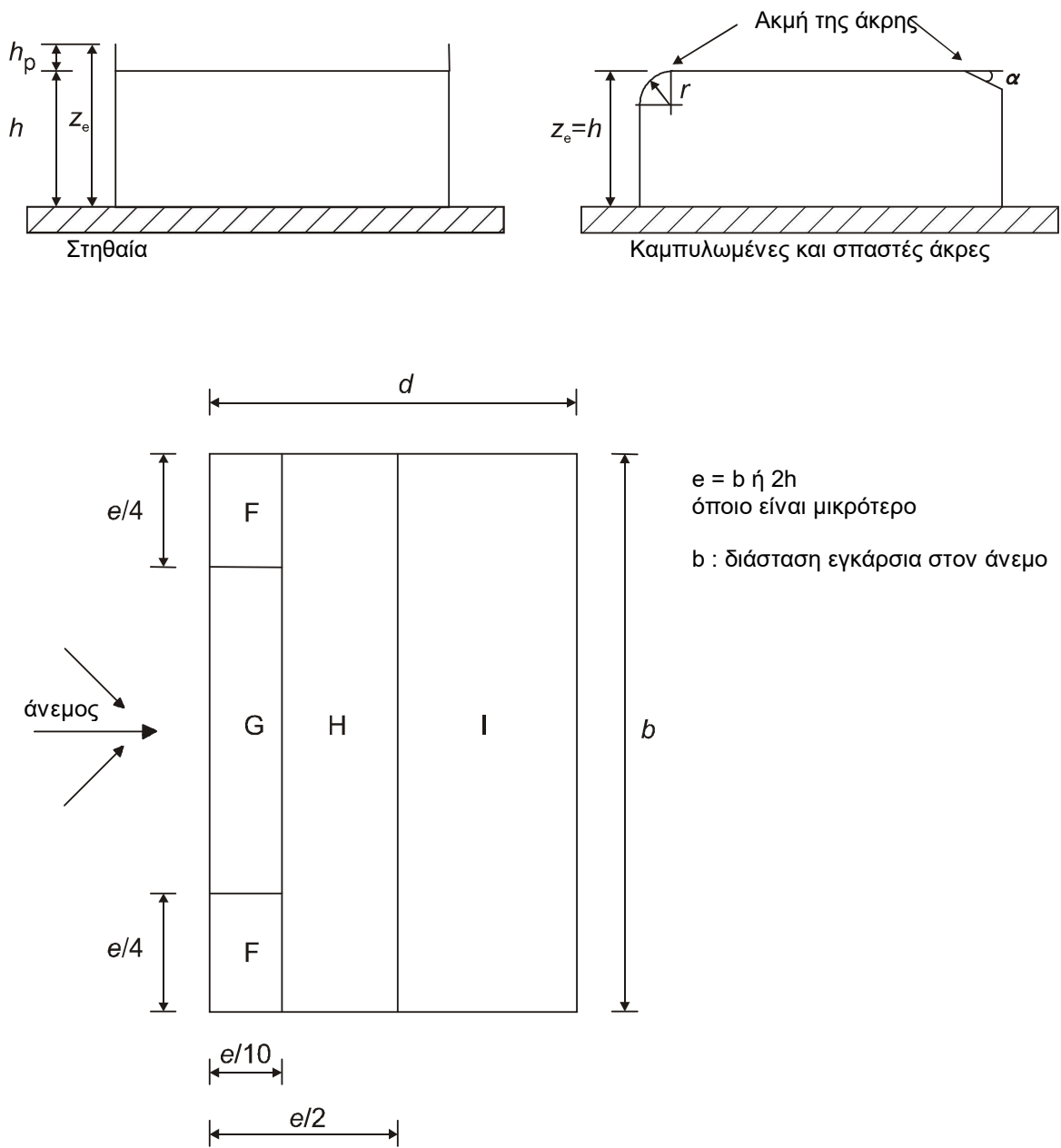
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe,10}$  και  $c_{pe,1}$  για ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται στο Σχήμα 3.7.



Σχήμα 3.7: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Η στέγη, συμπεριλαμβανομένων και των προεξεχόντων τμημάτων, θα διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.8. Το ύψος αναφοράς  $z_e$  λαμβάνεται ίσο με  $h$ . Οι

συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη, που πρέπει να χρησιμοποιηθούν, δίνονται στον Πίνακα 3.7.



Σχήμα 3.8: Υπόμνημα για οριζόντιες στέγες

Πίνακας 3.7: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

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

**ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1** Για στέγες με στηθαία ή καμπυλωμένα άκρα, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές του  $h_p/h$  και  $r/h$ .

**ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2** Για στέγες με σπαστά άκρα, γραμμική παρεμβολή μεταξύ  $\alpha = 30^\circ$ ,  $45^\circ$  και  $\alpha = 60^\circ$  μπορεί να χρησιμοποιείται. Για  $\alpha > 60^\circ$  γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για  $\alpha = 60^\circ$  και των τιμών για επίπεδες στέγες με αιχμηρά άκρα μπορεί να χρησιμοποιείται.

**ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3** Στη Ζώνη I, όπου δίνονται θετικές και αρνητικές τιμές, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι δύο τιμές.

**ΣΗΜΕΙΩΣΗ 4** Για το ίδιο το σπαστό άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται στον Πίνακα 7.4 "Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες: διεύθυνση ανέμου  $0^\circ$ ", Ζώνη F και G, ανάλογα με την γωνία κλίσης του σπαστού άκρου.

**ΣΗΜΕΙΩΣΗ 5** Για το ίδιο το καμπυλωμένο άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται με γραμμική παρεμβολή κατά μήκος της καμπύλης, μεταξύ των τιμών στον τοίχο και στη στέγη.

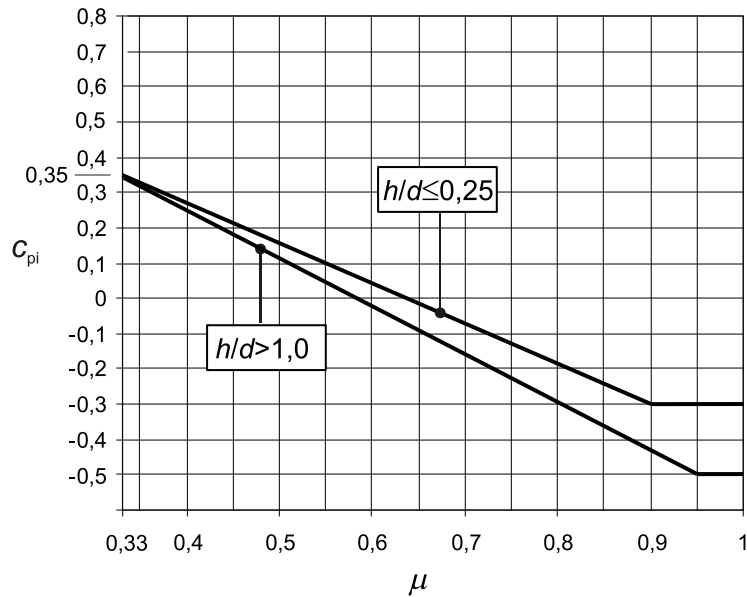
Οι εσωτερικές και οι εξωτερικές πιέσεις θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου.

Η πλευρά ενός κτιρίου θα πρέπει να θεωρείται δεσπόζουσα όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου.

Η τιμή της εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  σε αυτή την περίπτωση κυμαίνεται μεταξύ των τιμών  $0,75c_{pe}$  και  $0,90c_{pe}$ . Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε επιφάνεια ανοιγμάτων δεσπόζουσας πλευράς διπλάσιας και τριπλάσιας αντίστοιχα της επιφάνειας των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές του κτιρίου. Όπου  $c_{pe}$  είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης της δεσπόζουσας πλευράς.

Για κτίρια χωρίς δεσπόζουσα πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  θα προσδιορίζεται από το Σχήμα 3.9 και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου  $h/d$  και του ποσοστού των ανοιγμάτων  $\mu$  για κάθε διεύθυνση του ανέμου  $\theta$ , το οποίο θα προσδιορίζεται από τη σχέση:

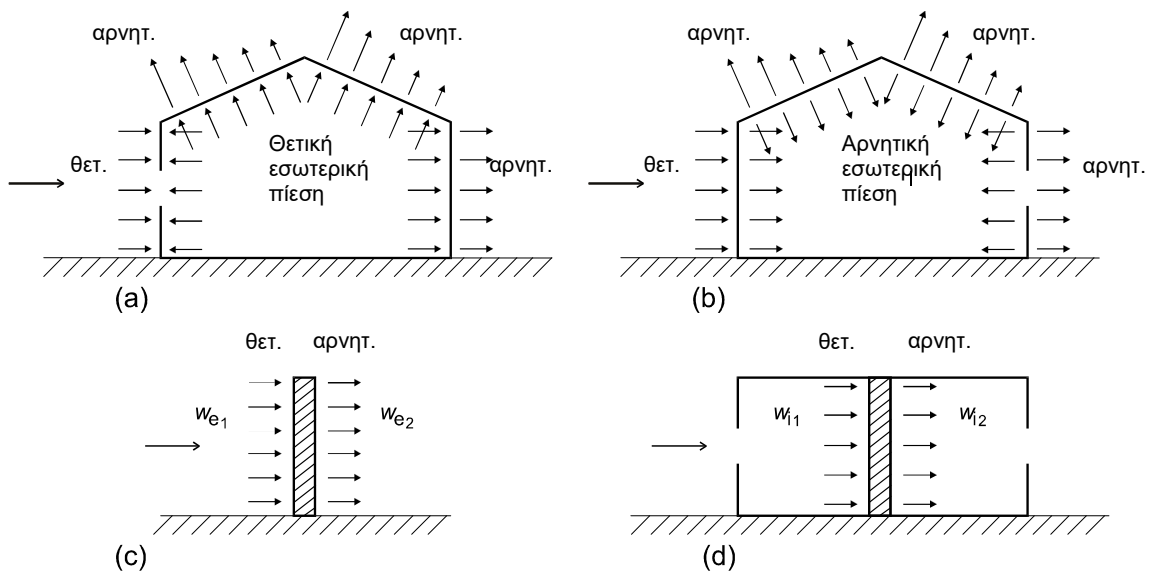
$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνειας ανοιγμάτων στα οποία ο } c_{pe} \text{ είναι αρνητικός ή μηδέν}}{\sum \text{επιφάνειας όλων των ανοιγμάτων}}$$



Σχήμα 3.9: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα

Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται δικαιολογημένη η εκτίμηση του  $\mu$  για μια συγκεκριμένη περίπτωση τότε το  $c_{pi}$  θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον *δυσμενές* από τα +0.2 και -0.3.

Η τελική πίεση του ανέμου σε τοίχο, στέγη ή στοιχείο είναι η διαφορά μεταξύ των πιέσεων στις δύο επιφάνειες λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημο τους. Πίεση, κατευθυνόμενη προς την επιφάνεια, λαμβάνεται ως θετική, και αναρρόφηση, απομακρυσμένη από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Παραδείγματα δίνονται στο Σχήμα 3.10.



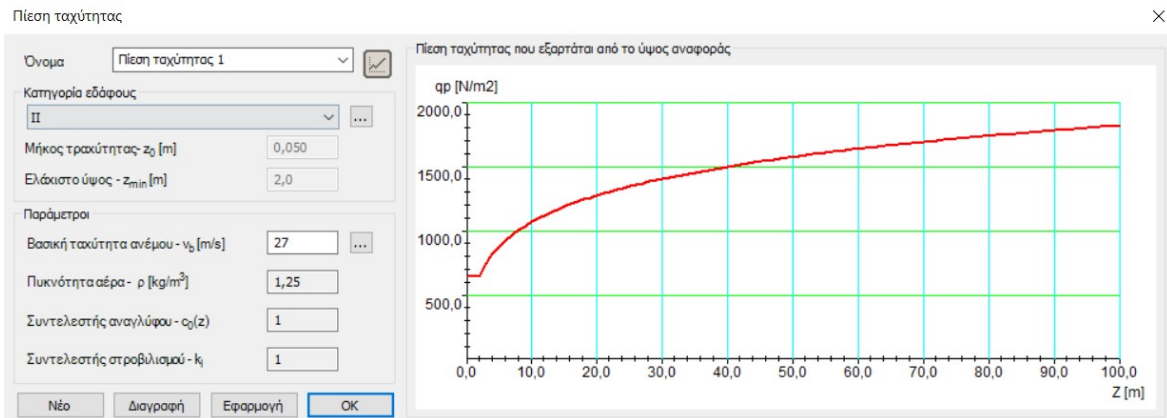
Σχήμα 3.10: Πίεση επί επιφανειών



### 3.2.3.2 Υπολογισμός Φορτίου Ανέμου

Το κτίριο θα κατασκευαστεί στην Αττική και η περιοχή κατασκευής του κτιρίου κατατάσσεται στην κατηγορία εδάφους II (Πίνακας 3.5). Οι βασικές παράμετροι προκειμένου να υπολογιστούν οι δράσεις του ανέμου πήραν τις παρακάτω τιμές:

Βασική ταχύτητα ανέμου	$v_b = 27\text{m/sec}$ (Ζώνη II της περιοχής)
Πυκνότητα αέρα	$\rho = 1.25\text{kg/m}^3$
Συντελεστής ανάγλυφου	$c_{\theta}(z) = 1.00$
Συντελεστής στροβιλισμού	$k_I = 1.00$



Σχήμα 3.11: Βασικές παράμετροι ανέμου

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  επιλέχθηκε για όλες τις περιπτώσεις ως το πλέον δυσμενές, όπως αναφέρεται και στον EN 1991-1-4, από τα +0.2 και -0.3.

Συντελεστής εσωτερικής πίεσης για την διεύθυνση του ανέμου	Περίπτωση 1		Περίπτωση 2	
	Value	...	Value	...
$c_{pi,0}$	+0,200	...	-0,300	...
$c_{pi,90}$	+0,200	...	-0,300	...
$c_{pi,180}$	+0,200	...	-0,300	...
$c_{pi,270}$	+0,200	...	-0,300	...

Σχήμα 3.12: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης

Ακολούθως χρειάστηκε να οριστούν και οι γεωμετρικές παράμετροι όπως: διεύθυνση ανέμου, ύψος κατασκευής, μήκη κάθετης και παράλληλης πλευράς στην εισαχθείσα διεύθυνση καθώς και το εμβαδό φόρτισης, το οποίο ορίζεται αυτόματα στην τιμή των  $10\text{m}^2$  σε περίπτωση που η επιφάνεια καταλαμβάνει ίσο ή μεγαλύτερο εμβαδό για την επιλογή των κατάλληλων συντελεστών  $c_{pe}$ .

Δημιουργία φορτίων ανέμου - γεωμετρικές παράμετροι ×

Όνομα Γεωμετρικές παράμετροι 1 ▾

Διευθύνσεις της κύριας διεύθυνσης ανέμου ( $\Xi=0^\circ$ ) στο καθολικό σύστημα +X ▾

Διαστάσεις κτιρίου για την κύρια διεύθυνση ανέμου

παράλληλα -  $a_0$  [m]

κάθετα -  $b_0$  [m]

Φορτιζόμενη επιφάνεια - A [m<sup>2</sup>]

Επίπεδο εδάφους - Z [m]

Σχίμα 3.13 Γεωμετρικές παράμετροι ανεμικών φορτίων

Στη συνέχεια εισάγεται το είδος της επιφάνειας για την τριβή του ανέμου.

Τριβή ανέμου ×

Όνομα Τριβή ανέμου 1 ▾

Τριβή ανέμου

Ομαλή (π.χ. χάλυβας, λείο σκυρόδεμα)

Τραχεία (π.χ. τραχύ σκυρόδεμα, πισσόπλακες)

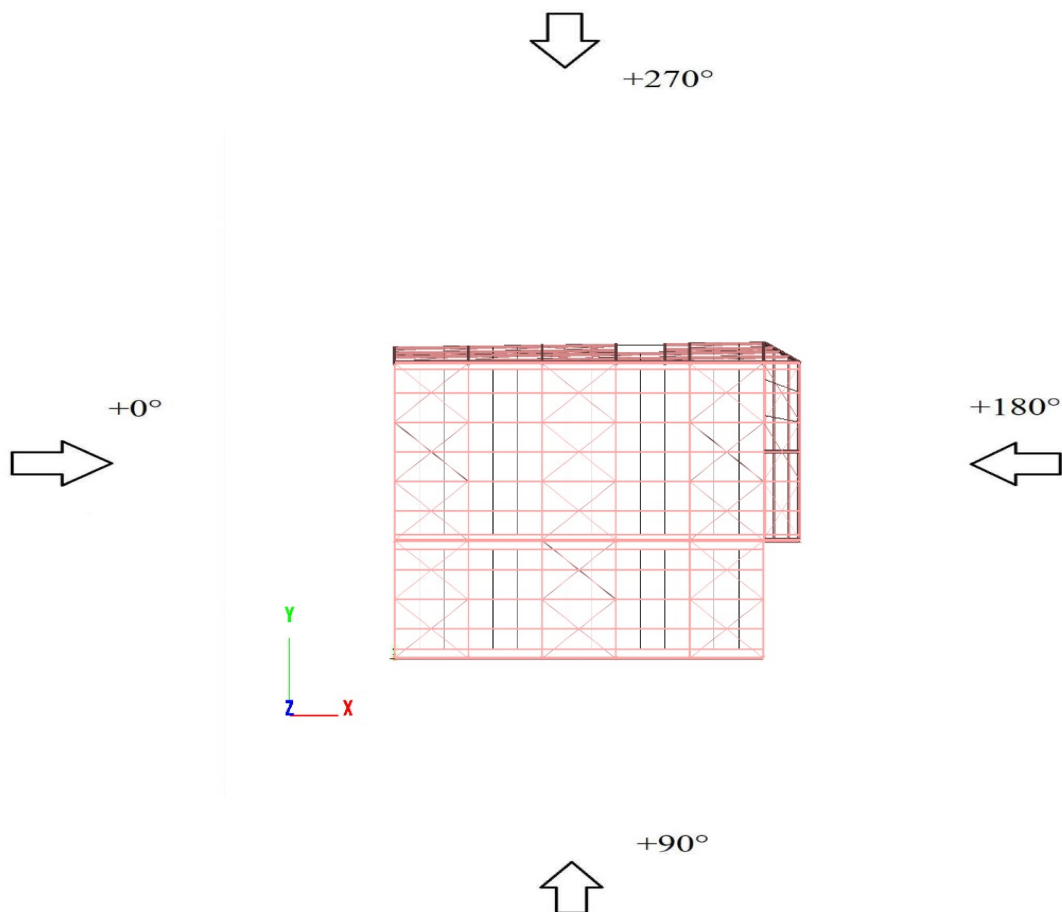
Πολύ τραχεία (π.χ. κυματώσεις, νευρώσεις, πτυχώσεις)

Χρήση

Συντελεστής τριβής -  $C_{fr}$

Σχίμα 3.14 Τριβή ανέμου

Υπολογίζονται οι δράσεις και για τις τέσσερις κύριες διευθύνσεις  $+0^\circ$ ,  $+90^\circ$ ,  $+180^\circ$ ,  $+270^\circ$ .



Σχήμα 3.15: Διευθύνσεις ανέμου

Για τον υπολογισμό των εξωτερικών πιέσεων για τους τοίχους πλευρικά, μπροστά και πίσω καθώς και για τη οριζόντια στέγη, το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε ακολουθεί μια αυτοματοποιημένη διαδικασία μέσω της οποίας καθορίζονται οι ζώνες (βλ. Σχήμα 3.16) και οι τιμές του εξωτερικού συντελεστή  $c_{pe}$  για όλες τις πιθανές περιπτώσεις κατανομής των φορτίων ανέμου. Για τη διεύθυνση ανέμου +0° δίνεται ενδεικτικά ο τρόπος υπολογισμού του εξωτερικού συντελεστή  $c_{pe}$  στο Σχήμα 3.16 και για τα 2 τμήματα του κτιρίου (T1 και T2 αντίστοιχα).

Σταθερή παράμετρος

Φορτιζόμενη επιφάνεια - A [m]

Υψος κτιρίου - h [m]

Εξαρτάται από την διεύθυνση του ανέμου

Διεύθυνση ανέμου  b [m]  e [m]

Κύρια διεύθυνση  d [m]  h/d

Σχηματική απεικόνιση ζωνών

Όψη

Τυπικές τιμές  $c_{pe}$  πίνακα EN 1991-1-4:2007 Πίνακας 7.1

h/d	A,10	A,1	B,10	B,1	C,10	C,1	D,10	D,1	E,10	E,1
0,250	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	0,7	1,0	-0,3	-0,3
0,250	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	0,7	1,0	-0,3	-0,3

Τρέχουσες τιμές  $c_{pe}$

h/d	A	B	C	D	E
0,250	-1,200	-0,800	-0,500	0,700	-0,300
0,250	-1,200	-0,800	-0,500	0,700	-0,300

Κλείσιμο Εφαρμογή OK

Σταθερή παράμετρος

Φορτιζόμενη επιφάνεια - A [m]

Υψος κτιρίου - h [m]

Εξαρτάται από την διεύθυνση του ανέμου

Διεύθυνση ανέμου  b [m]  e [m]

Κύρια διεύθυνση  d [m]  h/d

Σχηματική απεικόνιση ζωνών

Τυπικές τιμές  $c_{pe}$  πίνακα EN 1991-1-4:2007 Πίνακας 7.2

F,10	F,1	G,10	G,1	H,10	H,1	I,10	I,1
-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	0,2	
-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,2	

Τρέχουσες τιμές  $c_{pe}$

F	G	H	I
-1,800	-1,200	-0,700	0,200
-1,800	-1,200	-0,700	-0,200

Κλείσιμο Εφαρμογή OK

(α) Τιμές  $c_{pe}$  για τις ζώνες πλευρικού τοίχου T1 (β) Τιμές  $c_{pe}$  για την οριζόντια στέγη T1

Σταθερή παράμετρος

Φορτιζόμενη επιφάνεια - A [m]

Ύψος κτιρίου - h [m]

Εξαρτάται από την διεύθυνση του ανέμου

Διεύθυνση ανέμου  b [m]  e [m]

Κύρια διεύθυνση  d [m]  h/d

Σχηματική απεικόνιση ζωνών

Όψη

Τυπικές τιμές  $c_{pe}$  πίνακα EN 1991-1-4:2007 Πίνακας 7.1

h/d	A,10	A,1	B,10	B,1	C,10	C,1	D,10	D,1	E,10	E,1
0,250	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	0,7	1,0	-0,3	-0,3
0,250	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	0,7	1,0	-0,3	-0,3

Τρέχουσες τιμές  $c_{pe}$

h/d	A	B	C	D	E
0,250	-1,200	-0,800	-0,500	0,700	-0,300
0,250	-1,200	-0,800	-0,500	0,700	-0,300

Κλείσιμο Εφαρμογή OK

Σταθερή παράμετρος

Φορτιζόμενη επιφάνεια - A [m]

Ύψος κτιρίου - h [m]

Εξαρτάται από την διεύθυνση του ανέμου

Διεύθυνση ανέμου  b [m]  e [m]

Κύρια διεύθυνση  d [m]  h/d

Σχηματική απεικόνιση ζωνών

Τυπικές τιμές  $c_{pe}$  πίνακα EN 1991-1-4:2007 Πίνακας 7.2

F,10	F,1	G,10	G,1	H,10	H,1	I,10	I,1
-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	0,2	
-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,2	

Τρέχουσες τιμές  $c_{pe}$

F	G	H	I
-1,800	-1,200	-0,700	0,200
-1,800	-1,200	-0,700	-0,200

Κλείσιμο Εφαρμογή OK

(γ) Τιμές  $c_{pe}$  για τις ζώνες πλευρικού τοίχου T2 (δ) Τιμές  $c_{pe}$  για την οριζόντια στέγη T1

Σχήμα 3.16: Υπολογισμός τιμών  $c_{pe}$  μέσω Consteel

Για να υπολογιστούν αυτόματα τα φορτία του ανέμου για κάθε διεύθυνση χρησιμοποιείται η εντολή του προγράμματος *γεννήτρια μετεωρολογικών φορτίων* (Σχήμα 3.16) η οποία αντλεί τις απαραίτητες πληροφορίες (εσωτερική πίεση, ταχύτητα πίεσης, τριβή ανέμου, γεωμετρικές παράμετροι) μέσω των επιφανειών κατανομής φορτίου που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Φορτίο ανέμου

Όνομα	Κατηγορία	Τύπος	Κατάσταση	<input checked="" type="checkbox"/> 0	<input checked="" type="checkbox"/> 90	<input checked="" type="checkbox"/> 180	<input checked="" type="checkbox"/> 270	Δημιουργία
Εσωτερική πίεση				<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Τριβή ανέμου				<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια για τ...	Κατακόρυφες ε...	Τυπικός	Έγκυρος					<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια για τ...	Κατακόρυφες ε...	Τυπικός	Έγκυρος					<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια για τ...	Κατακόρυφες ε...	Τυπικός	Έγκυρος					<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια για τ...	Κατακόρυφες ε...	Τυπικός	Έγκυρος					<input checked="" type="checkbox"/>
Wind surface 11	Οριζόντιες στέ...	Τυπικός	Έγκυρος					<input checked="" type="checkbox"/>

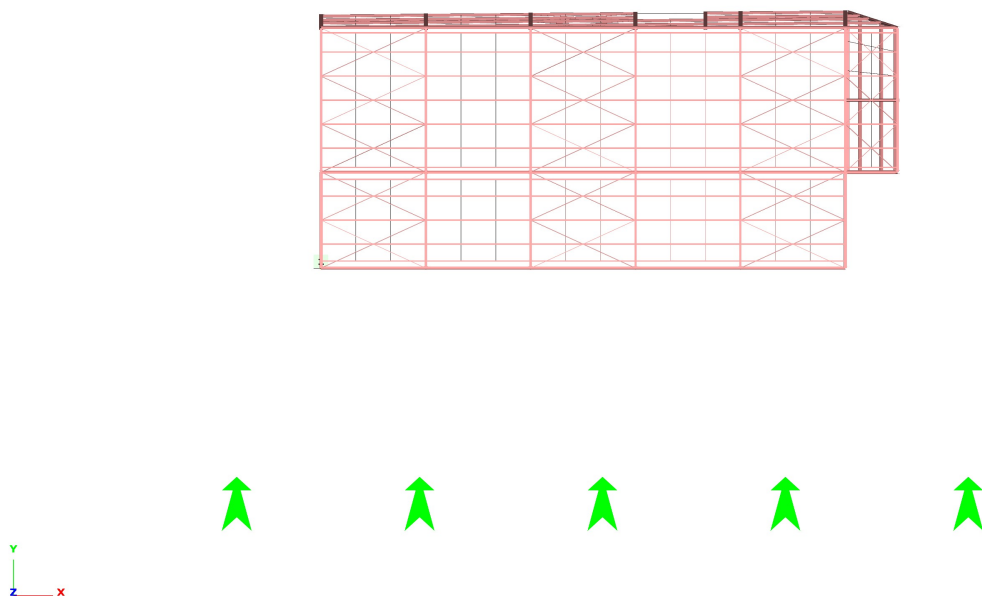
Φορτίο χιονιού

Όνομα	Κατηγορία	Τύπος	Κατάσταση		Δημιουργία
Δημιουργία εξαιρετικ...					<input checked="" type="checkbox"/>
Snow surface 1	Οριζόντιες στέγες (με ...	Τυπικός	Έγκυρος		<input checked="" type="checkbox"/>
Snow surface 2	Οριζόντιες στέγες (με ...	Τυπικός	Έγκυρος		<input checked="" type="checkbox"/>

Ακύρωση ΟΚ

Σχήμα 3.17: Γεννήτρια μετεωρολογικών φορτίων Consteel

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ +0°



Σχήμα 3.18: Διεύθυνση ανέμου +0°

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας αιχμής του ανέμου είναι  $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$ . Η βασική ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (3.10) :

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1.00 * 1.00 * 27 = 27 \text{ m/s}$$

Το κτίριο κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους II άρα σύμφωνα με τον Πίνακα 3.5  $z_0 = 0.05 \text{ m}$  και  $z_{min} = 2 \text{ m}$ . Ο συντελεστής εδάφους είναι (3.13):

$$K_r = 0.19 * (z_0/z_{0,II})^{0.07} = 0.19$$

Ισχύει ότι  $z_e = 8 \text{ m}$  άρα ο συντελεστής τραχύτητας σύμφωνα με τη σχέση (3.12) θα είναι ίσος με:

$$c_r = K_r * \ln(z/z_0) = 0.19 * \ln(8/0.05) = 0.9643$$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (3.11) και είναι ίση με:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b = 0.9643 * 1.00 * 27 = 26.04 \text{ m/s}$$

Η ένταση στροβιλισμού θα είναι ίση με (3.14) :

$$I_v(z) = k_l / (c_e(z) * \ln(z/z_0)) = 1 / (0.00212 * \ln(8/0.05)) = 0.197$$

Άρα η πίεση ταχύτητας αιχμής ισούται με (3.7):

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * 1/2 * \rho * v_m^2(z) = c_e(z) * q_b = 0.002212 * 455.625 = 1.01 \text{ kPa}$$

Για τον προσδιορισμό των εξωτερικών πιέσεων θα πρέπει να καθοριστούν οι ζώνες A, B, C, D, E για τους κατακόρυφους τοίχους και F, G, H, I για τη στέγη.

$$e = \min\{b; 2 \cdot h\} = \min\{10; 20\} = 10 \text{ m} < d = 33 \text{ m}$$

$$h/d = 8/33 = 0.242$$

Για  $A > 10 \text{ m}^2$  ισχύει ότι  $c_{pe} = c_{pe,10}$ .

Οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης καθώς και οι τιμές των εξωτερικών πιέσεων των κατακόρυφων τοίχων στις ζώνες A, B, C, D και E και οι αντίστοιχες τιμές της στέγης στις ζώνες F, G, H και I για φορτιζόμενη επιφάνεια μεγαλύτερη των  $10 \text{ m}^2$  δίνονται στον Πίνακα 3.8.

Πίνακας 3.8: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου  $+0^\circ$  για κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΕΣ	$c_{pe}$	$q_p(z_e)$	$w_e$
A	-1.2	+1.01	-1.21
B	-0.8	+1.01	-0.806

C	-0.5	+1.01	-0.504
D	+0.7	+1.01	+0.706
E	-0.3	+1.01	-0.302

Πίνακας 3.9: Εξωτερικές πιέσεις οριζόντιας στέγης με αιχμηρά άκρα για διεύθυνση ανέμου 0°

ZΩΝΕΣ	$c_{pe}$	$q_p(z_e)$	$w_e$
F	-1.8	+1.01	-1.814
G	-1.2	+1.01	-1.21
H	+0.7	+1.01	-0.706
I	+0.2	+1.01	+0.202
	-0.2	+1.01	-0.202

Ο υπολογισμός των εσωτερικών πιέσεων, οι οποίες δρουν καθέτως προς τις εσωτερικές επιφάνειες της κατασκευής, γίνεται σύμφωνα με τη σχέση (3.6):

- Για  $c_{pi} = +0.2$

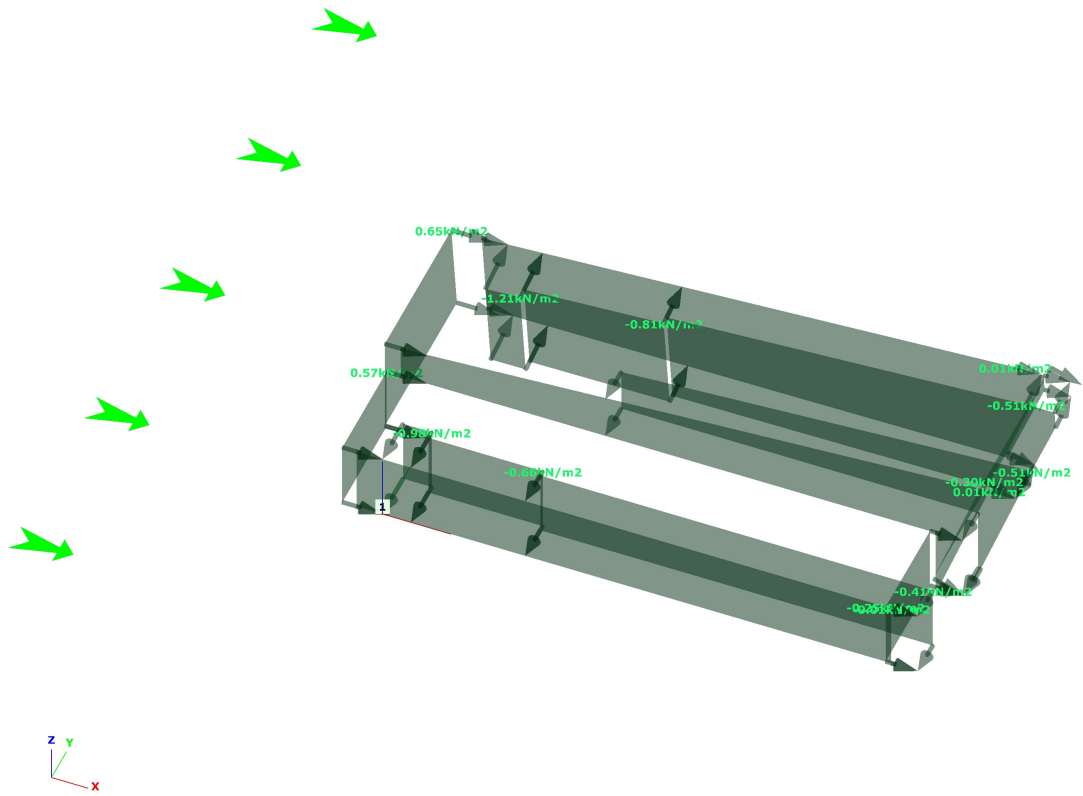
$$w_i = q_p(z_i) * c_{pi} = 1.01 * 0.2 = +0.202 \text{ kN/m}^2$$

- Για  $c_{pi} = -0.3$

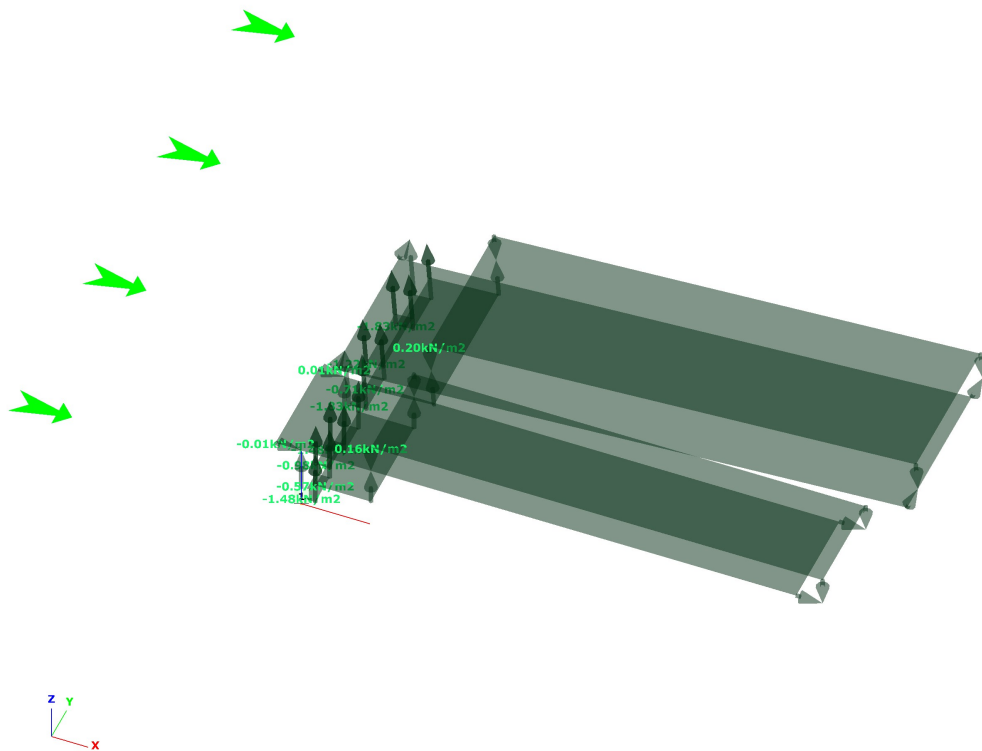
$$w_i = q_p(z_i) * c_{pi} = 1.01 * (-0.3) = -0.303 \text{ kN/m}^2$$

Ομοίως υπολογίστηκαν τα φορτία για το πρώτο τμήμα του κτιρίου στη συνέχεια επαληθεύθηκαν τα αποτελέσματα με τη βοήθεια του Consteel.

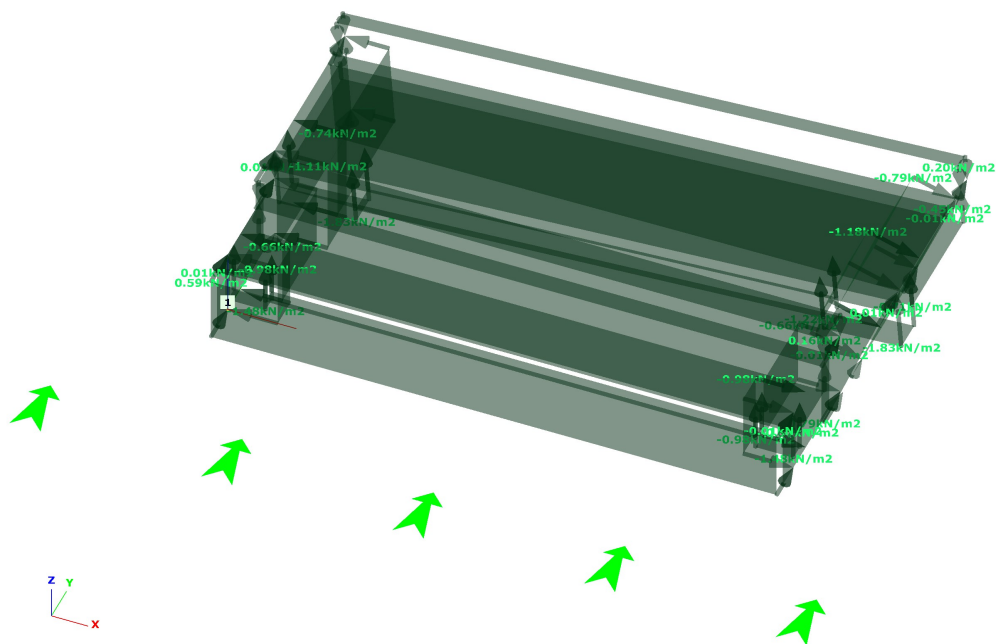




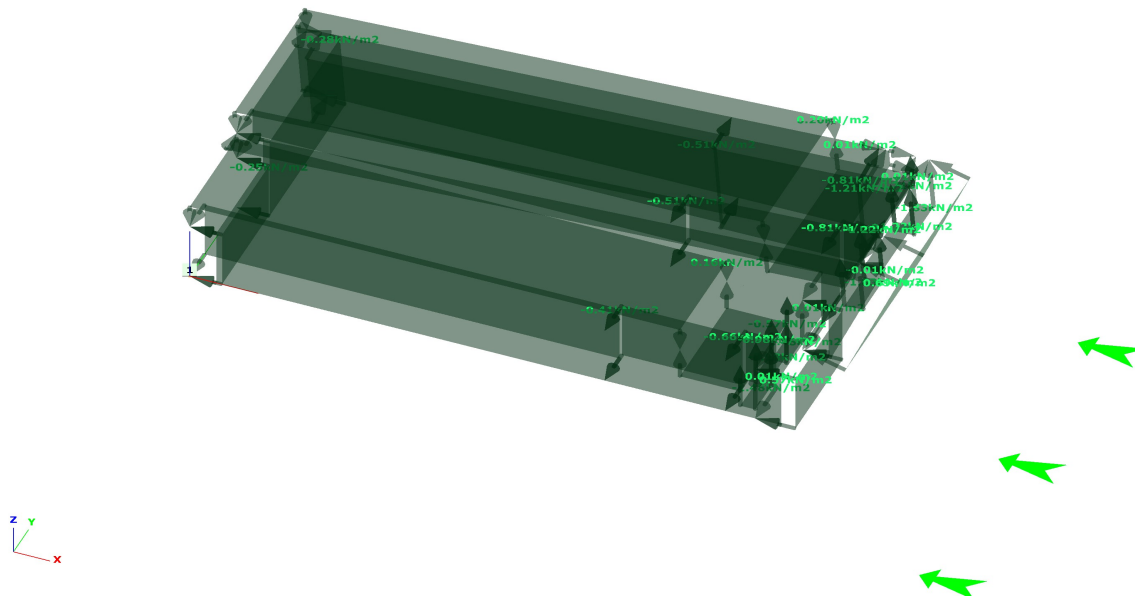
Σχήμα 3.19 Φορτία ανέμου στους τοίχους στην διεύθυνση  $0^\circ$  χωρίς εσωτερικές πιέσεις



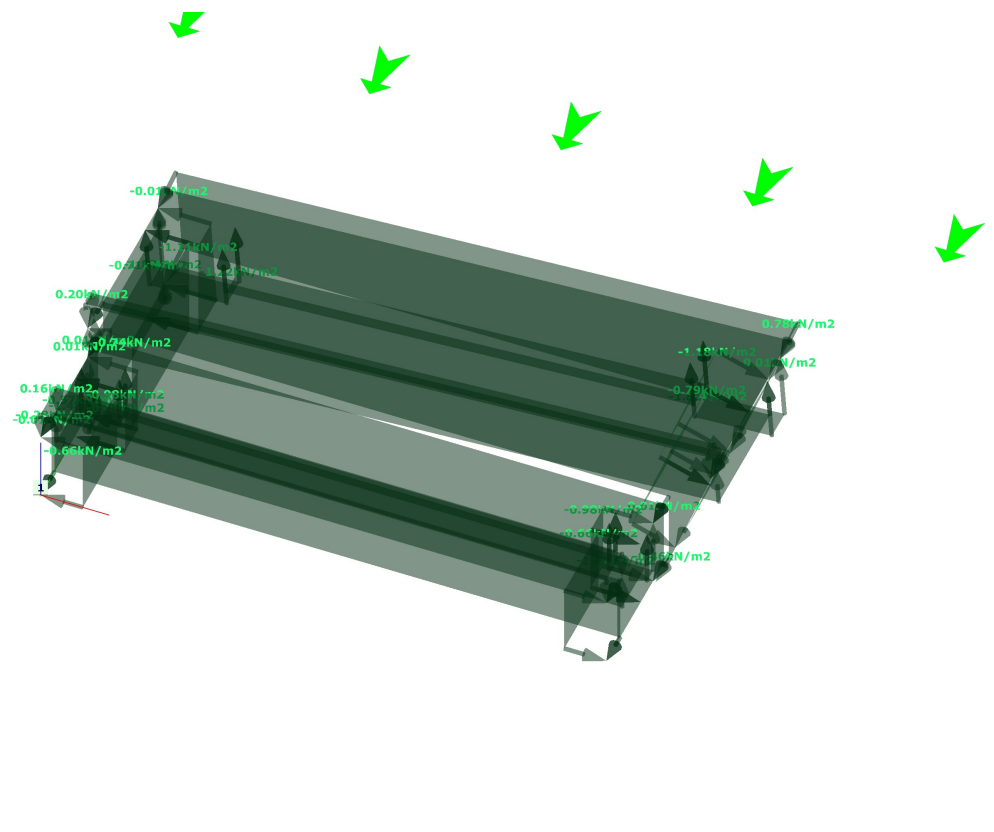
Σχήμα 3.20 Φορτία ανέμου στις στέγες στην διεύθυνση  $0^\circ$  χωρίς εσωτερικές πιέσεις



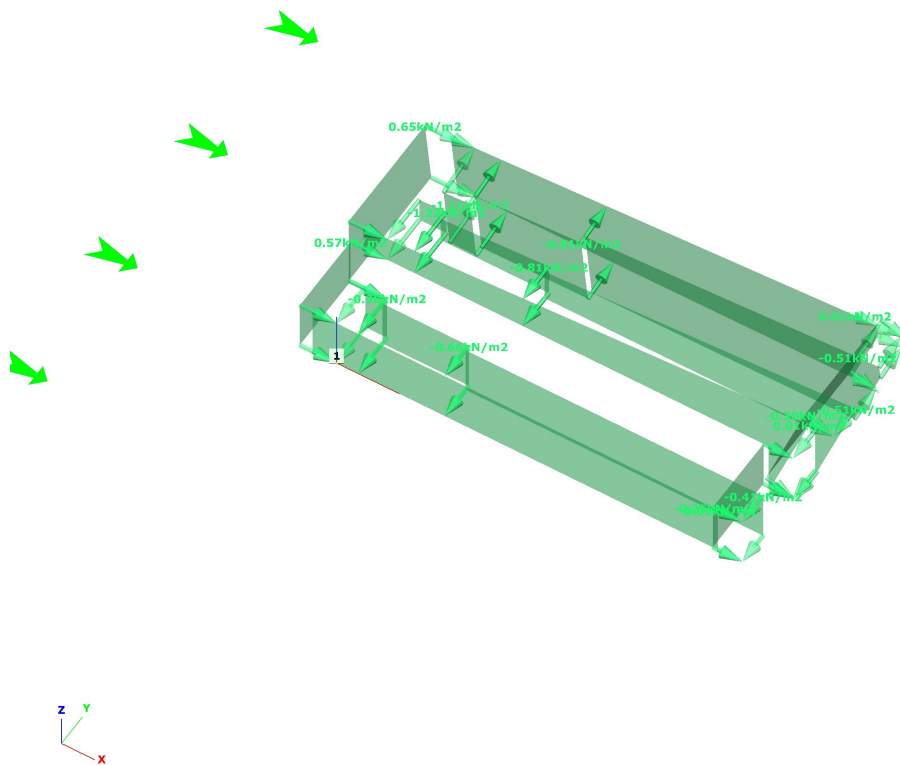
Σχήμα 3.21 Φορτία ανέμου στην διεύθυνση 90° χωρίς εσωτερικές πιέσεις



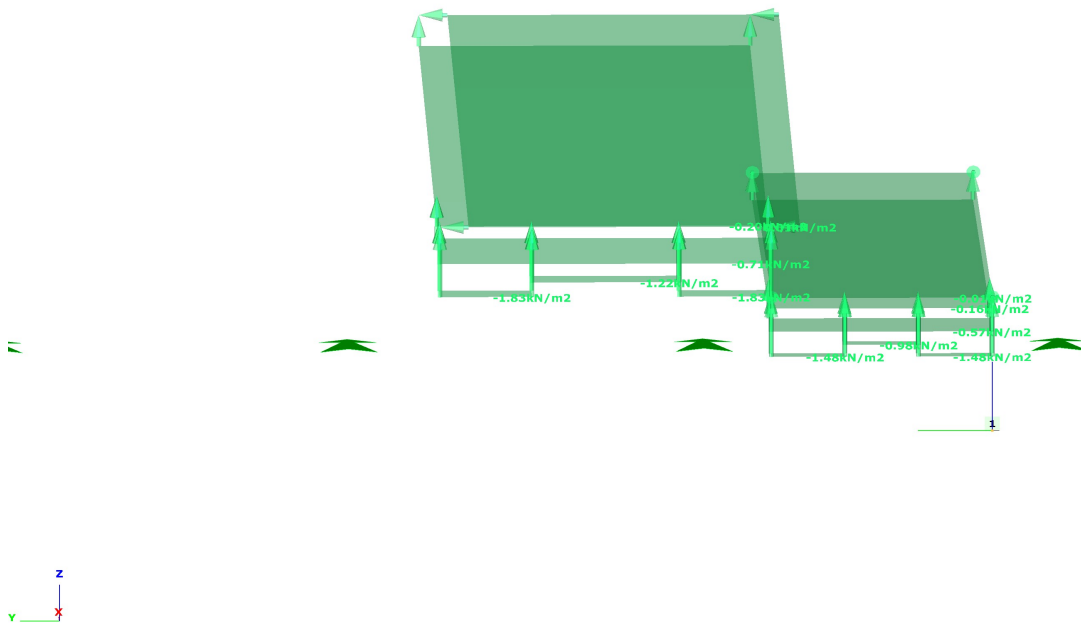
Σχήμα 3.22 Φορτία ανέμου στην διεύθυνση 180° χωρίς εσωτερικές πιέσεις



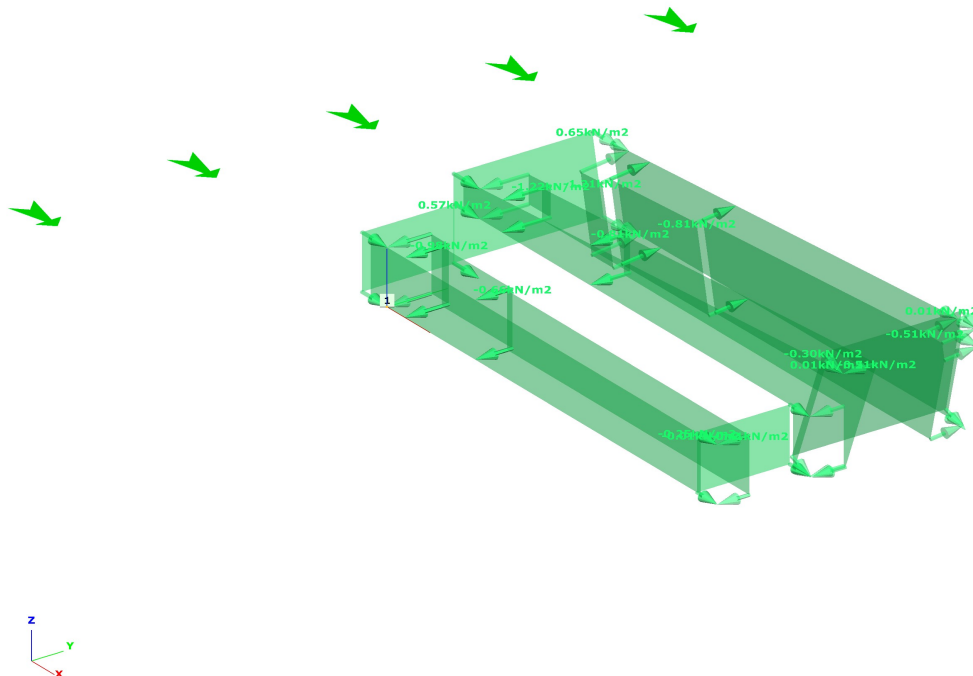
Σχήμα 3.23 Φορτία ανέμου στην διεύθυνση 270° χωρίς εσωτερικές πιέσεις



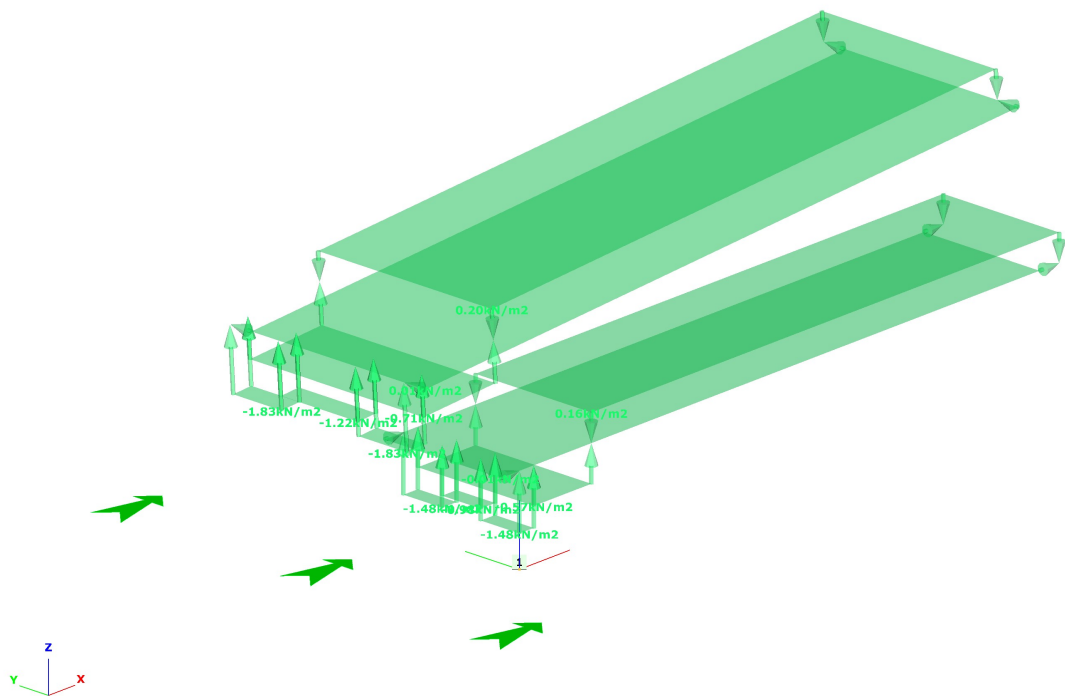
Σχήμα 3.24 Φορτία ανέμου (τοίχος) στην διεύθυνση 0° για  $c_{pi} + 0.2$



Σχήμα 3.25 Φορτία ανέμου (στέγη) στην διεύθυνση  $0^\circ$  για  $c_{pi} + 0.2$



Σχήμα 3.26 Φορτία ανέμου (τοιχος) στην διεύθυνση  $0^\circ$  για  $c_{pi} - 0.3$



Σχήμα 3.27 Φορτία ανέμου (στέγη) στην διεύθυνση  $0^\circ$  για  $c_{pi} - 0.3$

### 3.2.4 Θερμοκρασιακά φορτία

Οι θερμικές δράσεις σε μια κατασκευή ή σε ένα δομικό στοιχείο είναι οι δράσεις που προκαλούνται από τις μεταβολές των πεδίων θερμοκρασίας εντός συγκεκριμένου χρονικού διαστήματος. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-5, οι δράσεις που οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται θεωρώντας ομοιόμορφη μεταβολή της θερμοκρασίας περιβάλλοντος (καλοκαίρι-χειμώνας), και προσδιορίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης.

Η διαφορά θερμοκρασίας –ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του σκελετού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του– λήφθηκε  $\Delta T = \pm 20^\circ\text{C}$ . [18]

### 3.2.5 Σεισμικές δράσεις

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

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι

σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Η ανάλυση της κατασκευής στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιείται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα EN 1998. Στόχος του είναι να διασφαλίσει ότι σε περίπτωση σεισμού:

- θα παρέχεται προστασία της ανθρώπινης ζωής
- οι βλάβες θα είναι περιορισμένες
- έργα που είναι σημαντικά για την αστική προστασία θα παραμένουν σε λειτουργία

Τα σεισμικά φορτία μπορούν να προσδιοριστούν σύμφωνα με την ιδιομορφική φασματική ανάλυση. Σύμφωνα με αυτή γίνεται πλήρως ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμός της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

### 3.2.5.1 Βασικές αρχές υπολογισμού σεισμικών δράσεων

Η σεισμική δράση σχεδιασμού καθορίζεται με τη βοήθεια φασμάτων επιτάχυνσης τόσο για τον υπολογισμό των οριζόντιων συνιστωσών όσο και της κατακόρυφης συνιστώσας σχεδιασμού. Λήφθηκαν υπόψη μόνο οι οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης οι οποίες καθορίζονται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \times S \times \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \quad (3.17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[ \frac{T_C}{T_D} \right] \geq \beta \times a_g \quad (3.18)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[ \frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \geq \beta \times a_g \quad (3.19)$$

Όπου:

- $a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σε έδαφος κατηγορίας A ( $a_g = \gamma_I a_{gR}$ )  
 $T$  είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης  
 $T_B$  είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης  
 $T_C$  είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_D$	είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
$S$	είναι ο συντελεστής εδάφους
$q$	είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
$\beta$	είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς  $a_{gR}$  σε έδαφος κατηγορίας A, ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο.

Οι τιμές των περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$  και  $T_D$  και αυτή του συντελεστή εδάφους  $S$ , που περιγράφουν την μορφή του φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους. Οι κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E που καθορίζονται από τη στρωματογραφία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση.

Πίνακας 3.16: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 2

Εδαφικός Τύπος	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Πίνακας 3.17: Κατηγορία Εδάφους

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές $v_s$ κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.
$S_1$	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ( $PI > 40$ ) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.
$S_2$	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή $S_1$

Τα κτίρια ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο, και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης. Οι κατηγορίες σπουδαιότητας χαρακτηρίζονται από διαφορετικούς συντελεστές σπουδαιότητας  $\gamma_I$ .



Πίνακας 3.18: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	$\gamma_I$
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.	0.80
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.	1.00
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.	1.20
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.	1.40

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκριση του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται ο δείκτης συμπεριφοράς, είναι η διαθέσιμη πλαστιμότητα, η υπερστατικότητα, η υστερική απόσβεση και άλλοι. Η τιμή του  $q$  ορίζεται, γενικά, για ολόκληρο το κτίριο. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.[3]

### 3.2.5.2 Υπολογισμός Σεισμικών Δράσεων

Το κτίριο βρίσκεται στην Αττική και σύμφωνα με τα στοιχεία που δόθηκαν η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς είναι  $a_{gR} = 1.57\text{m/s}^2$ .

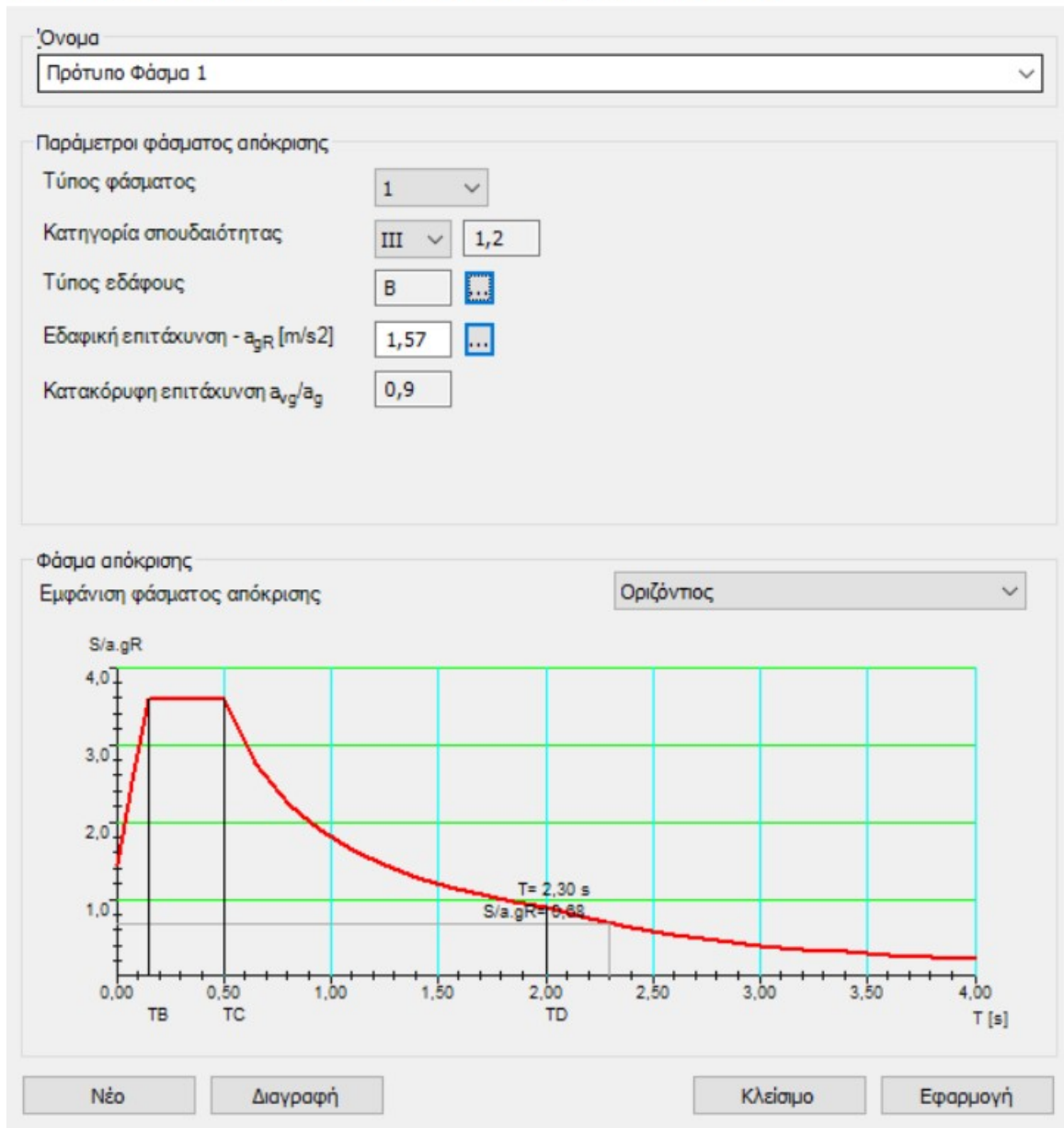
Η χρήση του κτιρίου είναι εκκλησία άρα υπόκειται στην κατηγορία σπουδαιότητας III με συντελεστή  $\gamma_I = 1.20$ . Ο τύπος του εδάφους είναι κατηγορίας B επομένως με βάση τον Πίνακα 3.16 έχουμε  $S = 1.2$ ,  $T_B = 0.15$  s,  $T_C = 0.50$  s,  $T_D = 2$  s.

Επιλέχθηκε  $q = 1.5$  για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και των ελέγχων ικανοτικού σχεδιασμού.

Τα παραπάνω στοιχεία περάστηκαν στο πρόγραμμα Consteel 14 προκειμένου να υπολογιστεί ο σεισμός όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.28.

Ελαστικό φάσμα απόκρισης - Κανονισμός διαστασιολόγησης: EN Greece NA

×



Σχήμα 3.28: Φάσμα απόκρισης

Όνομα  
Σεισμός 1

Ρυθμίσεις σεισμού | Πρόσθετες επιδράσεις

Ρυθμίσεις  
 Συνδυασμός μαζών: Συνδυασμός μάζας  
 Μέθοδος υπολογισμού: Όλες οι ιδιομορφές, CQC άθροισμα  
 Κύρια διεύθυνση της κατασκευής από X ( $\alpha_1$ ): 0°

Φάσματα απόκρισης  
 Φάσμα απόκρισης για ULS: Πρότυπο Φάσμα 1  
 Ελαστικό φάσμα απόκρισης SLS  
 ULS φάσμα σχεδιασμού και συντελεστής  $q_d$  για SLS  
 Κατώτατο όριο φάσματος -  $\beta$ : 0,2

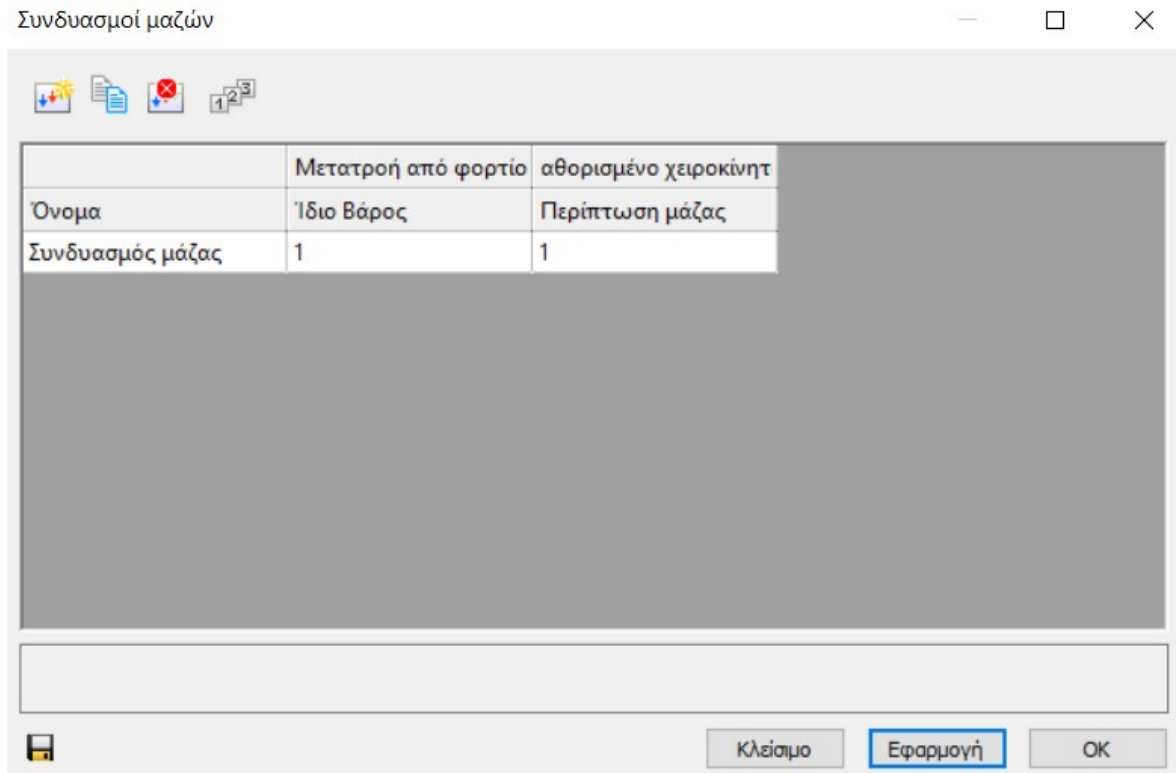
Συντελεστές συμπεριφοράς  
 Λαμβάνεται υπόψη ο κατακόρυφος σεισμός  
 Ίδια συμπεριφορά στις οριζόντιες διευθύνσεις XY

Συντελεστές συμπεριφοράς		Συντελεστές συμπεριφοράς μετακίνησης	
$q_1$	1,5	$q_{d1}$	1,5
$q_2$	1,5	$q_{d2}$	1,5
$q_3$	1,5	$q_{d3}$	1,5

Εμφάνιση φάσματος απόκρισης: Φάσμα απόκρισης σχεδιασμού - Οριζόντιος

Σχήμα 3.29: Σεισμός στο Consteel 10

Ως συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε η μάζα που προέρχεται από τα μόνιμα φορτία  $G$ , δηλαδή ίδιο βάρος κατασκευής και επικαλύψεις.



Σχήμα 3.30: Συμμετέχουσα μάζα στο σεισμό

Ο βασικός κανόνας για τον ελάχιστο αριθμό ιδιομορφών είναι ότι το άθροισμα των συμμετεχουσών ιδιομορφικών μαζών για αυτές στη διεύθυνση κάθε σεισμικής συνιστώσας που λαμβάνεται στην ανάλυση, να είναι τουλάχιστον 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου.

Στατική ανάλυση | Φασματική επιτάχυνση | **Μάζα** | Ευαισθησία δευτέρας τάξεως

Τρέχων συνδυασμός φορτίσεων

Συνδυασμός μάζας

Ακρίβεια κατά την διεύθυνση 1: 0.90 <= 0,890

Ακρίβεια κατά την διεύθυνση 2: 0.90 <= 0,880

Ακρίβεια κατά την διεύθυνση Z: 0.90 <= 0,530

Ακρίβεια κατά ιδιομορφή

Ιδιομορφές και συσχετισμένες περίοδοι ταλάντωσης ...	1	2	Z
(1.) 1,89	0,00	0,40	0,00
(2.) 1,97	0,00	0,04	0,00
(3.) 2,06	0,00	0,06	0,00
(4.) 2,20	0,00	0,00	0,00
(5.) 2,20	0,00	0,00	0,00
(6.) 2,23	0,00	0,06	0,00
(7.) 2,24	0,00	0,00	0,00

Μάζες στην κατασκευή

Συνδυασμός μάζας Σεισμός

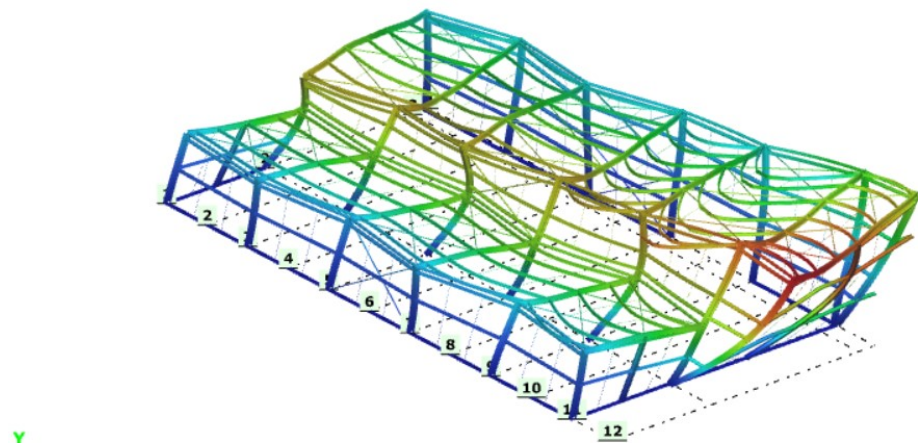
Συνολική μάζα κατά X: 45,372 [t]

Συνολική μάζα κατά Y: 45,372 [t]

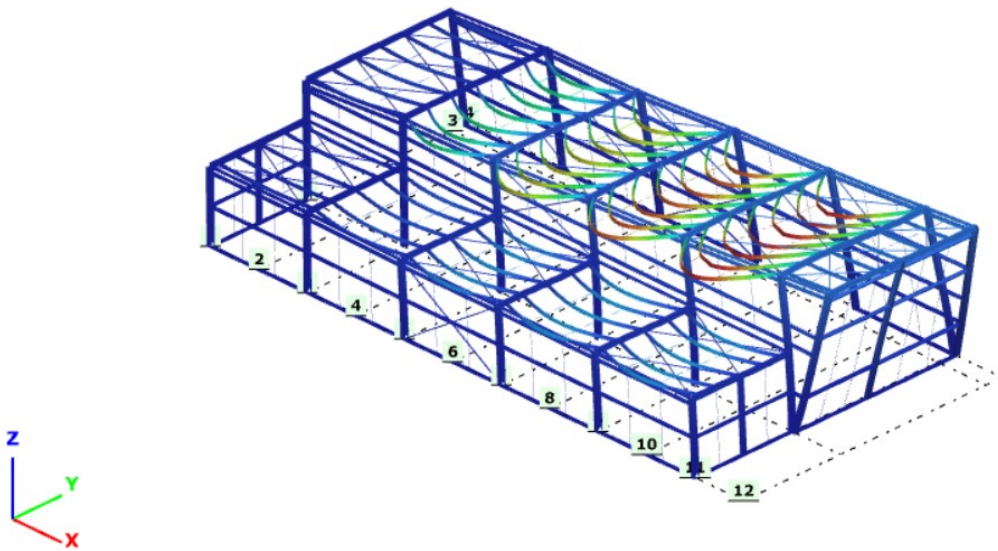
Συνολική μάζα κατά Z: 45,372 [t]

OK

Σχήμα 3.31: Συμμετέχουσες ιδιομορφικές μάζες κατά X , Y



(α)



(β)

Σχήμα 3.32: Ιδιομορφές του κτιρίου

### 3.3 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί αυτής. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα.

Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

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

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

Οι καταστάσεις αυτές (ULS και SLS) προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφάλειας (partial safety factor) οι οποίοι είναι σχεδόν πάντα μεγαλύτεροι ή ίσοι προς τη μονάδα. Οι προβλεπόμενες από τον Ευρωκώδικα τιμές των συντελεστών ασφαλείας συνοψίζονται στον Πίνακα 3.19.[3]

Πίνακας 3.19: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
$\gamma_G$	1.35	1.0	1.0	1.0
$\gamma_Q$	1.5	0	1.0	0
$\gamma_A, \gamma_E$	1.0	0	-	-

Όπου:

- $G$  μόνιμες δράσεις (ίδια βάρη φέρουσας κατασκευής, λοιπά μόνιμα φορτία)  
 $Q$  μεταβλητές δράσεις (ωφέλιμα φορτία, χιόνι, άνεμος κλπ.)  
 $A$  τυχηματικές δράσεις(προσκρούσεις οχημάτων, πυρκαγιά)  
 $E$  σεισμικές δράσεις

Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση.

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μεγίστων διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση έχει

μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με την χαρακτηριστική τιμή άλλων δράσεων. Συνεπώς οι μεταβλητές δράσεις έχουν εκτός από:

μία χαρακτηριστική τιμή  $Q_k$ ,  
 μία τιμή συνδυασμού  $\psi_0 Q_k$ ,  
 μία συχνή τιμή  $\psi_1 Q_k$ ,  
 και μία οιονεί μόνιμη τιμή  $\psi_2 Q_k$ .

Οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού δίνονται στο Εθνικό προσάρτημα του Ευρωκώδικα 0 και συνοψίζονται στον Πίνακα 3.20.

Πίνακας 3.20: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτίρια

ΔΡΑΣΕΙΣ	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1.0	0.9	0.8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων			
Βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων			
$30\text{kN} \leq \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με $H > 1000\text{m}$	0.7	0.5	0.2



Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με $H \leq 1000\text{m}$	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαϊάς) σε κτίρια	0.6	0.5	0

### 3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι οριακές αυτές καταστάσεις συνδέονται με την ασφάλεια του έργου. Ο έλεγχος έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας γίνεται για να δειχθεί ότι η κατασκευή είναι σε θέση να ανθίσταται με επαρκή ασφάλεια τις επιρροές των διαφόρων δράσεων σε όλη την προβλεπόμενη ζωή του έργου.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε:

- απώλεια της στατικής ισορροπίας του φορέα,
- υπέρβαση της αντίστασης του φορέα ή μεμονωμένων φερόντων στοιχείων λόγω αστοχίας κρίσιμων διατομών, μετατροπής του φορέα σε μηχανισμό, απώλεια ευστάθειας, κόπωσης.

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

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum_{j \in I} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,I} Q_{k,I} + \sum_{i \in I} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.20)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \in I} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,I} (\text{ή } \psi_{2,I}) Q_{k,I} + \sum_{i \in I} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.21)$$

3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \in I} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \in I} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.22)$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διάφορων δράσεων).

Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι είτε επαρκούς αντοχής των διατομών είτε ευστάθειας των μελών του φορέα. Ο προσδιορισμός των τιμών αντοχής σχεδιασμού γίνεται με βάση την κατάταξη των διατομών, πρέπει δε να λαμβάνονται

υπόψη οι επιρροές της διατμητικής υστέρησης και του τοπικού λυγισμού μέσω ενός ενεργού πλάτους, καθώς και οι επιρροές της κύρτωσης λόγω διάτμησης σύμφωνα με το EN 1993-1-5. Οι έλεγχοι σε επίπεδο διατομής είναι οι εξής:

- Εφελκυσμός
- Θλίψη
- Μονοαξονική (ή απλή) κάμψη
- Τέμνουσα
- Στρέψη
- Στρέψη και διάτμηση
- Κάμψη και τέμνουσα
- Κάμψη και αξονική δύναμη

Οι περιπτώσεις φορτίσεως για τις οποίες η αντοχή των μελών δεν προκύπτει από την αντοχή των διατομών τους, αλλά απαιτείται η θεώρηση ολόκληρου του μέλους ως στοιχείου αναφοράς είναι οι εξής:

- Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης
- Στρεπτικός λυγισμός
- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη
- Στρεπτοκαμπτικός(ή πλευρικός) λυγισμός μη προστατευμένων πλευρικά δοκών σταθερής διατομής υπό κάμψη περί τον ισχυρό άξονα
- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη και κάμψη

### **3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας**

Οι οριακές αυτές καταστάσεις συνδέονται με την ικανότητα λειτουργίας του έργου με τρόπο ώστε να ικανοποιεί τις απαιτήσεις της προβλεπόμενης χρήσης. Υπέρβαση των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας οφείλεται σε:

- υπερβολικές παραμορφώσεις,
- ταλαντώσεις που οδηγούν σε αίσθημα ανασφάλειας,
- υπερβολικές ρηγματώσεις.

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

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \in I} G_{kj} + P + Q_{k,I} + \sum_{i \in I} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.23)$$

2. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \in I} G_{kj} + P + \psi_{1,i} Q_{k,i} + \sum_{i \in I} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.24)$$

3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \in I} G_{kj} + P + \sum_{i \in I} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.25)$$

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ασχολείται με την επιβεβαίωση ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων και των δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο EN1993-1-1, όπου ορίζονται τα ακόλουθα:

Για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι παρακάτω τιμές:

Πίνακας 3.21: Όρια κατακόρυφων βελών

Φορέας	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

Το όριο για τις οριζόντιες μετατοπίσεις για μονώροφα κτίρια χωρίς γερανογέφυρες είναι:

$$u \leq \frac{H}{150}$$

Όπου  $u$  είναι η μετακίνηση,  $H$  είναι το ύψος του κτιρίου.

### 3.3.3 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου

Στον Πίνακα 3.22 δίνονται συγκεντρωτικά όλα τα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή και οι αντίστοιχοι συντελεστές  $\psi$ .

Πίνακας 3.22: Φορτία κατασκευής και αντίστοιχοι συντελεστές  $\psi$

ΦΟΡΤΙΑ	ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Μόνιμα φορτία	G	-		
Κινητό φορτίο στέγης	Q	0	0	0
Χιόνι	S	0.5	0.2	0
Άνεμος +0°	$W_{0^\circ}$	0.6	0.2	0
Άνεμος +90°	$W_{90^\circ}$			
Άνεμος +180°	$W_{180^\circ}$			
Άνεμος +270°	$W_{270^\circ}$			
Θερμοκρασία	T	0.6	0.5	0
Σεισμός κατά X	$E_X$	-		
Σεισμός κατά Y	$E_Y$			
Τυχηματικό χιόνι	ES			

**Οριακές καταστάσεις αστοχίας** | **Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας**

Συνδυασμοί φορτίσεων στις οριακές καταστάσεις αστοχίας

Συνδυασμοί δράσεων για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια ή παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού - (6.10)

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

Συνδυασμοί δράσεων για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια ή παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού - (6.10 a, b)

$$\begin{cases} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{cases}$$

Συνδυασμοί δράσεων για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού - (6.11. b)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1}; \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Συνδυασμοί δράσεων για καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού - (6.12. b)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Υπολογισμός της επίδρασης της τυχηματικής στροφής

Περιπτώσεις φορτίσεων που λαμβάνονται υπόψη

- Μόνιμη
- Άνεμος
- Χιόνι
- Σεισμική
- Παροδική
- Τυχηματικό χιόνι

Ακύρωση Εφαρμογή

(α)

**Οριακές καταστάσεις αστοχίας** | **Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας**

Συνδυασμοί φορτίσεων στις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Χαρακτηριστικός συνδυασμός (στην περίπτωση μη αναστρέψιμων οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας) - (6.14. b)

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

Συχνός συνδυασμός (στην περίπτωση αναστρέψιμων οριακών καταστάσεων) - (6.15. b)

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

Οιονεί – μόνιμος συνδυασμός (π.χ. παραμορφώσεις, εύρος ρωγμών σκυροδέματος) - (6.16. b)

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

Παραμορφώσεις σε οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Συνολικές κατακόρυφες και οριζόντιες μετακινήσεις (W<sub>max</sub>)

Κατακόρυφες μετακινήσεις μόνο από παροδικές περιπτώσεις φορτίσεων (W<sub>3</sub>)

Συνδυασμοί δράσεων για καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού - (6.12. b)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Περιπτώσεις φορτίσεων που λαμβάνονται υπόψη

- Μόνιμη
- Άνεμος
- Χιόνι
- Σεισμική
- Παροδική
- Τυχηματικό χιόνι

Ακύρωση Εφαρμογή

(β)

Σχήμα 3.33: Αυτόματη δημιουργία συνδυασμών φορτίσεων στο Consteel

Οι συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας διαμορφώνονται ως εξής:

1. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\begin{aligned}(\text{ULS1}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{0^\circ} + (1.5 \cdot 0.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS2}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{90^\circ} + (1.5 \cdot 0.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS3}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{180^\circ} + (1.5 \cdot 0.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS4}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{270^\circ} + (1.5 \cdot 0.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS5}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{0^\circ} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS6}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{90^\circ} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS7}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{180^\circ} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS8}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{270^\circ} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T) \\(\text{ULS9}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{0^\circ} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S) \\(\text{ULS10}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{90^\circ} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S) \\(\text{ULS11}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{180^\circ} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S) \\(\text{ULS12}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T + (1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{270^\circ} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S) \\(\text{ULS13}): & 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + (1.5 \cdot 0.6 \cdot T)\end{aligned}$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\begin{aligned}(\text{ULS14}): & 1 \cdot G + 1 \cdot ES + 0.2 \cdot W_{0^\circ} \\(\text{ULS15}): & 1 \cdot G + 1 \cdot ES + 0.2 \cdot W_{90^\circ} \\(\text{ULS16}): & 1 \cdot G + 1 \cdot ES + 0.2 \cdot W_{180^\circ} \\(\text{ULS17}): & 1 \cdot G + 1 \cdot ES + 0.2 \cdot W_{270^\circ} \\(\text{ULS18}): & 1 \cdot G + 1 \cdot ES\end{aligned}$$

3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\begin{aligned}(\text{ULS19}): & 1 \cdot G + E_X + 0.3E_Y \\(\text{ULS20}): & 1 \cdot G + E_X - 0.3E_Y \\(\text{ULS21}): & 1 \cdot G - E_X + 0.3E_Y \\(\text{ULS22}): & 1 \cdot G - E_X - 0.3E_Y \\(\text{ULS23}): & 1 \cdot G + E_Y + 0.3E_X \\(\text{ULS24}): & 1 \cdot G + E_Y - 0.3E_X \\(\text{ULS25}): & 1 \cdot G - E_Y + 0.3E_X \\(\text{ULS26}): & 1 \cdot G - E_Y - 0.3E_X\end{aligned}$$

Οι συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας διαμορφώνονται ως εξής:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

(SLS1):	$G + W_{0^\circ} + 0.5 \cdot S + 0.6 \cdot T$
(SLS2):	$G + W_{90^\circ} + 0.5 \cdot S + 0.6 \cdot T$
(SLS3):	$G + W_{180^\circ} + 0.5 \cdot S + 0.6 \cdot T$
(SLS4):	$G + W_{270^\circ} + 0.5 \cdot S + 0.6 \cdot T$
(SLS5):	$G + S + 0.6 \cdot W_{0^\circ} + 0.6 \cdot T$
(SLS6):	$G + S + 0.6 \cdot W_{90^\circ} + 0.6 \cdot T$
(SLS7):	$G + S + 0.6 \cdot W_{180^\circ} + 0.6 \cdot T$
(SLS8):	$G + S + 0.6 \cdot W_{270^\circ} + 0.6 \cdot T$
(SLS9):	$G + T + 0.6 \cdot W_{0^\circ} + 0.5 \cdot S$
(SLS10):	$G + T + 0.6 \cdot W_{90^\circ} + 0.5 \cdot S$
(SLS11):	$G + T + 0.6 \cdot W_{180^\circ} + 0.5 \cdot S$
(SLS12):	$G + T + 0.6 \cdot W_{270^\circ} + 0.5 \cdot S$
(SLS13):	$G + Q + 0.6 \cdot T$

## 2. Συχνός συνδυασμός

Καλύπτεται από τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς.

## 3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

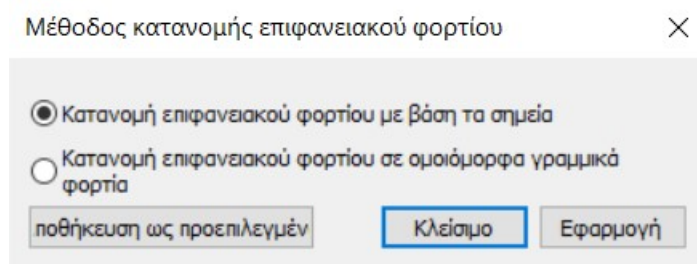
Καλύπτεται από τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς.

## 4 Διαστασιολόγηση

### 4.1 Γενικά

Η διαστασιολόγηση όλων των δομικών στοιχείων της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του EN 1993 με χρήση του προγράμματος Consteel 14. Για την τελική επιλογή των διατομών έγιναν επαναληπτικές διαδικασίες προκειμένου να προσεγγιστεί η οικονομικά βέλτιστη λύση.

Ο υπολογισμός των φορτίων καθώς και η δημιουργία των συνδυασμών φορτίσεων παρουσιάστηκαν στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο. Τα φορτία αυτά περάστηκαν μέσω των επιφανειών κατανομής φορτίου. Οι επιφάνειες αυτές κατανέμουν τα επιφανειακά φορτία στα επιλεγμένα μέλη ως γραμμικά φορτία. Το τελικό αποτέλεσμα των δυνάμεων όλων των γραμμικών φορτίων είναι το ίδιο με αυτό των φορτίων της αντίστοιχης πλευράς.



Σχήμα 4.1: Μέθοδος κατανομής επιφανειακού φορτίου στο Consteel

Στο Consteel πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση πρώτης τάξης. Η ανάλυση πρώτης τάξης υπολογίζει την απόκριση της κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη την αρχική δυσκαμψία του μοντέλου. Έπειτα από ανάλυση για κάθε συνδυασμό φόρτισης προέκυψε συντελεστής καθολικής αστάθειας  $a_{cr} > 10$  για όλες τις φορτίσεις για αυτό και αμελήθηκαν τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης. Για το σχεδιασμό καθολικής ευστάθειας πραγματοποιείται ανάλυση ευαισθησίας λυγισμού, η οποία δίνει μια ανασκόπηση των ιδιομορφών της κατασκευής, ενώ παράλληλα δίνει και για κάθε μέλος τη σχετική ιδιομορφή, η οποία είναι η πιο κατάλληλη για την ανάλυση λυγισμού.



Κανονισμός διαστασιολόγησης: EN Ελλάδα NA

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Πρώτης τάξης ελαστικός  Δεύτερης τάξης ελαστικός

Προς επίλυση	Συνδυασμοί φορτίσεων	Επιλεγμένη ιδιοτιμή
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-1	(1.) 2,76
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-2	(1.) 1,98
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-3	(1.) 1,97
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-4	(1.) 4,26
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-5	(1.) 3,07
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-6	(1.) 3,15
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-7	(1.) 3,13
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-8	(1.) 2,44

Σχεδιασμός μεταλλικών EN 1993-1-1

Έλεγχος διατομής EN 1993-1-1 6.2

Ομάδα μοντέλου:

Χρήση  $\gamma_{m1}$  αντί  $\gamma_{m0}$  EN 1993-1-1 5.2.2 (7) a)

Έλεγχος σε λυγισμό

Ομάδα μοντέλου:

Έλεγχος ευστάθειας EN 1993-1-1 6.3.4

Ελαστικός κρίσιμος συντελεστής  $\alpha_{cr,sp}$

Πρώτη ιδιοτιμή λυγισμού  Συντελεστής αντοχής αστοχίας  $\alpha_{ult,k}$

Επιλεγμένη ιδιοτιμή  ελάχιστη τιμή ανά μέλος

Αυτόματα (με βάση την ανάλυση ευαισθησίας)  ελάχιστη τιμή στην ομάδα του μοντέ

Μειωτικός συντελεστής  $\gamma_{sp}$

α) ελάχιστη τιμή των ( $\chi; \chi_{LT}$ )

β) με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των ( $\chi; \chi_{LT}$ )

Έλεγχος ευστάθειας EN 1993-1-1 BB3

Να ληφθεί υπόψη το σημείο αντίστασης ως στρεπτική δέαμηση

Κρίσιμη θερμοκρασία

Ομάδα μοντέλου:

Σχήμα 4.2: Ορισμός παραμέτρων ανάλυσης στο Consteel

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι για τα μέλη-διατομές στο Consteel πραγματοποιήθηκαν με βάση τον Ευρωκώδικα 3-Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα. Συγκεκριμένα οι έλεγχοι μελών σε καθολικό λυγισμό έγιναν σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4-Γενική μέθοδος του EN 1993-1-1 η οποία θεωρείται ιδανικότερη για ελέγχους λυγισμού μέσω προγράμματος Η/Υ. Η μέθοδος αυτή επιτρέπει τον έλεγχο της αντοχής σε πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό για δομικά στοιχεία τα οποία υπόκεινται σε θλίψη και/ή μονοαξονική κάμψη στο επίπεδο, αλλά τα οποία δεν περιέχουν στρεφόμενες πλαστικές αρθρώσεις.

Κανονισμός διαστασιολόγησης: EN Προτεινόμενες τιμές

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Πρώτης τάξης ελαστικός  Δεύτερης τάξης ελαστικός

Προς επίλυση	Συνδυασμοί φορτίσεων	Επιλεγμένη ιδιοτιμή
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1	(1) 6.73
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-2	(1) 3.42
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-3	(1) 2.17
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-5	(1) 2.17
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-29	(1) 3.98
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-30	(1) 4.12
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-31	(1) 2.17
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-33	(1) 2.17
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-35	(1) 2.17
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-36	(1) 3.96

Σχεδιασμός μεταλλικών EN 1993-1-1

Έλεγχος διατομής EN 1993-1-1 6.2

Ομάδα μοντέλου:

Use  $\gamma_{m1}$  instead of  $\gamma_{m0}$  EN 1993-1-1 5.2.2 (7) a)

Έλεγχος σε λυγισμό

Ομάδα μοντέλου:

Έλεγχος ευστάθειας EN 1993-1-1 6.3.4

Ελαστικός κρίσιμος συντελεστής  $\alpha_{cr,op}$

Πρώτη ιδιοτιμή λυγισμού  ελάχιστη τιμή ανά μέλος

Επιλεγμένη ιδιοτιμή  ελάχιστη τιμή στην ομάδα του μοντέλου

Αυτόματα (με βάση την ανάλυση ευαισθησίας)

Μειωτικός συντελεστής  $\chi_{op}$

a) ελάχιστη τιμή των ( $\chi; \chi_{LT}$ )

β) με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των ( $\chi; \chi_{LT}$ )

Έλεγχος ευστάθειας EN 1993-1-1 B83

Να ληφθεί υπόψη το σημείο της contraflexure ως στρεπτική δέσμευση

Σχεδιασμός σύμμικτων υποστυλωμάτων EN 1994-1-1

Οπλισμός πλάκας EN 1992-1-16

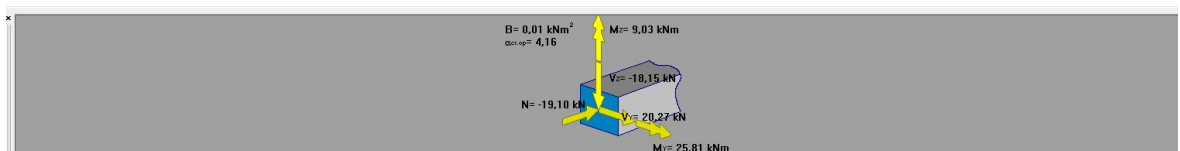
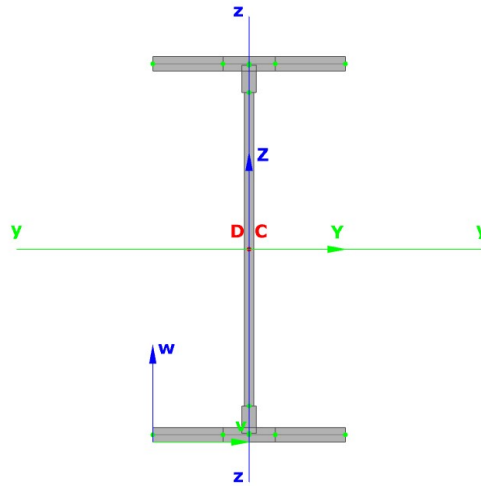
Κλείσιμο Εφαρμογή **Επίλυση**

Σχήμα 4.3: Εντολή διαστασιολόγησης Consteel

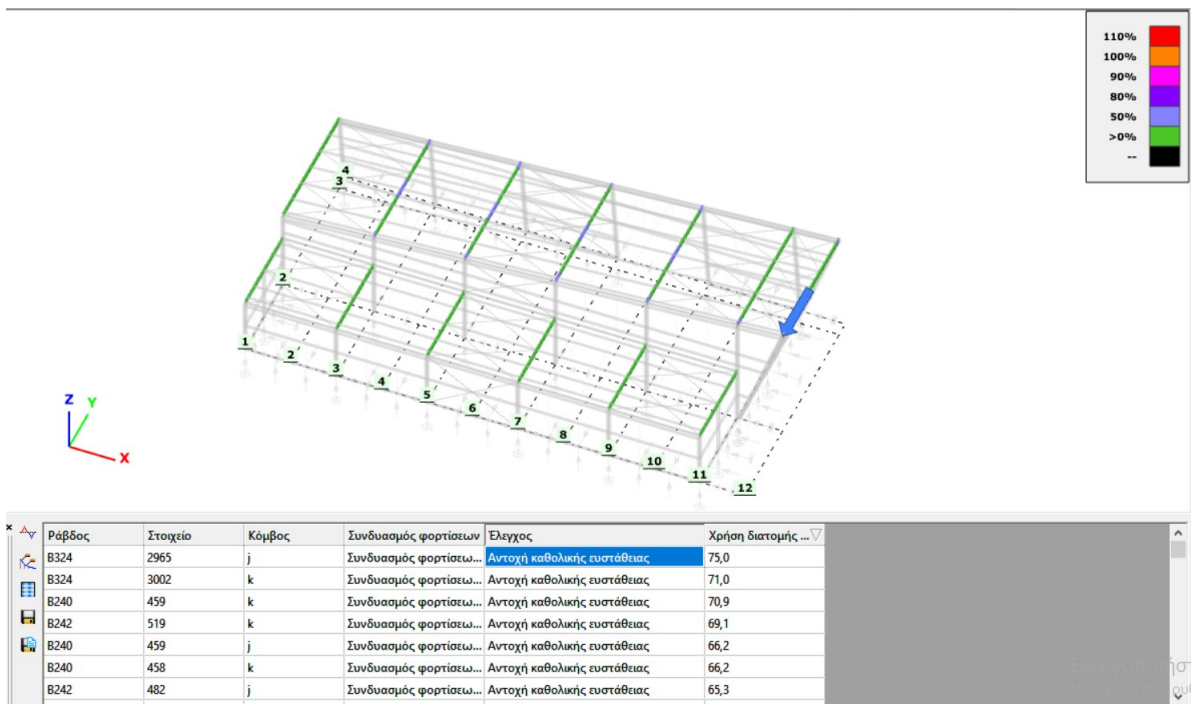
## 4.2 Δοκοί

Οι δοκοί είναι συνδεδεμένες αμφίπακτα με το υποστυλώματα. Το μήκος των δοκών είναι  $L=6-9$  m αντίστοιχα και επιλέχθηκε ενιαία διατομή **IPE270** για κατασκευαστικούς λόγους. Στο ζύγωμα τοποθετήθηκε τοπική ενίσχυση για να αυξηθεί η αντοχή του κόμβου και να επιτευχθεί η ακαμψία που έχει προσομοιωθεί. Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για τη δοκό είναι ο (ULS14):  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W_0 + 1,05 \cdot S + 1,05 \cdot T$  με κρίσιμη

την αντοχή καθολικής ευστάθειας με ποσοστό χρήσης της διατομής 75% για τη δοκό B324.



Σχήμα 4.4: Επίλυση διατομής με Consteel



Σχήμα 4.5: Απεικόνιση ποσοτών εκμετάλλευσης για ζύγωμα

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.5 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 75% για την δοκό B324. Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπικό λυγισμό δομικών στοιχείων του Ευρωκώδικα 3 έχουμε:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.1)$$

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το μέγιστο βέλος παρουσιάζεται στο ζύγωμα B238 για τον συνδυασμό(SLS5): G +0,7\*S + W<sub>180°</sub> + 0.7\*T και είναι αυτό που φαίνεται στο Σχήμα 4.6.

Ελεγχος τοπικών παραμορφώσεων κατά μέλη

Όνομα ελέγχου: Ελεγχος τοπικών παραμορφώσεων κατά μέλη

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης  Ανάλυση δεύτερας τάξης

Προς ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-700
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-668
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-636
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-765
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-604
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-733
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-701
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-669
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-637
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-766

Παράμετροι

Ομάδα μοντέλου: ΔΟΚΟΙ

Οριακή παραμόρφωση: L / 200

Επίλυση

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης: Συνδυασμός φορτίσεων-623

Όνομα ράβδου: B238

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου: 1661

Κρίσιμη κατακόρυφη σχετική παραμόρφωση [mm]: 19,03

Οριακή παραμόρφωση [mm]: 45

Χρήση διατομής [%]: 42,29

Ακύρωση OK

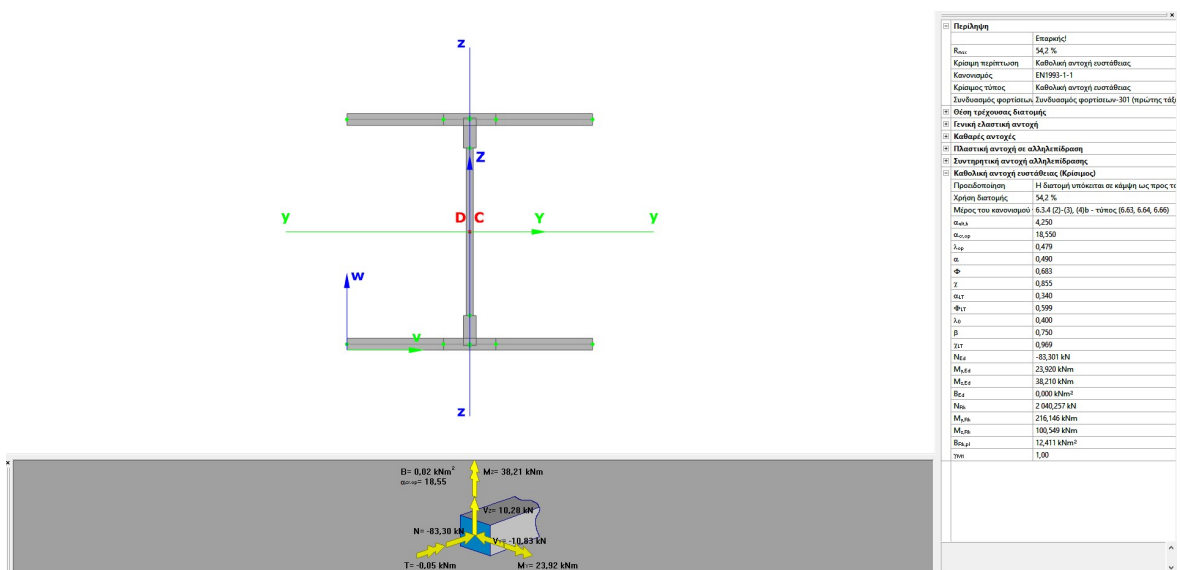
Σχήμα 4.6: Έλεγχος βέλους για το ζύγωμα

$$\text{Άρα } \delta = 19,03\text{mm} \leq \delta_{max} = L/200 = 45\text{mm}$$

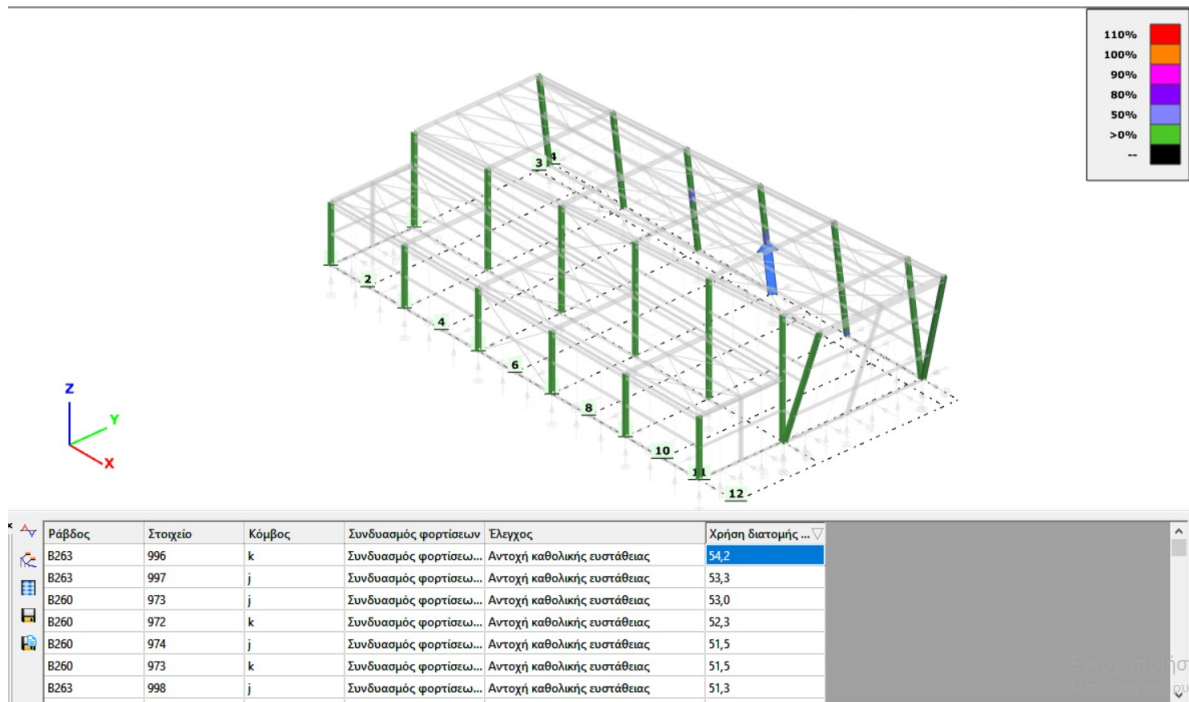
Επομένως η διατομή IPE270 ικανοποιεί και τους ελέγχους της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας με ποσοστό εκμετάλλευσης 42.29%.

### 4.3 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα **HEA260** των πλαισίων έχουν ύψος 4-8m, είναι πακτωμένα στη βάση τους εντός του πλαισίου και αρθρωτά εκτός αυτού, είναι προσανατολισμένα με τέτοιο τρόπο ώστε ο ισχυρός άξονας να ενεργοποιείται για δυνάμεις εντός του πλαισίου. Στον ασθενή άξονα όπου δεν υπάρχει πλαισιακή λειτουργία το υποστυλόμεμα εξασφαλίζεται από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για το υποστυλόμεμα **B529** προκύπτουν από το συνδυασμό (ULS301):  $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_0 + S + 1.05 \cdot T$  με κρίσιμη την καθολική αντοχή σε ευστάθεια.



Σχήμα 4.7: Επίλυση διατομής υποστυλώματος με Consteel

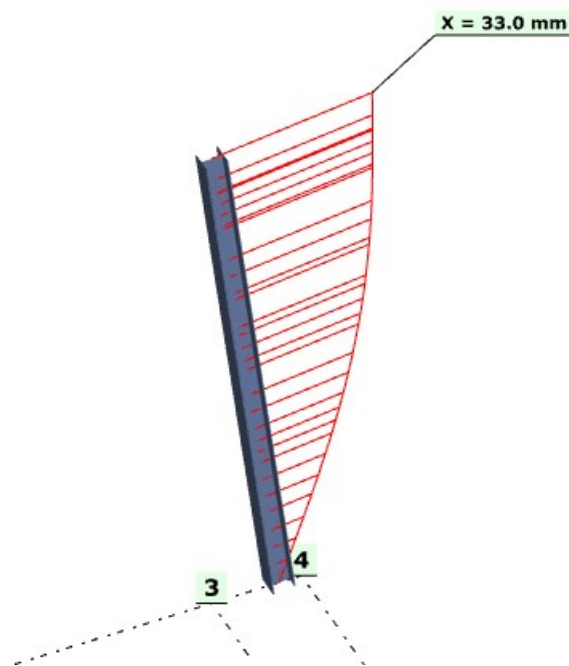


Σχήμα 4.8: Απεικόνιση ποσοστών εκμετάλλευσης για υποστυλώματα

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.8 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 54.2% για το υποστυλώμα B263. Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπικό λυγισμό δομικών στοιχείων του Ευρωκώδικα 3 έχουμε:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.1)$$

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση παρατηρείται στο υποστυλώμα B529 του μοντέλου για τον συνδυασμό (SLS587):  $G + W_0 + 0.7 \cdot S + 0.7 \cdot T$ .



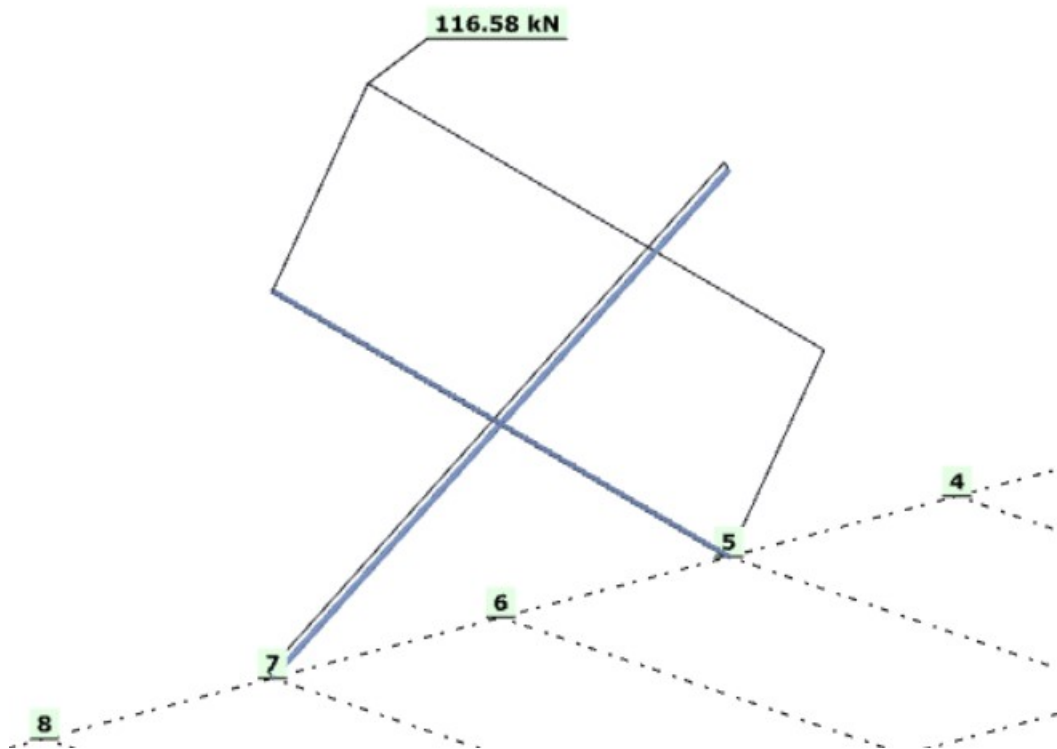
Σχήμα 4.9: Έλεγχος οριζόντιας μετακίνησης υποστυλώματος

$$u = 33 \text{ mm} \leq u_{max} = H/150 = 6000/150 = 40 \text{ mm}.$$

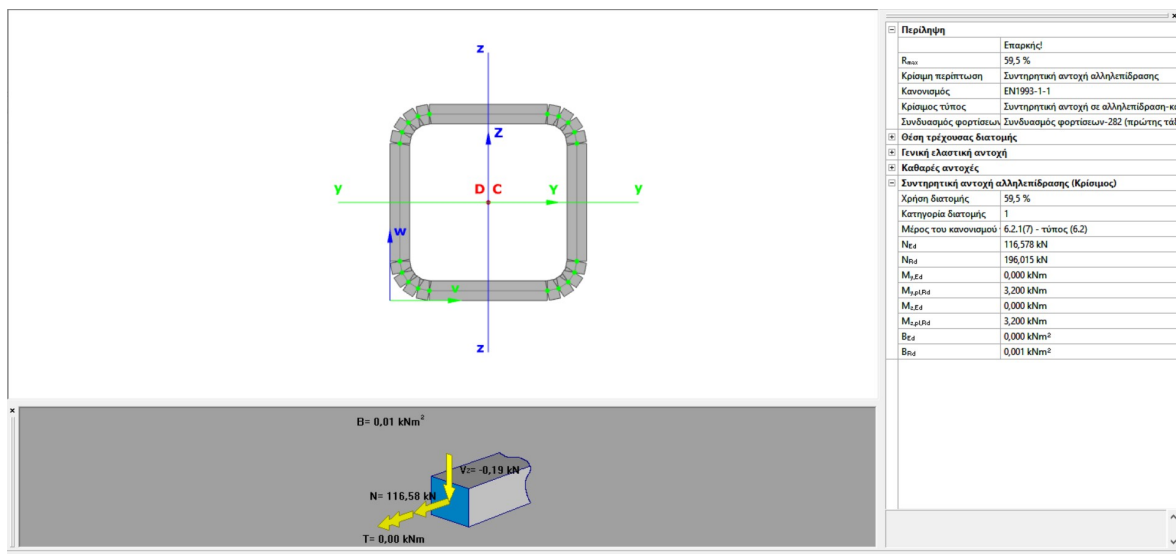
Επομένως η διατομή HEA260 ικανοποιεί και τους ελέγχους της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας με ποσοστό εκμετάλλευσης 82.50%.

#### 4.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας έχουν τοποθετηθεί περί το μέσον της πλευρικής όψεως, λαμβάνουν μόνο αξονικά φορτία και η διατομή που έχει επιλεγθεί είναι η κοίλη SHS50x5. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τους κατακόρυφους συνδέσμους εμφανίζονται στο στοιχείο B694 για το συνδυασμό (ULS282):  $G + 0.2 \cdot W_0 - E_x + 0.3 \cdot E_y + 0.3 \cdot T$  με  $N_{Ed} = 116.58 \text{ kN}$ .



Σχήμα 4.10: Θλίψη κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμγίας

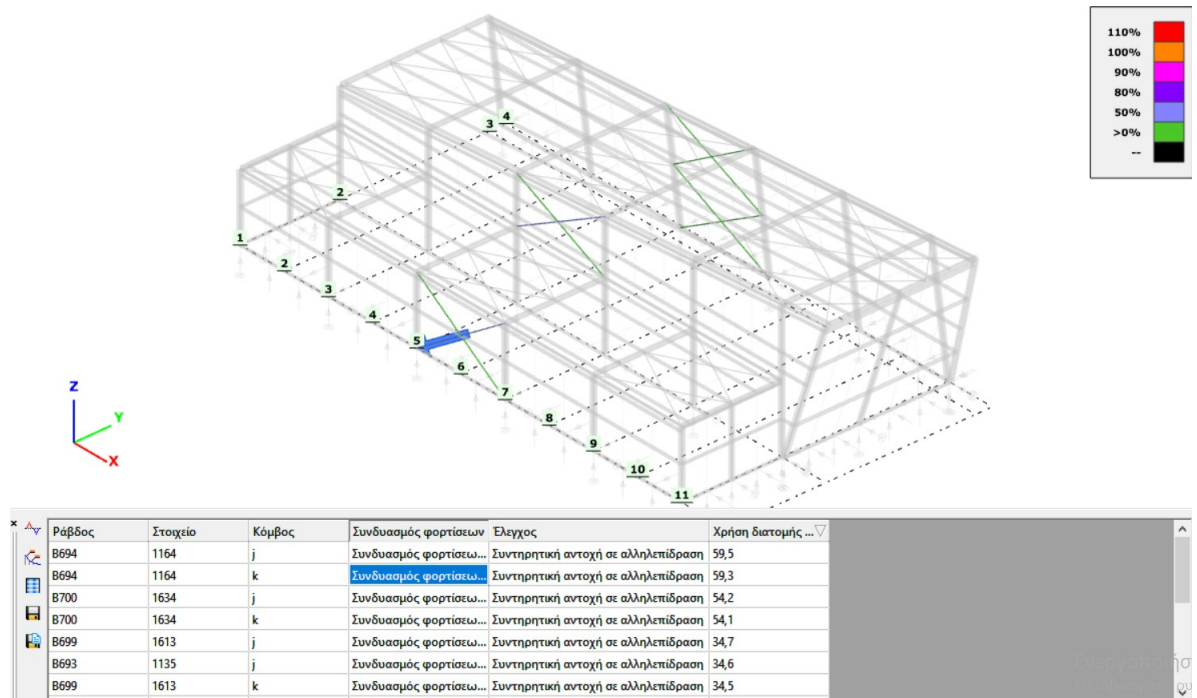


Σχήμα 4.11: Επίλυση διατομής κατακόρυφου συνδέσμου με Consteel

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.11 η χρήση της διατομής του κατακόρυφου συνδέσμου είναι 59.5% σύμφωνα με :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{RD}} = \frac{116.578}{196.015} = 0.595 \leq 1 \quad (4.2)$$

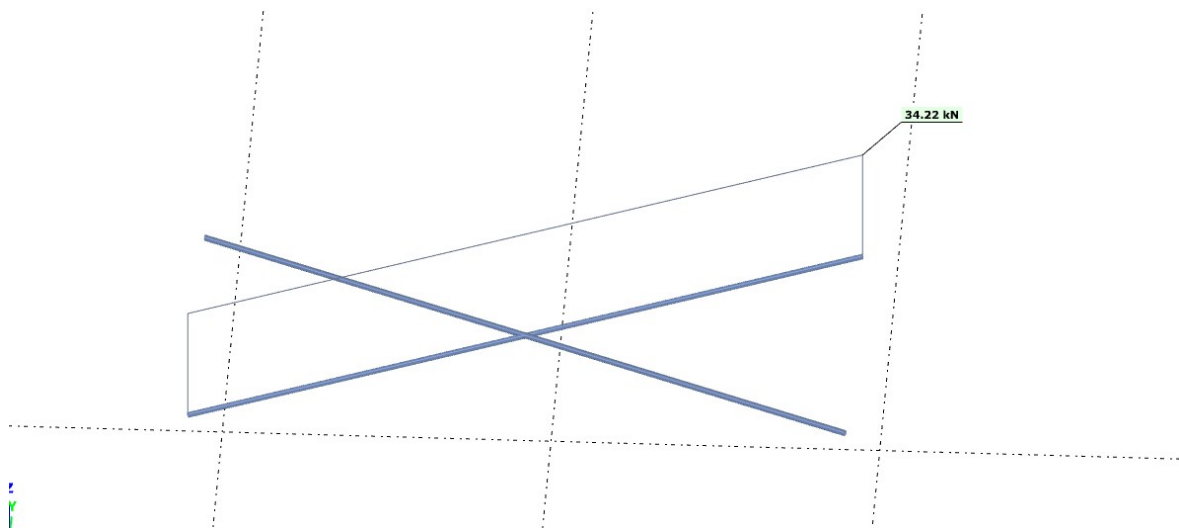




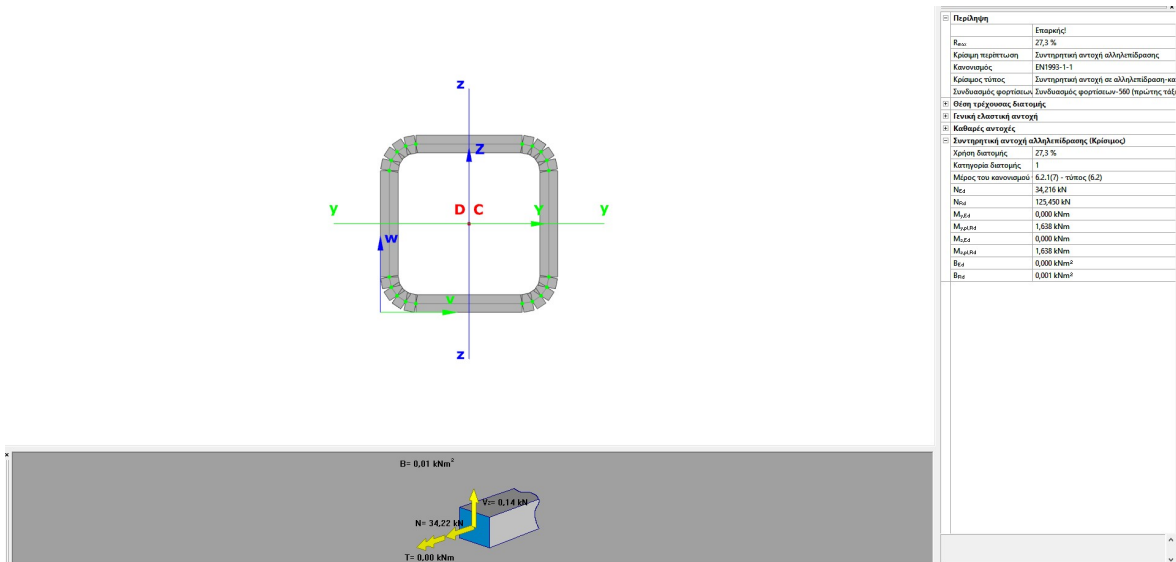
Σχήμα 4.12: Απεικόνιση ποσοστών εκμετάλλευσης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

#### 4.5 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας όπως και οι κατακόρυφοι δέχονται μόνο αξονικά φορτία και όπως έχει ήδη αναφερθεί διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγμάτων και η διατομή που έχει επιλεγθεί είναι η κοίλη SHS40x4. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προκύπτουν για το στοιχείο B789 από το συνδυασμό (ULS560):  $G+0.2*W_{0^{\circ}}-E_x-0.3*E_y+0.3*T$  με κρίσιμη την συντηρητική αντοχή σε αλληλεπίδραση.



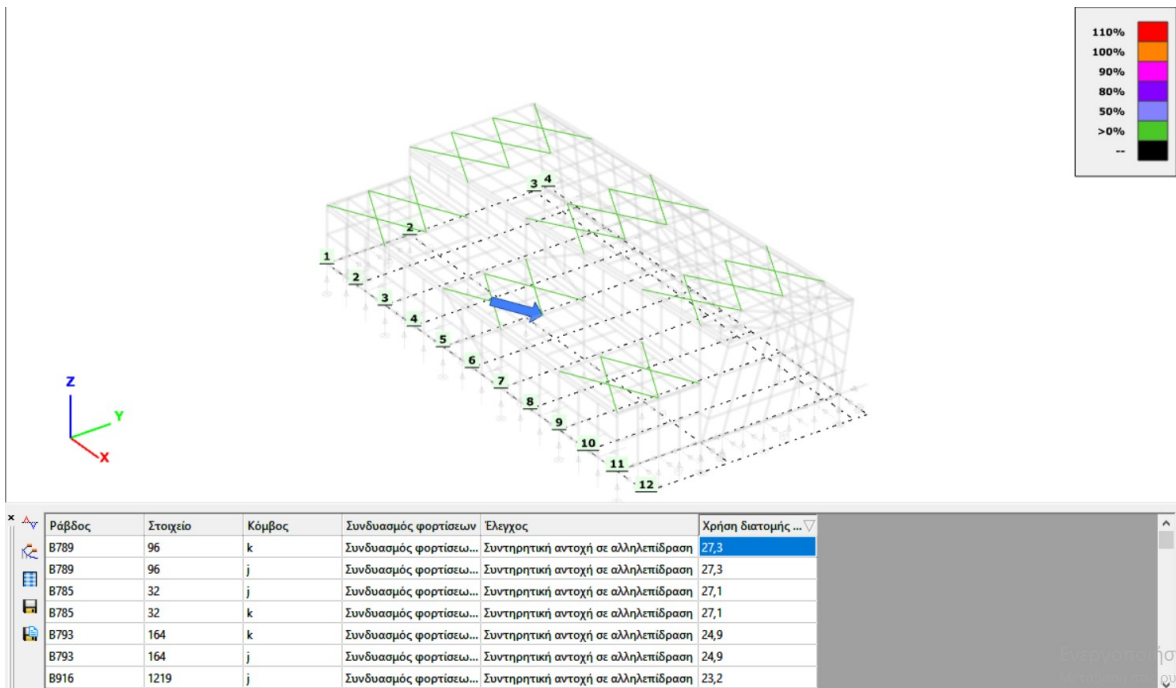
Σχήμα 4.13: Θλίψη οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας



Σχήμα 4.14: Επίλυση διατομής με Consteel

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.14 η χρήση της διατομής του κατακόρυφου συνδέσμου είναι 27.3% σύμφωνα με :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{RD}} = \frac{34.216}{125.45} = 0.273 \leq 1 \quad (4.2)$$

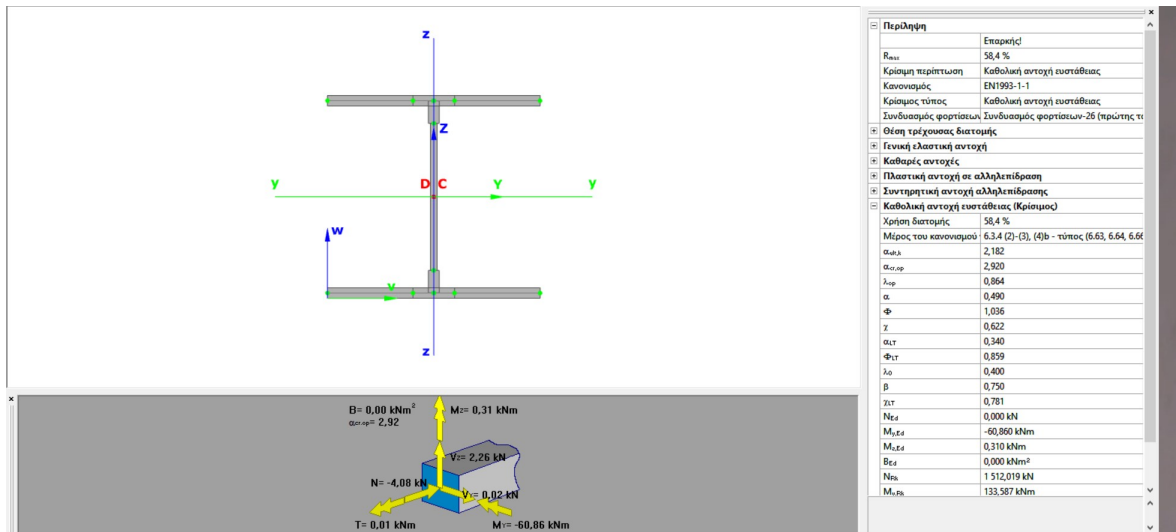


Σχήμα 4.15: Απεικόνιση ποσοτών εκμετάλλευσης οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψιάς

## 4.6 Μετωπικά υποστυλώματα

Τα μετωπικά υποστυλώματα όπως αναφέρθηκε και στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο κατασκευάζονται αρθρωτά στη βάση και με κύλιση στην κορυφή τους προκειμένου να μην παραλαμβάνουν αξονικές δυνάμεις από το ζύγωμα και η διατομή που έχει επιλεγθεί είναι η **HEA220**. Κύρια καταπόνηση για τους μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη.

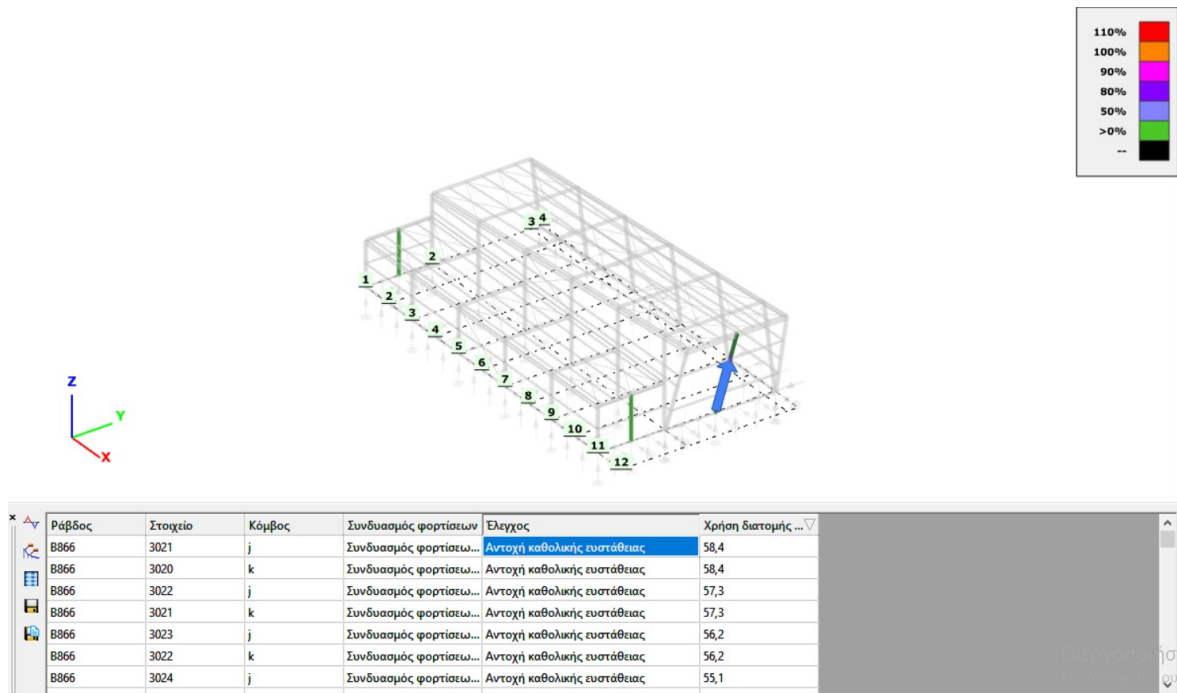
Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται για το μετωπικό υποστυλώμα *B866* με ποσοστό εκμετάλλευσης 58.4% για τον συνδυασμό (ULS26):  $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{90^\circ} + (1.05 \cdot S + 1.05 \cdot T)$  με κρίσιμη την αντοχή καθολικής ευστάθειας.



Σχήμα 4.16: Επίλυση διατομής μετωπικού υποστυλώματος με Consteel

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.16 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 58.4% για το υποστυλώμα *B866*. Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπικό λυγισμό δομικών στοιχείων του Ευρωκώδικα 3 έχουμε:

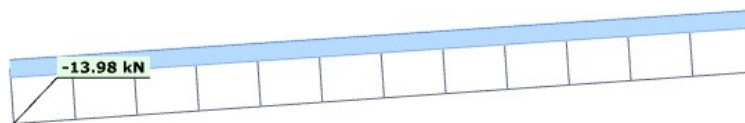
$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.1)$$



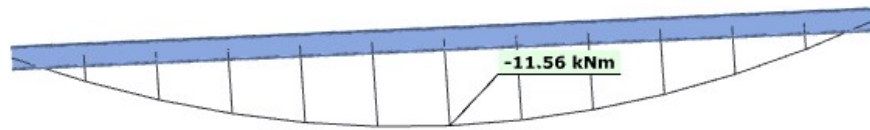
Σχήμα 4.17: Απεικόνιση των ποσοστών εκμετάλλευσης για τα μετωπικά υποστυλώματα

## 4.7 Τεγίδες

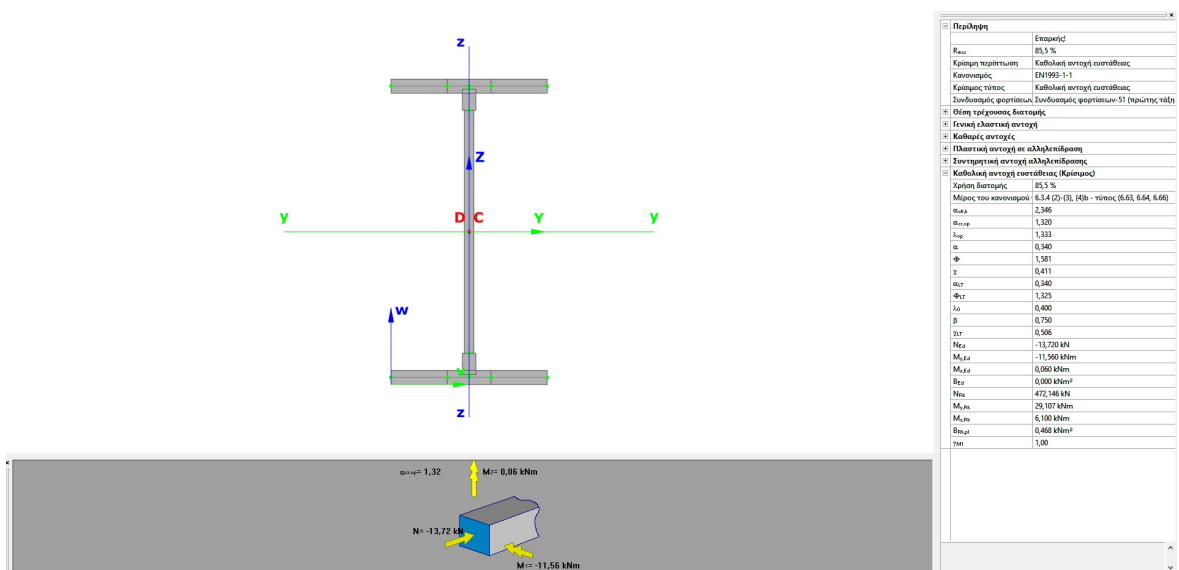
Οι τεγίδες έχουν συνολικό μήκος 3m και 6m με διατομή **IPE160**, τοποθετούνται ανά 1.5m και έχουν κατασκευαστεί ως αμφιέριστα στοιχεία ενός ανοίγματος μεταξύ δυο διαδοχικών ζυγωμάτων. Θεωρούμε ότι συμμετέχουν στη λειτουργία των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, οπότε παραλαμβάνουν και αξονικά φορτία. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται στην τεγίδα *B881* για τον συνδυασμό (ULS51):  $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{180} + 1.05 \cdot S + 1.05 \cdot T$  με κρίσιμη την καθολική αντοχή ευστάθειας με  $N_{Ed} = -12.1kN$  και  $M_{Y,Ed} = -11.56kNm$ .



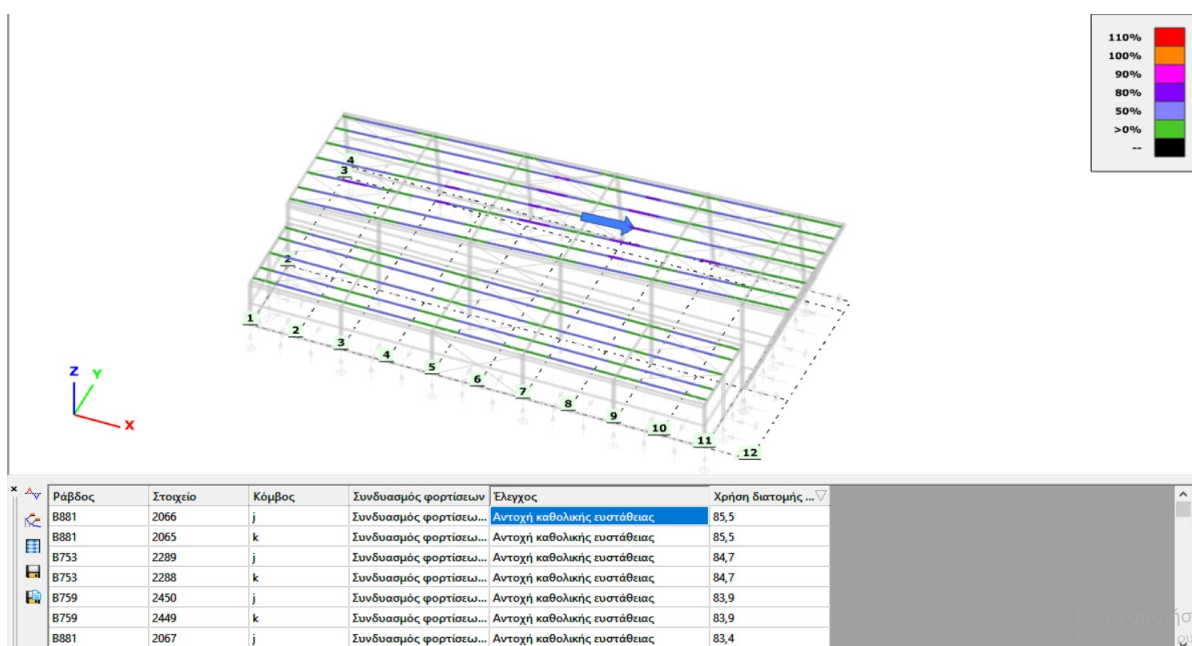
(α)



(β)  
 Σχήμα 4.18 Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη τεγίδας (α)  $N_{Ed}$ , (β)  $M_{Y,Ed}$



Σχήμα 4.19: Επίλυση διατομής τεγίδας με Consteel



Σχήμα 4.20: Απεικόνιση ποσοτών εκμετάλλευσης για τεγίδες

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.20 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 85.5% για την τεγίδα B88I. Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπικό λυγισμό δομικών στοιχείων του Ευρωκώδικα 3 έχουμε:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} = \frac{13.72}{0.411 * 472.146/1} + \frac{11.56}{0.506 * 29.107/1} = 0.855 \leq 1$$

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το μέγιστο βέλος παρατηρείται για το συνδυασμό φόρτισης (SLS586): G + W<sub>0°</sub> + 0.7\*S + 0.7\*T για την τεγίδα B752.

Όνομα ελέγχου:

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης  Ανάλυση δευτέρας τάξης

Προς ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-700
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-668
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-636
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-765
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-604
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-733
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-701
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-669
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-637
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-766

Παράμετροι

Ομάδα μοντέλου:

Οριακή παραμόρφωση: L /

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης:

Όνομα ράβδου:

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου:

Κρίσιμη κατακόρυφη σχετική παραμόρφωση [mm]:

Οριακή παραμόρφωση [mm]:

Χρήση διατομής [%]:

Σχήμα 4.21: Έλεγχος βέλους τεγίδας

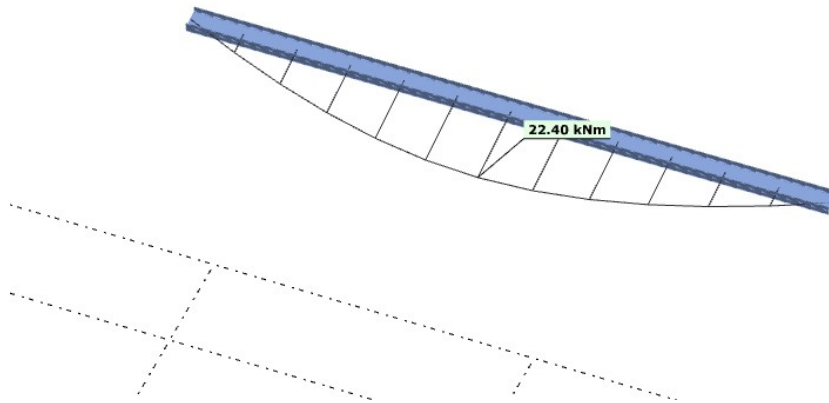
$$\delta = 16.34mm \leq \delta_{max} = L/200 = 6000/200 = 30mm$$

Επομένως η χρήση της διατομής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι 54.34% και η διατομή IPE140 είναι δεκτή.

## 4.8 Μηκίδες

Οι μηκίδες έχουν διαταχθεί ανά 1.5m και 2m επί των μετωπικών υποστυλωμάτων του κτιρίου στην πρόσοψη αλλά και στις πλευρικές όψεις στα υποστυλώματα των πλαισίων, με διατομή **IPE180**. Η επιλογή των διατομών υπάρχει λόγω του μεγάλου μήκους των μηκίδων και λόγω της ύπαρξης στήριξης κύλισης στη μία πλευρά των μηκίδων πλευρικά προκειμένου να μην δέχονται θερμοκρασιακά φορτία.

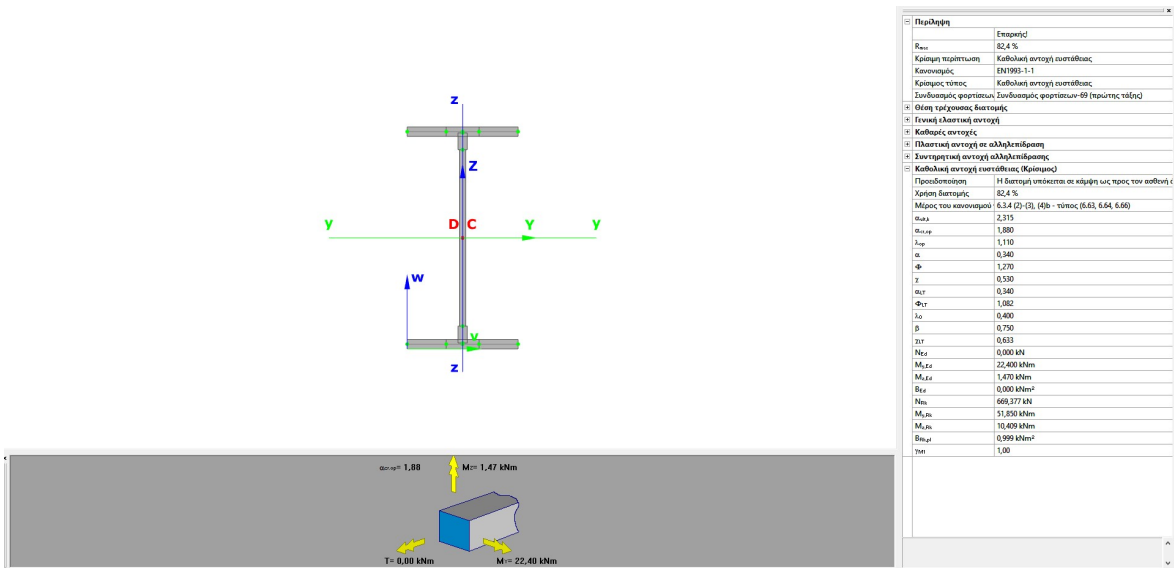
Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τις μηκίδες IPE180 παρουσιάζονται στο συνδυασμό (ULS69):  $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{270^\circ} + 1.05 \cdot S + 1.05 \cdot T$  με  $M_{Y,Ed} = 22.4 \text{ kNm}$ .



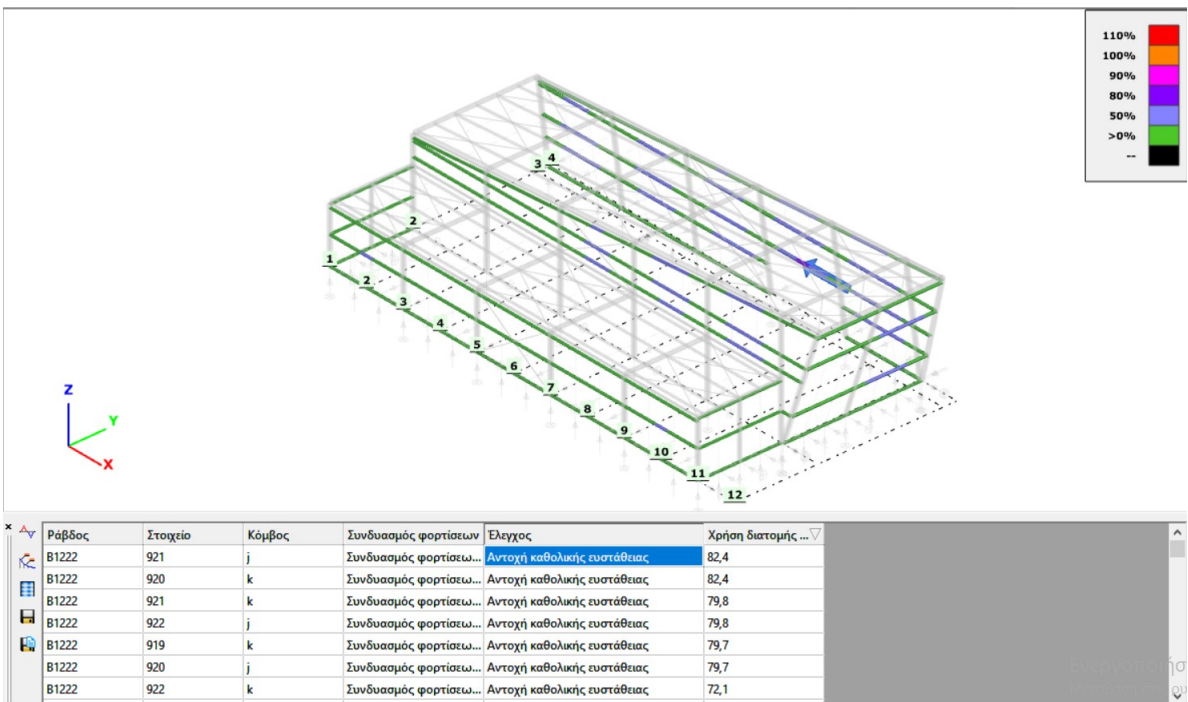
Σχήμα 4.22 Ροπή  $M_{Y,Ed}$  μηκίδας

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.24 η χρήση της διατομής για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι 82.4% για την μηκίδα *B1222*. Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.3.4 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπικό λυγισμό δομικών στοιχείων του EN1993-1-1 έχουμε:





Σχήμα 4.23: Επίλυση διατομής με Consteel



Σχήμα 4.24: Απεικόνιση ποσοστών εκμετάλλευσης μηκών

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το μέγιστο βέλος παρατηρείται για το συνδυασμό (SLS640):  $G + W_{270^\circ} + 0.7 \cdot S + 0.7 \cdot T$  για τη μηκίδα B849.

Έλεγχος τοπικών παραμορφώσεων κατά μέλη

Όνομαελέγχου: Έλεγχος τοπικών παραμορφώσεων κατά μέλη

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης  Ανάλυση δευτέρας τάξης

Προς ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-700
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-668
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-636
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-765
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-604
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-733
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-701
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-669
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-637
<input checked="" type="checkbox"/>	Συνδυασμός φορτίσεων-766

Παράμετροι

Ομάδα μοντέλου: ΜΗΚΙΔΕΣ ΟΛΕΣ

Οριακή παραμόρφωση: L / 200

Επίλυση

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης: Συνδυασμός φορτίσεων-640

Όνομα ράβδου: B849

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου: 1039

Κρίσιμη κατακόρυφη σχετική παραμόρφωση [mm]: 16,95

Οριακή παραμόρφωση [mm]: 30

Χρήση διατομής [%]: 56,5

Ακύρωση OK

Σχήμα 4.25: Έλεγχος λειτουργικότητας μηκίδας πρόσωσης

$$\delta = 16.95\text{mm} \leq \delta_{\max} = L/200 = 6000/200 = 30\text{ mm}$$

Επομένως η χρήση της διατομής IPE180 για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι 56.5%.

## 4.9 Ποσοστά Εκμετάλλευσης

Πίνακας 4.1: Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης ανά διατομή

<b>ΜΕΛΟΣ</b>	<b>ΔΙΑΤΟΜΗ</b>	<b>ΠΟΣΟΣΤΟ ΧΡΗΣΗΣ(%)</b>
<b>Δοκοί</b>	<b>IPE270</b>	<b>75</b>
<b>Υποστυλώματα</b>	<b>HEA260</b>	<b>54.20</b>
<b>Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι</b>	<b>SHS50X5</b>	<b>59.50</b>
<b>Οριζόντιοι Σύνδεσμοι</b>	<b>SHS40X4</b>	<b>27.30</b>
<b>Μετωπικά υποστυλώματα</b>	<b>HEA220</b>	<b>58.40</b>
<b>Τεγίδες</b>	<b>IPE160</b>	<b>85.50</b>
<b>Μηκίδες πρόσοψης</b>	<b>IPE180</b>	<b>82.40</b>

## 5 Συνδέσεις

### 5.1 Εισαγωγή

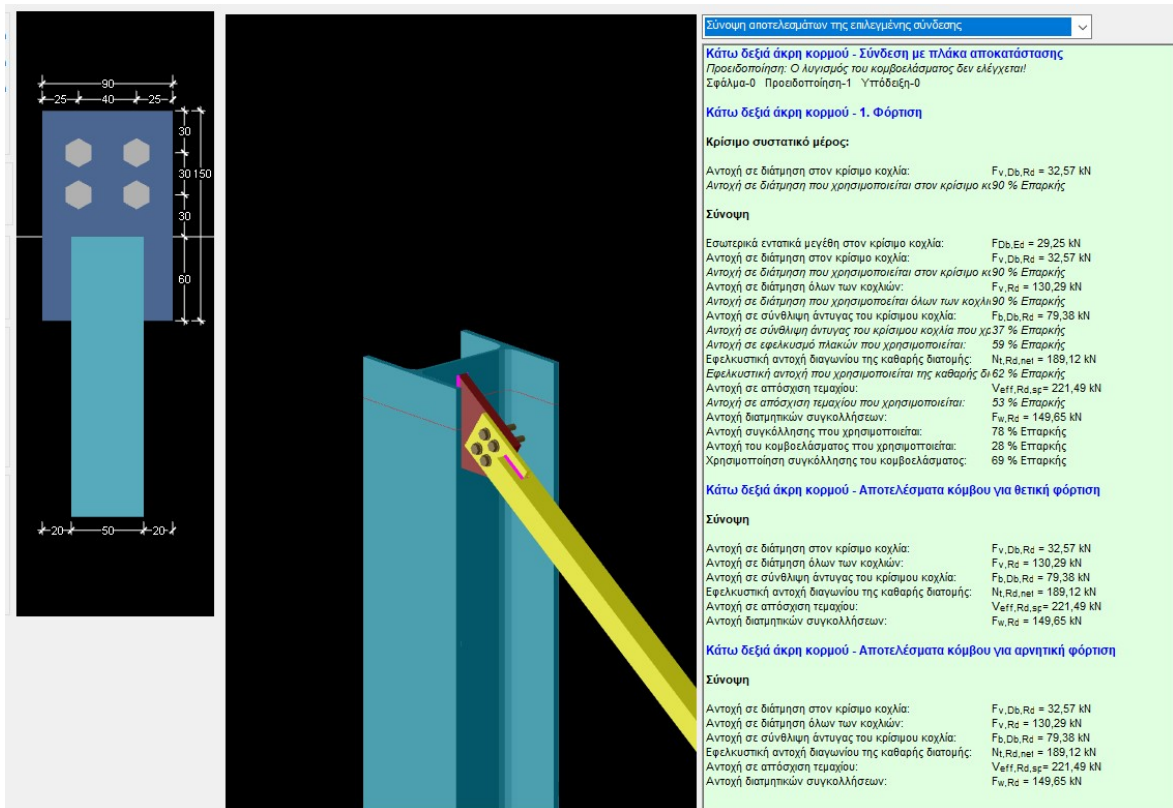
Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν τον συνολικό φορέα. Οι συνδέσεις αναλαμβάνουν τη μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων της κατασκευής και ουσιαστικά την τελική ροή των δράσεων επί της κατασκευής. Έτσι, σκοπός των συνδέσεων είναι η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων και η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων. Οι συνδέσεις διαστασιολογήθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος csjoint 14.

### 5.2 Σύνδεση Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας

Για τη σύνδεση των διαγώνιων στοιχείων του κατακόρυφου συστήματος δυσκαμψίας με το υποστύλωμα επιλέχθηκαν 4 κοχλίες M12 ποιότητας 6.8 δύο σειρών και έλασμα σύνδεσης ποιότητας S275, διαστάσεων 90x150x10, το οποίο συγκολλήθηκε με εξωραφή πάχους 3mm και μήκους 60mm. Επίσης επιλέχθηκε κομβόελασμα ποιότητας S235, πλάτους 154mm, ύψους 177mm και πάχους 20mm, το οποίο συγκολλήθηκε με εξωραφή πάχους 3mm σε όλο το μήκος επαφής του με τον κορμό του υποστυλώματος. Η σύνδεση καταπονείται από αξονική δύναμη  $N_{Ed}=117$  kN.

Και ελέγχθηκε σύμφωνα με τον EN 1994 για :

- Αντοχή σε διάτμηση στον κρίσιμο κοχλία
- Αντοχή σε διάτμηση όλων των κοχλιών
- Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας του κρίσιμου κοχλία
- Εφελκυστική αντοχή διαγωνίου της καθαρής διατομής
- Αντοχή σε απόσχιση τεμαχίου
- Αντοχή διατμητικών συγκολλήσεων



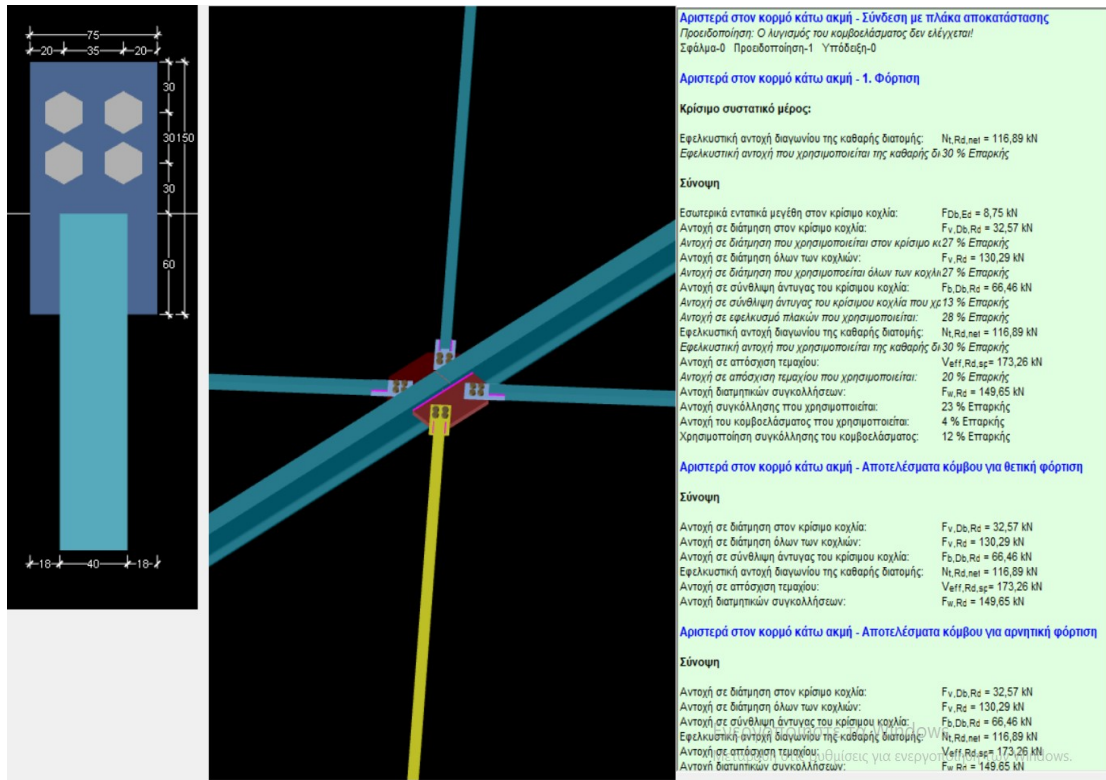
Σχήμα 5.1: Απεικόνιση σύνδεσης διαγώνιου κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

### 5.3 Σύνδεση Οριζόντιου Συνδέσμου Δυσκαμψίας

Για τη σύνδεση των διαγώνιων στοιχείων του οριζόντιου συστήματος δυσκαμψίας με την τεγίδα επιλέχθηκαν 4 κοχλίες M12 ποιότητας 6.8 δύο σειρών και έλασμα σύνδεσης ποιότητας S235, διαστάσεων 75x150x10, το οποίο συγκολλήθηκε με εξωραφή πάχους 3mm και μήκους 60mm. Επίσης επιλέχθηκε κομβοέλασμα ποιότητας S235, πλάτους 146mm, ύψους 298mm και πάχους 20mm, το οποίο συγκολλήθηκε με εξωραφή πάχους 3mm σε όλο το μήκος επαφής του με τον κορμό του υποστυλώματος. Η σύνδεση καταπονείται από αξονική δύναμη  $N_{Ed}=35 \text{ kN}$ .

Και ελέγχθηκε σύμφωνα με τον EN 1993 για :

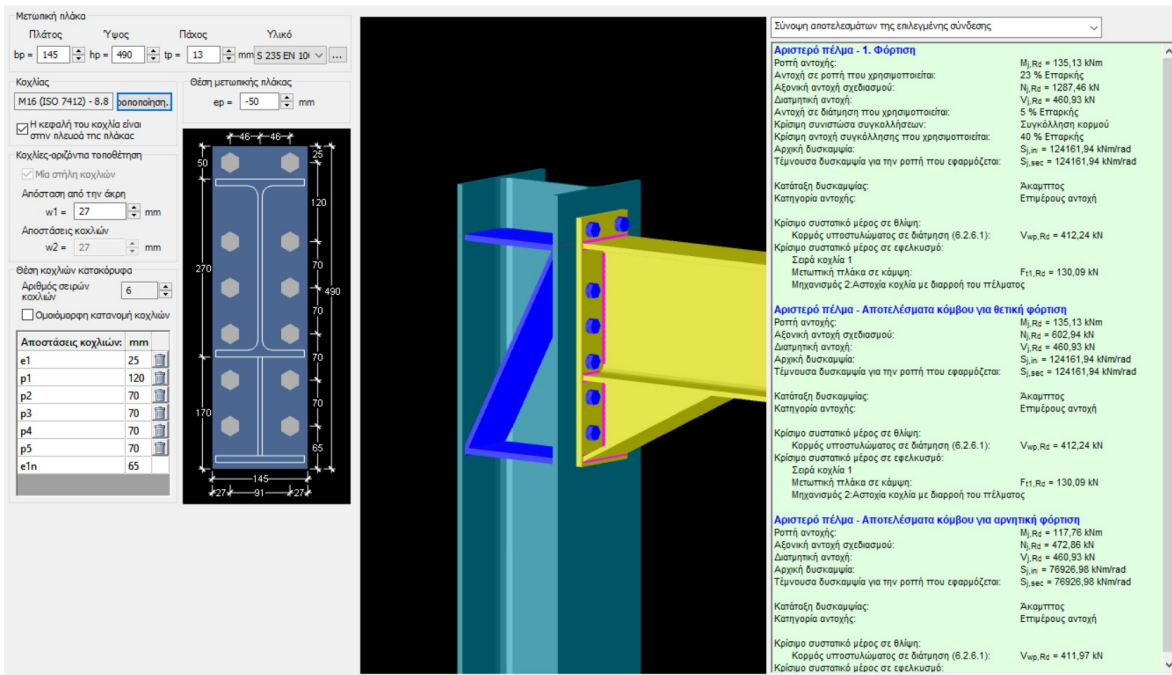
- Αντοχή σε διάτμηση στον κρίσιμο κοχλία
- Αντοχή σε διάτμηση όλων των κοχλιών
- Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας του κρίσιμου κοχλία
- Εφελκυστική αντοχή διαγωνίου της καθαρής διατομής
- Αντοχή σε απόσχιση τεμαχίου
- Αντοχή διατμητικών συγκολλήσεων



Σχήμα 5.2: Απεικόνιση σύνδεσης διαγωνίου οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας

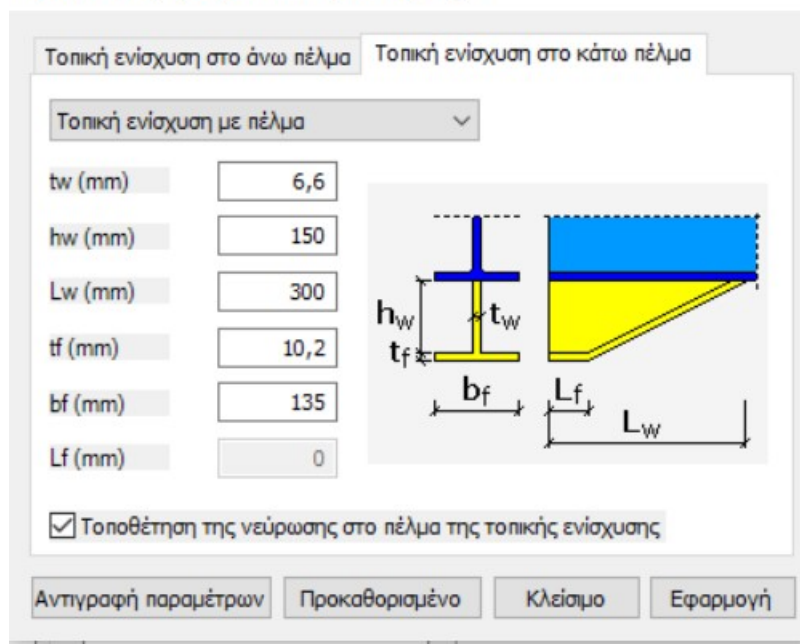
## 5.4 Σύνδεση Δοκού Υποστυλώματος

Για τη σύνδεση δοκού υποστυλώματος χρησιμοποιήθηκαν επιλέχθηκαν 12 κοχλίες M16 ποιότητας 8.8 έξι σειρών και μετωπική πλάκα ποιότητας S235, διαστάσεων 490x145x13, η οποία συγκολλήθηκε με εξωραφή πάχους 3mm. Η σύνδεση καταπονείται από  $N_{Ed}=39\text{kN}$ ,  $V_z=23 \text{ kN}$  και  $M_y=36\text{kNm}$ .

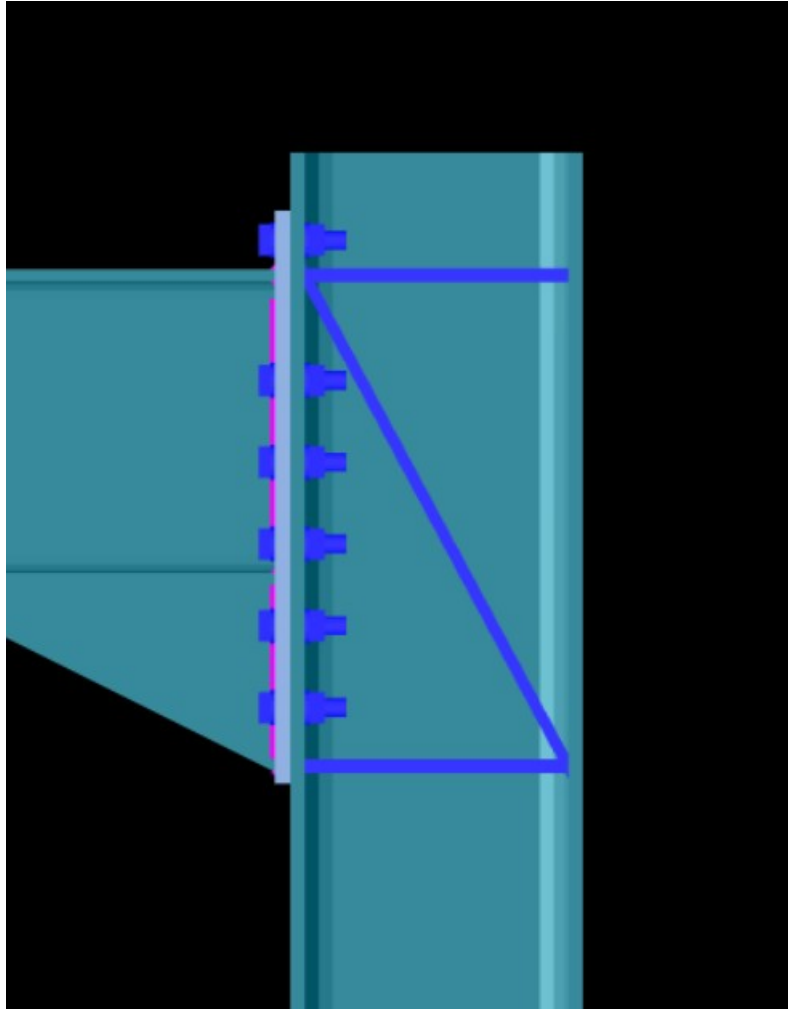


Σχήμα 5.3: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης δοκού – υποσταυλώματος

Ορισμός παραμέτρων τοπικής ενίσχυσης



Σχήμα 5.4: Τοπική ενίσχυση στο κάτω πέλιμα της δοκού



Σχήμα 5.5: Απεικόνιση νεύρωσης

Η σύνδεση έχει μορφωθεί ως άκαμπτη (προσομοίωση στο Consteel ως πάκτωση) και έχει ενισχυθεί με τοπική ενίσχυση που κατασκευάζεται από τμήμα της διατομής του ζυγώματος IPE270. Πέραν της αντοχής των κοχλιώσεων, ελασμάτων και συγκολλήσεων εξετάστηκε μέσω της δυνατότητας που παρέχει το πρόγραμμα csjoint 14 η ακαμψία της σύνδεσης.

Ο απλούστερος τρόπος για να προσομοιωθεί η συμπεριφορά ενός τέτοιου κόμβου είναι μέσω ενός στροφικού ελατηρίου μεταξύ των άκρων των δυο συνδεόμενων μελών. Η στροφική δυσκαμψία  $S$  του ελατηρίου είναι η παράμετρος που συνδέει τη μεταβιβαζόμενη ροπή  $M_j$  προς τη σχετική στροφή  $\varphi$ . Όταν αυτή η στροφική δυσκαμψία  $S$  είναι μηδέν, ή όταν είναι σχετικά μικρή, ο κόμβος κατατάσσεται στην κατηγορία αρθρωτών κόμβων. Αντίθετα όταν η στροφική δυσκαμψία  $S$  είναι άπειρη, ή όταν είναι σχετικά υψηλή, ο κόμβος κατατάσσεται στην κατηγορία των άκαμπτων κόμβων.

Η συμπεριφορά του κόμβου δοκού υποστυλώματος εκφράζεται μέσω της καμπύλης ροπής – στροφής, όπου η ροπή εκφράζει την εφαρμοζόμενη ροπή στη δοκό και η στροφή τη μεταβολή της γωνίας μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η ροπή αντοχής του κόμβου  $M_{j,Rd}$  προσδιορίζεται με τη βοήθεια των αντοχών των επιμέρους συστατικών. Εξετάζονται



τρεις χαρακτηριστικές περιοχές, η εφελκυστική, η θλιβόμενη και η διατεμνόμενη περιοχή, των οποίων προσδιορίζεται η αντοχή. Ο έλεγχος της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή κόμβων δοκού – υποστυλώματος εξασφαλίζεται με την ικανοποίηση του κριτηρίου:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1.00 \quad (5.1)$$

Αν η αξονική δύναμη  $N_{Ed}$  στο συνδεδεμένο μέλος υπερβαίνει το 5% της αντοχής σχεδιασμού  $N_{pl,Rd}$ , μπορεί να χρησιμοποιείται το συντηρητικό κριτήριο:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} \leq 1.00 \quad (5.2)$$

Παρατίθενται τα αποτελέσματα όπως προέκυψαν από το esjoint 14.[18]

## 2.2 Αποτελέσματα

### 2.2.1 Κρίσιμη φόρτιση

#### 2.2.1.1 1. Φόρτιση

Όνομα στοιχείου	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Αριστερό πέλμα	-39,00	0,00	22,00	0,00	31,00	0,00
Υποστυλώμα άνω	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Υποστυλώμα κάτω	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

#### 2.2.1.2 Σύνοψη

Ροπή αντοχής:

Αντοχή σε ροπή που χρησιμοποιείται:

Αξονική αντοχή σχεδιασμού:

Διατμητική αντοχή:

Αντοχή σε διάτμηση που χρησιμοποιείται:

Κρίσιμη συνιστώσα συγκολλήσεων:

Κρίσιμη αντοχή συγκόλλησης που χρησιμοποιείται:

Αρχική δυσκαμψία:

Τέμνουσα δυσκαμψία για την ροπή που εφαρμόζεται:

$M_{y,pl} = 135,13 \text{ kNm}$

23 % Επαρκής

$N_{t,pl} = 1287,46 \text{ kN}$

$V_{t,pl} = 460,93 \text{ kN}$

5 % Επαρκής

Συγκόλληση κορμού

40 % Επαρκής

$S_{y,pl} = 124161,94 \text{ kNm/rad}$

$S_{y,red} = 124161,94 \text{ kNm/rad}$

Κατάταξη δυσκαμψίας:

Κατηγορία αντοχής:

**Άκαμπος**

**Επιμέρους αντοχή**

Κρίσιμο συστατικό μέρος σε θλίψη:

Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση (6.2.6.1):

Κρίσιμο συστατικό μέρος σε εφελκυσμό:

Σειρά κοχλία 1

Μετωπική πλάκα σε κάμψη:

Μηχανισμός 2: Αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος

$V_{op,pl} = 412,24 \text{ kN}$

$F_{t1,pl} = 130,09 \text{ kN}$

#### 2.2.1.3 Ροπή αντοχής

Συστατικά μέρη σε θλίψη (EN 1993-1-8 6.2.6)

Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση (6.2.6.1):

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη (6.2.6.2):

Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη (6.2.6.7):

Τοπική ενίσχυση κορμού σε θλίψη (6.2.6.7(3)):

$V_{op,pl} = 412,24 \text{ kN}$

Όχι σχετικό!

$F_{c,th,pl} = 477,95 \text{ kN}$

$F_{c,th,pl} = 214,58 \text{ kN}$

Συστατικά μέρη σε εφελκυσμό (EN 1993-1-8 6.2.6)

Σειρά κοχλία 1

Μαγλοβραχίονας:

$z_1 = 445 \text{ mm}$

Μεμονωμένη σειρά κοχλιών

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό (6.2.6.3):

Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη (6.2.6.4):

Μετωπική πλάκα σε κάμψη (6.2.6.5):

Κορμός δοκού σε εφελκυσμό (6.2.6.8):

$F_{t,wc,pl} = 203,58 \text{ kN}$

$F_{t,c,pl} = 156,91 \text{ kN}$

$F_{t,op,pl} = 130,09 \text{ kN}$

Όχι σχετικό!

Κρίσιμη εφελκυστική δύναμη:

Μετωπική πλάκα σε κάμψη

Μηχανισμός 2: Αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος

$F_{t1,pl} = 130,09 \text{ kN}$

Σειρά κοχλία 2

Μαγλοβραχίονας:

$z_2 = 325 \text{ mm}$

Μεμονωμένη σειρά κοχλιών

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό (6.2.6.3):

Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη (6.2.6.4):

$F_{t,wc,pl} = 230,13 \text{ kN}$

$F_{t,c,pl} = 165,40 \text{ kN}$

Μετωπική πλάκα σε κάμψη (6.2.6.5):	$F_{\text{top,pl}} = 131,24 \text{ kN}$
Κορμός δοκού σε εφελκυσμό (6.2.6.8):	$F_{\text{top,pl}} = 293,12 \text{ kN}$
Κρίσιμη εφελκυστική δύναμη:	$F_{\text{c,pl}} = 131,24 \text{ kN}$
Μετωπική πλάκα σε κάμψη	
Μηχανισμός 2: Αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος	

Σειρά κοχλία 3

Μοχλοβραχίονας:	$z_c = 255 \text{ mm}$
Μεμονωμένη σειρά κοχλιών	
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό (6.2.6.3):	$F_{\text{top,pl}} = 230,13 \text{ kN}$
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη (6.2.6.4):	$F_{\text{top,pl}} = 171,11 \text{ kN}$
Μετωπική πλάκα σε κάμψη (6.2.6.5):	$F_{\text{top,pl}} = 131,23 \text{ kN}$
Κορμός δοκού σε εφελκυσμό (6.2.6.8):	$F_{\text{top,pl}} = 293,10 \text{ kN}$
Ομάδα σειρών κοχλιών 2-3	
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό (6.2.6.3):	$F_{\text{top,pl}} = 353,98 \text{ kN}$
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη (6.2.6.4):	$F_{\text{top,pl}} = 289,89 \text{ kN}$
Μετωπική πλάκα σε κάμψη (6.2.6.5):	$F_{\text{top,pl}} = 226,57 \text{ kN}$
Κορμός δοκού σε εφελκυσμό (6.2.6.8):	$F_{\text{top,pl}} = 401,69 \text{ kN}$
Κρίσιμη εφελκυστική δύναμη:	$F_{\text{c,pl}} = 95,33 \text{ kN}$
Ομάδα σειρών κοχλιών 2-3	
Μετωπική πλάκα σε κάμψη	
Μηχανισμός 2: Αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος	

Σειρά κοχλία 4

Μοχλοβραχίονας:	$z_c = 185 \text{ mm}$
Μεμονωμένη σειρά κοχλιών	
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό (6.2.6.3):	$F_{\text{top,pl}} = 230,13 \text{ kN}$
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη (6.2.6.4):	$F_{\text{top,pl}} = 171,11 \text{ kN}$
Μετωπική πλάκα σε κάμψη (6.2.6.5):	$F_{\text{top,pl}} = 140,72 \text{ kN}$
Κορμός δοκού σε εφελκυσμό (6.2.6.8):	$F_{\text{top,pl}} = 208,61 \text{ kN}$
Ομάδα σειρών κοχλιών 3-4	
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό (6.2.6.3):	$F_{\text{top,pl}} = 367,55 \text{ kN}$
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη (6.2.6.4):	$F_{\text{top,pl}} = 295,60 \text{ kN}$
Μετωπική πλάκα σε κάμψη (6.2.6.5):	$F_{\text{top,pl}} = 236,05 \text{ kN}$
Κορμός δοκού σε εφελκυσμό (6.2.6.8):	$F_{\text{top,pl}} = 450,44 \text{ kN}$
Ομάδα σειρών κοχλιών 2-4	
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό (6.2.6.3):	$F_{\text{top,pl}} = 408,85 \text{ kN}$
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη (6.2.6.4):	$F_{\text{top,pl}} = 414,38 \text{ kN}$
Μετωπική πλάκα σε κάμψη (6.2.6.5):	$F_{\text{top,pl}} = 331,39 \text{ kN}$
Κορμός δοκού σε εφελκυσμό (6.2.6.8):	$F_{\text{top,pl}} = 559,02 \text{ kN}$
Κρίσιμη εφελκυστική δύναμη:	$F_{\text{c,pl}} = 55,59 \text{ kN}$
Ομάδα σειρών κοχλιών 2-4	
Μετωπική πλάκα σε κάμψη	
Μηχανισμός 2: Αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος μειωμένο από τον κορμό του υποστυλώματος σε διάτμηση	

Σειρά κοχλία 5

Κανένας εφελκυσμός στην σειρά κοχλιών εξαιτίας της μείωσης από τα θλιβόμενα συστατικά μέρη!

Σειρά κοχλία 6

Κανένας εφελκυσμός στην σειρά κοχλιών εξαιτίας της μείωσης από τα θλιβόμενα συστατικά μέρη!

Ροπή αντοχής:	$M_{\text{R,pl}} = 135,13 \text{ kNm}$
Αντοχή σε ροπή που χρησιμοποιείται:	23 % Επαρκής
Κατηγορία αντοχής:	<b>Επιμέρους αντοχή</b>

#### 2.2.1.4 Αξονική αντοχή σχεδιασμού

Αντοχή σε θλίψη

Αριθμός πελάτων σε θλίψη:	3
Κρίσιμο συστατικό μέρος σε θλίψη:	$F_{c,pld} = 429,15 \text{ kN}$
Αξονική αντοχή σχεδιασμού:	$N_{t,pld} = 1287,46 \text{ kN}$

#### 2.2.1.5 Διατμητική αντοχή

Κοχλίες σε διάτμηση (EN 1993-1-8 3.6)

Κοχλίες σε συνδυασμένη διάτμηση και εφελκυσμό:	$F_{v,pld} = 573,54 \text{ kN}$
--	---------------------------------

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας (EN 1993-1-8 3.6)

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας στο πέλμα του υποστυλώματος:	$F_{b,c,pld} = 1728,00 \text{ kN}$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας στη μετωπική πλάκα:	$F_{b,ep,pld} = 1636,27 \text{ kN}$

Αντοχή συγκόλλησης (EN 1993-1-8 4.5)

Συγκόλληση στον κορμό σε διάτμηση:	$F_{w,pld} = 460,93 \text{ kN}$
------------------------------------	---------------------------------

Διατμητική αντοχή:

Αντοχή σε διάτμηση που χρησιμοποιείται:	$V_{t,pld} = 460,93 \text{ kN}$ 5 % Επαρκής
---	--

#### 2.2.1.6 Αντοχή συγκόλλησης

Αντοχή συγκόλλησης κορμού:

Αντοχή των συγκολλήσεων που χρησιμοποιείται:	$F_{w,pld} = 460,93 \text{ kN}$ 40 % Επαρκής
--	---

Αντοχή συγκόλλησης άνω πέλματος:

Αντοχή των συγκολλήσεων που χρησιμοποιείται:	$F_{w,pld} = 178,24 \text{ kN}$ 0 % Επαρκής
--	--

Αντοχή συγκόλλησης κάτω πέλματος:

Αντοχή των συγκολλήσεων που χρησιμοποιείται:	$F_{w,pld} = 178,24 \text{ kN}$ 0 % Επαρκής
--	--

Αντοχή συγκόλλησης κάτω πέλματος της τοπικής ενίσχυσης:

Αντοχή των συγκολλήσεων που χρησιμοποιείται:	$F_{w,pld} = 194,67 \text{ kN}$ 0 % Επαρκής
--	--

#### 2.2.1.7 Δυσκαμψία

Συντελεστές δυσκαμψίας συστατικών μερών σε θλίψη (EN 1993-1-8 6.3.2)

Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση:	Όχι σχετικό!
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό:	Όχι σχετικό!

Συντελεστές δυσκαμψίας συστατικών μερών σε εφελκυσμό (EN 1993-1-8 6.3.2)

Σειρά κοχλία 1

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό:	$k_{c1} = 3,65 \text{ mm}$
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη:	$k_{c2} = 18,85 \text{ mm}$
Μετωπική πλάκα σε κάμψη:	$k_{c3} = 14,21 \text{ mm}$
Κοχλίες σε εφελκυσμό:	$k_{c4} = 5,58 \text{ mm}$

Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας (6.30):	$k_{eff,1} = 1,73 \text{ mm}$
--	-------------------------------

Σειρά κοχλία 2

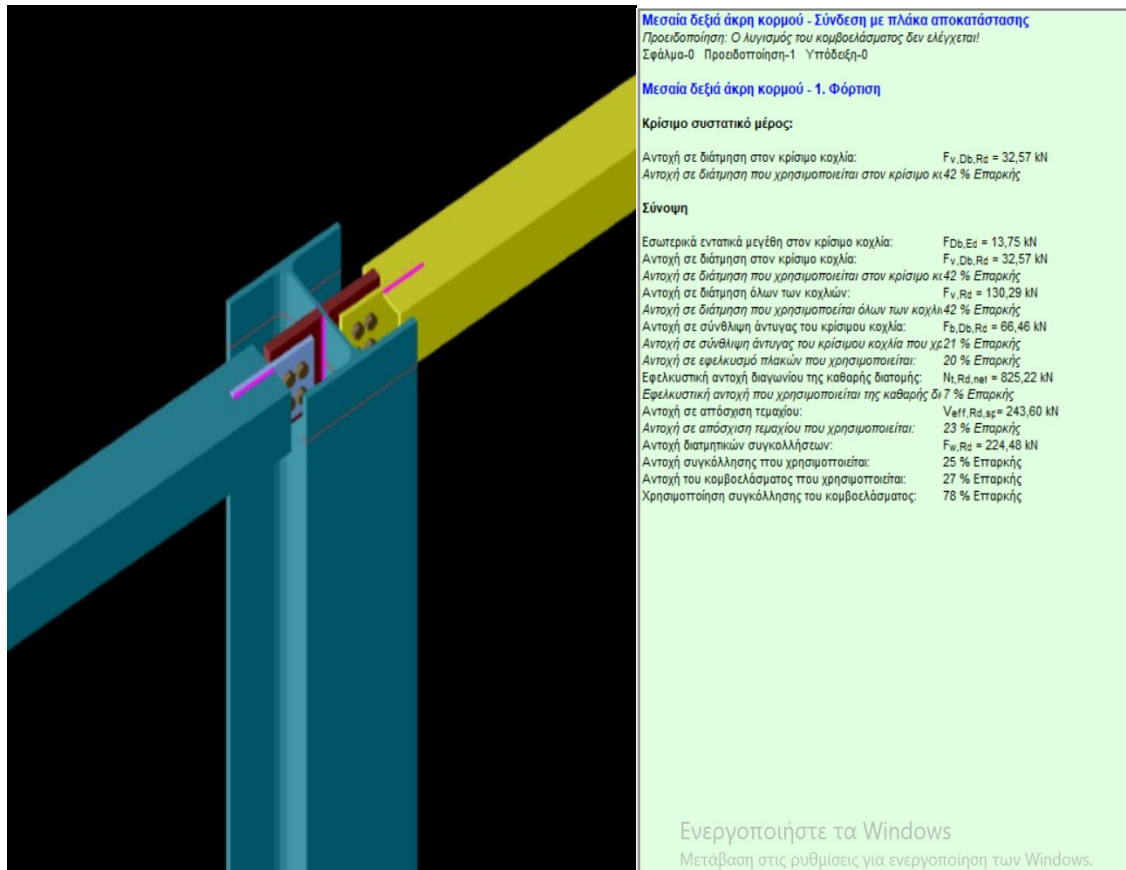


#### Τεύχος κάμβου

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό: Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη: Μετωπική πλάκα σε κάμψη: Κοχλίες σε εφελκυσμό:	$k_y = 3,48 \text{ mm}$ $k_z = 18,01 \text{ mm}$ $k_y = 4,38 \text{ mm}$ $k_{10} = 5,58 \text{ mm}$
Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας (6.30):	$k_{eff} = 1,33 \text{ mm}$
Σειρά κοχλία 3	
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό: Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη: Μετωπική πλάκα σε κάμψη: Κοχλίες σε εφελκυσμό:	$k_y = 2,08 \text{ mm}$ $k_z = 10,73 \text{ mm}$ $k_y = 2,37 \text{ mm}$ $k_{10} = 5,58 \text{ mm}$
Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας (6.30):	$k_{eff} = 0,85 \text{ mm}$
Σειρά κοχλία 4	
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό: Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη: Μετωπική πλάκα σε κάμψη: Κοχλίες σε εφελκυσμό:	$k_y = 2,08 \text{ mm}$ $k_z = 10,73 \text{ mm}$ $k_y = 4,55 \text{ mm}$ $k_{10} = 5,58 \text{ mm}$
Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας (6.30):	$k_{eff} = 1,03 \text{ mm}$
Σειρά κοχλία 5	
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό: Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη: Μετωπική πλάκα σε κάμψη: Κοχλίες σε εφελκυσμό:	$k_y = 2,08 \text{ mm}$ $k_z = 10,73 \text{ mm}$ $k_y = 4,89 \text{ mm}$ $k_{10} = 5,58 \text{ mm}$
Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας (6.30):	$k_{eff} = 1,04 \text{ mm}$
Σειρά κοχλία 6	
Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό: Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη: Μετωπική πλάκα σε κάμψη: Κοχλίες σε εφελκυσμό:	$k_y = 3,48 \text{ mm}$ $k_z = 18,01 \text{ mm}$ $k_y = 4,64 \text{ mm}$ $k_{10} = 5,58 \text{ mm}$
Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας (6.30):	$k_{eff} = 1,36 \text{ mm}$
Ισοδύναμος μοχλοβραχίονας (6.31): Ισοδύναμος συντελεστής δυσκαμψίας (6.29):	$z_{eq} = 329,76 \text{ mm}$ $k_{eq} = 5,44 \text{ mm}$
Αρχική δυσκαμψία: Τέμνουσα δυσκαμψία για την ροπή που εφαρμόζεται: Κατάξη δυσκαμψίας:	$S_{1,rot} = 124161,94 \text{ kNm/rad}$ $S_{1,trans} = 124161,94 \text{ kNm/rad}$ <b>Άκαμπτος</b>

## 5.5 Σύνδεση Κεφαλοδοκού

Για τη σύνδεση της κεφαλοδοκού με το υποστύλωμα επιλέχθηκαν 4 κοχλίες M12 ποιότητας 6.8 δύο σειρών και έλασμα σύνδεσης ποιότητας S235, διαστάσεων 130x190x10, το οποίο συγκολλήθηκε με εξωραφή πάχους 3mm και μήκους 94mm. Επίσης επιλέχθηκε κομβοέλασμα ποιότητας S235, πλάτους 125mm, ύψους 170mm και πάχους 20mm, το οποίο συγκολλήθηκε με εξωραφή πάχους 3mm σε όλο το μήκος επαφής του με τον κορμό του υποστυλώματος. Η σύνδεση καταπονείται από αξονική δύναμη  $N_{Ed}=55$  kN.



Σχήμα 5.6: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης κεφαλοδοκού – υποστυλώματος

## 6 Σχεδιασμός έναντι Πυρκαγιάς

### 6.1 Περιγραφή φαινομένου

Σε περίπτωση πυρκαγιάς η θερμοκρασία του χώρου μέσα στον οποίο εκδηλώνεται αυξάνεται. Η θερμοκρασία των δομικών στοιχείων από χάλυβα παρακολουθεί την αύξηση αυτή με κάποια χρονική υστέρηση (ανάλογα με το βαθμό μόνωσης των στοιχείων αυτών). Η αντοχή του χάλυβα απομειώνεται με την αύξηση της θερμοκρασίας του. Εάν επομένως, κάποιος παράγοντας δεν αναστείλει την αύξηση της θερμοκρασίας του χάλυβα και της βαθμιαίας μείωσης της αντοχής, μετά την πάροδο κάποιου χρονικού διαστήματος από την έναρξη της πυρκαγιάς τα φορτία που υπάρχουν επί της κατασκευής θα καταστούν οριακά και θα προκαλέσουν αστοχία.[21]

### 6.2 Κανονισμοί

Το πλαίσιο αντιμετώπισης της πυρκαγιάς ως φόρτισης αποτελεί αντικείμενο των κανονισμών :

- **ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1 – Μέρος 1.2 (EN1991-1-2)**

Δράσεις επί κατασκευών εκτεθειμένων σε πυρκαγιά

Η πυρκαγιά αντιμετωπίζει ως τυχηματική φόρτιση :

$$E_{fi,d,t} = \Sigma G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.1)$$

- **ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3 – Μέρος 1.2 (EN1993-1-2)**

Γενικοί Κανόνες – Σχεδιασμός δομικών στοιχείων έναντι πυρκαγιάς.

Το κριτήριο της ευστάθειας για ένα δομικό στοιχείο ικανοποιείται, όταν κατά τη διάρκεια της έκθεσης στην πυρκαγιά για χρόνο t.

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \quad (6.2)$$

όπου :

$E_{fi,d,t}$  : Δράση Σχεδιασμού (Ευρωκώδικες 0 και 1)

$R_{fi,d,t}$  : Αντίστοιχη Αντίσταση Σχεδιασμού του δομικού στοιχείου στον χρόνο t

Οι απαιτούμενοι κατά περίπτωση κτιρίου δείκτες πυραντίστασης και τα λοιπά μέτρα πυροπροστασίας και πυρασφάλειάς τους καθορίζονται στον **Κανονισμό Πυροπροστασίας Κτιρίων (Π.Δ. 41/2018)**.

### 6.3 Δείκτης πυραντίστασης

Ορίζεται ως το χρονικό διάστημα από την έναρξη της πυρκαγιάς μέχρι την αστοχία της κατασκευής. Στα έργα ο δείκτης αυτός αξιολογείται, και εφόσον απαιτείται χρησιμοποιείται μόνωση των δομικών στοιχείων, ώστε ο δείκτης αυτός να βρίσκεται μέσα ε όρια καθοριζόμενα από τους κανονισμούς.

Καθορίζονται 3 κριτήρια για να ορίσουν την πυραντίσταση:

- R: Ευστάθεια (Load Bearing Function)
- E: Ακεραιότητα (Integrity Separating Function)
- I: Αντίσταση στη δίοδο της θερμότητας (Thermal Insulating Separation Function)

Το τμήμα του Ευρωκώδικα 3 που ασχολείται με τον σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς καλύπτει μόνον το κριτήριο της ευστάθειας R.

Ο ελάχιστος επιτρεπόμενος δείκτης πυραντίστασης για την κατασκευή προκύπτει **t=90 min** από τον **Κανονισμό Πυροπροστασίας Κτιρίων (Π.Δ. 41/2018)**.

ΕΛΑΧΙΣΤΟΙ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΟΙ ΔΕΙΚΤΕΣ ΠΥΡΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ								
Κατ/ρία	Χρήση	Υποκ/ρία	Ελάχιστος δείκτης πυραντίστασης (λεπτά της ώρας)					
			Υπόγειοι όροφοι			Υπέργειοι όροφοι		
			ύψους > 10 μ. *	ύψους ≤ 10 μ. *	έως 2 ορόφ. και ≤ 5 μ. (ανώτατη στάθμη δαπέδου)	από 3 έως 6 οροφ. και ≤ 15 μ. *	από 7 έως 10 οροφ. και ≤ 27 μ. *	> 27 μ.
A	Κατοικία		90	60	30	60	90	120
B	Προσωρινή Διαμονή		90	60	30	60	90	120
Γ	Χώροι Συνάθροισης Κοινού		120	90	60	90	120	180
Δ	Εκπαίδευση		90	60	30	60	90	120
E	Υγεία και Κοινωνική Πρόνοια		120	90	60	90	120	180
Z	Σωφρονισμός		120	90	60	90	120	180
H	Εμπόριο		120	90	60	90	120	180
Θ	Γραφεία		90	60	30	60	90	120
I	Βιομηχανία - Βιοτεχνία**	Z1	120	90	60	90	120	
		Z2	180	120	90	120	180	
		Z3	240	180	90	180	240	
K	Αποθήκευση**	Z1	120	90	90	120	180	
		Z2	240	180	120	180	240	
		Z3		240	180	180	240	
Λ	Στάθμευση και πρατήρια υγρών καυσίμων***	Λ <sub>1</sub> , Λ <sub>2</sub> ανοικτά	-	-	30	60	90	
		Λ <sub>1</sub> , Λ <sub>2</sub> , Λ <sub>3</sub> , κλειστά και Λ <sub>4</sub>	120	90	60	90	120	180

Σχήμα 6.1 Ελάχιστος απαιτούμενος δείκτης πυραντίστασης

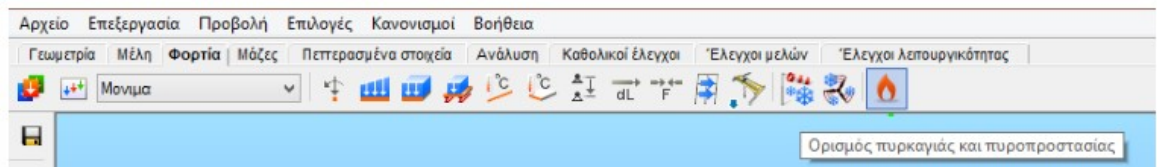


## 6.4 Επίδραση Πυρκαγιάς και Προστασία

Αρχικά έγινε ανάλυση της κατασκευής χωρίς πυροπροστασία και στη συνέχεια με την επένδυση των πάνελ.

Το Consteel δίνει την δυνατότητα αυτόματου υπολογισμού του φορτίου της πυρκαγιάς στην κατασκευή σύμφωνα με τα πρότυπα του EN 1991-1-2.

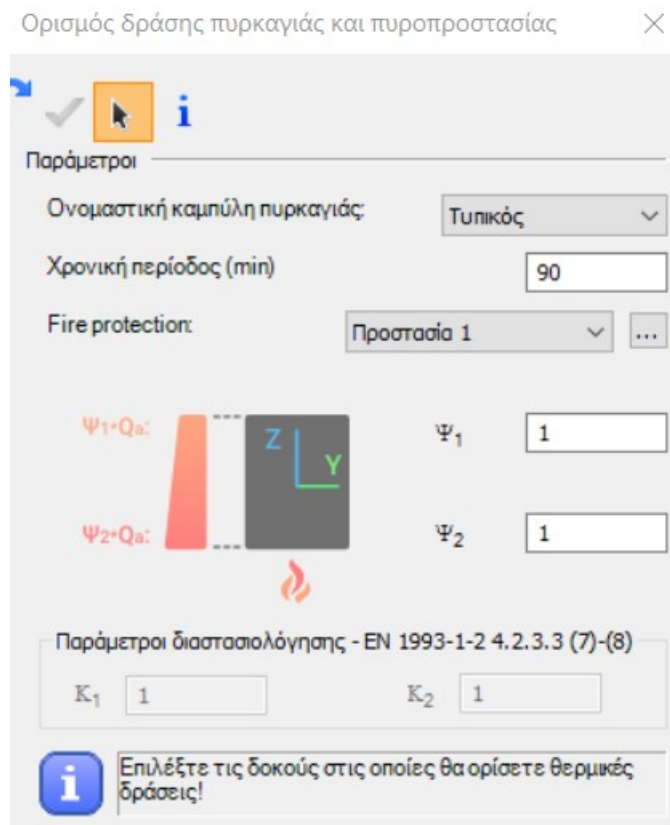
Για να ξεκινήσει η διαδικασία πρέπει να οριστούν η επίδραση της πυρκαγιάς και η πυροπροστασία.



Σχήμα 6.2 Ορισμός πυρκαγιάς και πυροπροστασίας στο Consteel

Η πρώτη επιλογή είναι να καθοριστεί η ονομαστική καμπύλη πυρκαγιάς σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες στην δική μας περίπτωση επιλέχθηκε η **Πρότυπη**.

Η δεύτερη γίνεται μέσω του καθορισμού της χρονικής περιόδου **αντίστασης t=90 min** όπως αναφέρθηκε στο **6.3**.



Σχήμα 6.3 Ορισμός δράσης πυρκαγιάς και πυροπροστασίας στο Consteel

Έπειτα καθορίζεται κάποιο υλικό πυροπροστασίας ή η μη ύπαρξη αυτής. Αν επιλεγεί ότι κάποιο στοιχείο θα είναι προστατευμένο τότε πρέπει να καθοριστεί το υλικό μόνωσης και το πάχος αντίστοιχα ενώ από την σχετική λίστα θα πρέπει επίσης να καθοριστεί και η ποιότητα του υλικού για τον υπολογισμό της επίδρασης της πυρκαγιάς με βάση το πρότυπο EN 1993-1-2-4.5.

Στη δική μας περίπτωση αρχικά επιλέχθηκε η μη ύπαρξη πυροπροστασίας και στη συνέχεια η επένδυση με υαλοβάμβακα, πάχος 12mm και ορθογωνικός εγκιβωτισμός ενιαίου πάχους, εκτεθειμένος σε πυρκαγιά από όλες τις πλευρές.

Ορισμός πυροπροστασίας

Όνομα: SHS ΟΛΕΣ ΤΙΣ ΠΛΕΥΡΕΣ

Μη προστατευμένο

Προστατευμένο (EN 13381-1,2 και 4)

Παθητική προστασία

- μονωτικό υλικό: Επένδυση με γυψοσανίδες

- πάχος: 0 mm

Προστασία αντίδρασης

- βαφή επικάλυψης

Κατάταξη κατά τον EN 1993-1-2 4.2.5. πίνακας 4.2 και 4.3

RHS, SHS ή συγκαλλητές κλειστές διατομές με ομοιόμορφο πάχος εκτεθειμένες σε πυρκαγιά σε όλες τις πλευρές.

Νέο Διαγραφή Κλείσιμο Εφαρμογή

Σχήμα 6.4 Μη ύπαρξη πυροπροστασίας

Ορισμός πυροπροστασίας

Όνομα: Προστασία 1

Μη προστατευμένο

Προστατευμένο (EN 13381-1,2 και 4)

Παθητική προστασία

- μονωτικό υλικό: Επένδυση με υαλοβάμβακα

- πάχος: 12 mm

Προστασία αντίδρασης

- βαφή επικάλυψης

Κατάταξη κατά τον EN 1993-1-2 4.2.5. πίνακας 4.2 και 4.3

Ορθογωνικός εγκιβωτισμός ενιαίου πάχους, εκτεθειμένος σε πυρκαγιά από όλες τις πλευρές

Νέο Διαγραφή Κλείσιμο Εφαρμογή

Σχήμα 6.5 Ορισμός πυροπροστασίας με υαλοβάμβακα στο Consteel

Στη συνέχεια έγινε η τοποθέτηση των φορτίων στα μέλη της κατασκευής και έγινε η ανάλυση του φορέα. Κατά τη διάρκεια δημιουργίας των πεπερασμένων στοιχείων το Consteel υπολογίζει τη θερμοκρασία του χάλυβα και το μειωμένο μέτρο ελαστικότητας.

Η ανάλυση για τους τυχηματικούς συνδυασμού φορτίων πυρκαγιάς εκτελούνται στο καθολικό επίπεδο. Για το λόγο αυτό οι υπολογιζόμενες παραμορφώσεις και οι εσωτερικές

δυνάμεις περιλαμβάνουν την επίδραση της διαστολής καθώς και το μειωμένο μέτρο ελαστικότητας αυτών των μελών τα οποία υποβάλλονται σε φορτία πυρκαγιάς. [20]

## 6.5 Σχεδιασμός στο Consteel

Το ConSteel εκτελεί τους ελέγχους αντίστασης των διατομών για όλα τα μέλη τα οποία υποβάλλονται σε φορτία πυρκαγιάς χρησιμοποιώντας τους κατάλληλους τύπους του προτύπου του ευρωκώδικα 3.

### Κατηγοριοποίηση της διατομής (EN 1993-1-2 4.2.2)

Οι διατομές κατηγοριοποιούνται όπως στην κανονική θερμοκρασία (EN 1993-1-1) αλλά χρησιμοποιείται η μειωμένη τιμή για το  $\varepsilon$ .

$$\varepsilon = 0,85 \cdot \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0,5}$$

### Εφελκυσμός (EN 1993-1-2 4.2.3.1)

Ομοιόμορφη θερμοκρασία ((1))

$$N_{t,fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot N_{pl,Rd} \quad (\text{κατηγορία 1-4})$$

όπου

$k_{y,\theta}$  τιμή βασισμένη στη λειτουργία του πίνακα 3.1

$N_{pl,Rd}$  βασισμένη στην κανονική περίπτωση

Ανομοιόμορφη θερμοκρασία ((2))

$$N_{t,fi,t,Rd} = A_{non-t} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (\text{κατηγορία 1-4})$$

### Θλίψη (Κατηγορία 1-3: EN 1993-1-2 4.2.3.2, Κατηγορία 4: + Παράρτημα Ε.2)

Ομοιόμορφη θερμοκρασία ((1))

$$N_{c,fi,t,Rd} = A \cdot \frac{k_{y,\theta} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (\text{κατηγορία 1-3})$$

$$N_{c,fi,t,Rd} = A_{eff} \cdot \frac{k_{p0,2,\theta} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (\text{κατηγορία 4})$$

όπου

$k_{p0,2,\theta}$  τιμή βασισμένη στη λειτουργία του πίνακα 3.1

Ανομοιόμορφη θερμοκρασία ((6))

Στον συντηρητικό τρόπο, περίπτωση (1) όπου  $\theta_a = \theta_{a,max}$

**Κάμψη (EN 1993-1-2 κατηγ. 1-2: 4.2.3.3; κατηγ. 3: 4.2.3.4; κατηγ. 4: + Παράρτημα Ε.2)**

Ομοιόμορφη θερμοκρασία ((1))

$$M_{f_i, \theta, Rd} = k_{y, \theta} \cdot \frac{\gamma_{M, \theta}}{\gamma_{M, fi}} \cdot M_{Rd}$$

όπου  $M_{Rd} = M_{pl, Rd}$  ή στην περίπτωση της διάτμησης  $M_{Rd} = M_{y, Rd}$  (Κατηγ. 1-2)

$M_{Rd} = M_{el, Rd}$  ή στην περίπτωση της διάτμησης  $M_{Rd} = M_{y, Rd}$  (Κατηγ. 3)

$M_{Rd} = M_{eff, Rd}$  (κατηγ. 4)

$k_{y, \theta}$  τιμή βασισμένη στη λειτουργία του πίνακα 3.1

Ανομοιόμορφη θερμοκρασία ((2))

$$M_{f_i, \theta, Rd} = W_{pl, non, I} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M, fi}} \quad (\text{Κατηγ. 1-2})$$

$$M_{f_i, \theta, Rd} = k_{y, \theta, max} \cdot \frac{\gamma_{M, \theta}}{\gamma_{M, fi}} \cdot \frac{I}{\kappa_1 \cdot \kappa_2} M_{el, Rd} \quad (\text{Κατηγ. 3})$$

όπου  $\kappa_1 = 0,7$  αν υπάρχει προσασία=1 και  $m_{\text{συντελ\_διατομής}}=2,3$  ή 10

$\kappa_1 = 0,85$  αν υπάρχει προσασία=2 και  $m_{\text{συντελ\_διατομής}}=3$  ή 4

$\kappa_1 = 1,0$  σε άλλες περιπτώσεις

$\kappa_2 = 1,0$  συντηρητική τιμή

$$M_{f_i, \theta, Rd} = k_{p0,2, \theta, max} \cdot \frac{\gamma_{M, \theta}}{\gamma_{M, fi}} \cdot \frac{I}{\kappa_1 \cdot \kappa_2} M_{eff, Rd} \quad (\text{Κατηγ. 4})$$

**Διάτμηση (EN 1993-1-2 κατηγ. 1-2: 4.2.3.3(6); κατηγ. 3: 4.2.3.4(4); κατηγ. 4: + Παραρτ. Ε.2)**

Ομοιόμορφη θερμοκρασία

$$V_{f_i, \theta, Rd} = k_{y, \theta, web} \cdot \frac{\gamma_{M, \theta}}{\gamma_{M, fi}} \cdot V_{Rd} \quad (\text{Class 1-4})$$

Ανομοιόμορφη θερμοκρασία

$k_{y, \theta, web}$  το σημείο με την υψηλότερη θερμοκρασία στο κορμό

Στην περίπτωση σύνθετης εσωτερικής δύναμης το *ConSteel* χρησιμοποιεί τον τύπο της συντηρητικής αλληλεπίδρασης όπου αμελείται η επίδραση της διάτμησης:

$$\frac{N_{f_i, Ed}}{N_{f_i, \theta, Rd}} + \frac{M_{y, fi, Ed}}{M_{y, fi, \theta, Rd}} + \frac{M_{z, fi, Ed}}{M_{z, fi, \theta, Rd}} \leq 1$$

#### Αντίσταση καθολικής ευστάθειας

Για να υπολογιστεί η αντίσταση καθολικής ευστάθειας στην περίπτωση σχεδιασμού έναντι πυρκαγιάς, το *ConSteel* χρησιμοποιεί την Γενική μέθοδο που υπάρχει στους Ευρωκώδικες (EN 1993-1-1 6.3.4) όπως και στην κανονική θερμοκρασία αλλά με την χρήση των κατάλληλων καμπυλών λυγισμού:

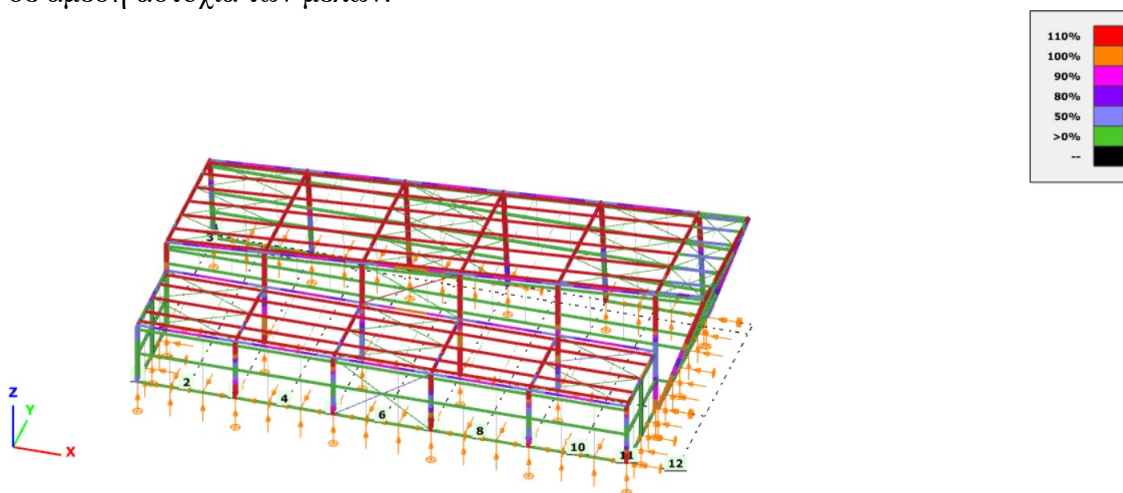
Για θλίψη:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}}$$

Για κάμψη:

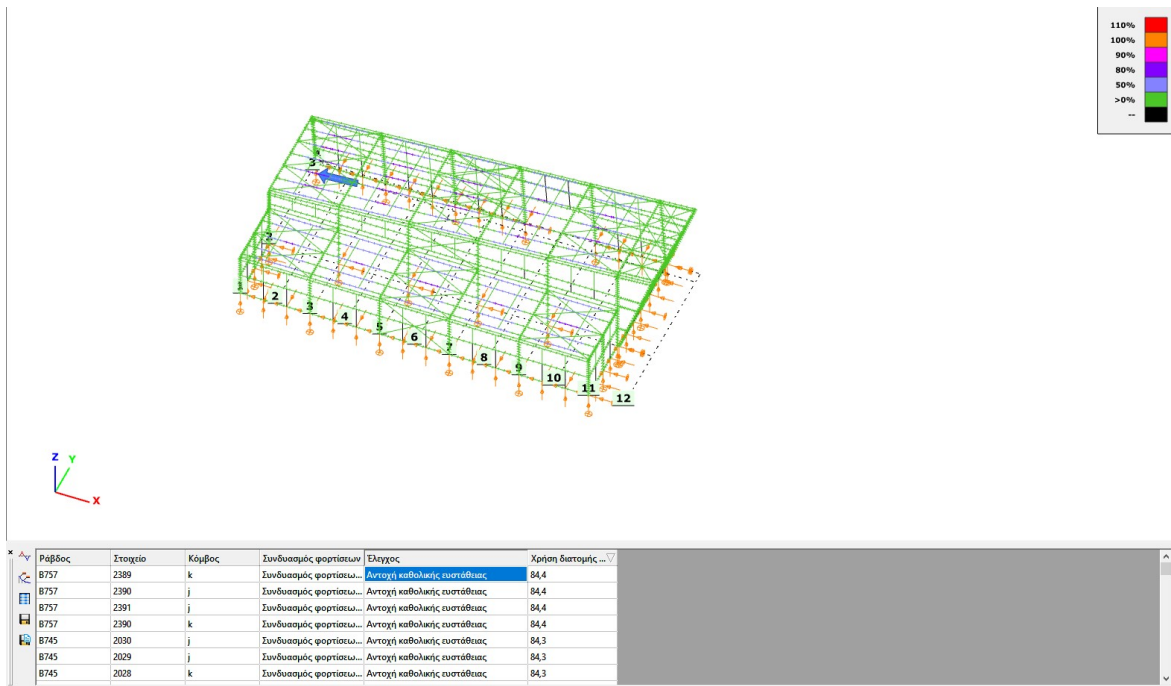
$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{\phi_{LT,\theta,com}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2}}$$

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης προέκυψε ότι η μη ύπαρξη πυροπροστασίας θα οδηγούσε σε άμεση αστοχία των μελών.



Σχήμα 6.6 Αστοχία των μελών από πυρκαγιά

Ενώ με την ύπαρξη πυροπροστασίας των πάνελ από υαλοβάμβακα η κατασκευή ικανοποιεί τους ελέγχους έναντι του φαινομένου. Το δυσμενέστερα μέλη έναντι του φορτίου προέκυψαν οι τεγίδες λόγω της αμφιαρθρωτής στήριξής τους η οποία δεν τους δίνει την δυνατότητα ανακατανομής της έντασης στον υπόλοιπο φορέα.



Σχήμα 6.7 Απεικόνιση ποσοστών εκμετάλλευσης για πυρκαγιά

## 7 Συμπεράσματα

Για τον έλεγχο ευστάθειας της κατασκευής, εφαρμόστηκε η Γενική Μέθοδος 6.3.4 του Ευρωκώδικα 3, για την οποία χρειάστηκε λόγω της περιπλοκότητας του φορέα, πρώτες ιδιομορφές να εμφανίζονται όσο το δυνατόν καθολικές για την κατασκευή στην ανάλυση λυγισμού. Αυτό διότι, είναι σημαντικό να λαμβάνεται για κάθε μέλος απ' την ανάλυση ευαισθησίας που εκτελεί το λογισμικό, ιδιομορφή που προσεγγίζει την πραγματική παραμόρφωση του φορέα. Επειδή οι καθολικές ιδιομορφές εξαρτώνται εκτός από την συνολική δυσκαμψία και απ' την συμπεριφορά των υποστυλωμάτων, κρίθηκε σημαντικό οι διατομές των υπόλοιπων μελών που συμμετέχουν στον λυγισμό (κυρίως των δοκών), να έχουν γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τα οποία, προδίδουν μεν τις απαιτούμενες αντοχές για τους ελέγχους, μορφώνουν παράλληλα δε με τα υποστυλώματα πλαίσια που συμπεριφέρονται καθολικά. Ως αποτέλεσμα, προέκυψε μια δύσκαμπτη κατασκευή. Αυτό βέβαια, οφείλεται και στο ότι μελετήθηκε σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας με ελαστική ανάλυση 1ης τάξης, καθώς οι ιδιομορφές λυγισμού που προέκυψαν για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων, αντιστοιχούσαν σε μεγάλους συντελεστές κρίσιμου φορτίου και συνεπώς αγνοήθηκαν οι επιρροές δεύτερης τάξης. [19,20]

Στην κατασκευή χρησιμοποιήθηκαν πάνελ από σύνθετο υαλοβάμβακα αντί πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος ή χαλυβδόφυλλου όπως συνηθίζεται για μεταλλικές κατασκευές. Αυτό μείωσε αρκετά το βάρος της κατασκευής αλλά και την έκανε πιο εύκαμπτη πράγμα όμως που δεν δημιούργησε πρόβλημα στον έλεγχο του φορέα.

Τέλος ενδιαφέρον παρουσίασε ο έλεγχος σε πυρκαγιά χωρίς τη χρήση βαφής επικάλυψης ή της παρουσίας πλάκας ο.σ. παρά μόνο την χρήση των πάνελ. Από την ανάλυση με και χωρίς πυροπροστασία προέκυψε ότι η χρήση των πάνελ ήταν καταλυτική για την προστασία του κτιρίου έναντι πυρκαγιάς.

## 8 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές-Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανάπουλος Π., (2016). «Σχεδιασμός σύμμικτων γεφυρών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Αντωνοδημητράκη Σ.Α. (2018). «Επιλογή μεθόδων ανάλυσης και σχεδιασμού μεταλλικών πλαισίων». Μεταπτυχιακή εργασία, Ε.Μ.Π, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
6. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
7. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003
8. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005
9. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
10. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
11. Szalai J., Papp F. (2011). “Theory and application of the general method of
12. Eurocode 3 Part 1-1”. 6th European Conference on Steel and Composite Structures. Edited by Dunai L et al. Budapest, Hungary
13. Szalai J. “Global analysis based stability design for steel structures”
14. EN-1991-1-2, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-2: Γενικές Δράσεις – Δράσεις σε φορείς που εκτίθενται σε πυρκαγιά
15. EN-1993-1-2, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-2: Σχεδιασμός δομικών στοιχείων έναντι πυρκαγιάς
16. EN-1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
17. Κανονισμός Πυροπροστασίας Κτιρίων (Π.Δ. 41/2018)
18. Κατσαμούνης Γεώργιος, Διπλωματική Εργασία: «Σχεδιασμός βιομηχανικού μεταλλικού κτιρίου»
19. Παναγιωτόπουλος Σταύρος, Διπλωματική Εργασία: «Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με γυάλινη πρόσοψη»
20. Ergocad, Consteel 12: «Ολοκληρωμένος οδηγός χρήσης, Ελληνική έκδοση με ευρωκώδικες»



21. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Δομοστατικής, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών: «Σιδηρές Κατασκευές ΙΙ, Διάλεξη 5, Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα έναντι πυρκαγιάς»,2018