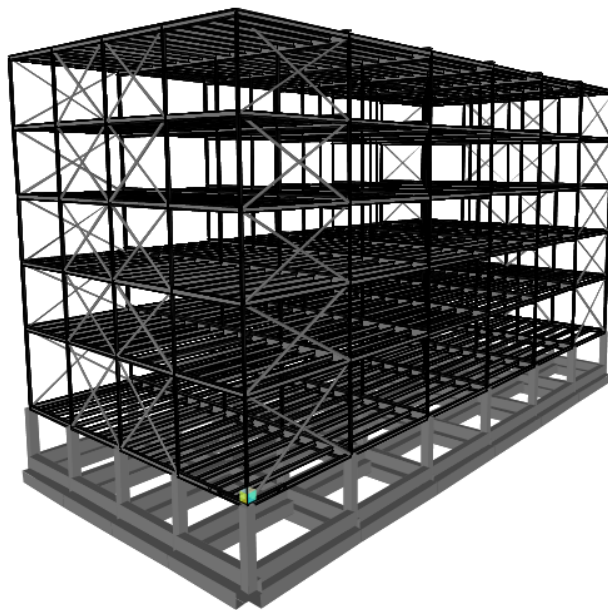




**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

**«Σχεδιασμός Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων με εναλλακτικές θέσεις συνδέσμων δυσκαμψίας»**



**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΚΥΡΙΑΚΟΣ Π. ΚΟΥΤΣΟΣ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ**

**ΑΘΗΝΑ , ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2017**

**ΕΜΚ ΔΕ 2017/41**



# 1. Περιεχόμενα

<b>Ευχαριστίες.....</b>	<b>-3-</b>
<b>1 Εισαγωγή .....</b>	<b>- 5 -</b>
1.1 Αντικείμενο Μελέτης .....	- 5 -
1.2 Γενικά στοιχεία του υπό μελέτη έργου .....	- 5 -
1.2.1 Το κτίριο .....	- 5 -
1.2.2 Φέρων οργανισμός .....	- 7 -
1.2.3 Εξωτερική τοιχοποιία.....	- 8 -
1.2.4 Εσωτερικά διαχωριστικά .....	- 8 -
1.2.5 Ψευδοροφές .....	- 8 -
1.3 Κανονισμοί .....	- 8 -
1.4 Υλικά .....	- 9 -
1.4.1 Δομικός Χάλυβας.....	- 9 -
1.4.2 Σκυρόδεμα .....	- 9 -
1.4.3 Κατασκευαστικός Χάλυβας.....	- 9 -
1.4.4 Διατμητικοί ήλοι .....	- 9 -
1.5 Δράσεις επί της κατασκευής .....	- 10 -
1.5.1 Γενικά.....	- 10 -
1.5.2 Μόνιμες δράσεις.....	- 10 -
1.5.3 Μεταβλητές δράσεις.....	- 10 -
1.5.4 Δράσεις ανέμου .....	- 11 -
1.5.5 Φορτίο χιονιού .....	- 22 -
1.5.6 Σεισμικές δράσεις .....	- 23 -
1.6 Οριακές Καταστάσεις Κατασκευής .....	- 27 -
<b>2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Στοιχείων .....</b>	<b>- 31 -</b>
2.1 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Πλακών.....	- 31 -
2.1.1 Γενικά.....	- 31 -
2.1.2 Χαλυβδόφυλλα .....	- 31 -
2.1.3 Διαστασιολόγηση Σύμμικτης Πλάκας .....	- 32 -
2.2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Δοκών.....	- 35 -
2.2.1 Έλεγχος δοκών στην φάση κατασκευής .....	- 35 -
2.2.2 Έλεγχος δοκών στην φάση λειτουργίας .....	- 38 -
<b>3 Προσομοίωση κτιρίου .....</b>	<b>- 40 -</b>
3.1 Προσομοίωση Υλικών .....	- 40 -
3.2 Προσομοίωση Κανάβου .....	- 40 -
3.3 Προσομοίωση Υποστρωμάτων και δοκών .....	- 41 -
3.4 Προσομοίωση αρθρωμένων δοκών και συνδέσμων δυσκαμψίας .....	- 43 -
3.5 Δημιουργία διαφραγμάτων σε κάθε όροφο της κατασκευής .....	- 43 -
3.6 Προσομοίωση Υπογείου .....	- 44 -
3.7 Προσομοίωση Στηρίξεων .....	- 45 -

3.8 Τελικό προσομοίωμα κτιρίου .....	- 46 -
3.9 Τοπικοί άξονες μελών .....	- 50 -
3.10 Προσομοίωση Φορτίσεων .....	- 51 -
<b>4 Ανάλυση και Διαστασιολόγηση Κτιρίου .....</b>	<b>- 58 -</b>
4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση .....	- 58 -
4.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών .....	- 63 -
4.3 Έλεγχος επιρροών 2 <sup>ας</sup> τάξης .....	- 66 -
4.4 Ικανοτικός Σχεδιασμός .....	- 69 -
4.4.1 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας .....	- 69 -
4.4.2 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων .....	- 76 -
<b>5 Διαμόρφωση Συνδέσεων Κτιρίου .....</b>	<b>- 79 -</b>
5.1 Σύνδεση κύριας δοκού με δευτερεύουσα .....	- 79 -
5.2 Σύνδεση κύριας δοκού με υποσύλωμα .....	- 88 -
5.3 Σύνδεση Υποστυλώματος με χιαστί σύνδεσμο .....	- 94 -
5.3.1 Γενικά .....	- 94 -
5.3.2 Δεδομένα Σύνδεσης .....	- 94 -
5.3.3 Έλεγχος κοχλιών σε ολίσθηση στην ΟΚΑ .....	- 95 -
5.3.4 Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση .....	- 96 -
5.3.5 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας .....	- 97 -
5.3.6 Διαστασιολόγηση Συγκόλλησης .....	- 97 -
5.3.7 Έλεγχος πλάστιμης Αστοχίας .....	- 100 -
<b>6 Κόστος Κατασκευής .....</b>	<b>- 101 -</b>
6.1 Κόστος χάλυβα .....	- 101 -
6.2 Κόστος σκυροδέματος .....	- 101 -
6.3 Συνολικό Κόστος κατασκευής .....	- 102 -
<b>Βιβλιογραφία .....</b>	<b>- 102 -</b>

## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Ξεκινώντας θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον καθηγητή κύριο Ιωάννη Ραυτογιάννη για την δυνατότητα που μου έδωσε να κάνω την διπλωματική μου εργασία στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών καθώς με αυτόν τον τρόπο μου δόθηκε η δυνατότητα να αποκτήσω περισσότερες γνώσεις πάνω στον τομέα του σχεδιασμού δομικών έργων από χάλυβα. Χωρίς την διαρκή επίβλεψη του και την επιστημονική καθοδήγησή του η ολοκλήρωση αυτής της διπλωματικής εργασίας θα ήταν πολύ πιο επίπονη και χρονοβόρα.

Ευχαριστώ ακόμα την γραμματεία του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών για την βοήθεια που μου παρείχε στα διαδικαστικά ζητήματα που αφορούσαν την παράδοση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Νιώθω επίσης την ανάγκη να ευχαριστήσω όλους τους καθηγητές με τους οποίους ήρθα σε επαφή όλα αυτά τα χρόνια της φοίτησής μου στη σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου γιατί καθένας από αυτούς πρόσθεσε από ένα λιθαράκι στην κατάρτιση μου ως αυριανός μηχανικός.

Επιπλέον ευχαριστίες σε συμφοιτητές οι οποίοι εξελίχθηκαν σε φίλους και μου πρόσφεραν σημαντική βοήθεια σε όλη τη διάρκεια των σπουδών αλλά και την εκπόνηση της διπλωματικής εργασίας.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ οφείλω στην οικογένεια μου ,στους γονείς μου και στους πολύ κοντινούς μου ανθρώπους των οποίων η υποστήριξη, η βοήθεια και η συμπαράσταση ήταν απαραίτητα κατά την παρουσία μου στα φοιτητικά έδρανα.

Στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρατίθενται τα γενικά στοιχεία του υπό μελέτη έργου και αναλύεται ο τρόπος λειτουργίας των επιμέρους δομικών στοιχείων. Δίνονται οι απαιτήσεις των Ευρωκωδίκων και επισημαίνονται οι συντελεστές για το συγκεκριμένο έργο.

Στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο γίνεται η διαστασιολόγηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας των σύμμικτων δοκών κύριων και δευτερευουσών στην φάση κατασκευής και λειτουργίας.

Στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο δίνεται αναλυτικά η προσομοίωση του κτιρίου με χρήση γραμμικών στοιχείων τύπου beam elements στο λογισμικό ανάλυσης SAP2000.

Στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο γίνεται η ανάλυση και διαστασιολόγηση του που περιλαμβάνει τον έλεγχο φαινομένων δευτέρας τάξεως, τον έλεγχο περιορισμού των βλαβών και τον ικανοτικό έλεγχο των υποστυλωμάτων και χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας του κτιρίου.

Στο 5<sup>ο</sup> κεφάλαιο κάνουμε τρεις ενδεικτικές συνδέσεις του κτιρίου που αφορούν την σύνδεση δοκών μεταξύ τους (κύριας με δευτερεύουσα), την σύνδεση κύριας δοκού με υποστύλωμα και την σύνδεση χιαστί συνδέσμου με υποστύλωμα.

Τέλος, στο 6<sup>ο</sup> κεφάλαιο γίνεται κοστολόγηση του κτιρίου, υπολογίζοντας το κόστος του χάλυβα, του σκυροδέματος.

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Αντικείμενο Μελέτης

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η μόρφωση, ανάλυση και διαστασιολόγηση κτιρίου γραφείων στην Αθήνα, το οποίο είναι μια πεντάωροφη μεταλλική κατασκευή συνολικής επιφάνειας  $5040\text{m}^2$  ( $42,00\text{m} \times 20,00\text{m}$ ), συνολικού ύψους  $17,00\text{m}$ , με υπόγειο χώρο στάθμευσης. Για την μόρφωση του επελέγησαν πλατύπελμα μεταλλικά υποστυλώματα τύπου HEB, μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας στις δυο διευθύνσεις Χ&Υ διατομής CHS, σύμμικτες πλάκες πάχους  $15\text{cm}$  και υψίκορμα σύμμικτα δοκάρια τύπου IPE. Το υπόγειο μορφώνεται από στύλους ΩΣ διαστάσεων  $80 \times 80$  και πεδιλοδοκούς ύψους  $1,50\text{m}$  και πλάτους  $0,50\text{m}$ . Το κτίριο αυτό επιλύθηκε τρεις φορές για να βρεθεί η βέλτιστη θέση των χιαστί μεταλλικών συνδέσμων. Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου χρησιμοποιείται η δυναμική φασματική μέθοδος με χρήση του φάσματος του EC8 για Ζώνη Ι, έδαφος Β και δείκτη συμπεριφοράς  $q=4$ .

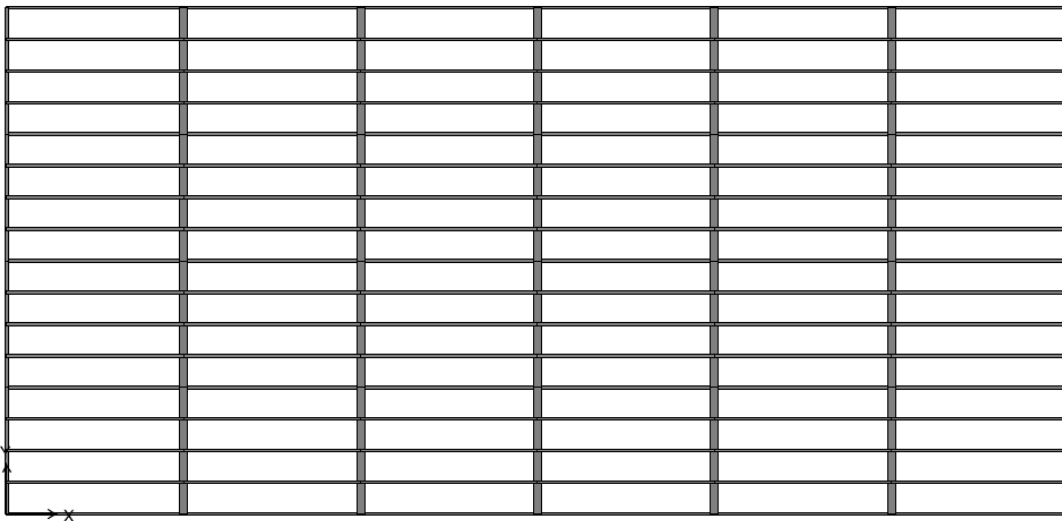
## 1.2 Γενικά στοιχεία του υπό μελέτη έργου

Στην παράγραφο αυτή περιγράφεται η δομή του κτιρίου ως προς την αρχιτεκτονική δομή, τον φέροντα οργανισμό, τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή και μόρφωση του. Την εσωτερική και εξωτερική τοιχοποιία και τις ψευδοροφές.

### 1.2.1 Το κτίριο

Στα παρακάτω σχήματα παρατίθενται τα σχέδια του κτιρίου.

Η κάτοψη έχει διαστάσεις  $42,00\text{m} \times 20,00\text{m}$ . Αποτελείται από κύριες δοκούς ανά  $7,00\text{m}$  κατά Υ και δευτερεύουσες ανά  $5,00\text{m}$  στην διεύθυνση Χ. Έχουν τοποθετηθεί και διαδοκίδες ανά  $1,25\text{m}$  ανάμεσα στις δευτερεύουσες. Η κάτοψη αυτή επαναλαμβάνεται σε όλους τους ορόφους.

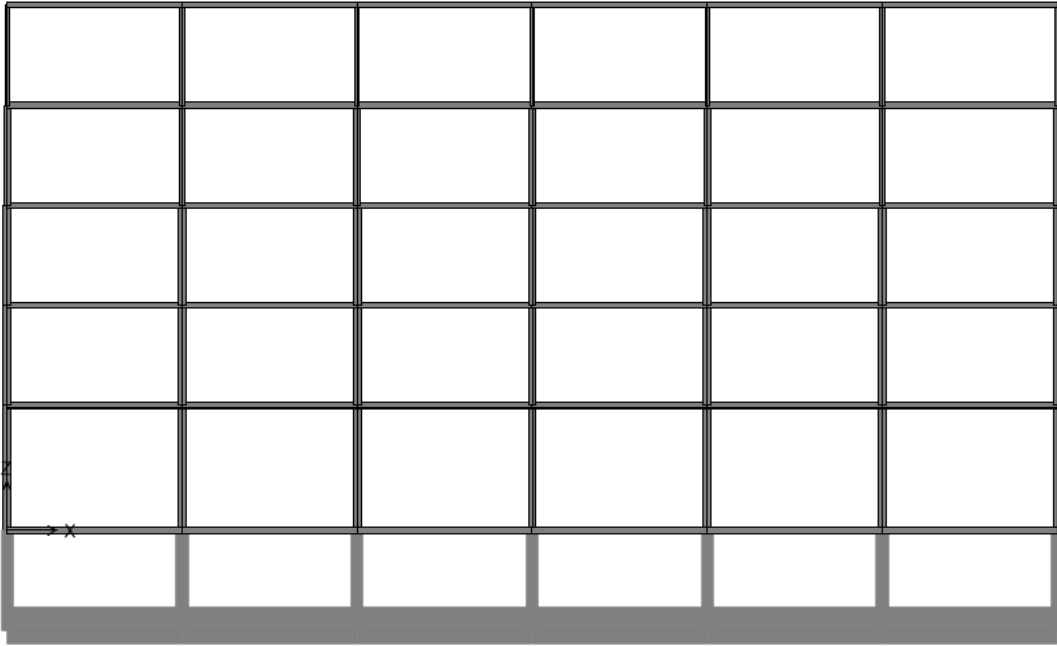


Σχήμα 1.1 Κάτοψη Κτιρίου

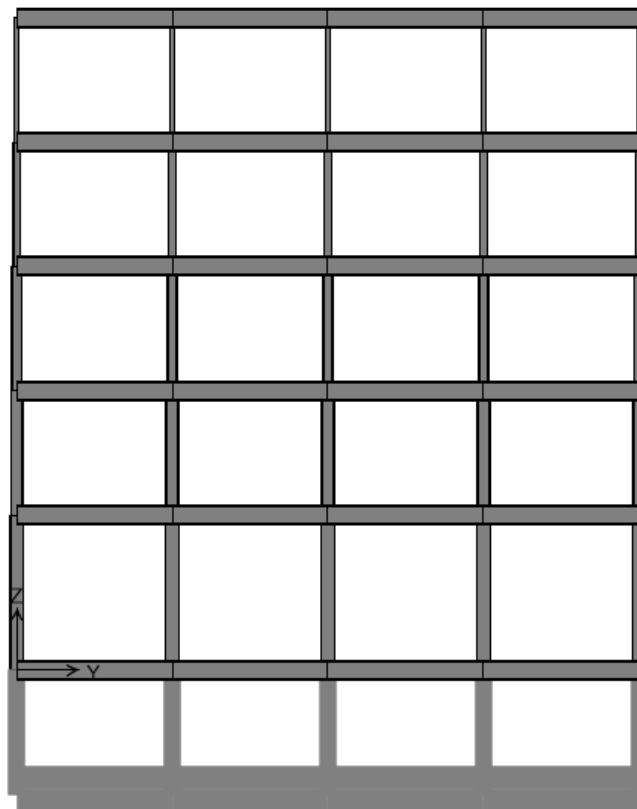
Τα ύψη των ορόφων διαμορφώνονται ως εξής:

Ύψος 1<sup>ου</sup> ορόφου:  $5,00\text{m}$

Ύψος υπογείου και 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup>, 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup> ορόφου:  $4,00\text{m}$



Σχήμα 1.2 Όψη κτιρίου κατά XZ



Σχήμα 1.3 Όψη κτιρίου κατά YZ



### 1.2.2 Φέρων οργανισμός

Ο φέρων οργανισμός είναι μεταλλικός και πακτωμένος στη βάση του. Αποτελείται από υποστυλώματα διατομών διπλά T τύπου ΗΕΒ, κύριες και δευτερεύουσες σύμμικτες δοκούς υψίκορμες διατομές (ΙΡΕ), κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας στις δυο διευθύνσεις CHS και σύμμικτες πλάκες. Η κύρια λειτουργία του συστήματος πλακών – δοκών – υποστυλωμάτων είναι η μεταφορά των κατακόρυφων δυνάμεων στη θεμελίωση και κατά επέκταση στο έδαφος.

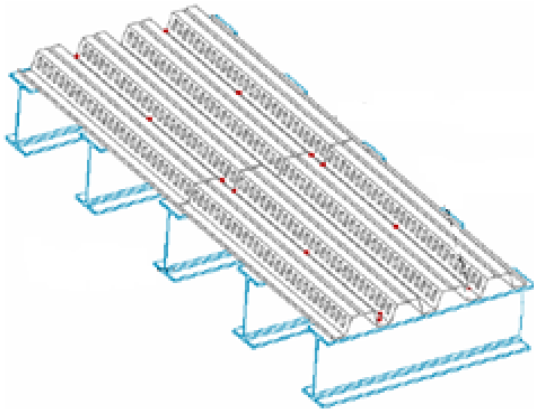
Συγκεκριμένα οι δευτερεύουσες δοκοί διατάσσονται ανά 5,00m, οι διαδοκίδες ανά 1,25m και είναι αρθρωμένες στις κύριες δοκούς. Παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία από τις πλάκες και τα μεταφέρουν στις κύριες δοκούς και στα υποστυλώματα. Οι συνδέσεις κυρίων δοκών με τα υποστυλώματα διαμορφώνονται στο κτίριο ως αρθρώσεις (συνδέσεις τέμνουσας) ώστε να μην παραλαμβάνουν στη συμμετοχή της σεισμικής δύναμης.

Στην πλευρική ευστάθεια του κτιρίου συνεισφέρουν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, αλλά και οι πλάκες των ορόφων που λειτουργούν ως διαφράγματα.

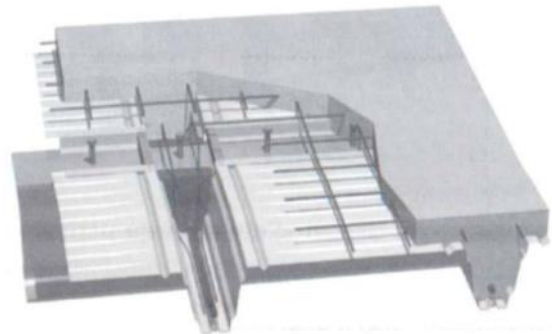
Τα υποστυλώματα και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μελετήθηκαν ως μεταλλικά στοιχεία, ενώ οι δοκοί (κύριες και δευτερεύουσες) και οι πλάκες ως σύμμικτες. Επομένως το κτίριο αποτελεί μια σύμμικτη κατασκευή.

Οι δοκοί συντίθενται από σιδηροδοκό πρότυπης διατομής ΙΡΕ ποιότητας χάλυβα S235 και πλάκα από σκυροδέμα C20/25 η οποία αποτελεί το άνω πέλμα της σύμμικτης δοκού. Η συνεργασία δοκού – πέλματος επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση διατμητικών ήλων στη επιφάνεια σκυροδέματος – σιδηροδοκού.

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυροδέμα. Στο άνω μέρος της πλάκας διατάσσεται οπλισμός, συνήθως πλέγμα, για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης και την παραλαβή των αρνητικών ροπών.



Σχήμα 1.4 Σύμμικτη δράση στοιχείων



Σχήμα 1.5 Σύμμικτη πλάκα από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυροδέμα

Το χαλυβδόφυλλο λειτουργεί στη φάση διάστρωσης του σκυροδέματος (φάση σκυροδέτησης) ως μεταλλότυπος και στη φάση λειτουργίας ως συνελκόμενος οπλισμός. Η συνεργασία χαλυβδόφυλλου – σκυροδέματος επιτυγχάνεται με την πρόβλεψη νευρώσεων, εγκοπών ή προεξοχών στο χαλυβδόφυλλο (θα χρησιμοποιήσουμε το Symdeck 73 το οποίο εργοστασιακά έχει προβλεπόμενες εγκοπές και προεξοχές) και με διάταξη διατμητικών συνδέσμων (διατμητικών ήλων) στις στηρίξεις των χαλυβδόφυλλων. Στο κατώτερο σημείο των νευρώσεων των χαλυβδόφυλλων και σε μικρή απόσταση από αυτά τοποθετούνται συνήθως ράβδοι οπλισμού, οι οποίες σε περίπτωση πυρκαγιάς και απενεργοποίησης της λειτουργίας του χαλυβδόφυλλου προσφέρουν τον απαιτούμενο οπλισμό στο συγκεκριμένο χρόνο. Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, λαμβάνοντας υπόψη το γεγονός ότι στην κατασκευή μας θα τοποθετήσουμε πυράντοχη ψευδοροφή, δεν θα γίνει ακριβής υπολογισμός των ράβδων οπλισμού που θα τοποθετηθούν στο κατώτερο σημείων των νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου και σε μικρή απόσταση από αυτά.

### 1.2.3 Εξωτερική τοιχοποιία

Για τις προσόψεις των μεταλλικών κτιρίων μια ευρέως διαδεδομένη λύση είναι οι αγκυρωμένες τοιχοποιίες, όπου η πλευρική στήριξη εξασφαλίζεται από πυκνούς ορθοστάτες μέσω κατάλληλων αγκυρίων. Οι ορθοστάτες αποτελούνται από γαλβανισμένες διατομές C ψυχρής διαμόρφωσης, ενώ τα αγκύρια είναι από ανοξείδωτο χάλυβα. Τα αγκύρια βιδώνονται στους ορθοστάτες και ενσωματώνονται στους αρμούς του τοίχου. Ο τοίχος είναι δρομικός με απόσταση από τους ορθοστάτες περί τα 50mm. Εκατέρωθεν των ορθοστατών τοποθετούνται γυψοσανίδες, μεταξύ των οποίων υπάρχει θερμομόνωση. Οι τοίχοι είναι αυτοφερόμενοι και ευσταθείς έναντι σεισμού.

### 1.2.4 Εσωτερικά διαχωριστικά

Στο κτίριό μας θα χρησιμοποιηθούν τοίχοι από γυψοσανίδες. Οι τοίχοι από γυψοσανίδες έχουν ένα εσωτερικό σκελετό από χαλύβδινους ορθοστάτες διατομής U ή C που καλύπτεται εκατέρωθεν με γυψοσανίδες. Ανάλογα με το χρόνο αντοχής έναντι πυρκαγιάς, τοποθετούνται μία, δύο ή τρεις γυψοσανίδες. Οι γυψοσανίδες στερεώνονται στους ορθοστάτες με βίδες, οι οποίες διαπερνούν όλες τις πλάκες ταυτόχρονα. Το ηχομονωτικό υλικό τοποθετείται μεταξύ των ορθοστατών.

### 1.2.5 Ψευδοροφές

Οι ψευδοροφές χρησιμοποιούνται κυρίως για τους ακόλουθους λόγους:

- Μείωση του ύψους των χώρων για την αποτελεσματικότερη θέρμανση
- Κάλυψη του χώρου των Η/Μ εγκαταστάσεων κάτω από την οροφή
- Διακόσμηση εσωτερικών χώρων
- Πυρασφάλεια

Στο κτίριό μας θα χρησιμοποιηθούν ψευδοροφές από γυψοσανίδα, και συγκεκριμένα πυράντοχη Οροφή K214 Knauf-Fireboard – Πυράντοχη F90 από κάτω και από πάνω. Η ψευδοροφή τύπου Knauf-K214 αποτελείται από αφανές σύστημα ανάρτησης με διπλό Fireboard πάχους 2x20 mm. Το σύστημα ανάρτησης αποτελείται από κύριους οδηγούς τύπου Knauf-CD:60x27x0,6 mm σε αξονικές αποστάσεις 750mm αναρτημένους από τη φέρουσα οροφή με άκαμπτες αναρτήσεις Nonius σε αποστάσεις 600mm. Έτσι η στήριξη των πλακών της ψευδοροφής γίνεται σε μεταλλική εσχάρα, αναρτημένη από την οροφή. Με χρήση των γυψοσανίδων τοποθετημένων σε κατάλληλη θέση, επιτυγχάνεται πυροπροστασία από κάτω ή από πάνω και από κάτω. Κάθετα στους κύριους οδηγούς στερεώνονται με συνδετήρες Π οι δευτερεύοντες οδηγοί, ίδιου τύπου με τους κύριους οδηγούς, σε αξονικές αποστάσεις 400mm. Απαιτείται διπλή στρώση πετροβάμβακα πάχους 2x40mm και ελάχιστης πυκνότητας 40Kg/m<sup>3</sup>. Ο χρόνος πυραντίστασης εξαρτάται από τον αριθμό των γυψοσανίδων. Όπως και στα διαχωριστικά, οι πλάκες βιδώνονται μεταξύ τους και με τη μεταλλική εσχάρα. Η σύνδεση με τον τοίχο γίνεται και εδώ μέσω μεταλλικής ράγας συνδεδεμένης με τον τοίχο μέσω βλήτρων. Για να μην υπάρχουν κενά από τα οποία μπορεί να περάσει η φωτιά τοποθετείται μία κατακόρυφη γυψοσανίδα. Με κατάλληλη πρόβλεψη πρόσθετων ηχομονωτικών πλακών, επιτυγχάνεται ψευδοροφή πυράντοχη και ηχομονωτική ή επιπροσθέτως και θερμομονωτική.

## 1.3 Κανονισμοί

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τους ισχύοντες Ευρωκώδικες:

- Ευρωκώδικας 1 : Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός

## 1.4 Υλικά

Παρακάτω δίνονται τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή του κτιρίου, οι ιδιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους.

### 1.4.1 Δομικός Χάλυβας

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 1025. Σε όλη την κατασκευή χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S235. Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y$  και της εφελκυστικής αντοχής (όριο θραύσης)  $f_u$  του δομικού χάλυβα δίνονται στον Πίνακα 1.1

Μέτρο Ελαστικότητας	$E=210\ 000\text{MPa}$
Μέτρο διάτμησης	$G=80\ 769\text{MPa}$
Ειδικό βάρος	$\gamma_a=78,5\text{kN/m}^3$
Σταθερά Poisson	$\nu_a= 0,3$
Τάση σχεδιασμού	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M, \gamma_M=1,0$

Ποιότητα κατά EN 10025-2	Πάχος στοιχείου t	
	t≤40mm	
	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
S235	235	360

Πίνακας 1.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα S355

### 1.4.2 Σκυρόδεμα

Η ποιότητα που χρησιμοποιήθηκε για την σύμμεικτη πλάκα είναι C20/25, που αντιστοιχεί σε αντοχή κυλίνδρου 20MPa. Οι ποιότητες του σκυροδέματος βασίζονται στην χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικών δοκιμών 28 ημερών.

✓ Μέση τιμή επιβατικού μέτρου Ελαστικότητας	$E_{cm}=30\ 500\text{MPa}$
✓ Ειδικό βάρος για οπλισμένο σκυρόδεμα	$\gamma_c=25\text{kN/m}^3$
✓ Τάση σχεδιασμού	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c, \gamma_c=1,5$
✓ Λόγος Poisson για ελαστικές παραμορφώσεις	$\nu = 0,2$

Κατά τους υπολογισμούς των αντοχών λαμβάνουμε υπόψη την μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων της φόρτισης. Έτσι η οριακή θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι  $0,85f_{cd}$ .

### 1.4.3 Κατασκευαστικός Χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε κατά τον σχεδιασμό των σύμμεικτων δοκών είναι B500C με όριο διαρροής  $f_{ys}=500\text{MPa}$ . Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά των χαλύβων σκυροδέματος είναι τα ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα.

✓ Τάση σχεδιασμού: $f_{sd} = f_{ys} / \gamma_s, \gamma_s=1,15$
--

### 1.4.4 Διατμητικοί ήλοι

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος στις σύμμικτες δοκούς της κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλης διάταξης διατμητικών συνδέσμων. Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής TRW Nelson KB  $\frac{3}{4}$  '-125 που αποτελούν και τον συνηθέστερο τύπο, με διάμετρο  $d=19\text{mm}$  και εφελκυστική αντοχή  $f_u=450\text{MPa}$ .

## 1.5 Δράσεις επί της κατασκευής

### 1.5.1 Γενικά

Μία κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να εξασφαλίζεται ένας κατάλληλος βαθμός αξιοπιστίας σε συνάρτηση της οικονομικότητας. Θα πρέπει να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις αλλά και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, που μπορεί να εμφανιστούν κατά την κατασκευή και τη διάρκεια ζωής της και να παραμένει κατάλληλη για χρήση.

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση αλλά και τη μορφή του έργου προσδιορίζονται οι δράσεις (φορτία) βάση των οποίων θα γίνει η ανάλυση του φορέα, με σκοπό τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών των δομικών στοιχείων-μελών. Οι δράσεις καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1 ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα ιδιαίτερες πληροφορίες (π.χ. για τον άνεμο, το χιόνι κλπ) βάση των επιμέρους συνθηκών. Γίνεται διαχωρισμός των δράσεων βάση τις διακυμάνσεις τους στον χρόνο στις εξής κατηγορίες:

- ✓ Μόνιμες δράσεις (G), ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις
- ✓ Μεταβλητές δράσεις (Q), επιβαλλόμενα φορτία στα πατώματα, πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού και φορτία από γερανογέφυρες
- ✓ Τυχηματικές δράσεις (A), εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά

### 1.5.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν κατά τη διάρκεια μίας δεδομένης περιόδου αναφοράς (διάρκεια ζωής του έργου, π.χ. κτίρια 50 χρόνια) και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους είναι αμελητέα. Αυτά είναι τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, υδραυλικά και ηλεκτρικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα. Περιπτώσεις όπου προβλέπονται μελλοντικές τροποποιήσεις στις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη στην μελέτη.

Τα μόνιμα φορτία που λήφθηκαν είναι:

- ❖ Ίδιο βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων (υπολογίζονται από το πρόγραμμα SAP2000)
- ❖ Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών 2,825KN/m<sup>2</sup>
- ❖ Πρόσθετα μόνιμα φορτία 1,50KN/m<sup>2</sup>

### 1.5.3 Μεταβλητές δράσεις

Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένα αγαθά, οχήματα κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά. Οι τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στον φορέα και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Επειδή όμως η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα με μεταβλητές δράσεις είναι μικρή, προβλέπονται κάποιοι συντελεστές απομείωσης.

Ανάλογα με την χρήση των κτιρίων γίνεται μία κατηγοριοποίηση βάση του Πίνακα 1.3 καθώς τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης φαίνονται στον Πίνακα 1.4.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι για οικιακές δραστηριότητες	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σε σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	

C	Χώροι συνάθροισης ανθρώπων (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, D)	C1: Χώροι με τραπέζια π.χ. καφεενεία, εστιατόρια, σχολικοί χώροι.
		C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα, αίθουσες συνεδριάσεων, χώροι αναμονής.
		C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι κλπ., και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία.
		C4: Χώροι για πιθανές κινητικές δραστηριότητες π.χ. αίθουσες χορού, γυμναστικής και θεατρικές σκηνές.
		C5: Χώροι προοριζόμενοι για μεγάλα πλήθη π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες.
D	Χώροι σε εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης.
		D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα.

Πίνακας 1.2 Κατηγορίες Χρήσης

Στην περίπτωση μας έχουμε κατηγορία B. Άρα, παίρνουμε κινητό φορτίο δαπέδων ίσο με  $q=5\text{KN/m}^2$ .

### 1.5.4 Δράσεις ανέμου

#### 1.5.4.1 Γενικά

Η επίδραση του ανέμου στην κατασκευή εξαρτάται από το μέγεθος, το σχήμα και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Η απόκριση των κατασκευών πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5 του EC1 μέρος 1.4. Διακρίνουμε τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης για άνεμο κατά X, -X και Y, -Y:

- Άνεμος\_0
- Άνεμος\_90
- Άνεμος\_180
- Άνεμος\_270

Οι δράσεις του ανέμου επί των κατασκευών και δομικών στοιχείων πρέπει να προσδιορίζονται λαμβάνοντας υπόψη τόσο τις εξωτερικές πιέσεις, όσο και τις εσωτερικές. Η πίεση του ανέμου που δρα σε εξωτερικές και εσωτερικές επιφάνειες λαμβάνονται από τις αντίστοιχες εξισώσεις:

$$W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$$

$$W_i = q_p(z_i) * C_{pi}$$

Όπου:

$q_p(z)$ : πίεση ταχύτητας αιχμής

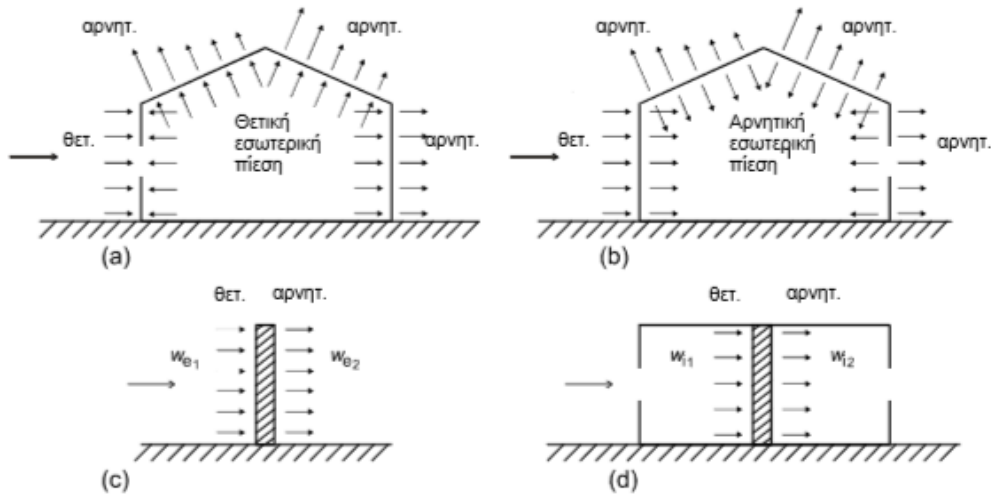
$z_e$  : Ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

$z_i$  : Ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

$C_{pe}$  : συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

$C_{pi}$  : συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

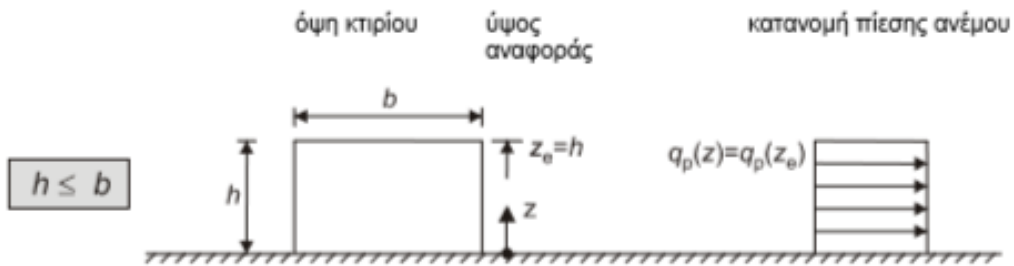
Η τελική πίεση σε τοίχο, στέγη ή στοιχείο είναι η διαφορά μεταξύ των πιέσεων στις δύο επιφάνειες λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημο τους. Πίεση, κατευθυνόμενη προς την επιφάνεια, λαμβάνεται ως θετική, και αναρρόφηση, απομακρυνόμενη από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική.



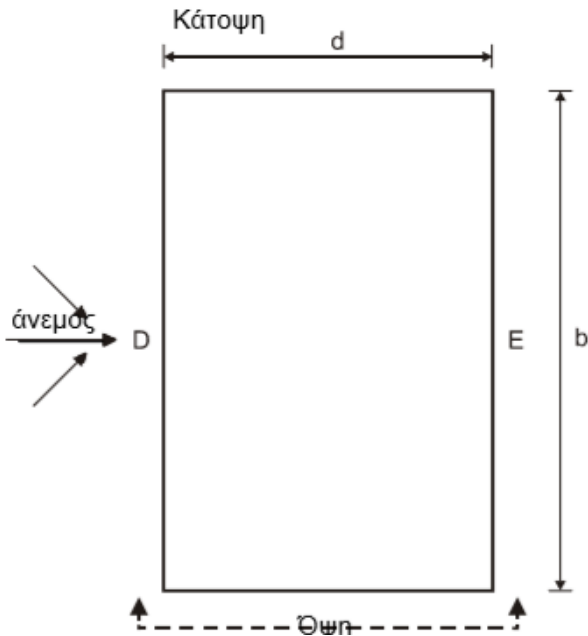
Σχήμα 1.6 Πίεση επί των επιφανειών

#### 1.5.4.2 Ύψος αναφοράς

Τα ύψη αναφοράς,  $z_e$ , για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης εξαρτώνται από το λόγο  $h/b$  και είναι πάντα τα ανώτερα ύψη των διαφόρων τμημάτων των τοίχων. Στην περίπτωση μας για όλες τις διευθύνσεις του ανέμου έχουμε  $b > h$ . Άρα:



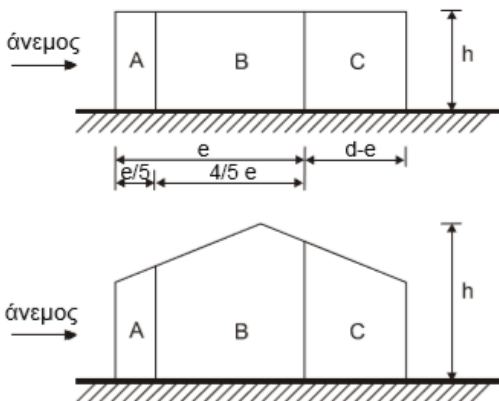
Το υψηλότερο τμήμα του κτιρίου που δέχεται ανεμοπίεση είναι αυτό των 17m. Γι' αυτό θα γίνει η κατανομή θεωρώντας σε κάθε διεύθυνση φόρτισης  $z_e = h = 17m$ . Όσον αφορά την πλευρά  $b$  η οποία είναι κάθετη στην διεύθυνση του ανέμου και την κατακόρυφη κατανομή αυτού διακρίνουμε περιπτώσεις.



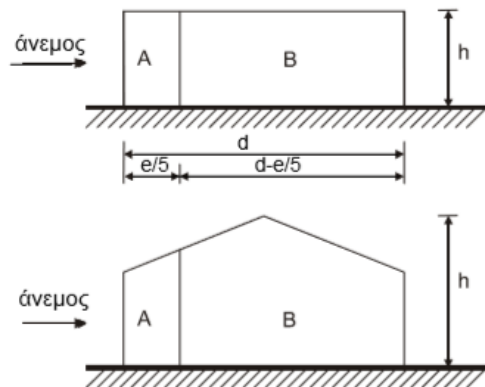
Διευκρινίζεται ότι η διάσταση του κτιρίου  $b$  είναι η πλευρά κάθετα στην διεύθυνση του ανέμου, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Για τις δυο διευθύνσεις του ανέμου (+X,-X) και (+Y, -Y). Σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα, βρίσκονται οι διαστάσεις  $d$ ,  $b$ , η ποσότητα  $e = \min\{b; 2h\}$  και χωρίζεται η κάθε πλευρά του κτιρίου σε ζώνες A, B, C, D, E.

Σχήμα 1.7 Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

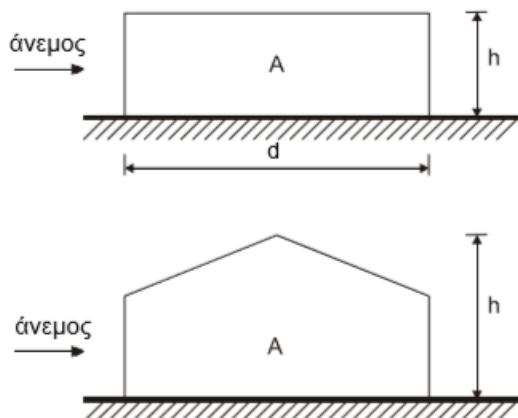
**Όψη για  $e < d$**



**Όψη για  $e \geq d$**



**Όψη για  $e \geq 5d$**



### 1.5.4.3 πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$  σε ύψος  $z$ , η οποία περιλαμβάνει μέση και μικρή διάρκεια διακυμάνσεις ταχύτητας, θα πρέπει να προσδιορίζεται από την σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z)$$

Όπου:

$\rho$ : πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθουελλών

$l_v(z)$ : ένταση στροβιλισμού σε ύψος  $z$

$v_m(z)$ : μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος

Αναλυτικότερα:

✚ **Μέση Ταχύτητα Ανέμου  $v_m(z)$**

Η μέση ταχύτητα του ανέμου  $v_m(z)$ , σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους, την τοπογραφία, τη βασική ταχύτητα του ανέμου,  $v_b$ , και προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας την εξίσωση:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$$

Όπου:

$v_b$  Βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου. Δίνεται από την σχέση:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$$

Όπου:

$v_{b,0}$  Θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου. Είναι η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα του ανέμου, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του ανέμου και από την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων. **Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου ορίζεται σε 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη Χώρα.**

$c_{season}$  Εποχικός συντελεστής. Δίνεται από το Εθνικό Προσάρτημα

$c_{dir}$  Συντελεστής Διεύθυνσης. Δίνεται από το Εθνικό Προσάρτημα

$c_r(z)$  Συντελεστής τραχύτητας. Λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου. Η διαδικασία για τον προσδιορισμό του  $c_r(z)$  μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη διαδικασία για τον προσδιορισμό του συντελεστή τραχύτητας σε ύψος  $z$  δίνεται από την παρακάτω εξίσωση και βασίζεται σε μια λογαριθμική κατανομή της ταχύτητας.

$$c_r(z) = k_r * \ln \frac{z}{z_0} \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

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

Όπου:

$z_0$  Μήκος Τραχύτητας

$z_{min}, z_0$  εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Προτεινόμενες τιμές δίνονται στον Πίνακα 4.1(EN 1991-1-4.6) για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους

$z_{max}$  πρέπει να λαμβάνεται 200m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα

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



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

Όπου:

$z_0$  0,05m (Κατηγορία εδάφους II, πίνακας 4.1 (EN 1991-1-4.6)

$z_{0,II}$  ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 4.1 (EN 1991-1-4.6)

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

Πίνακας 1.3 Κατηγορίες Εδάφους και Παράμετροι εδάφους

$c_0(z)$  συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους. Δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα

#### ✚ Στροβιλισμός Ανέμου $I_v(z)$

Η ένταση του στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου. Οι προτεινόμενοι κανόνες για τον προσδιορισμό του  $I_v(z)$  δίνονται στην παρακάτω εξίσωση:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{για} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

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

Όπου:

$k_1$  Συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του  $k_1$  που θα χρησιμοποιηθεί σε μια Χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Προτεινόμενη τιμή 1,0.

$c_0(z)$  Συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους. Δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα

$z_0$  Μήκος Τραχύτητας

#### 1.5.4.4 Υπολογισμός ανεμολογικών δεδομένων μελετούμενου κτιρίου

Θεωρούμε ότι το κτίριο που μελετάμε βρίσκεται μέσα σε πόλη. Συνεπώς, επιλέγεται κατηγορία εδάφους IV και θεμελιώδη τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου 27m/s (περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m. Άρα, προκύπτουν τα εξής:

#### **Δεδομένα:**

Κατηγορία Εδάφους: IV

$Z_0 = 1m$

$Z_{min} = 10m$

$Z_{max} = 200m$

$Z_{0,II} = 0.05m$

$V_{b,0} = 27m/s$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

### **Βασική Ταχύτητα Ανέμου**

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$$

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

$$\begin{aligned} c_{dir} &= 1.00 \\ c_{season} &= 1.00 \\ v_b &= 27 \text{ m/s} \end{aligned}$$

### **Μέση Ταχύτητα Ανέμου**

$$v_m(z_e) = c_r(z_e) * c_0(z_e) * v_b$$

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 * (1/0,05)^{0,07} = 0,2343$$

$$c_r(z_e) = k_r * \ln \frac{z}{z_0} = 0,2343 * \ln \frac{17}{1} = 0.66 \quad \text{για } z_{\min} \leq z_e \leq z_{\max}$$

$$v_m(z_e) = c_r(z_1) * c_0(z_1) * v_b = 0.66 * 1.00 * 27 = 17.9 \text{ m/s}$$

$$\begin{aligned} z_e &= 17 \text{ m} \\ z_0 &= 1 \text{ m} \\ z_{0,II} &= 0.05 \text{ m} \\ c_0(z_1) &= 1.00 \\ c_r(z_1) &= 0.66 \\ v_b &= 27 \text{ m/s} \\ v_m(z_1) &= 17.9 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$l_v(z_e) = \frac{k_1}{c_0(z_1) * \ln \frac{z_e}{z_0}} = \frac{1}{1.00 * \ln \frac{17}{1}} = 0.35$$

$$\begin{aligned} z_e &= 17.00 \text{ m} \\ z_0 &= 1 \text{ m} \\ k_1 &= 1.00 \\ c_0(z_e) &= 1.00 \\ l_v(z_e) &= 0.35 \end{aligned}$$

### **Πίεση Ταχύτητας Αιχμής**

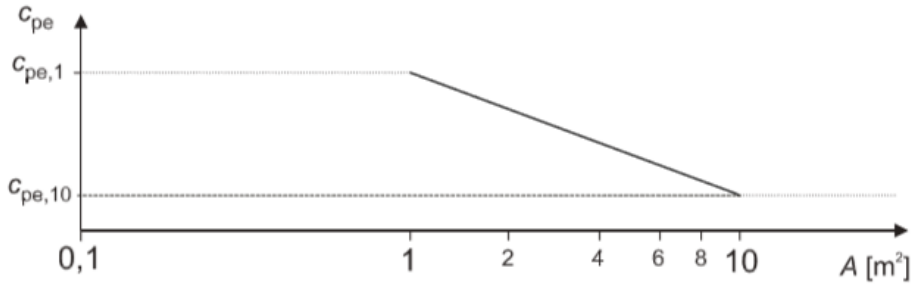
$$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) = [1 + 7 * 0.350] * 0.5 * 1.25 * 10^{-3} * 17.9^2 = 0.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} z_e &= 17.00 \text{ m} \\ \rho &= 1,25 \text{ kg/m}^3 \\ l_v(z_1) &= 0.350 \\ v_m(z_1) &= 17.9 \text{ m/s} \\ q_p(z_1) &= 0,69 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

#### **1.5.4.5 Συντελεστές Πίεσης για την εξωτερική Πίεση στα κτίρια $C_{pe}$**

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $C_{pe}$  για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται παρακάτω ανάλογα με τις φορτιζόμενες επιφάνειες  $A$ . Τιμές για το  $C_{pe,1}$  προορίζονται για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων με επιφάνεια του στοιχείου  $1 \text{ m}^2$  ή μικρότερη όπως στοιχεία επικάλυψης και στέγασης. Τιμές για το  $C_{pe,10}$  μπορούν να χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό του συνολικού φέροντα οργανισμού των κτιρίων.

- ❖ Επιφάνειες μεταξύ του  $1\text{m}^2$  και των  $10\text{m}^2$  : Χρησιμοποιείται το παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 1.8 Προτεινόμενη διαδικασία για τον προσδιορισμό του συντελεστή εξωτερικής πίεσης  $C_{pe}$  για κτίρια με φορτιζόμενη επιφάνεια  $A$  μεταξύ  $1\text{m}^2$  και  $10\text{m}^2$

- ❖ Επιφάνειες μεγαλύτερες των  $10\text{m}^2$ : Χρησιμοποιούνται οι τιμές του παρακάτω πίνακα ανάλογα με τον λόγο  $h/d$  του κτιρίου και την ζώνη.

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

Πίνακας 1.4 Προτεινόμενες Τιμές Συντελεστών Εξωτερικής Πίεσης για κατακόρυφους Τοίχους Κτιρίων Ορθογωνικής Κάτοψης

Στην περίπτωση μας όλες οι φορτιζόμενες επιφάνειες έχουν εμβαδόν μεγαλύτερο των  $10\text{m}^2$ . Γι' αυτό και χρησιμοποιούμε τον παραπάνω πίνακα για την εκτίμηση των συντελεστών  $C_{pe}$ .

Διακρίνουμε ξανά τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης ανάλογα με την διεύθυνση του ανέμου. Δηλαδή:

#### 1.5.4.6 Υπολογισμός Εξωτερικών Πίεσεων Ανέμου $W_e$

Η πίεση του ανέμου που δρα σε εξωτερικές επιφάνειες λαμβάνεται από την εξίσωση:

$$W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$$

Όπου:

$q_p(z)$ : πίεση ταχύτητας αιχμής

$z_e$  : Ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

$C_{pe}$  : συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

Για τον υπολογισμό των εξωτερικών ανεμοπιέσεων διακρίνουμε περιπτώσεις ανάλογα με την φορά του ανέμου και αυτό διότι αλλάζουν κάποια μεγέθη, ανάλογα με την φορά.

✚ Άνεμος\_0 & 180

$b=20\text{m}$

$d=42\text{m}$

$Z_e=17\text{m}$

$e = \min\{b; 2h\} = \min\{20\text{m}; 2*17\text{m}\} = 20\text{m}$

Ισχύει  $e < d \rightarrow$  Χωρίζω σε ζώνες **A, B, C**

$L_A = e/5 = 4.00\text{m}$

$L_B = (4/5)*e = 16.00\text{m}$

$L_C = d - e = 22.00\text{m}$

Για  $h/d=17/42=0.41$  με γραμμική παρεμβολή βρίσκω τους συντελεστές  $C_{pe}$ .

$$C_{pe,10}^A = -1.2$$

$$C_{pe,10}^B = -0.8$$

$$C_{pe,10}^C = -0.5$$

$$C_{pe,10}^D = +0.6$$

$$C_{pe,10}^E = -0.40$$

Έχει υπολογιστεί η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p=0.69\text{KN/m}^2$ . Οπότε προκύπτει η εξωτερική πίεση του ανέμου σε κάθε περιοχή της κάτοψης.

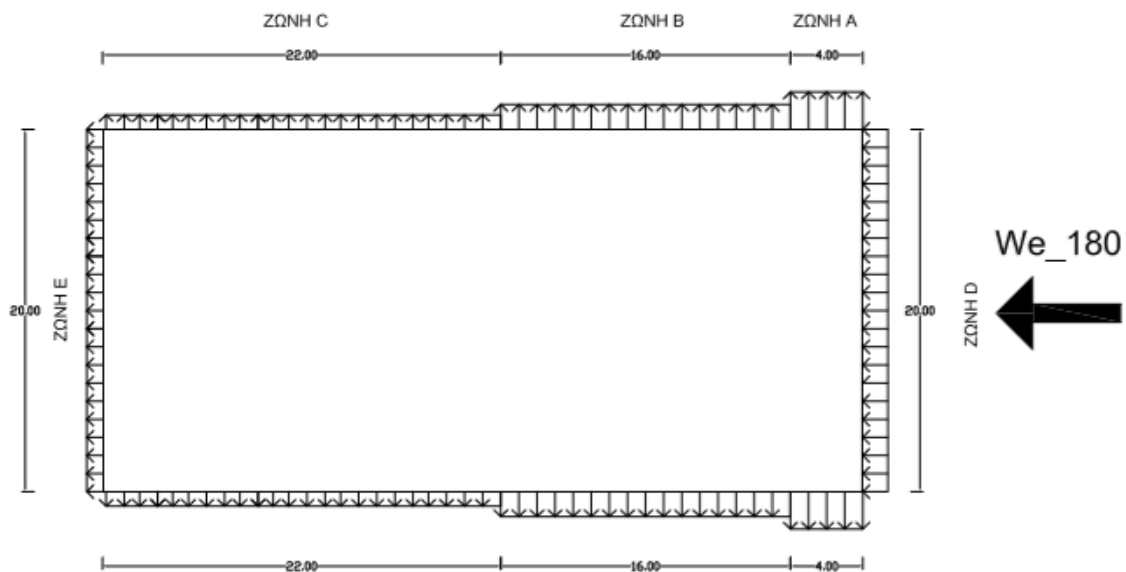
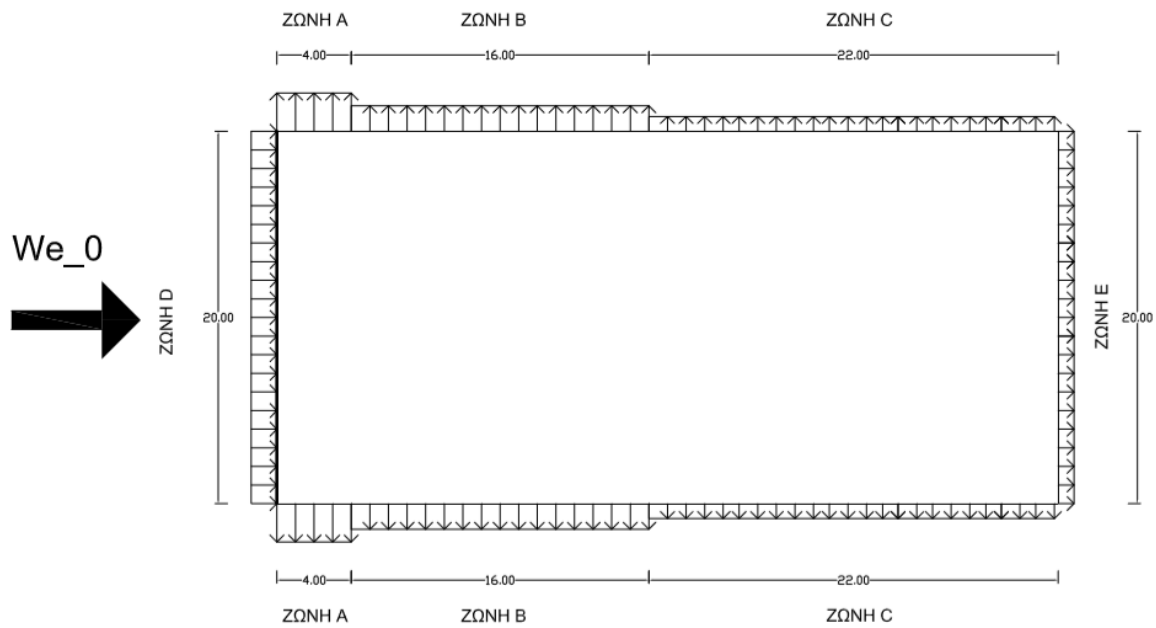
$$W_e^A = -0.828\text{KN/m}^2$$

$$W_e^B = -0.552\text{KN/m}^2$$

$$W_e^C = -0.345\text{KN/m}^2$$

$$W_e^D = +0.414\text{KN/m}^2$$

$$W_e^E = -0.276\text{KN/m}^2$$



✚ Άνεμος\_90 & 270

$$b=42\text{m}$$

$$d=20\text{m}$$

$$Z_e=17\text{m}$$

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{42\text{m}; 2 \cdot 17\text{m}\} = 34\text{m}$$

Ισχύει  $e > d \rightarrow$  Χωρίζω σε ζώνες **A, B**

$$L_A = e/5 = 6.80\text{m}$$

$$L_B = (4/5) \cdot e = 13.20\text{m}$$

Για  $h/d = 17/20 = 0.85$  με γραμμική παρεμβολή βρίσκω τους συντελεστές  $C_{pe}$ .

$$C_{pe,10}^A = -1.2$$

$$C_{pe,10}^B = -0.8$$

$$C_{pe,10}^C = -0.5$$

$$C_{pe,10}^D = +0.65$$

$$C_{pe,10}^E = -0.45$$

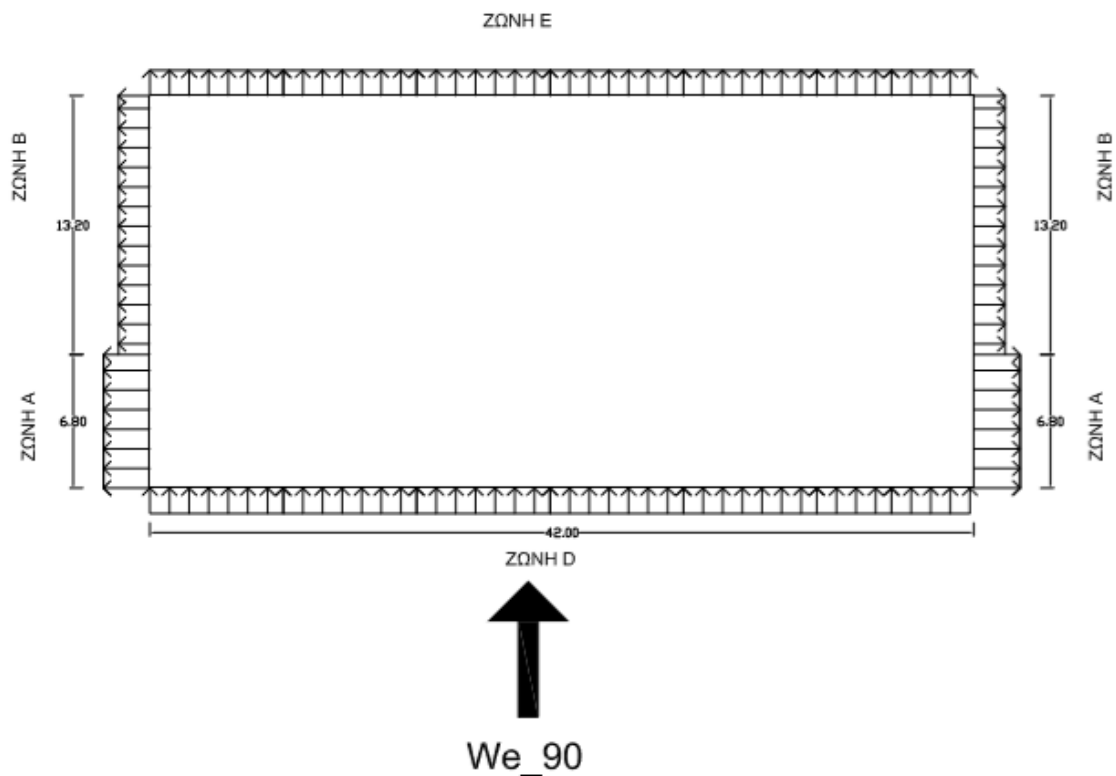
Έχει υπολογιστεί η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p = 0.69\text{KN/m}^2$ . Οπότε προκύπτει η εξωτερική πίεση του ανέμου σε κάθε περιοχή της κάτοψης.

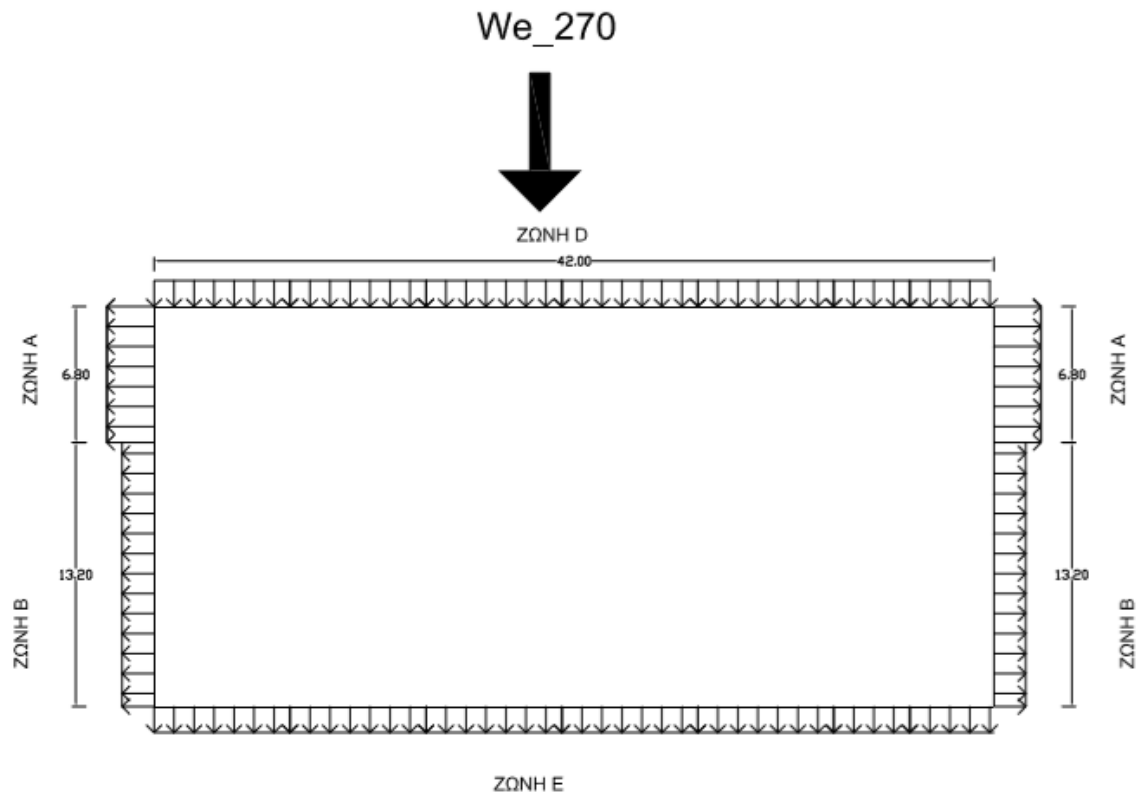
$$W_e^A = -0.828\text{KN/m}^2$$

$$W_e^B = -0.552\text{KN/m}^2$$

$$W_e^D = +0.449\text{KN/m}^2$$

$$W_e^E = -0.311\text{KN/m}^2$$





#### 1.5.4.7 Συντελεστές Πίεσης για την εσωτερική Πίεση στα κτίρια $C_{pi}$

Γενικά ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης,  $C_{pi}$ , εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Σύμφωνα με τον EN 1991-1-4.6:2002 ισχύουν τα παρακάτω:

Όταν, σε τουλάχιστον δύο πλευρές του κτιρίου (πλευρικές ή οροφή), η συνολική επιφάνεια των ανοιγμάτων σε κάθε πλευρά είναι μεγαλύτερη από το 30% της επιφάνειας αυτής της πλευράς, οι δράσεις στην κατασκευή δεν θα πρέπει να υπολογίζονται από τους κανόνες που ισχύουν για ανοικτά στέγαστρα.

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. Αυτό επίσης μπορεί να εφαρμόζεται σε μεμονωμένους εσωτερικούς όγκους μέσα στο κτίριο.

Σε κτίριο με μια δεσπόζουσα πλευρά, η εσωτερική πίεση θα λαμβάνεται σαν ένα κλάσμα της εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της δεσπόζουσας πλευράς. Θα χρησιμοποιούνται οι τιμές που δίνονται από τις Εξισώσεις:

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στη δεσπόζουσα πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές,

$$C_{pi} = 0.75 * C_{pe}$$

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στη δεσπόζουσα πλευρά είναι τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές,

$$C_{pi} = 0.90 * C_{pe}$$

Όπου:

$C_{pe}$  : τιμή για το συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της δεσπόζουσας πλευράς.

Όταν αυτά τα ανοίγματα βρίσκονται σε ζώνες με διαφορετικές τιμές εξωτερικών πιέσεων, μια σταθμισμένη μέση τιμή του  $C_{pe}$  θα πρέπει να χρησιμοποιείται.

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στη δεσπόζουσα πλευρά είναι μεταξύ 2 και 3 φορές της επιφάνειας των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για τον υπολογισμό του  $C_{pi}$ .

Αυτό εφαρμόζεται σε πλευρές και στέγες κτιρίων με ή χωρίς εσωτερικά διαχωριστικά.

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.

Στην παρούσα εργασία, εφόσον δεν είναι δυνατό να προσδιοριστούν τα ανοίγματα, θα ακολουθήσουμε την τελευταία σημείωση, σύμφωνα με την οποία μπορούμε να λάβουμε δυο περιπτώσεις για  $C_{pi}=+0.2$  και  $C_{pi}=-0.3$ .

#### 1.5.4.8 Υπολογισμός Εσωτερικών Πίεσεων Ανέμου $W_i$

Η πίεση του ανέμου που δρα σε εξωτερικές επιφάνειες λαμβάνεται από την εξίσωση:

$$W_i = q_p(z_i) * C_{pi}$$

Όπου:

$q_p(z)$ : πίεση ταχύτητας αιχμής

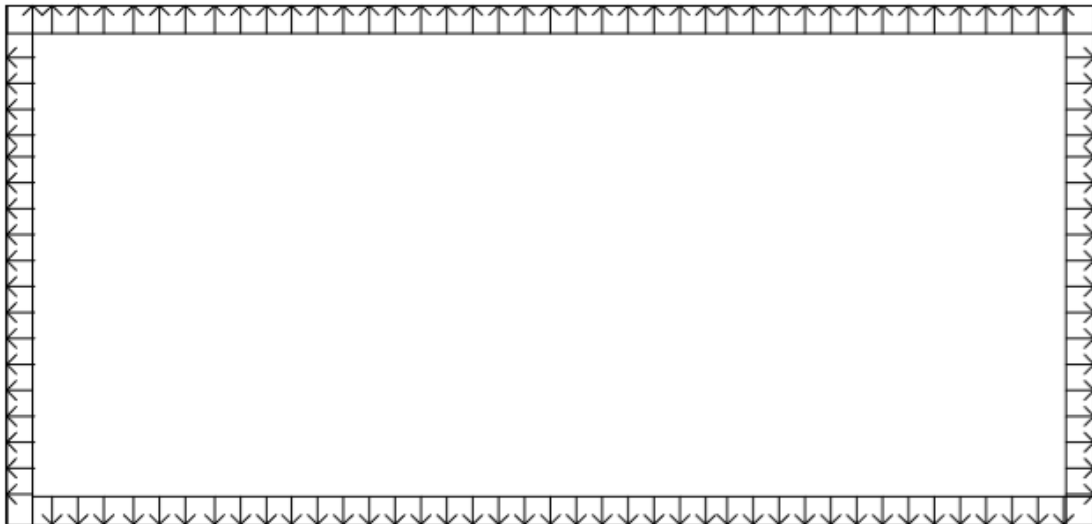
$z_i$  : Ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

$C_{pi}$  : συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

Σύμφωνα με προηγούμενη παράγραφο λαμβάνουμε δυο περιπτώσεις για  $C_{pi}=+0.2=C_{p1}$  και  $C_{pi}=-0.3=C_{p2}$

Για όλες τις διευθύνσεις του ανέμου υπολογίστηκε παραπάνω:  $q_p(z_i) = 0,69 \text{KN/m}^2$

1<sup>η</sup> περίπτωση:  $C_{pi}=+0.2$ :  $W_{i\_1} = 0,2 * 0,69 \text{KN/m}^2 = +0,138 \text{KN/m}^2$



2<sup>η</sup> περίπτωση:  $C_{pi} = -0.3$  :  $W_{i\_2} = -0,3 * 0,69 \text{KN/m}^2 = -0,207 \text{KN/m}^2$



#### 1.5.4.9 Τελικές ανεμοπιέσεις κατασκευής

Οι δράσεις του ανέμου επί των κατασκευών και δομικών στοιχείων πρέπει να προσδιορίζονται λαμβάνοντας υπόψη τόσο τις εξωτερικές πιέσεις, όσο και τις εσωτερικές. Η πίεση του ανέμου που δρα σε εξωτερικές και εσωτερικές επιφάνειες λαμβάνονται από τις αντίστοιχες εξισώσεις:

$$W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$$

$$W_i = q_p(z_i) * C_{pi}$$

Όπου:

$q_p(z)$ : πίεση ταχύτητας αιχμής

$z_e$  : Ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

$z_i$  : Ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

$C_{pe}$  : συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

$C_{pi}$  : συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

Η τελική πίεση 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, απομακρυνόμενη από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Συνεπώς, οι τελικές πιέσεις του ανέμου είναι:

$$1) W_{1\_0} = W_{e\_0} + W_{i\_1}$$

$$2) W_{2\_0} = W_{e\_0} + W_{i\_2}$$

$$3) W_{1\_90} = W_{e\_90} + W_{i\_1}$$

$$4) W_{2\_90} = W_{e\_90} + W_{i\_2}$$

$$5) W_{1\_180} = W_{e\_180} + W_{i\_1}$$

$$6) W_{2\_180} = W_{e\_180} + W_{i\_2}$$

$$7) W_{1\_270} = W_{e\_270} + W_{i\_1}$$

$$8) W_{2\_270} = W_{e\_270} + W_{i\_2}$$

#### 1.5.5 Φορτίο χιονιού

Ο προσδιορισμός των φορτίων λόγω χιονιού επιτυγχάνεται με την χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς. Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με την χρήση συντελεστών μορφής.



Το φορτίο χιονιού προκαλείται από την εναπόθεση του στις στέγες. Η ποσότητα χιονιού που εναποτίθεται εξαρτάται: από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ). Σημαντικό ρόλο παίζει η πυκνότητα του χιονιού βάση της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο.

Τα φορτία του χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991-1-3). Σε ειδικές περιπτώσεις όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνθηκών στατικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου του χιονιού, οι ακραίες τιμές μπορεί να θεωρηθούν ως ακραίες τυχηματικές δράσεις.

#### 1.5.5.1 Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους συναρτήσεται της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου  $A$  (στην περίπτωση μας  $A=100m$ ), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από την εξίσωση:

$$s_k = s_{k,0} * \left(1 + \frac{A^2}{917}\right)$$

Όπου :

$s_{k,0}$ : χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλαδή για  $A=0$ ) σε  $kN/m^2$ . Στην περίπτωση μας θεωρούμε ζώνη εδάφους Γ, επομένως από Πίνακα 1 του Εθνικού Προσαρτήματος του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3 NA, προκύπτει:  $s_{k,0}=0.80kN/m^2$

Ακόμη, θεωρούμε υψόμετρο κατασκευής 70m. Έτσι, προκύπτει :  $s_k = 0.805kN/m^2$

#### 1.5.5.2 Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού για μονοκλινή στέγη υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$s = \mu_i * c_e * c_t * s_k$$

όπου:

$\mu_i$  είναι ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού. Για μονοκλινή στέγη με κλίση στέγης  $\alpha=0^\circ$  από τον πίνακα 5.2 του EN 1991-1-3 προκύπτει  $\mu_i=0.80$

$c_e$  είναι ο συντελεστής εκθέσεως, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται 1,00.

$c_t$  είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος για κανονικές συνθήκες μόνωσης λαμβάνεται ίσος με 1,00.

Τελικά προκύπτει φορτίο χιονιού:

$$s = \mu_i * c_e * c_t * s_k = 0,80 * 1,0 * 1,0 * 0,805 = 0,644kN/m^2$$

Άρα  $s=0.644kN/m^2$

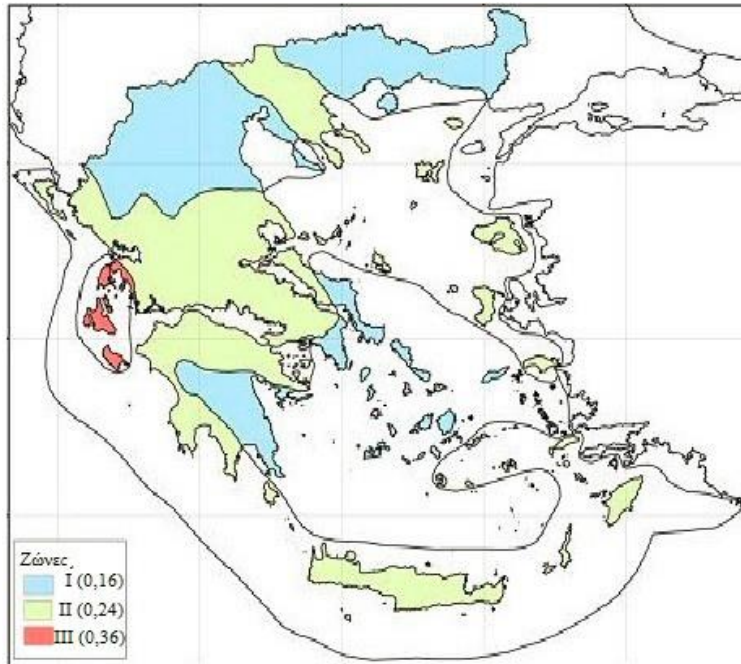
### 1.5.6 Σεισμικές δράσεις

«Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις 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. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται βάση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού  $a_{gR}$  ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας τα

όρια των οποίων καθορίζονται στο χάρτη της εικόνας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης αναφοράς, εδάφους A (βραχώδες έδαφος) η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (συνήθης διάρκεια ζωής μίας κατασκευής).



Σχήμα 1.9 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

Ζώνη	$a_{gR} / g$
I	0,16
II	0,24
III	0,36

Η εδαφική επιτάχυνση σε κατηγορία A, βραχώδες έδαφος, για περίοδο επαναφοράς διαφορετική από αυτή που αντιστοιχεί στην επιτάχυνση αναφοράς δίνεται από την σχέση  $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$ . Όπου  $\gamma_I$  ο συντελεστής

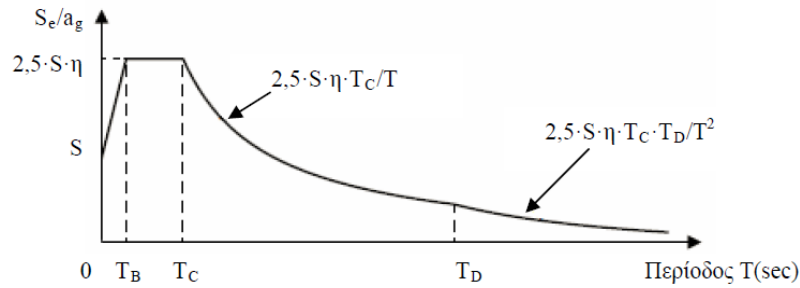
σπουδαιότητας.

Η κατασκευή μας βρίσκεται στην περιοχή της Αττικής σε σεισμική ζώνη I (0,16g) και ανήκει στην κατηγορία συνήθους σπουδαιότητας II, έτσι έχουμε εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0,16g \cdot 1,00 = 0,16g$ .

Οι σεισμικές διεγέρσεις στην επιφάνεια του εδάφους ορίζονται από δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα στατικά ανεξάρτητες μεταξύ τους και καθορίζονται με την βοήθεια φασμάτων απόκρισης. Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που μας δίνει την μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών, ανάλογα την ιδιοπερίοδο τους, με συγκεκριμένη απόσβεση ( $\zeta=5\%$ ) και για μία δεδομένη σεισμική διέγερση.

Τα φάσματα απόκρισης που έχουν καταγραφεί παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές που οφείλονται στα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης αλλά και στους διάφορους τύπους εδαφών. Έτσι κατά τον σχεδιασμό μίας νέας κατασκευής η σεισμική διέγερση στην επιφάνεια του εδάφους προσομοιώνεται με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που καλύπτει τις μορφές των φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορεί να εκδηλωθούν στην υπό εξέταση περιοχή. Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που πρέπει να χρησιμοποιηθεί καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα της κάθε χώρας, έτσι για την περίπτωση της κατασκευής μας χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1.

Οι τιμές των περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$  και  $T_D$  καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους  $S$  εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους.



Εικόνα 1 Ελαστικό Φάσμα EC8

«Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

Κατηγορία Εδάφους	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)	S
A	0,15	0,40	2,50	1,00
B	0,15	0,50	2,50	1,20
C	0,20	0,60	2,50	1,15
D	0,20	0,80	2,50	1,35
E	0,15	0,50	2,50	1,40

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

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριορίστη 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.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις .»

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

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

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

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

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

όπου:

$S_d(T)$  είναι το φάσμα σχεδιασμού

$T$  είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

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

$T_B$  είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_C$  είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

$q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

$\beta$  είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που λαμβάνεται σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0,2.

$\eta$  είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης όπου για  $\zeta=5\%$  ,  $\eta=1$  και μπορεί να ληφθεί από την έκφραση :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\zeta)}} \geq 0,55 ,$$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$ , λαμβάνει υπόψη την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα. Για κανονικά συστήματα φορέων, ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  θα πρέπει να λαμβάνεται με βάση τις ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς που δίδονται στον Πίνακα 1.5. Πίνακας 1.5: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη.

Στατικός Τύπος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5a_u/a_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5a_u/a_1$
δ) Ανεστραμμένο εκκρεμές	2	$2a_u/a_1$

ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5 του EC8	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4a_u/a_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 7 του EC8	
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5a_u/a_1$

Για το κτίριο επιλέχθηκε Κατηγορία Μέσης Πλαστιμότητας και ο συντελεστής συμπεριφοράς για τον φορέα με πλαίσια παραλαβής ροπών καθώς και για τον φορέα με πλαίσιο με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα είναι  $q=4$ . Επίσης, το κτίριο αποτελεί κοχλιωτή κατασκευή. Θα θεωρήσουμε ότι το ζ είναι  $\zeta=5\%$ . Άρα τελικά τα στοιχεία στο SAP2000 είναι τα εξής:

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 η εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου για την οποία ακολουθούμε τα εξής βήματα:

- ✚ Υπολογισμός ιδιοσυχνοτήτων ( $\omega_i$ ) - ιδιομορφών ( $\phi_i$ ).
- ✚ Υπολογισμός γενικευμένης μάζας ( $m_i$ ), συντελεστή συμμετοχής ( $\Gamma_i$ ) και δρώσας μάζας ( $M_i$ ) της  $i$  ιδιομορφής. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 το άθροισμα των δρώσων μαζών, για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας, ενώ λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας.
- ✚ Βάση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζονται οι μέγιστες αποκρίσεις για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης.
- ✚ Επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων με την μέθοδο CQC Πλήρους Τετραγωνικής Επαλληλίας.
- ✚ Χωρικός συνδυασμός  $A_{Ed} = \pm E_x \pm 0,3 \cdot E_y$  και  $A_{Ed} = \pm E_y \pm 0,3 \cdot E_x$ .

## 1.6 Οριακές Καταστάσεις Κατασκευής

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

### 1.6.1.1 Οριακή Καταστροφή Αστοχίας

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

Βασικοί συνδυασμοί

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

Τυχηματικοί Συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Σεισμικοί Συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Όπου  $P=p=0$  , είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

Δράσεις	$\Psi_0$	$\Psi_2$
Επιβαλλόμενα Φορτία - Κατηγορία Β: γραφεία	0,7	0,6
Φορτία ανέμου σε κτήρια	0,6	0
Φορτίο χιονιού σε κτήρια	0,5	0

Πίνακας 1.6 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψι

Επειδή έχουμε δυο κινητά διακρίνουμε τρεις περιπτώσεις:

Βασικός Συνδυασμός με βασικό μεταβλητό τα ωφέλιμα LIVE:

- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*LIVE+1.50\*0.60\*W1\_0+1.50\*0.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*LIVE+1.50\*0.60\*W2\_0+1.50\*0.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*LIVE+1.50\*0.60\*W1\_90+1.50\*0.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*LIVE+1.50\*0.60\*W2\_90+1.50\*0.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*LIVE+1.50\*0.60\*W1\_180+1.50\*0.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*LIVE+1.50\*0.60\*W2\_180+1.50\*0.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*LIVE+1.50\*0.60\*W1\_270+1.50\*0.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*LIVE+1.50\*0.60\*W2\_270+1.50\*0.50\*SNOW

Βασικός Συνδυασμός με βασικό μεταβλητό τον άνεμο:

- 1,35\* (DEAD+ADL)+1.50\*0.70\*LIVE +1.50\*W1\_0+1.50\*0.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*0.70\*LIVE+1.50\*W2\_0+1.50\*0.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*0.70\*LIVE+1.50\*W1\_90+1.50\*0.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*0.70\*LIVE+1.50\*W2\_90+1.50\*0.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*0.70\*LIVE+1.50\*W1\_180+1.50\*0.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*0.70\*LIVE+1.50\*W2\_180+1.50\*0.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*0.70\*LIVE+1.50\*W1\_270+1.50\*0.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*0.70\*LIVE+1.50\*W2\_270+1.50\*0.50\*SNOW

Βασικός Συνδυασμός με βασικό μεταβλητό το χιόνι:

- 1,35\* (DEAD+ADL)+1.50\*0.70\*LIVE +1.50\*0.60\*W1\_0+1.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*0.70\*LIVE+1.50\*0.60\*W2\_0+1.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*0.70\*LIVE+1.50\*0.60\*W1\_90+1.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*0.70\*LIVE+1.50\*0.60\*W2\_90+1.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*0.70\*LIVE+1.50\*0.60\*W1\_180+1.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*0.70\*LIVE+1.50\*0.60\*W2\_180+1.50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*0.70\*LIVE+1.50\*0.60\*W1\_270+1.50\*0,50\*SNOW
- 1,35\* (DEAD+ADL) +1.50\*0.70\*LIVE+1.50\*0.60\*W2\_270+1.50\*SNOW

Σεισμικοί Συνδυασμοί

Κατά τον σχεδιασμό των δομημάτων, επιτρέπεται να εφαρμοσθούν απλούστεροι κανόνες επαλληλίας των συνιστωσών του σεισμού, οπότε δημιουργούνται οι παρακάτω 8 σεισμικοί συνδυασμοί. Σε αυτούς γίνεται η απλοϊκή θεώρηση της ταυτόχρονης δράσης του σεισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις X ( $E_x$ ) και Y ( $E_y$ ) σε ποσοστά 100% και 30%.

$$G+0.30 \cdot Q+E_x+0.30 \cdot E_y$$

$$G+0.30 \cdot Q+E_x-0.30 \cdot E_y$$

$$G+0.30 \cdot Q-E_x+0.30 \cdot E_y$$

$$G+0.30 \cdot Q-E_x-0.30 \cdot E_y$$

$$G+0.30 \cdot Q+0.30 \cdot E_x+ E_y$$

$$G+0.30 \cdot Q+0.30 \cdot E_x- E_y$$

$$G+0.30 \cdot Q-0.30 \cdot E_x+ E_y$$

$$G+0.30 \cdot Q-0.30 \cdot E_x- E_y$$

$$1.00 \cdot (\text{DEAD} + \text{ADL}) + 0.30 \cdot \text{LIVE} + \text{RSP\_X} + 0.30 \cdot \text{RSP\_Y}$$

$$1.00 \cdot (\text{DEAD} + \text{ADL}) + 0.30 \cdot \text{LIVE} + 0.30 \cdot \text{RSP\_X} + \text{RSP\_Y}$$

### 1.6.1.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή ένα δομικό μέλος, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων. Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι:

Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί

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

Συχνοί Συνδυασμοί

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

Οιονεί Μόνιμοι Συνδυασμοί

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

όπου:

- + "Επαλληλία με"
- $G_{k,j}$  χαρακτηριστική τιμή μόνιμων δράσεων
- $Q_{k,i}$  χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
- $Q_{k,i}$  χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων  $i$
- $A_{Ed}$  τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης
- $A_d$  τιμή σχεδιασμού τυχηματικής δράσης
- $P$  χαρακτηριστική τιμή προέντασης
- $\gamma_{G,j}$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση
- $\gamma_{Q,i}$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση
- $\gamma_p$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

Και οι τιμές του  $\gamma$  που προτείνονται είναι:

Οριακή κατάσταση αστοχίας

- $\gamma_{G,j}$  1,35 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή
- $\gamma_{Q,1}$  1,50 όπου είναι δυσμενής και 0,00 όπου είναι ευνοϊκή
- $\gamma_{Q,i}$  1,50 όπου είναι δυσμενής και 0,00 όπου είναι ευνοϊκή

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- $\gamma_{G,j}$  1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή
- $\gamma_{Q,1}$  1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή
- $\gamma_{Q,i}$  1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

Κατά την εξέταση μίας οριακής κατάστασης θα πρέπει να ικανοποιείται για όλα τα φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβανομένων και των συνδέσεων η ακόλουθη σχέση:

$$E_d \leq R_d$$

$E_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων, π.χ. εντατικό μέγεθος ( $M$ ,  $N$ ,  $V$ ).

$R_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση μίας κατασκευής προσδιορίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που δρουν επί αυτής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ , συνδυάζονται μεταξύ τους, με τους κατάλληλους συντελεστές συνδυασμού  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$ , για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών για διάφορες ανεξάρτητες μεταβλητές δράσεις είναι μικρή. Έτσι κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ , οι οποίοι εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.



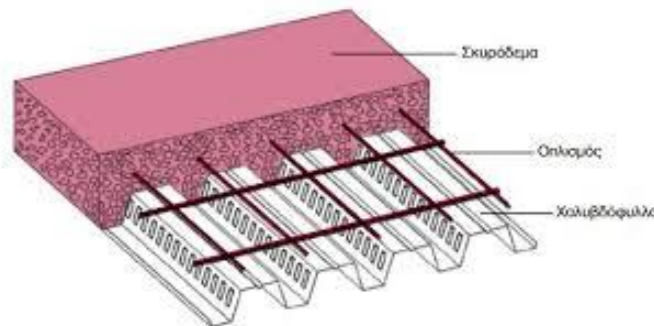
## 2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Στοιχείων

### 2.1 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Πλακών

#### 2.1.1 Γενικά

Τα τελευταία χρόνια η χρήση σύμμικτων πλακών έχει γίνει πολύ δημοφιλής και έχει συμβάλει στην αύξηση της χρήσης μεταλλικών κατασκευών σε οικοδομικά έργα. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν στην φάση κατασκευής ως τύπος για το έγχυτο σκυρόδεμα και ως οπλισμός της πλάκας στην φάση λειτουργίας. Ταυτόχρονα, στην πλάκα σκυροδέματος προβλέπεται ελαφρύς οπλισμός.

Οι σύμμικτες πλάκες υποβάλλονται σε φόρτια κάθετα και παράλληλα στο επίπεδό τους. Στην πρώτη περίπτωση λειτουργούν ως πλάκες και στη δεύτερη ως διαφράγματα. Για φορτία κάθετα λειτουργούν ως διέριστες πλάκες. Από στατική άποψη, λοιπόν, συμπεριφέρονται ως δοκοί των οποίων υπολογίζονται οι αντοχές σε κάμψη και διάτμηση και η μεταφορά της διαμήκουσ διάτμησης εφόσον πρόκειται για σύμμικτα στοιχεία.



Σχήμα 2.1 Διάταξη σύμμικτης πλάκας

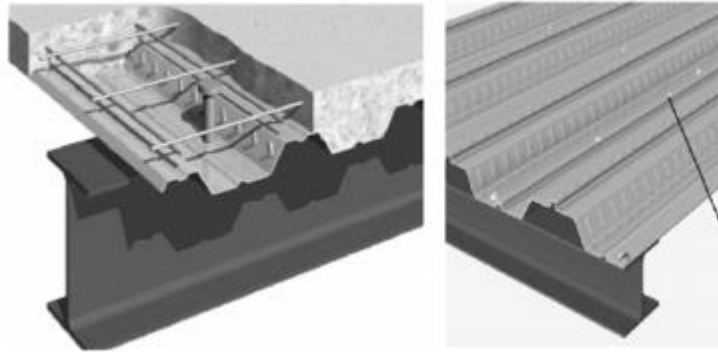
#### 2.1.2 Χαλυβδόφυλλα

##### 2.1.2.1 Γενικά

Τα χαλυβδόφυλλα προέρχονται από εν ψυχρώ εξέλαση ταινιών χάλυβα και αποτελούν ένα βασικό συστατικό στοιχείο των πλακών. Ικανοποιούν μια σειρά από απαιτήσεις, όπως:

- ⊕ Χρησιμεύουν σαν επιφάνεια εργασίας, τύπος για την πλάκα και παραλαμβάνουν τα φορτία διάστρωσης
- ⊕ Λειτουργούν ως διαφράγματα και ευσταθοποιούν τις σιδηροδοκούς έναντι πλευρικού λυγισμού στην φάση κατασκευής το έργου
- ⊕ Εξασφαλίζουν τη λειτουργία μιας συνεχούς δοκού με το μεγάλο μήκος τους
- ⊕ Δημιουργούν σύμμικτη δράση με την πλάκα και παραλαμβάνουν από κοινού τα ωφέλιμα φορτία
- ⊕ Χρησιμεύουν για την ανάρτηση διαφόρων στοιχείων

Ένα βασικό στοιχείο σχεδιασμού τους είναι η αντοχή στην φάση κατασκευής. Τα ύψη τους κυμαίνονται μεταξύ 45mm και 200mm, ανάλογα με το άνοιγμα τους. Συναντώνται σε μορφή χελιδονιού και τραπεζοειδή και τα πλάτη του κάτω πέλματος κυμαίνονται μεταξύ 150 και 300mm. Λόγω των συχνά μεγάλων λόγων  $b/t$  και τον κίνδυνο τοπικού λυγισμού προβλέπονται μικρές νευρώσεις στα πέλματα ή τον κορμό. Η τοποθέτησή τους γίνεται κάθετα στις δοκούς και θεωρούνται αμφιέριστα ή συνεχή πολλών ανοιγμάτων. Τέλος, προβλέπεται από τον κανονισμό ελάχιστο πλάτος έδρασης αυτού 75mm.



Σχήμα 2.2 Εξασφάλιση διατμητικής σύνδεσης μεταλλικών φύλλων – σκυροδέματος στις σύμμικτες πλάκες

Τα χαλυβδόφυλλα μελετώνται στην φάση κατασκευής ώστε να μπορούν να παραλάβουν:

- ✓ Ίδιον βάρος τους
- ✓ Ίδιον βάρος νωπού σκυροδέματος
- ✓ Κατακόρυφα φορτία διάστρωσης σκυροδέματος
- ✓ Οριζόντια φορτία (αν πρόκειται να εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία στην φάση κατασκευής)

### 2.1.3 Διαστασιολόγηση Σύμμικτης Πλάκας

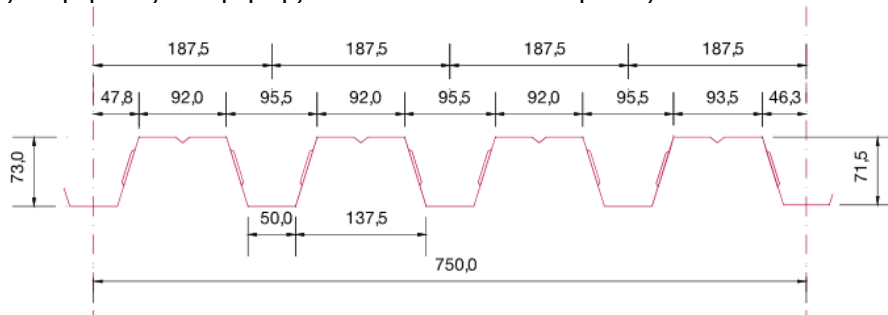
Επελέγη να χρησιμοποιηθούν συνεχή χαλυβδόφυλλα, έτσι ώστε στην φάση κατασκευής να παρέχουν καλύτερη πλευρική εξασφάλιση στις σιδηροδοκούς. Θεωρούμε πλάκες-λωρίδες πλάτους 1m και τις λύνουμε ως συνεχείς δοκούς. Εφόσον τα φορτία είναι ίδια σε όλους τους ορόφους η επίλυση γίνεται μια φορά. Επιπλέον, δεν χρειάζεται να λύσουμε την δοκό με όσα ανοιγμάτα έχει. Η επίλυση μιας συνεχούς δοκού δυο ανοιγμάτων δίνει αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα για μια συνεχή πολλών ανοιγμάτων.

Έχουμε, λοιπόν:

- ✓ Πάχος πλάκας  $h_{πλ}=15\text{cm}$
- ✓ Πάχος χαλυβδόφυλλου  $t_p=0,75\text{mm}$
- ✓ Οπλισμοί Στηρίξεων  $\Phi 6/30$
- ✓ Οπλισμοί Ανοιγμάτων  $\Phi 6/30$
- ✓ Επικάλυψη οπλισμών  $c=30\text{mm}$

#### 2.1.3.1 Χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73

Επιλέγεται χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73, το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αμιγώς μεταλλικός φορέας ικανός να καλύψει μεγάλα ανοιγμάτα. Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις μήκους 40 mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών.



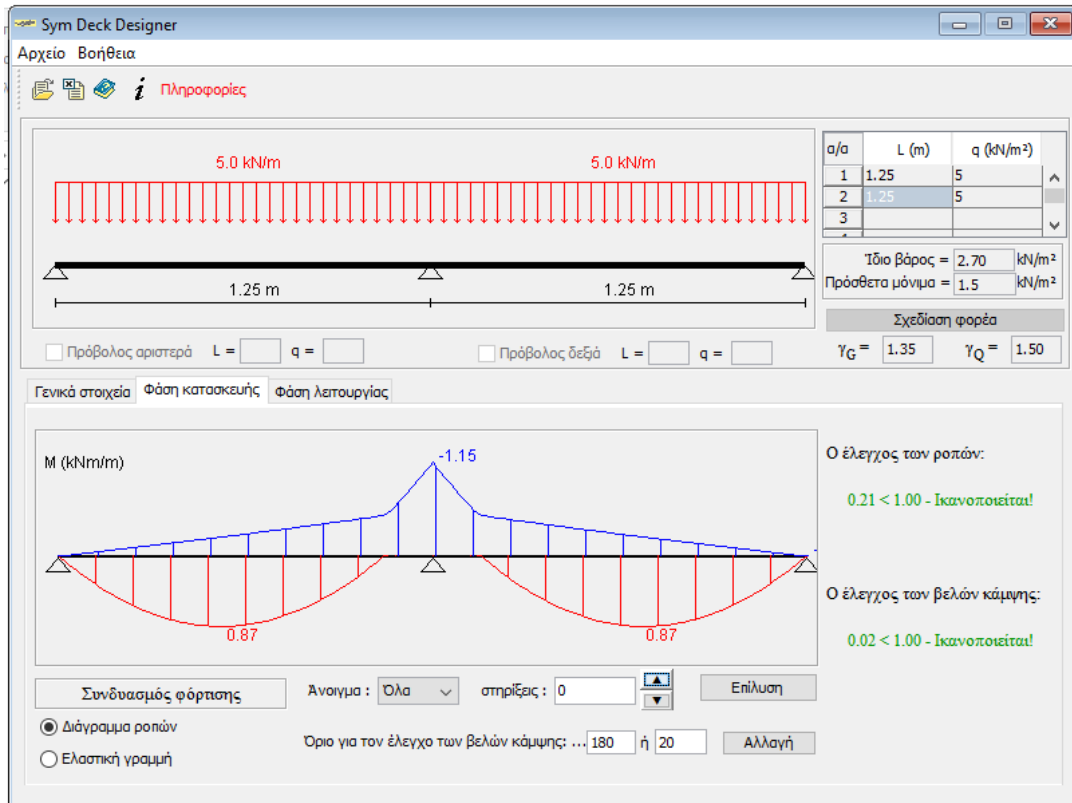
Σχήμα 2.3 Γεωμετρία τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73

### 2.1.3.2 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στην Φάση Κατασκευής

Ο έλεγχος του χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής γίνεται με βάση τον Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1.3 περί λεπτότοιχων διατομών ψυχρής διαμόρφωσης. Τα φορτία στην φάση κατασκευής είναι:

- I. Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου
- II. Ίδιον βάρος σκυροδέματος
- III. Φορτίο Διάστρωσης (κινητό)

Με τα ανωτέρω φορτία γίνεται η διαστασιολόγηση του χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής. Η επιλογή και διαστασιολόγηση γίνεται με βάση τους πίνακες των κατασκευαστών. Γίνεται ο έλεγχος και στο λογισμικό SymDeck Designer και επαληθεύονται όλοι οι έλεγχοι.



Σχήμα 2.4 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στην Φάση Κατασκευής

### 2.1.3.3 Έλεγχος Σύμμικτων Πλακών στην Φάση Λειτουργίας

#### Φορτία Σχεδιασμού

Ίδιον Βάρος χαλυβδόφυλλου (πρόγραμμα)

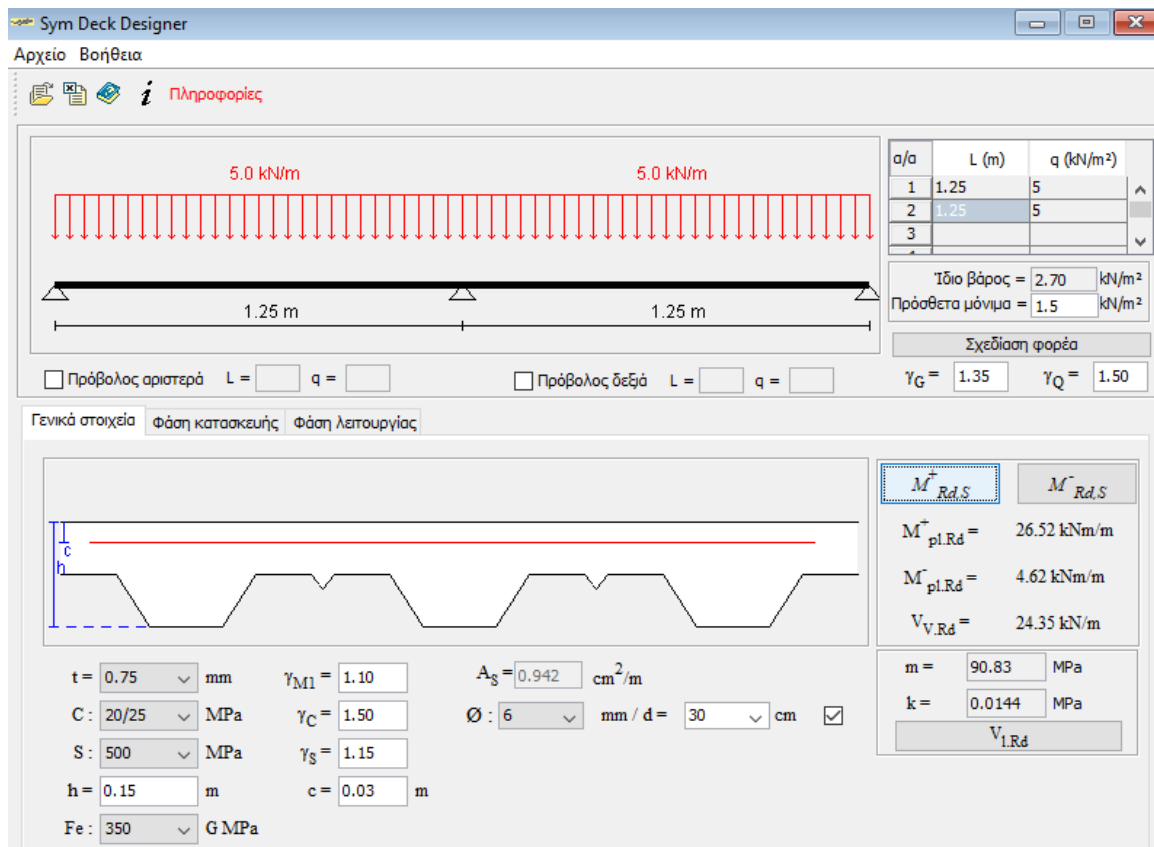
Ίδιον βάρος σκυροδέματος (πρόγραμμα)

Πρόσθετα μόνιμα  $g_{ADL} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

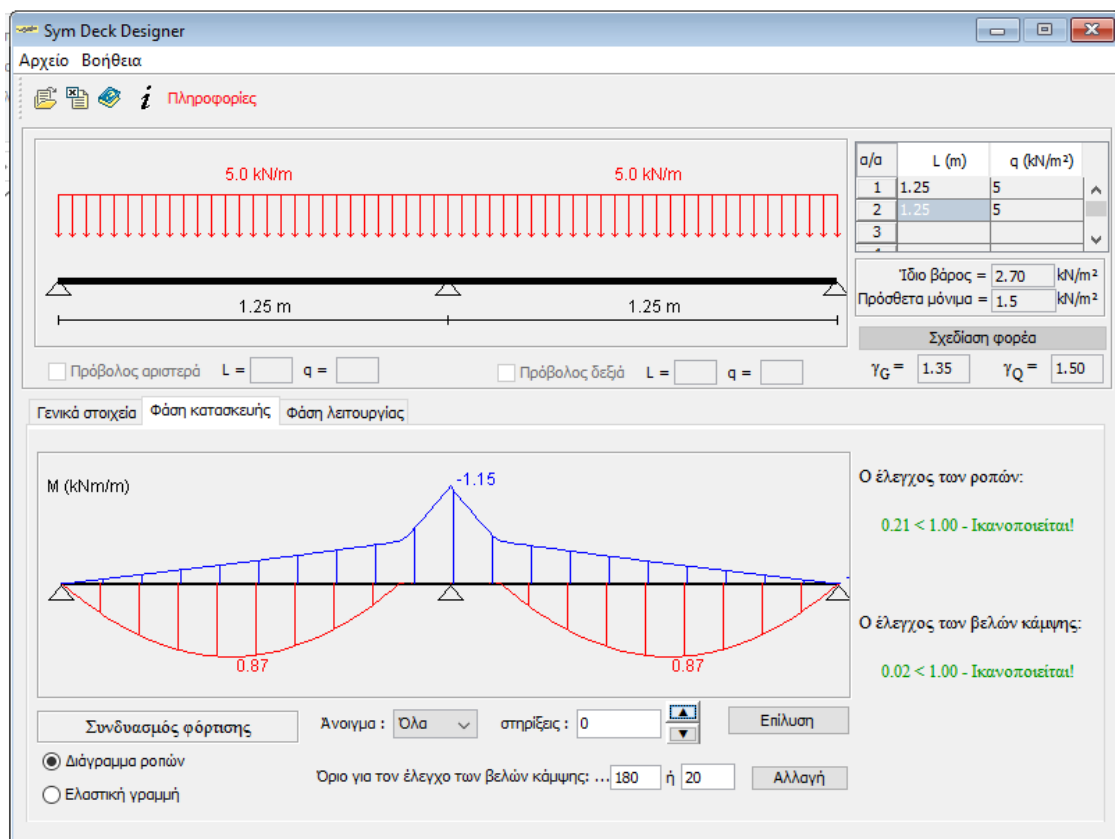
Κινητά  $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Φορτίο Σχεδιασμού πλάκας στην ΟΚΑ:  $q_{Ed} = 1,35 * g + 1,50 * q$  (πρόγραμμα)

Με την βοήθεια του λογισμικού επίλυσης σύμμικτων πλακών SymDeck Designer, επιλύεται το πρόβλημα μας και επαληθεύουμε όλους τους απαιτούμενους ελέγχους.



Σχήμα 2.5 Διάγραμμα ελευθέρου σώματος σύμμικτης πλάκας



Σχήμα 2.6 Διάγραμμα ροπών κάμψης σύμμικτης πλάκας

## 2.2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Δοκών

Οι δοκοί στα κτίρια συνήθως είναι σύμμικτες, οπότε η διαστασιολόγηση τους περιλαμβάνει αρχικά την σιδηροδοκό στην φάση κατασκευής και έπειτα την σύμμικτη δοκό στην φάση λειτουργίας. Οι έλεγχοι αφορούν την οριακή κατάσταση αστοχίας και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

### 2.2.1 Έλεγχος δοκών στην φάση κατασκευής

Οι δευτερεύουσες δοκοί και οι διαδοκίδες του κτιρίου έχουν επιλεγεί να είναι σύμμικτες και αμφιέριστες τύπου IPE240. Μετά από ελέγχους βρέθηκε ότι στη φάση κατασκευής, κατά την οποία οι δοκοί δουλεύουν ως σιδηροδοκοί, κινδυνεύουν έναντι πλευρικού λυγισμού. Για τον λόγο αυτό και για λόγους οικονομίας αποφασίστηκε να γίνει προσωρινή πλευρική εξασφάλιση στα μισά του μήκους των μελών. Οπότε στην φάση κατασκευής οι δοκοί αντιμετωπίζονται ως **συνεχείς δυο ανοιγμάτων** και στην φάση λειτουργίας ως **αμφιέριστες**. Ενδεικτικά παρατίθεται αναλυτικά ο έλεγχος μιας δευτερεύουσας δοκού. Με το ίδιο τρόπο υπολογίζεται και μια κύρια δοκός με την διαφορά όμως ότι απαιτείται IPE270 και χωρίς πλευρική εξασφάλιση στην φάση κατασκευής. Οπότε και επιλέγεται ως αμφιέριστη στις δυο φάσεις. Παρακάτω δίνεται η διαστασιολόγηση της δευτερεύουσας δοκού μόνο, καθώς στην κύρια έγιναν οι ίδιοι υπολογισμοί και δεν κρίνεται αναγκαίο να γίνει παράθεση αυτών.

#### 2.2.1.1 Κατάταξη διατομής σιδηροδοκού

Στην φάση κατασκευής η δοκός ελέγχεται ως χαλύβδινη. Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη. Ανάλογα με την ένταση του στοιχείου, γίνεται κατάταξη των επιμέρους τμημάτων για να αποφασιστεί ένα θα γίνει ελαστική ή πλαστική ανάλυση του μέλους.

Συγκεκριμένα, οι δοκοί μας υπόκειται σε εγκάρσια φορτία. Γι' αυτό ελέγχονται σε κάμψη και διάτμηση. Ειδικότερα κατά την κατάταξη της διατομής, ελέγχουμε τον κορμό σε κάμψη και το πέλαμα σε θλίψη.

Από τον έλεγχο προκύπτει διατομή κατηγορίας 1. Οπότε θα γίνουν πλαστικοί έλεγχοι παρακάτω.

#### 2.2.1.2 Ένταση σιδηροδοκού στην φάση κατασκευής

Όσον αφορά τα φορτία της δοκού, παραλαμβάνει το ίδιο βάρος της, το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου, τα φορτία του νωπού σκυροδέματος της πλάκας και τα φορτία διάστρωσης του σκυροδέματος. (τα τελευταία αμελούνται)

✚ Μόνιμα

a) Ίδιον βάρος δοκού  $g_s = A_s * \gamma_s$

b) Ίδιον βάρος σκυροδέματος  $g_c = 2.70kN/m^2$

c) Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου  $g_p = 0,125kN/m^2$

✚ Κινητά  $q=5,00kN/m^2$

Φορτίο σχεδιασμού στην ΟΚΑ:  $q_{Ed} = 1.35 * g + 1.50 * q$

Επιλέγεται ως συνεχής δοκός δυο (2) ανοιγμάτων με μέγιστα εντατικά μεγέθη:

$$V_{Ed} = \frac{5 * q_{Ed} * l}{8}$$

$$M_{Ed} = 0.07 * q_{Ed} * l^2$$

<b>Ένταση - Φάση Κατασκευής</b>		
gp	=	0,125 KN/m <sup>2</sup>
gc	=	2,7 KN/m <sup>2</sup>
gs	=	0,31 KN/m
bεπιρ	=	1,25 m
qEd	=	0,052 KN/cm
VEd	=	22,67 KN
MEd	=	1777,34 KNcm

### 2.2.1.3 Έλεγχος διατομής δοκού στην φάση κατασκευής - Αντοχή

#### ✓ Έλεγχος σε Διάτμηση

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης  $V_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

Όπου:

$V_{c,Rd}$  είναι η διατμητική αντοχή σχεδιασμού.

Για πλαστικό σχεδιασμό  $V_{c,Rd}$  είναι η πλαστική διατμητική αντοχή  $V_{pl,Rd}$

Για ελαστικό σχεδιασμό  $V_{c,Rd}$  είναι η ελαστική διατμητική αντοχή

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από:

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

<b>Έλεγχος σε διάτμηση</b>		
$V_{pl,Rd}$	=	259,69 KN
Έλεγχος	:	ok
<b>Βαθμός Εκμετάλ.</b>	:	<b>0,09</b>

#### ✓ Έλεγχος σε κάμψη

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

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

όπου  $M_{c,Rd}$  καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τα παρακάτω:

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

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

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

<b>Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη</b>		
$M_{pl,Rd}$	=	8615,10 KNcm
Έλεγχος	:	ok

### 2.2.1.4 Έλεγχος μέλους στην φάση κατασκευής – Πλευρική ευστάθεια

Η σύμμικτη δοκός παραλαμβάνει στη φάση λειτουργίας το σύνολο των μονίμων και ωφέλιμων φορτίων, υπόκειται δε σε ερπυσμό και συστολή ξήρανσης. Οι απαιτούμενοι έλεγχοι δίνονται στην συνέχεια. Υποτίθεται έχει εξασφαλιστεί πλήρης διατμητική σύνδεση.

Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού ως εξής:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Όπου:

$M_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$  είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

<b>Έλεγχος σε Πλευρικό Λυγισμό</b>		
LT	= 350	cm
za	= 12	cm
zs	= 0	cm
zg	= 12	cm
zj	= 0	cm
k	= 1	Στρεπτική στήριξη
kw	= 1	Στρέβλωση
C1	= 1	Συντελεστής~ [M],
C2	= 0	
C3	= 1	
Mcr	= 8959,47	KNcm
λLT	= 0,98	
έλεγχος	: έλεγξε σε πλευρικό λυγισμό	
h/b	= 2,00	
καμπύλη λυγ	: b	
aLT	= 0,34	
φLT	= 1,11	
χLT	= 0,609	
Mb,Rd	= 5249,89	KNcm
Έλεγχος	: ok	
<b>βαθμός Εκμετάλ.</b>	<b>: 0,34</b>	

### 2.2.1.5 Έλεγχος βελών δοκού στην φάση κατασκευής

Τέλος, γίνεται και έλεγχος λειτουργικότητας της σιδηροδοκού ελέγχοντας τα μέγιστα βέλη.

$$w_{max} = \frac{q_{Ed} * l^2}{192,8 * E_s * I_y}$$

$$w_{max, επιτρεπόμενο} = \frac{l}{250}$$

$$q_{Ed} = 1.00 * g + 1.00 * q$$

<b>OKI</b>		
qEd	= 0,038	KN/cm
wmax	= 0,58	cm
wεπιτρ	= 2,80	cm
Έλεγχος	: ok	
<b>βαθμός Εκμετάλ.</b>	<b>: 0,21</b>	

Εφόσον ικανοποιούνται οι έλεγχοι στην φάση κατασκευής προχωράμε στον έλεγχο της φάσης λειτουργίας της δοκού.

### 2.2.2 Έλεγχος δοκών στην φάση λειτουργίας

Στην φάση λειτουργίας η δοκός είναι πλέον σύμμικτη και αμφιέριστη. Οπότε, ελέγχεται μόνο για θετικές ροπές σύμφωνα με την παρακάτω μεθοδολογία.

#### 2.2.2.1 Δεδομένα

Για τον έλεγχο της σύμμικτης δοκού χρειαζόμαστε τα παρακάτω μεγέθη:

- ⊕ Συνεργαζόμενο πλάτος  $b = \frac{l_1 + l_2}{4}$
- ⊕ Πάχος πλάκας χωρίς το χαλυβδόφυλλο  $h_c = h_{tot} - h_p$

b	=	62,5	cm
h <sub>p</sub>	=	73	mm
h <sub>tot</sub>	=	150	mm
h <sub>c</sub>	=	77	mm

#### 2.2.2.2 Κατάταξη διατομής

Όπως και οι χαλύβδινες διατομές έτσι και οι σύμμικτες δοκοί κατατάσσονται για λόγους μεθόδου ανάλυσης σε κατηγορίες, ανάλογα με τους λόγους πλάτους προς πάχος (b/t) των θλιβόμενων τοιχωμάτων. Η μέθοδος προσδιορισμού της κατηγορίας της διατομής είναι ανάλογη της μεθόδου για χαλύβδινες διατομές. Ειδικά για σύμμικτες δοκούς χωρίς εγκιβωτισμένο κορμό ισχύουν τα εξής:

- ✓ Θλιβόμενα πέλματα συνδεδεμένα με πλάκα σκυροδέματος θεωρούνται κατηγορίας 1 ανεξαρτήτως της τιμής του λόγου b/t, όταν για τις αποστάσεις e<sub>t</sub> και e<sub>l</sub> ισχύουν τα εξής όρια του πίνακα.
- ✓ Θλιβόμενα πέλματα ή κορμοί που δεν είναι σε επαφή με το σκυρόδεμα κατατάσσονται σύμφωνα με τον EN1993, περί μεταλλικών διατομών.

Προκύπτει διατομή κατηγορίας 1.

#### 2.2.2.3 Φορτία δοκού στην φάση λειτουργίας

Στην φάση λειτουργίας της η δοκός παραλαμβάνει όλα τα φορτία που παραλάμβανε στην φάση κατασκευής, αλλά προστίθενται ακόμα τα πρόσθετα μόνιμα, τα οποία θεωρήσαμε ίσα με 3,5kN/m<sup>2</sup>.

Επιλύουμε την δοκό ως αμφιέριστη με ομοιόμορφα καταμεμημένο φορτίο, αλλά ταυτόχρονα προσθέτουμε και τα αποτελέσματα της προσωρινής στήριξης του μέσου στην φάση κατασκευής. Έτσι έχουμε:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} * l^8}{8} + \frac{V_{Ed,κατασκευής} * l}{4}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} * l}{2} + \frac{V_{Ed,κατασκευής}}{2}$$

Όπου:

V<sub>Ed</sub>= Αντίδραση δοκού στην θέση της προσωρινής στήριξης στην φάση κατασκευής

Ένταση σύμμικτης δοκού			
g <sub>np</sub>	=	0,019	KN/cm
q <sub>Ed</sub>	=	0,171	KN/cm
V <sub>Ed</sub>	=	71,14	KN
M <sub>Ed</sub>	=	14433,69	KNcm

#### 2.2.2.4 Έλεγχος αντοχής δοκού σε κάμψη και διάτμηση

- ✓ Έλεγχος σε Κάμψη

Θεωρούμε ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πάχους της πλάκας σκυροδέματος, που είναι και η συνηθέστερη περίπτωση. Υπολογίζουμε:

Θλιπτική Δύναμη  $D = b * z_0 * 0.85 * f_{cd}$



Εφελκυστική Δύναμη  $Z = A_a * f_{yd}$

Θέση ουδέτερου άξονα από την συνθήκη  $D=Z \rightarrow z_0 = \frac{A_a * f_{yd}}{b * 0.85 * f_{cd}}$

Πλαστική Ροπή  $M_{pl,Rd}^+ = Z * (z_a - \frac{z_0}{2}) = A_a * f_{yd} * (z_a - \frac{z_0}{2})$

Εστω Ο.Α. εντός πλάκας σκυροδέματος		
za	=	19,7 cm
bf0	=	12 cm
Z	=	919,32 KN
z0	=	1,30 cm
Έλεγχος	:	ok
MPI,Rd	=	17514,03 KNcm
Έλεγχος επάρκειας σύμμικτης δοκού		
Έλεγχος	=	ok
<b>Βαθμός Εκμετάλ.</b>	=	<b>0,82</b>

Η υπόθεση που κάναμε ήταν σωστή και προχωράμε στον έλεγχο σε διάτμηση.

✓ Έλεγχος σε Διάτμηση

Ακολουθείται η διαδικασία ελέγχου δοκού με συμπαγή κορμό. Οι τέμνουσες παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αναπτυσσόμενη οριακή τάση είναι κατά Von Mises ίση με:

$$f_{yk}/\sqrt{3}$$

Οπότε η αντοχή σε τέμνουσα είναι ίση με:

$$V_{pl,a,Rd} = A_v * \frac{f_{yk}/\sqrt{3}}{\gamma_M}$$

Υπολογισμός Πλαστικής Τέμνουσας Αντοχής $V_{pl,Rd}^+$		
hw/tw	=	35,5
έλεγχος προυπ.	=	OK
Vpl,Rd	=	259,69 KN
Έλεγχος	:	ok
<b>Βαθμός Εκμετάλ.</b>	:	<b>0,27</b>

2.2.2.5 Έλεγχος δοκού σε πλευρική ευστάθεια στην φάση λειτουργίας

Εφόσον η δοκός είναι παντού αμφιέρειστη με θλιβόμενο το άνω πέλαμα, το οποίο εξασφαλίζεται πλευρικά με την βοήθεια της πλάκας, δεν υπάρχει κίνδυνος πλευρικής εκτροπής. Άρα, περιττεύει ο έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό της δοκού.

2.2.2.6 Τελικές διατομές δοκών

Προέκυψαν συνοπτικά:

**Κύρια δοκός: Αμφιέρειστη IPE270**

**Δευτερεύουσα δοκός: Αμφιέρειστη IPE240 στην φάση λειτουργίας και συνεχής δυο ανοιγμάτων με πλευρική εξασφάλιση στα 1/2 στην φάση κατασκευής.**



### 3 Προσομοίωση κτιρίου

Για τις αναλύσεις του κτιρίου απαιτείται η προσομοίωση αυτού μέσω ενός μοντέλου, το οποίο να ανταποκρίνεται όσο το δυνατόν πιο πιστά στην πραγματικότητα. Το πακέτο λογισμικού που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση είναι το SAP2000 v17.0.0 της Computers and Structures. Επιλέγεται η μόνωση ενός χωρικού πλαισίου, αποτελούμενο από γραμμικά στοιχεία. Διασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία στο προσομοίωμα με τον εξαναγκασμό της κοινής μετακίνησης των κόμβων για κάθε όροφο με χρήση κατάλληλης εντολής.

#### 3.1 Προσομοίωση Υλικών

Η προσομοίωση του σκυροδέματος και του χάλυβα έγινε με τις εξής εντολές:  
*Define* → *Materials* → *Add New Material*

Παρουσιάζονται οι καρτέλες από το περιβάλλον του προγράμματος με τις ιδιότητες των υλικών.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a Steel material named 'S235'. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (S235), 'Material Type' (Steel), and 'Material Notes'. The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' (78.5) and 'Mass per Unit Volume' (8,0048) with units set to 'KN, m, C'. The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (2,100E+08), 'Poisson' (0,3), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (1,170E-05), and 'Shear Modulus, G' (80769231). The 'Other Properties for Steel Materials' section includes 'Minimum Yield Stress, Fy' (235000), 'Minimum Tensile Stress, Fu' (360000), 'Effective Yield Stress, Fye' (258500), and 'Effective Tensile Stress, Fue' (396000). There is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

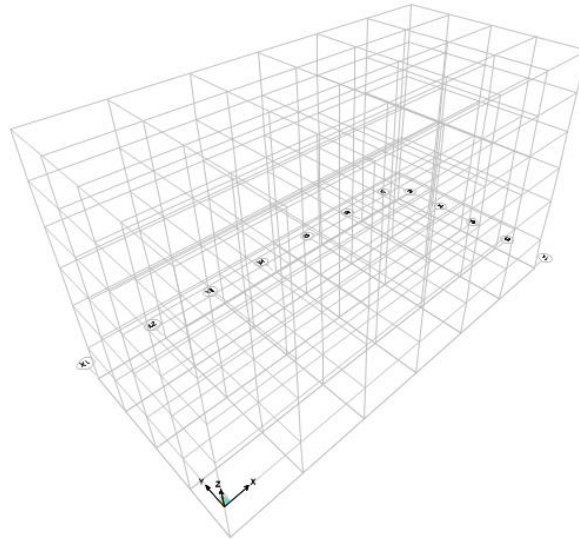
Σχήμα 3.1 Προσομοίωση Χάλυβα S235

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a Concrete material named 'C20/25'. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (C20/25), 'Material Type' (Concrete), and 'Material Notes'. The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' (24,5926) and 'Mass per Unit Volume' (2,5485) with units set to 'KN, m, C'. The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (30000000), 'Poisson' (0,2), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (1,000E-05), and 'Shear Modulus, G' (12500000). The 'Other Properties for Concrete Materials' section includes 'Specified Concrete Compressive Strength, fc' (20000) and a checkbox for 'Lightweight Concrete'. There is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Σχήμα 3.2 Προσομοίωση Σκυροδέματος C20/25

#### 3.2 Προσομοίωση Κανάβου

Σημειώνονται στην κάτοψη κάθε ορόφου τα κέντρα βάρους των υποστυλωμάτων και τα θεωρητικά μήκη των δοκών. Από την τομή αυτών δημιουργείται ο κάρναβος (coordinate system) πάνω στον οποίο σχεδιάζονται οι κόμβοι (joints). Ενώνοντας τους κόμβους κατάλληλα σχεδιάζονται τα υποστυλώματα και οι δοκοί ως γραμμικά στοιχεία.

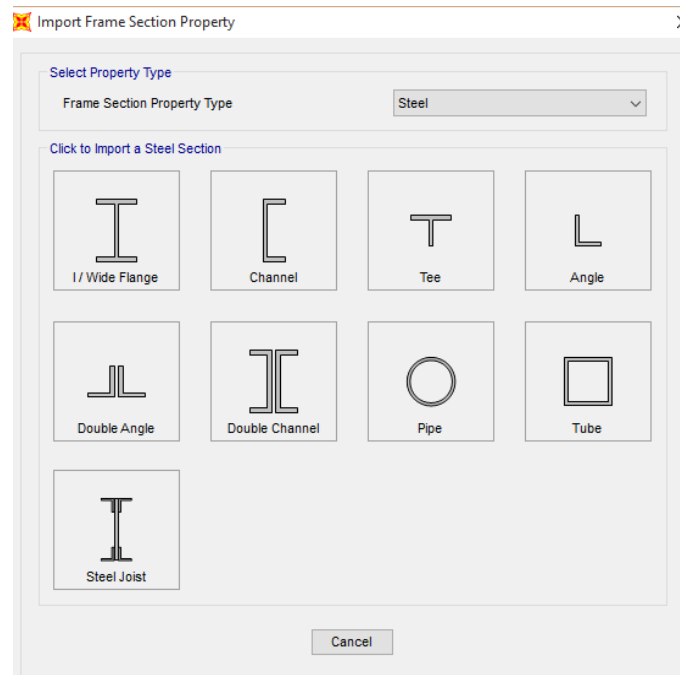


Σχήμα 3.3 Τρισδιάστατος Κάναβος

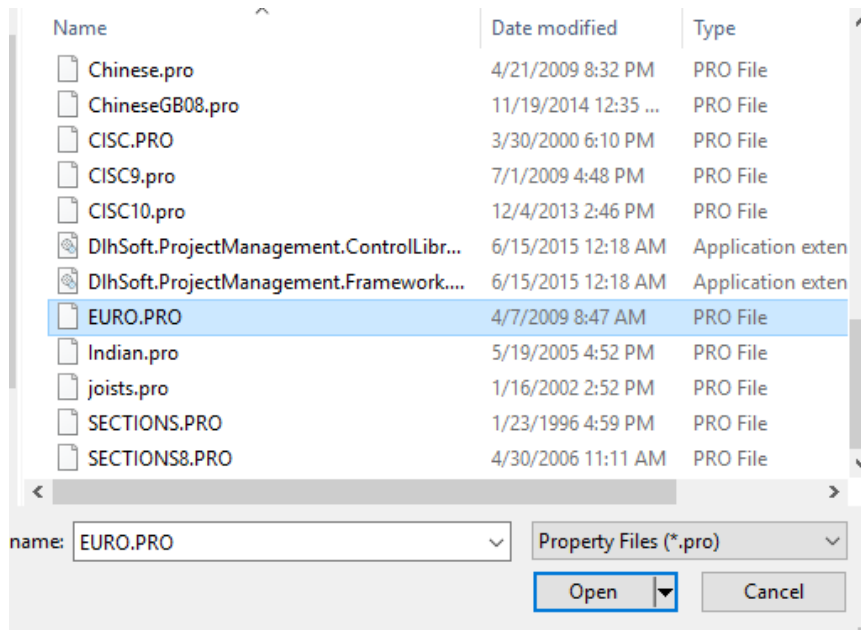
### 3.3 Προσομοίωση Υποστυλωμάτων και δοκών

Η προσομοίωση των υποστυλωμάτων και δοκών έγινε με γραμμικά στοιχεία τύπου frame sections

Εντολές: *Define* → *Section Properties* → *Frame Sections* → *Import New Property*

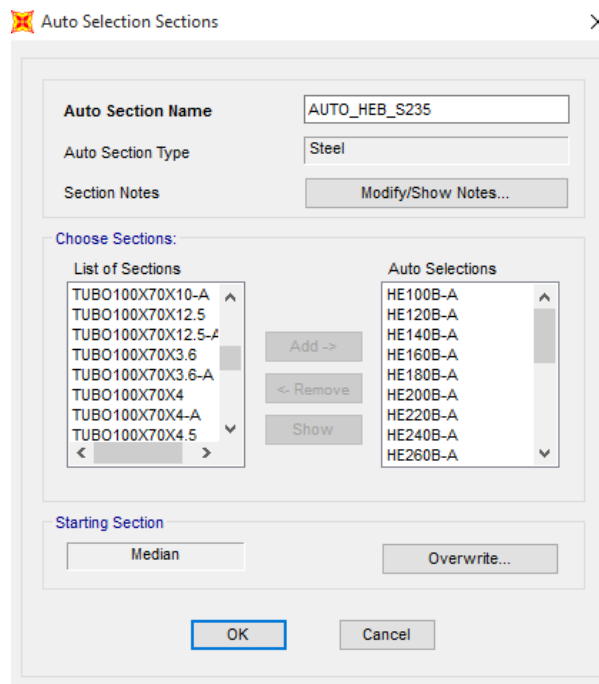


Στον πίνακα που εμφανίστηκε επιλέγουμε το I/Wide Flange κουτάκι και στη συνέχεια επιλέγουμε το EURO.PRO όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα για να εισάγουμε τις πρότυπες κατά τον ευρωκώδικα διατομές στη συγκεκριμένη SAP2000 εργασία.



Στη συνέχεια για να γίνει η βέλτιστη επιλογή των διατομών σύμφωνα με τις φορτίσεις που θα ορίσουμε αργότερα επιλέγουμε : Add New Property→ Auto Select List

Εμφανίζεται ο πίνακας του σχήματος στον οποίο επιλέγουμε όλες τις διατομές που βρίσκονται στο List of Sections και κλικάροντας το Add τα μεταφέρουμε στο Auto Selections κουτάκι.



Σχήμα 3.4: Δημιουργία ομάδας διατομών για την βέλτιστη διαστασιολόγηση του κτιρίου

### 3.4 Προσομοίωση αρθρωμένων δοκών και συνδέσμων δυσκαμψίας

Αφού μορφώθηκε ο φορέας βάση της δοσμένης κάτοψης και των δύο κάθετων τομών του φορέα καλύπτοντας όλες τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις που υπήρχαν, δημιουργείται η απαίτηση δημιουργίας αρθρώσεων σε ορισμένα μέλη της κατασκευής μας.

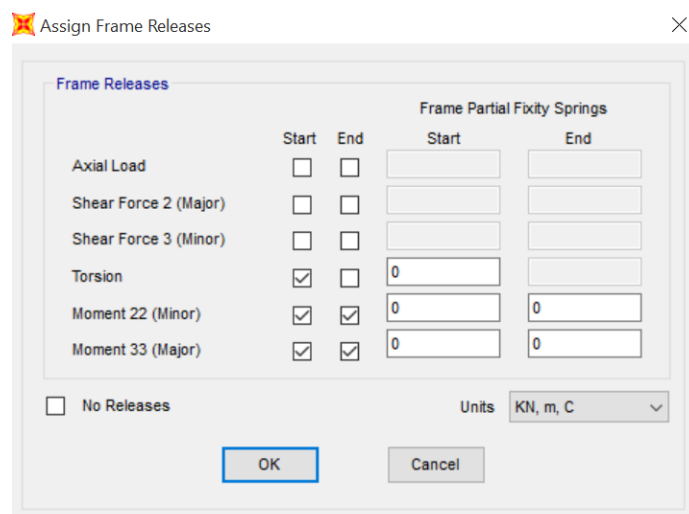


Σχήμα 3.5 Διαμόρφωση της σύνδεσης άρθρωσης όπως θα γίνει στην πραγματικότητα

Για να δημιουργήσουμε τα αρθρωτά μέλη της κατασκευής μας στο SAP2000, ελευθερώνουμε τις ροπές  $M_{33}$  και  $M_{22}$  καθώς και την στρέψη (Torsion). Αυτό γίνεται με τον τρόπο που περιγράφεται παρακάτω. Επιλέγουμε τα μέλη αυτά κάνοντας αριστερό κλικ πάνω τους και:

Assign→Frame→ Releases/Partial Fixity...

όπου μας ανοίγει το παρακάτω παράθυρο στο οποίο εμείς επιλέγουμε τα κουτάκια Moment 22, Moment 33 στην αρχή και στο τέλος του μέλους καθώς και το κουτάκι Torsion στην αρχή του μέλους όπως φαίνεται στο παρακάτω παράθυρο:



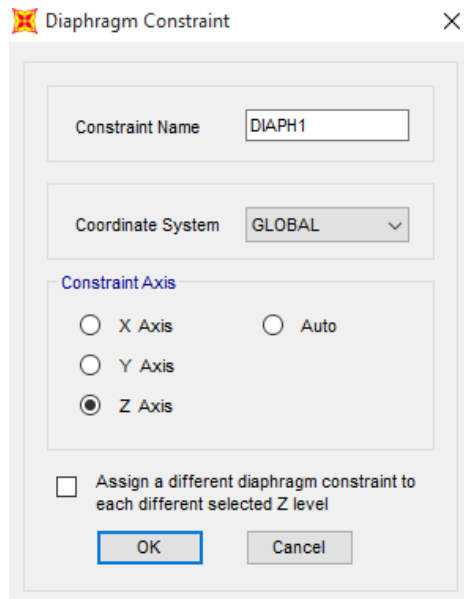
Σχήμα 3.6 Μετατροπή στοιχείου σε αρθρωτό ελευθερώνοντας τις ροπές  $M_{33}$  και  $M_{22}$

### 3.5 Δημιουργία διαφραγμάτων σε κάθε όροφο της κατασκευής

Ένα ακόμη στοιχείο που θα πρέπει να ικανοποιήσουμε είναι η δημιουργία διαφραγμάτων (diaphragms) σε όλους τους ορόφους της κατασκευής μας. Διαφράγματα τα οποία υπάρχουν λόγω της ύπαρξης της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών. Αυτό το επιτυγχάνουμε ως εξής:

Επιλέγονται όλοι οι κόμβοι του κάθε επιπέδου (κάνουμε την ίδια διαδικασία ξεχωριστά για τους κόμβους του κάθε ορόφου), οι οποίοι έχουν σκυρόδεμα στην πραγματικότητα και στην συνέχεια εκτελούμε τις παρακάτω εντολές: Define – Join constraints  
Επιλέγουμε τον Z Axis και OK.

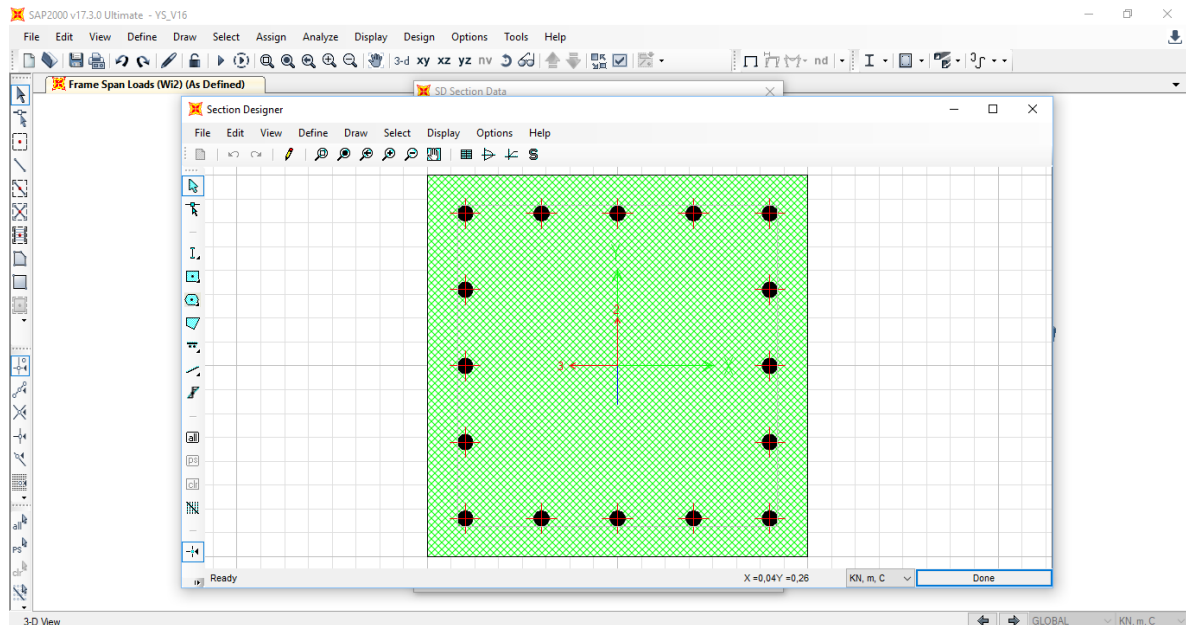
Πραγματοποιούμε την διαδικασία αυτήν και για τους 5 υπέργειους ορόφους.



Σχήμα 3.7 Καθορισμός της διεύθυνσης λειτουργίας του διαφράγματος 1

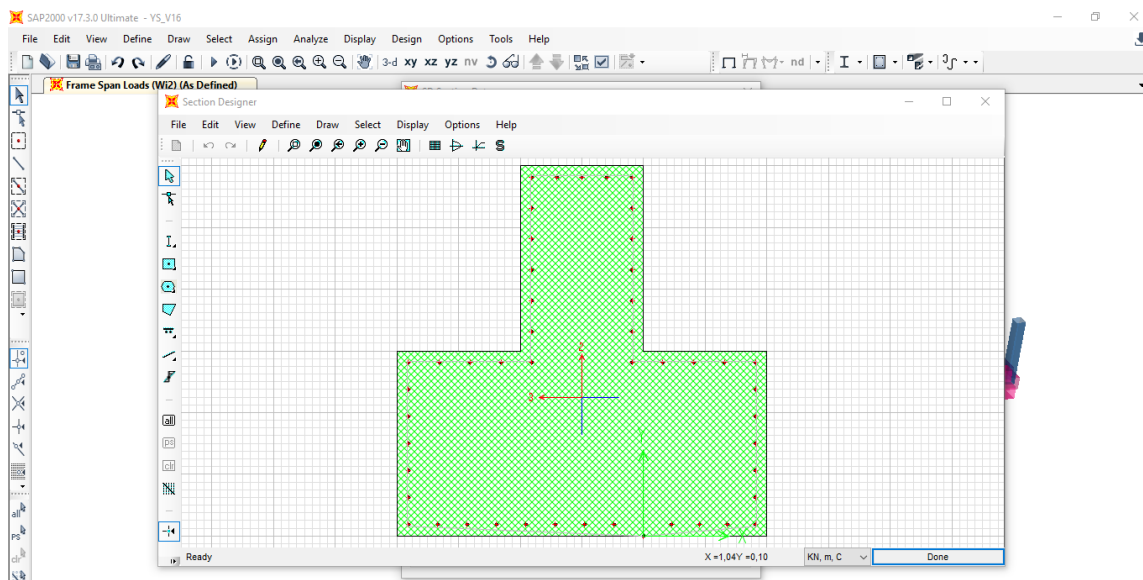
### 3.6 Προσομοίωση Υπογείου

Το υπόγειο αποτελείται από υποστυλώματα K80X80 και πεδιλοδοκούς διατομής ταυ, όπως φαίνεται παρακάτω. Τα στοιχεία αυτά προσομοιώθηκαν ως γραμμικά τύπου beam elements μέσω του section designer.

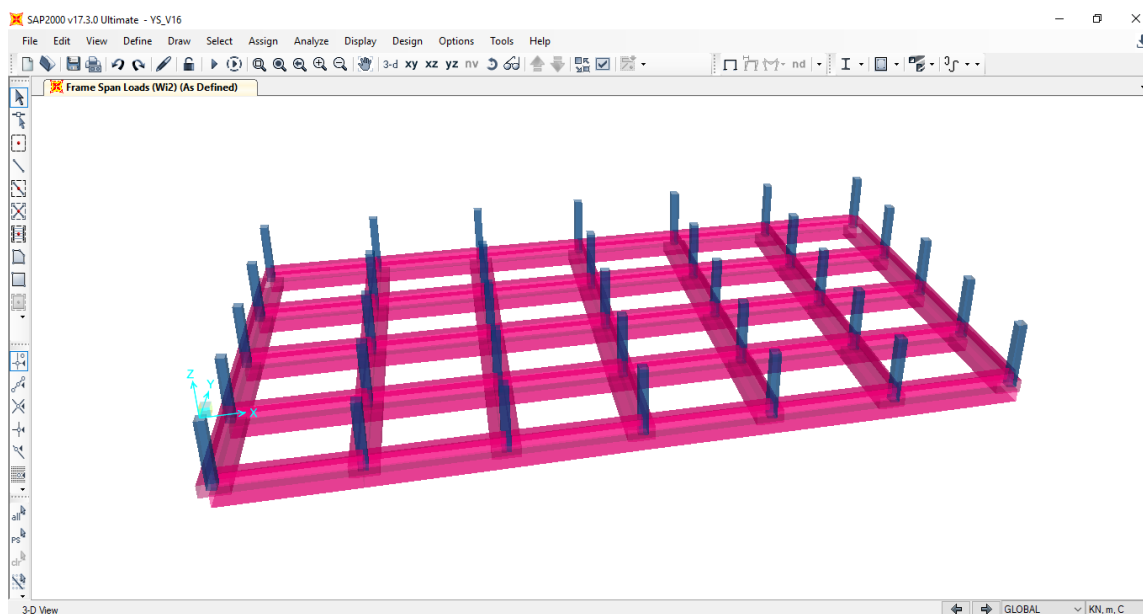


Σχήμα 3.8 Διατομή υποστυλώματος Υπογείου

Στη βάση των εξωτερικών και εσωτερικών υποστυλωμάτων υπάρχει πεδιλοδοκός. Η πεδιλοδοκός προσομοιώνεται με γραμμικό στοιχείο σταθερής διατομής κατά μήκος.



Σχήμα 3.9 Προσομοίωση στοιχείου πεδιλοδοκού



Σχήμα 3.10 Προσομοίωση Υπογείου

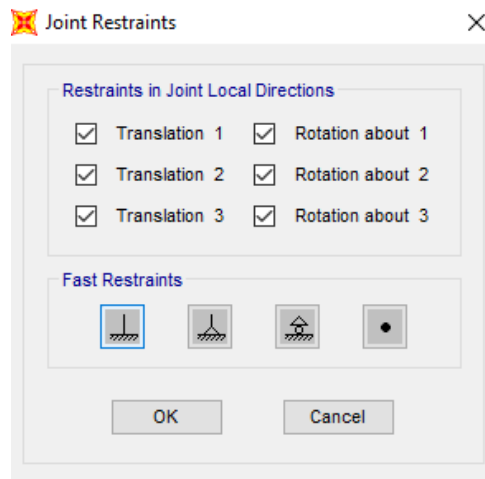
### 3.7 Προσομοίωση Στηρίξεων

Το προς αποτίμηση ή ανασχεδιασμό κτίριο προσομοιώνεται εν γένει σύμφωνα με τον ΕΚ 8-1. Η προσομοίωση πρέπει να λαμβάνει υπόψη τις πραγματικές συνθήκες στήριξης στο έδαφος. Σε κτίρια με υπόγειο που περιβάλλεται από μονολιθικά τοιχώματα, μπορεί να θεωρείται πλήρης πάκτωση των στύλων του ισογείου στη βάση τους. Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις πρέπει να αιτιολογείται επαρκώς η ενδεχόμενη παραδοχή πάκτωσης στη στάθμη θεμελίωσης, λαμβάνοντας υπόψη και το θέμα της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης.

Θεωρούμε τον φορέα μας πακτωμένο. Αυτό πραγματοποιείται με δέσμευση όλων των κόμβων στήριξης με πλήρεις πακτώσεις.

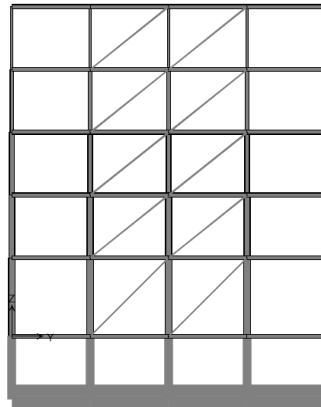
Εντολή: Assign -> Joint -> Restraints



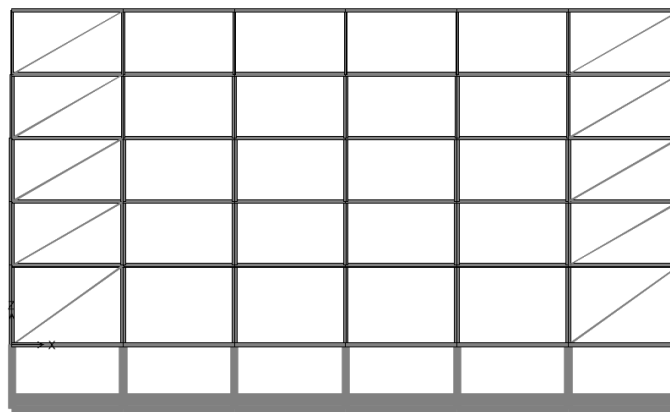


### 3.8 Τελικό προσομοίωμα κτιρίου

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει το συνολικό προσομοίωμα του κτιρίου. Ανάλογα με τις θέσεις των χιαστί συνδέσμων προκύπτουν τρία διαφορετικά προσομοιώματα. Αξίζει να σημειωθεί ότι στις παρακάτω αναλύσεις (μετακινήσεων, 2ας τάξεως, ικανοτικός και ανελαστική στατική ανάλυση) χρησιμοποιούνται μόνο οι εφελκυόμενες ράβδοι των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας. Αυτό συμβαίνει διότι οι θλιβόμενες αστοχούν και δεν μπορούν να παραλάβουν το αυξημένο σεισμικό φορτίο. Συνεπώς δημιουργούνται τέσσερα προσομοιώματα, ένα για κάθε διεύθυνση στην οποία λειτουργούν και υπάρχουν στο προσομοίωμα αυτά που εφελκύνονται.

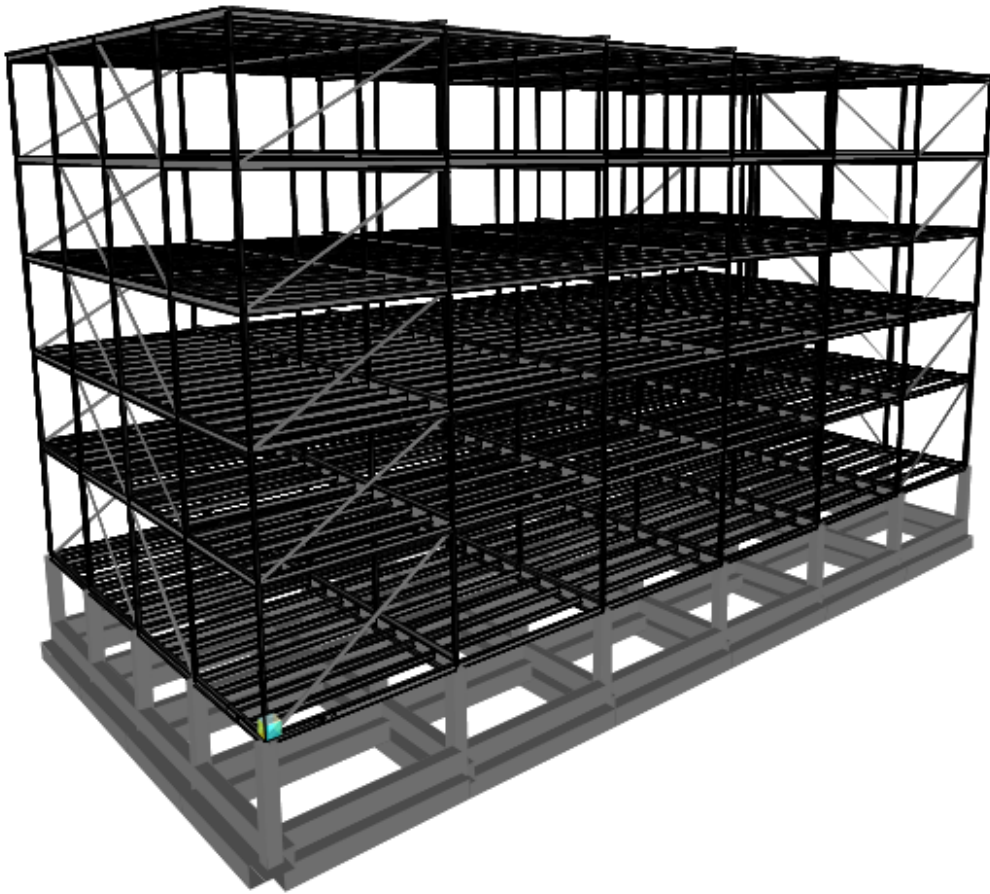


Σχήμα 3.11 Εφελκυόμενες ράβδοι – Διεύθυνση X

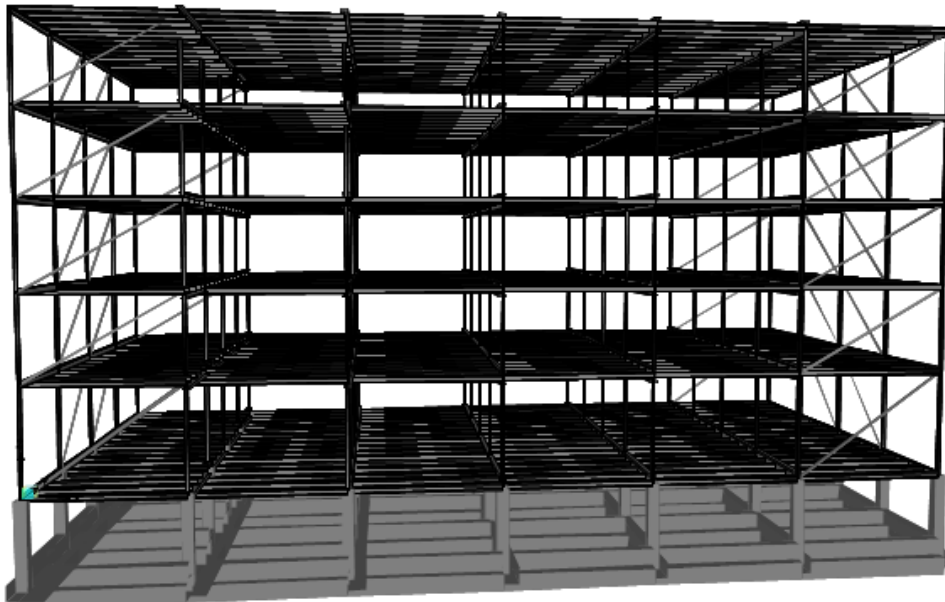


Εικόνα 2 Εφελκυόμενες ράβδοι – Διεύθυνση X

Μετά την παραπάνω διαδικασία προκύπτουν οι τρεις συνολικά μεταλλικοί φορείς.  
⊕ 1<sup>ο</sup> προσομοίωμα

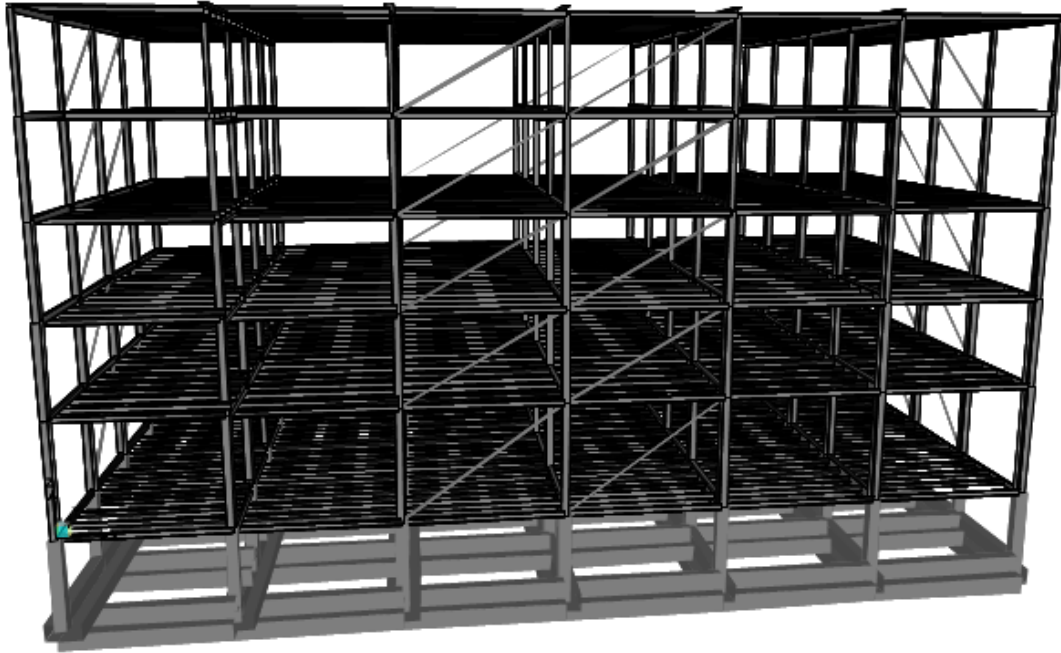


Σχήμα 3.12 Πρώτο προσομοίωμα

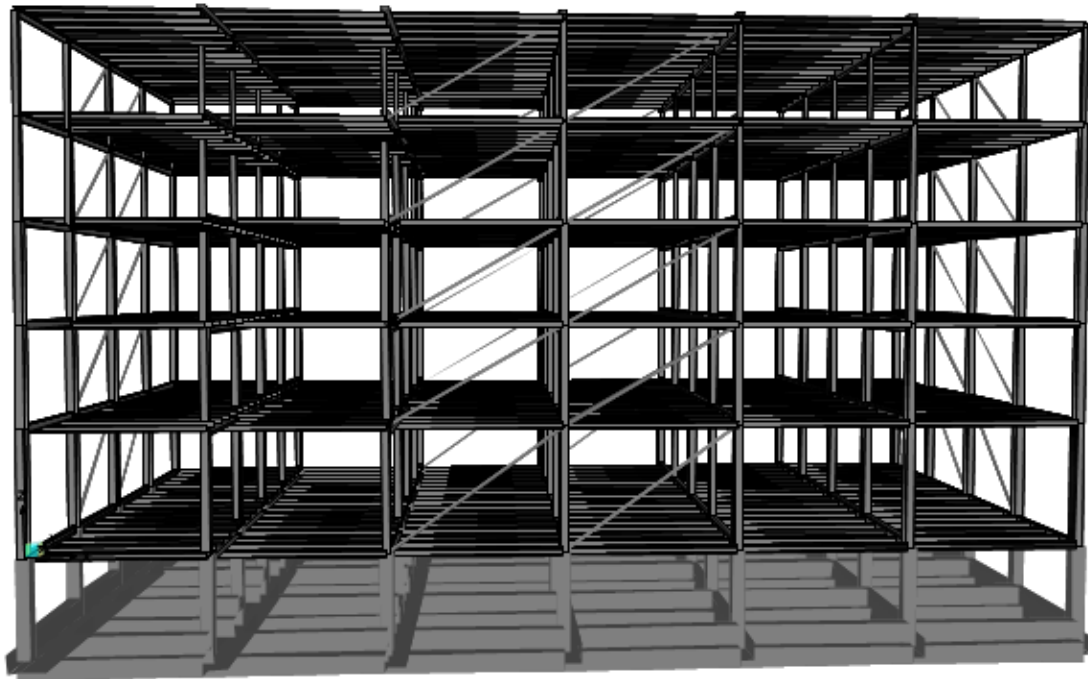


Σχήμα 3.13 Πρώτο προσομοίωμα

⊕ 2ο προσομοίωμα

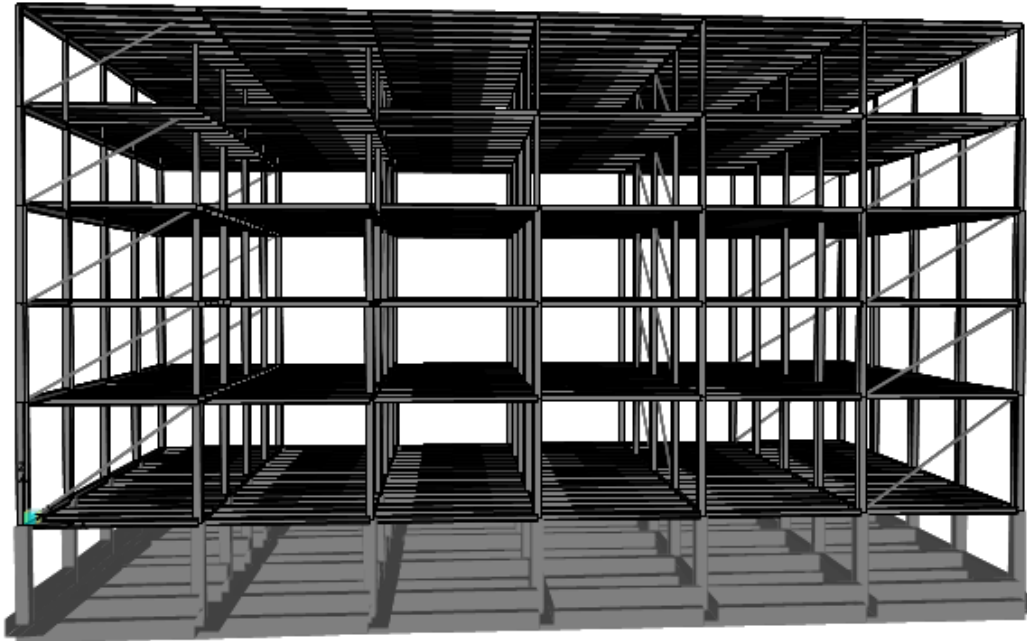


Σχήμα 3.14 Δεύτερο Προσομοίωμα

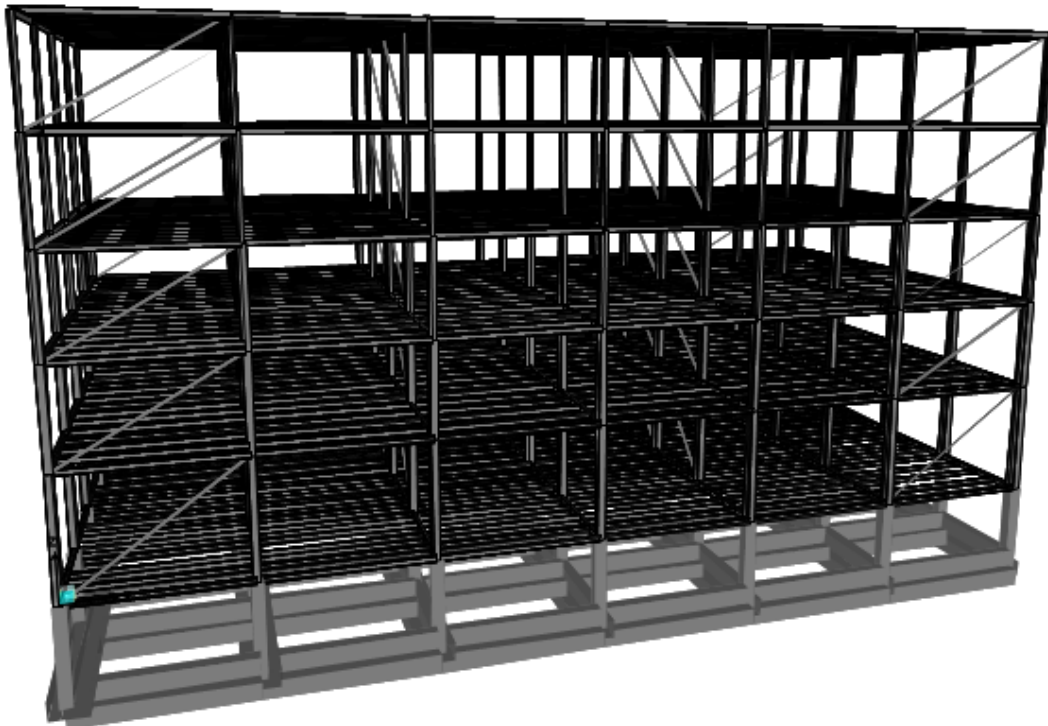


Σχήμα 3.15 Δεύτερο Προσομοίωμα

⊕ 3ο προσομοίωμα



Σχήμα 3.16 Τρίτο Προσομοίωμα



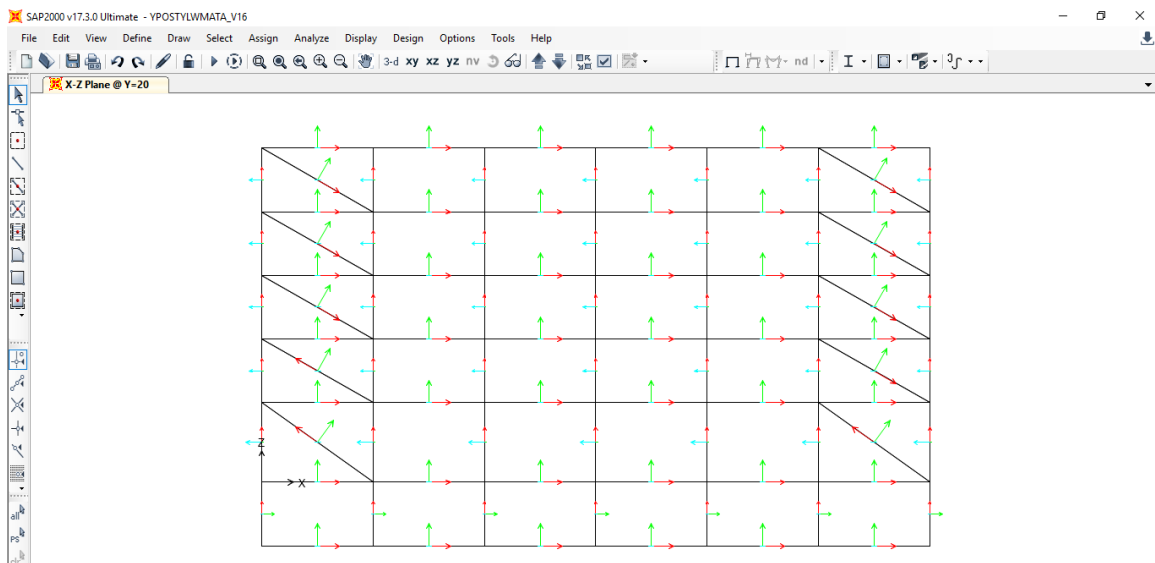
Σχήμα 3.17 Τρίτο Προσομοίωμα

### 3.9 Τοπικοί άξονες μελών

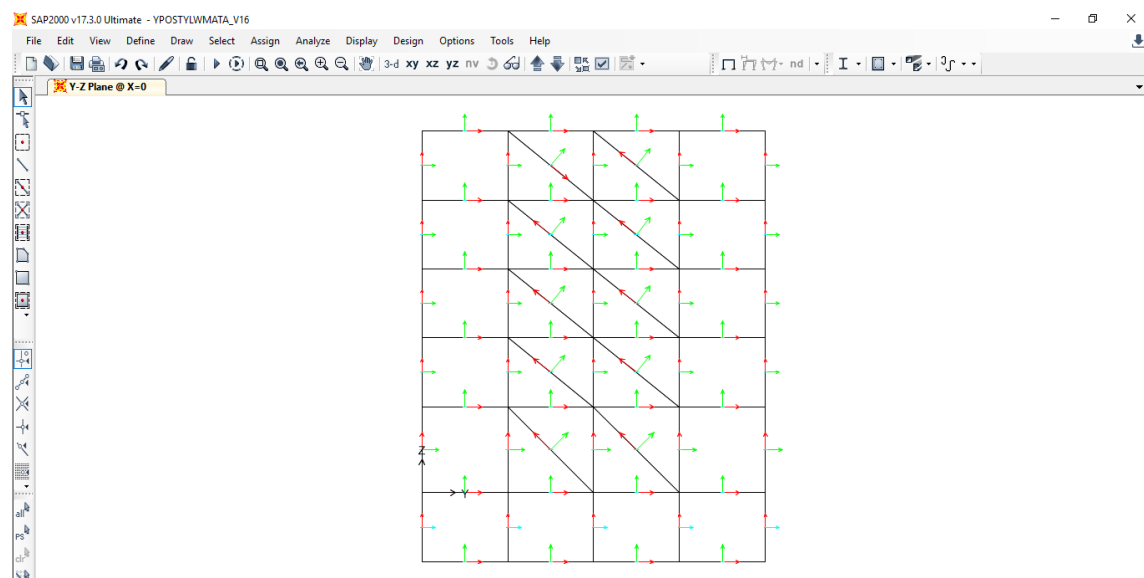
Σύμφωνα με το λογισμικό προσομοίωσης SAP2000 ισχύουν τα παρακάτω για τους τοπικούς άξονες των μελών:

- ✓ Άξονας 1- Κόκκινος: Είναι ο διαμήκης άξονας του στοιχείου με φορά προς τον κόμβο πέρατος του στοιχείου.
- ✓ Άξονας 2- Πράσινος: Για τα κατακόρυφα στοιχεία είναι παράλληλος στον καθολικό άξονα X και για τα οριζόντια είναι εκείνος που ανήκει στο επίπεδο 1-Z.
- ✓ Άξονας 3- Κυανός: Είναι εκείνος που προκύπτει με τον κανόνα του δεξιού χεριού με θετική φορά την αντιωρολογιακή.

Αφού σχεδιαστούν οι διατομές στο section designer και έπειτα τα γραμμικά στοιχεία στον κάρναβο, ελέγχεται μέσω τρισδιάστατης απεικόνισης ότι έχουν τοποθετηθεί με σωστό προσανατολισμό με έλεγχο των τοπικών αξόνων.



Σχήμα 3.18 Τρισδιάστατη εικόνα φορέα με τοπικούς άξονες γραμμικών στοιχείων -XZ



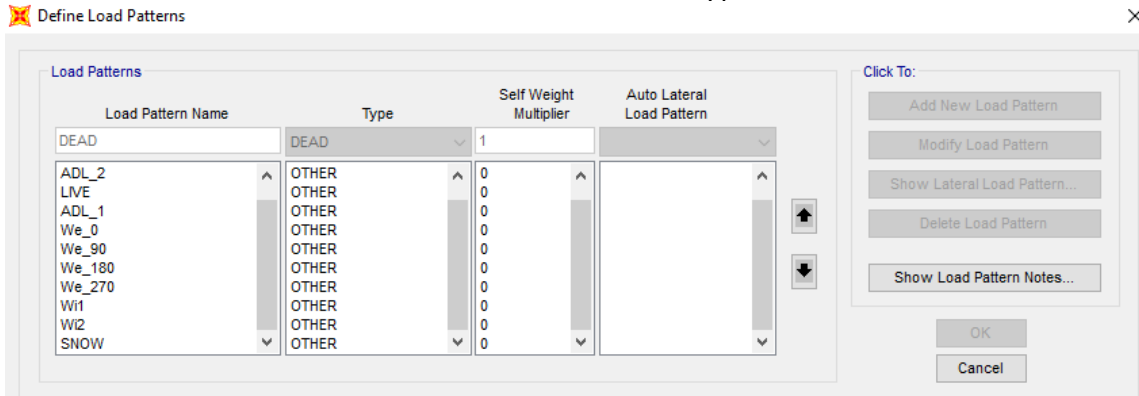
Σχήμα 3.19 Τρισδιάστατη εικόνα φορέα με τοπικούς άξονες γραμμικών στοιχείων -XZ

### 3.10 Προσομοίωση Φορτίσεων

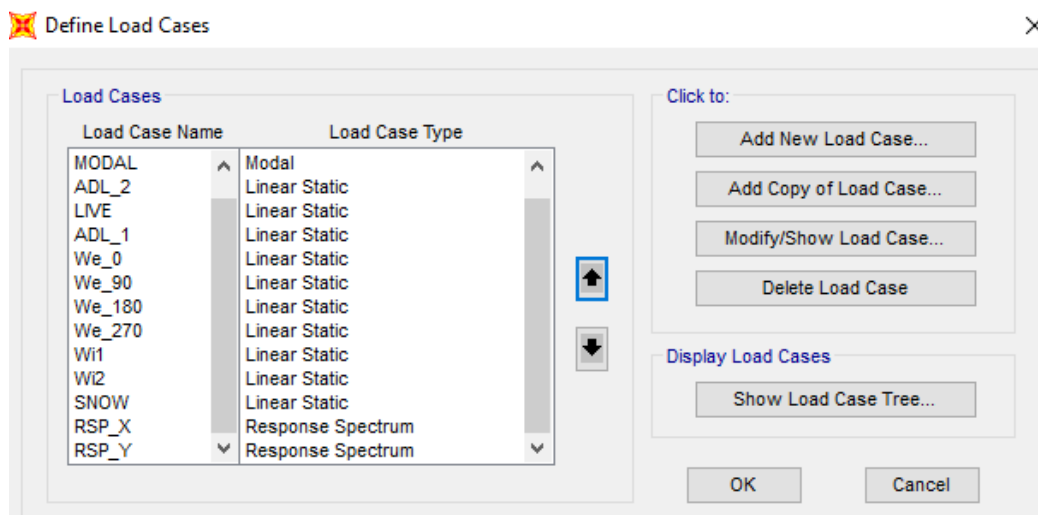
Εφόσον προσομοιώθηκε όλος ο φορέας με γραμμικά στοιχεία, επιβάλλουμε τα φορτία της κατασκευής ως ομοιόμορφα κατανεμημένα στις δοκούς (δευτερεύουσες και διαδοκίδες). Η προσομοίωση των φορτίσεων έγινε στο SAP2000 με τη δημιουργία δύο φορτικών καταστάσεων. Η μία αφορά τα μόνιμα και η άλλη τα κινητά. Σημειώνεται ότι στα μόνιμα μπαίνει συντελεστής βάρους (self-weight multiplier) 1, ενώ στα κινητά 0.

Εντολές: *Define* → *Load Pattern* → *DEAD, LIVE*

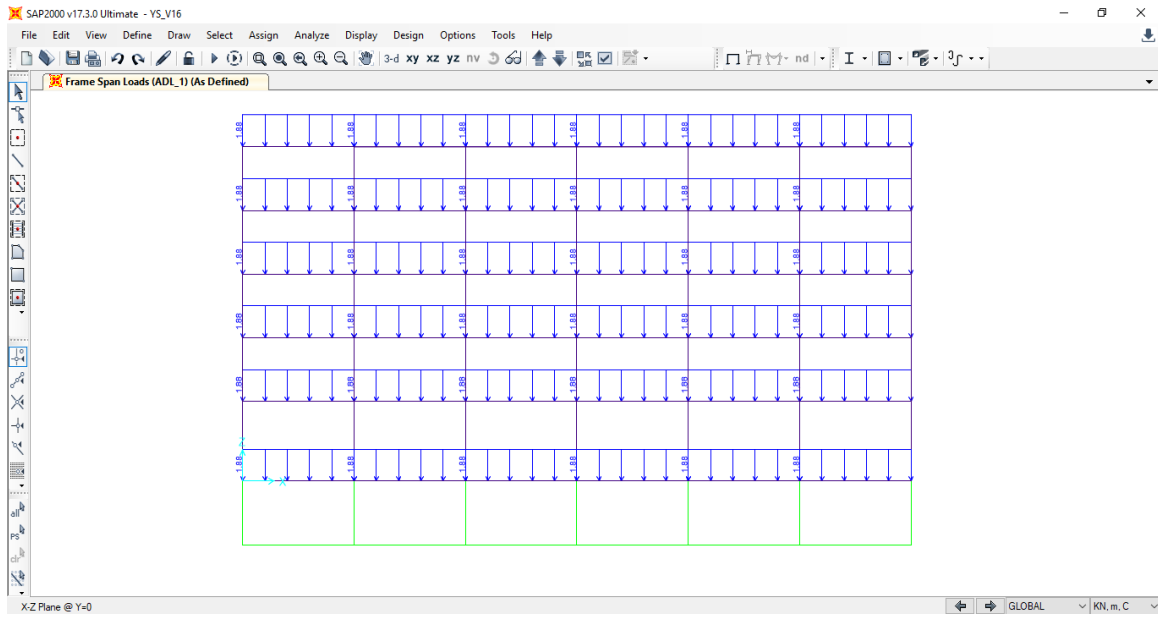
*Define* → *Load Cases* → *Define Load Case Type*



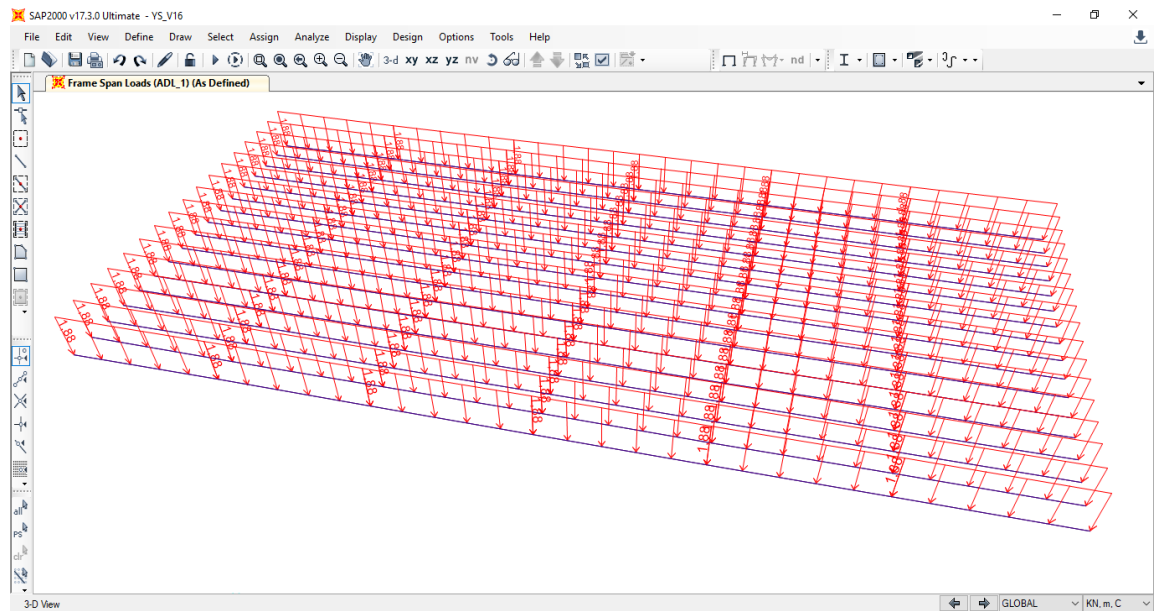
Σχήμα 3.20 Δημιουργία Load Patterns μόνιμων και κινητών φορτίων



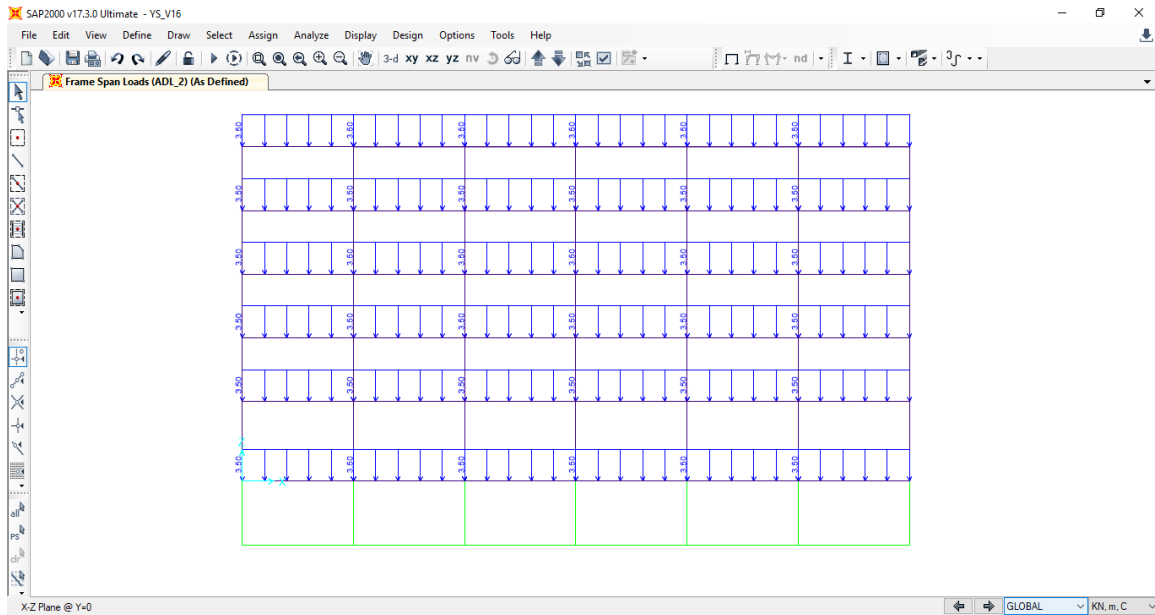
Σχήμα 3.21 Δημιουργία Load Cases μόνιμων και κινητών φορτίων



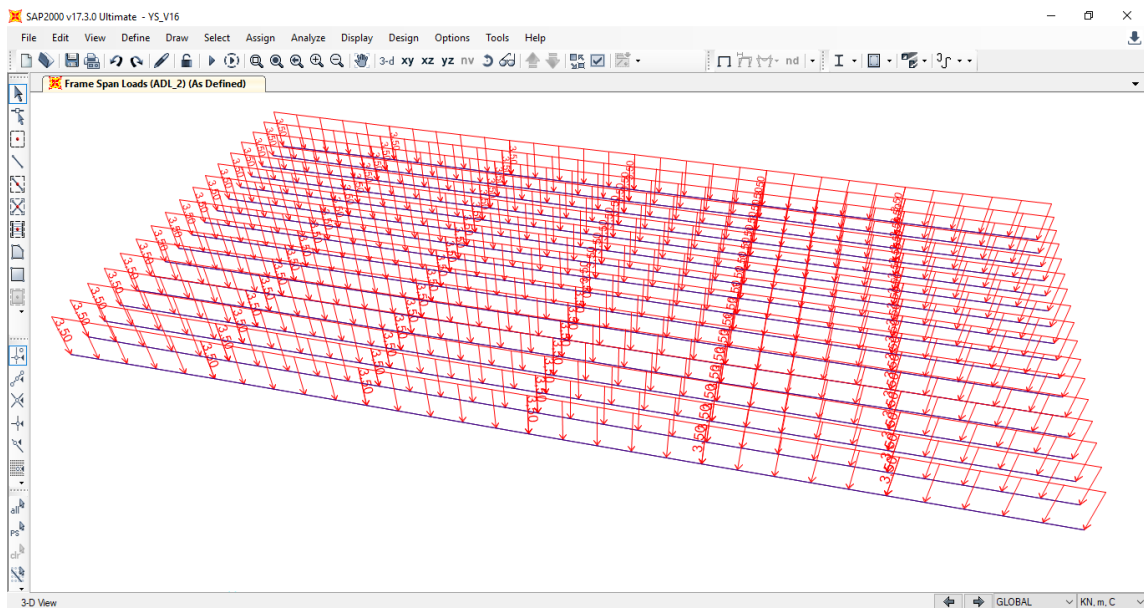
Σχήμα 3.22 Επιβολή Πρόσθετων Μόνιμων δαπέδων\_1 XZ



Σχήμα 3.23 Επιβολή Πρόσθετων Μόνιμων δαπέδων\_1 XY

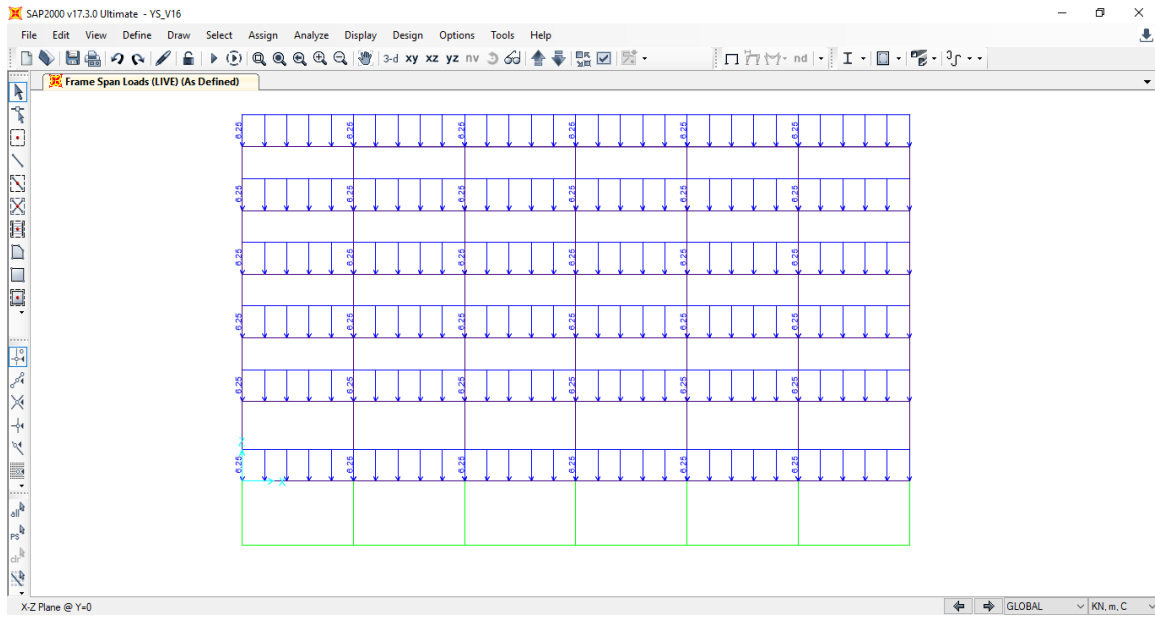


Σχήμα 3.24 Επιβολή Πρόσθετων Μόνιμων δαπέδων\_2 XZ

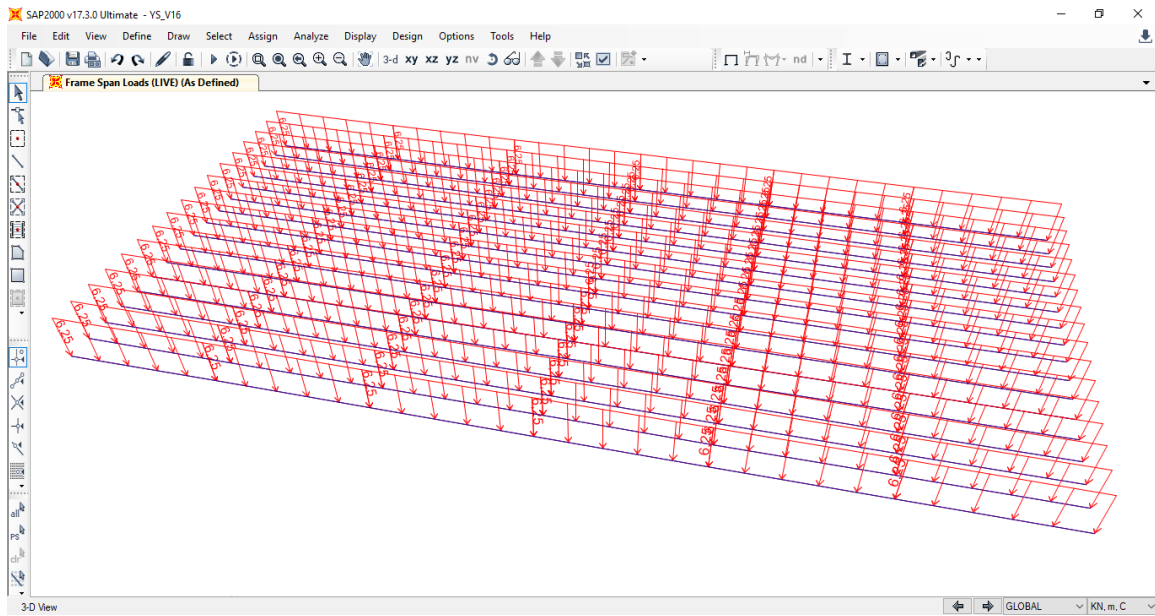


Σχήμα 3.25 Επιβολή Πρόσθετων Μόνιμων δαπέδων\_2 XY

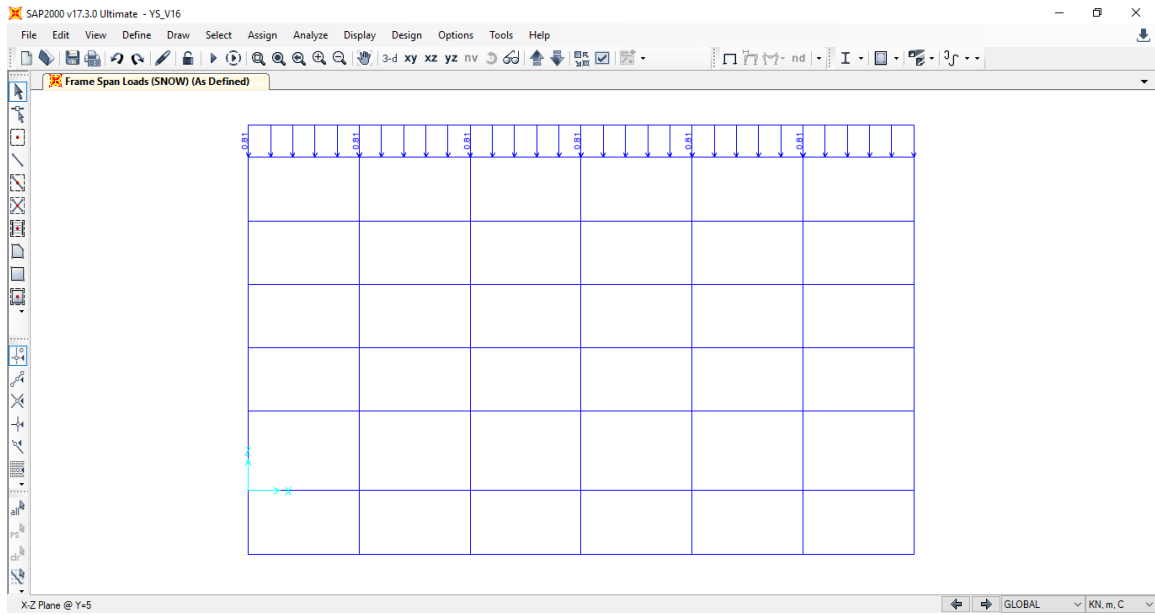




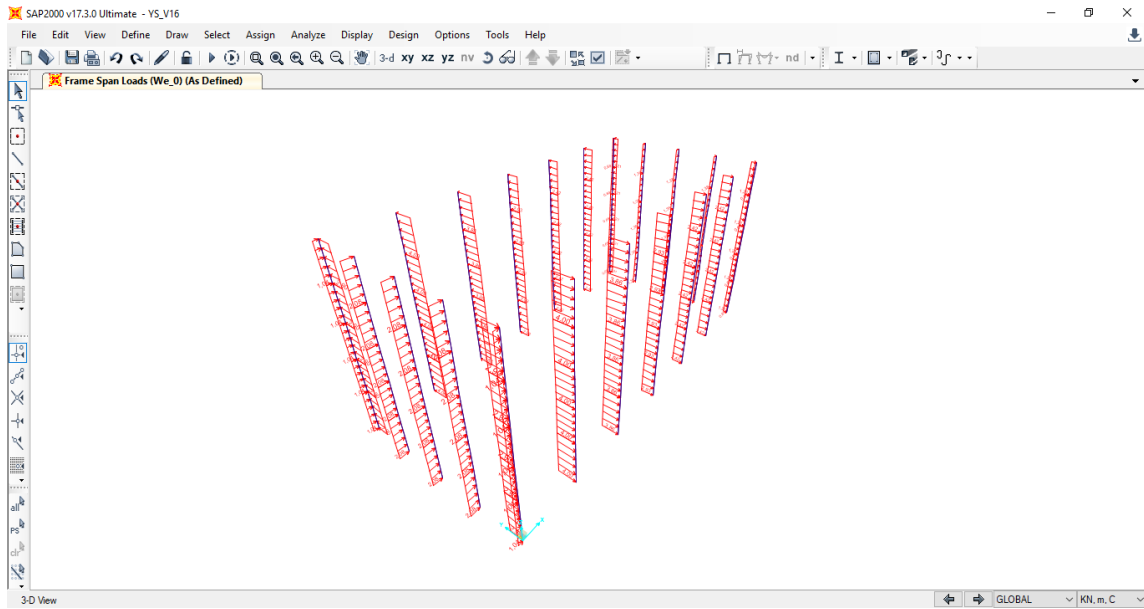
Σχήμα 3.26 Επιβολή Ωφέλιμων δαπέδων XZ



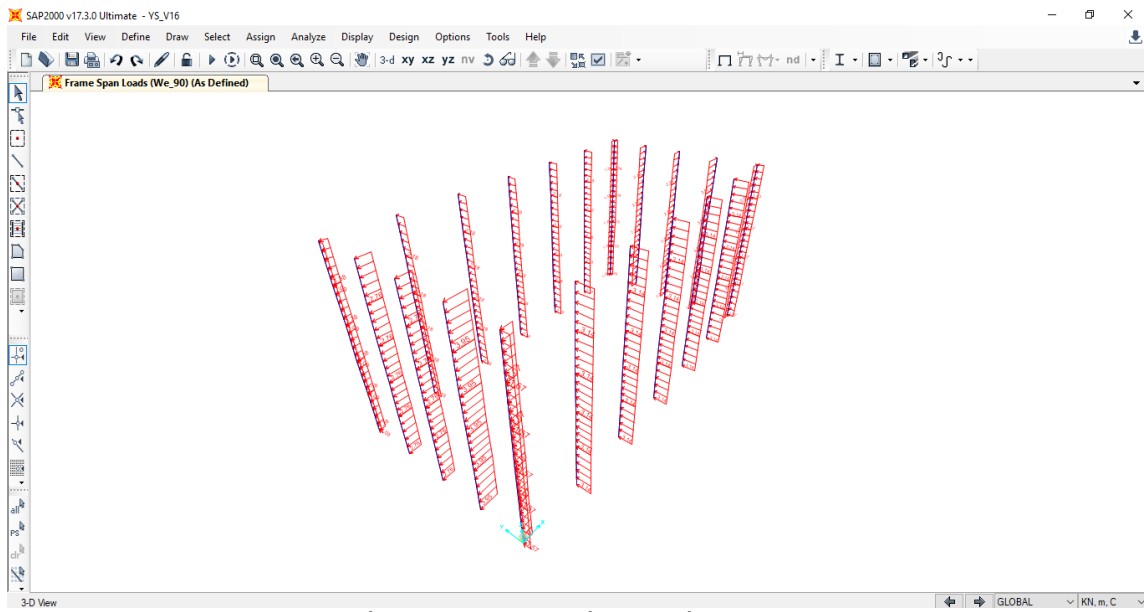
Σχήμα 3.27 Επιβολή Ωφέλιμων δαπέδων XY



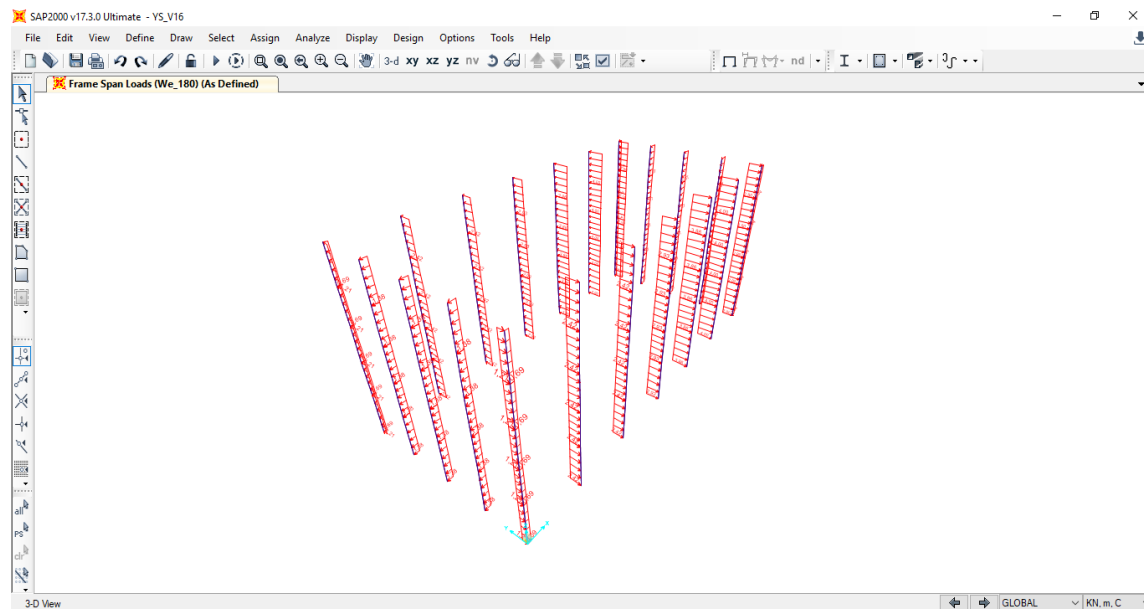
Σχήμα 3.28 Επιβολή Φορτίου χιονιού



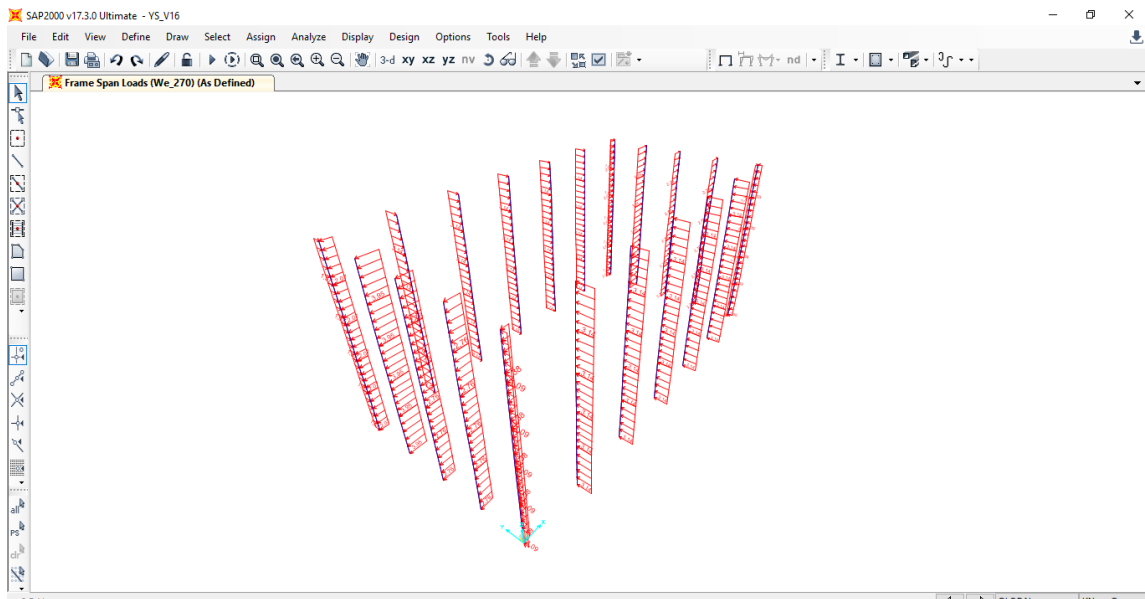
Σχήμα 3.29 Προσομοίωση Ανέμου We\_0



Σχήμα 3.30 Προσομοίωση Ανέμου We\_90



Σχήμα 3.31 Προσομοίωση Ανέμου We\_180



Σχήμα 3.32 Προσομοίωση Ανέμου We\_270

## 4 Ανάλυση και Διαστασιολόγηση Κτιρίου

### 4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Αρχικά, έγινε ιδιομορφική ανάλυση στις δυο διευθύνσεις X και Y, για τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής, αλλά και τον έλεγχο επίδρασης των ανωτέρων ιδιομορφών στη συμπεριφορά του δομήματος. Η εξίσωση από την οποία προκύπτουν οι ιδιομορφές του κτιρίου, που είναι και αυτή που εφαρμόζεται από το πρόγραμμα, είναι η  $| [K] - [M] \cdot \omega^2 | = 0$ . Από τα ποσοστά συμμετοχής της μάζας που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή για κάθε διεύθυνση εκτιμάται η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών στη συμπεριφορά της κατασκευής. Υψηλές τιμές των ποσοστών αυτών υποδηλώνουν πως η κατασκευή αποκρίνεται κυρίως σύμφωνα με το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής της. Θα λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Η απαίτηση αυτή θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν μπορεί να αποδειχθεί οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:

- το άθροισμα των δρῶσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα
- λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

#### ✚ Αποτελέσματα 1<sup>ου</sup> προσομοιώματος

Στον παραπάνω πίνακα φαίνονται οι 12 πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου. Οι σημαντικότερες από αυτές είναι:

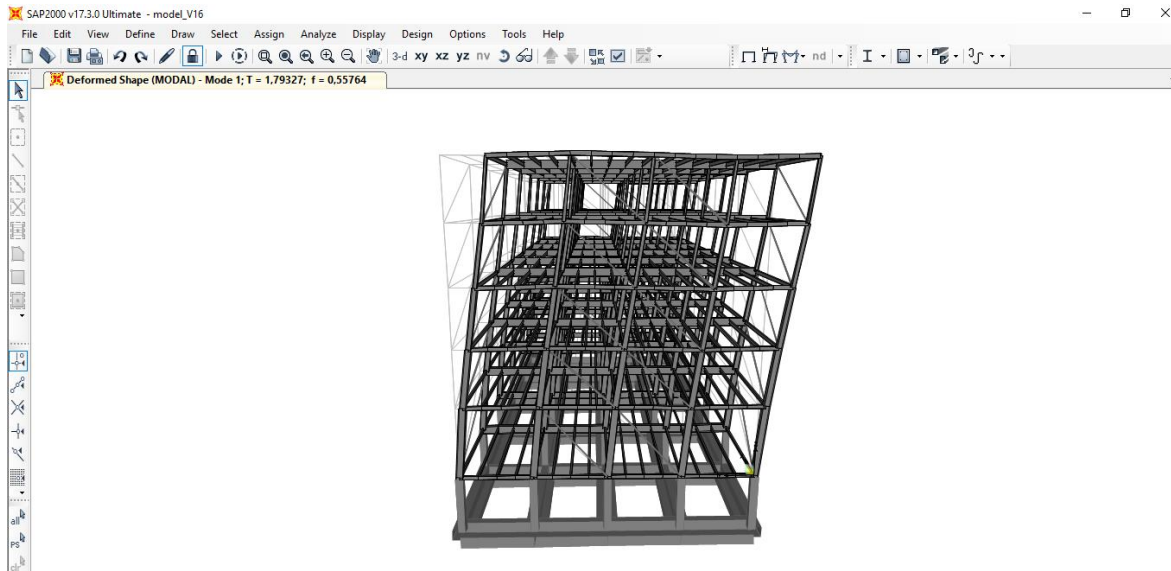
- ❖ 1<sup>η</sup> ιδιομορφή:  $T_1 = 1,79\text{sec}$ , η οποία είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 80,43%.
- ❖ 2<sup>η</sup> ιδιομορφή:  $T_2 = 1,67\text{sec}$ , η οποία είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση X με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 82,44%.

Άρα, οι θεμελιώδεις ιδιοπεριόδοι είναι:  **$T_x = 1,67\text{sec}$**  και  **$T_y = 1,79\text{sec}$** .

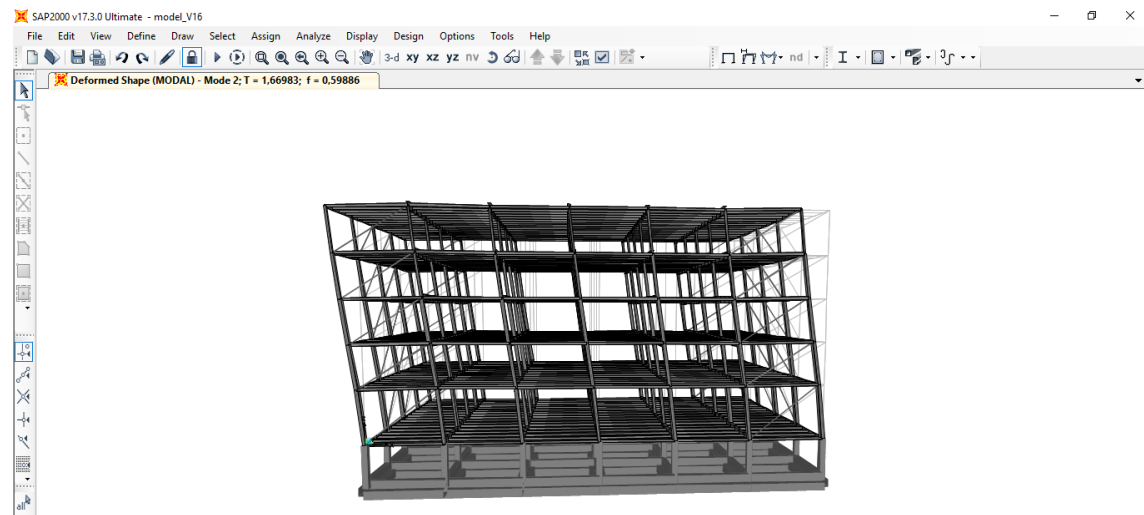
TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	<b>1,79</b>	0,00%	<b>80,43%</b>	0,00%	0,00%	80,43%	0,00%
MODAL	Mode	2	<b>1,67</b>	<b>82,44%</b>	0,00%	0,00%	82,44%	80,43%	0,00%
MODAL	Mode	3	<b>1,11</b>	0,00%	0,00%	<b>83,22%</b>	82,44%	80,43%	83,22%
MODAL	Mode	4	0,60	0,00%	12,37%	0,00%	82,44%	92,80%	83,22%
MODAL	Mode	5	0,60	11,41%	0,00%	0,00%	93,84%	92,80%	83,22%
MODAL	Mode	6	0,39	0,00%	0,00%	11,59%	93,84%	92,80%	94,81%
MODAL	Mode	7	0,37	3,66%	0,00%	0,00%	97,50%	92,80%	94,81%
MODAL	Mode	8	0,34	0,00%	3,65%	0,00%	97,50%	96,45%	94,81%
MODAL	Mode	9	0,26	1,74%	0,00%	0,00%	99,23%	96,45%	94,81%
MODAL	Mode	10	0,23	0,00%	0,00%	1,12%	99,23%	96,45%	95,93%
MODAL	Mode	11	0,23	0,00%	0,00%	0,03%	99,23%	96,45%	95,96%
MODAL	Mode	12	0,23	0,00%	0,00%	1,41%	99,23%	96,45%	97,37%

Πίνακας 4.1 Ιδιομορφές 1<sup>ου</sup> προσομοιώματος

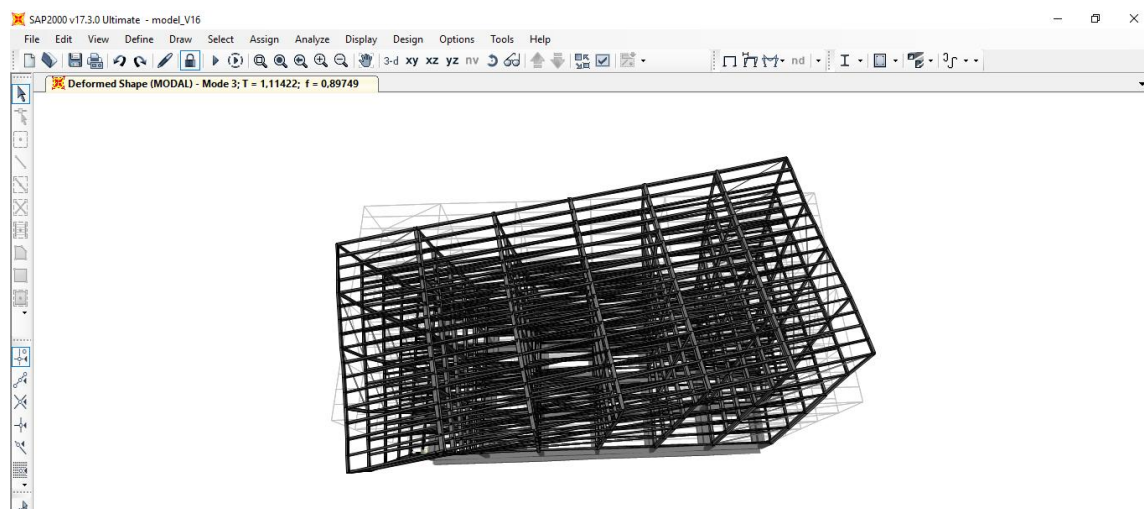
Ακολουθούν εικόνες του παραμορφωμένου φορέα στις τρεις πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης του.



Σχήμα 4.1 Πρώτη ιδιομορφή κτιρίου



Σχήμα 4.2 Δεύτερη ιδιομορφή κτιρίου



Σχήμα 4.3 Τρίτη ιδιομορφή κτιρίου

### ✚ Αποτελέσματα 2<sup>ου</sup> προσομοιώματος

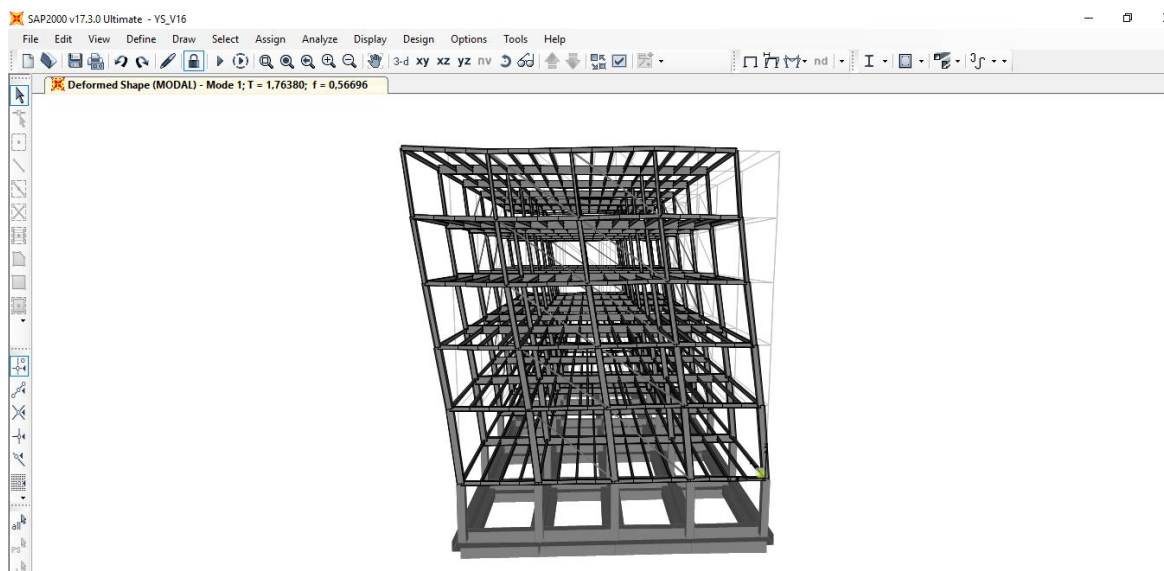
Στον παραπάνω πίνακα φαίνονται οι 12 πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου. Οι σημαντικότερες από αυτές είναι:

- ❖ 1<sup>η</sup> ιδιομορφή:  $T_1 = 1,76\text{sec}$ , η οποία είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 81,71%.
- ❖ 2<sup>η</sup> ιδιομορφή:  $T_2 = 1,62\text{sec}$ , η οποία είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση X με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 82,36%.

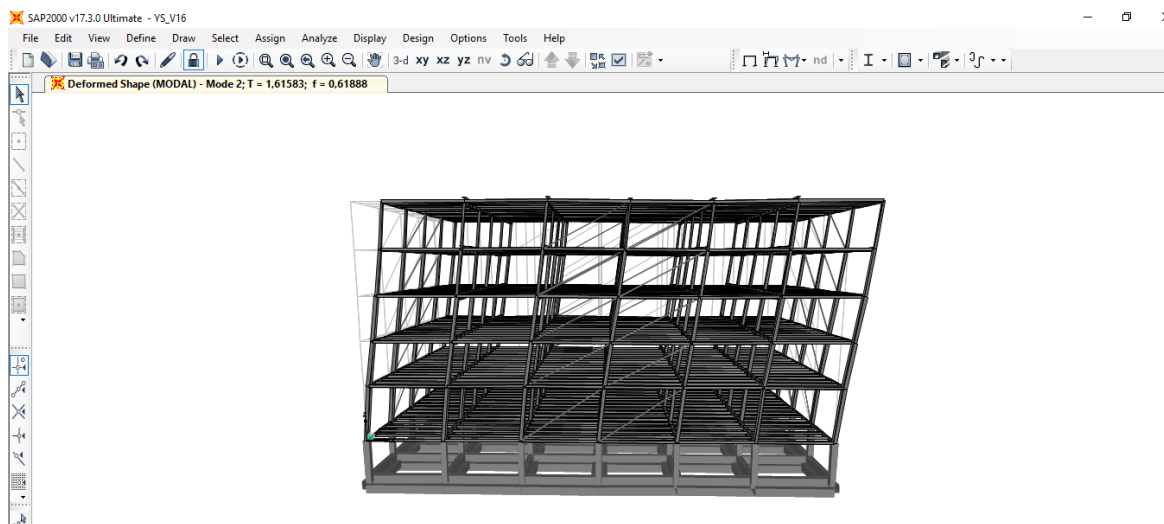
Άρα, οι θεμελιώδεις ιδιοπεριόδοι είναι:  **$T_x=1,62\text{sec}$**  και  **$T_y=1,76\text{sec}$**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	<b>1,76</b>	0,00%	<b>81,71%</b>	0,00%	0,00%	81,71%	0,00%
MODAL	Mode	2	<b>1,62</b>	<b>82,36%</b>	0,00%	0,00%	82,36%	81,71%	0,00%
MODAL	Mode	3	<b>1,09</b>	0,00%	0,00%	<b>84,32%</b>	82,36%	81,71%	<b>84,32%</b>
MODAL	Mode	4	0,59	0,00%	11,08%	0,00%	82,36%	92,79%	<b>84,32%</b>
MODAL	Mode	5	0,59	11,10%	0,00%	0,00%	93,46%	92,79%	<b>84,32%</b>
MODAL	Mode	6	0,38	0,00%	0,00%	10,50%	93,46%	92,79%	<b>94,82%</b>
MODAL	Mode	7	0,37	3,82%	0,00%	0,00%	97,28%	92,79%	<b>94,82%</b>
MODAL	Mode	8	0,34	0,00%	4,00%	0,00%	97,28%	96,79%	<b>94,82%</b>
MODAL	Mode	9	0,26	1,88%	0,00%	0,00%	99,16%	96,79%	<b>94,82%</b>
MODAL	Mode	10	0,23	0,00%	0,00%	0,00%	99,16%	96,79%	<b>94,82%</b>
MODAL	Mode	11	0,23	0,00%	0,00%	0,00%	99,16%	96,79%	<b>94,82%</b>
MODAL	Mode	12	0,23	0,00%	0,00%	2,77%	99,16%	96,79%	<b>97,59%</b>

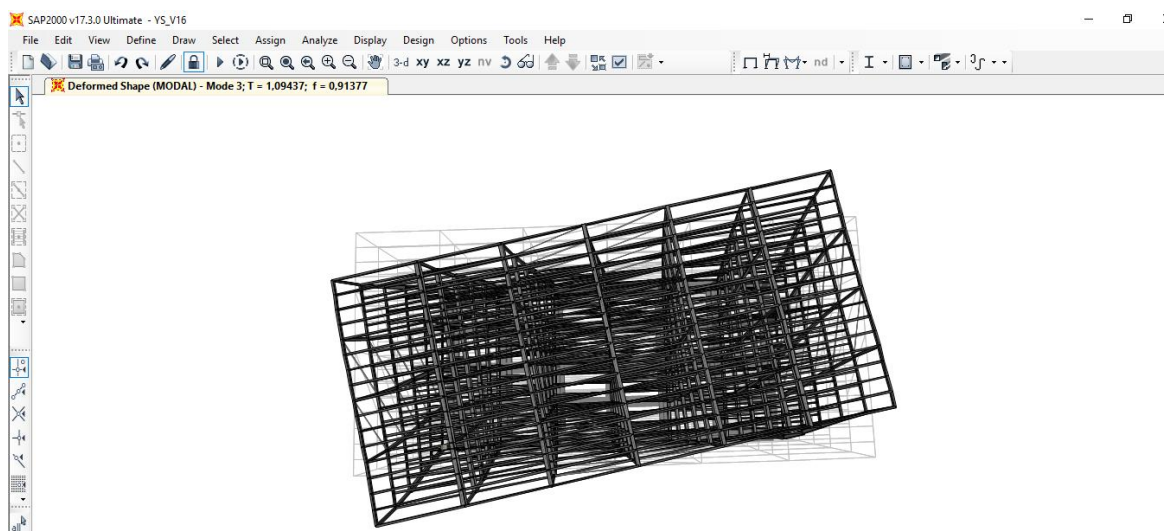
Ακολουθούν εικόνες του παραμορφωμένου φορέα στις τρεις πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσής του.



Σχήμα 4.4 Πρώτη ιδιομορφή κτιρίου



Σχήμα 4.5 Δεύτερη ιδιομορφή κτιρίου



Σχήμα 4.6 Τρίτη ιδιομορφή κτιρίου

#### ✚ Αποτελέσματα 3<sup>ου</sup> προσομοιώματος

Στον παραπάνω πίνακα φαίνονται οι 12 πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου. Οι σημαντικότερες από αυτές είναι:

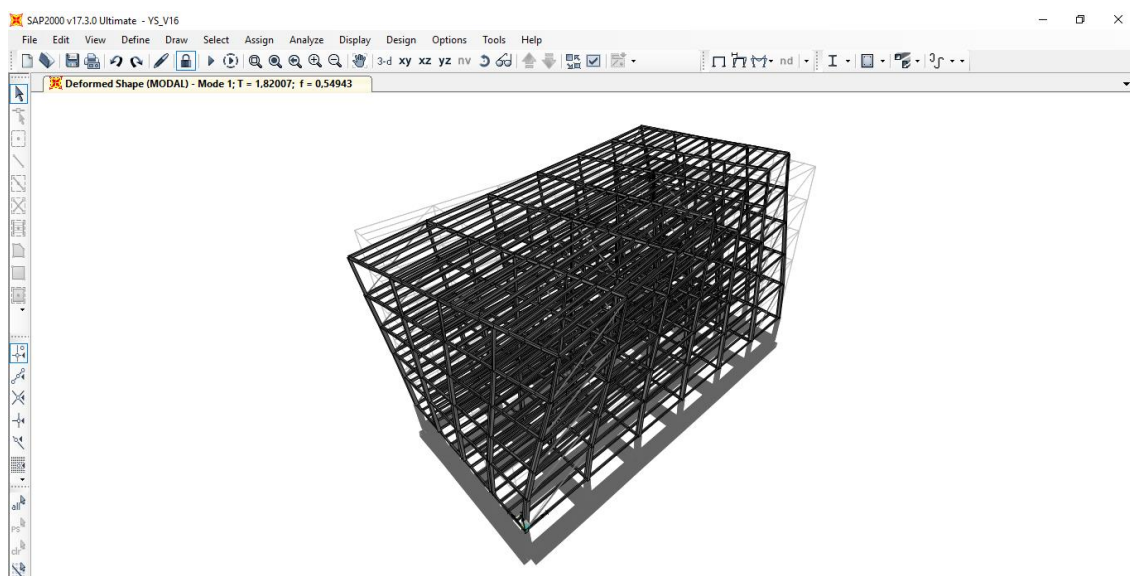
- ❖ 1<sup>η</sup> ιδιομορφή:  $T_1 = 1,82\text{sec}$ , η οποία είναι στροφική περί τον Z με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 78,71%.
- ❖ 2<sup>η</sup> ιδιομορφή:  $T_2 = 1,68\text{sec}$ , η οποία είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 81,88%.
- ❖ 3<sup>η</sup> ιδιομορφή:  $T_3 = 1,63\text{sec}$ , η οποία είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση X με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 82,43%.

Άρα, οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι είναι:  **$T_x=1,63\text{sec}$**  και  **$T_y=1,68\text{sec}$**

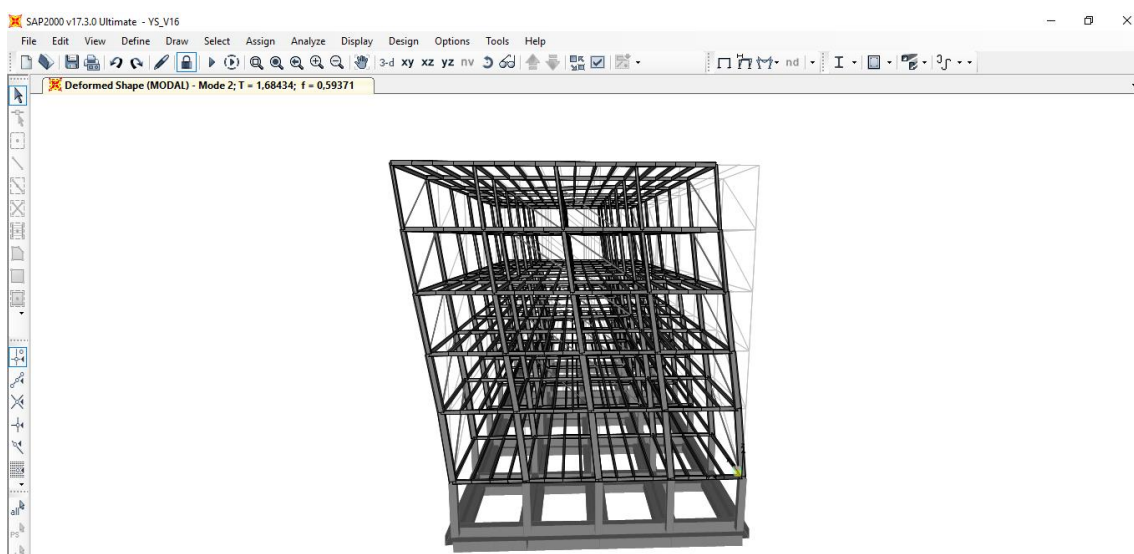


TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,82	0,00%	0,00%	78,71%	0,00%	0,00%	78,71%
MODAL	Mode	2	1,68	0,00%	81,88%	0,00%	0,00%	81,88%	78,71%
MODAL	Mode	3	1,63	82,43%	0,00%	0,00%	82,43%	81,88%	78,71%
MODAL	Mode	4	0,62	0,00%	0,00%	12,20%	82,43%	81,88%	90,91%
MODAL	Mode	5	0,59	11,41%	0,00%	0,00%	93,84%	81,88%	90,91%
MODAL	Mode	6	0,58	0,00%	11,10%	0,00%	93,84%	92,98%	90,91%
MODAL	Mode	7	0,36	3,66%	0,00%	0,00%	97,50%	92,98%	90,91%
MODAL	Mode	8	0,35	0,00%	0,00%	4,91%	97,50%	92,98%	95,82%
MODAL	Mode	9	0,32	0,00%	3,67%	0,00%	97,50%	96,64%	95,82%
MODAL	Mode	10	0,32	0,00%	0,00%	0,00%	97,50%	96,64%	95,82%
MODAL	Mode	11	0,32	0,00%	0,00%	0,00%	97,50%	96,64%	95,82%
MODAL	Mode	12	0,32	0,00%	0,00%	0,00%	97,50%	96,64%	95,82%

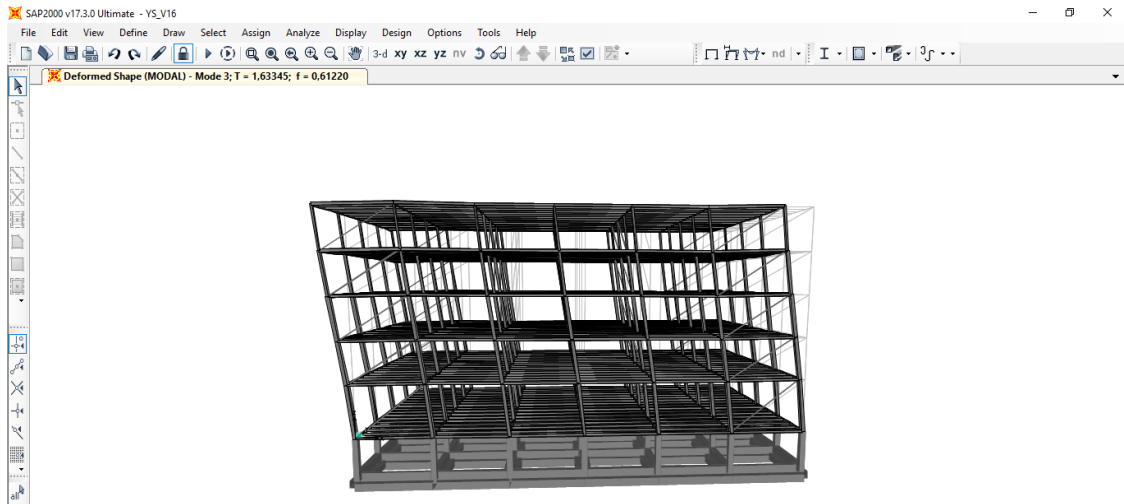
Ακολουθούν εικόνες του παραμορφωμένου φορέα στις τρεις πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης του.



Εικόνα 3- 1<sup>η</sup> ιδιομορφή – Μεταφορική κατά Y



Εικόνα 4 – 2<sup>η</sup> Ιδιομορφή – Μεταφορική κατά X

Εικόνα 5 – 3<sup>η</sup> Ιδιομορφή – Στροφική περί Ζ

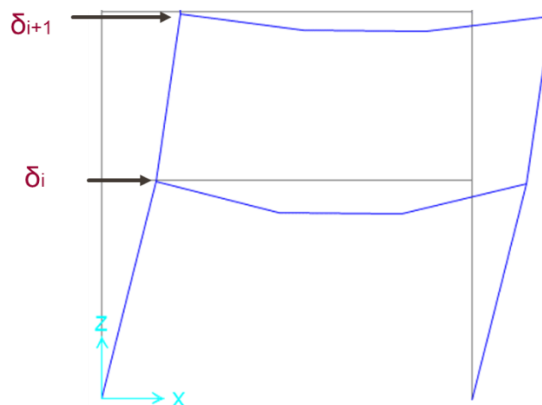
## 4.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών είναι ιδιαίτερα σημαντικός στα μεταλλικά κτίρια λόγω της πλευρικής ευκαμψίας τους. Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν υπό τη σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\gamma = ((\delta_0 - \delta_u) * q) / (h * 2) \leq \gamma_{\max}$$

Όπου:

- $\gamma$  η γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου
- $\delta_0$  η μετακίνηση της πλάκας του υπερκείμενου προς τον εξεταζόμενο όροφο
- $\delta_u$  η μετακίνηση της πλάκας του εξεταζόμενου ορόφου
- $h$  το ύψος του ορόφου
- $q$  ο συντελεστής συμπεριφοράς
- $\gamma_{\max}$  = 0,75% για κτίρια με πλάσιμα μη-φέροντα στοιχεία



Εικόνα 6 Drift Ορόφων

Έχουμε υπολογίσει για κάθε προσομοίωμα τα drift των ορόφων για να γίνει ο έλεγχος περιορισμού των βλαβών. Διευκρινίζεται ότι οι διατμητικές παραμορφώσεις των ορόφων ελέγχονται με τους εξής συνδυασμούς φόρτισης:

- 1) Διεύθυνση X:  $g + \psi_2 * q + \text{Σεισμός}_X$
- 2) Διεύθυνση Y:  $g + \psi_2 * q + \text{Σεισμός}_Y$

Παρακάτω δίνονται συνοπτικά τα αποτελέσματα των ελέγχων σε όλους τους ορόφους για όλα τα προσομοιώματα.

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ - DRIFT - 1η Παραλλαγή**

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ						
ΟΡΟΦΟΣ	$\delta_{i+1,elastic}$ (cm)	$\delta_{i,elastic}$ (cm)	dr (cm)	h (cm)	$\gamma$	ΕΛΕΓΧΟΣ
1ος	0,51	0,00	0,51	500	0,05%	OK
2ος	0,97	0,51	0,46	400	0,06%	OK
3ος	1,43	0,97	0,46	400	0,06%	OK
4ος	1,84	1,43	0,41	400	0,05%	OK
5ος	2,18	1,84	0,34	400	0,04%	OK

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ						
ΟΡΟΦΟΣ	$\delta_{i+1,elastic}$ (cm)	$\delta_{i,elastic}$ (cm)	dr (cm)	h (cm)	$\gamma$	ΕΛΕΓΧΟΣ
1ος	0,54	0,00	0,54	500	0,05%	OK
2ος	1,05	0,54	0,51	400	0,06%	OK
3ος	1,53	1,05	0,48	400	0,06%	OK
4ος	1,98	1,53	0,45	400	0,06%	OK
5ος	2,35	1,98	0,37	400	0,05%	OK

Πίνακας 4.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών – 1<sup>ο</sup> προσομοίωμα**ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ - DRIFT - 2η παραλλαγή**

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ						
ΟΡΟΦΟΣ	$\delta_{i+1,elastic}$ (cm)	$\delta_{i,elastic}$ (cm)	dr (cm)	h (cm)	$\gamma$	ΕΛΕΓΧΟΣ
1ος	0,73	0,00	0,73	500	0,07%	OK
2ος	1,50	0,73	0,77	400	0,10%	OK
3ος	2,20	1,50	0,70	400	0,09%	OK
4ος	2,84	2,20	0,64	400	0,08%	OK
5ος	3,38	2,84	0,54	400	0,07%	OK

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ						
ΟΡΟΦΟΣ	$\delta_{i+1,elastic}$ (cm)	$\delta_{i,elastic}$ (cm)	dr (cm)	h (cm)	$\gamma$	ΕΛΕΓΧΟΣ
1ος	0,72	0,00	0,72	500	0,07%	OK
2ος	1,52	0,72	0,80	400	0,10%	OK
3ος	2,34	1,52	0,82	400	0,10%	OK
4ος	3,16	2,34	0,82	400	0,10%	OK
5ος	3,79	3,16	0,63	400	0,08%	OK

Πίνακας 4.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών – 2<sup>ο</sup> προσομοίωμα**ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ - DRIFT - 3η παραλλαγή**

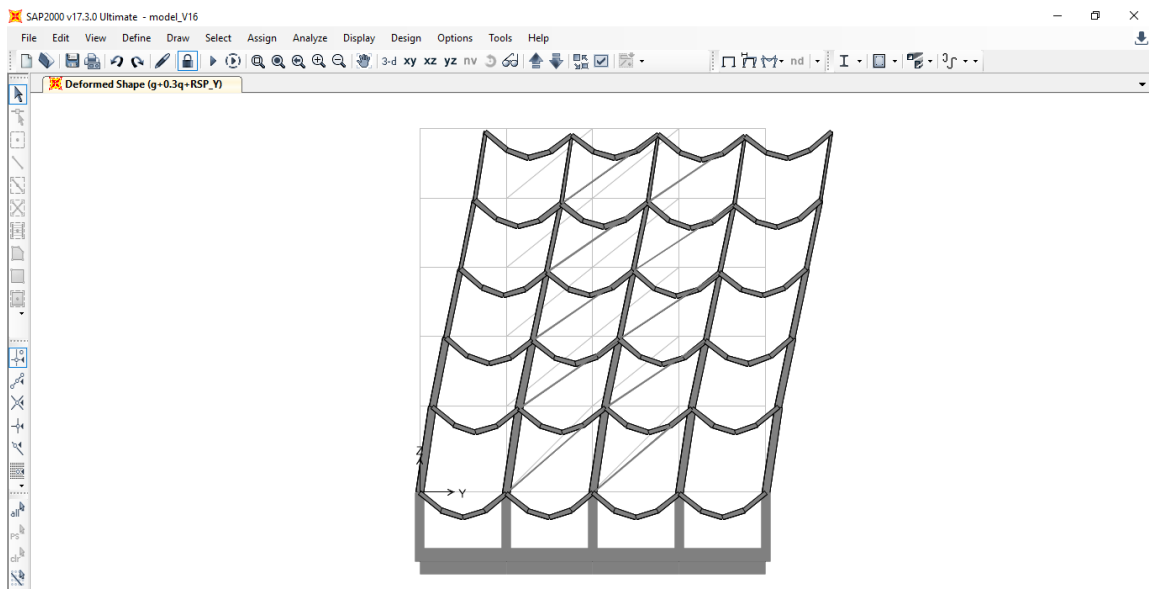
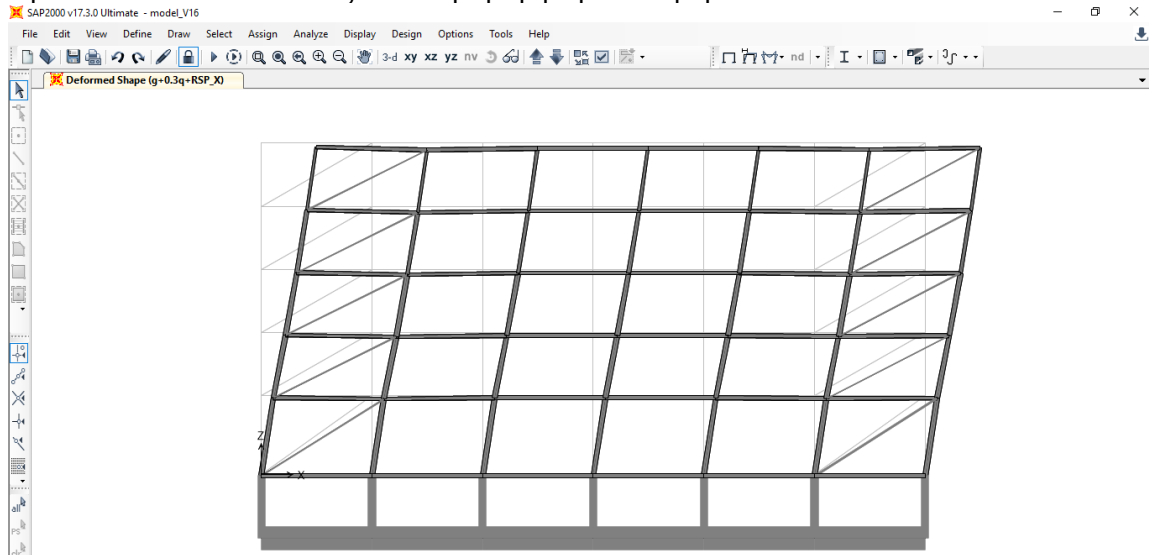
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ						
ΟΡΟΦΟΣ	$\delta_{i+1,elastic}$ (cm)	$\delta_{i,elastic}$ (cm)	dr (cm)	h (cm)	$\gamma$	ΕΛΕΓΧΟΣ
1ος	0,74	0,00	0,74	500	0,07%	OK
2ος	1,49	0,74	0,75	400	0,09%	OK
3ος	2,19	1,49	0,70	400	0,09%	OK
4ος	2,83	2,19	0,64	400	0,08%	OK
5ος	3,39	2,83	0,56	400	0,07%	OK

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ						
ΟΡΟΦΟΣ	$\delta_{i+1,elastic}$ (cm)	$\delta_{i,elastic}$ (cm)	dr (cm)	h (cm)	$\gamma$	ΕΛΕΓΧΟΣ
1ος	0,73	0,00	0,73	500	0,07%	OK
2ος	1,53	0,73	0,80	400	0,10%	OK
3ος	2,36	1,53	0,83	400	0,10%	OK
4ος	3,18	2,36	0,82	400	0,10%	OK
5ος	3,81	3,18	0,63	400	0,08%	OK

Πίνακας 4.4 Έλεγχος περιορισμού βλαβών – 3<sup>ο</sup> προσομοίωμα

Παρακάτω δίνονται εικόνες του παραμορφωμένου φορέα.



Παρατηρούμε από τους παραπάνω πίνακες ότι ικανοποιείται ο έλεγχος περιορισμού των βλαβών σε όλους τους ορόφους και σε όλα τα προσομοιώματα. Οπότε συνεχίζουμε τους επόμενους ελέγχους με τα συγκεκριμένα χιαστί.

### 4.3 Έλεγχος επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης

Θα πρέπει για κάθε συνδυασμό να εξεταστεί το ενδεχόμενο προσαύξησης των εντατικών μεγεθών λόγω των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης. Για κάθε περίπτωση η διερεύνηση της επιρροής των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης πραγματοποιείται με διαφορετικό τρόπο. Θα εξεταστούν:

✚ Βασικός στατικός συνδυασμός  $1.35G + 1.35 G_{\mu\omicron\nu} + 1.5L_{storey}$   
Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, ανάλυση 1ης τάξης μπορεί να χρησιμοποιείται με την προϋπόθεση ότι η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα, που οφείλεται σε παραμορφώσεις, μπορεί να αμεληθεί. Η απαίτηση αυτή μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται, εάν ισχύει το παρακάτω κριτήριο:

$$a_{cr} = F_{cr} / F_{Ed} \geq 10 \text{ για ελαστική ανάλυση}$$

$$a_{cr} = F_{cr} / F_{Ed} \geq 15 \text{ για πλαστική ανάλυση}$$

όπου:

$a_{cr}$  : συντελεστής με τον οποίο θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμού, ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια.

$F_{Ed}$  : το φορτίο σχεδιασμού του φορέα

$F_{cr}$  : το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια, που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες.

Η αυξημένη τιμή του  $a_{cr}$  για την πλαστική ανάλυση οφείλεται στο γεγονός ότι η συμπεριφορά του φορέα μπορεί να επηρεάζεται σημαντικά από μη γραμμικές ιδιότητες του υλικού στην οριακή κατάσταση αστοχίας (π.χ. όπου ένα πλαίσιο σχηματίζει πλαστικές αρθρώσεις με ανακατανομές ροπών, ή όπου συμβαίνουν σημαντικές μη γραμμικές παραμορφώσεις σε θέσεις ημιάκαμπτων συνδέσεων).

Για πολυώροφα πλαίσια, οι επιρροές 2ης τάξης λόγω πλευρικής μετάθεσης υπολογίζονται αυξάνοντας τα οριζόντια φορτία  $H_{Ed}$  (π.χ. άνεμο) και τα ισοδύναμα φορτία  $\varphi V_{Ed}$  λόγω ατελειών, καθώς και άλλες πιθανές επιρροές λόγω μετάθεσης σύμφωνα με τη θεωρία πρώτης τάξης, μέσω του μεγεθυντικού συντελεστή:  $1/(1-1/a_{cr})$  υπό την προϋπόθεση ότι  $a_{cr} \geq 3$ . Δεδομένου, όμως, ότι η επιρροή αρχικών ατελειών καθώς και τα φορτία ανέμου αμελούνται στην παρούσα εργασία δεν χρειάζεται να γίνει επαύξηση των εντατικών μεγεθών.

✚ Σεισμικός συνδυασμός  $G + G_{\mu\omicron\nu} + 0.3 * \varphi * L_{storey} + E$

Οι διατομές των δοκών και των υποστρωμάτων του συστήματος δεν μπορούν να υπολογιστούν μονάχα βάση κριτηρίων αντοχής. Οι παραμορφώσεις πρέπει να είναι ελεγχόμενες έτσι ώστε να περιοριστούν όσο το δυνατόν γίνεται τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Αυτό γίνεται υπολογίζοντας το συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου  $\theta$ . Τα αποτελέσματα δευτέρας τάξης δε χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη αν ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$\theta = P_{tot} * d_r / (V_{tot} * h) \leq 0,10$$

όπου:

$\theta$  είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

$d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

$P_{tot}$  είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

$V_{tot}$  είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου.

$h$  είναι το ύψος του ορόφου

Εάν:

- ⊕  $\theta < 0,1 \rightarrow$  Αμελούνται τα 2<sup>ας</sup> τάξης
- ⊕  $0,1 < \theta < 0,2 \rightarrow$  Λαμβάνονται υπόψη με τον επαυξητικό συντελεστή  $a = \frac{1}{1-\theta}$
- ⊕  $0,2 < \theta < 0,3 \rightarrow$  Ανάλυση 2<sup>ας</sup> τάξης

Παρακάτω δίνονται τα αποτελέσματα από τον έλεγχο φαινομένων 2ας τάξεως σε κάθε προσομοίωμα.

📌 1<sup>ο</sup> Προσομοίωμα

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ - G+0,3Q+RSP_X							
ΟΡΟΦΟΣ	h (cm)	dr (cm)	V <sub>tot</sub> (KN)	P <sub>tot</sub> (KN)	θ	1/1-θ	α <sub>cr</sub>
1ος	500	0,51	1373	27974	0,021	1,02	1,07
2ος	400	0,97	1275	22339	0,042	1,04	
3ος	400	1,43	1085	16707	0,055	1,06	
4ος	400	1,84	802	11074	0,064	1,07	
5ος	400	2,18	534	5618	0,057	1,06	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ - G+0,3Q+0,3RSP_X + RSP_Y							
ΟΡΟΦΟΣ	h (cm)	dr (cm)	V <sub>tot</sub> (KN)	P <sub>tot</sub> (KN)	θ	1/1-θ	α <sub>cr</sub>
1ος	500	0,54	1323	27974	0,023	1,02	1,09
2ος	400	1,05	1231	22339	0,048	1,05	
3ος	400	1,53	1048	16707	0,061	1,06	
4ος	400	1,98	775	11074	0,071	1,08	
5ος	400	2,35	420	5618	0,0786	1,09	

Πίνακας 4.5 Αποτελέσματα ελέγχου P-Δ 1<sup>ου</sup> προσομοιώματος

Από τα παραπάνω προκύπτει, λοιπόν, ένας επαυξητικός συντελεστής σε κάθε διεύθυνση του κτιρίου ο οποίος θα ληφθεί υπόψη κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό.

- ❖ Διεύθυνση Χ: 1,07
- ❖ Διεύθυνση Υ: 1,09

📌 2<sup>ο</sup> Προσομοίωμα

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ - G+0,3Q+RSP_X							
ΟΡΟΦΟΣ	h (cm)	dr (cm)	V <sub>tot</sub> (KN)	P <sub>tot</sub> (KN)	θ	1/1-θ	α <sub>cr</sub>
1ος	500	0,73	956	29077	0,044	1,05	1,06
2ος	400	0,77	834	23158	0,053	1,06	
3ος	400	0,70	710	17281	0,043	1,04	
4ος	400	0,64	584	11465	0,031	1,03	
5ος	400	0,54	409	5694	0,019	1,02	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ - G+0,3Q+0,3RSP_X + RSP_Y							
ΟΡΟΦΟΣ	h (cm)	dr (cm)	V <sub>tot</sub> (KN)	P <sub>tot</sub> (KN)	θ	1/1-θ	α <sub>cr</sub>
1ος	500	0,72	894	29077	0,047	1,05	1,06
2ος	400	0,80	783	23158	0,059	1,06	
3ος	400	0,82	658	17281	0,054	1,06	
4ος	400	0,82	558	11465	0,042	1,04	
5ος	400	0,63	402	5694	0,022	1,02	

Πίνακας 4.6 Αποτελέσματα ελέγχου P-Δ 2<sup>ου</sup> προσομοιώματος

Από τα παραπάνω προκύπτει, λοιπόν, ένας επαυξητικός συντελεστής σε κάθε διεύθυνση του κτιρίου ο οποίος θα ληφθεί υπόψη κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό.

- ❖ Διεύθυνση Χ: 1,06
- ❖ Διεύθυνση Υ: 1,06

✚ 3<sup>ο</sup> Προσομοίωμα

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ - G+0,3Q+RSP_X							
ΟΡΟΦΟΣ	h (cm)	dr (cm)	V <sub>tot</sub> (KN)	P <sub>tot</sub> (KN)	θ	1/1-θ	α <sub>cr</sub>
1ος	500	0,74	931	5445	0,009	1,01	1,05
2ος	400	0,75	568	10966	0,036	1,04	
3ος	400	0,70	692	16533	0,042	1,04	
4ος	400	0,64	818	22160	0,043	1,05	
5ος	400	0,56	931	27829	0,042	1,04	
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ - G+0,3Q+0,3RSP_X + RSP_Y							
ΟΡΟΦΟΣ	h (cm)	dr (cm)	V <sub>tot</sub> (KN)	P <sub>tot</sub> (KN)	θ	1/1-θ	α <sub>cr</sub>
1ος	500	0,73	866	5445	0,009	1,01	1,13
2ος	400	0,80	757	10966	0,029	1,03	
3ος	400	0,83	634	16533	0,054	1,06	
4ος	400	0,82	539	22160	0,084	1,09	
5ος	400	0,63	389	27829	0,113	1,13	

Πίνακας 4.7 Αποτελέσματα ελέγχου Ρ-Δ 3<sup>ου</sup> προσομοιώματος

Από τα παραπάνω προκύπτει, λοιπόν, ένας επαυξητικός συντελεστής σε κάθε διεύθυνση του κτιρίου ο οποίος θα ληφθεί υπόψη κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό.

- ❖ Διεύθυνση Χ: 1,05
- ❖ Διεύθυνση Υ: 1,13

Τελικά σε κάθε διεύθυνση και προσομοίωμα τα φαινόμενα 2ας τάξης θα ληφθούν υπόψη αυξάνοντας τους σεισμούς με τους επαυξητικούς συντελεστές που υπολογίστηκαν παραπάνω. Προκύπτουν λοιπόν οι συνδυασμοί:

✚ 1<sup>ο</sup> προσομοίωμα

$$g + \psi 2 * q + 1 * RSP\_X + 0.3 * RSP\_Y \rightarrow g + \psi 2 * q + 1 * a_x * RSP\_X + 0.3 * a_y * RSP\_Y$$

$$g + \psi 2 * q + 0.3 * RSP\_X + 1 * RSP\_Y \rightarrow g + \psi 2 * q + 0.3 * a_x * RSP\_X + 1 * a_y * RSP\_Y$$

$$g + \psi 2 * q + 1 * 1.07 * RSP\_X + 0.3 * 1.09 * RSP\_Y$$

$$g + \psi 2 * q + 0.3 * 1.07 * RSP\_X + 1 * 1.09 * RSP\_Y$$

Όμοια υπολογίζονται και οι αυξημένοι σεισμοί στα άλλα προσομοιώματα

✚ 2<sup>ο</sup> προσομοίωμα

$$g + \psi 2 * q + 1 * 1.06 * RSP\_X + 0.3 * 1.06 * RSP\_Y$$

$$g + \psi 2 * q + 0.3 * 1.06 * RSP\_X + 1 * 1.06 * RSP\_Y$$

✚ 3<sup>ο</sup> προσομοίωμα

$$g + \psi 2 * q + 1 * 1.05 * RSP\_X + 0.3 * 1.13 * RSP\_Y$$

$$g + \psi 2 * q + 0.3 * 1.05 * RSP\_X + 1 * 1.13 * RSP\_Y$$

Μ' αυτούς τους συνδυασμούς γίνεται παρακάτω ο ικανοτικός έλεγχος των χιαστί ράβδων.

## 4.4 Ικανοτικός Σχεδιασμός

Ο ικανοτικός σχεδιασμός επιδιώκει να εξασφαλιστεί στη κατασκευή η ικανότητα για τη μεγαλύτερη δυνατή απορρόφηση ενέργειας χωρίς ολική ή μερική αστοχία. Βασίζεται στην ιεράρχηση βλαβών και εξασφάλιση εκδήλωσής τους με την επιθυμητή σειρά, κατανομή των βλαβών σε όσο το δυνατόν περισσότερα δομικά στοιχεία καθώς και στη χρήση αποθεμάτων αντοχής της κατασκευής προκειμένου να αποφευχθεί ψαθυρή αστοχία.

Τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα θα σχεδιάζονται έτσι ώστε η διαρροή των εφελκόμενων διαγώνιων να πραγματοποιείται πριν από την αστοχία των συνδέσεων και πριν από την διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων. Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσεων θα τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί θα είναι είτε από δομικό χάλυβα ή σύμμεικτα. Οι σύνδεσμοι θα είναι από δομικό χάλυβα. Τα φορτία βαρύτητας θα παραλαμβάνονται μόνο από τις δοκούς και τα υποστυλώματα χωρίς να λαμβάνονται υπόψη τα μέλη των συνδέσεων.

### 4.4.1 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσεων δυσκαμψίας

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενες διαγώνιοι. Ωστόσο, το SAP2000 λαμβάνει τη συμμετοχή της θλιβόμενης και της εφελκόμενης διαγώνιου στην παραλαβή της σεισμικής έντασης χωρίς να υπάρχει δυνατότητα διαμόρφωσης της προεπιλογής αυτής από το χρήστη. Για το λόγο αυτό στο προσομοίωμα τοποθετήθηκε μόνο ένας σύνδεσμος δυσκαμψίας στον οποίο όμως ορίσαμε  $\chi=1$  ώστε να μην λάβει υπόψη του το πρόγραμμα τυχόν λυγισμό της διατομής. Με αυτόν τον τρόπο ορίσαμε ισοδύναμα μόνο τον εφελκόμενο σύνδεσμο δυσκαμψίας στο SAP2000.

Απαιτήσεις Κανονισμού:

- ✓  $N_{Ed} \leq N_{t,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_M}$
- ✓ Λυγηρότητα  $\lambda$ :  **$1,3 < \lambda < 2,0$** , όπου:  $\lambda = \frac{l}{\pi} * \sqrt{\frac{A}{I_z}} * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$  → **Επιλέγουμε διατομές** ώστε να ισχύει
- ✓ Συντελεστές εκμετάλλευσης στοιχείου  $\Omega_i \leq 1,25 \Omega_{min}$ , όπου  $\Omega_i = \frac{1}{Ratio}$



1<sup>ο</sup> προσομοίωμα

Διεύθυνση\_X

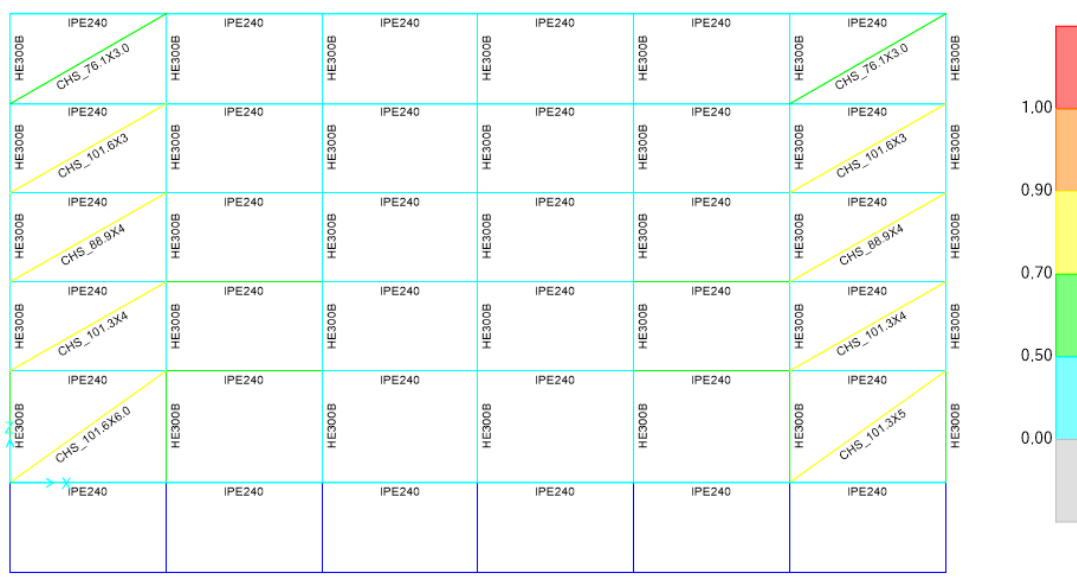
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	iy=iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	Ανηγγενη λ	Ned/NRd	Ωi
920	8,06	4,03	3,39	CHS_101.6X6.0	1,6	0,74	1,36
921	8,06	4,03	3,45	CHS_101.3X4	1,5	0,77	1,29
923	8,06	4,03	3	CHS_88.9X4	1,8	0,82	1,23
925	8,06	4,03	3,49	CHS_101.6X3	1,5	0,71	1,40
927	8,06	4,03	2,59	CHS_76.1X3.0	2,0	0,69	1,45
940	8,06	4,03	3,42	CHS_101.3X5	1,5	0,72	1,39
941	8,06	4,03	3,45	CHS_101.3X4	1,5	0,77	1,30
943	8,06	4,03	3	CHS_88.9X4	1,8	0,81	1,24
945	8,06	4,03	2,59	CHS_101.6X3	2,0	0,71	1,41
947	8,06	4,03	2,59	CHS_76.1X3.0	2,0	0,69	1,45
950	8,06	4,03	3,39	CHS_101.6X6.0	1,6	0,73	1,36
951	8,06	4,03	3,45	CHS_101.3X4	1,5	0,77	1,30
953	8,06	4,03	3	CHS_88.9X4	1,8	0,81	1,23
955	8,06	4,03	3,45	CHS_101.6X3	1,5	0,71	1,40
957	8,06	4,03	2,59	CHS_76.1X3.0	2,0	0,69	1,45
960	8,06	4,03	3,42	CHS_101.3X5	1,5	0,72	1,40
961	8,06	4,03	3,45	CHS_101.3X4	1,5	0,77	1,30
963	8,06	4,03	3	CHS_88.9X4	1,8	0,81	1,24
965	8,06	4,03	3,45	CHS_101.6X3	1,5	0,71	1,41
967	8,06	4,03	2,59	CHS_76.1X3.0	2,0	0,69	1,45
						MAX	1,45
						MIN	1,23
						ΛΟΓΟΣ	0,18

Πίνακας 4.8 Συντελεστές εκμετάλλευσης ράβδων\_X – 1<sup>ο</sup> Προσομοίωμα

Προέκυψε:

Διεύθυνση X:  $RATIO_{max,x}=0,82 \rightarrow \Omega_{min,x}=1,23$  και για όλες τις διαγώνιες ράβδους

$$\frac{\Omega_i}{\Omega_{min,x}} < 1,25$$

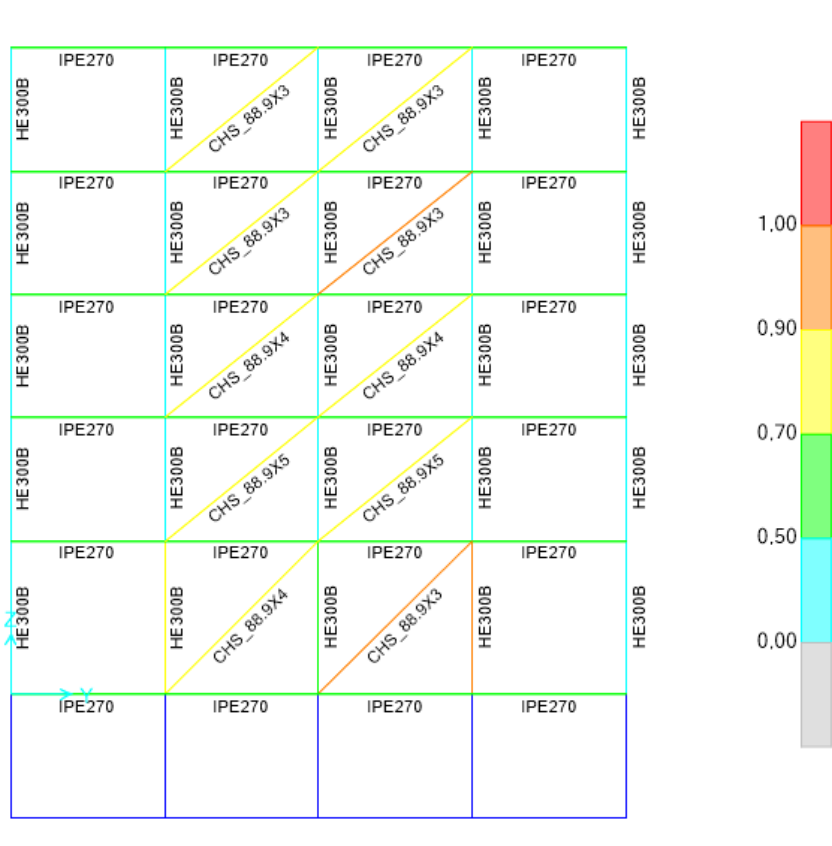


Διεύθυνση\_Y

ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	iy=iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	Ανηγγενη λ	Ned/NRd	Ωi
969	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,4	0,73	1,37
971	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,4	0,75	1,34
973	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,4	0,82	1,22
975	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,4	0,88	1,13
977	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,4	0,72	1,39
979	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,4	0,90	1,11
981	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,4	0,74	1,35
983	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,4	0,82	1,22
985	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,4	0,90	1,11
987	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,4	0,75	1,33
989	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,4	0,73	1,37
991	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,4	0,75	1,34
993	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,4	0,82	1,22
995	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,4	0,88	1,13
997	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,4	0,72	1,39
999	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,4	0,90	1,11
1001	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,4	0,74	1,35
1003	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,4	0,82	1,22
1005	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,4	0,90	1,11
1007	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,4	0,75	1,33
						MAX	1,39
						MIN	1,11
						ΛΟΓΟΣ	0,25

Πίνακας 4.9 Συντελεστές εκμετάλλευσης ράβδων\_Y – 1<sup>ο</sup> Προσομοίωμα

Διεύθυνση Y:  $RATIO_{max,y}=0,90 \rightarrow \Omega_{min,y}=1,11$  και για όλες τις διαγώνιες ράβδους  $\frac{\Omega_i}{\Omega_{min,y}} < 1,25$



❖ 2<sup>ο</sup> προσομοίωμα  
Διεύθυνση\_X

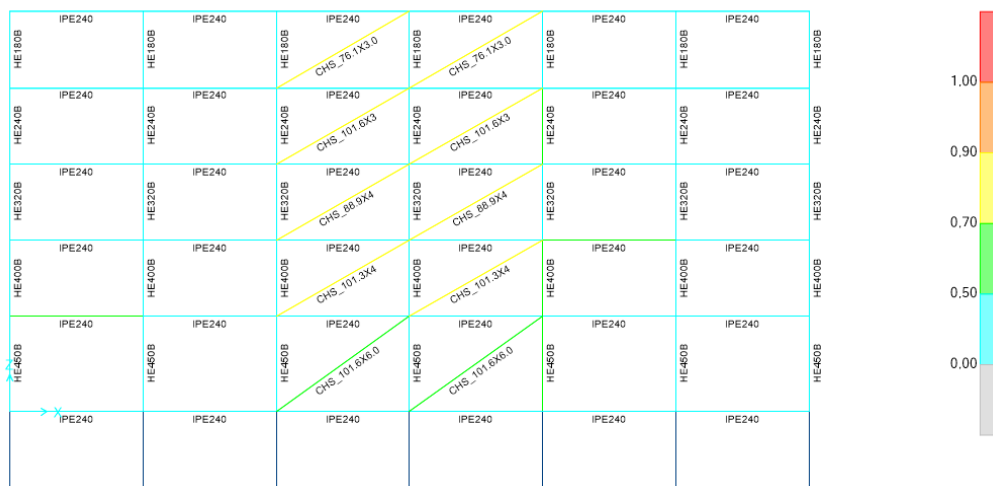
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	iy=iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	Ανηγμένη λ	Ned/NRd	Ωi
919	8,1	4,0	3,4	CHS_101.6X6.0	1,6	0,69	1,45
922	8,1	4,0	3,5	CHS_101.3X4	1,5	0,80	1,25
924	8,1	4,0	3,0	CHS_88.9X4	1,8	0,77	1,29
926	8,1	4,0	3,5	CHS_101.6X3	1,5	0,74	1,36
928	8,1	4,0	2,6	CHS_76.1X3.0	2,0	0,74	1,35
939	8,1	4,0	3,4	CHS_101.6X6.0	1,5	0,67	1,49
942	8,1	4,0	3,5	CHS_101.3X4	1,5	0,80	1,25
944	8,1	4,0	3,0	CHS_88.9X4	1,8	0,78	1,29
946	8,1	4,0	2,6	CHS_101.6X3	2,0	0,74	1,34
948	8,1	4,0	2,6	CHS_76.1X3.0	2,0	0,75	1,33
959	8,1	4,0	3,4	CHS_101.6X6.0	1,6	0,69	1,45
960	8,1	4,0	3,5	CHS_101.3X4	1,5	0,80	1,25
961	8,1	4,0	3,0	CHS_88.9X4	1,8	0,77	1,29
962	8,1	4,0	3,5	CHS_101.6X3	1,5	0,74	1,36
963	8,1	4,0	2,6	CHS_76.1X3.0	2,0	0,74	1,35
964	8,1	4,0	3,4	CHS_101.6X6.0	1,5	0,67	1,48
965	8,1	4,0	3,5	CHS_101.3X4	1,5	0,80	1,25
966	8,1	4,0	3,0	CHS_88.9X4	1,8	0,78	1,28
967	8,1	4,0	3,5	CHS_101.6X3	1,5	0,75	1,34
968	8,1	4,0	2,6	CHS_76.1X3.0	2,0	0,75	1,33
						MAX	1,49
						MIN	1,25
						ΛΟΓΟΣ	0,19

Πίνακας 4.10 Συντελεστές εκμετάλλευσης ράβδων\_X - 2<sup>ο</sup> Προσομοίωμα

Προέκυψε:

Διεύθυνση X:  $RATIO_{max,x}=0,80 \rightarrow \Omega_{min,x}=1,25$  και για όλες τις διαγώνιες ράβδους

$$\frac{\Omega_i}{\Omega_{min,x}} < 1,25$$



Διεύθυνση\_Y

ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	iy=iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	Ανηγμένη λ	Ned/NRd	Ωi
969	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,4	0,71	1,40
971	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,4	0,86	1,17
973	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,4	0,88	1,13
975	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X4	1,4	0,71	1,41
977	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,4	0,76	1,31
979	6,4	3,20	3,04	CHS_76.1X3.0	1,4	0,81	1,23
981	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,4	0,85	1,18
983	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,4	0,89	1,13
985	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X4	1,4	0,72	1,39
987	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,4	0,80	1,26
989	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,4	0,71	1,40
991	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,4	0,86	1,17
993	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,4	0,88	1,13
995	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X4	1,4	0,71	1,41
997	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,4	0,76	1,31
999	6,4	3,20	3,04	CHS_76.1X3.0	1,4	0,81	1,23
1001	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,4	0,85	1,18
1003	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,4	0,89	1,13
1005	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X4	1,4	0,72	1,39
1007	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,4	0,80	1,26
<b>ΣΧΟΛΙΟ: ΑΛΛΑΞΑΝ ΟΙ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΔΙΟΤΙ ΞΕΚΙΝΑΩ ΜΕ ΥΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΠΡΟΗΓΟΥΜΕΝΗ ΑΝΑΛΥΣΗ, ΌΧΙ ΗΕΒ300 ΠΑΝΤΟΥ. (ΓΙΟ ΕΥΚΑΜΠΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ, ΠΑΙΡΝΟΥΝ ΠΕΡΙΣΣΟΤΕΡΗ ΕΝΤΑΣΗ ΤΑ ΧΙΑΣΤΙ)</b>						MAX	1,41
						MIN	1,13
						ΛΟΓΟΣ	0,25

Πίνακας 4.11 Συντελεστές εκμετάλλευσης ράβδων\_Y - 2<sup>ο</sup> Προσομοίωμα

Διεύθυνση Y:  $RATIO_{max,y}=0,88 \rightarrow \Omega_{min,y}=1,13$  και για όλες τις διαγώνιες ράβδους  $\frac{\Omega_i}{\Omega_{min,y}} < 1$



❖ 3<sup>ο</sup> προσομοίωμα  
Διεύθυνση\_X

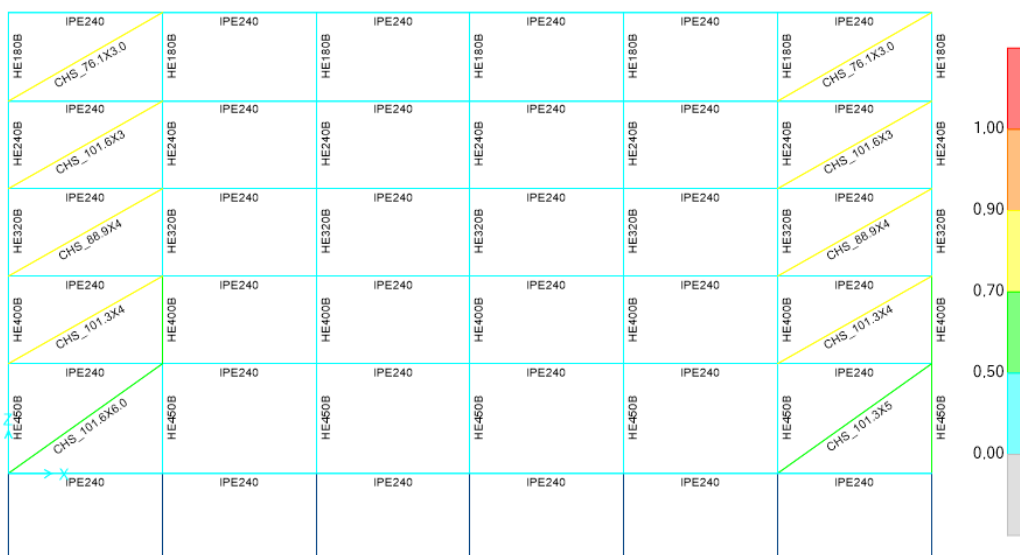
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	iy=iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	Ανηγγμενη λ	Ned/NRd	Ωi
920	8,1	4,0	3,4	CHS_101.6X6.0	1,6	0,69	1,45
921	8,1	4,0	3,5	CHS_101.3X4	1,5	0,79	1,27
923	8,1	4,0	3,0	CHS_88.9X4	1,8	0,77	1,30
925	8,1	4,0	3,5	CHS_101.6X3	1,5	0,75	1,34
927	8,1	4,0	2,6	CHS_76.1X3.0	2,0	0,77	1,29
940	8,1	4,0	3,4	CHS_101.3X5	1,5	0,68	1,48
941	8,1	4,0	3,5	CHS_101.3X4	1,5	0,78	1,28
943	8,1	4,0	3,0	CHS_88.9X4	1,8	0,76	1,32
945	8,1	4,0	2,6	CHS_101.6X3	2,0	0,74	1,35
947	8,1	4,0	2,6	CHS_76.1X3.0	2,0	0,77	1,30
950	8,1	4,0	3,4	CHS_101.6X6.0	1,6	0,69	1,45
951	8,1	4,0	3,5	CHS_101.3X4	1,5	0,79	1,27
953	8,1	4,0	3,0	CHS_88.9X4	1,8	0,77	1,30
955	8,1	4,0	3,5	CHS_101.6X3	1,5	0,75	1,34
957	8,1	4,0	2,6	CHS_76.1X3.0	2,0	0,77	1,29
960	8,1	4,0	3,4	CHS_101.3X5	1,5	0,68	1,48
961	8,1	4,0	3,5	CHS_101.3X4	1,5	0,78	1,28
963	8,1	4,0	3,0	CHS_88.9X4	1,8	0,76	1,32
965	8,1	4,0	3,5	CHS_101.6X3	1,5	0,74	1,35
967	8,1	4,0	2,6	CHS_76.1X3.0	2,0	0,77	1,30

Πίνακας 4.12 Συντελεστές εκμετάλλευσης ράβδων\_X - 3<sup>ο</sup> Προσομοίωμα

Προέκυψε:

Διεύθυνση X:  $RATIO_{max,x}=0,79 \rightarrow \Omega_{min,x}=1,27$  και για όλες τις διαγώνιες ράβδους

$$\frac{\Omega_i}{\Omega_{min,x}} < 1,25$$



Διεύθυνση\_Y

ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	iy=iz (cm)	ΔΙΑΤΟΜΗ	Ανηγμένη λ	Ned/NRd	Ωi
949	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,40	0,76	1,31
952	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,41	0,88	1,13
954	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,41	0,73	1,36
956	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,40	0,73	1,38
958	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,38	0,79	1,27
959	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,38	0,73	1,37
962	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,41	0,88	1,14
964	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,41	0,74	1,35
966	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,40	0,74	1,35
968	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,38	0,82	1,22
969	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,40	0,76	1,31
970	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,41	0,88	1,13
971	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,41	0,73	1,36
972	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,40	0,73	1,38
973	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,38	0,79	1,27
974	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,38	0,73	1,37
975	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,41	0,88	1,14
976	6,4	3,20	2,97	CHS_88.9X5	1,41	0,74	1,35
977	6,4	3,20	3,00	CHS_88.9X4	1,40	0,74	1,35
978	6,4	3,20	3,04	CHS_88.9X3	1,38	0,82	1,22
						MAX	1,38
						MIN	1,13
						ΛΟΓΟΣ	0,22

Πίνακας 4.13 Συντελεστές εκμετάλλευσης ράβδων\_Y - 3<sup>ο</sup> Προσομοίωμα

Διεύθυνση Y:  $RATIO_{max,y}=0,88 \rightarrow \Omega_{min,y}=1,13$  και για όλες τις διαγώνιες ράβδους

$$\frac{\Omega_i}{\Omega_{min,y}} < 1$$



#### 4.4.2 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων

Το υποστύλωμα θα πρέπει να πληροί την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

Όπου:

- ✓  $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ : αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού/υποστυλώματος σύμφωνα με τον EN1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με τη ροπή κάμψης  $M_{Ed}$ , τη ροπή σχεδιασμού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- ✓  $N_{Ed,G}$ : Αξονική δύναμη στη δοκό/υποστύλωμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- ✓  $N_{Ed,E}$ : Αξονική δύναμη στη δοκό/υποστύλωμα που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού
- ✓  $\gamma_{ov}=1,25$ : συντελεστής Υπεραντοχής
- ✓  $\Omega_{min}$ : ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i=N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  για όλες τις διαγωνίους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων
- ✓  $N_{pl,Rd,i}$ : Αντοχή σχεδιασμού της διαγώνιου  $i$
- ✓  $N_{Ed,i}$ : Τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο  $i$  στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

Ο ικανοτικός έλεγχος των υποστυλωμάτων έγινε με το πρόγραμμα Sap2000 αυξάνοντας την σεισμική δύναμη κατά X και κατά Y κατά  $1,1*1,25*\Omega_{min,x}$  και  $1,1*1,25*\Omega_{min,y}$  αντίστοιχα.

Δημιουργήσαμε τέσσερα προσομοιώματα του κτιρίου μας για να λάβουμε υπόψη όλες τις δυνατές κατανομές των δυνάμεων στα υποστυλώματα ανάλογα με την διεύθυνση του σεισμού. Τα τέσσερα αυτά προσομοιώματα διαθέτουν κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας μόνο στη διεύθυνση και φορά του εκάστοτε σεισμού.

Στη συνέχεια τοποθετήσαμε τα δυσμενέστερα υποστυλώματα στο αρχικό μας μοντέλο. Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών, ο έλεγχος επιρροών 2ας τάξης και ο ικανοτικός σχεδιασμός των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων υπολογίστηκαν ξανά και παραπάνω είδαμε τους τελικούς ελέγχους.

Προκύπτει αυξητικός συντελεστής σεισμού για ικανοτικό έλεγχο ΥΣ:

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	$\Omega_{min,x}$	$A_x$	$\Omega_{min,y}$	$A_y$
Πρώτο	1,23	1,69	1,11	1,53
Δεύτερο	1,25	1,72	1,13	1,55
Τρίτο	1,27	1,75	1,13	1,55

✚ 1° προσομοίωμα

$$g+\psi 2 * q + 1 * 1.07 * 1.69 * RSP\_X + 0.3 * 1.09 * 1.53 * RSP\_Y$$

$$g+\psi 2 * q + 0.3 * 1.07 * 1.69 * RSP\_X + 1 * 1.09 * 1.53 * RSP\_Y$$

Όμοια υπολογίζονται και οι αυξημένοι σεισμοί στα άλλα προσομοιώματα

✚ 2° προσομοίωμα

$$g+\psi 2 * q + 1 * 1.06 * 1.72 * RSP\_X + 0.3 * 1.06 * 1.55 * RSP\_Y$$

$$g+\psi 2 * q + 0.3 * 1.06 * 1.72 * RSP\_X + 1 * 1.06 * 1.55 * RSP\_Y$$

✚ 3° προσομοίωμα

$$g+\psi 2 * q + 1 * 1.05 * 1.75 * RSP\_X + 0.3 * 1.13 * 1.55 * RSP\_Y$$

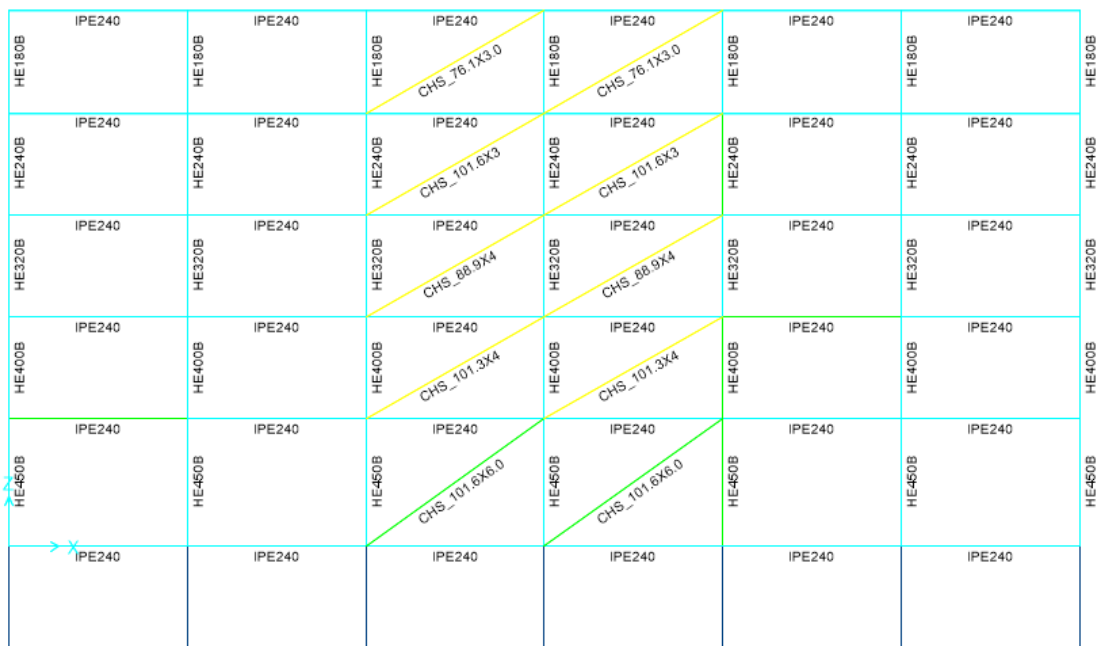
$$g+\psi 2 * q + 0.3 * 1.05 * 1.75 * RSP\_X + 1 * 1.13 * 1.55 * RSP\_Y$$

✚ Για τον αυξημένο σεισμό κατά  $1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$  διαστασιολογούμε ΜΟΝΟ τα **ΥΣ**

**✚ Διαρρέουν τα χιαστί** πριν διαρρεύσουν τα υποστυλώματα

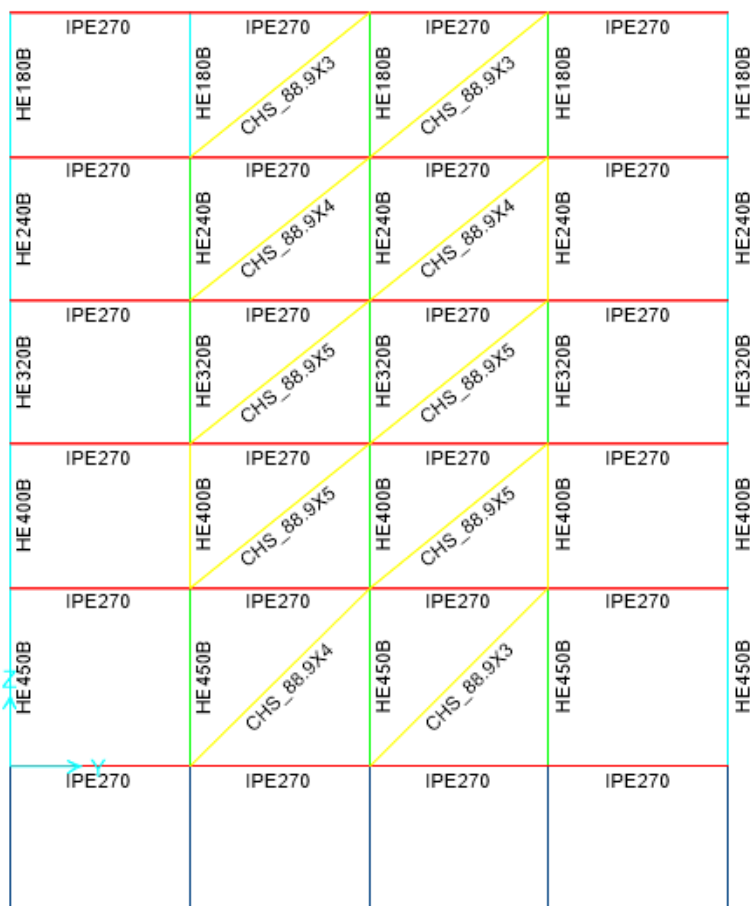
Βρέθηκαν οι απαιτούμενες διατομές υποστυλωμάτων στο πρώτο προσομοίωμα και στην συνέχεια έγινε έλεγχος του κατά πόσο οι συγκεκριμένες είναι επαρκείς στα άλλα δυο προσομοιώματα. Τελικά, αυτές οι διατομές είναι επαρκείς και στα τρία προσομοιώματα. Για λόγους οικονομίας τοποθετήθηκαν διαφορετικές ανά όροφο. Οπότε, συνοπτικά έχουμε:

- 1) 1<sup>ος</sup> όροφος: HEB450
- 2) 2<sup>ος</sup> όροφος: HEB400
- 3) 3<sup>ος</sup> όροφος: HEB320
- 4) 4<sup>ος</sup> όροφος: HEB240
- 5) 5<sup>ος</sup> όροφος: HEB180



Σχήμα 4.7 Διατομές Υποστυλωμάτων - Διεύθυνση\_X





Σχήμα 4.8 Διατομές Υποστυλωμάτων - Διεύθυνση\_X





## 5 Διαμόρφωση Συνδέσεων Κτιρίου

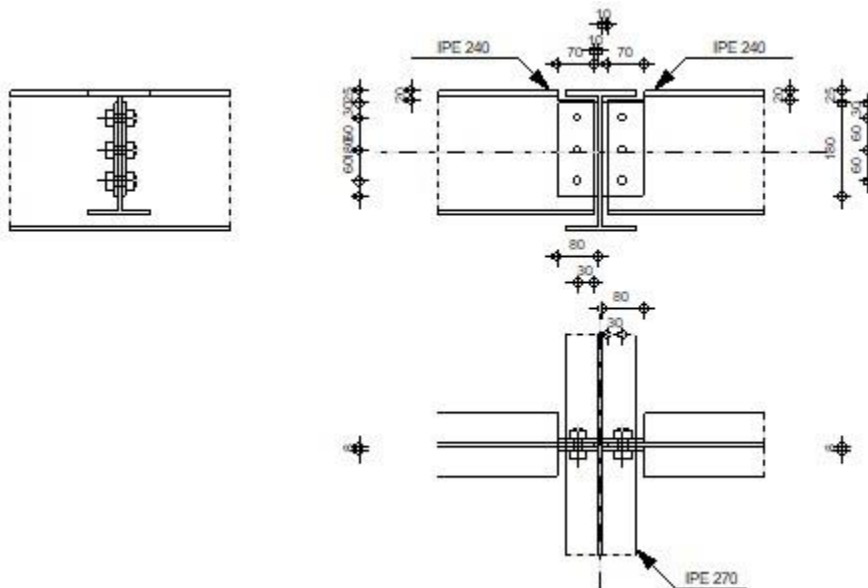
Η επίλυση της διαμορφώσεων των κόμβων έγινε με χρήση του προγράμματος της Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017. Παρατίθενται ενδεικτικά τρεις(3) συνδέσεις αντιπροσωπευτικές.

- ✚ Σύνδεση κύριας δοκού με δευτερεύουσα
- ✚ Σύνδεση κύριας δοκού με υποστυλώμα
- ✚ Σύνδεση Υποστυλώματος με χιαστί σύνδεσμο

### 5.1 Σύνδεση κύριας δοκού με δευτερεύουσα

Από τις παραπάνω αναλύσεις έχουμε καταλήξει σε δευτερεύουσες δοκούς IPE240 και κύριες IPE270. Οι συνδέσεις διαμορφώνονται ως απλές στηρίξεις – συνδέσεις τέμνουσας με τέμνουσα στο άκρο της δευτερεύουσας δοκού στην ΟΚΑ  $V_{Ed}=71,4\text{kN}$ . Επιλέγεται η σύνδεση να διαμορφωθεί με δυο λεπίδες 2#180.80.8 σε κάθε πλευρά της δοκού, 3M16 κοχλίες απλούς δίτημτους, ποιότητας 5.6, συγκολλήσεις πάχους 5mm και αποστάσεις κοχλιών  $e_2=30\text{mm}$  και  $p_1=60\text{mm}$ . Παρακάτω φαίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι και το σχέδιο της σύνδεσης.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
	<b>ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΣ - ΔΟΚΟΣ (ΚΟΡΜΟΣ)</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



### ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 1

Όνομα σύνδεσης: Beam-beam (web)

### ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

#### ΚΥΡΙΟ ΔΟΚΑΡΙ

ΔΙΑΤΟΜΗ: IPE 270

$a = -90,0$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

$h_g = 270$  [mm] ΥΨΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$b_{fg} = 135$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΔΙΑΤΟΜΗ: IPE 270  
 $a = -90,0$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ  
 $t_{wg} = 7$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $t_{fg} = 10$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $r_g = 15$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $A_p = 45,94$  [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $I_{yp} = 5789,78$  [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 ΥΛΙΚΟ S235  
 $f_{yg} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ  
 $f_{ug} = 360,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## **ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ**

### **ΔΟΚΟΣ**

ΔΙΑΤΟΜΗ: IPE 240  
 $a = 0,0$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ  
 $h_{bl} = 240$  [mm] ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $b_{bl} = 120$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $t_{wbl} = 6$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $t_{fbl} = 10$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $r_{bl} = 15$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $A_b = 39,12$  [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ  
 $I_{ybl} = 3891,63$  [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 ΥΛΙΚΟ S235  
 $f_{ybl} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ  
 $f_{ubl} = 360,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

### **ΠΛΑΚΑ**

ΤΥΠΟΣ: ΔΙΠΛΕΥΡΟ  
 $l_p = 80$  [mm] ΜΗΚΟΣ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ  
 $h_p = 180$  [mm] ΥΨΟΣ ΠΛΑΚΑΣ  
 $t_p = 8$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ  
 ΥΛΙΚΟ S235  
 $f_{yp} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ  
 $f_{up} = 360,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

### **ΚΟΧΛΙΕΣ**

#### **ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 5.6 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ  
 $d = 16$  [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  
 $d_0 = 18$  [mm] Διάμετρος οπής κοχλία  
 $A_s = 1,57$  [cm<sup>2</sup>] ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ  
 $A_v = 2,01$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ  
 $f_{ub} = 500,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ  
 $k = 1$  ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ  
 $w = 3$  ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ  
 $e_1 = 30$  [mm] ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ  
 $p_1 = 60$  [mm] ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

### **ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ**

$a_{gp} = 5$  [mm] Συγκολλησεις εξωραφής λεπίδας και κύριας δοκού

## **ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ**

### **ΔΟΚΟΣ**

ΔΙΑΤΟΜΗ:	ΙΡΕ 240
$a = 0,0$	[Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_{br} = 240$	[mm] ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_{br} = 120$	[mm] ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wbr} = 6$	[mm] ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fbr} = 10$	[mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_{br} = 15$	[mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_{br} = 39,12$	[cm <sup>2</sup> ] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{ybr} = 3891,63$	[cm <sup>4</sup> ] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S235
$f_{ybr} = 235,00$	[MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ubr} = 360,00$	[MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## **ΠΛΑΚΑ**

ΤΥΠΟΣ:	ΔΙΠΛΕΥΡΟ
$l_p = 80$	[mm] ΜΗΚΟΣ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ
$h_p = 180$	[mm] ΥΨΟΣ ΠΛΑΚΑΣ
$t_p = 8$	[mm] ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ
ΥΛΙΚΟ	S235
$f_{yp} = 235,00$	[MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{up} = 360,00$	[MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## **ΚΟΧΛΙΕΣ**

### **ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 4.8	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d = 16$	[mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 = 18$	[mm] Διάμετρος οπής κοχλία
$A_s = 1,57$	[cm <sup>2</sup> ] ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v = 2,01$	[cm <sup>2</sup> ] ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} = 400,00$	[MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k = 1$	ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$w = 3$	ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 = 30$	[mm] ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_1 = 60$	[mm] ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

## **ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ**

$a_{gp} = 5$  [mm] Συγκολλήσεις εξωραφής λεπίδας και κύριας δοκού

## **ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ**

$g_{M0} = 1,00$	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]
$g_{M2} = 1,25$	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

## **ΦΟΡΤΙΑ**

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

### **ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ**

$N_{b2,Ed} = 0,00$	[kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{b2,Ed} = 71,14$	[kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{b2,Ed} = 0,00$	[kN*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

### **ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ**

$N_{b1,Ed} = 0,00$	[kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{b1,Ed} = 71,14$	[kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{b1,Ed} = 0,00$	[kN*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ****ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ****ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ****ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ**

$F_{v,Rd}$  96, [k Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου  $F_{v,Rd} =$   
 = 51 N] τμήματος κοχλία  $0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / g_{M2}$

**ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ**

Διεύθυνση x

$k_{1x}$  2, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ  $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7,$   
 x 5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 = 0

$k_{1x} > 0.0$  2,50 > 0,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$a_{bx}$  0,5 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ  $a_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0),$   
 = 6 ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$  0,56 > 0,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1x}$  39,6 [kN ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i /$   
 = 8 ] ΚΟΧΛΙΑ  $g_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z}$  2,5 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ  $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) -$   
 = 0 ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$  2,50 > 0,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$a_{bz}$  0, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ  $a_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) -$   
 = 6 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 5

$a_{bz} > 0.0$  0,65 > 0,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1z}$  46,2 [kN ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot a_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i /$   
 = 9 ] ΚΟΧΛΙΑ  $g_{M2}$

**ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΣ**

Διεύθυνση x

$k_{1x}$  2, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ  $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7,$   
 x 5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 = 0

$k_{1x} > 0.0$  2,50 > 0,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$a_{bx}$	0,7	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ	$a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0),$
=	4	ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bx} > 0.0$		0,74 > 0,00	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$F_{b,Rd2x}$	136,5	[kN ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i$
=	3	] ΚΟΧΛΙΑ	/gM2
Διεύθυνση z			
$k_{1z}$	2,5	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) -$
=	0	ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$a_{bz}$	0,	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ	$a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) -$
=	5	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bz} > 0.0$		0,56 > 0,00	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$F_{b,Rd2z}$	102,4	[kN ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i /$
=	0	] ΚΟΧΛΙΑ	gM2

**ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗ ΛΕΠΙΔΑ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ**

e	4	[m	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ	
=	3	m]	ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ	
			ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ	
M	3	[kN	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = M_{b2},$
=	0	*m]		$E_d + V_{b2,Ed}$
	8			*e
F	3	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ	$F_{Vz} =  V_{b1,$
=	7		ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$Ed /n$
	1			
F	2	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ	$F_{Mx} =  M_0$
=	5		ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$ *z_i/Sz_i^2$
	6			
F	2	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη	$F_{x,Ed} =$
=	5		διεύθυνση y	$F_{Nx} +$
	6			$F_{Mx}$
	7			
$F_{z,Ed}$	23,7	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} +$
=	1			$F_{Mz}$
$F_{Rdx}$	39,6	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{v$
=	8			$Rd, F_{bRd1x},$
				$F_{bRd2x})$
$F_{Rdz}$	46,2	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{v$
=	9			$Rd, F_{bRd1z},$
				$F_{bRd2z})$

e = 4 [m] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ  
 = 3 [m] ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ  
 ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 25,67  < 39,68$	ΕΠΑΛΗ ΘΕΥΕΤ (0,65) ΑΙ
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 23,71  < 46,29$	ΕΠΑΛΗ ΘΕΥΕΤ (0,51) ΑΙ

### ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΑΠΟΤΜΗΣΗ

#### ΠΛΑΚΑ

$A_{nt} = 2,48$  [cm<sup>2</sup>] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$A_{nv} = 8,40$  [cm<sup>2</sup>] ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{effRd} = 149,68$  [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ  $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$

$|0.5 * V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd}$   $|35,57| < 149,68$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,24)

#### ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} = 1,30$  [cm<sup>2</sup>] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$A_{nv} = 6,82$  [cm<sup>2</sup>] ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{effRd} = 111,28$  [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ  $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$

$|V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd}$   $|71,14| < 111,28$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,64)

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

#### ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ ΛΕΠΙΔΑΣ ΚΑΙ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

$A_s = 9,00$  [cm<sup>2</sup>] Εμβαδόν συγκόλλησης  $A_s = h_p * a_{gp}$

$t_{II} = 39,52$  [MPa] ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ  $t_{II} = 0.25 * V_{b2,Ed} / A_s$

$b_w = 0,80$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1]

$\ddot{O}[s^{-2} + 3 * (t_{II}^2 + t^2)] \leq f_u / (b_w * g_{M2})$   $68,45 < 360,00$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,19)

### ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

#### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ

##### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 77,2$  [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$   
 = 1 ] κοχλία

##### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,5$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$a_{bx} = 0,56$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $a_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$   $0,56 > 0,00$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1x} = 39,68$  [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,5$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ



$a_{bz} = 0,6$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ  $a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 = 5 ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$

$a_{bz} > 0,0$   $0,65 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1z} = 46,29$  [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

**ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΣ**

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,5$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ  $k_{1x} = \min[2,8 * (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 * (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$   
 = 0 ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$

$k_{1x} > 0,0$   $2,50 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$a_{bx} = 0,74$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0,0$   $0,74 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2x} = 136,53$  [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,5$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2,8 * (e_2/d_0) - 1,7, 2,5]$

$k_{1z} > 0,0$   $2,50 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$a_{bz} = 0,5$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ  $a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 = 6 ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$

$a_{bz} > 0,0$   $0,56 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2z} = 102,40$  [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

**ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗ ΛΕΠΙΔΑ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ**

**ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ**

$e = 43$  [m] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

$M_0 = 3,08$  [kNm] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ  $M_0 = M_{b1,Ed} + V_{b1,Ed} * e$

$F_{Vz} = 23,71$  [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ  $F_{Vz} = |V_{b2,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 25,67$  [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΡΟΠΗΣ  $F_{Mx} = |M_0| * z_i / S_{z_i^2}$

$F_{x,Ed} = 25,67$  [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y  $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 23,71$  [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z  $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Rdx} = 39,68$  [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x  $F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 46,29$  [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z  $F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 25,67  < 39,68$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,65)</b>
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 23,71  < 46,29$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,51)</b>

**ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΑΠΟΤΜΗΣΗ**

**ΠΛΑΚΑ**

$A_{nt} = 2,48$  [cm<sup>2</sup>] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$A_{nv} = 8,40$  [cm<sup>2</sup>] ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$A_{nt} = 2,48 \text{ [cm}^2\text{]}$  ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ  
 $V_{effRd} = 149,6 \text{ [kN]}$  ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ  $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$   
 $= 8$  ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ  
 $|0.5 * V_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |35,57| < 149,68$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,24)

### ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} = 1,30 \text{ [cm}^2\text{]}$  ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ  
 $A_{nv} = 6,82 \text{ [cm}^2\text{]}$  ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ  
 $V_{effRd} = 111, \text{ [kN]}$  ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ  $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$   
 $= 28$  ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ  
 $|V_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |71,14| < 111,28$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,64)

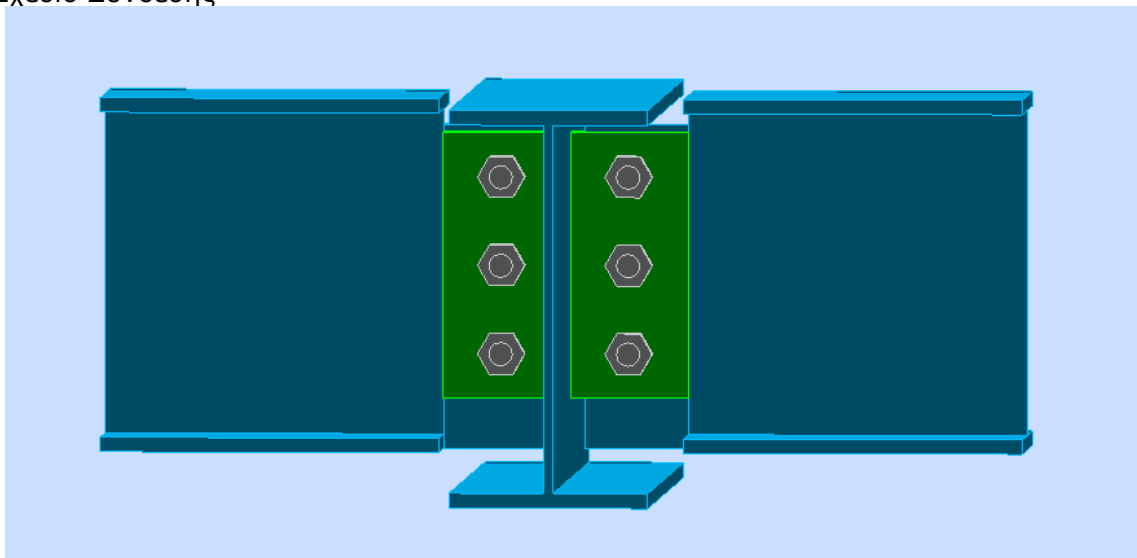
### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

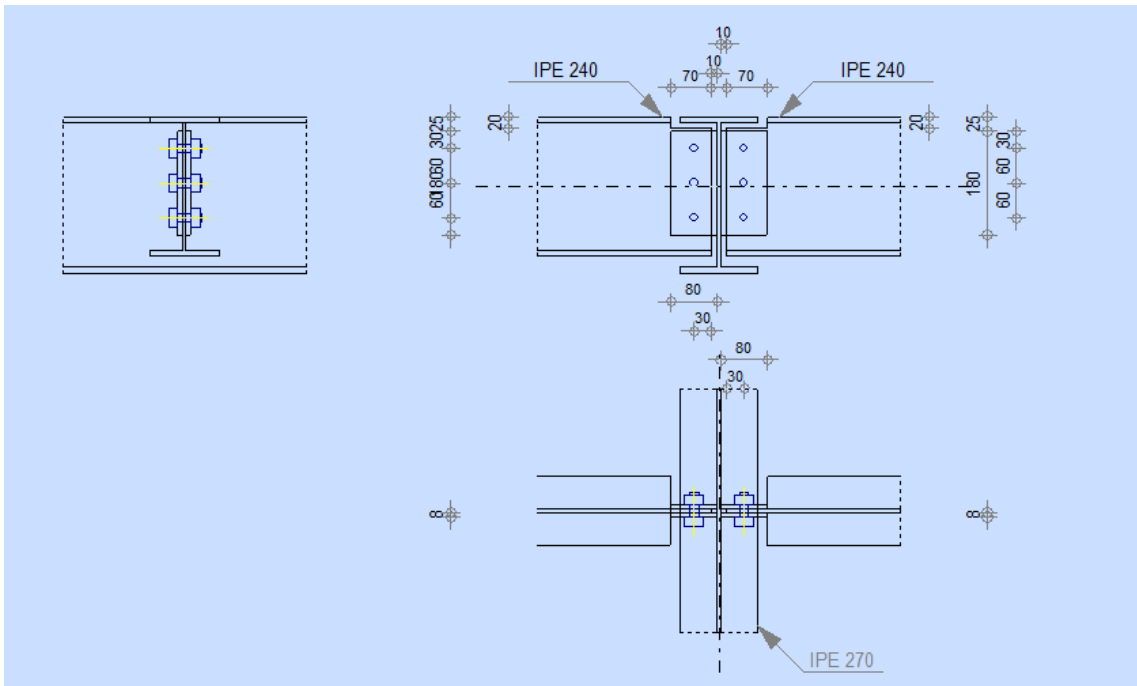
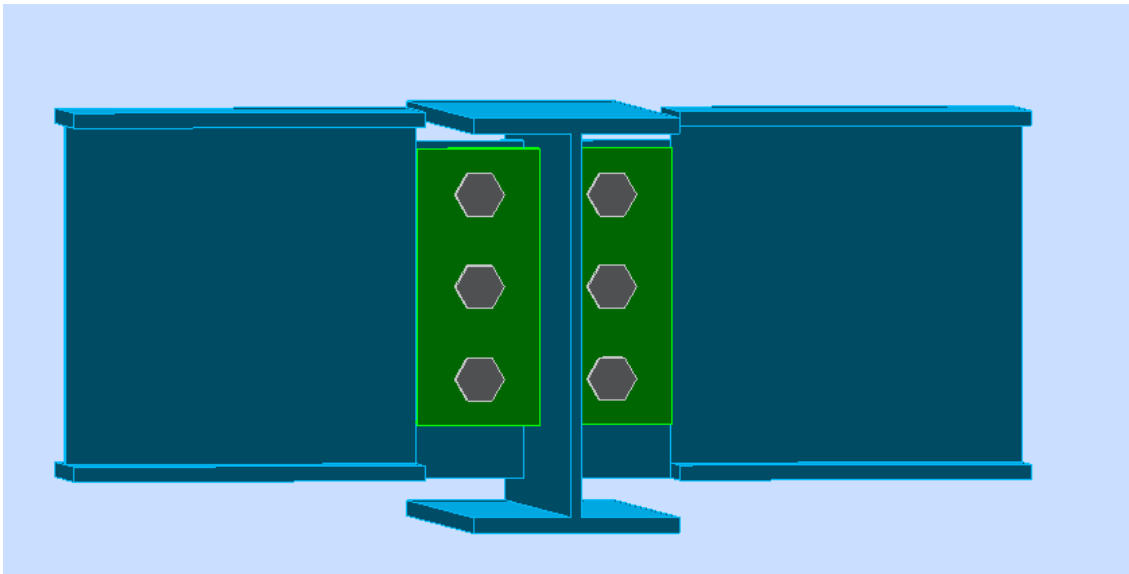
#### ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ ΛΕΠΙΔΑΣ ΚΑΙ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

$A_s = 9,00 \text{ [cm}^2\text{]}$  Εμβαδόν συγκόλλησης  $A_s = h_p * a_{gp}$   
 $t_{II} = 39,52 \text{ [MPa]}$  ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ  $t_{II} = 0.25 * V_{b1,Ed} / A_s$   
 $b_w = 0,80$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1]  
 $\ddot{O}[s^{\wedge}2 + 3 * (t_{II}^2 + t^{\wedge}2)] \leq f_u / (b_w * g_{M2})$   $68,45 < 360,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,19)

<b>Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ</b>	ΛΟΓΟΣ	0,65
---	-------	------


Σχέδιο Σύνδεσης





## 5.2 Σύνδεση κύριας δοκού με υποστυλώμα


Από τις παραπάνω αναλύσεις έχουμε καταλήξει σε κύριες δοκούς IPE270. Οι συνδέσεις αυτών διαμορφώνονται ως απλές στηρίξεις – συνδέσεις τέμνουσας με τέμνουσα στο άκρο της κύριας δοκού στην ΟΚΑ  $V_{Ed}=106,71\text{kN}$ . Επιλέγεται η σύνδεση να διαμορφωθεί με δυο γωνιακά ελάσματα 2L180.100.10 σε κάθε πλευρά της δοκού, 3M16 κοχλίες απλούς δίτητους, ποιότητας 5.6, συγκολλησεις πάχους 5mm και αποστάσεις κοχλιών  $e_2=60\text{mm}$  και  $r_1=60\text{mm}$   $e_1=60\text{mm}$ . Παρακάτω φαίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι και το σχέδιο της σύνδεσης.



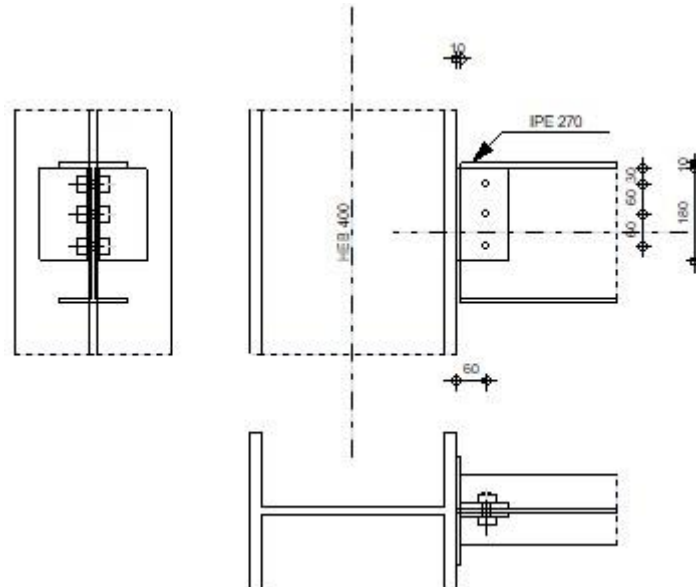
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

### ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΜΕ ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



ΛΟΓΟΣ  
**0,91**



### ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 2

Όνομα σύνδεσης: Beam-column (flange)

### ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEB 400

$\alpha = -90,0$	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_c = 400$	[mm]	ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$b_{fc} = 300$	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{wc} = 14$	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{fc} = 24$	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$r_c = 27$	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$A_c = 197,78$	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$I_{yc} = 57680,50$	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΥΛΙΚΟ S235

$f_{yc} = 235,00$	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{uc} = 360,00$	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

### ΔΟΚΟΣ

<b>ΔΙΑΤΟΜΗ:</b>	IPE 270	
$\alpha = 0,0$	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_b = 270$	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_b = 135$	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wb} = 7$	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fb} = 10$	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b = 15$	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_b = 45,94$	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{yb} = 5789,78$	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
<b>ΥΛΙΚΟ</b> S235		
$f_{yb} = 235,00$	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ub} = 360,00$	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΓΩΝΙΑΚΟ

<b>ΔΙΑΤΟΜΗ:</b>	CAE 100x10	
$h_k = 100$	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$b_k = 100$	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$t_{fk} = 10$	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$r_k = 12$	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
$l_k = 180$	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
<b>ΥΛΙΚΟ</b> S235		
$f_{yk} = 235,00$	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{uk} = 360,00$	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΚΟΧΛΙΕΣ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

<b>ΠΟΙΟΤΗΤΑ</b> = 5.6	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ	
$d = 16$	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 = 18$	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
$A_s = 1,57$	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v = 2,01$	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} = 500,00$	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k = 1$	ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	
$w = 3$	ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ	
$e_1 = 30$	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_1 = 60$	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

## ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

$a_{ca} = 5$  [mm] Συγκολλήσεις εξωραφής γωνιακού και υποστυλώματος

## ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00$	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

## ΦΟΡΤΙΑ

**ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ:** ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$N_{b,Ed} = 0,00$	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{b,Ed} = 106,71$	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{b,Ed} = 0,00$	[kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 96,51$  [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,5$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $= 0$   $F_{b,Rd}$

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} = 0,93$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,93 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd1x} = 70,40$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$	
Διεύθυνση z		
$k_{1z} = 2,50$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} = 0,7$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$= 4$	$F_{b,Rd}$	$1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,74 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd1z} = 56,32$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$	
ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ		
Διεύθυνση x		
$k_{1x} = 2,5$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$= 0$	$F_{b,Rd}$	$2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} = 0,74$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,74 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2x} = 170,67$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$	
Διεύθυνση z		
$k_{1z} = 2,50$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} = 0,5$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$= 6$	$F_{b,Rd}$	$1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,56 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2z} = 128,00$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$	
Δυνάμεις κοχλιών στο γωνιακό - σύνδεση δοκού		
ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ		
$e = 72$ [m]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	
$M_0 = 7,6$ [kN * m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 35,57$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Vz} =  V_{b,Ed}  / n$
$F_{Mx} = 64,03$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{Mx} =  M_0  * z_i / \Sigma z_i^2$
$F_{x,E} = 64,03$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,E} = 35,57$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} = 70,40$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 56,32$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 64,03  < 70,40$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,91)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 35,57  < 56,32$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,63)

### Έλεγχος διατομής σε απότμηση

#### ΓΩΝΙΑΚΟ

$A_{nt} = 3,10$ [cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} = 10,5$ [cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} = 187,10$ [kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 * V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 53,36  < 187,10$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,29)

### ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} = 2,71$	[cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} = 7,59$	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} = \frac{141}{95}$	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$		$ 106,71  < 141,95$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,75)

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

Συγκολλήσεις εξωραφής γωνιακού και υποστυλώματος

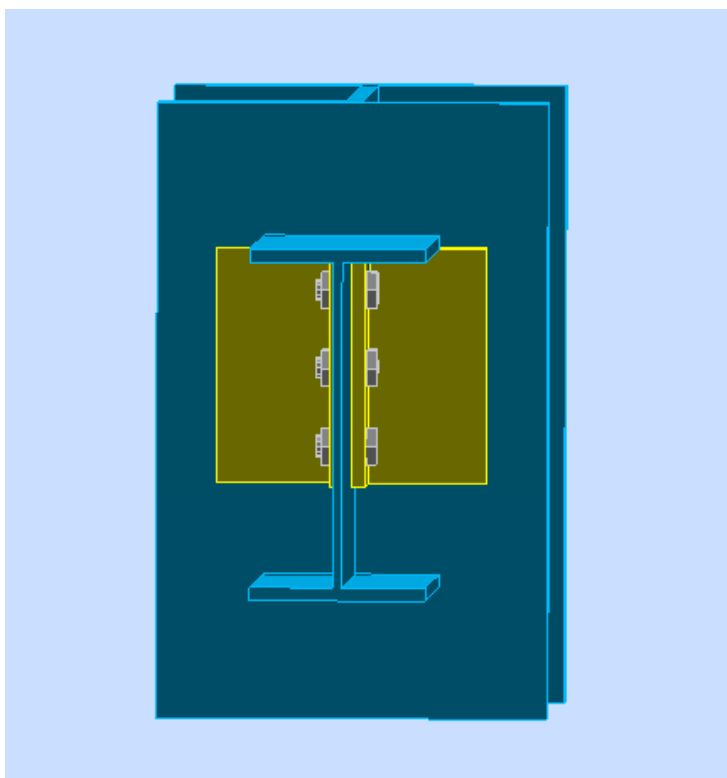
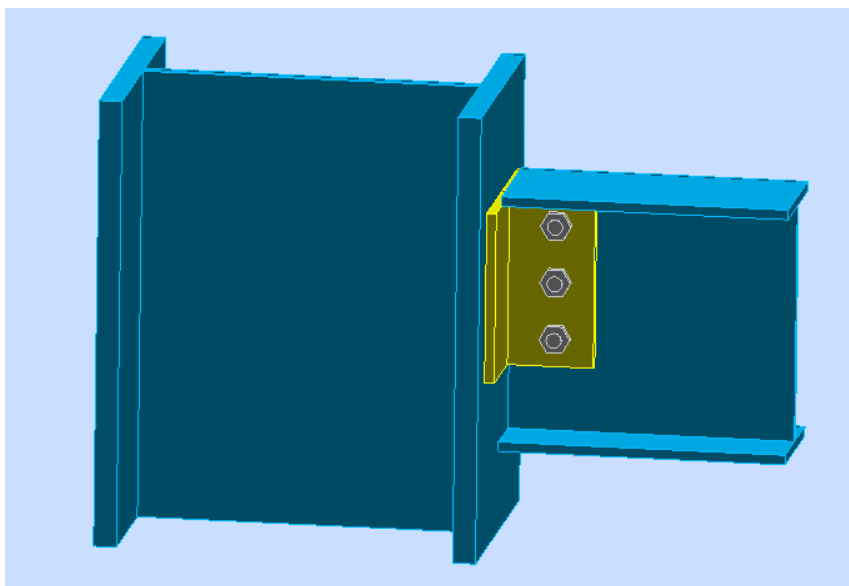
$A_s = 19,00$	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	
$I_0 = \frac{1312}{91}$	[cm <sup>4</sup> ]	ΠΟΛΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ	
$\tau_{Fz} = 28,08$	[MPa]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΤΑΣΗ ΛΟΓΩ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	$\tau_{Fz} = V_{b,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} = 25,82$	[MPa]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΤΑΣΗΣ ΛΟΓΩ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ	$\tau_{Mx} = M_0 * x_i / I_0$
$\tau_{Mz} = 31,04$	[MPa]	ΤΑΣΗ ΜΕΛΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Ζ	$\tau_{Mz} = M_0 * x_i / I_0$
$\sigma_N = 0,00$	[MPa]	ΤΑΣΗ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	$\sigma_N = 0.5 * N_{b,Ed} / A_s$
$\sigma_M = 0,00$	[MPa]	ΤΑΣΗ ΛΟΓΩ ΚΑΜΨΗΣ	$\sigma_M = 0.5 * M_{b,Ed} / W_s$
$\sigma = 0,00$	[MPa]		$\sigma = \sigma_N + \sigma_M$
$\beta_w = 0,80$		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1]
$f_{vw,d} = \frac{207,8}{5}$	[MPa]		$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}}$
$\sqrt{[\sigma^2 + (\tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2]} \leq f_{vw,d}$		$38,15 < 207,85$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,46)

### ΣΧΟΛΙΑ

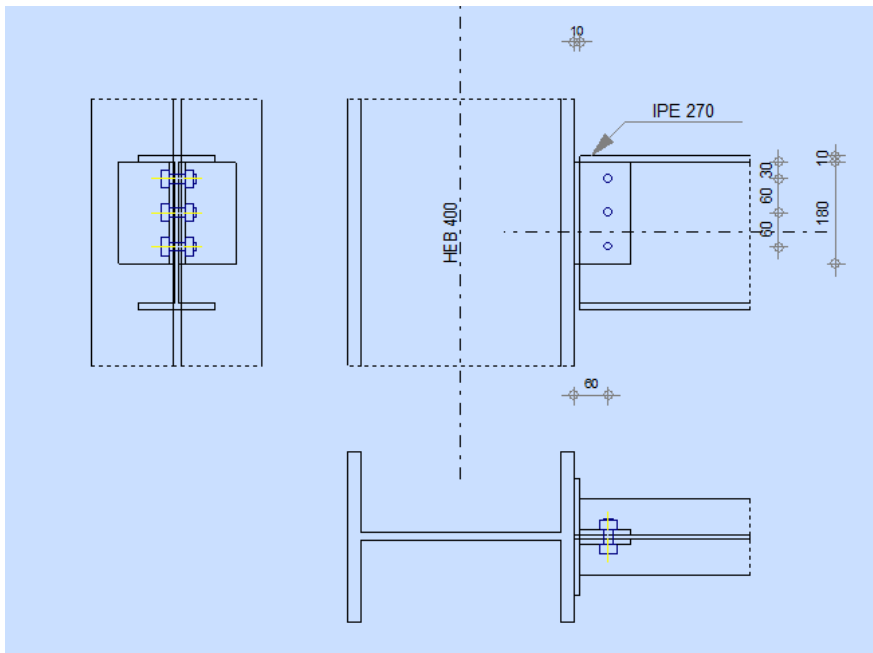
Η ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΚΡΟΥ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΚΑΙ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΕΙΝΑΙ ΠΟΛΥ ΜΙΚΡΗ	$-0$ [mm] < $15$ [mm]
Η ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΧΛΙΑ ΚΑΙ ΑΚΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΕΙΝΑΙ ΠΟΛΥ ΜΙΚΡΗ	$30$ [mm] < $31$ [mm]

<b>Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ</b>	<b>ΛΟΓΟΣ</b>	$0,91$
---	--------------	--------

Σχέδιο Σύνδεσης







## 5.3 Σύνδεση Υποστυλώματος με χιαστί σύνδεσμο

### 5.3.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός των συνδέσεων πρέπει να είναι τέτοιος ώστε να περιορίζει την τοπική συγκέντρωση πλαστικών παραμορφώσεων, τις υψηλές τάσεις αποφόρτισης και να αποτρέπει τα ελαττώματα της παραγωγής. Ειδικότερα:

- Οι μη πλαστικές συνδέσεις πλαστικών μελών, οι οποίες πραγματοποιούνται μέσω συγκολλήσεων άκρου πλήρους διείδυσης θεωρούνται ότι ικανοποιούν το κριτήριο της υπεραντοχής.
- Για συγκόλληση με παράθεση ή κοχλιωτές μη πλαστικές συνδέσεις, θα πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$R_d \geq 1,1 * \gamma_{ov} * R_{fy}$$

Όπου:

$R_d$  είναι η αντοχή της σύνδεσης σύμφωνα με το EN 1993

$R_{fy}$  είναι η πλαστική αντοχή του συνδεδεμένου πλαστικού μέλους η οποία βασίζεται στην τάση διαρροής σχεδιασμού του υλικού όπως ορίζεται στο EN 1993.

$\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής (βλέπε 6.1.3(2) και 6.2).

- Σε διάτμηση θα πρέπει να χρησιμοποιούνται οι κατηγορίες B και C των κοχλιωτών συνδέσεων, σύμφωνα με το EN 1993-1-8:2004, 3.4.1 ενώ σε εφελκυσμό η κατηγορία E των κοχλιωτών συνδέσεων σύμφωνα με το EN 1993-1-8:2004, 3.4.2. Οι συνδέσεις τέμνουσας με κατάλληλους κοχλίες επιτρέπονται επίσης. Οι επιφάνειες τριβής θα πρέπει να ανήκουν στην κατηγορία A ή B όπως ορίζεται στο ENV 1090-1.
- Για κοχλιωτές συνδέσεις τέμνουσας, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού των κοχλιών θα πρέπει να είναι υψηλότερη από 1,2 φορές τη φέρουσα αντοχή σχεδιασμού.
- Η επάρκεια σχεδιασμού θα πρέπει να υποστηρίζεται από στοιχεία από πειράματα· η αντοχή και η πλαστικότητα των μελών και των συνδέσεων τους υπό ανακυκλική φόρτιση θα πρέπει να υποστηρίζονται από πειραματικά στοιχεία, προκειμένου να συμμορφώνονται με τις ειδικές απαιτήσεις που ορίζονται στα 6.6 έως 6.9 για κάθε τύπο φορέα και κατηγορία πλαστικότητας. Αυτό ισχύει για συνδέσεις πλήρους και μερικής αντοχής μέσα ή προσκείμενες σε πλαστικές ζώνες.

### 5.3.2 Δεδομένα Σύνδεσης

Παρακάτω δίνεται η διαστασιολόγηση της σύνδεσης διαγώνιας ράβδου με υποσύλωμα. Η σύνδεση αφορά την διαγώνιο του ισογείου του κτιρίου που φαίνεται στο σχήμα, η οποία είναι κοίλη κυκλική CHS 101.6X6.0. Παρακάτω δίνονται τα χαρακτηριστικά της.

Επιλέγεται σύνδεση κατηγορίας C. Από την δυναμική φασματική ανάλυση πρόκυψε η δύναμη που καταπονεί την ράβδο ίση με  $N_{Ed}=303\text{kN}$ . Ωστόσο, σύμφωνα με την παραπάνω παράγραφο, η σύνδεση πρέπει να διαστασιολογηθεί για την ικανοτική δύναμη που ισούται με:

$$N_{Ed} = 1,1 * \gamma_{ov} * R_{fy}$$

Όπου:

$R_{fy} = N_{pl}$  διαγώνιου

$\gamma_{ov}$ =συντελεστής ίσος με 1,25

Οι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν για μια σύνδεση κατηγορίας C είναι:

- Έλεγχος κοχλιών σε ολίσθηση στην ΟΚΑ
- Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση
- Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

Όσον αφορά τους κοχλίες χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες 4M20, ποιότητας 10.9 και συγκόλληση πάχους  $a=5\text{mm}$  και μήκους 200mm. Επίσης, υπάρχουν στον κόμβο δύο κομβοελάσματα πάχους 8mm έκαστο και λεπίδα σύνδεσης πάχους 10mm.

Διατομή	: CHS 101.6X6.0	πρότυπη
h	= 101,6	mm
b	= 101,6	mm
tw	= 6	mm
tf	= 6	mm
A	= 18,02	cm <sup>2</sup>

Χάλυβας	: S235	
Όριο διαρροής $f_y$	= 235	MPa
Όριο θραύσης $f_u$	= 360	MPa
Μέτρο ελαστικότητας E	= 21000	KN/cm <sup>2</sup>
$\epsilon$	= 1,00	
$\nu$	= 0,30	
G	= 8076,92	KN/cm <sup>2</sup>

Τύπος κοχλία	: Υψηλής αντοχής	
Ποιότητα	: 10.9	
$f_{yb}$ (Mpa)	= 900	MPa
$f_{ub}$ (Mpa)	= 1000	MPa
Κοχλίες	: M20	
d κορμού	= 20	mm
Εμβαδόν κορμού A	= 3,14	cm <sup>2</sup>
Εμβαδόν Σπειρώματος $A_s$	= 2,45	cm <sup>2</sup>
Ανοχή $\alpha$	= 2	mm
Διάμετρος Οπής $d_0$	= 22	mm

### 5.3.3 Έλεγχος κοχλιών σε ολίσθηση στην ΟΚΑ

Η αντοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση ενός προεντεταμένου κοχλία κατηγορίας 8.8 ή 10.9 πρέπει να λαμβάνεται ίση με:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s * \eta * \mu}{\gamma_{M3}} * F_{p,C}$$

Όπου:

$k_s$  δίνεται στον Πίνακα

$\eta$  είναι ο αριθμός των επιφανειών τριβής

$\mu$  είναι ο συντελεστής ολίσθησης, ο οποίος μπορεί να προσδιοριστεί είτε μέσω δοκιμών της επιφάνειας τριβής ή από τις τιμές του Πίνακα

Για τις κατηγορίες κοχλιών 8.8 και 10.9 η δύναμη προέντασης ίση με  $F_{p,C} = 0,7 * f_{ub} * A_s$

Περιγραφή	$k_s$
Κοχλίες σε κανονικές οπές	1,0
Κοχλίες σε υπερμεγέθεις οπές ή σε βραχείες επιμήκειες οπές με το διαμήκη άξονα κάθετο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,85
Κοχλίες σε μακρές επιμήκειες οπές με το διαμήκη άξονα κάθετο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,7
Κοχλίες σε βραχείες επιμήκειες οπές με το διαμήκη άξονα παράλληλο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,76
Κοχλίες σε μακρές επιμήκειες οπές με το διαμήκη άξονα παράλληλο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,63

Πίνακας 5.1 Τιμές του  $k_s$ 

Κατηγορία επιφανειών τριβής (βλέπε 2.8 Πρότυπα Αναφοράς: Ομάδα 7)	Συντελεστής ολίσθησης $\mu$
A	0,5
B	0,4
C	0,3
D	0,2

Πίνακας 5.2 Συντελεστής ολίσθησης  $\mu$  για προεντεταμένους κοχλίες

Αριθμός κοχλιών $m$	=	4	
Διάταξη Κοχλιών ανά σειρά	:	2	
Επίπεδα Διάτμησης $n$	=	2	
Συντελεστής $k_s$	=	1,00	
Συντελεστής ολίσθησης $\mu$	=	0,50	
Εμβαδόν σπειρώματος κοχλία Κοχλία $A_s$	=	2,45	cm <sup>2</sup>
Αντοχή Χάλυβα Κοχλία $f_{ub}$	=	100	kN/cm <sup>2</sup>
Δύναμη προέντασης κοχλία $F_{p,C}$	=	171,50	KN
Αντοχή Κοχλία σε Ολίσθηση $F_{s,Rd}$	=	623,64	KN
Έλεγχος αντοχής κοχλία σε ολίσθηση $F_{Ed}/F_{s,Rd}$	=	0,93	ratio
Έλεγχος	=	ok	

### 5.3.4 Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση

Η αντοχή σχεδιασμού ενός μεμονωμένου κοχλία ή ήλου που υπόκειται σε διάτμηση δίνεται από την σχέση:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}}$$

Όπου:

A: επιφάνεια ενεργού διατομής του κοχλία

$\alpha_v$ : Συντελεστής ανάλογα με το επίπεδο διάτμησης σε σχέση με το σπείρωμα του κοχλία

- ❖ όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία :
  - για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8:  $\alpha_v = 0,6$
  - για κατηγορίες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9:  $\alpha_v = 0,5$
- ❖ όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία:  $\alpha_v = 0,6$

Μήκος Λεπίδας $l_{\text{λεπίδας}}$	=	240	mm
Μειωτικός Συντελ. Μήκους κοχλίωσης $B_{L,f}$	=	1,00	
Αριθμός κοχλιών $m$	=	4	
Διάταξη Κοχλιών ανά σειρά	:	2	
Επίπεδα Διάτμησης $n$	=	2	
Συντελεστής $a_n$	=	0,60	
Εμβαδόν Κοχλία $A$	=	3,14	cm <sup>2</sup>
Αντοχή Χάλυβα Κοχλία $f_{ub}$	=	100	kN/cm <sup>2</sup>
Αντοχή Κοχλιών σε Διάτμηση $F_{v,Rd}$	=	1205,76	KN
Έλεγχος αντοχής κοχλία σε διάτμηση $F_{Ed}/F_{v,Rd}$	=	0,48	ratio
Έλεγχος	=	ok	

### 5.3.5 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * a_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}}$$

Όπου:

$a_b$  το μικρότερο από  $a_d$  ή  $\frac{f_{ub}}{f_u}$  ή 1,00

Κατά τη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου:

- για τελευταία σειρά κοχλιών:  $a_d = \frac{e_1}{3*d_0}$ , για εσωτερικούς κοχλίες:  $a_d = \frac{p_1}{3*d_0} - \frac{1}{4}$
- για πλευρικά ακραίους κοχλίες:  $k_1$  το μικρότερο  $2.8 * \frac{e_2}{d_0} - 1.7$  ή 2,5
- για εσωτερικούς κοχλίες:  $k_1$  το μικρότερο  $1.4 * \frac{p_2}{d_0} - 1.7$  ή 2,5

Συντελεστής $k_1$	=	2,50	factor
Συντελεστής $a_d$	=	1,06	factor
Συντελεστής $a_b$	=	1,06	factor
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$	=	610,9	KN
Έλεγχος αντοχής ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας $N_{Ed}/N_{t,Rd}$	=	0,95	ratio
Έλεγχος	=	ok	

### 5.3.6 Διαστασιολόγηση Συγκόλλησης

Με τις συγκολλήσεις εξασφαλίζουμε μονολιθικότητα μεταξύ των συνδεόμενων τμημάτων. Ανάλογα με την διαμόρφωση των προς σύνδεση επιφανειών, οι ραφές διακρίνονται σε εσωραφές, εξωραφές, ραφές πλήρωσης οπής ή σχισμής και ψευδο-εσωραφές. Το πρότυπο EN 1993-1-1 αναφέρεται σε συγκολλησίμους δομικούς χάλυβες και ελάσματα πάχους τουλάχιστον 4mm καθώς και σε συγκολλήσεις κοιλοδοκών με πάχη 2,5mm και άνω, υπό όρους.

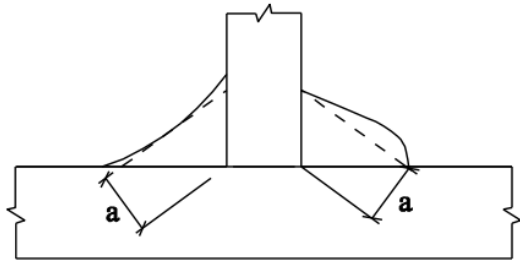
Στην παρούσα διπλωματική χρησιμοποιούνται εξωραφές. Το υπολογιστικό πάχος  $a$  μιας εξωραφής είναι ίσο με το ύψος εγγεγραμμένου τριγώνου στις επιφάνειες των ελασμάτων που τήκονται και στην επιφάνεια της ραφής, μετρούμενο κάθετα προς την εξωτερική πλευρά του.

⊕ Το ελάχιστο πάχος των εξωραφών είναι κατά τον EC3 τα 3mm

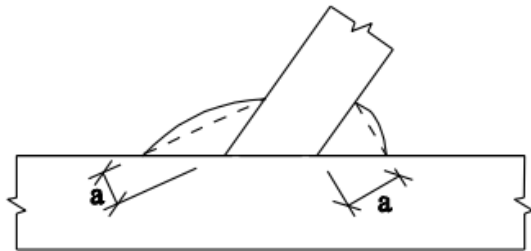
⊕ Για το μέγιστο πάχος δεν υπάρχει συγκεκριμένη προδιαγραφή, αλλά συνιστάται να είναι ίσο προς το 0,7t

Όπου:

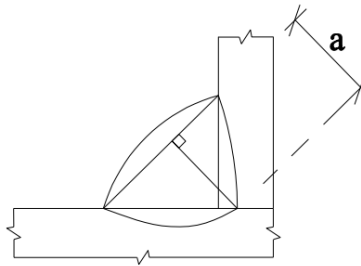
t : μικρότερο από τα συνδεόμενα πάχη των προς σύνδεση στοιχείων.



Σχήμα 5.1 Υπολογιστικό πάχος ραφής a



Σχήμα 5.2 Υπολογιστικό πάχος ραφής a



Σχήμα 5.3 Υπολογιστικό πάχος ραφής a

Η αντοχή της συγκόλλησης θεωρείται ίση προς τη διατμητική της αντοχή, ανεξάρτητα από την διεύθυνση της δρώσας δύναμης. Δεδομένου ότι η συγκόλληση είναι ασθενέστερη σε καθαρή διάτμηση, η μέθοδος αυτή δίνει πάντα αποτελέσματα υπέρ της ασφάλειας. Πρέπει:

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

Όπου:

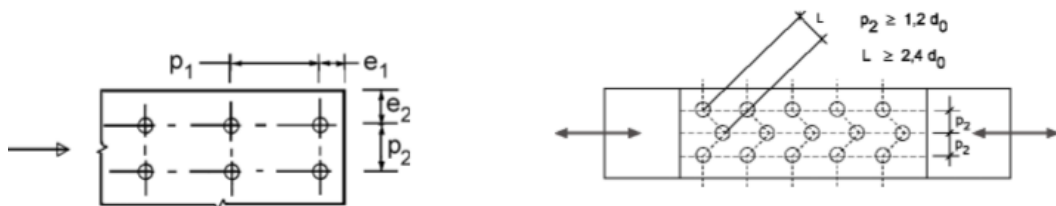
$F_{w,Ed}$  Δύναμη σχεδιασμού της συγκόλλησης ανά μονάδα μήκους

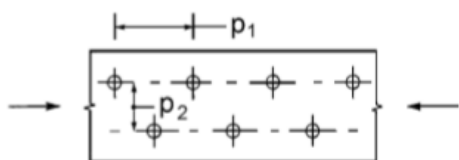
$F_{w,Rd}$  Αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης ανά μονάδα μήκους. Ισχύει:  $F_{w,Rd} = f_{vw,d} * a$

$f_{vw,d}$  Αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση της συγκόλλησης

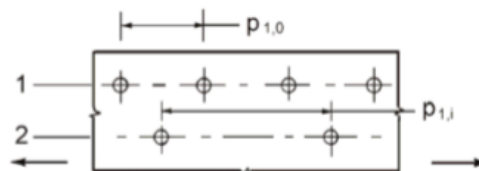
$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

Πάχος συγκόλλησης a	=	4	mm
Ραφές m	=	4	mm
Μήκος Συγκόλλησης lσυγκ	=	200	mm
Συντελεστής βw	=	0,9	
Ελάχιστο Πάχος amin	=	3	mm
Μέγιστο Πάχος amax	=	4,2	mm
Αντοχή Συγκόλλησης f <sub>vw,d</sub>	=	18,48	KN/cm <sup>2</sup>
Αντοχή Συγκόλλησης F <sub>w,Rd</sub>	=	591,21	KN
Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης σε διάτμηση F <sub>Ed</sub> /F <sub>w,Rd</sub>	:	0,98	ratio
Έλεγχος	=	ok	





$$p_1 \leq 14 t \text{ και } \leq 200 \text{ mm} \quad p_2 \leq 14 t \text{ και } \leq 200 \text{ mm}$$



$$p_{1,0} \leq 14 t \text{ και } \leq 200 \text{ mm} \quad p_{1,i} \leq 28 t \text{ και } \leq 400 \text{ mm}$$

1 εξωτερική γραμμή

2 εσωτερική γραμμή

Ελάχιστο Πάχος συνδεόμενων $t_{\min}$	=	10	mm
Ελάχιστη $e_{1,\min}$	=	26	mm
Μέγιστη $e_{1,\max}$	=	80	mm
<b>e1</b>	=	<b>70</b>	mm
Ελάχιστη $p_{1,\min}$	=	48	mm
Μέγιστη $p_{1,\max}$	=	140	mm
<b>p1</b>	=	<b>100</b>	mm
Ελάχιστη $e_{2,\min}$	=	26	mm
Μέγιστη $e_{2,\max}$	=	80	mm
<b>e2</b>	=	<b>45</b>	mm
Ελάχιστη $p_{2,\min}$	=	53	mm
Μέγιστη $p_{2,\max}$	=	140	mm
<b>p2</b>	=	<b>100</b>	mm

### 5.3.7 Έλεγχος πλαστικής Αστοχίας

Για να έχουμε πλαστική αστοχία στην σύνδεση θα πρέπει η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας να προηγείται της αστοχίας σε διάτμηση και αυτό διότι η αστοχία σε διάτμηση είναι φαθυρή ενώ σε άντυγα πλαστική. Έτσι, θεωρούμε ότι πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$F_{v,Rd} \geq 1,20 * F_{b,Rd}$$

Όπου:

$F_{v,Rd}$  : Αντοχή σε διάτμηση

$F_{b,Rd}$  : Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

Αντοχή Κοχλιών σε Διάτμηση $F_{v,Rd}$	=	1205,76	KN
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ αυξημένη κατά 20%	=	733,1	KN
Έλεγχος κοχλίωσης $F_{vEd}/1,2 * F_{b,Rd}$	=	1,64	
Έλεγχος $F_{v,Rd} > 1,20 * F_{b,Rd}$	=	ok	

#### 5.3.7.1 Έλεγχος λεπίδας σύνδεσης

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

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

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

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής  $N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών  $N_{u,Rd} = \frac{0,9 * A_{net} * f_u}{\gamma_{M2}}$

Στην περίπτωση μας, όπου απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός, η πλαστική αντοχή σχεδιασμού  $N_{pl,Rd}$  πρέπει να είναι μικρότερη από την οριακή αντοχή της καθαρής διατομής στις οπές κοχλιών  $N_{u,Rd}$

Σε συνδέσεις κατηγορίας C, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό  $N_{t,Rd}$  της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών πρέπει να λαμβάνεται ως  $N_{net,Rd}$ , όπου:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} * f_u}{\gamma_{M0}}$$

Απομειωμένη διατομή $A_{net}$	=	14,6	cm <sup>2</sup>
Αντοχή διατομής σε θραύση $N_{u,Rd}$	=	525,60	KN
Αντοχή διατομής σε διαρροή $N_{pl,Rd}$	=	357,20	KN
Αντοχή διατομής σε εφελκυσμό $N_{Rd}$	=	357,20	KN
Έλεγχος αντοχής λεπίδας σε εφελκυσμό $N_{Ed}/N_{Rd}$	=	0,85	ratio
Έλεγχος κριτηρίου πλασσιμότητας $N_{u,Rd} > N_{pl,Rd}$	:	ok	



## 6 Κόστος Κατασκευής

### 6.1 Κόστος χάλυβα

Αρχικά υπολογίζουμε το κόστος του χάλυβα θεωρώντας ένα μέσο κόστος ανά Kg ίσο με 1,70€. Ταυτόχρονα τρέχουμε στο λογισμικό ανάλυσης τον φορέα ως μόνο υπό το ίδιο βάρος του και διαβάζουμε τις αντιδράσεις στήριξης στον άξονα Z. Έτσι, προκύπτει το βάρος του χάλυβα της κατασκευής. Είναι:

$$W_s=2679kN \rightarrow W=267.900kg$$

$$\text{Επιφάνεια κτιρίου: } A=5.040m^2$$

$$\text{Άρα } W/A=267900Kg/(5040m^2)=53,15 \text{ kg/m}^2$$

Ακόμη, θεωρούμε ένα 15% πρόσθετο κόστος που σχετίζεται με τα ελάσματα, τους κοχλίες και ότι άλλο είναι απαραίτητο για τις συνδέσεις. Έτσι, προσαυξάνεται το κόστος ως εξής:  
 $W_{tot}=53,15kg/m^2 + 15\% * 53,15kg/m^2=61,13kg/m^2$

**Συνολικό βάρος χάλυβα 61,13kg/m<sup>2</sup>**

$$\text{Κόστος χάλυβα/kg}=1,70€/kg$$

**Συνολικό Κόστος Χάλυβα: Ks=523.745€**

ΧΑΛΥΒΑΣ			
Επιφάνεια	=	5040,00	m <sup>2</sup>
Μάζα συνολική (kg)	=	267900	kg
Προσαύξηση 15%	=	308085	kg
βάρος χάλυβα	=	53,15	kg/m <sup>2</sup>
<b>βάρος χάλυβα αυξημένο</b>	=	<b>61,13</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
κόστος Kg χάλυβα	=	1,70	€/kg
Συνολικό Κόστος	=	523.745	€

### 6.2 Κόστος σκυροδέματος

Υπολογίζεται ο όγκος του σκυροδέματος θεωρώντας πάχος πλάκας 15cm, όσο υπολογίστηκε στο κεφάλαιο 2 για την σύμμικτη πλάκα, και συνολική επιφάνεια πλάκα ίση με 5040m<sup>2</sup>. Ακόμη, υπολογίζουμε τον όγκο σκυροδέματος των υποστυλωμάτων και πεδιλοδοκών του υπογείου, θεωρούμε ένα κόστος αγοράς, διάστρωσης, ξυλοτύπων κτλ ίσο με 200€/m<sup>3</sup> και τελικά προκύπτει:

$$\text{Όγκος σκυροδέματος : } V=1371m^3$$

$$\text{Κόστος σκυροδέματος/m}^3=200€/m^3$$

**Συνολικό κόστος Σκυροδέματος K<sub>b</sub>=274.120€**

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ			
Επιφάνεια	=	5040,00	m <sup>2</sup>
Πάχος πλάκας	=	0,15	m
Συνολικός όγκος πλάκας	=	756,0	m <sup>3</sup>
Αριθμός Υποστυλωμάτων	=	35	
Επιφάνεια Υποστυλωμάτων	=	0,64	m <sup>2</sup>
Συνολικός όγκος ΥΣ	=	89,60	m <sup>3</sup>
Συνολικό μήκος Πεδιλοδοκών	=	350	m
Επιφάνεια Πεδιλοδοκών	=	1,50	m <sup>2</sup>
Συνολικός όγκος πεδιλοδοκών	=	525,00	m <sup>3</sup>
Κόστος σκυροδέματος/m <sup>3</sup>	=	200	€/m <sup>3</sup>
Συνολικός όγκος σκυροδέματος	=	1371	m <sup>3</sup>
Συνολικό Κόστος Σκυροδέματος	=	274.120	€

### 6.3 Συνολικό Κόστος κατασκευής

Αθροίζοντας τα δυο παραπάνω κόστη προκύπτει το συνολικό κόστος το οποίο ανέρχεται στις **797.865€**.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2004). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Αναστασιάδης Κ. (1989). «Αντισεισμικές κατασκευές Ι», Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη
7. Chopra K.Anil (2007). «Δυναμική των κατασκευών, θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, 2η Ελληνική επανέκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
8. EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002
9. EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
10. EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
11. EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004
12. EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005
13. EN1993-1-8, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints», CEN, 2005
14. EN1998-1, Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004
15. EN1994-1-1, Eurocode 4: «Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2004
16. Καρύδη Π. Γ. «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 1996.
17. Παπασταματίου Δ., Ψυχάρης Ι. «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2001