

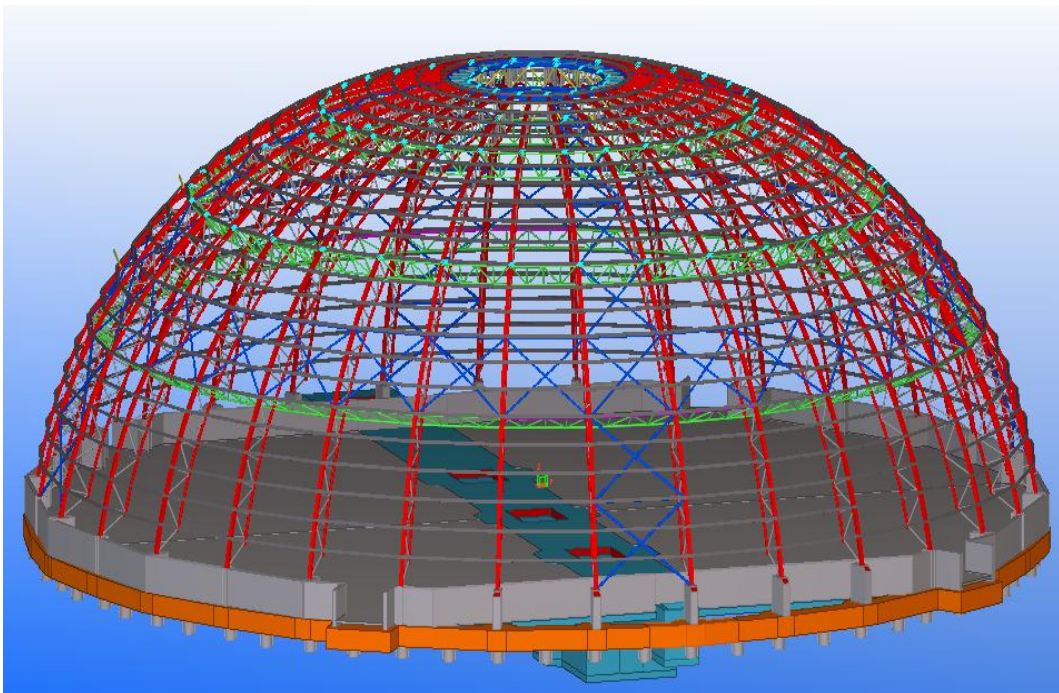


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Θολωτής Κατασκευής



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Βασιλική Γ. Θεοδώρου

Επιβλέπων: Γεώργιος Ιωαννίδης

Αθήνα, Ιούλιος 2012

ΕΜΚ ΔΕ 2012/13



Θεοδώρου Β. Γ. (2012).  
Σχεδιασμός Θολωτής Κατασκευής  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2012/13  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Theodorou V. G. (2011).  
Design of Domed Structure  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2012/13  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece



Στους γονείς μου, Γιώργο και Φωτεινή  
και στην αδερφή μου, Σοφία



# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
1 Εισαγωγή .....	7
1.1 Γενικά .....	7
1.2 Έκταση και μορφοποίηση Διπλωματικής Εργασίας .....	7
2 Περιγραφή τεχνικού έργου .....	9
2.1 Γενικά .....	9
2.2 Περιγραφή φορέα .....	10
2.3 Υλικά κατασκευής .....	12
3 Δράσεις υπολογισμού .....	15
3.1 Μόνιμα φορτία .....	15
3.1.1 Ίδιο βάρος φορέα .....	15
3.1.2 Πρόσθετο μόνιμο φορτίο .....	16
3.2 Μεταβλητά φορτία .....	17
3.2.1 Φορτίο χιονιού .....	17
3.2.2 Φορτίο ανέμου .....	24
3.2.3 Θερμοκρασιακή μεταβολή .....	33
3.3 Σεισμικά φορτία .....	33
3.3.1 Κανονιστικό πλαίσιο για τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού .....	33
3.3.2 Υπολογισμός σεισμικών δράσεων .....	38
4 Συνδυασμοί Δράσεων .....	41
4.1 Γενικά .....	41
4.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας .....	41
4.2.1 Κανονιστικό πλαίσιο υπολογισμού συνδυασμών δράσεων στην Ο.Κ.Α. ....	41
4.2.2 Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας .....	42
4.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας .....	44
4.3.1 Κανονιστικό πλαίσιο υπολογισμού συνδυασμών δράσεων στην Ο.Κ.Λ. ....	45
4.3.2 Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας .....	45
5 Προσομοίωση Κατασκευής .....	47
5.1 Γενικά .....	47
5.2 Γεωμετρία φορέα .....	47
5.3 Συνδέσεις .....	50
5.4 Φορτίσεις κατασκευής .....	51
5.4.1 Μόνιμα φορτία .....	52
5.4.2 Μεταβλητά φορτία .....	53
5.4.3 Σεισμικά φορτία .....	55
5.5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση .....	61
6 Αποτελέσματα Ανάλυσης .....	63
6.1 Γενικά .....	63
6.2 Διατομές φορέα .....	63
6.3 Παραμορφώσεις φορέα .....	69
6.4 Ιδιομορφικά μεγέθη φορέα .....	72

7	Έλεγχος της Κατασκευής .....	77
7.1	Γενικά .....	77
7.2	Έλεγχοι παραμορφώσεων.....	77
7.2.1	Έλεγχος οριζόντιων μετακινήσεων κατά EC-3.....	77
7.2.2	Έλεγχος λυγηρότητας συνδέσμων δυσκαμψίας κατά EC-3.....	77
7.2.3	Έλεγχος βελών στην οριακή κατάσταση αστοχίας .....	78
7.3	Λεπτομέρεια θεμελίωσης και σύνδεσης κύριων φορέα με δακτύλιο .....	79
7.3.1	Λεπτομέρεια θεμελίωσης δικτυωτών ακτινικών φορέων.....	79
7.3.2	Λεπτομέρεια σύνδεσης δικτυωτού ακτινικού φορέα και άνω δακτυλίου .....	81
8	Εναλλακτικά Σενάρια Έργου.....	83
8.1	Γενικά .....	83
8.2	Εναλλακτική διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας (Σενάριο 1 <sup>ο</sup> ) .....	83
8.3	Εναλλακτική διάταξη οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας (Σενάριο 2 <sup>ο</sup> ) .....	87
9	Συμπεράσματα.....	91
9.1	Γενικά .....	91
9.2	Εναλλακτικές περιπτώσεις σχεδιασμού .....	91
9.3	Εναλλακτικές διατάξεις συνδέσμων δυσκαμψίας .....	95
10	Βιβλιογραφία .....	99



## Σχεδιασμός θολωτής κατασκευής

Θεοδώρου Β. Γ. (Επιβλέπων: Ιωαννίδης Γ.)

### Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με τον σχεδιασμό μιας θολωτής μεταλλικής κατασκευής. Η θολωτή αυτή κατασκευή αποτελεί τμήμα των Εγκαταστάσεων Χρυσού στις Σκουριές Χαλκιδικής. Η μελέτη και ο σχεδιασμός της κατασκευής πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις των ευρωπαϊκών κανονισμών και συγκεκριμένα των EN1991, EN1993, EN1998. Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα εφαρμόστηκε η Δυναμική Φασματική Μέθοδος. Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε είναι το SAP2000 v15.

Η μεταλλική θολωτή κατασκευή έχει διάμετρο βάσης 83 m και ύψος 29.5 m. Στην κορυφή της υπάρχει οπή διαμέτρου 11.12 m. Αποτελείται από 32 συνολικά δικτυωτούς ακτινικούς φορείς οι οποίοι συνδέονται μεταξύ τους, σε τρεις ενδιάμεσες στάθμες και στην κορυφή, με δακτυλίους οι οποίοι είναι και αυτοί δικτυώματα. Η ευστάθεια του φορέα έναντι των οριζόντιων δυνάμεων εξασφαλίζεται με την τοποθέτηση οριζόντιων και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Λόγω της ιδιαιτερότητας της γεωμετρίας του φορέα ως κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θεωρούνται οι «μεσημβρινοί» χιαστί σύνδεσμοι και ως οριζόντιοι οι «ισημερινοί» χιαστί σύνδεσμοι. Όλα τα μέλη του φορέα αποτελούνται από κοίλες διατομές εκτός των τεγίδων οι οποίες έχουν διατομή διπλού ταυ.

Στην αρχή της εργασίας παρουσιάζεται αναλυτικά η γεωμετρία και τα υλικά κατασκευής του φορέα και στη συνέχεια αναλύονται οι δράσεις και οι συνδυασμοί αυτών που λάβαμε υπόψη για την ανάλυση και διαστασιολόγηση της κατασκευής.

Έπειτα γίνεται αναφορά στη προσομοίωση της κατασκευής στο πρόγραμμα και αναλύονται οι παράμετροι του προσομοιώματος όπως αυτές ορίστηκαν κατά την εισαγωγή του μοντέλου στο πρόγραμμα.

Στα τελευταία κεφάλαια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης και ανάλυσης του φορέα και γίνεται ο έλεγχος της κατασκευής σύμφωνα με τους ευρωπαϊκούς κανονισμούς. Επίσης, παρουσιάζονται και δύο λεπτομέρειες του φορέα, μια λεπτομέρεια θεμελίωσης και μια λεπτομέρεια σύνδεσης των δικτυωτών ακτινικών φορέων με τον δακτύλιο στην κορυφή.

Τέλος, γίνεται αναφορά σε δύο εναλλακτικά σενάρια έργου όσον αφορά στη διάταξη των κατακόρυφων και οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τα δύο διαφορετικά σενάρια και στο τελευταίο κεφάλαιο γίνεται η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων. Με βάση αυτά τα αποτελέσματα καταλήγουμε και στα συμπεράσματα της παρούσας εργασίας τα οποία αφορούν κυρίως στον οικονομικότερο σχεδιασμό του έργου και στην κρισιμότητα του σεισμού ως δράση σχεδιασμού για τη συγκεκριμένη κατασκευή.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔE 2012/13

**Design of domed structure**

Theodorou V. G. (supervised by Ioannidis G.)

**Abstract**

The diploma thesis deals with the design of a domed structure. The domed structure is part of the Metal and Gold Industry at Skouries Chalkidiki. The study and the design of the structure is conducted according to the provisions of the European regulations and particularly of EN1991, EN1993, EN1998. The dynamic modal response spectrum analysis was implemented for the design and analysis of the domed structure. As far as the software is concerned, we used SAP2000 v15 for the analysis and design of structure.

The domed structure is 83 m base diameter and height of 29.5 m. At the top of the structure there is a hole of 11.12 m width. The domed structure consists of 32 radial trusses which are connected in four levels with rings which are also trusses. The stability of the structure against the horizontal forces is ensured by placing horizontal and vertical braces. Due to the particular geometry of the building we consider as horizontal braces the “meridian” braces and as vertical braces we consider the “equator” braces. All members of the structure consist of hollow sections except for the purlins which consist of H sections.

Firstly, the geometry of the steel domed structure as well as the materials which are used are described. Also, the actions on structure and the combinations of the action which were considered for the design of the domed structure are presented in detail.

Secondly, there is a reference about the simulation of the structure in SAP2000. The parameters of the model which were defined in the software are presented in detail.

In the final chapters, we present the design and analysis results and the check of the structure according to the European regulations. What is more, we analyze some detail of of the structure, one of the foundation and the other of the connection between the radial truss and the ring on the top of structure.

Finally, we have examined two alternative scenarios of the project as far as the horizontal and vertical sections are concerned. We present the analysis results of the two different scenarios and in the last chapter we mention the evaluations of the analysis. Based on the results we summarize the conclusions of the study which mainly concern the economical design of the structure and the earthquake as a significant action for this structure.

## Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κύριο Γιώργο Ιωαννίδη, καθηγητή του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου της σχολής Πολιτικών Μηχανικών, για τη συνεργασία του, τις συμβουλές του και την καθοδήγησή του καθ'όλη τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας.

Επίσης, ευχαριστώ τον κ. Χρήστο Γκολογιάννη τόσο για τα σχέδια του έργου που μου παραχώρησε όσο και για το χρόνο που διέθεσε για να με βοηθήσει και να με συμβουλευτεί σχετικά με την εργασία μου.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου, Γιώργο και Φωτεινή, και την αδερφή μου, Σοφία, για τη συμπαράστασή τους.



# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση της μεταλλικής θολωτής κατασκευής στις εγκαταστάσεις λατομείων χρυσού στις Σκουριές Χαλκιδικής καθώς και μια συγκριτική διερεύνηση σχετικά με τη διάταξη των συνδέσμων δυσκαμψίας. Ο σχεδιασμός και η ανάλυση θα πραγματοποιηθούν με το πρόγραμμα SAP200 v15 της εταιρείας CSI.

## 1.2 Έκταση και μορφοποίηση Διπλωματικής Εργασίας

Η εργασία αποτελείται από εννέα κεφάλαια, στα οποία συνοπτικά αναφέρονται τα εξής:  
Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

Κεφάλαιο 2: Γίνεται η περιγραφή τεχνικού έργου και των στοιχείων της κατασκευής

Κεφάλαιο 3: Αναφέρονται οι δράσεις επί της κατασκευής σύμφωνα με τον ευρωπαϊκό κανονισμό

Κεφάλαιο 4: Γίνεται παρουσίαση των συνδυασμών φόρτισης που λήφθησαν υπόψη κατά την εκπόνηση της εργασίας σύμφωνα με τον ευρωπαϊκό κανονισμό.

Κεφάλαιο 5: Γίνεται η παρουσίαση της προσομοίωσης του φορέα στο πρόγραμμα

Κεφάλαιο 6: Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης

Κεφάλαιο 7: Γίνονται οι έλεγχοι της κατασκευής σύμφωνα με τους ευρωπαϊκούς κανονισμούς

Κεφάλαιο 8: Παρουσιάζονται 2 παραλλαγές του φορέα με διαφορετική διάταξη των συνδέσμων δυσκαμψίας

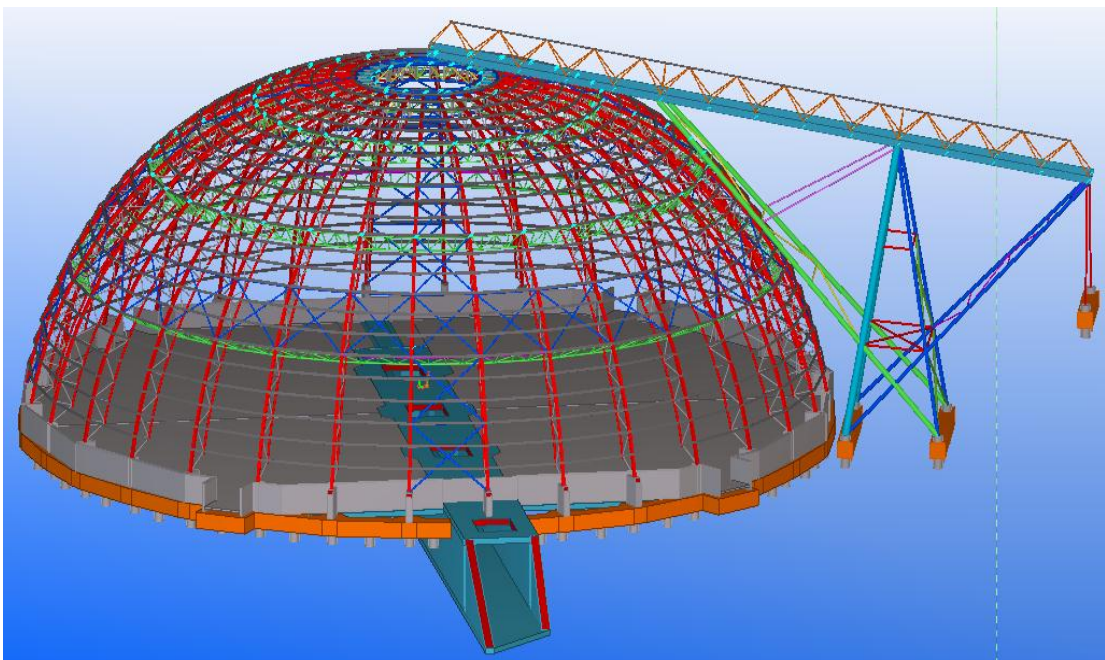
Κεφάλαιο 9: Συμπεράσματα



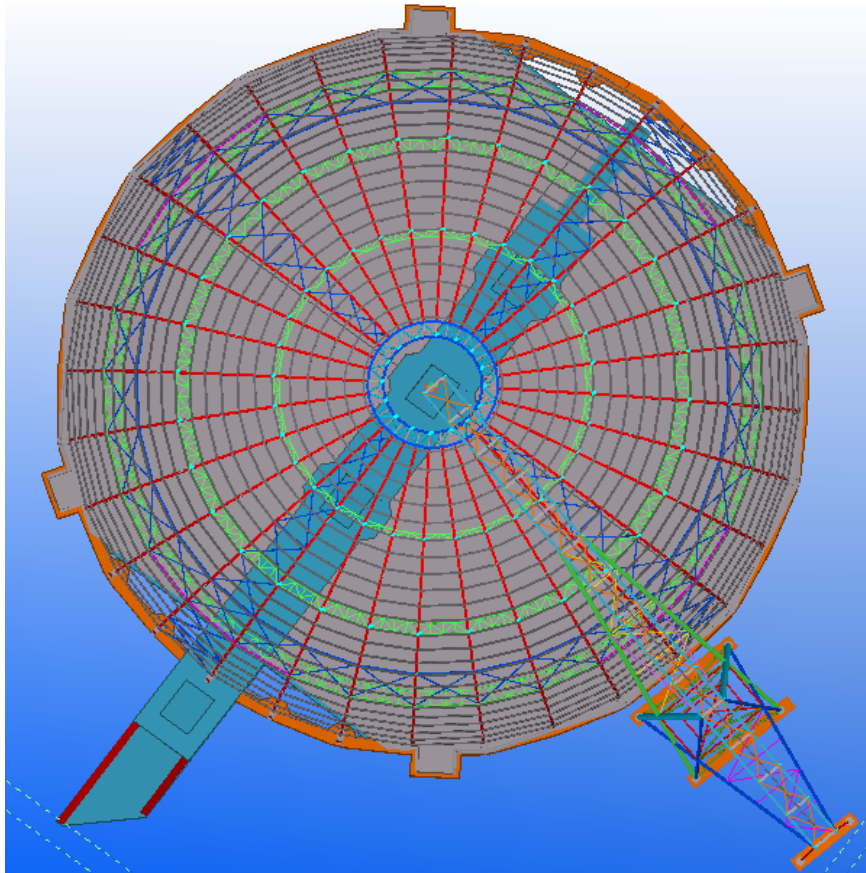
## 2 Περιγραφή τεχνικού έργου

### 2.1 Γενικά

Η μεταλλική θολωτή κατασκευή με την οποία θα ασχοληθώ στη διπλωματική μου εργασία αποτελεί τμήμα των εγκαταστάσεων λατομείων χρυσού στις Σκουριές Χαλκιδικής. Θα χρησιμοποιηθεί για την αποθήκευση των μεταλλευμάτων μετά την εξόρυξη και πριν την επεξεργασία τους ώστε να κατακάθεται η σκόνη που έχουν τα μεταλλεύματα και η οποία είναι τοξική για το περιβάλλον. Τα μεταλλεύματα μεταφέρονται από το σημείο εξόρυξης στο θόλο μέσω ιμάντα τοποθετημένου πάνω σε γερανό και εναποτίθενται στο θόλο μέσω της οπής που υπάρχει στη κορυφή του. Από το θόλο στο σημείο επεξεργασίας τους μεταφέρονται μέσω υπόγειας σήραγγας σκυροδέματος. Η διάταξη αυτή φαίνεται στα Σχήματα 2.1 και 2.2.



Σχήμα 2.1 Γενική διάταξη έργου-Τρισδιάστατη άποψη

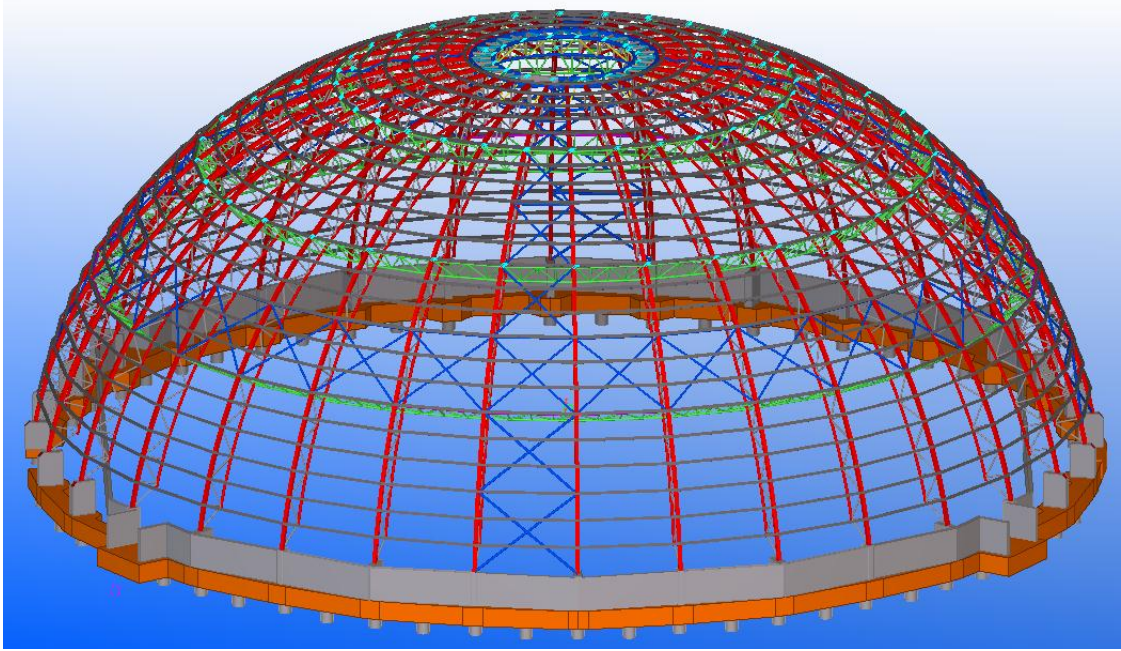


Σχήμα 2.2 Γενική διάταξη έργου- Κάτοψη

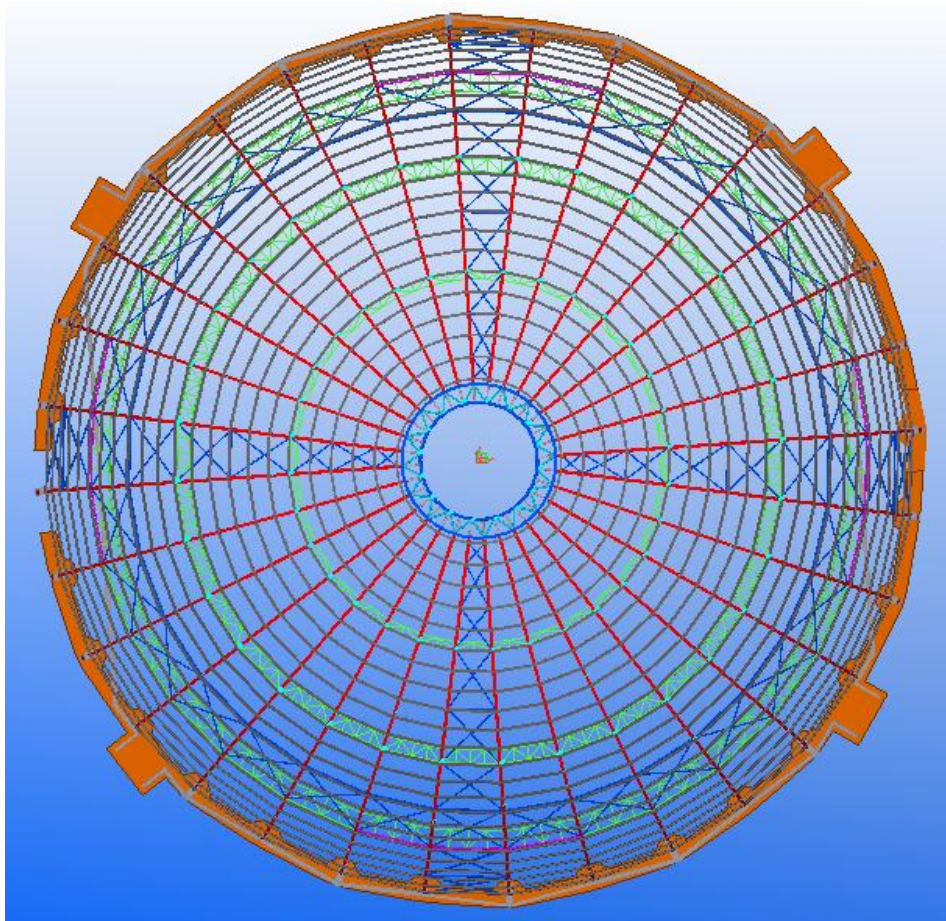
## 2.2 Περιγραφή φορέα

Ο μεταλλικός θόλος έχει διάμετρο βάσης 83 m και το μέγιστο ύψος της κατασκευής ανέρχεται στα 29.5 m. Στην κορυφή του θόλου υπάρχει οπή διαμέτρου 11.12 m. Η θολωτή αυτή κατασκευή αποτελείται από 32 ακτινικούς κύριους φορείς οι οποίοι συνδέονται μεταξύ τους σε 4 στάθμες με δακτυλίους. Οι κύριοι φορείς είναι δικτυώματα μεταβλητής καθ' ύψος διατομής. Το άνω πέλμα του δικτυώματος των κύριων φορέων αποτελείται από κοίλη τετραγωνική διατομή ενώ το κάτω πέλμα του δικτυώματος από κοίλη κυκλική διατομή. Τα δύο πέλματα του δικτυώματος των κύριων φορέων συνδέονται μεταξύ τους με ορθοστάτες και κεκλιμένες διαγωνίους κοίλης κυκλικής διατομής. Οι δακτύλιοι που συνδέουν τους κύριους ακτινικούς φορείς μεταξύ τους είναι επίσης δικτυώματα και αποτελούνται από κοίλες κυκλικές διατομές. Εξάιρεση αποτελεί ο τελευταίος δακτύλιος ο οποίος στη σύνδεση με το άνω πέλμα του κύριου φορέα αποτελείται από κοίλη τετραγωνική διατομή. Οι συνδέσεις μεταξύ των μελών του κύριου φορέα γίνεται με συγκόλληση. Στα Σχήματα 2.3-2.5 φαίνεται αναλυτικά η γεωμετρία του φορέα.

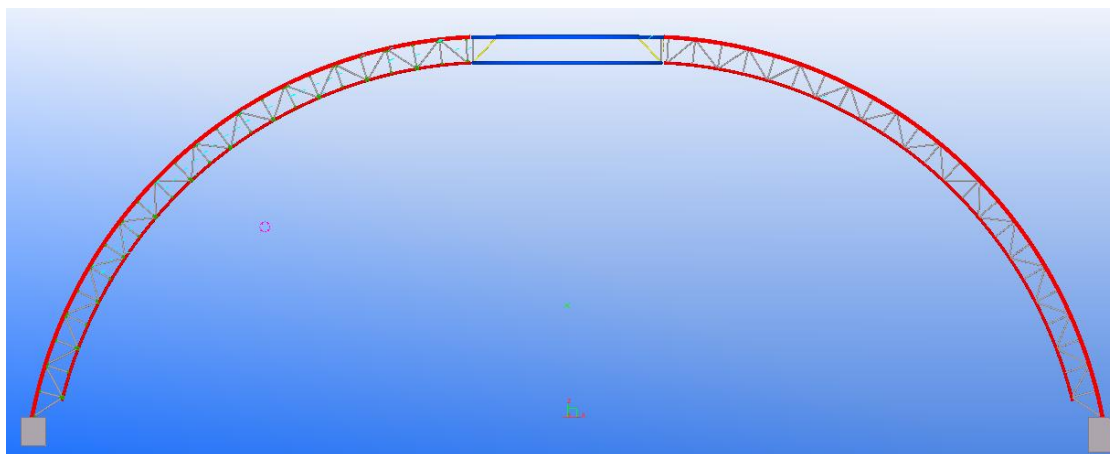




Σχήμα 2.3 Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα



Σχήμα 2.4 Κάτοψη φορέα



Σχήμα 2.5 Τυπική τομή κύριων φορέων

Για τη διαμόρφωση του χωροδικτύωματος χρησιμοποιήθηκαν, όπως αναφέρθηκε, κοίλες διατομές. Οι κοίλες διατομές έχουν το πλεονέκτημα της πλήρους συμμετρίας και επομένως απαλλασσόμαστε από το πρόβλημα τοποθέτησης των ράβδων του δικτύωματος με τέτοιο τρόπο ώστε να ενεργοποιείται ο ισχυρός τους άξονας, γεγονός που διευκολύνει τη μελέτη και την κατασκευή του θόλου. Εκτός αυτού, οι κοίλες διατομές έχουν μεγαλύτερη αντοχή σε στρέψη και λυγισμό λόγω της περιμετρικής κατανομής της μάζας.

Η ευστάθεια του φορέα έναντι οριζοντίων δυνάμεων εξασφαλίζεται με κατάλληλα διατεταγμένους οριζόντιους και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Λόγω της ιδιαιτερότητας της γεωμετρίας της κατασκευής ως κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θεωρούνται οι χιαστί «μεσημβρινοί» σύνδεσμοι και ως οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θεωρούνται οι χιαστοί «ισημερινοί» σύνδεσμοι. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας παραλαμβάνουν και μεταφέρουν με ασφάλεια στο έδαφος τα οριζόντια φορτία του ανέμου και του σεισμού που ασκούνται στη κατασκευή καθώς και τις δευτερογενείς, λόγω παραμορφώσεων, δυνάμεις που αναπτύσσονται σε αυτή. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελούνται από κοίλες κυκλικές διατομές και συνδέονται με τα μέλη του κύριου φορέα αρθρωτά μέσω κοχλιωτών κομβοελασμάτων.

Στο άνω πέλμα των κύριων φορέων εδράζονται τεγίδες διατομής διπλού ταυ κάθετα διατεταγμένες στη διεύθυνση των κύριων φορέων. Οι τεγίδες συνδέονται με τους κύριους φορείς αρθρωτά.

## 2.3 Υλικά κατασκευής

Για όλα τα μεταλλικά στοιχεία της κατασκευής θα χρησιμοποιηθεί δομικός χάλυβας S355, ορίου διαρροής  $f_y = 355$  MPa και ορίου θραύσης  $f_u = 510$  MPa. Ο λόγος του Poisson  $\nu$ , το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα  $E$  και ο συντελεστής γραμμικής διαστολής  $\alpha$ , του δομικού χάλυβα είναι ανεξάρτητα της ποιότητας του χάλυβα[6] και επομένως χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές που δίνονται στη παράγραφο 3.2.6 του EN1993-1-1:2005. Ο λόγος του συντελεστή Poisson είναι  $\nu = 0.3$ , το μέτρο ελαστικότητας του

δομικού χάλυβα είναι  $E=210 \text{ GPa}$  και ο συντελεστής γραμμικής διαστολής είναι  $\alpha= 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

Για τα στοιχεία σκυροδέματος της κατασκευής θα χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και χάλυβας οπλισμού B500C. Από οπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευάζεται η σήραγγα μέσω της οποίας μεταφέρονται τα μεταλλεύματα από τον θόλο στο σημείο επεξεργασίας τους καθώς και η έδραση και θεμελίωση της θολωτής κατασκευής. Τα τμήματα αυτά του θόλου δεν είναι αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας και επομένως δεν θα αναπτυχθούν περαιτέρω.



## 3 Δράσεις υπολογισμού

### 3.1 Μόνιμα φορτία

Τα μόνιμα φορτία που ασκούνται στη κατασκευή είναι το ίδιο βάρος του μεταλλικού φορέα και των τεγίδων καθώς και το φορτίο επικάλυψης της κατασκευής.

#### 3.1.1 Ίδιο βάρος φορέα

Το ίδιο βάρος του μεταλλικού φορέα υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα εκτός των στοιχείων τα οποία δεν έχουν «περαστεί» στο πρόγραμμα. Τα στοιχεία αυτά είναι οι τεγίδες στα σημεία όπου έχουμε τεγίδα και μέλος δικτύωματος ταυτόχρονα. Στα σημεία αυτά θεωρούμε ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στο μέλος του δικτύωματος.

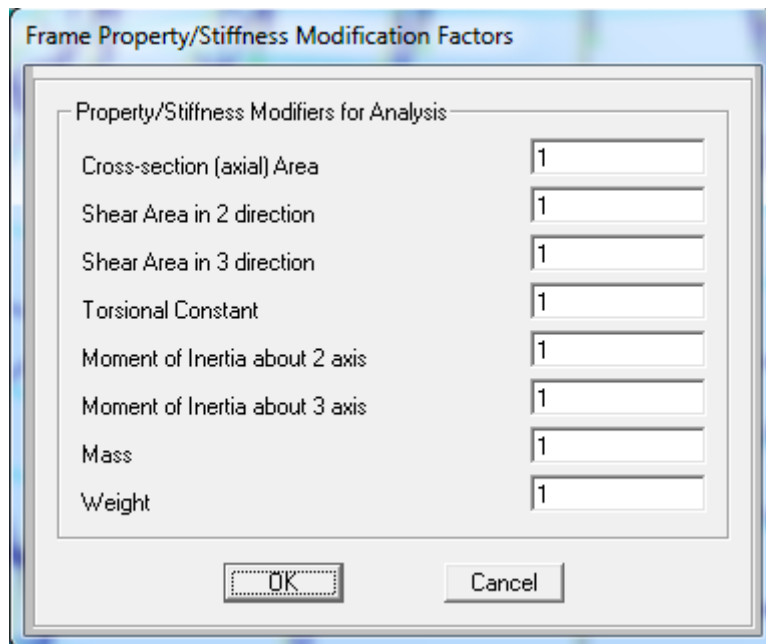
Για να υπολογίσει το πρόγραμμα αυτόματα το ίδιο βάρος της κατασκευής θα πρέπει:

- Κατά τον ορισμό των υλικών να δίνονται τιμές στο ειδικό βάρος του υλικού. Η εισαγωγή των τιμών αυτών φαίνεται στο Σχήμα 3.1

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	S355
	Material Type	Steel
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	78,5
	Mass per Unit Volume	8,0048
Isotropic Property Data	Modulus of Elasticity, E	2,100E+8
	Poisson's Ratio, U	0,3
	Coefficient of Thermal Expansion, A	1,2E-05
	Shear Modulus, G	80769231
Other Properties for Steel Materials	Minimum Yield Stress, Fy	355000
	Minimum Tensile Stress, Fu	510000
	Effective Yield Stress, Fye	390500
	Effective Tensile Stress, Fue	561000

Σχήμα 3.1 Ορισμός υλικών στο πρόγραμμα SAP2000

- Σε κάθε διατομή να είναι ενεργοποιημένη η μάζα και το βάρος της όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2



Σχήμα 3.2 Ορισμός συντελεστή μάζας και βάρους για τον αυτόματο υπολογισμό του ι.β. των στοιχείων

### 3.1.2 Πρόσθετο μόνιμο φορτίο

Το πρόσθετο μόνιμο φορτίο συνίσταται στο φορτίο επικάλυψης της μεταλλικής θολωτής κατασκευής και λαμβάνεται ίσο με  $0.50 \text{ kN/m}^2$ .

Το φορτίο της επικάλυψης επιβάλλεται στις τεγίδες με θεώρηση κεκλιμένης επιφάνειας επιρροής. Στον Πίνακα 3.1 φαίνονται οι κεκλιμένες επιφάνειες επιρροής των τεγίδων και το αντίστοιχο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο επικάλυψης.

Πίνακας 3.1 Φορτίο επικάλυψης μεταλλικής κατασκευής με θεώρηση κεκλιμένης επιφάνειας επιρροής τεγίδων

α/α τεγίδας	επιφάνεια επιρροής $b_{\text{eff}}$ (m)	ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο (kN/m)
1	3.15	1.58
2 έως 23	2.10	1.05
δακτύλιος	1.06	0.53

## 3.2 Μεταβλητά φορτία

Τα μεταβλητά φορτία που θα λάβουμε υπόψη για το σχεδιασμό της κατασκευής είναι το χιόνι, ο άνεμος και η θερμοκρασιακή μεταβολή.

### 3.2.1 Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού θα υπολογισθεί σύμφωνα με τις διατάξεις του Μέρους 1-3 του EN1991. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500 m. Επίσης, τα φορτία αυτά έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης και δεν λαμβάνουν υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή του χιονιού από ανθρώπινη επέμβαση [2],[5].

#### 3.2.1.1 Κανονιστικό πλαίσιο για τα φορτία χιονιού

Η συσσώρευση του χιονιού στις στέγες μπορεί να γίνει κατά διάφορους τρόπους και εξαρτάται από τη μορφή της στέγης, τα θερμικά χαρακτηριστικά της, την τραχύτητα της επιφάνειας της, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες[2].

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις [2],[5]:

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές
$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k$$
- Για τυχηματικές καταστάσεις
$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_{Ad}$$

όπου:

$\mu_i$  είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

$s_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

$C_e$  είναι ο συντελεστής έκθεσης

$C_t$  είναι ο θερμικός συντελεστής

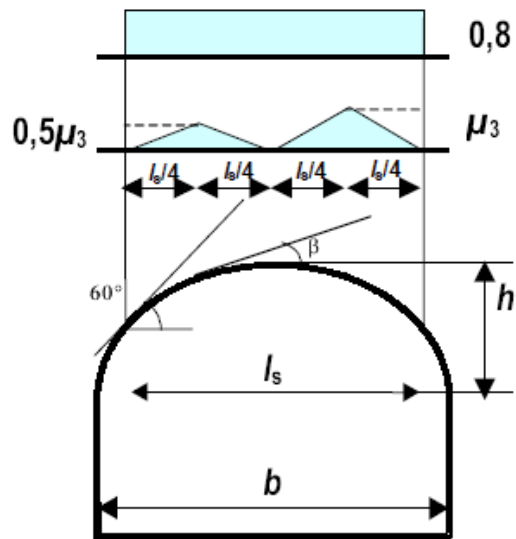
$s_{Ad} = C_{esl} * s_k$  είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους (συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού  $C_{esl} = 2.0$ )

#### Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

Ο συντελεστής μορφής  $\mu_i$  εξαρτάται από τη μορφή της στέγης, μονοκλινής ή δικλινής, επαναλαμβανόμενη ή κυλινδρική, και για τον προσδιορισμό του λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής του φορτίου χιονιού[2]:

- Η πρώτη μορφή προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου
- Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μια αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού λόγω ανέμου από την προσήνεμη στην υπήνεμη πλευρά της στέγης.

Για κυλινδρικές στέγες οποιασδήποτε μορφής, απλής καμπυλότητας, στις οποίες δεν εμποδίζεται η ολίσθηση του χιονιού εξετάζονται σύμφωνα και με τα παραπάνω δύο περιπτώσεις φόρτισης οι οποίες φαίνονται στο Σχήμα 3.2



Σχήμα 3.3 Συντελεστές μορφής σε κυλινδρικές στέγες

Οι συντελεστές μορφής υπολογίζονται ως ακολούθως:

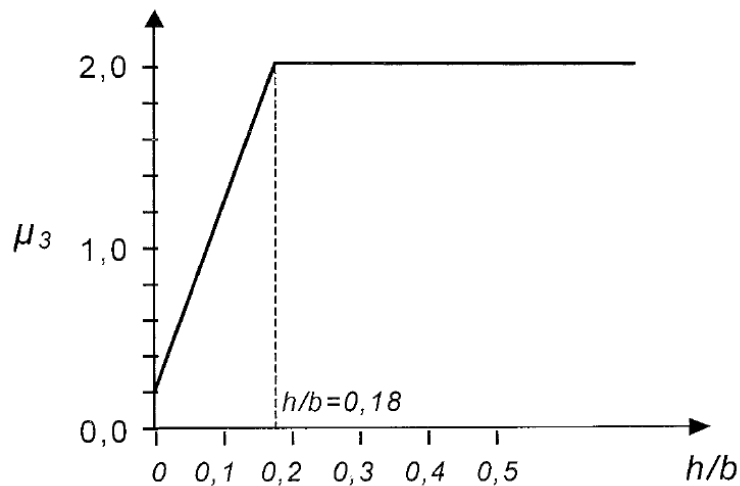
$$\text{Για } \beta \geq 60^\circ \quad \mu_3 = 0.2 + 10h/b, \text{ αλλά } \mu_3 \leq 2.0 \quad (3.1)$$

$$\text{Για } \beta \leq 60^\circ \quad \mu_3 = 0 \quad (3.2)$$

όπου  $h$  ύψος κυλινδρικής στέγης

$b$  άνοιγμα κυλινδρικής στέγης

Επίσης ο συντελεστής  $\mu_3$  δίνεται συναρτήσει του λόγου  $h/b$  από το Σχήμα 3.3



Σχήμα 3.4 Συντελεστές μορφής κυλινδρικών στεγών συναρτήσει του λόγου  $h/b$



### Συντελεστής έκθεσης $C_e$

Οι συνιστώμενες τιμές για τον συντελεστή έκθεσης ανάλογα με τα τοπογραφικά δεδομένα δίνονται στον Πίνακα 3.2

Πίνακας 3.2 Τιμές συντελεστή έκθεσης[5]

<b>Τοπογραφία</b>	<b><math>C_e</math></b>
Εκτεθειμένο <sup>1</sup>	0.80
Κανονικό <sup>2</sup>	1.00
Προστατευμένο <sup>3</sup>	1.20

<sup>1</sup> Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές ή τα δένδρα

<sup>2</sup> Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού αναγλύφου, των υψηλότερων κατασκευών ή των δένδρων

<sup>3</sup> Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο ή περιβάλλεται από ψηλά δένδρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές

### Θερμικός συντελεστής $C_t$

Ο θερμικός συντελεστής  $C_t$  λαμβάνει υπόψη τη μείωση του φορτίου χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση ( $> 1\text{W/m}^2\text{K}$ ). Για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης λαμβάνεται  $C_t = 1.0$ .

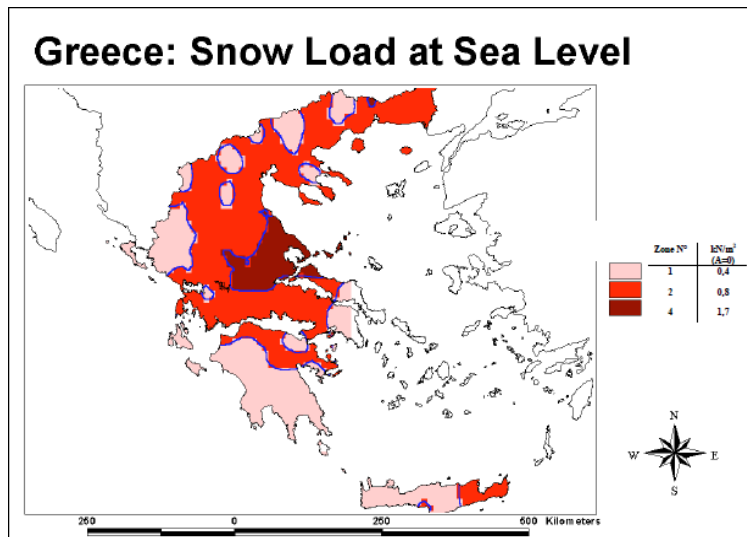
### Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού $s_k$

Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε  $\text{kN/m}^2$  συναρτήσει της ζώνης και του υψομέτρου του έργου για μια συγκεκριμένη τοποθεσία δίνεται σύμφωνα με τον Πίνακα C.1 του EN1991-1-3:2003 από τη σχέση (3.3)

$$s_k = (0.420 \cdot Z - 0.030) \cdot \left\{ 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right\} \quad (3.3)$$

όπου  $Z$  ο αριθμός της ζώνης που δίνεται στο Σχήμα 3.4 ή στον Πίνακα 3.2

$A$  το υψόμετρο του έργου από την επιφάνεια της θάλασσας σε m



Σχήμα 3.5 Ζώνες για φορτίο χιονιού στην Ελλάδα στο επίπεδο της θάλασσας[5]

Οι ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα φαίνονται στον Πίνακα 3.2

Πίνακας 3.3 Τιμές χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού επί του εδάφους για τις διάφορες ζώνες χιονιού[2]

Ζώνη	Χαρακτηριστική τιμή $S_{k0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Νομοί
1	0.4	Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας, και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων
2	0.8	Υπόλοιπη χώρα
3	1.7	Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια

### 3.2.1.2 Υπολογισμός φορτίου χιονιού στη θολωτή κατασκευή

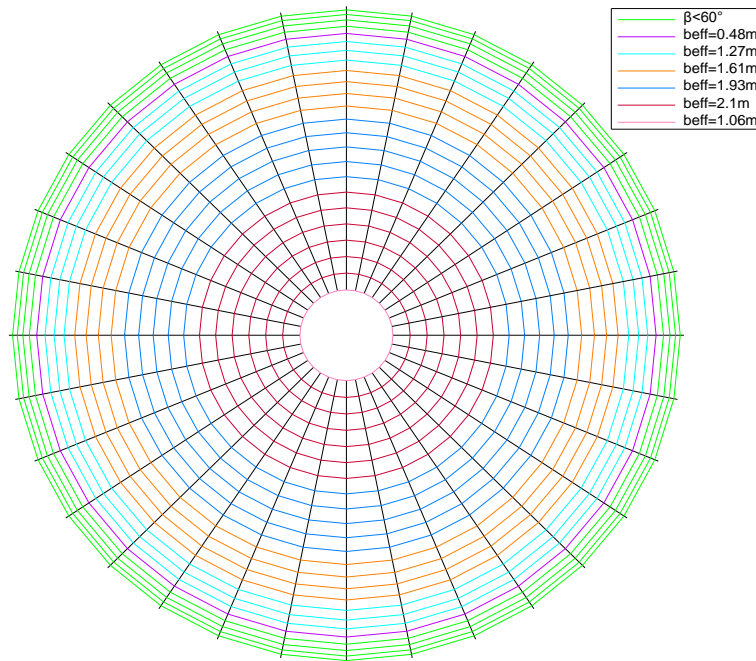
Οι Σκουριές Χαλκιδικής όπου θα κατασκευασθεί το έργο κατατάσσονται στη Ζώνη 2 σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2. Η περιοχή έχει υψόμετρο 550 m. Το υψόμετρο μετριέται με ακρίβεια 100 m και στρογγυλοποιείται στην αμέσως επόμενη εκατοντάδα. Επομένως είναι  $A = 600$  m.

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού για περίοδο επαναφοράς 50 έτη δίνεται από τη σχέση (3.3):

$$s_k = (0.420 * Z - 0.030) * \left\{ 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right\} = (0.420 * 2 - 0.030) * \left\{ 1 + \left( \frac{600}{917} \right)^2 \right\} = 1.157 \approx 1.2 \text{ kN/m}^2$$

Το φορτίο του χιονιού στις τεγίδες από τη θέση που η εφαπτομένη του τόξου του κύριου φορέα σχηματίζει γωνία με την οριζόντιο από 60° και πάνω. Καθώς το φορτίο του χιονιού θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της

κατασκευής στο Σχήμα 3.5 φαίνονται οι προβολές των κεκλιμένων επιφανειών των τεγίδων που λήφθησαν υπόψη για τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού.



Σχήμα 3.6 Επιφάνειες επιρροής τεγίδων για τα φορτία χιονιού

#### Φορτίο χιονιού χωρίς άνεμο

Ο συντελεστής μορφής χιονιού, σύμφωνα με το Σχήμα 3.2 είναι  $\mu_1=0.8$ . Η θολωτή κατασκευή έχει κανονικές συνθήκες μόνωσης και επομένως δεν παρουσιάζεται μείωση του φορτίου χιονιού λόγω διαφοράς θερμοκρασίας μεταξύ εσωτερικής και εξωτερικής παρειάς του θόλου. Άρα ο θερμικός συντελεστής λαμβάνεται  $C_t=1.0$ . Σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2 θεωρούμε κανονικό περιβάλλον και επομένως λαμβάνουμε  $C_e=1.0$ .

Με βάση τα παραπάνω το φορτίο χιονιού για χιονόπτωση χωρίς άνεμο είναι:

$$s_1 = \mu_1 * C_t * C_e * s_k = 0.8 * 1 * 1 * 1.2 = 0.96 \approx 1.0 \text{ kN/m}^2$$

Το φορτίο αυτό του χιονιού έχει ομοιόμορφη κατανομή και επομένως σύμφωνα με τα παραπάνω και με το Σχήμα 3.5 έχουμε:

Πίνακας 3.4 Τιμές φορτίου χιονιού επί των τεγίδων για ομοιόμορφη κατανομή χιονιού

επιφάνεια επιρροής τεγίδας $b_{eff}$ (m)	ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο χιονιού (kN/m)
0.48	0.48
1.27	1.27
1.61	1.61
1.93	1.93
2.10	2.10
1.06 (δακτύλιος)	1.06

### Φορτίο χιονιού με άνεμο

Για τη θολωτή κατασκευή που μελετάμε έχουμε:

$$\left. \begin{array}{l} h = 29.5 \text{ m} \\ b = 83.0 \text{ m} \end{array} \right\} h/b = 29.5/83 = 0.36$$

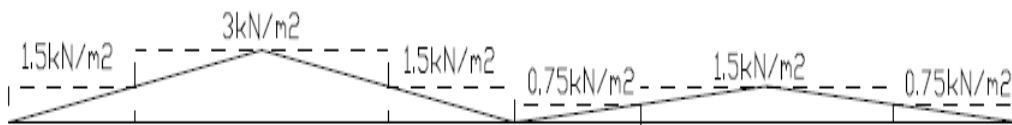
Επομένως από το Σχήμα 3.7 παίρνουμε τον συντελεστή μορφής  $\mu_3 = 2.0$

Όπως και στη περίπτωση του φορτίου χιονιού χωρίς άνεμο λαμβάνουμε  $C_t = 1.0$  και  $C_e = 1.0$ .

Άρα με βάση τα παραπάνω το φορτίο χιονιού για χιονόπτωση με άνεμο είναι:

$$s_3 = \mu_3 * C_t * C_e * s_k = 2.0 * 1 * 1 * 1.2 \approx 3.0 \text{ kN/m}^2$$

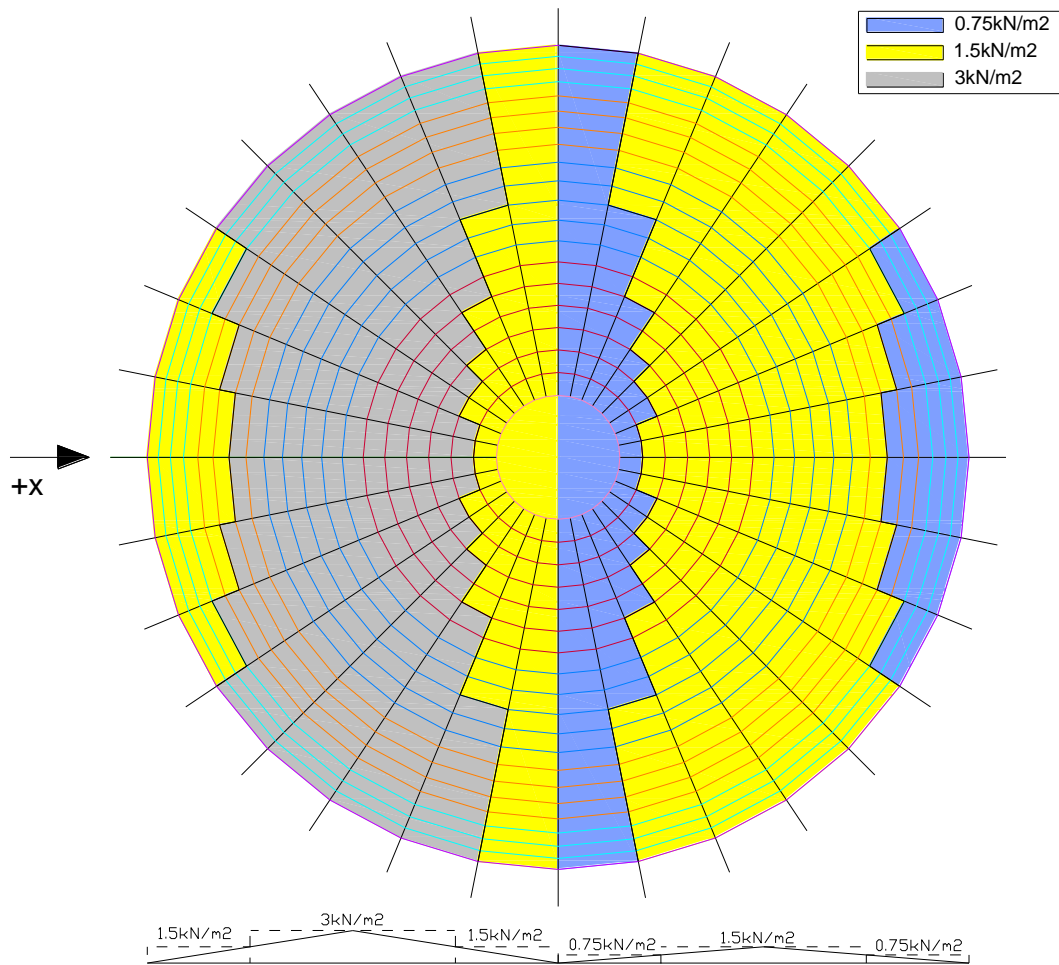
Το φορτίο αυτό του χιονιού έχει τριγωνική κατανομή η οποία, για ταυτόχρονη δράση ανέμου κατά +x, φαίνεται στο Σχήμα 3.6



Σχήμα 3.7 Κατανομή φορτίου χιονιού για ταυτόχρονη δράση ανέμου κατά +x

Για διευκόλυνση και απλοποίηση των πράξεων και του προσομοιώματος θεωρούμε αντί για την τριγωνική κατανομή (συνεχής γραμμή) μια βαθμιδωτή ομοιόμορφη κατανομή (διακεκομμένη γραμμή). Λόγω της γεωμετρίας του φορέα ο άνεμος έχει διαφορετική επιφάνεια, και άρα και γωνία, πρόσπτωσης σε κάθε τεγίδα. Επομένως στο Σχήμα 3.7 παρουσιάζονται γραμμοσκιασμένες με διαφορετικό χρώμα οι περιοχές που φορτίζονται με κάθε τιμή φορτίου χιονιού για ταυτόχρονη δράση του ανέμου κατά +x. Η κατανομή αυτή οφείλεται στις διαφορετικές επιφάνειες πρόσπτωσης του ανέμου σε κάθε τεγίδα.

Ο Πίνακας 3.5 δίνει τις τιμές του φορτίου χιονιού επί των τεγίδων για ταυτόχρονη δράση του ανέμου.



Σχήμα 3.8 Κατανομή φορτίου χιονιού επί των τειγίδων για ταυτόχρονη δράση ανέμου κατά +x

Πίνακας 3.5 Τιμές φορτίου χιονιού επί των τεγίδων για τριγωνική κατανομή χιονιού

φορτίο (kN/m <sup>2</sup> )	επιφανεια επιρροής τεγίδας $b_{eff}$ (m)	ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο χιονιού (kN/m)
0.75	0.48	0.36
	1.27	0.95
	1.61	1.21
	1.93	1.45
	2.10	1.58
	1.06 (δακτύλιος)	0.80
1.50	0.48	0.72
	1.27	1.91
	1.61	2.42
	1.93	2.90
	2.10	3.15
	1.06 (δακτύλιος)	1.59
3.00	0.48	1.44
	1.27	3.81
	1.61	4.83
	1.93	5.79
	2.10	6.30

### 3.2.2 Φορτίο ανέμου

Το φορτίο ανέμου θα υπολογισθεί σύμφωνα με τις διατάξεις του Μέρους 1-4 του EN1991. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, καθώς και στα επιμέρους στοιχεία τους και προσαρτήματά τους για ύψη μέχρι 200 m[2],[5].

#### 3.2.2.1 Κανονιστικό πλαίσιο για τα φορτία ανέμου

Στις κλειστές κατασκευές οι δράσεις του ανέμου παρουσιάζονται με τη μορφή άμεσων πιέσεων στις εξωτερικές επιφάνειές τους και έμμεσων πιέσεων (υποπίεσεων) στις εσωτερικές επιφάνειες. Η τελική πίεση του ανέμου επί ενός στοιχείου μιας κατασκευής προκύπτει ως η διαφορά της εξωτερικής και εσωτερικής πίεσης που ασκείται στο στοιχείο αυτό λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η πίεση που απομακρύνεται από την επιφάνεια λαμβάνεται ως αρνητική [2].

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις επιφάνειες μιας κατασκευής δίνεται από τη σχέση (3.4)

$$w = q_p(z) * c_p \quad (3.4)$$

όπου:

$q_p$  η πίεση ταχύτητας αιχμής

$z$  ύψος αναφοράς

$c_p$  ο συντελεστής εξωτερικής ( $c_{pe}$ ) ή εσωτερικής ( $c_{pi}$ ) πίεσης

#### Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $z$ , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση (3.5) [2],[5]

$$q_p(z) = \left\{ 1 + 7 * I_v(z) \right\} * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) = c_e(z) * q_b \quad (3.5)$$

όπου:

$\rho$  η πυκνότητα του αέρα, εξαρτώμενη από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας, και λαμβάνεται συνήθως  $\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$  [2]

$I_v(z)$  η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος  $z$

$c_e(z)$  ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.6)$$

$q_b$  η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 \quad (3.7)$$

$v_m(z)$  η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος που εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση και δίνεται από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_{o(z)} * v_b \quad (3.8)$$

όπου:

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

$$v_b = c_{dir} * c_{seas} * v_{b,0} \quad (3.9)$$

Στις σχέσεις (3.8) και (3.9) είναι:

$c_r(z)$  ο συντελεστής τραχύτητας

$c_{o(z)}$  ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης

$c_{dir}$  ο συντελεστής διεύθυνσης

$c_{seas}$  ο συντελεστής εποχής

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

### Θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου [2]

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοιχτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II).

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου  $v_{b,0}$  για τη χώρα μας ορίζεται σε 33 m/s για νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και σε 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.

### Ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$ [2]

Η ένταση του στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_{0(z)} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.10)$$

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

όπου:

$k_I$  ο συντελεστής στροβιλισμού ο οποίος λαμβάνεται  $k_I = 1.0$   
 $z_0, z_{min}$  μήκος τραχύτητας και ελάχιστο ύψος, αντίστοιχα, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους σύμφωνα με τον Πίνακα 3.6  
 $z_{max}$  λαμβάνεται ίσο με 200 m.

### Συντελεστής διεύθυνσης $c_{dir}$ [2]

Ο συντελεστής διεύθυνσης λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα  $c_{dir} = 1.0$ .

### Συντελεστής εποχής $c_{seas}$ [2]

Ο συντελεστής εποχής λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα  $c_{seas} = 1.0$ .

### Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ [2]

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

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.11)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) = k_r \cdot \ln(z_{min}/z_0) \quad \text{για } z < z_{min}$$

όπου:

$$k_r = 0.19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0.07}$$



Στις παραπάνω σχέσεις είναι:

- $k_r$  συντελεστής εδάφους  
 $z_0, z_{min}$  μήκος τραχύτητας και ελάχιστο ύψος, αντίστοιχα, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους σύμφωνα με τον Πίνακα 3.6  
 $z_{max}$  λαμβάνεται ίσο με 200 m.  
 $z_{0,II}$  μήκος τραχύτητας για κατηγορία εδάφους II

Πίνακας 3.6 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Κατηγορία εδάφους	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0.003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0.01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δένδρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0.3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m	1.0	10

Παρατήρηση: Σε περίπτωση αμφιβολίας ως προς την κατάταξη εδάφους σε κάποια κατηγορία, το έδαφος κατατάσσεται στην αντίστοιχη δυσμενέστερη [2]

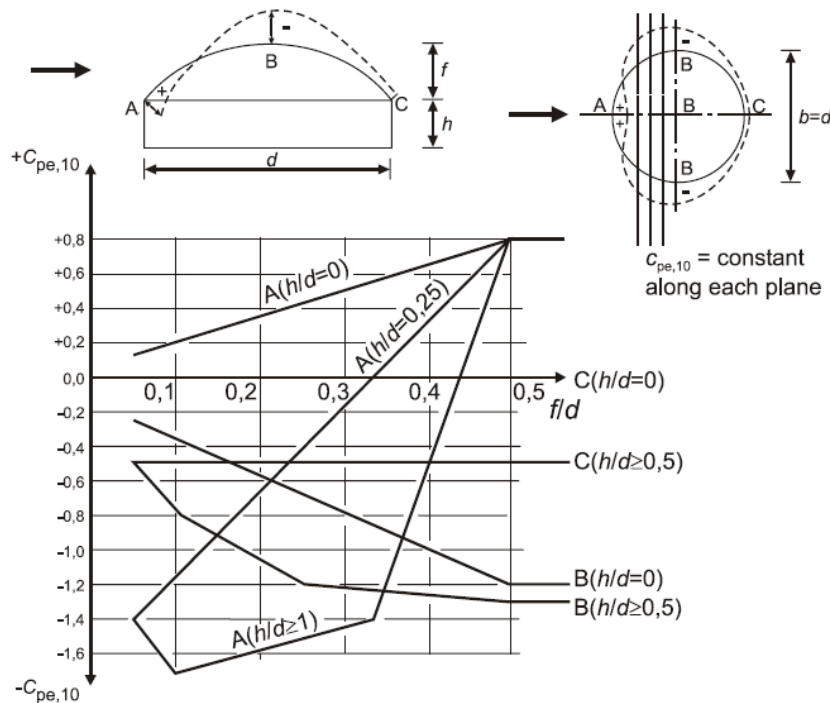
#### Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_0(z)$ [2]

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς, ανάλογα με την κλίση  $\Phi=H/L_u$  κατά τη διεύθυνση του ανέμου. Η μεγαλύτερη αύξηση των ταχυτήτων του ανέμου συμβαίνει κοντά στην κορυφή της πλαγιάς και εκφράζεται μέσω του συντελεστή αυτού.

Σε κοιλάδες αν δεν αναμένεται επιτάχυνση της πνοής του ανέμου λόγω διαμόρφωσης του περιβάλλοντος χώρου, δηλαδή αν υπάρχει ομαλή επιφάνεια εδάφους χωρίς απότομες αλλαγές υψομέτρου και μεμονωμένους λόφους ή εξάρσεις, ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης λαμβάνεται  $c_0(z)= 1.0$

### Συντελεστής εξωτερικής πίεσης $c_{pe}$ [2]

Το ύψος αναφοράς της θολωτής κατασκευής θα λαμβάνεται ίσο με  $z_e=h+f$ . Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε θόλους με κυκλική βάση δίνονται στο Σχήμα 3.8



Σχήμα 3.9 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για θόλους με κυκλική βάση

*Σημείωση:* Το  $c_{pe,10}$  είναι σταθερό κατά μήκος των κυκλικών τόξων αλληλοτομίας της σφαίρας και επιπέδων κάθετων προς τον άνεμο, μπορεί δε να προσδιορίζεται προσεγγιστικά με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών στα A,B και C κατά μήκος των κυκλικών τόξων, παράλληλα προς τον άνεμο. Κατά τον ίδιο τρόπο οι τιμές του  $c_{pe,10}$  στο A εάν  $0 < h/d < 1$  και στο B ή C εάν  $0 < h/d < 0.5$  μπορούν να υπολογίζονται με γραμμική παρεμβολή στο παραπάνω σχήμα.

### Συντελεστής εσωτερικής πίεσης $c_{pi}$ [2]

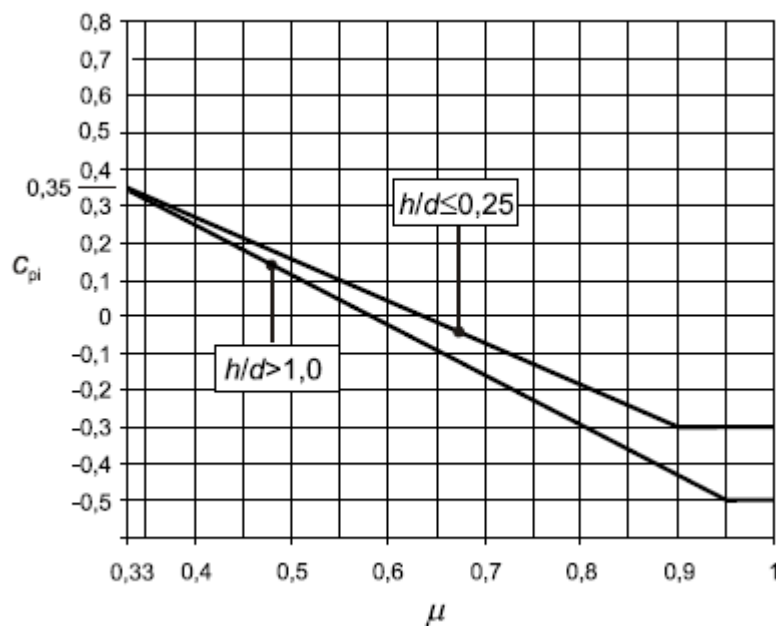
Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνεται υπόψη μαζί με αυτή, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων.

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια της κατασκευής. Μια πλευρά της κατασκευής θεωρείται καθοριστική όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές της κατασκευής. Σε κατασκευές με μια καθοριστική πλευρά ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης δίνεται από τη σχέση (3.13)

$$c_{pi} = \begin{cases} 0.75 * c_{pe} & \text{αν η επιφάνεια των ανοιγμάτων είναι διπλάσια στη καθοριστική} \\ & \text{πλευρά απ'ότι στις υπόλοιπες πλευρές} \\ \\ 0.90 * c_{pe} & \text{αν η επιφάνεια των ανοιγμάτων είναι τριπλάσια στη καθοριστική} \\ & \text{πλευρά απ'ότι στις υπόλοιπες πλευρές} \end{cases} \quad (3.13)$$

Σε κατασκευές χωρίς καθοριστική πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης προσδιορίζεται από το Σχήμα 3.10 και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου  $h/d$  και του λόγου των ανοιγμάτων  $\mu$  για κάθε διεύθυνση του ανέμου  $\Theta$ .

$$\mu = \frac{\Sigma \text{επιφάνεια ανοιγμάτων όπου το } c_{pe} \text{ είναι αρνητικό ή μηδέν}}{\Sigma \text{επιφάνεια όλων των ανοιγμάτων}} \quad (3.14)$$



Σχήμα 3.10 Συντελεστές εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατενεμημένα ανοίγματα

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

### 3.2.2.2 Υπολογισμός φορτίου ανέμου στη θολωτή κατασκευή

Το ύψος αναφοράς για τον υπολογισμό του φορτίου ανέμου είναι  $z_e = h + f = 0 + 29.5 = 29.5$  m.

Το έργο βρίσκεται σε απόσταση ακριβώς 10 km από την ακτή και επομένως είμαστε στο όριο το οποίο ορίζει το Εθνικό Προσάρτημα για τη θεμελιώδη τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου. Για τους υπολογισμούς θα θεωρήσουμε, επί τω δυσμενέστερο, τη μέγιστη από τις δύο αυτές τιμές. Επομένως, θα είναι:

$$v_{b,0} = 33 \text{ m/s.}$$

Θα θεωρήσουμε επίσης έδαφος κατηγορίας II οπότε σύμφωνα με τον Πίνακα 3.6 θα είναι:

$$z_0 = 0.05 \text{ m και } z_{min} = 2 \text{ m.}$$

*Πίεση ταχύτητας αιχμής*

Βασική ταχύτητα ανέμου:

$$\left. \begin{array}{l} v_b = c_{dir} * c_{seas} * v_{b,0} \\ c_{dir} = 1.0 \\ c_{seas} = 1.0 \end{array} \right\} v_b = 1 * 1 * 33 = 33 \text{ m/s}$$

Μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος:

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

$$\left. \begin{array}{l} z_{min} = 2 \text{ m} < z_e = 29.5 \text{ m} < z_{max} = 200 \text{ m} \rightarrow c_r(z_e) = k_r * \ln(z_e/z_0) \\ k_r = 0.19 * (z_0/z_{0,II})^{0.07} = 0.19 * (0.05/0.05)^{0.07} = 0.19 \\ \Rightarrow c_r(z_e) = 0.19 * \ln(29.5/0.05) = 1.215 \end{array} \right\} \Rightarrow$$

Θεωρούμε οριζόντιο έδαφος και άρα θα είναι  $\Phi = 0 < 0.05 \rightarrow c_0(z) = 1.0$

$$\text{Άρα είναι: } v_m(z) = 1.215 * 1.00 * 33 = 40.095 \text{ m/s}$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $z_e$  είναι:

$$q_p(z) = \left\{ 1 + 7 * I_v(z) \right\} * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z)$$

$$\left. \begin{array}{l} q_p(z) = \left\{ 1 + 7 * I_v(z) \right\} * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \rightarrow I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \\ k_I = 1.00 \\ c_0(z) = 1.0 \end{array} \right\} I_v(z) = \frac{1.00}{1.00 * \ln\left(\frac{29.5}{0.05}\right)} = 0.156$$

$$\text{Άρα είναι: } q_p(z) = \left\{ 1 + 7 * 0.156 \right\} * \frac{1}{2} * 0.00125 * 40.095^2 = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

*Συντελεστές εξωτερικής πίεσης*

Από τη γεωμετρία του φορέα έχουμε  $h/d = 0 / 83 = 0$  και  $f/d = 29.5/83 = 0.36$ . Επομένως από το Σχήμα 3.9 οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης είναι:

$$\text{Ζώνη A: } c_{pe,10} = +0.6$$

$$\text{Ζώνη B: } c_{pe,10} = -0.9$$

$$\text{Ζώνη C: } c_{pe,10} = 0$$

Επομένως, η εξωτερική πίεση θα είναι:

$$\text{Ζώνη A: } w_{e,A} = c_{pe,10} * q_p(z) = +0.6 * 2.1 = 1.3 \text{ kN/m}^2 \text{ (max Πίεση)}$$

$$\text{Ζώνη B: } w_{e,B} = c_{pe,10} * q_p(z) = -0.9 * 2.1 = -1.9 \text{ kN/m}^2 \text{ (max Αναρρόφηση)}$$

$$\text{Ζώνη C: } w_{e,C} = c_{pe,10} * q_p(z) = 0$$

### Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

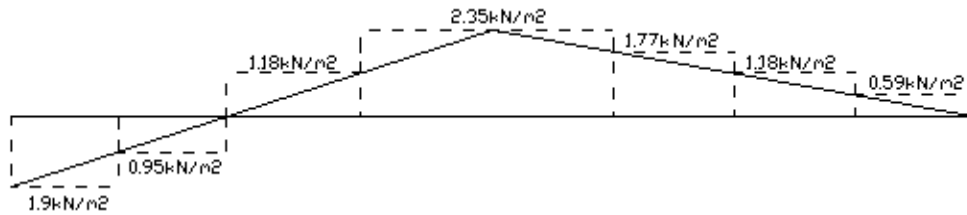
Εξαιτίας της γεωμετρίας και ιδιαιτερότητας του φορέα δεν είναι δυνατός ο προσδιορισμός του λόγου των ανοιγμάτων  $\mu$ . Επομένως, για τον συντελεστή εσωτερικής πίεσης λαμβάνουμε το πλέον δυσμενές από τα +0.2 (αναρρόφηση) και -0.3 (πίεση).

Άρα οι μέγιστες τιμές για την πίεση και την αναρρόφηση που ασκούνται στη θολωτή κατασκευή είναι:

$$\max \text{Πίεση: } w_{e,A} = (0.6+0.3)*2.1 = 1.90 \text{ kN/m}^2$$

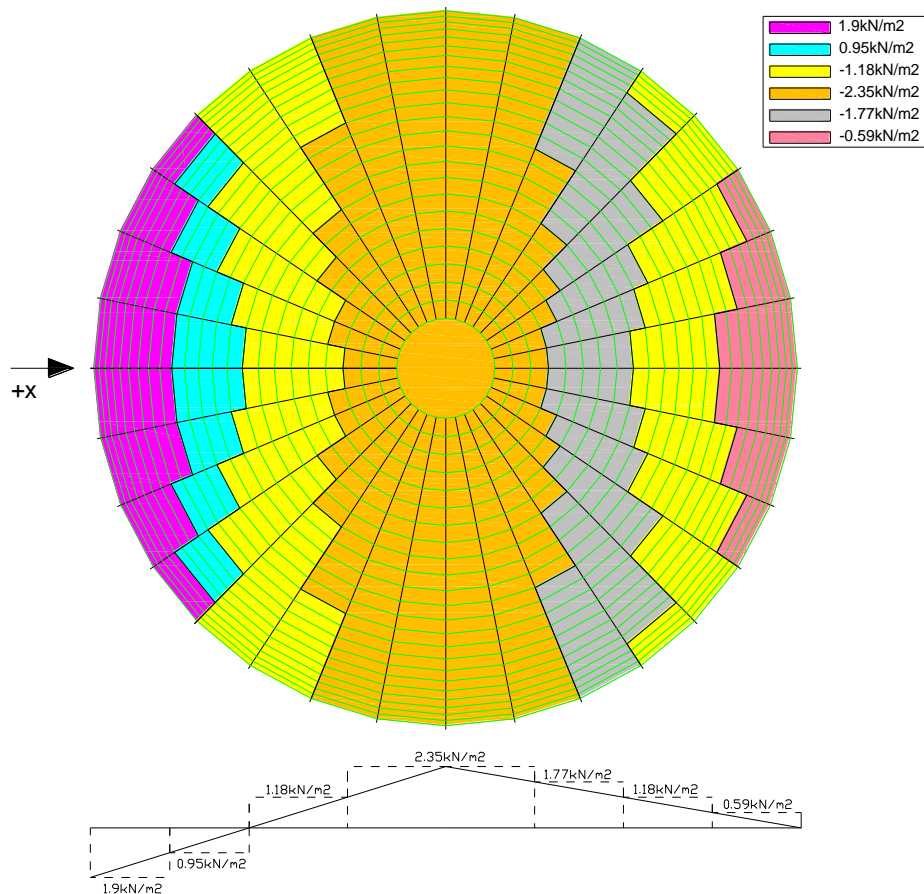
$$\max \text{Αναρρόφηση: } w_{e,B} = (0.9+0.2)*2.1 = 2.35 \text{ kN/m}^2$$

Το φορτίο του ανέμου έχει τριγωνική κατανομή η οποία φαίνεται στο Σχήμα 3.11



Σχήμα 3.11 Κατανομή φορτίου ανέμου

Για διευκόλυνση και απλοποίηση των πράξεων και του προσομοιώματος θεωρούμε αντί για την τριγωνική κατανομή (συνεχής γραμμή) μια βαθμιδωτή ομοιόμορφη κατανομή (διακεκομμένη γραμμή). Λόγω της γεωμετρίας του φορέα ο άνεμος έχει διαφορετική επιφάνεια, και άρα και γωνία, πρόσπτωσης σε κάθε τεγίδα. Επομένως στο Σχήμα 3.12 παρουσιάζονται γραμμοσκιασμένες με διαφορετικό χρώμα οι περιοχές που φορτίζονται με κάθε τιμή φορτίου ανέμου. Η κατανομή αυτή οφείλεται στις διαφορετικές επιφάνειες πρόσπτωσης του ανέμου σε κάθε τεγίδα.



Σχήμα 3.12 Κατανομή ανεμοπίεσεων επί των τειγίδων για άνεμο κατά +x

Στον Πίνακα 3.7 παρουσιάζονται οι τιμές του φορτίου ανέμου για άνεμο κατά +x.

Πίνακας 3.7 Τιμές φορτίου ανέμου επί των τειγίδων για τριγωνική κατανομή της ανεμοπίεσης

φορτίο (kN/m <sup>2</sup> )	επιφάνεια επιρροής τειγίδας b <sub>eff</sub> (m)	ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο ανέμου (kN/m)
-0.59	3.15	-1.86
	2.10	-1.24
-1.77	3.15	-5.58
	2.10	-3.72
-2.35	3.15	-7.4
	2.10	-4.94
	1.06	-2.49
-1.18	3.15	-3.72
	2.10	-2.48
0.95	2.10	2
	3.15	5.99
1.90	3.15	5.99
	2.10	3.99

### 3.2.3 Θερμοκρασιακή μεταβολή

Ο φορέας ο οποίος μελετάμε είναι χωροδικτύωμα και επομένως έχουμε μόνο αξονική καταπόνηση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής. Θεωρούμε θερμοκρασιακή μεταβολή  $\Delta T = \pm 30^\circ \text{C}$ .

Τόσο η θερμοκρασιακή αύξηση ( $\Delta T = + 30^\circ \text{C}$ ) όσο και η θερμοκρασιακή μείωση ( $\Delta T = - 30^\circ \text{C}$ ) επιβάλλονται σε όλα τα μέλη του φορέα.

## 3.3 Σεισμικά φορτία

Η σεισμική ανάλυση της κατασκευής θα γίνει με βάση τις διατάξεις του EN 1998-1:2004.

### 3.3.1 Κανονιστικό πλαίσιο για τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση της κατασκευής θα θεωρήσουμε όχι μόνο τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού ( $E_x$  και  $E_y$ ) αλλά και την κατακόρυφη ( $E_z$ ). Επίσης, θα διερευνήσουμε και το κατά πόσο επηρεάζει τις μετατοπίσεις και τα εντατικά μεγέθη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού καθορίζονται με τη βοήθεια των φασμάτων επιτάχυνσης τόσο για τον υπολογισμό των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού όσο και της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.

Οι τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης εξαρτώνται από τη σεισμική ζώνη στην οποία ανήκει η περιοχή όπου πρόκειται να κατασκευασθεί το έργο. Τόσο για τις σεισμικές ζώνες όσο και για τις τιμές της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης  $a_{gR}$ , έχουν υιοθετηθεί από τον Ευρωκώδικα 8 οι τρεις ζώνες και οι αντίστοιχες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης του ΕΑΚ2003 [3]. Οι σεισμικές ζώνες με τις αντίστοιχες μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις φαίνονται στον Πίνακα 3.8.

Πίνακας 3.8 Τιμές μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης για έδαφος κατηγορίας A

Σεισμική ζώνη	Τιμή εδαφικής επιτάχυνσης $a_{gR}$
ZI	0.16g
ZII	0.24g
ZIII	0.36g

### Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού  $S_d(T)$  είναι:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g * S * [2/3 + (T/T_B) * (2.5/q - 2/3)]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g * S * (2.5/q)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g * S * (2.5/q) * (T_C/T) \geq \beta * a_g$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g * S * (2.5/q) * (T_C * T_D / T^2) \geq \beta * a_g$$

όπου:

$a_g$  η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος κατηγορίας A  $a_g = \gamma_I * a_{gR}$

$a_{gR}$  η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για έδαφος κατηγορίας A

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

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

$T_D$  η περίοδος που ορίζει την αρχή του κλάδου σταθερής φασματικής μετακίνησης

$S$  ο συντελεστής εδάφους ο οποίος δίνεται στον Πίνακα 3.9

$q$  ο συντελεστής συμπεριφοράς, ο οποίος περιλαμβάνει και την επιρροή του συντελεστή απόσβεσης

$\beta$  ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, ο οποίος σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα είναι  $\beta = 0.2$  [3]

$\gamma_I$  ο συντελεστής σπουδαιότητας, ο οποίος δίνεται στον Πίνακα 3.10

Πίνακας 3.9 Συντελεστής εδάφους και χαρακτηριστικές περίοδοι[3]

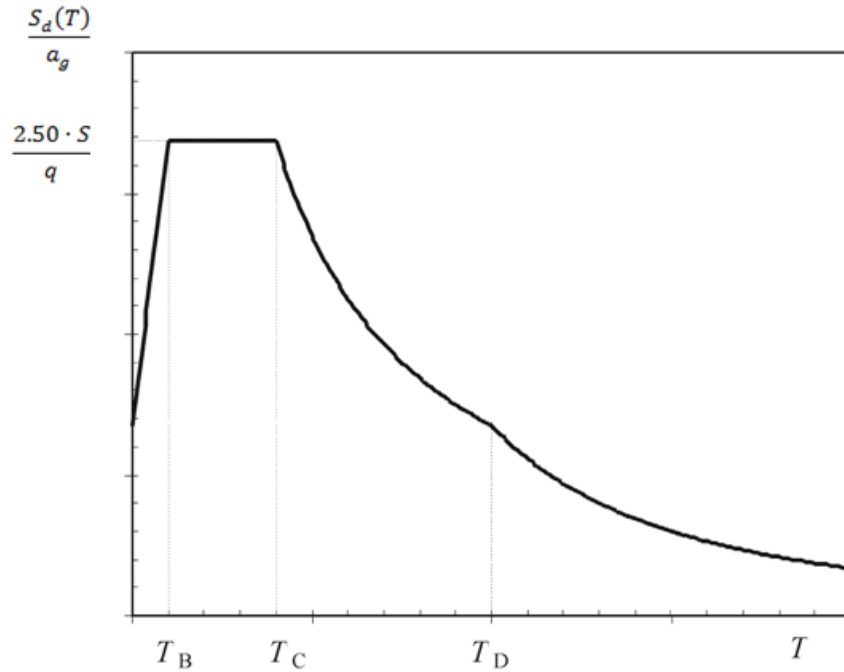
Έδαφος	S	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Πίνακας 3.10 Συντελεστές σπουδαιότητας[3]

Κατηγορία σπουδαιότητας	$\gamma_I$
I	0.80
II	1.00
III	1.20
IV	1.40

Η μορφή του φάσματος σχεδιασμού φαίνεται στο Σχήμα 3.13:





Σχήμα 3.13 Μορφή φάσματος σχεδιασμού

### Κατακόρυφο φάσμα σχεδιασμού

Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού  $S_d(T)$  είναι:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_{vg} * S * [2/3 + (T/T_B) * (2.5/q - 2/3)]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_{vg} * S * (2.5/q)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_{vg} * S * (2.5/q) * (T_C/T) \geq \beta * a_{vg}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_{vg} * S * (2.5/q) * (T_C * T_D / T^2) \geq \beta * a_{vg}$$

όπου:

$$a_{vg} = 0.90 * a_g$$

$$S = 1.00$$

$$q \leq 1.50$$

$$T_B = 0.05 \text{ sec}$$

$$T_C = 0.15 \text{ sec}$$

$$T_D = 1.00 \text{ sec}$$

## Συντελεστής συμπεριφοράς

Για την κατάλληλη επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς για τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις θα πρέπει να κατατάξουμε την κατασκευή, ως προς τις παρακάτω κατηγορίες:

1. Κανονικότητα σε κάτοψη
2. Κανονικότητα σε όψη
3. Τύπος στατικού συστήματος
4. Κατηγορία πλαστιμότητας

### *Κανονικότητα σε κάτοψη*[3]

Για να θεωρήσουμε ένα κτίριο ή μια κατασκευή κανονική σε κάτοψη θα πρέπει να ικανοποιούνται όλοι οι παρακάτω όροι:

1. Κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη κτίριο, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες. Η συμμετρία αφορά:

- a. Στην αντοχή σε οριζόντια φορτία
  - b. Στην κατανομή της μάζας
2. Αρκετά μεγάλη δυσκαμψία των πλακών ορόφου μέσα στο επίπεδό τους.
  3. Λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη  $\lambda \leq 4$  όπου  $\lambda = L_{max}/L_{min}$ .
  4. Κάθε πλάκα ορόφου θα πρέπει να οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή
  5. Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y, η στατική εκκεντρότητα  $e_{0x}$  και η ακτίνα δυστρεψίας r πρέπει να ικανοποιούν τις συνθήκες:

- a.  $e_{0x} \leq 0.30 \cdot r_x$
- b.  $r_x \geq I_s$

όπου  $e_{0x}$  στατική εκκεντρότητα κατά x

$r_x$  ακτίνα δυστρεψίας

$I_s$  ακτίνα αδρανείας της πλάκας του ορόφου

### *Κανονικότητα σε όψη*[3]

Για να θεωρήσουμε ένα κτίριο κανονικό σε όψη θα πρέπει να ικανοποιούνται όλοι οι παρακάτω όροι:

1. Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων πρέπει να είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια ως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, ως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου.

2. Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία.

3. Σε κτίρια με παισιωτό σύστημα, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων.

4. Για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη στη διεύθυνση της εσοχής.

5. Για μεμονωμένη εσοχή μέσα σε ύψος < 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος, η εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε όψη.

6. Εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το 30% της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο και κάθε επιμέρους εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης.

### Τύπος στατικού συστήματος[7]

Κάθε κτίριο από χάλυβα κατατάσσεται σε έναν από τους ακόλουθους τύπους στατικών συστημάτων:

1. Πλαίσια παραλαβής ροπών
2. Πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα
3. Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους
4. Συστήματα ανεστραμμένου εκκρεμούς
5. Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα
6. Πλαίσια παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με έκκεντρους συνδέσμους
7. Πλαίσια παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με τοιχοπληρώσεις

### Κατηγορίες πλαστιμότητας[3],[7]

Υπάρχουν τρεις κατηγορίες πλαστιμότητας για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κτιρίων και των κατασκευών:

ΚΠΧ: Κατηγορία πλαστιμότητας χαμηλή

ΚΠΜ: Κατηγορία πλαστιμότητας μέση

ΚΠΥ: Κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή

Με βάση τα παραπάνω οι μέγιστες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  κανονικών σε όψη κτιρίων δίνονται στον Πίνακα 3.11

Πίνακας 3.11 Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  ανάλογα με το στατικό σύστημα και την κατηγορία πλαστιμότητας κανονικών σε όψη κτιρίων από χάλυβα

Στατικό σύστημα	Κατηγορία πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
1. Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
2. Πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα		
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
Σύνδεσμοι μορφής V	2	2.5
3. Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
4. Ανεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
5. Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Ισχύουν οι διατάξεις του κεφαλαίου 5 του EN1998-1:2004	
6. Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
7. Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία σε επαφή με το πλαίσιο	2	2

Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από  
σκυρόδεμα

Ισχύουν οι διατάξεις του  
κεφαλαίου 7 του EN1998-  
1:2004

Τοιχοπληρώσεις μεμονωμένες έναντι  
πλαϊσίου

4

$5a_u/a_1$

όπου:

$a_1$  η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού ώστε για πρώτη φορά η καμπτική επιπόνηση να γίνει ίση με την καμπτική αντοχή σε οποιοδήποτε στοιχείο του φορέα ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές

$a_u$  η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού ώστε να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις σε τόσες θέσεις ώστε να σχηματιστεί πλήρως πλαστικός μηχανισμός, ενώ όλες οι άλλες δράσεις παραμένουν σταθερές.

Για κτίρια στα οποία δεν ισχύει η κανονικότητα σε όψη θα πρέπει οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς να λαμβάνονται μειωμένες κατά 20%.

### 3.3.2 Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1993-1:2004 ο νομός Χαλκιδικής και ειδικότερα οι Σκουριές Χαλκιδικής όπου θα κατασκευασθεί το έργο ανήκουν στη ζώνη *σεισμικής επικινδυνότητας ZII*. Επομένως η μέγιστη τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης για έδαφος κατηγορίας A είναι  $a_{gR}=0.24g$ .

Θεωρούμε ότι το έδαφος είναι σύνηθες και παρουσιάζει σχετικά καλή μηχανική συμπεριφορά. Δηλαδή, θεωρούμε ότι έχουμε *έδαφος κατηγορίας B* (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος). Επομένως, για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού θα είναι:

- Ο συντελεστής εδάφους  $S=1.20$
- Οι χαρακτηριστικές περίοδοι  $T_B=0.15 \text{ sec}$ ,  $T_C=0.50 \text{ sec}$ ,  $T_D=2.50 \text{ sec}$

Η θολωτή κατασκευή ανήκει στην *κατηγορία σπουδαιότητας II* και επομένως είναι  $\gamma_I=1.00$  και  $a_g=\gamma_I \cdot a_{gR}=1.00 \cdot 0.24g=0.24g$

Όσον αφορά στο *συντελεστή συμπεριφοράς*, η κατασκευή είναι κανονική σε κάτοψη αλλά λόγω της ιδιαιτερότητας της γεωμετρίας της κατασκευής δεν μπορούμε να ορίσουμε με σαφήνεια την κανονικότητα της κατασκευής ως προς την όψη. Ο τύπος του στατικού συστήματος θεωρούμε ότι είναι πλαίσιο με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα και θεωρούμε κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή (ΚΠΥ). Επομένως με βάση τα παραπάνω θα επιλέγαμε  $q=3$ . Όμως λόγω της γεωμετρίας του φορέα και των στατικών φορτίων που ασκούνται σε αυτόν θεωρούμε ότι τα εντατικά μεγέθη λόγω του σεισμού θα είναι μικρότερα από τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τις στατικές φορτίσεις και επομένως επιέγουμε να κάνουμε σχεδόν ελαστική ανάλυση για τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις. Την ορθότητα αυτής της θεώρησης, δηλαδή το κατά πόσο είναι κρίσιμος ο σεισμός για τη διαστασιολόγηση της κατασκευής, θα την ελέγξουμε από τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Άρα, η διαστασιολόγηση της θολωτής κατασκευής θα γίνει αρχικά για  $q=1.50$  και ύστερα θα κάνουμε και συγκριτική ανάλυση για  $q=3$ .

Άρα με βάση τα παραπάνω η μέγιστη επιτάχυνση σχεδιασμού για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού είναι:

$$S_d(T) = a_g * S * (2.5/q) = 0.24g * 1.20 * (2.50/1.50) = 4.80 \text{ m/s}^2$$

Για τον υπολογισμό της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού τα αντίστοιχα μεγέθη υπολογισμού διαμορφώνονται ως εξής:

$$\text{Συντελεστής εδάφους: } S = 1.00$$

$$\text{Χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος: } T_B = 0.05 \text{ sec, } T_C = 0.15 \text{ sec, } T_D = 1.00 \text{ sec}$$

$$\text{Εδαφική επιτάχυνση: } a_{vg} = 0.90 * a_g = 0.90 * 0.24g = 0.216g$$

$$\text{Συντελεστής συμπεριφοράς: } q = 1.50$$

Άρα με βάση τα παραπάνω η μέγιστη επιτάχυνση σχεδιασμού για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού είναι

$$S_d(T) = a_{vg} * S * (2.5/q) = 0.216g * 1.00 * (2.50/1.50) = 3.60 \text{ m/s}^2$$

Η ανάλυση του φορέα θα πραγματοποιηθεί με ιδιομορφική ελαστική γραμμική ανάλυση χωρικού προσομοιώματος καθώς η ανάλυση αυτή θεωρούμε ότι μπορεί να προσεγγίσει καλύτερα την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής κατά το σεισμό.



## 4 Συνδυασμοί Δράσεων

### 4.1 Γενικά

Ένας φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται έτσι ώστε να παραμείνει κατάλληλος για χρήση καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του και να είναι σε θέση να παραλαμβάνει όλα τα φορτία που πιθανόν να εμφανιστούν κατά την κατασκευή του.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού της κατασκευής επιλέγονται λαμβάνοντας υπόψη τη λειτουργία και χρήση του φορέα. Οι καταστάσεις σχεδιασμού είναι:

1. Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
2. Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια της ανέγερσης ή της επισκευής του.
3. Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές περιπτώσεις συνθηκών, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή συνέπειες τοπικής αστοχίας.
4. Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού.

Διακρίνουμε δύο καταστάσεις σχεδιασμού, την οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.) και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

### 4.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την απώλεια της στατικής ισορροπίας του φορέα λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, μετατροπή του φορέα, ολόκληρου ή μέρους του, σε μηχανισμό, θραύση και απώλεια της ευστάθειας του και αστοχία λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

#### 4.2.1 Κανονιστικό πλαίσιο υπολογισμού συνδυασμών δράσεων στην Ο.Κ.Α.

Οι συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1990:2002 και είναι οι εξής[1]:

1. Καταστάσεις αστοχίας ή παροδικές  
$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_P * P_k + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$
2. Τυχηματικές καταστάσεις  
$$\sum_{j>1} \gamma_{G,A,j} * G_{k,j} + \gamma_{P,A} * P_k + A_d + \psi_{11} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$
3. Καταστάσεις σεισμού  
$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + P_k + \gamma_I * A_{Ed} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

όπου:

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

$P_k$  χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{k,i}$  χαρακτηριστική τιμή μεταβλητής δράσης  $i$

$A_d$  τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης  
 $A_{Ed}$  τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης  
 $\gamma_{G,j}, \gamma_{GA,j}$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j  
 $\gamma_p, \gamma_{pA}$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση  
 $\gamma_{Q,i}$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i  
 $\gamma_I$  συντελεστής σπουδαιότητας  
 $\psi_{0,i}, \psi_{1i}, \psi_{2,i}$  συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων που ορίζει το Εθνικό Προσάρτημα και δίνονται στον Πίνακα 4.1

Πίνακας 4.1 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_i$  κατά EN1990[1]

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία A: κατοικίες	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία B: γραφεία	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία C: επιφάνειες συναθροίσης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: καταστήματα	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	1.0	0.9	0.8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχήματος $\leq 30$ kN	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία G: $30$ kN < βάρος οχήματος $\leq 160$ kN	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία H: οροφές	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια			
Για υψόμετρο $1000\text{m} < H < 1500\text{m}$	0.7	0.5	0.2
Για υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς)	0.6	0.5	0

#### 4.2.2 Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι περιπτώσεις φόρτισης που έχουμε ορίσει στο πρόγραμμα είναι οι εξής:

DEAD	ίδιο βάρος φορέα
PROSTHETA MONIMA	φορτίο επικάλυψης μεταλλικής κατασκευής
SNOW_WITHOUT_WIND	φορτίο χιονιού χωρίς άνεμο
SNOW_WITH_WIND	φορτίο χιονιού με ταυτόχρονη δράση ανέμου
WIND	φορτίο ανέμου
DT_hot	θερμοκρασιακή άυξηση
DT_cold	θερμοκρασιακή μείωση
Qx	φασματικός σεισμός κατά x
Qy	φασματικός σεισμός κατά y
Qz	φασματικός σεισμός κατά z



Επομένως οι συνδυασμοί φόρτισης που θεωρήσαμε στο μοντέλο μας είναι:

Βασικό κινητό φορτίο: Χιόνι

COMB1	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{SNOW\_WITHOUT\_WIND}$
COMB2	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{SNOW\_WITHOUT\_WIND}+0.90\text{WIND}$
COMB3	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{SNOW\_WITHOUT\_WIND}+0.90\text{DT\_cold}$
COMB4	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{SNOW\_WITHOUT\_WIND}+0.90\text{WIND}+0.90\text{DT\_cold}$
COMB5	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{SNOW\_WITH\_WIND}$
COMB6	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{SNOW\_WITH\_WIND}+0.90\text{WIND}$
COMB7	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{SNOW\_WITH\_WIND}+0.90\text{DT\_cold}$
COMB8	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{SNOW\_WITH\_WIND}+0.90\text{WIND}+0.90\text{DT\_cold}$

Βασικό κινητό φορτίο: Άνεμος

COMB9	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{ WIND}$
COMB10	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{WIND}+0.90\text{SNOW\_WITHOUT\_WIND}$
COMB11	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{WIND}+0.90\text{SNOW\_WITH\_WIND}$
COMB12	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{WIND}+0.90\text{DT\_hot}$
COMB13	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{WIND}+0.90\text{DT\_cold}$
COMB14	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{WIND}+0.90\text{SNOW\_WITHOUT\_WIND}+0.90\text{DT\_cold}$
COMB15	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{WIND}+0.90\text{SNOW\_WITH\_WIND}+0.90\text{DT\_cold}$

Βασικό κινητό φορτίο: Θερμοκρασιακή μεταβολή

COMB16	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{DT\_hot}$
COMB17	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{DT\_hot}+0.90\text{WIND}$
COMB18	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{DT\_cold}$
COMB19	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{DT\_cold}+0.90\text{SNOW\_WITHOUT\_WIND}$
COMB20	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{DT\_cold}+0.90\text{SNOW\_WITH\_WIND}$
COMB21	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{DT\_cold}+0.90\text{WIND}$
COMB22	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{DT\_cold}+0.90\text{WIND}+0.90\text{SNOW\_WITHOUT\_WIND}$
COMB23	$1.35(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50\text{DT\_cold}+0.90\text{WIND}+0.90\text{SNOW\_WITH\_WIND}$

Βασικό κινητό φορτίο: Άνεμος (ευμενής δράση μόνιμων φορτίων)

COMB24	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50 \text{ WIND}$
COMB25	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50 \text{ WIND}+0.90 \text{ SNOW\_WITHOUT\_WIND}$
COMB26	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50 \text{ WIND}+0.90 \text{ SNOW\_WITH\_WIND}$
COMB27	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50 \text{ WIND}+0.90 \text{ DT\_hot}$
COMB28	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50 \text{ WIND}+0.90 \text{ DT\_cold}$
COMB29	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50 \text{ WIND}+0.90 \text{ SNOW\_WITHOUT\_WIND}+0.90 \text{ DT\_cold}$
COMB30	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50 \text{ WIND}+0.90 \text{ SNOW\_WITH\_WIND}+0.90 \text{ DT\_cold}$

Βασικό κινητό φορτίο: Θερμοκρασιακή αύξηση (ευμενής δράση μόνιμων φορτίων)

COMB31	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50 \text{ DT\_hot}$
COMB32	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+1.50 \text{ DT\_hot}+0.90 \text{ WIND}$

Συνδυασμοί φορτίσεων με τη δυναμική φασματική μέθοδο

F1	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+0.30 \text{ SNOW\_WITHOUT\_WIND}+Q_x+0.30Q_y+0.30Q_z$
F2	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+0.30 \text{ SNOW\_WITHOUT\_WIND}+0.30Q_x+Q_y+0.30Q_z$
F3	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+0.30 \text{ SNOW\_WITHOUT\_WIND}+0.30Q_x+0.30Q_y+Q_z$
F4	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+0.30 \text{ SNOW\_WITH\_WIND}+Q_x+0.30Q_y+0.30Q_z$
F5	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+0.30 \text{ SNOW\_WITH\_WIND}+0.30Q_x+Q_y+0.30Q_z$
F6	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+0.30 \text{ SNOW\_WITH\_WIND}+0.30Q_x+0.30Q_y+Q_z$

### 4.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας σχετίζονται με τη λειτουργία και χρήση της κατασκευής και αφορούν σε οριακές καταστάσεις παραμορφώσεων ή και ταλαντώσεων του φορέα. Οι επιτρεπόμενες παραμορφώσεις του φορέα στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας σχετίζονται με την άνεση των χρηστών της κατασκευής καθώς και τις βλάβες του φέροντος οργανισμού.

#### 4.3.1 Κανονιστικό πλαίσιο υπολογισμού συνδυασμών δράσεων στην Ο.Κ.Λ.

Οι συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1990:2002 και είναι οι εξής[1]:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

2. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P_k + \psi_{11} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

Όπου οι μεταβλητές και οι συντελεστές όπως ορίστηκαν στην παράγραφο 4.2.1.

#### 4.3.2 Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Βασικό κινητό φορτίο: Χιόνι

L1	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+SNOW_WITHOUT_WIND
L2	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+SNOW_WITHOUT_WIND+0.60WIND
L3	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+SNOW_WITHOUT_WIND+0.60DT_cold
L4	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+SNOW_WITHOUT_WIND+0.60WIND+0.60DT_cold
L5	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+SNOW_WITH_WIND
L6	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+SNOW_WITH_WIND+0.60WIND
L7	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+SNOW_WITH_WIND+0.60DT_cold
L8	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+SNOW_WITH_WIND+0.60WIND+0.60DT_cold

Βασικό κινητό φορτίο: Άνεμος

L9	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+ WIND
L10	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+WIND+0.60SNOW_WITHOUT_WIND
L11	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+WIND+0.60SNOW_WITH_WIND
L12	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+WIND+0.60DT_hot
L13	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+WIND+0.60DT_cold
L14	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+WIND+0.60SNOW_WITHOUT_WIND+0.60DT_cold
L15	1.00(DEAD+PROSTHETA MONIMA)+WIND+0.60SNOW_WITH_WIND+0.60DT_cold

Βασικό κινητό φορτίο: Θερμοκρασιακή μεταβολή

L16	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+\text{DT\_hot}$
L17	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+\text{DT\_hot}+0.60\text{WIND}$
L18	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+\text{DT\_cold}$
L19	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+\text{DT\_cold}+0.60\text{SNOW\_WITHOUT\_WIND}$
L20	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+\text{DT\_cold}+0.60\text{SNOW\_WITH\_WIND}$
L21	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+\text{DT\_cold}+0.60\text{WIND}$
L22	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+\text{DT\_cold}+0.60\text{WIND}+0.60\text{SNOW\_WITHOUT\_WIND}$
L23	$1.00(\text{DEAD}+\text{PROSTHETA MONIMA})+\text{DT\_cold}+0.60\text{WIND}+0.60\text{SNOW\_WITH\_WIND}$

## 5 Προσομοίωση Κατασκευής

### 5.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι παράμετροι του προσομοιώματος όπως αυτές ορίστηκαν στο πρόγραμμα SAP2000 v15.

Το μοντέλο της προσομοίωσης είναι ένα χωροδικτύωμα το οποίο θεωρείται πλήρως αρθρωτό στη θεμελίωση του. Έχουν προσομοιωθεί όλα τα στοιχεία του φορέα εκτός των τεγίδων στις θέσεις όπου υπάρχει και μέλος δικτύωματος. Στις θέσεις αυτές θεωρούμε ότι η τεγίδα εδράζεται πλήρως επί του μέλους του δικτύωματος και επομένως τα φορτία που ασκούνται στη τεγίδα μπορούμε να τα μεταφέρουμε αυτούσια στο μέλος του δικτύωματος. Άρα, στις θέσεις αυτές έχει προστεθεί, εκτός των υπολοίπων φορτίων, και ως εξωτερικό φορτίο το ίδιο βάρος της τεγίδας.

### 5.2 Γεωμετρία φορέα

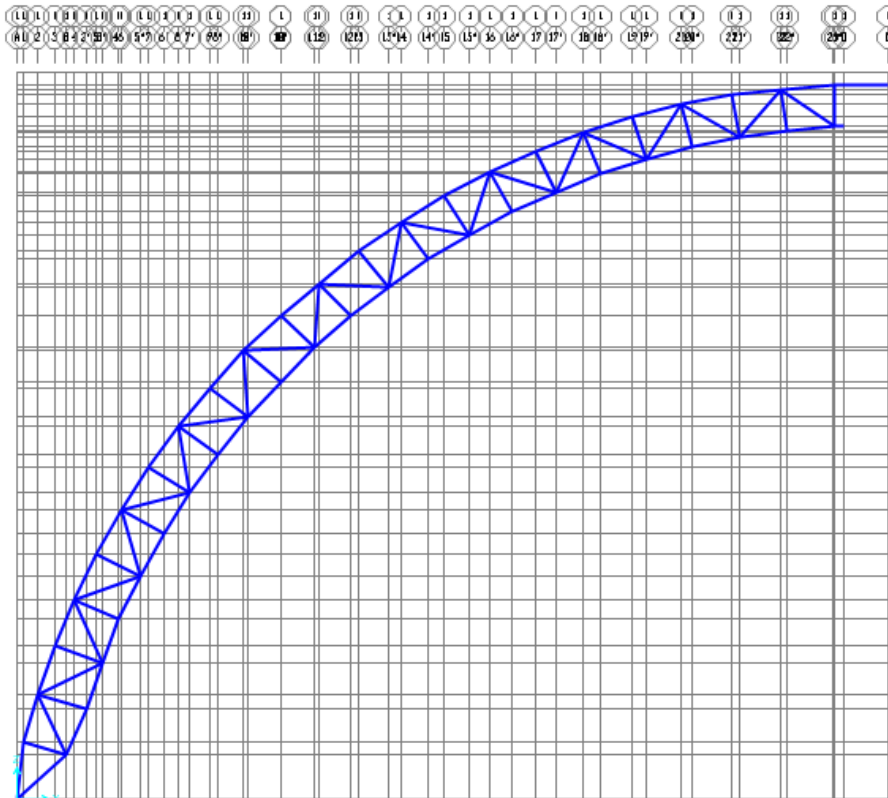
Η θολωτή κατασκευή αποτελείται από 32 επαναλαμβανόμενους κύριους δικτυωτούς φορείς παραβολοειδούς μορφής. Κατασκευάζουμε αρχικά με κάρναβο τον έναν από τους 32 κύριους φορείς και ύστερα κατασκευάζουμε και τους υπόλοιπους κύριους φορείς.

Προκειμένου να κάνουμε τη διαστασιολόγηση του φορέα με το πρόγραμμα θα πρέπει να ορίσουμε ομάδες διατομών από τις οποίες το πρόγραμμα με επαναληπτική διαδικασία ανάλυσης-διαστασιολόγησης θα καταλήξει στις τελικές διατομές τις οποίες θα χρησιμοποιήσουμε. Ορίζουμε λοιπόν δέκα ομάδες κοίλων διατομών οι οποίες είναι οι εξής:

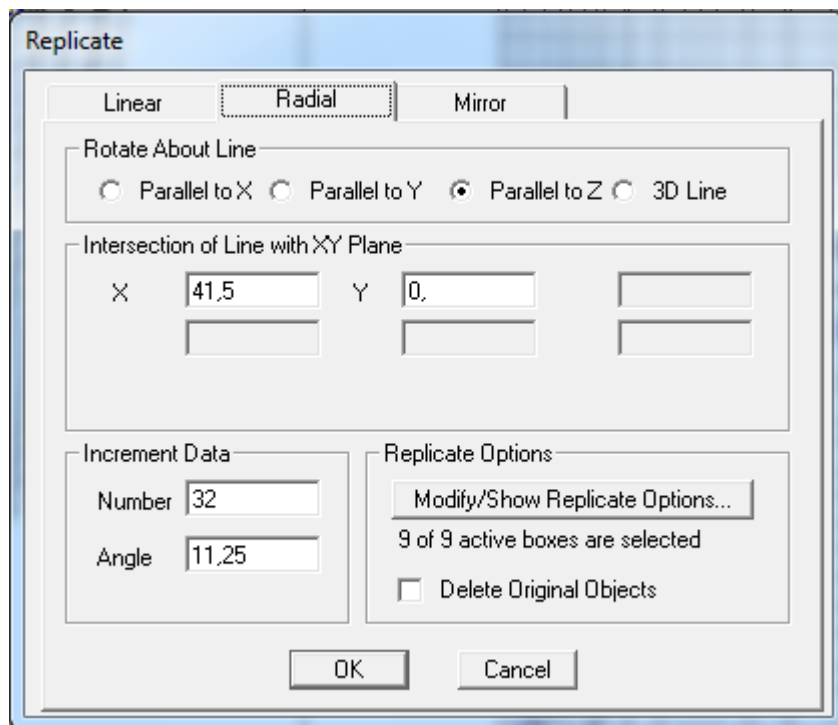
1. Κοίλη τετραγωνική διατομή για το έξω πέλμα του κύριου φορέα
2. Κοίλη κυκλική διατομή για το μέσα πέλμα του κύριου φορέα
3. Κοίλη κυκλική διατομή για τη δικτύωση του κύριου φορέα
4. Κοίλη κυκλική διατομή για τον πρώτο δακτύλιο
5. Κοίλη κυκλική διατομή για τον δεύτερο δακτύλιο
6. Κοίλη κυκλική διατομή για τον τρίτο δακτύλιο
7. Κοίλη κυκλική διατομή για τη δικτύωση του δακτυλίου στην κορυφή του θόλου
8. Κοίλη κυκλική διατομή για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας
9. Κοίλη κυκλική διατομή για τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας
10. Κοίλη τετραγωνική διατομή για τη σύνδεση του δακτυλίου στην κορυφή του θόλου με τους κύριους φορείς.

Οι διαφορετικές ομάδες διατομών φαίνονται στα επόμενα Σχήματα με διαφορετικά χρώματα.

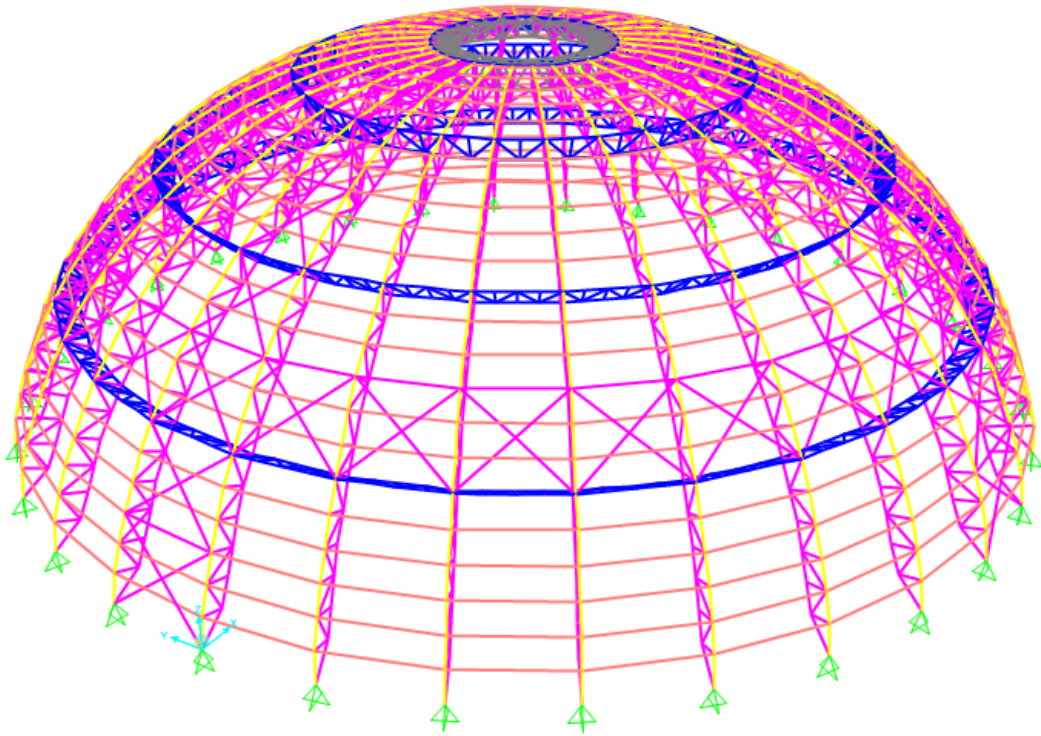
Ο ορισμός του φορέα παρουσιάζεται σχηματικά παρακάτω.



Σχήμα 5.1 Σχεδίαση κύριου φορέα με τη βοήθεια καννάβου

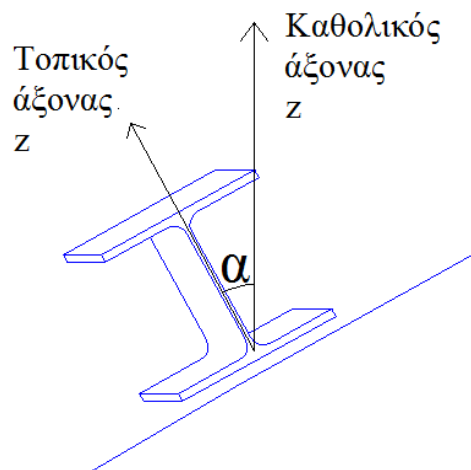


Σχήμα 5.2 Αναπαραγωγή κύριου φορέα για τη σχεδίαση της θολωτής κατασκευής



Σχήμα 5.3 Τελικό μοντέλο προσομοίωσης της θολωτής κατασκευής

Οι τεγίδες είναι διατομής διπλού ταυ, HEA220, και θεωρούνται αμφιέριστα εδραζόμενες πάνω στους κύριους φορείς. Λόγω της γεωμετρίας του φορέα ο κορμός των τεγίδων δεν είναι παράλληλος στον άξονα  $z$  όπως ορίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα. Επομένως ορίζουμε για κάθε σειρά τεγίδων τη γωνία εκτροπής από την κατακόρυφο του άξονα του κορμού των τεγίδων. Η διάταξη αυτή των τεγίδων φαίνεται στο Σχήμα 5.4.



Σχήμα 5.4 Τοπικός άξονας τεγίδας

Στις θέσεις όπου έχουμε τεγίδα και μέλος δικτυώματος μαζί, ορίζουμε στο μέλος του δικτυώματος αυτή τη γωνία εκτροπής, εφόσον έχουμε θεωρήσει ότι στις θέσεις αυτές η τεγίδα εδράζεται πλήρως επί του δικτυώματος. Οι γωνίες αυτές φαίνονται στον Πίνακα 5.1.

Πίνακας 5.1 Γωνία εκτροπής τεγίδων από την κατακόρυφο

<b>α/α τεγίδας</b>	<b>γωνία εκτροπής α</b>
1	-75.03
2	-72.47
3	-69.17
4	-65.88
5	-62.62
6	-59.29
7	-56.00
8	-52.70
9	-49.44
10	-46.12
11	-42.82
12	-39.53
13	-36.23
14	-32.94
15	-29.65
16	-26.35
17	-23.06
18	-19.76
19	-16.47
20	-13.18
21	-9.88
22	-6.59
23	-3.29

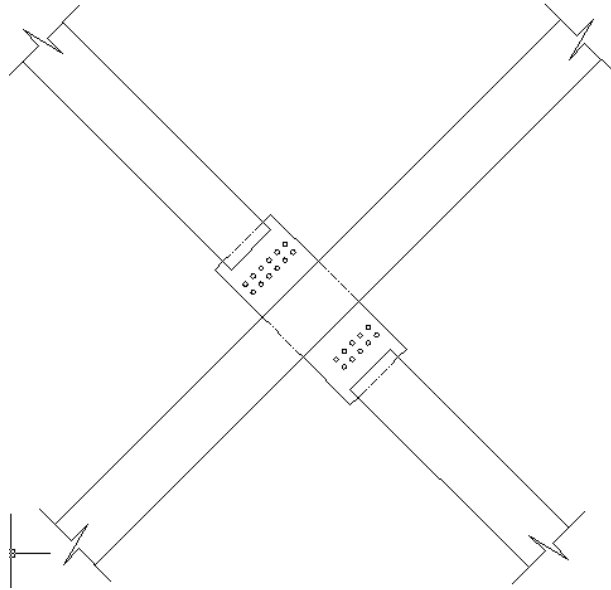
### 5.3 Συνδέσεις

Τα μέλη του δικτύωματος συνδέονται μεταξύ τους με συγκολλήσεις. Οι συνδέσεις με συγκόλληση πλεονεκτούν έναντι των κοχλιωτών συνδέσεων καθώς δεν υπάρχει εξασθένιση των ράβδων και των κομβοελασμάτων με οπές. Οι συγκολλητές συνδέσεις δεν προσομοιώνονται στο πρόγραμμα καθώς για την ανάλυση της κατασκευής επιλέγω να κάνει το πρόγραμμα την ανάλυση του μοντέλου ως «space truss» και άρα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι μετακινησιακοί βαθμοί ελευθερίας στους κόμβους της κατασκευής.

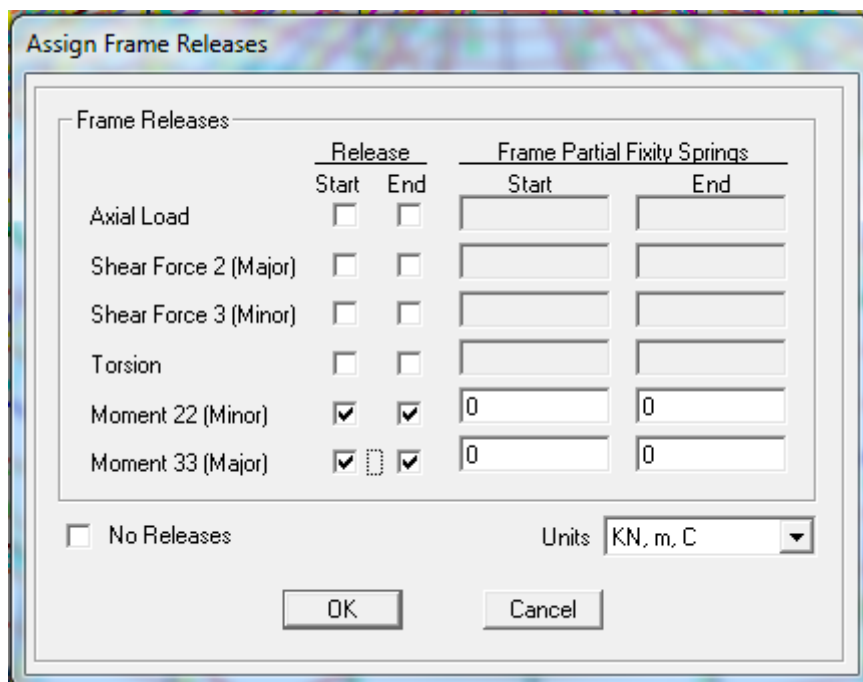
Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνδέονται αμφιαρθρωτά με τον κύριο φορέα μέσω κοχλιωτών συνδέσεων. Επίσης, λόγω της μορφολογίας της σύνδεσής των χιαστί μεταξύ τους, το ένα μέλος του χιαστί είναι συνεχές και το άλλο διακόπτεται στο σημείο όπου ενώνονται. Προκειμένου να προσομοιωθεί καλύτερα η σύνδεση αυτή εισάγονται στα άκρα των συνδέσμων δυσκαμψίας ελευθερώσεις (Releases) και επομένως οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δεν μεταφέρουν ροπές στον κύριο φορέα.

Οι τεγίδες εδράζονται αμφιαρθρωτά επί των κύριων φορέων μέσω κοχλιωτών συνδέσεων και επομένως εισάγουμε και στα άκρα των τεγίδων ελευθερώσεις όπως και στους χιαστί συνδέσμους.





Σχήμα 5.5 Σκαρίφημα σύνδεσης συνδέσμων δυσκαμψίας στο σημείο όπου διασταυρώνονται



Σχήμα 5.6 Εισαγωγή αρθρώσεων στα άκρα των μελών των συνδέσμων δυσκαμψίας και των τεγίδων

## 5.4 Φορτίσεις κατασκευής

Όπως έχει ήδη αναφερθεί τα φορτία που δέχεται ο φορέας είναι τα μόνιμα φορτία (ίδιο βάρος και φορτίο επικάλυψης), τα φορτία χιονιού και ανέμου, η θερμοκρασιακή μεταβολή και τα σεισμικά φορτία.

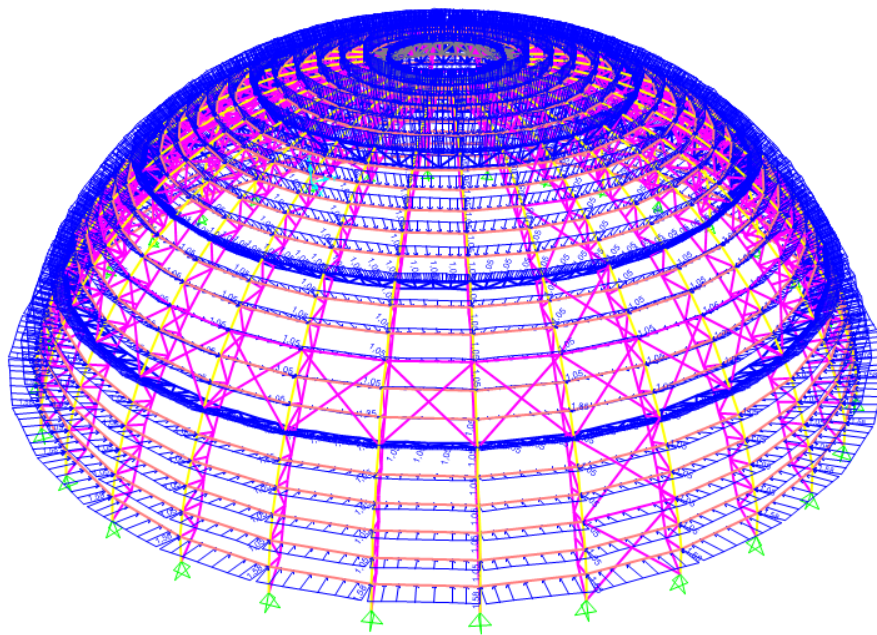
### 5.4.1 Μόνιμα φορτία

#### Ίδια βάρη

Το ίδιο βάρος της κατασκευής υπολογίζεται και εφαρμόζεται αυτόματα από το πρόγραμμα, με βάση το ειδικό βάρος των υλικών. Στα σημεία όπου έχουμε τεγίδα και μέλος δικτυώματος μαζί ορίζουμε εμείς, ως εξωτερικά κατανεμημένο φορτίο παράλληλο στον καθολικό άξονα z, το ίδιο βάρος της τεγίδας. Το ίδιο βάρος της τεγίδας ως κατανεμημένο φορτίο είναι:  $g_{0,HEA220} = A_{HEA220} \cdot \gamma_s = 64.34 \cdot 78.5 = 0.505069 \text{ kN/m}$ .

#### Πρόσθετα μόνιμα φορτία

Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, όπως αναφέρεται και στην παράγραφο 3.1.2, συνίστανται στα φορτία επικάλυψης της μεταλλικής κατασκευής και θεωρούνται ίσα με  $0.50 \text{ kN/m}^2$ . Επίσης, για το πρόσθετο μόνιμο φορτίο θεωρούμε κεκλιμένες επιφάνειες επιρροής τεγίδων, επομένως το φορτίο επικάλυψης της μεταλλικής κατασκευής εισάγεται ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο παράλληλο προς τον τοπικό άξονα των τεγίδων.



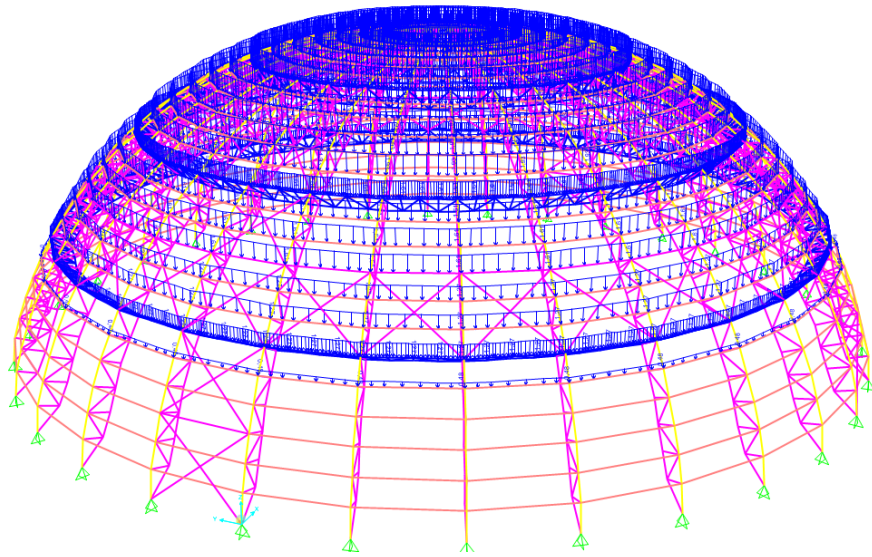
Σχήμα 5.7 Πρόσθετα μόνιμα φορτία

## 5.4.2 Μεταβλητά φορτία

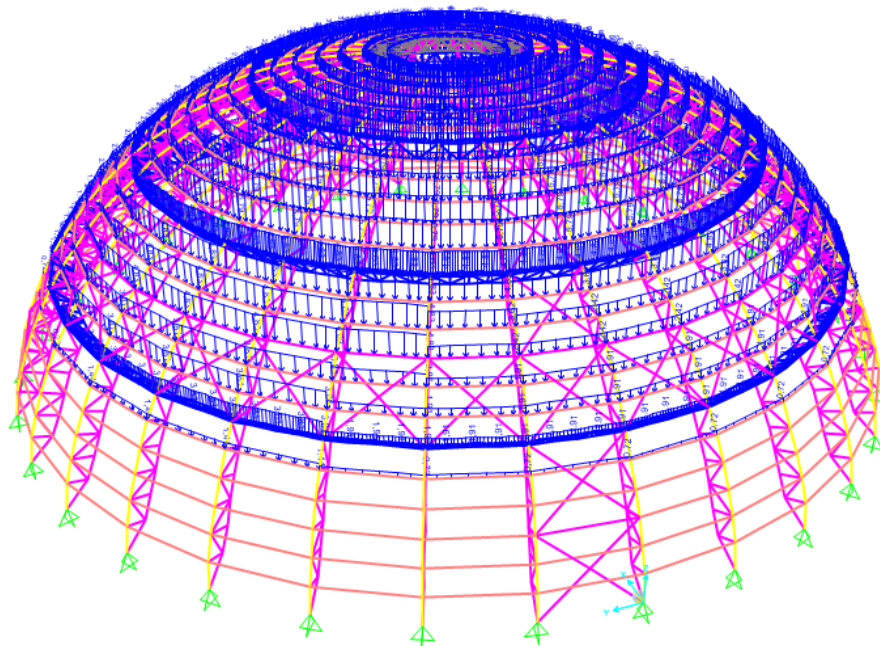
Τα μεταβλητά φορτία συνίστανται στα φορτία χιονιού, ανέμου και θερμοκρασιακής μεταβολής.

### 5.4.2.1 Φορτία χιονιού

Το φορτίο χιονιού υπολογίσθηκε για χιονόπτωση χωρίς άνεμο  $s_1 = 1.00 \text{ kN/m}^2$  και για χιονόπτωση με άνεμο κατά  $+x$   $s_3 = 3.00 \text{ kN/m}^2$ . Το φορτίο χιονιού θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της θολωτής κατασκευής[3]. Επομένως, το φορτίο χιονιού εισάγεται ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο παράλληλα στον καθολικό άξονα  $z$  της κατασκευής.



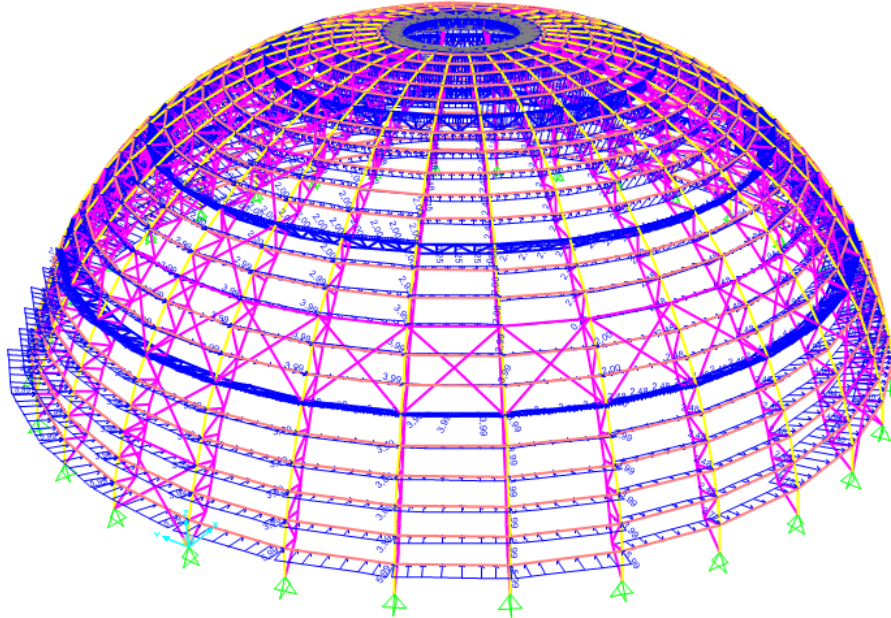
Σχήμα 5.8 Φορτίο χιονιού χωρίς άνεμο



Σχήμα 5.9 Φορτίο χιονιού με ταυτόχρονη δράση ανέμου κατά  $+x$

#### 5.4.2.2 Φορτία ανέμου

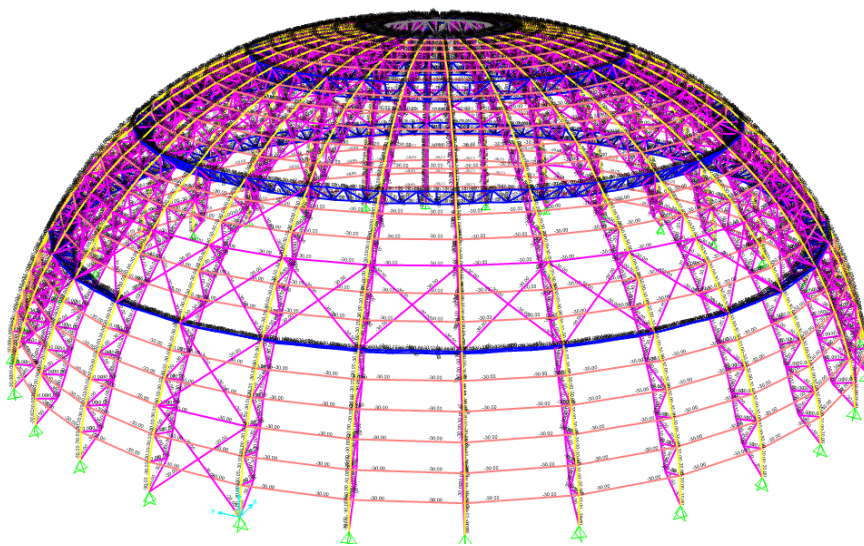
Τα φορτία ανέμου, όπως υπολογίσθηκε και στην παράγραφο 3.2.2.2, έχει τριγωνική κατανομή. Για τις ανεμοπιέσεις θεωρούμε κεκλιμένη επιφάνεια επιρροής τεγίδων και επομένως το φορτίο ανέμου εισάγεται στο πρόγραμμα ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο παράλληλο στον τοπικό άξονα της τεγίδας.



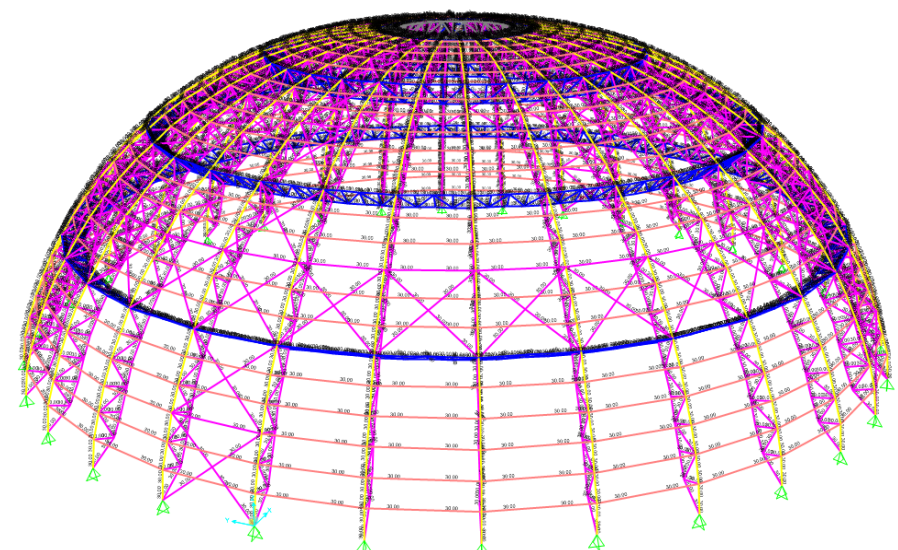
Σχήμα 5.10 Φορτία ανέμου

#### 5.4.2.3 Θερμοκρασιακή μεταβολή

Εξετάζουμε δύο περιπτώσεις φόρτισης θερμοκρασιακής μεταβολής, θερμοκρασιακή αύξηση  $\Delta T = +30^{\circ}\text{C}$  και θερμοκρασιακή μείωση  $\Delta T = -30^{\circ}\text{C}$ . Θεωρούμε ότι η θερμοκρασιακή μεταβολή ασκείται σε όλα τα μέλη του δικτύωματος.



Σχήμα 5.11 Θερμοκρασιακή μείωση



Σχήμα 5.12 Θερμοκρασιακή αύξηση

### 5.4.3 Σεισμικά φορτία

Για την ανάλυση της κατασκευής επιλέγουμε τη δυναμική φασματική μέθοδο.

#### 5.4.3.1 Μάζα κατασκευής

Για τον υπολογισμό των σεισμικών δράσεων με τη δυναμική φασματική μέθοδο θα πρέπει να ορίσουμε και τη μάζα της κατασκευής. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 λαμβάνονται υπόψη οι μάζες που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον παρακάτω συνδυασμό:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + \sum_{i>1} \psi_{E,i} * Q_{k,i}$$

όπου:

$\psi_{E,i} = \psi_{2,i} * \phi$  ο συντελεστής συνδυασμού για τη μεταβλητή δράση  $i$

$\psi_{2,i}$  ο συντελεστής συνδυασμού σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1

$\phi$  συντελεστής σύμφωνα με τον Πίνακα 5.2

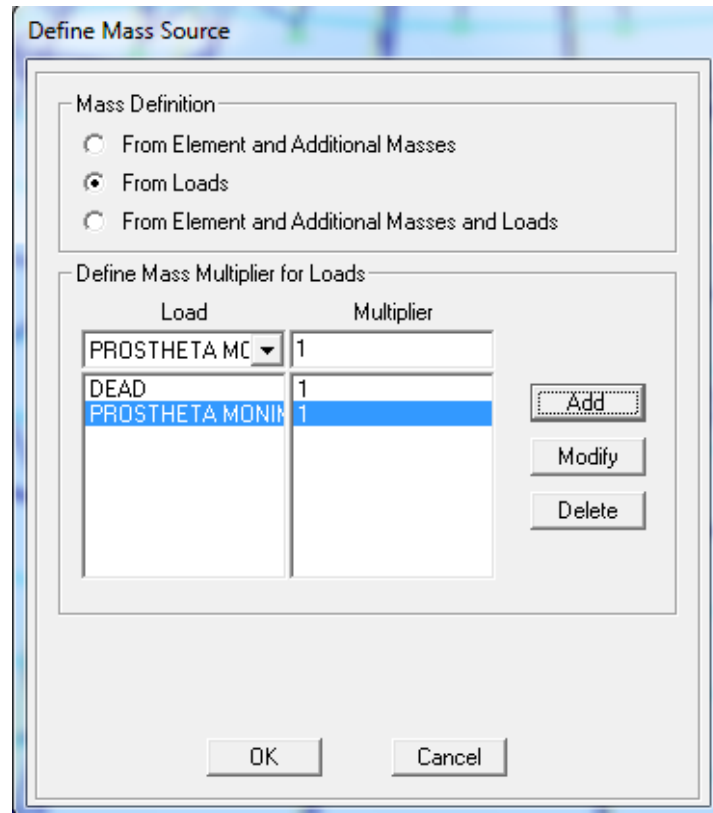
Πίνακας 5.2 Τιμές του συντελεστή  $\phi$  για τον υπολογισμό του  $\psi_{E,i}$

Κατηγορία κτιρίου	Όροφος	$\phi$
A-C	Δώμα	1.0
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0.8
	Όροφοι με μη-συσχετισμένες χρήσεις	0.5
D-F		1.0

Σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1 για φορτία χιονιού σε υψόμετρο μικρότερο των 1000m ο συντελεστής  $\psi_{2,i}$  είναι ίσος με το μηδέν.

Επομένως η μάζα που εισάγεται στο πρόγραμμα για τον υπολογισμό των αδρανειακών δυνάμεων της σεισμική δράσης σχεδιασμού, προκύπτει από τον συνδυασμό του ίδιου βάρους της κατασκευής και των πρόσθετων μονίμων δράσεων.

Η εισαγωγή της μάζας στο πρόγραμμα γίνεται μέσω της επιλογής Mass source και φαίνεται στο Σχήμα 5.13.



Σχήμα 5.13 Ορισμός μάζας κατασκευής για τον υπολογισμό των αδρανειακών δυνάμεων

#### 5.4.3.2 Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

Η δυναμική φασματική μέθοδος συνίσταται στην επαλληλία των μέγιστων τιμών των ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Η επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού πραγματοποιείται με τη μέθοδο CQC (Complete Quadratic Combination).

Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα ορίστηκαν 130 ιδιομορφές προκειμένου το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών να φθάσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας, ενώ χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των υποθετικών καθολικών ιδιομορφών Rayleigh-Ritz (Ritz Vectors) ώστε να μειωθεί ο αριθμός των ιδιομορφών.

Η εισαγωγή των παραπάνω παραμέτρων φαίνεται στο Σχήμα 5.14

Load Case Data - Modal

Load Case Name: MODAL  Notes:

Load Case Type: Modal

Stiffness to Use

Zero Initial Conditions - Unstressed State

Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes

Eigen Vectors

Ritz Vectors

Number of Modes

Maximum Number of Modes: 130

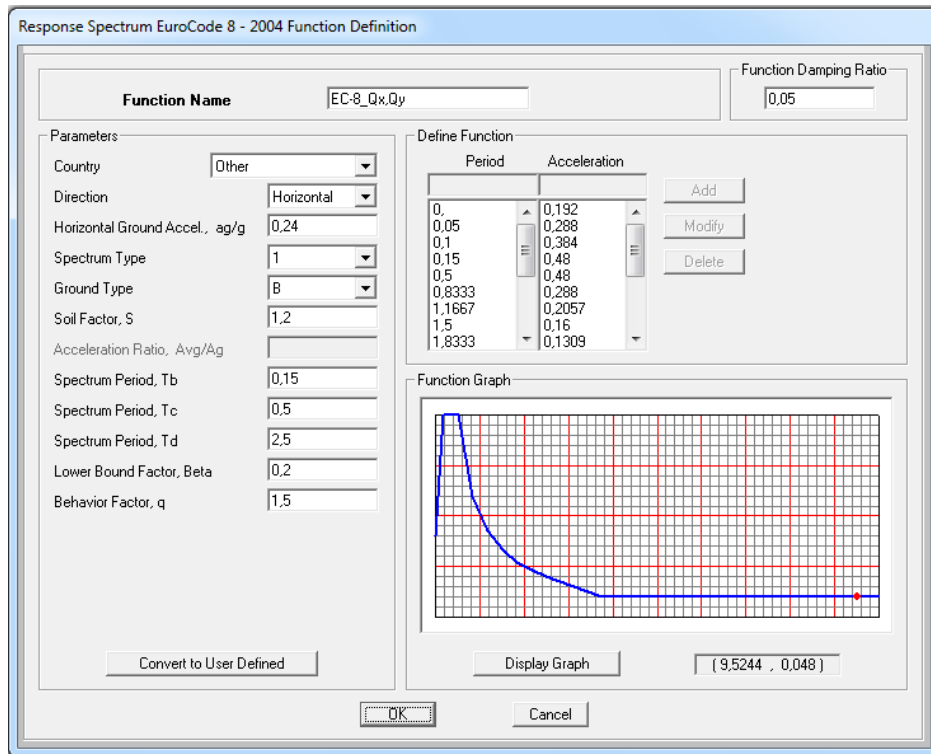
Minimum Number of Modes: 1

Loads Applied

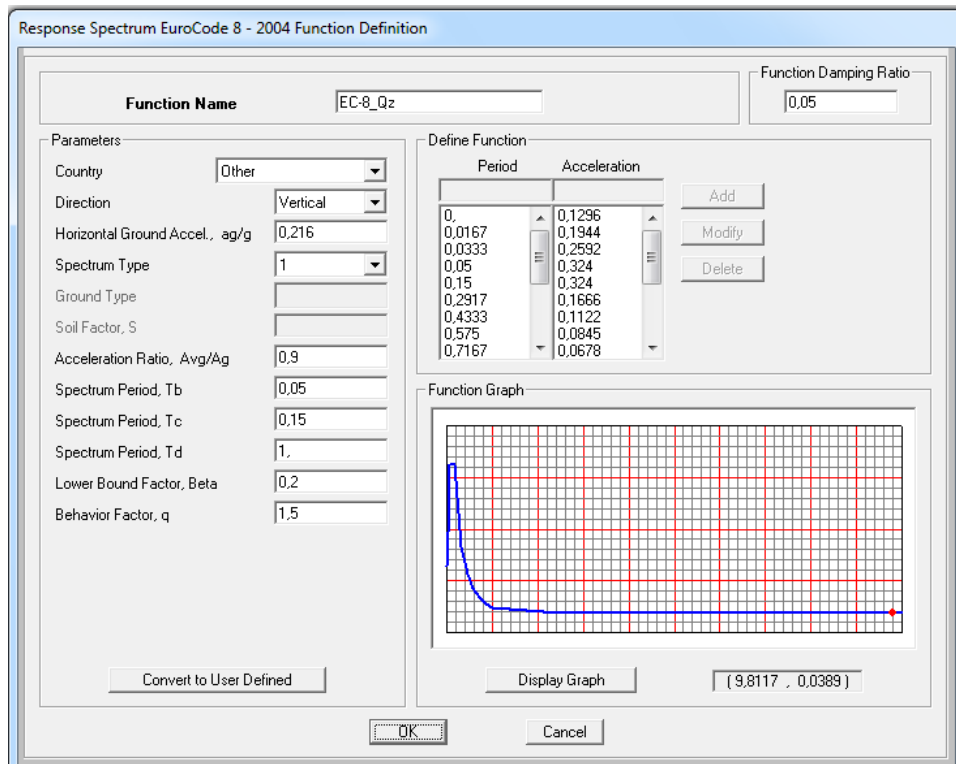
Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dynamic Participation Ratios (%)
Accel	UX	1000	99,
Accel	UX	1000	99,
Accel	UY	1000	99,
Accel	UZ	1000	99,

Σχήμα 5.14 Εισαγωγή παραμέτρων επαλληλίας ιδιομορφικών αποκρίσεων

Η εισαγωγή των φασμάτων επιτάχυνσης για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού καθώς και για την κατακόρυφη συνιστώσα, πραγματοποιείται μέσω της επιλογής Response Spectrum. Τα φάσματα σχεδιασμού είναι αυτά που ορίζει ο κανονισμός EN1998-1:2004 και έχουν αναλυθεί διεξοδικά στην παράγραφο 3.3. Στα Σχήματα 5.15 και 5.16 φαίνονται τα φάσματα σχεδιασμού όπως αυτά εισήχθησαν στο πρόγραμμα.



Σχήμα 5.15 Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού



Σχήμα 5.16 Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού



Για τον υπολογισμό της σεισμικής έντασης και των αντίστοιχων εντατικών μεγεθών με τα οποία θα γίνει ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση της κατασκευής εισάγονται στο πρόγραμμα οι παρακάτω περιπτώσεις δυναμικής φόρτισης:

1. Σεισμός κατά τη διεύθυνση x (Qx)
2. Σεισμός κατά τη διεύθυνση y (Qy)
3. Σεισμός κατά τη διεύθυνση z (Qz)

Ο τρόπος ορισμού των σεισμικών δράσεων κατά τις διευθύνσεις x, y και z φαίνεται στα Σχήματα 5.17, 5.18, 5.19

The screenshot shows the 'Load Case Data - Response Spectrum' dialog box. The 'Load Case Name' is 'Qx'. The 'Load Case Type' is 'Response Spectrum'. The 'Modal Combination' is 'CQC' with 'GMC f1' set to 1.0 and 'GMC f2' set to 0.0. The 'Directional Combination' is 'SRSS'. The 'Modal Load Case' is 'MODAL'. The 'Loads Applied' table has two rows, both with 'Accel' load type, 'U1' load name, 'EC-8\_Qx,Qy' function, and a scale factor of 4.8. The 'Other Parameters' section shows 'Modal Damping' set to 'Constant at 0,05'.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	EC-8_Qx,Qy	4.8
Accel	U1	EC-8_Qx,Qy	4.8

Σχήμα 5.17 Εισαγωγή σεισμικής δράσης για σεισμό κατά τη διεύθυνση x

**Load Case Data - Response Spectrum**

Load Case Name:   Notes:

Load Case Type:

Modal Combination:

- CQC GMC f1
- SRSS GMC f2
- Absolute
- GMC Periodic + Rigid Type
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute
- Scale Factor:

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	<input type="text" value="U2"/>	<input type="text" value="EC-8_Qx,Qy"/>	<input type="text" value="4.8"/>
Accel	<input type="text" value="U2"/>	<input type="text" value="EC-8_Qx,Qy"/>	<input type="text" value="4.8"/>

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Modal Damping:

Σχήμα 5.18 Εισαγωγή σεισμικής δράσης κατά τη διεύθυνση y

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Qz    Set Def Name    Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum    Design...

Modal Combination:

- CQC    GMC f1: 1,    GMC f2: 0,    Periodic + Rigid Type: SRSS
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute
- Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U3	EC-8_Qz	3,6
Accel	U3	EC-8_Qz	3,6

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0,05    Modify/Show...

OK    Cancel

Σχήμα 5.19 Εισαγωγή σεισμικής δράσης κατά τη διεύθυνση z

Όπως έχει αναφερθεί και στα προηγούμενα κεφάλαια για τη διαστασιολόγηση του φορέα έχουμε ορίσει τρεις περιπτώσεις:

Περίπτωση 1: Λαμβάνουμε υπόψη και την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού και θεωρούμε συντελεστή συμπεριφοράς για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού  $q=1.50$ .

Περίπτωση 2: Δεν λαμβάνουμε υπόψη την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού και θεωρούμε συντελεστή συμπεριφοράς για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού  $q=1.50$ .

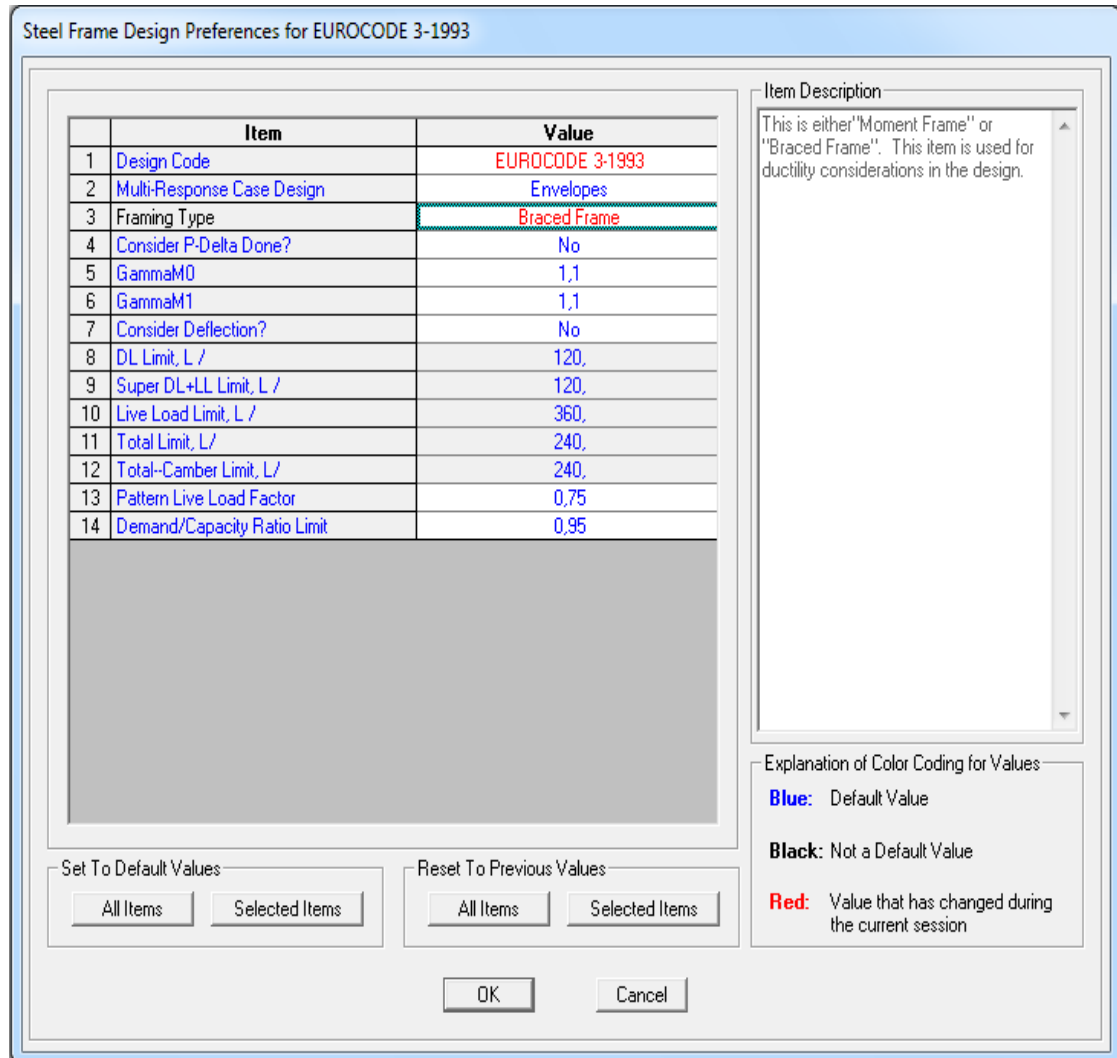
Περίπτωση 3: Λαμβάνουμε υπόψη και την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού και θεωρούμε συντελεστή συμπεριφοράς για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού  $q=3.00$ .

Παραπάνω έχει παρουσιαστεί ο ορισμός των παραμέτρων για την περίπτωση 1. Αντίστοιχα ορίζονται και οι παράμετροι των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού για τις περιπτώσεις 2 και 3.

## 5.5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση

Όπως αναφέρεται και στην παράγραφο 5.2 έχουμε ορίσει ομάδες διατομών για τα μέλη του φορέα έτσι ώστε να κάνουμε τον σχεδιασμό και τη βελτιστοποίηση του σχεδιασμού της θολωτής κατασκευής. Για να πραγματοποιηθεί η διαστασιολόγηση του φορέα πρέπει να ακολουθήσουμε μια επαναληπτική διαδικασία ανάλυσης και ύστερα διαστασιολόγησης μέχρις ότου οι διατομές που χρησιμοποιούνται από το πρόγραμμα για την ανάλυση του

φορέα να συμπέσουν με τις διατομές που προκύπτουν από τη διαστασιολόγηση. Για τη διαστασιολόγηση του φορέα θα πρέπει να ορίσουμε τον κανονισμό σύμφωνα με τον οποίο το πρόγραμμα θα κάνει τον σχεδιασμό και τον έλεγχο των μελών του φορέα. Στην επιλογή «Design» View Preferences» ορίζουμε τον Eurocode 3-1993 ως τον κανονισμό σύμφωνα με τον οποίο θα γίνει η διαστασιολόγηση.



Σχήμα 5.20 Ορισμός Ευρωκώδικα 3-1993 για τη διαστασιολόγηση της κατασκευής

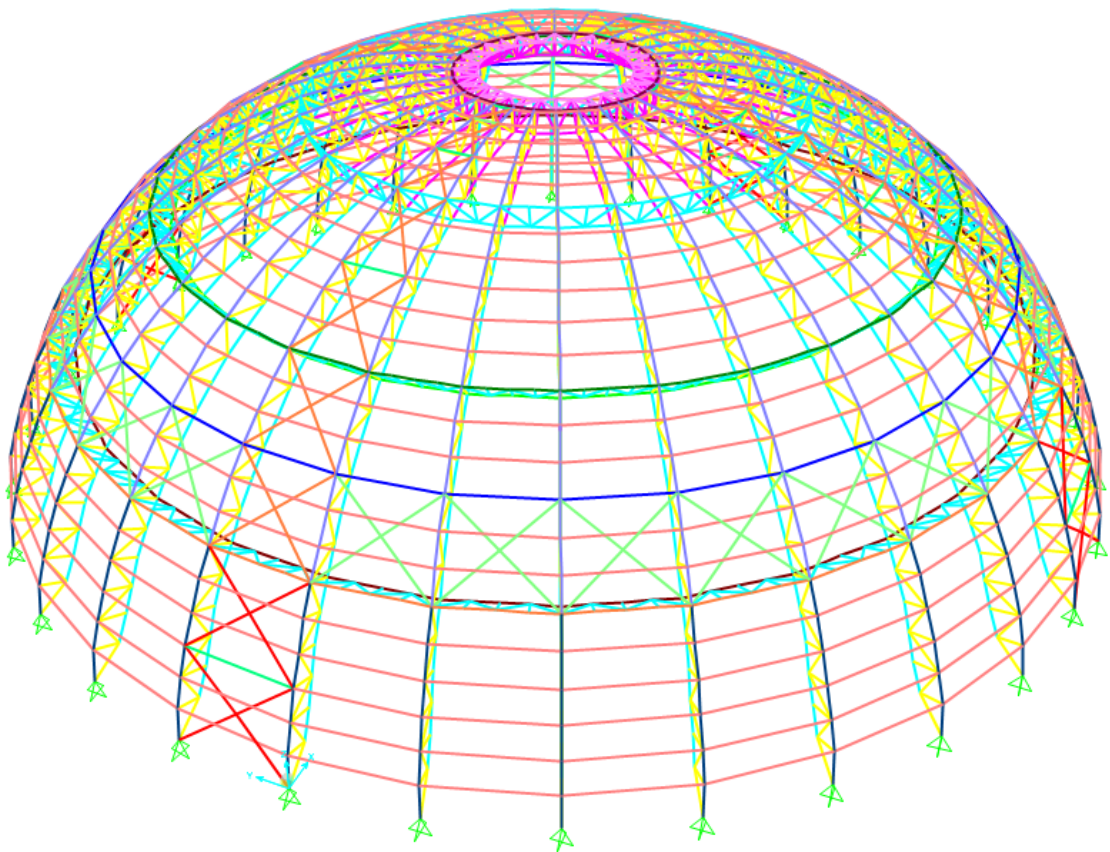
## 6 Αποτελέσματα Ανάλυσης

### 6.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης και διαστασιολόγησης του φορέα όπως αυτά προέκυψαν από το πρόγραμμα SAP2000 v15. Αρχικά παρουσιάζονται και αναλύονται οι διατομές του φορέα οι οποίες προέκυψαν από τη διαστασιολόγηση. Έπειτα, παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις και τα σεισμικά μεγέθη του φορέα. Στο κεφάλαιο αυτό αναλύονται τα αποτελέσματα για τις τρεις περιπτώσεις διαστασιολόγησης του φορέα.

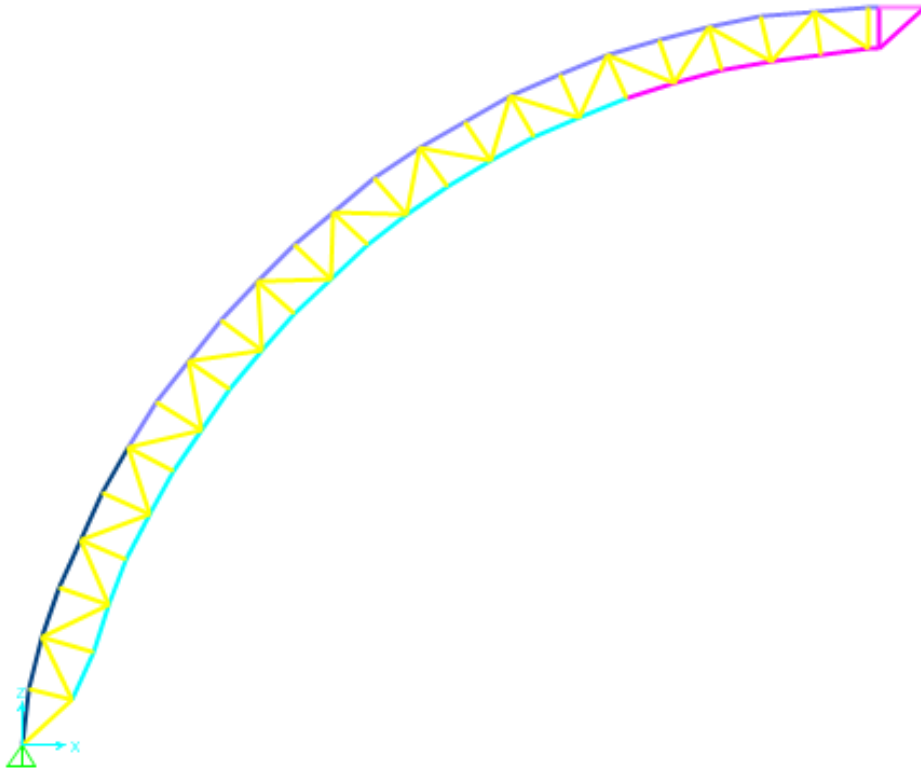
### 6.2 Διατομές φορέα

Οι διατομές των μελών της θολωτής μεταλλικής κατασκευής που προέκυψαν κατά τον σχεδιασμό και για τις τρεις περιπτώσεις διαστασιολόγησης αναλύονται παρακάτω.



Σχήμα 6.1 Θολωτή κατασκευή με τις τελικές διατομές

## Κύριος φορέας



Σχήμα 6.2 Κύριος φορέας με τις τελικές διατομές

Για το έξω πέλμα του κύριου φορέα χρησιμοποιήθηκε κοίλη τετραγωνική διατομή SHS320/16 από τη θεμελίωση μέχρι και τον πρώτο δακτύλιο (σκούρο μπλέ χρώμα στο Σχήμα 6.2) και SHS320/12.5 από τον πρώτο δακτύλιο μέχρι και την κορυφή της κατασκευής (ανοιχτό μπλε χρώμα στο Σχήμα 6.2). Για το μέσα πέλμα του κύριου φορέα χρησιμοποιήθηκε κοίλη κυκλική διατομή CHS244.5/16 από τη θεμελίωση μέχρι και τον τρίτο δακτύλιο (γαλάζιο χρώμα στο Σχήμα 6.2) και CHS244.5/10 από τον τρίτο δακτύλιο μέχρι τη κορυφή της κατασκευής (ρόζ χρώμα στο Σχήμα 6.2). Για τη δικτύωση του κύριου φορέα χρησιμοποιήθηκε κοίλη κυκλική διατομή CHS139.7/10 (κίτρινο χρώμα στο Σχήμα 6.2). Τα χαρακτηριστικά των διατομών του κύριου φορέα δίνονται παρακάτω.

Property Data

Section Name: SHS\_εξω πείλα κυριου φοραα\_1

Properties

Cross-section (axial) area	0,0195	Section modulus about 3 axis	1,878E-03
Torsional constant	4,495E-04	Section modulus about 2 axis	1,878E-03
Moment of Inertia about 3 axis	3,005E-04	Plastic modulus about 3 axis	2,220E-03
Moment of Inertia about 2 axis	3,005E-04	Plastic modulus about 2 axis	2,220E-03
Shear area in 2 direction	0,0102	Radius of Gyration about 3 axis	0,1243
Shear area in 3 direction	0,0102	Radius of Gyration about 2 axis	0,1243

OK

Σχήμα 6.3 Στοιχεία διατομής SHS320/16

Property Data

Section Name: SHS\_εξω πείλα κυριου φοραα\_2

Properties

Cross-section (axial) area	0,0154	Section modulus about 3 axis	1,517E-03
Torsional constant	3,635E-04	Section modulus about 2 axis	1,517E-03
Moment of Inertia about 3 axis	2,427E-04	Plastic modulus about 3 axis	1,774E-03
Moment of Inertia about 2 axis	2,427E-04	Plastic modulus about 2 axis	1,774E-03
Shear area in 2 direction	8,000E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,1256
Shear area in 3 direction	8,000E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,1256

OK

Σχήμα 6.4 Στοιχεία διατομής SHS320/12.5

Property Data

Section Name: CHS\_μεσα πελμα κυριου φοραα\_1

Properties

Cross-section (axial) area	0,0115	Section modulus about 3 axis	6,162E-04
Torsional constant	1,507E-04	Section modulus about 2 axis	6,162E-04
Moment of Inertia about 3 axis	7,533E-05	Plastic modulus about 3 axis	8,368E-04
Moment of Inertia about 2 axis	7,533E-05	Plastic modulus about 2 axis	8,368E-04
Shear area in 2 direction	5,762E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,081
Shear area in 3 direction	5,762E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,081

OK

Σχήμα 6.5 Στοιχεία διατομής CHS244.5/16

Property Data

Section Name: CHS\_μεσα πελμα κυριου φοραα\_2

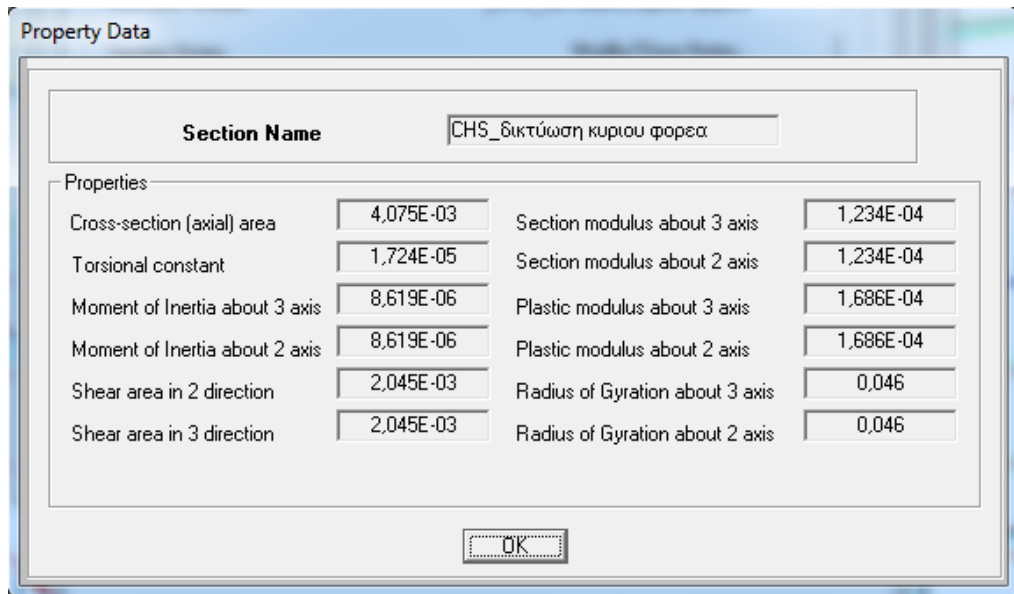
Properties

Cross-section (axial) area	7,367E-03	Section modulus about 3 axis	4,150E-04
Torsional constant	1,015E-04	Section modulus about 2 axis	4,150E-04
Moment of Inertia about 3 axis	5,073E-05	Plastic modulus about 3 axis	5,502E-04
Moment of Inertia about 2 axis	5,073E-05	Plastic modulus about 2 axis	5,502E-04
Shear area in 2 direction	3,688E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,083
Shear area in 3 direction	3,688E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,083

OK

Σχήμα 6.6 Στοιχεία διατομής CHS244.5/10

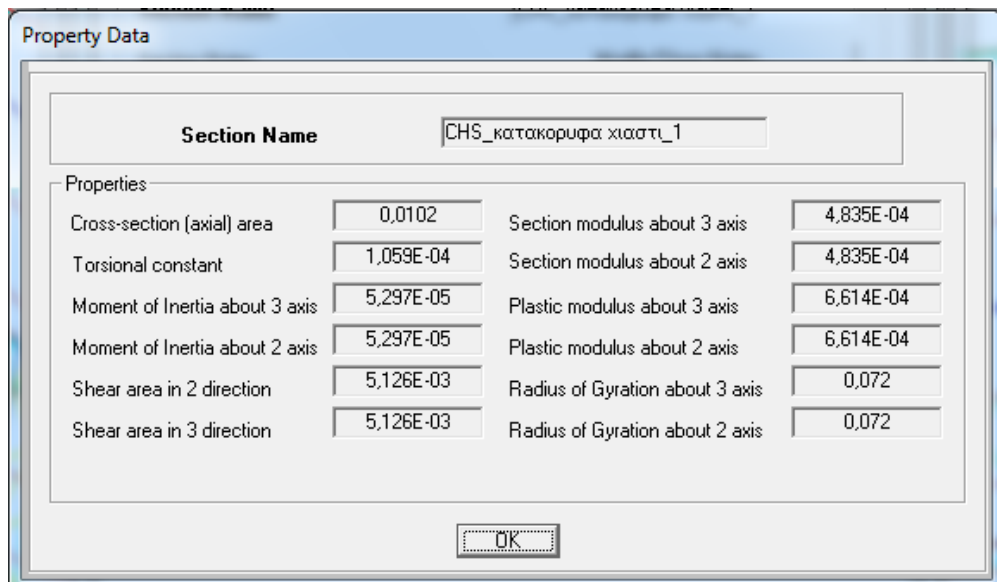




Σχήμα 6.7 Στοιχεία διατομής CHS139.7/10

### Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκαν κοίλες κυκλικές διατομές. Συγκεκριμένα, για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκε κοίλη κυκλική διατομή CHS219.1/10 για τους δύο πρώτους συνδέσμους και CHS177.8/10 για τους υπόλοιπους συνδέσμους. Για τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκε κοίλη κυκλική διατομή CHS177.8/8. Τα στοιχεία των διατομών των συνδέσμων δυσκαμψίας φαίνονται παρακάτω.



Σχήμα 6.8 Στοιχεία διατομής CHS219.1/10

Property Data

Section Name: CHS\_κατακορυφα χιαστι\_2

Properties

Cross-section (axial) area	5.272E-03	Section modulus about 3 axis	2.094E-04
Torsional constant	3.724E-05	Section modulus about 2 axis	2.094E-04
Moment of Inertia about 3 axis	1.862E-05	Plastic modulus about 3 axis	2.819E-04
Moment of Inertia about 2 axis	1.862E-05	Plastic modulus about 2 axis	2.819E-04
Shear area in 2 direction	2.642E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0.0594
Shear area in 3 direction	2.642E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0.0594

OK

Σχήμα 6.9 Στοιχεία διατομής CHS177.8/10

Property Data

Section Name: CHS\_οριζοντια χιαστι

Properties

Cross-section (axial) area	4.268E-03	Section modulus about 3 axis	1.734E-04
Torsional constant	3.083E-05	Section modulus about 2 axis	1.734E-04
Moment of Inertia about 3 axis	1.541E-05	Plastic modulus about 3 axis	2.308E-04
Moment of Inertia about 2 axis	1.541E-05	Plastic modulus about 2 axis	2.308E-04
Shear area in 2 direction	2.137E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0.0601
Shear area in 3 direction	2.137E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0.0601

OK

Σχήμα 6.10 Στοιχεία διατομής CHS177.8/8

### Δακτύλιοι

Για τον *πρώτο δακτύλιο* χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω κοίλες κυκλικές διατομές:

- Έξω πέλμα: CHS193.7/16
- Μέσα πέλμα: CHS193.7/12.5
- Δικτύωση: CHS139.7/10

Για τον *δεύτερο δακτύλιο* χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω κοίλες κυκλικές διατομές:

- Έξω πέλμα: CHS177.8/10
- Μέσα πέλμα: CHS177.8/8
- Δικτύωση: CHS139.7/10

Για τον *τρίτο δακτύλιο* χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω κοίλες κυκλικές διατομές:

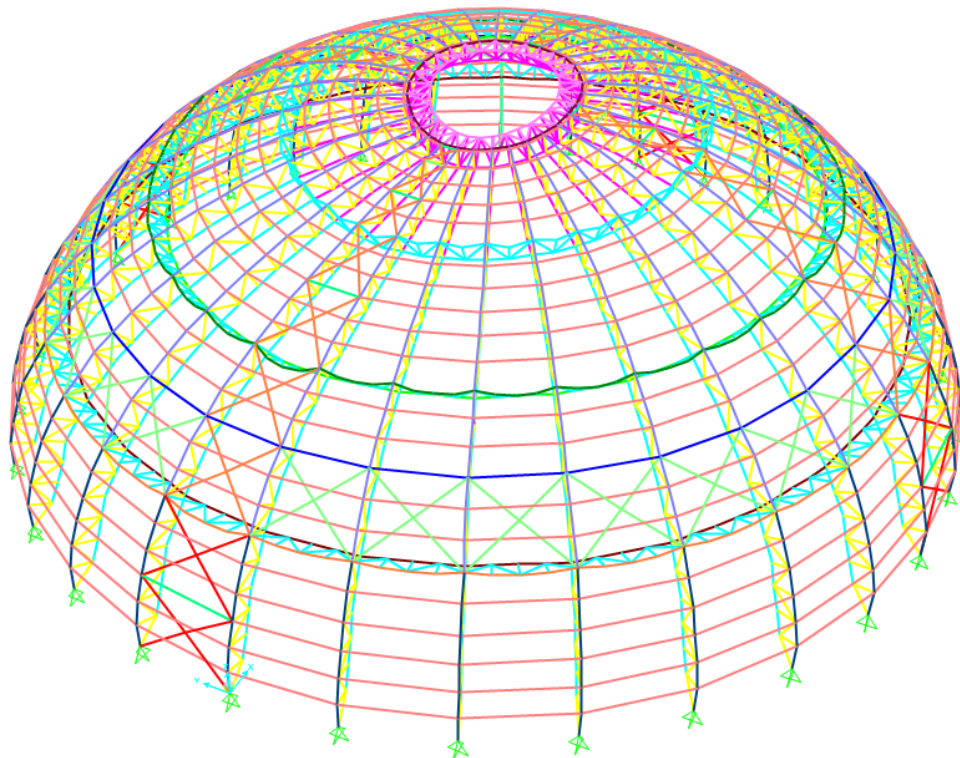
- Έξω πέλμα: CHS139.7/10
- Μέσα πέλμα: CHS139.7/10
- Δικτύωση: CHS139.7/10

Για τον *άνω δακτύλιο στην οπή* χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω κοίλες κυκλικές διατομές:

- Σύνδεση δακτυλίου με έξω πέλμα κύριου φορέα: SHS300/12.5
- Δικτύωση άνω μέρους δακτυλίου: CHS177.8/12.5
- Δικτύωση άνω με κάτω μέρος δακτυλίου: CHS139.7/10

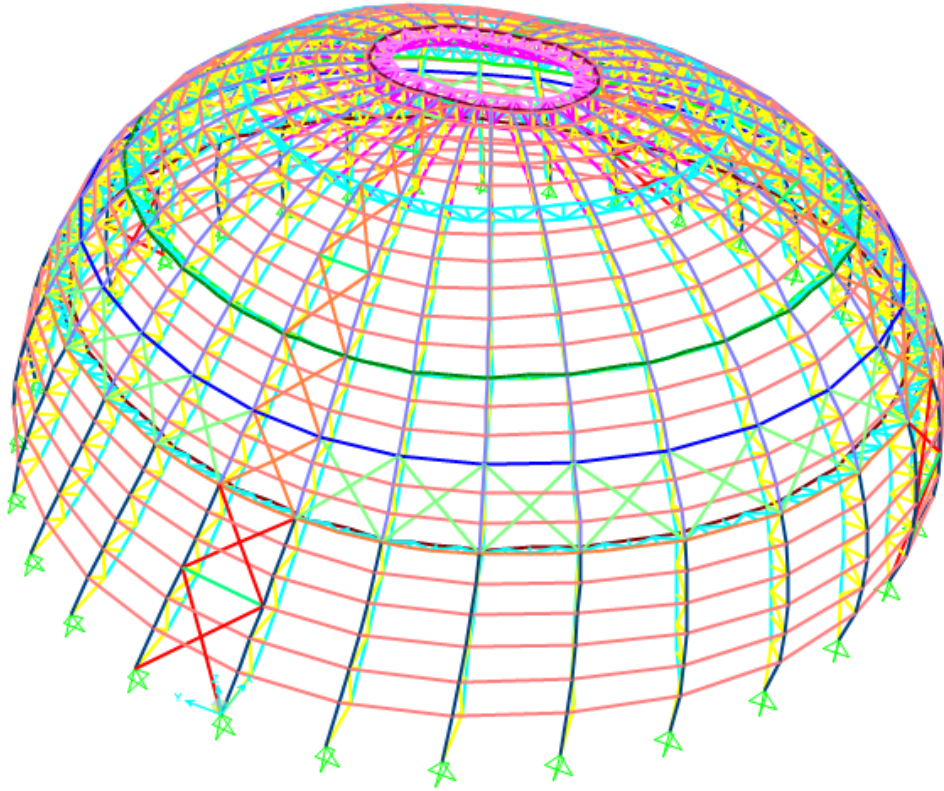
### 6.3 Παραμορφώσεις φορέα

Στα παρακάτω Σχήματα φαίνονται οι παραμορφώσεις του φορέα λόγω κάποιων από τις περιπτώσεις φόρτισης που έχουν οριστεί. Η παραμόρφωση του φορέα για τις διάφορες περιπτώσεις φόρτισης είναι ίδια και για τις τρεις περιπτώσεις που έχουν εξετασθεί. Διαφορές παρατηρούνται μόνο στις τιμές των παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς. Οι διαφορές αυτές θα αναλυθούν διεξοδικά στο ένατο κεφάλαιο.

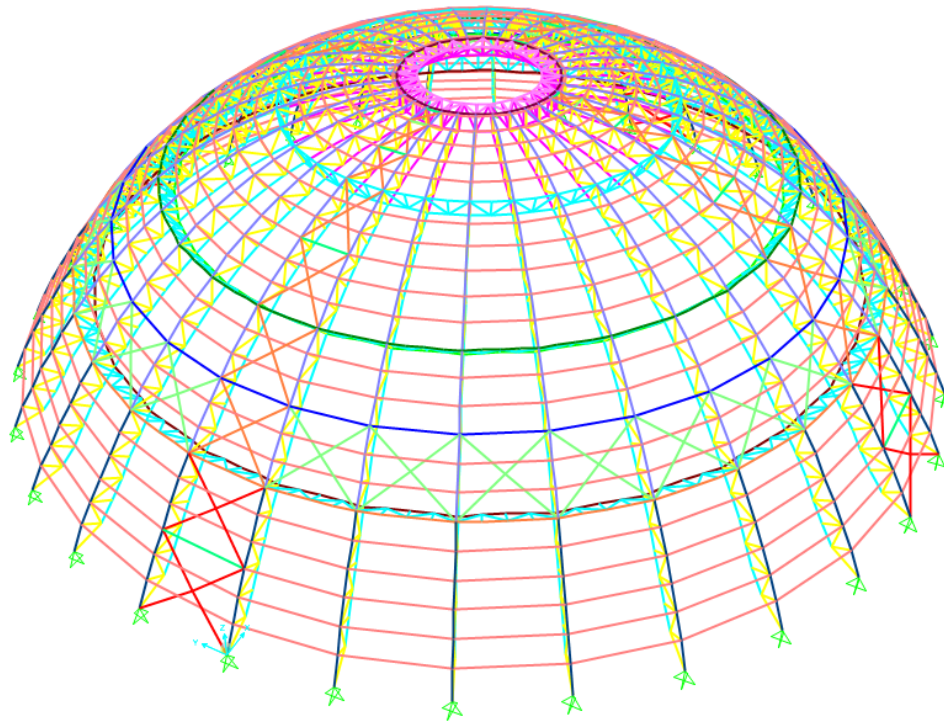


Σχήμα 6.11 Παραμόρφωση φορέα λόγω φορτίου χιονιού με ταυτόχρονη δράση ανέμου κατά

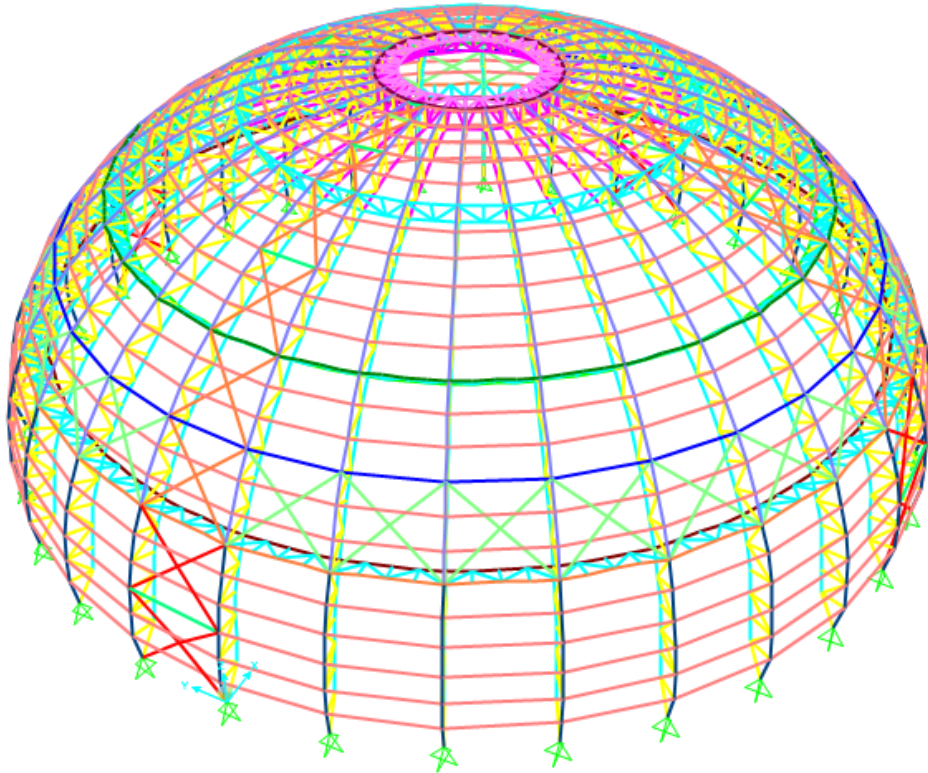
+x



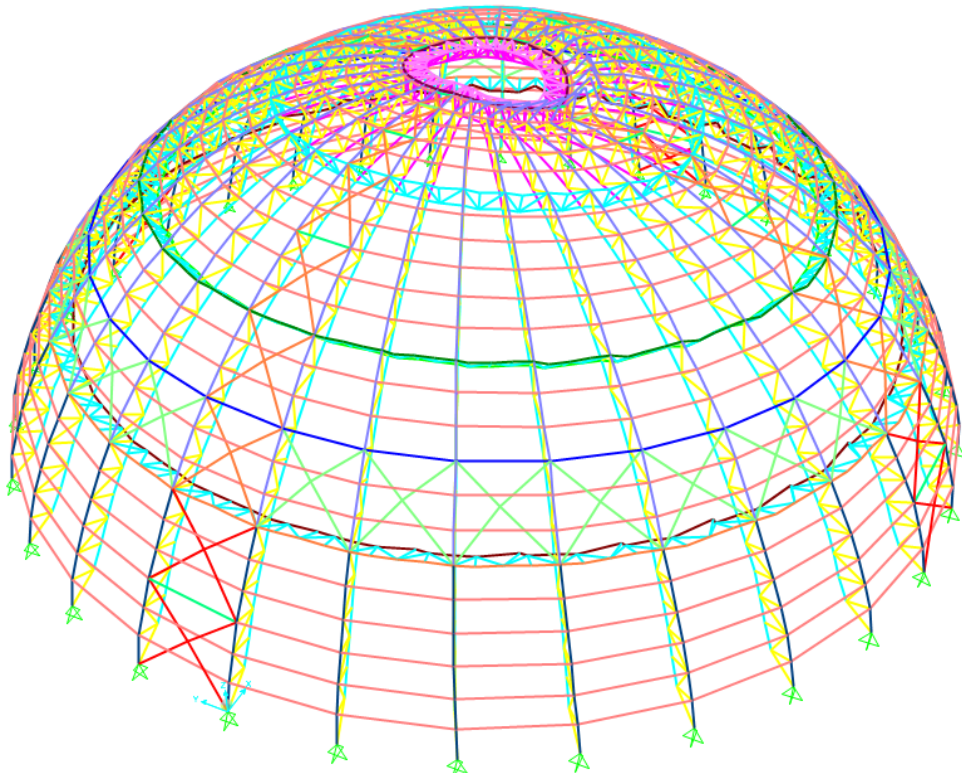
Σχήμα 6.12 Παραμόρφωση φορέα λόγω φορτίου ανέμου



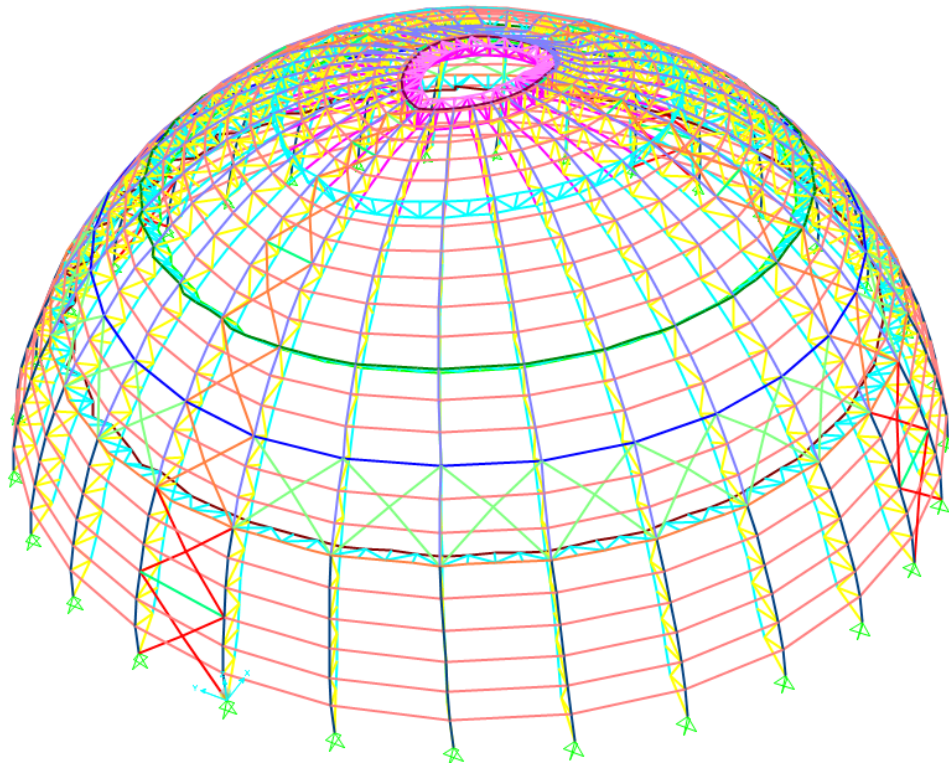
Σχήμα 6.13 Παραμόρφωση φορέα λόγω θερμοκρασιακής μείωσης



Σχήμα 6.14 Παραμόρφωση φορέα λόγω θερμοκρασιακής αύξησης



Σχήμα 6.15 Παραμόρφωση φορέα λόγω δυναμικού φασματικού σεισμού κατά x



Σχήμα 6.16 Παραμόρφωση φορέα λόγω δυναμικού φασματικού σεισμού κατά y

#### 6.4 Ιδιομορφικά μεγέθη φορέα

Παρακάτω αναλύονται τα ιδιομορφικά μεγέθη της θολωτής κατασκευής όπως αυτά προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση του μοντέλου. Καθώς οι τρεις περιπτώσεις σχεδιασμού που έχουμε εξετάσει διαφέρουν μόνο ως προς την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού και την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, τα ιδιομορφικά μεγέθη της κατασκευής είναι ίδια και για τις τρεις περιπτώσεις σχεδιασμού. Αυτό συμβαίνει γιατί οι ιδιομορφές και οι δρώσες ιδιομορφικές μάζες μιας κατασκευής εξαρτώνται μόνο από τη δυσκαμψία και τη μάζα της κατασκευής και όχι από την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, είναι δηλαδή χαρακτηριστικά της κατασκευής.

Όπως φαίνεται και στον Πίνακα 6.1 το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών φτάνει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας και για τις τρεις διευθύνσεις σεισμού στην 112<sup>η</sup> ιδιομορφή.

Πίνακας 6.1 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μαζών ανά ιδιομορφή

Ποσοστό συμμετοχής ιδιομορφικών μαζών							
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,28356	0,75949	0,00273	9,962E-06	0,75949	0,00273	9,962E-06
2	0,28327	0,00274	0,761	1,058E-07	0,76223	0,76373	1,007E-05
3	0,20409	4,797E-07	1,621E-05	7,881E-07	0,76223	0,76375	1,086E-05
4	0,18455	2,948E-05	1,781E-10	9,691E-06	0,76226	0,76375	2,055E-05
5	0,16567	6,648E-09	1,392E-06	3,147E-09	0,76226	0,76375	2,055E-05
6	0,12529	0,03859	0,00069	0,0001	0,80085	0,76444	0,00012

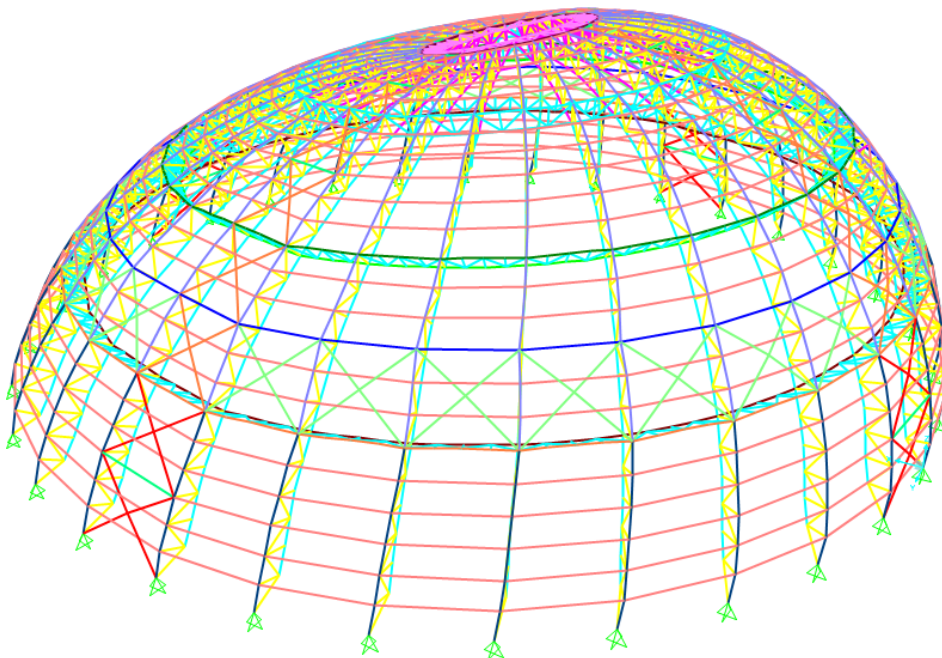
7	0,1251	0,0007	0,03636	1,067E-05	0,80155	0,80081	0,00014
8	0,12087	9,383E-06	0,00015	8,724E-05	0,80156	0,80095	0,00022
9	0,11935	0,08365	0,00308	0,00056	0,88521	0,80403	0,00078
10	0,11896	0,00299	0,08334	8,245E-06	0,8882	0,88737	0,00079
11	0,11452	6,722E-05	3,559E-05	0,01045	0,88827	0,8874	0,01124
12	0,11349	1,783E-08	7,003E-09	0,00013	0,88827	0,8874	0,01137
13	0,11299	1,198E-05	1,523E-05	0,00035	0,88828	0,88742	0,01171
14	0,11268	2,223E-05	4,997E-06	1,574E-05	0,8883	0,88742	0,01173
15	0,11247	6,002E-06	3,015E-08	0,00274	0,88831	0,88742	0,01447
16	0,11176	2,761E-05	1,744E-06	0,08599	0,88834	0,88743	0,10046
17	0,11139	2,051E-05	2,577E-05	0,00012	0,88836	0,88745	0,10059
18	0,11119	7,517E-07	0,00014	0,00014	0,88836	0,88759	0,10072
19	0,11117	0,00016	2,976E-08	9,06E-09	0,88852	0,88759	0,10072
20	0,11034	2,504E-06	0,00013	0,00178	0,88852	0,88772	0,1025
21	0,11029	5,95E-06	8,27E-06	0,00559	0,88853	0,88773	0,10809
22	0,11024	3,053E-05	0,00028	0,00153	0,88856	0,88801	0,10962
23	0,11024	0,00039	1,201E-05	0,0006	0,88895	0,88802	0,11022
24	0,11008	1,429E-07	7,97E-08	7,137E-06	0,88895	0,88802	0,11022
25	0,10984	4,545E-06	2,794E-05	4,586E-08	0,88895	0,88805	0,11022
26	0,10979	0,0000499	4,312E-06	4,006E-07	0,889	0,88805	0,11022
27	0,10965	4,679E-08	3,436E-05	0,00039	0,889	0,88809	0,11061
28	0,10961	5,012E-07	1,667E-06	0,00098	0,889	0,88809	0,1116
29	0,10954	2,514E-05	2,802E-06	3,316E-05	0,88903	0,88809	0,11163
30	0,10947	1,313E-06	2,259E-05	1,389E-05	0,88903	0,88811	0,11164
31	0,10944	3,271E-06	8,159E-08	5,489E-05	0,88903	0,88811	0,1117
32	0,10936	1,012E-06	0,00018	0,00242	0,88903	0,88829	0,11412
33	0,10863	0,0113	3,658E-05	0,02056	0,90033	0,88833	0,13468
34	0,10862	7,677E-06	1,914E-07	1,184E-05	0,90034	0,88833	0,13469
35	0,10844	0,00069	0,01029	0,06898	0,90103	0,89862	0,20367
36	0,10821	0,00053	0,00169	0,0608	0,90156	0,90031	0,26448
37	0,10813	0,00055	0,00394	0,10262	0,90211	0,90425	0,3671
38	0,10689	0,00369	1,329E-05	0,00021	0,9058	0,90427	0,3673
39	0,10666	7,177E-06	0,00222	0,00165	0,90581	0,90649	0,36896
40	0,10421	0,000039	6,939E-05	0,01425	0,90585	0,90656	0,3832
41	0,10291	1,783E-06	0,0004	0,00766	0,90585	0,90696	0,39087
42	0,10182	0,00074	9,096E-06	2,889E-07	0,90659	0,90697	0,39087
43	0,09928	3,749E-05	0,0000211	2,813E-05	0,90663	0,90699	0,3909
44	0,09865	8,823E-06	5,336E-06	2,688E-06	0,90664	0,90699	0,3909
45	0,0963	2,833E-07	4,276E-08	3,965E-06	0,90664	0,90699	0,3909
46	0,09581	0,00017	3,844E-07	1,437E-07	0,90681	0,90699	0,3909
47	0,0958	2,172E-05	0,00013	4,279E-08	0,90683	0,90713	0,3909
48	0,09579	0,0000555	9,014E-05	3,616E-07	0,90688	0,90722	0,3909
49	0,09417	3,251E-07	1,062E-06	0,00349	0,90688	0,90722	0,39439
50	0,09353	3,376E-07	0,0000014	0,00014	0,90688	0,90722	0,39454

51	0,08903	0,0002	1,272E-07	4,622E-05	0,90708	0,90722	0,39458
52	0,0887	3,516E-08	0,00012	1,786E-06	0,90708	0,90734	0,39458
53	0,08705	0,00028	2,626E-07	9,144E-05	0,90736	0,90734	0,39467
54	0,08685	1,283E-07	0,00041	5,403E-06	0,90736	0,90775	0,39468
55	0,08459	1,259E-07	2,196E-08	0,00421	0,90736	0,90775	0,39889
56	0,08305	2,571E-06	5,379E-08	2,981E-05	0,90736	0,90775	0,39892
57	0,08242	0,00039	1,463E-05	5,043E-06	0,90776	0,90777	0,39893
58	0,08241	1,565E-05	0,00038	2,069E-07	0,90777	0,90815	0,39893
59	0,07992	5,696E-06	7,372E-09	0,00101	0,90778	0,90815	0,39994
60	0,07946	1,568E-07	3,216E-11	0,00923	0,90778	0,90815	0,40916
61	0,07853	3,989E-09	5,545E-07	0,00033	0,90778	0,90815	0,40949
62	0,07795	1,099E-08	1,551E-07	7,301E-07	0,90778	0,90815	0,40949
63	0,075	2,969E-05	1,215E-07	0,25183	0,90781	0,90815	0,66132
64	0,07259	1,471E-05	2,259E-07	7,272E-05	0,90782	0,90815	0,66139
65	0,07175	0,00055	5,12E-06	0,00041	0,90837	0,90816	0,6618
66	0,07161	1,041E-05	0,00084	5,296E-06	0,90838	0,909	0,66181
67	0,07155	7,917E-06	4,976E-05	3,251E-06	0,90839	0,90905	0,66181
68	0,06769	0,00406	2,356E-05	2,109E-05	0,91245	0,90907	0,66183
69	0,06757	0,01117	0,00033	0,00013	0,92362	0,9094	0,66196
70	0,06742	2,644E-05	0,01131	0,00029	0,92365	0,92071	0,66225
71	0,06737	0,00088	0,0016	0,00335	0,92453	0,92231	0,6656
72	0,06717	0,00031	0,00032	0,0034	0,92484	0,92263	0,669
73	0,0668	0,00039	0,00039	0,0002	0,92523	0,92302	0,6692
74	0,06548	4,203E-06	8,335E-05	4,566E-05	0,92524	0,9231	0,66925
75	0,06535	0,02616	0,00063	9,822E-05	0,9514	0,92373	0,66935
76	0,06506	0,00071	0,02955	0,000001	0,95211	0,95328	0,66935
77	0,06415	0,00067	1,347E-05	5,538E-05	0,95278	0,95329	0,6694
78	0,06307	1,452E-05	1,386E-05	2,693E-06	0,95279	0,95331	0,6694
79	0,06028	0,0003	2,166E-06	0,00107	0,95309	0,95331	0,67048
80	0,05955	1,853E-05	1,938E-07	0,0185	0,95311	0,95331	0,68898
81	0,0591	5,639E-08	3,009E-06	0,0006	0,95311	0,95331	0,68958
82	0,05795	1,367E-05	3,881E-05	2,062E-05	0,95312	0,95335	0,6896
83	0,05675	0,00124	5,453E-05	4,356E-05	0,95436	0,95341	0,68964
84	0,05665	5,221E-05	0,0011	2,837E-06	0,95441	0,95451	0,68964
85	0,05525	4,125E-05	6,888E-09	0,00038	0,95446	0,95451	0,69003
86	0,05232	3,808E-05	0,0000642	1,695E-05	0,95449	0,95457	0,69004
87	0,05134	0,00023	6,168E-05	0,00042	0,95472	0,95463	0,69046
88	0,05117	1,455E-06	3,806E-06	0,00103	0,95472	0,95464	0,6915
89	0,04912	0,00079	0,00054	0,0005	0,95552	0,95518	0,692
90	0,04833	0,00067	0,0018	0,00231	0,95619	0,95698	0,69431
91	0,04786	0,00261	0,00098	0,00294	0,9588	0,95796	0,69725
92	0,04742	0,00406	0,00481	2,155E-05	0,96286	0,96277	0,69727
93	0,04692	0,00252	0,00238	0,00011	0,96538	0,96516	0,69738
94	0,04502	1,896E-05	9,283E-07	0,07688	0,9654	0,96516	0,77427

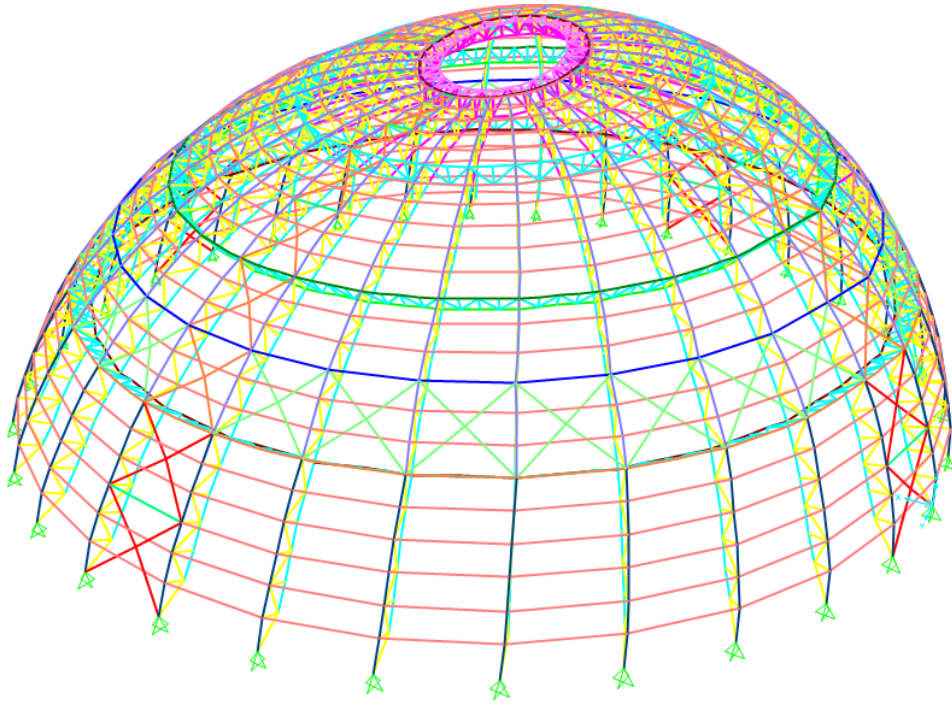


95	0,0441	0,00032	0,00038	0,00107	0,96572	0,96554	0,77534
96	0,04238	0,00052	0,00074	0,0008	0,96625	0,96628	0,77614
97	0,04195	0,00015	0,0000021	0,04665	0,96639	0,96628	0,82279
98	0,04107	0,00119	0,00073	0,00577	0,96758	0,96702	0,82856
99	0,04034	4,186E-05	0,00196	0,00141	0,96762	0,96898	0,82998
100	0,03975	0,00163	8,223E-05	0,00093	0,96925	0,96906	0,8309
101	0,037	0,00054	0,00136	0,00257	0,96979	0,97042	0,83347
102	0,03663	2,097E-06	0,00023	0,02681	0,96979	0,97065	0,86028
103	0,03605	0,0022	0,00071	0,00053	0,97199	0,97136	0,86081
104	0,0342	0,00456	0,00571	2,116E-05	0,97655	0,97708	0,86083
105	0,03402	0,00491	0,00448	4,764E-06	0,98146	0,98155	0,86084
106	0,03191	0,00027	3,216E-05	0,00549	0,98173	0,98159	0,86633
107	0,0304	0,00017	0,00013	0,0281	0,9819	0,98171	0,89443
108	0,02994	5,402E-05	0,00143	0,00286	0,98195	0,98315	0,89729
109	0,02931	0,00175	0,00018	0,00087	0,9837	0,98333	0,89816
110	0,02664	0,0011	0,0047	7,207E-05	0,9848	0,98803	0,89823
111	0,0264	0,00446	0,00117	7,568E-05	0,98926	0,98919	0,89831
112	0,02568	0,00013	2,695E-05	0,00374	0,98939	0,98922	0,90205

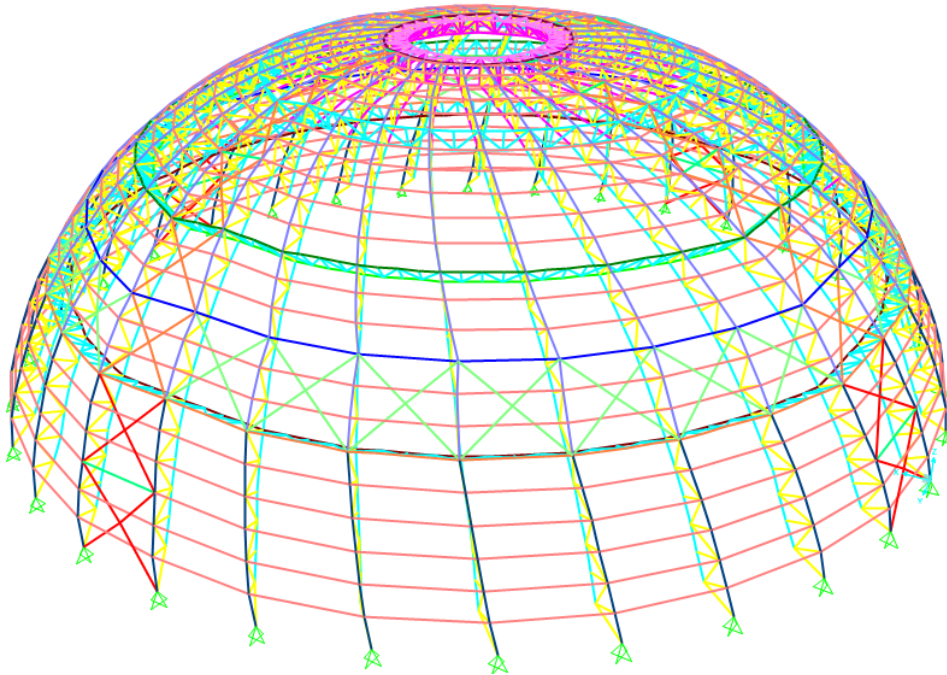
Παρακάτω παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές



Σχήμα 6.17 Πρώτη ιδιομορφή  $T = 0.28356 \text{ sec}$



Σχήμα 6.18 Δεύτερη ιδιομορφή  $T= 0.28327$  sec



Σχήμα 6.19 Τρίτη ιδιομορφή  $T= 0.20409$  sec

## 7 Έλεγχος της Κατασκευής

### 7.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται ο έλεγχος της κατασκευής σύμφωνα με τον ευρωπαϊκό κανονισμό. Ο έλεγχος αυτός συνίσταται σε έλεγχο παραμορφώσεων κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας καθώς επίσης και σε έλεγχο της λυγηρότητας των συνδέσμων δυσκαμψίας.

Επίσης στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται ο σχεδιασμός της σύνδεσης του κύριου φορέα με το θεμέλιο και τον δακτύλιο στην κορυφή της θολωτής κατασκευής.

Οι έλεγχοι που παρουσιάζονται σε αυτό το κεφάλαιο αφορούν στην περίπτωση σχεδιασμού 1 της θολωτής μεταλλικής κατασκευής.

### 7.2 Έλεγχοι παραμορφώσεων

#### 7.2.1 Έλεγχος οριζόντιων μετακινήσεων κατά EC-3

Ο έλεγχος οριζόντιων μετακινήσεων αφορά σε κτίρια με πλαίσια ορθογωνικής μορφής. Ωστόσο, πραγματοποιούνται και για την παρούσα κατασκευή προκειμένου να προκύψουν ποιοτικά συμπεράσματα σχετικά με τη δυσκαμψία της κατασκευής.

Με βάση τον Ευρωκώδικα 3 θεωρείται ως άνω όριο μετακίνησης  $\delta_{max} = h/150$  στην κορυφή του κτιρίου.

Στη θολωτή κατασκευή είναι:

$$\delta_{max} = h/150 = 29.5/150 = 0.2 \text{ m}$$

Από τα αποτελέσματα του προγράμματος για την οριακή κατάσταση αστοχίας έχουμε μέγιστη μετατόπιση κόμβου στην κορυφή του κτιρίου  $\delta = 0.00648 \text{ m}$ .

Συνεπώς, ισχύει  $\delta \leq \delta_{max}$  οπότε ικανοποιείται ο έλεγχος της οριζόντιας εκτροπής στην κορυφή των δικτυωτών ακτινικών φορέων.

#### 7.2.2 Έλεγχος λυγηρότητας συνδέσμων δυσκαμψίας κατά EC-3

Η λυγηρότητα των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας θα πρέπει να κυμαίνεται εντός ενός πεδίου τιμών έτσι ώστε όταν υπάρξει εναλλαγή εντατικών μεγεθών και η θλιβόμενη διαγώνιος γίνει πλέον εφελκυστική, να μπορούν να αναλάβουν τα προηγούμενα θλιβόμενα μέλη το εφελκυστικό φορτίο.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 η ανηγμένη λυγηρότητα των διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:  $1.30 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$

Παρακάτω γίνεται ο έλεγχος της ανηγμένης λυγηρότητας για τις ράβδους των συνδέσμων δυσκαμψίας που χρησιμοποιήθηκαν στη θολωτή κατασκευή. Λόγω του τρόπου σύνδεσης των διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας μεταξύ τους θεωρούμε ότι το κρίσιμο μήκος λυγισμού είναι το μισό του συνολικού μήκους των ράβδων. Το μέγιστο μήκος διαγώνιας ράβδου του προσομοιώματος είναι 10.30 m και επομένως το κρίσιμο μήκος λυγισμού θα είναι  $l_{cr} = 10.30/2 = 5.15 \text{ m}$ .

Θα πρέπει:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \leq 2.00 \Rightarrow$$
$$\Rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{\pi^2 \cdot E \cdot I}} \cdot lcr^2 \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{lcr}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{A}{I}} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{lcr}{\pi \cdot i} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq 2.00 \Rightarrow$$
$$\Rightarrow i_y, i_z \geq \frac{lcr}{2.00 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{515}{2.00 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{355}{210000}} \Rightarrow i_y, i_z \geq 3.37$$

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που προέκυψαν από τη στατική ανάλυση έχουν τις παρακάτω διατομές:

Διατομή	i (cm)
CHS219.1/16	7.203 > 3.37
CHS177.8/10	5.943 > 3.37
CHS177.8/8	6.01 > 3.37

Επομένως, ικανοποιείται και η απαίτηση για το άνω όριο της ανηγμένης λυγηρότητας των διατομών των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.

### 7.2.3 Έλεγχος βελών στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Όπως προέκυψε από την παράγραφο 7.2.1 η κατασκευή είναι αρκετά δύσκαμπτη. Επομένως, ο έλεγχος λειτουργικότητας αφορά σε τοπικό έλεγχο των τεγίδων.

Ως επιτρεπόμενο όριο, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, για το βέλος των τεγίδων λαμβάνεται τόσο για τα φορτία λειτουργικότητας όσο και για το σύνολο των φορτίων η τιμή:

$$\delta_{max} = L/200$$

Το στατικό σύστημα των τεγίδων είναι αμφιέρειστο για κάμψη περί τον ισχυρό τους άξονα και συνεχές δύο ανοιγμάτων (δεδομένου ότι τοποθετείται ντίζα στο μέσο τους) για κάμψη περί τον ασθενή τους άξονα.

Η διατομή των τεγίδων είναι HEA220. Επομένως έχουμε:

Γωνία εφαπτομένης ως προς την οριζόντιο: 75.72°

Μήκος μέλους: 8.05m

Κεκλιμένη επιφάνεια επιρροής: 3.15m

Συνδυασμός: Μόνιμα φορτία και άνεμος

Μόνιμα: IB και επικάλυψη

$$q_{yy,επ.} = 0.5 \text{ kN/m}^2 \cdot \cos 14.28 = 0.485 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{zz,επ.} = 0.5 \text{ kN/m}^2 \cdot \sin 14.28 = 0.124 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{yy,IB} = 0.505 \text{ kN/m} \cdot \cos 14.28 = 0.49 \text{ kN/m}$$

$$q_{zz,IB} = 0.505 \text{ kN/m} \cdot \sin 14.28 = 0.125 \text{ kN/m}$$

Άνεμος

$$q_{zz,W} = 2.35 \text{ kN/m}^2$$

Συνολικά:

$$q_{yy,ολ.} = 3.15 \text{ m} \cdot 0.485 \text{ kN/m}^2 + 0.49 \text{ kN/m} = 2.02 \text{ kN/m}$$

$$q_{yy,λ.} = 0 \text{ kN/m}$$

$$q_{zz,ολ.} = -3.15 \text{ m} \cdot 0.124 \text{ kN/m}^2 - 0.125 \text{ kN/m} + 3.15 \text{ m} \cdot 2.35 \text{ kN/m}^2 = 6.89 \text{ kN/m}$$

$$q_{zz,λ.} = 3.15 \text{ m} \cdot 2.35 \text{ kN/m}^2 = 7.41 \text{ kN/m}$$

$$\delta_{yy,ολ.} = 0.00539 \cdot \frac{q_{yy,ολ.} \cdot l^4}{E \cdot I_z} = 0.00539 \cdot \frac{2.02 \cdot 4.03^4}{210000000 \cdot 1955 \cdot 10^{-8}} = 0.0007 \text{ m} < \frac{4.03}{200} = 0.02 \text{ m}$$

$$\delta_{yy,λ.} = 0.00539 \cdot \frac{q_{yy,λ.} \cdot l^4}{E \cdot I_z} = 0.00539 \cdot \frac{0 \cdot 4.03^4}{210000000 \cdot 1955 \cdot 10^{-8}} = 0 \text{ m} < \frac{4.03}{200} = 0.02 \text{ m}$$

$$\delta_{zz,ολ.} = 0.013 \cdot \frac{q_{zz,ολ.} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 0.013 \cdot \frac{6.89 \cdot 8.05^4}{210000000 \cdot 5410 \cdot 10^{-8}} = 0.033 \text{ m} < \frac{8.05}{200} = 0.04 \text{ m}$$

$$\delta_{zz,λ.} = 0.013 \cdot \frac{q_{zz,λ.} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 0.013 \cdot \frac{7.41 \cdot 8.05^4}{210000000 \cdot 5410 \cdot 10^{-8}} = 0.036 \text{ m} < \frac{8.05}{200} = 0.04 \text{ m}$$

Επομένως, ικανοποιείται ο έλεγχος των βελών στις τεγίδες.

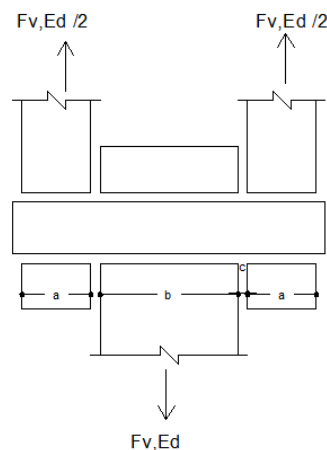
## 7.3 Λεπτομέρεια θεμελίωσης και σύνδεσης κύριων φορέα με δακτύλιο

### 7.3.1 Λεπτομέρεια θεμελίωσης δικτυωτών ακτινικών φορέων

Οι δικτυωτοί ακτινικοί φορείς θεωρούνται πλήρως αρθρωμένοι στη θεμελίωση τους. Η σύνδεση αυτή υλοποιείται με ικανοποιητική ακρίβεια με πείρους.

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης παίρνουμε ότι η μέγιστη δύναμη με την οποία καταπονείται ο πείρος είναι  $F_{v,Ed} = 1233.293 \text{ kN}$ .

Επιλέγουμε να χρησιμοποιήσουμε ποιότητας 10.9 και ελάσματα ποιότητας S355.



Σχήμα 7.1 Τομή πείρου στη θεμελίωση της κατασκευής

Στο Σχήμα 7.1 έχουμε:

$$a=75 \text{ mm}$$

$$b=150 \text{ mm}$$

$$c=10 \text{ m}$$

Ο πείρος δεν θέλουμε να είναι αντικαταστάσιμος. Επομένως είναι:

Ροπή σχεδιασμού:  $M_{Ed}=(F_{Ed}/8)*(b+4*c+2*a)=(1233.293/8)*(15+4*1+2*7.5)= 5241.5$  kNcm.

Αντοχή σε διάτμηση πείρου:

$$F_{v,Rd} = 0.6A f_{up} / \gamma_{M2} \geq F_{v,Ed}$$

$$f_{up} = 100 \text{ kN/cm}^2 \quad \rightarrow \quad 0.6A * 100 / 1.25 \geq 1233.293 \rightarrow A \geq 25.69 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Επομένως θα πρέπει η διάμετρος του πείρου να είναι  $d \geq 5.72 \text{ cm}$  ①

Αντοχή σε κάμψη του πείρου:

$$M_{Rd} = 1.5 W_{el} * f_{yp} / \gamma_{M0} \geq M_{E,Rd}$$

$$f_{yp} = 90 \text{ kN/cm}^2 \quad \rightarrow \quad 1.5 W_{el} * 90 / 1.00 \geq 5241.5 \rightarrow W_{el} \geq 38.83 \text{ cm}^3$$

$$\gamma_{M0} = 1.00$$

Επομένως θα πρέπει η διάμετρος του πείρου να είναι  $d \geq 7.34 \text{ cm}$  ②

Από τις σχέσεις ① και ② προκύπτει πείρος M82 με οπή Φ85 και έχουμε:

$$A = \pi * d^2 / 4 = 52.81 \text{ cm}^2 \rightarrow F_{v,Rd} = 2534.88 \text{ kN}$$

$$W_{el} = \pi * d^3 / 32 = 54.13 \text{ cm}^3 \rightarrow M_{Rd} = 7307.55 \text{ kNcm}$$

Έλεγχος σε αλληλεπίδραση διάτμησης και ροπής πείρου:

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}}\right)^2 \leq 1 \rightarrow \left(\frac{5241.5}{7307.55}\right)^2 + \left(\frac{1233.293}{2534.88}\right)^2 = 0.75 \leq 1$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:

$$F_{b,Rd} = 1.5 t d f_y / \gamma_{M0}$$

$$f_y = 35.5 \text{ kN/cm}^2 \quad \rightarrow \quad F_{b,Rd} = 1.5 * 15 * 8.2 * 35.5 / 1 = 6549.75 \text{ kN} > F_{v,Ed}$$

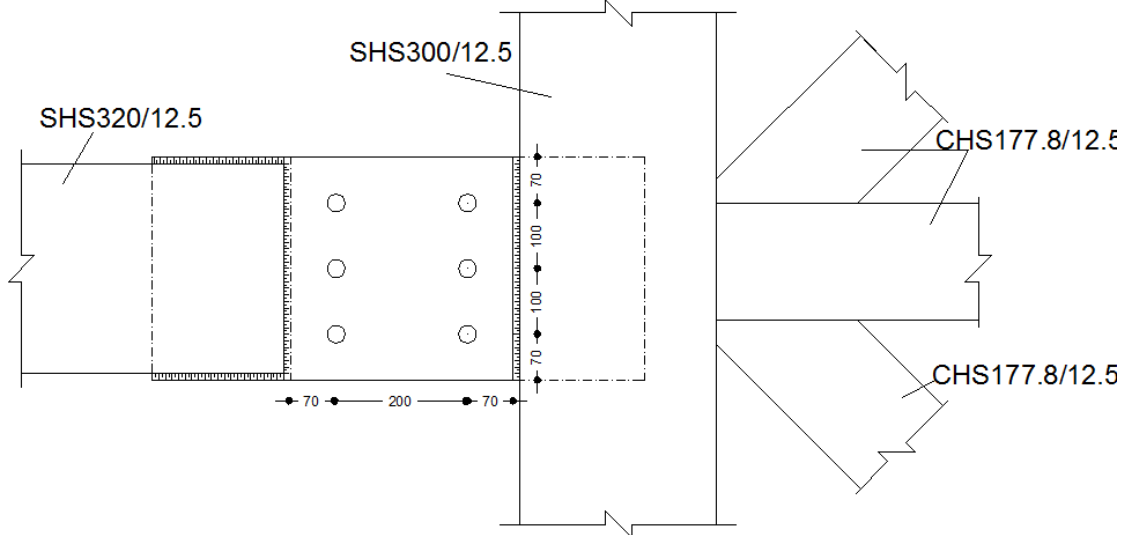
$$t = \min(150, 2*75) = 75 \text{ mm}$$

Γεωμετρικοί περιορισμοί:

Η οπή θα πρέπει να απέχει από τις άκρες του ελάσματος ελάχιστη απόσταση  $a_{min} = 6.82 \text{ cm}$  κατά τη διεύθυνση της δύναμης και  $c_{min} = 6.82 \text{ cm}$  κάθετα στη διεύθυνση της δύναμης. Από τη γεωμετρία του φορέα προκύπτει  $a = c = 11.75 \text{ cm} > a_{min}, c_{min}$ . Επομένως ικανοποιούνται και οι γεωμετρικοί περιορισμοί.

### 7.3.2 Λεπτομέρεια σύνδεσης δικτυωτού ακτινικού φορέα και άνω δακτυλίου

Η σύνδεση μεταξύ των κύριων και άνω δακτυλίου θα γίνει κοχλιωτή μέσω κομβοελασμάτων. Η σύνδεση καλείται να μεταφέρει το αξονικό φορτίο του έξω πέλματος του κύριου φορέα στον κόμβο όπου εκεί θα διανεμηθεί στα μέλη του δακτυλίου που συντρέχουν στον κόμβο και αντίστροφα. Επομένως η σύνδεση καταπονείται από μια αξονική δύναμη παράλληλη στον άξονα του έξω πέλματος του δικτυωτού ακτινικού φορέα. Το σκαρίφημα της σύνδεσης φαίνεται στο σχήμα 7.2.



Σχήμα 7.2 Σκαρίφημα σύνδεσης κύριου φορέα με άνω δακτύλιο

Θα κάνουμε μερική αποκατάσταση συνέχειας. Η μέγιστη αξονική δύναμη είναι  $F_{v,Ed} = 427.735 \text{ kN}$ .

Θα χρησιμοποιήσουμε κοχλίες M27 ποιότητας 10.9 και ελάσματα ποιότητας S355.

Επιλέγουμε ελάσματα πλάτους  $b = 340 \text{ mm}$ . Για τα ελάσματα θα πρέπει να ισχύει:

$N_{pl,Rd} \geq F_{v,Ed} \rightarrow b \cdot t \cdot f_y \geq 427.735 \rightarrow t \geq 427.735 / (34 \cdot 35.5) \rightarrow t \geq 3.5 \text{ mm}$ . Επιλέγουμε τελικά  $t = 5 \text{ mm}$ .

Θα χρησιμοποιήσουμε κοχλίες κατηγορίας C, δηλαδή προεντεταμένους κοχλίες στη οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Επίσης, θα χρησιμοποιήσουμε κανονικές οπές και οι επιφάνειες τριβής θεωρούνται κατηγορίας A[2].

#### Αντοχή σε ολίσθηση των ελασμάτων:

$$F_{s,Rd} = n \cdot k_s \cdot \mu \cdot F_{pc} \cdot m / \gamma_{M3} \geq F_{v,Ed}$$

$$n = 2 \text{ (2 επιφάνειες τριβής)}$$

$$k_s = 1.0$$

$$\mu = 0.5$$

$$\rightarrow m \geq (1.10 \cdot 427.735) / (2 \cdot 0.5 \cdot 0.7 \cdot 572.555)$$

$$F_{pc} = (0.7 \cdot f_{ub} \cdot A) = 572.555 \text{ kN}$$

$$\rightarrow m \geq 1.17 \text{ κοχλίες}$$

$$f_{ub} = 100 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M3} = 1.10$$

### Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:

Για να μην έχουμε αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας θα πρέπει:

$$F_{b,Rd} = (k_I * a_b * m * f_u * d * t) / \gamma_{M2} \geq F_{v,Ed}$$

Θα τοποθετήσουμε τελικά 6 κοχλίες με τη διάταξη που φαίνεται στο Σχήμα 7.2.

Οι μέγιστες και οι ελάχιστες αποστάσεις από τα άκρα του ελάσματος είναι:

Παράλληλα στη δύναμη:

$$\max e_1 = 70 \text{ mm} \quad \min e_1 = 36 \text{ mm}$$

$$\max p_1 = 200 \text{ mm} \quad \min p_1 = 66 \text{ mm}$$

Κάθετα στη δύναμη:

$$\max e_2 = 70 \text{ mm} \quad \min e_2 = 36 \text{ mm}$$

$$\max p_2 = 200 \text{ mm} \quad \min p_2 = 72 \text{ mm}$$

Επιλέγουμε  $e_1 = e_2 = 70 \text{ mm}$  και  $p_1 = 200 \text{ mm}$  και  $p_2 = 100 \text{ mm}$ . Άρα θα είναι:

$$a_b = \min\{1, f_{ub}/f_u, e_1/3d_0, p_1/2d_0 - 1/4\} = 0.778$$

$$k_I = \min\{2.8e_2/d_0 - 1.7, 1.4p_2/d_0 - 1.7, 2.5\} = 2.5$$

Συνεπώς η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας είναι:

$$F_{b,Rd} = (2.5 * 0.778 * 6 * 51 * 2.7 * 1) / 1.25 = 1422.72 \text{ kN} > F_{v,Ed}$$

### Αντοχή απομειωμένης διατομής ελάσματος:

Η απομειωμένη διατομή του ελάσματος είναι  $A_{net} = A - 8 * d * t = 34 * 0.5 - 3 * 3 * 0.5 = 12.5 \text{ cm}^2$

Άρα θα είναι:  $N_{u,Rd} = 12.5 * 35.5 = 443.75 \text{ kN} \geq F_{v,Ed}$

### Έλεγχος συγκόλλησης

Για τη σύνδεση των κομβοελασμάτων με τον κύριο φορέα χρησιμοποιούμε συγκόλληση τύπου εξωραφής πάχους  $a = 3 \text{ mm}$ .

Έλεγχος ελάχιστου μήκους συγκόλλησης παράλληλα στη δύναμη:

$$l_{\perp} = 200 \text{ mm} > \max(30 \text{ mm}, 6a) = \max(30 \text{ mm}, 18 \text{ mm}) = 30 \text{ mm}$$

Έλεγχος ελάχιστου μήκους συγκόλλησης κάθετα στη δύναμη:

$$l_{//} = 320 \text{ mm} > \max(30 \text{ mm}, 6a) = \max(30 \text{ mm}, 18 \text{ mm}) = 30 \text{ mm}$$

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης:

$$a = 3 \text{ mm} < 0.70t_{min} = 0.70 * 0.5 \text{ cm} = 0.35 \text{ cm}$$

Συνολικό μήκος συγκόλλησης:  $L = 2 * l_{\perp} + l_{//} = 2 * 200 + 320 = 720 \text{ mm} = 72 \text{ cm}$ .

Η συγκόλληση καταπονείται από διατμητικές τάσεις  $\tau_{\perp}$  και  $\tau_{//}$ . Οι διατμητικές αυτές τάσεις είναι:

$$\tau = F_{v,Ed} / L * a = 427.735 / 72 * 3 = 19.8 \text{ kN/cm}^2$$

Θα πρέπει να ισχύει:

$$\tau \leq f_w / \sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2} = 51 / \sqrt{3} * 0.90 * 1.25 = 26.17 \text{ kN/cm}^2$$

όπου  $\beta_w = 0.90$  ο συντελεστής συσχέτισης για χάλυβα ποιότητας S355.

$\tau = 19.8 \text{ kN/cm}^2 \leq 26.17 \text{ kN/cm}^2$  και επομένως η συγκόλληση αντέχει.



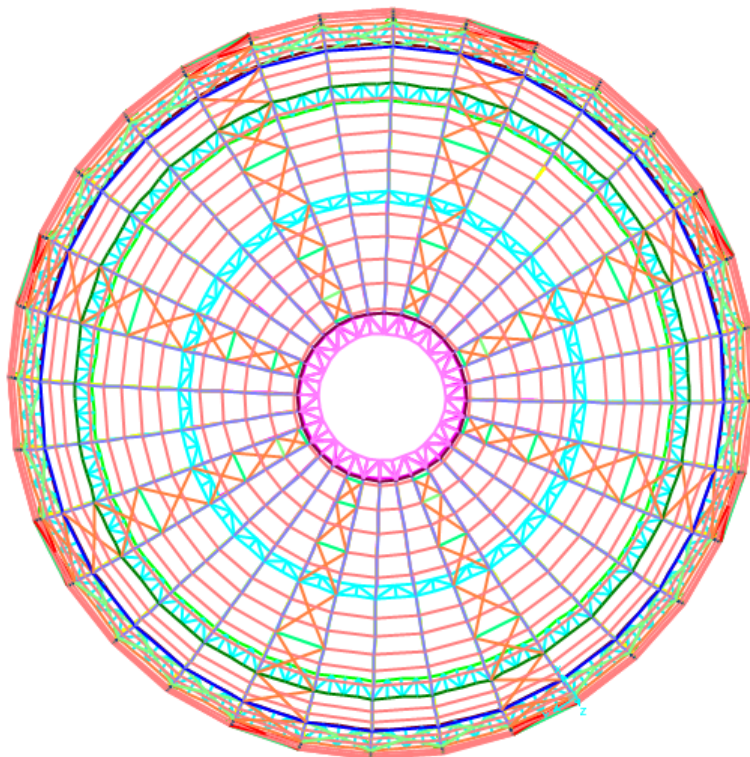
## 8 Εναλλακτικά Σενάρια Έργου

### 8.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται και αναλύονται δύο εναλλακτικές προτάσεις για τη διάταξη των κατακόρυφων και οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας. Στις δύο αυτές εναλλακτικές προτάσεις που θα εξετάσουμε παρακάτω έχουμε χρησιμοποιήσει τις διατομές που προέκυψαν από τη διαστασιολόγηση του φορέα και αναλύονται διεξοδικά στο κεφάλαιο 6. Επίσης, όσον αφορά στις παραμέτρους των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού έχουμε χρησιμοποιήσει τις ίδιες παραμέτρους με την περίπτωση 1. Συγκεκριμένα, έχουμε λάβει υπόψη εκτός των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού και την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού και έχουμε πάρει ως συντελεστή συμπεριφοράς για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού  $q=1.50$ .

### 8.2 Εναλλακτική διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας (Σενάριο 1<sup>ο</sup>)

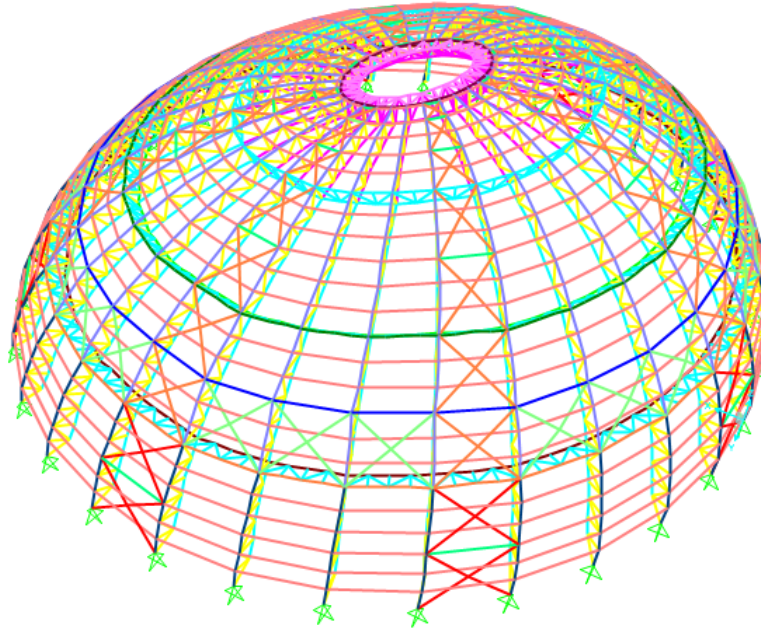
Μια πρώτη παραλλαγή της θολωτής κατασκευής είναι να τοποθετήσουμε περισσότερους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Εφόσον έχουμε μια πλήρως συμμετρική κατασκευή θα τοποθετήσουμε τόσους συνδέσμους δυσκαμψίας έτσι ώστε να συνεχίσουμε να έχουμε πλήρως συμμετρική κατασκευή. Ο φορέας της πρώτης παραλλαγής φαίνεται στο Σχήμα 8.1



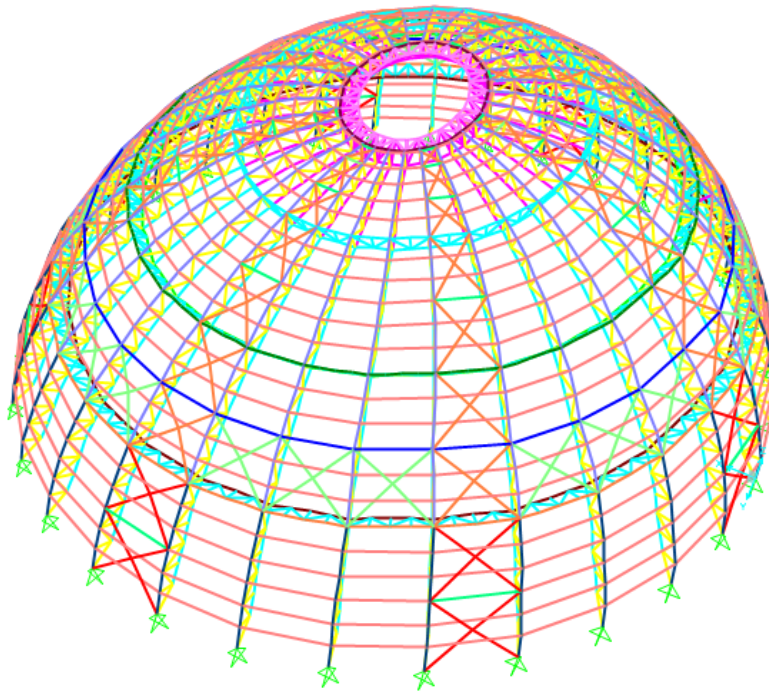
Σχήμα 8.1 Παραλλαγή 1<sup>η</sup>: Διαφορετική διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Εξαιτίας της διαφορετικής γεωμετρίας του φορέα έχουμε διαφοροποίηση και στα ιδιομορφικά μεγέθη του μοντέλου. Αυτό σημαίνει ότι αλλάζουν οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής καθώς επίσης και οι δρώσες ιδιομορφικές μάζες.

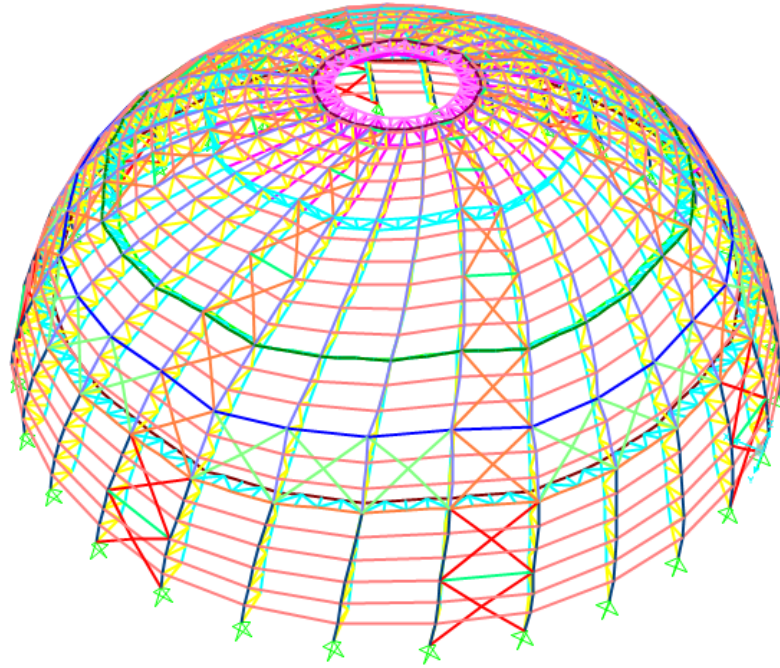
Σε αυτή την παραλλαγή απαιτούνται να ληφθούν υπόψη οι 115 πρώτες ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών και για τις τρεις συνιστώσες του σεισμού να ξεπεράσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας. Παρακάτω παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές.



Σχήμα 8.2 Πρώτη ιδιομορφή  $T = 0.26419 \text{ sec}$

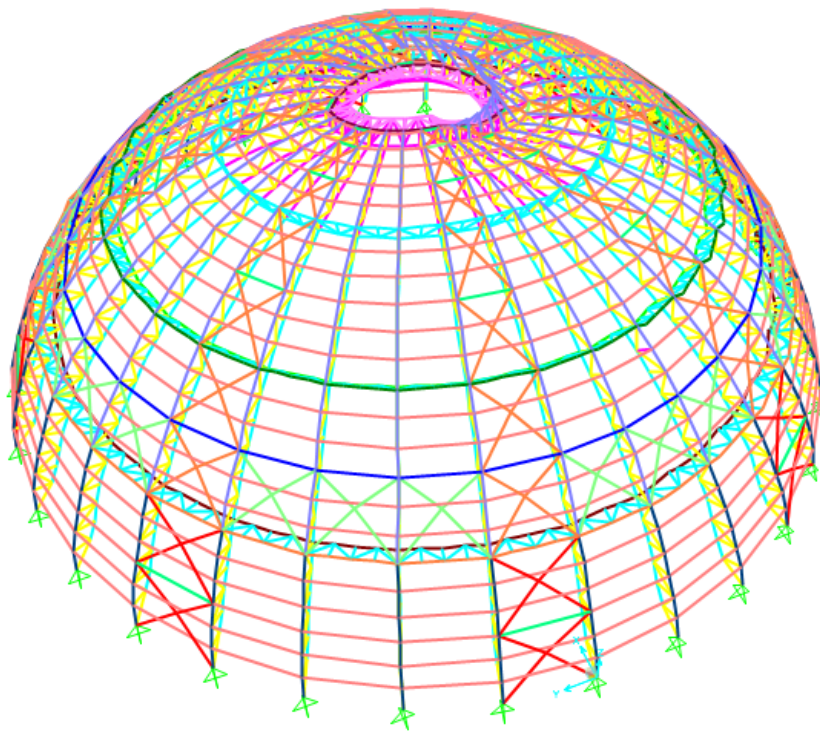


Σχήμα 8.3 Δεύτερη ιδιομορφή  $T = 0.26391 \text{ sec}$

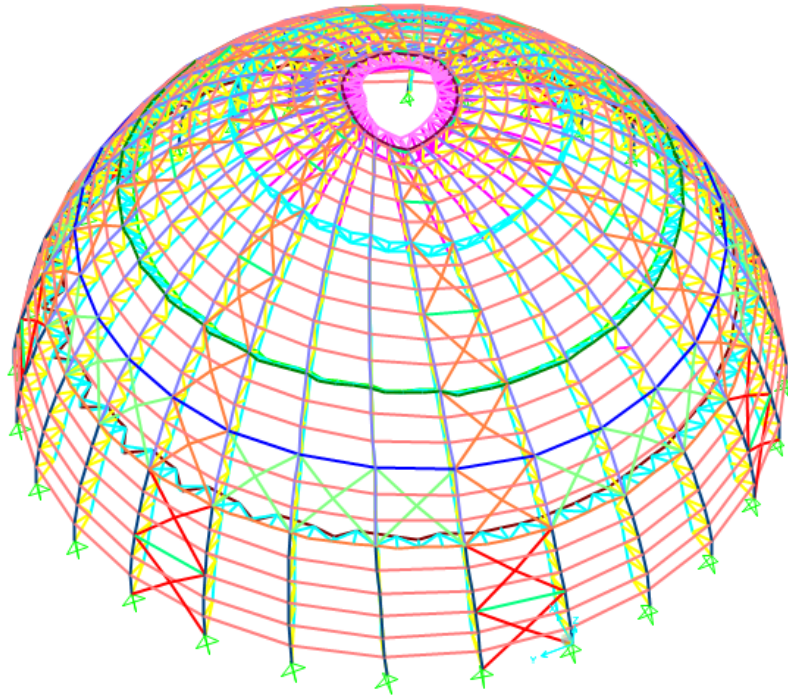


Σχήμα 8.4 Τρίτη ιδιομορφή  $T = 0.18243 \text{ sec}$

Εφόσον έχουμε διαφορετική διάταξη των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας αναμένουμε και διαφορετική παραμόρφωση λόγω σεισμού κατά  $x$  και  $y$ . Οι παραμορφώσεις λόγω των ιδιομορφικών σεισμών κατά  $x$  και  $y$  φαίνονται παρακάτω.



Σχήμα 8.5 Ιδιομορφικός σεισμός κατά  $x$

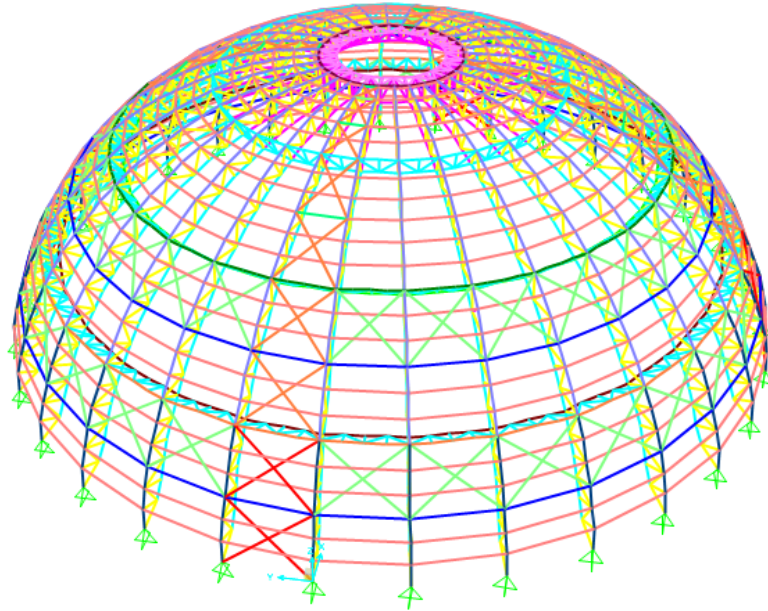


Σχήμα 8.6 Ιδιομορφικός σεισμός κατά y

Η παραμόρφωση του φορέα λόγω των στατικών φορτίων παραμένει ίδια ποιοτικά. Παρατηρούμε μόνο διαφορές στα μεγέθη των παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών. Οι διαφορές αυτές θα αναλυθούν στο επόμενο κεφάλαιο.

### 8.3 Εναλλακτική διάταξη οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας (Σενάριο 2<sup>ο</sup>)

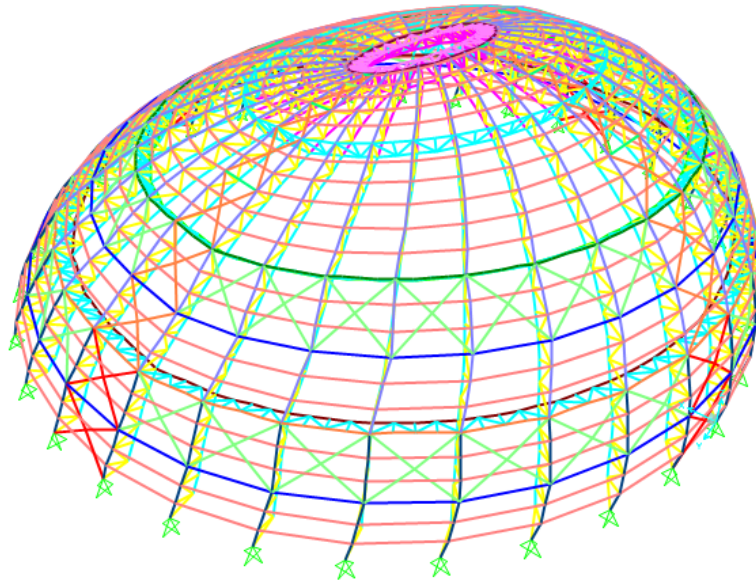
Μια δεύτερη παραλλαγή της θολωτής κατασκευής είναι να τοποθετήσουμε περισσότερους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Τοποθετούμε, συνεπώς, δύο σειρές οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας. Ο φορέας της δεύτερης παραλλαγής φαίνεται στο Σχήμα 8.7



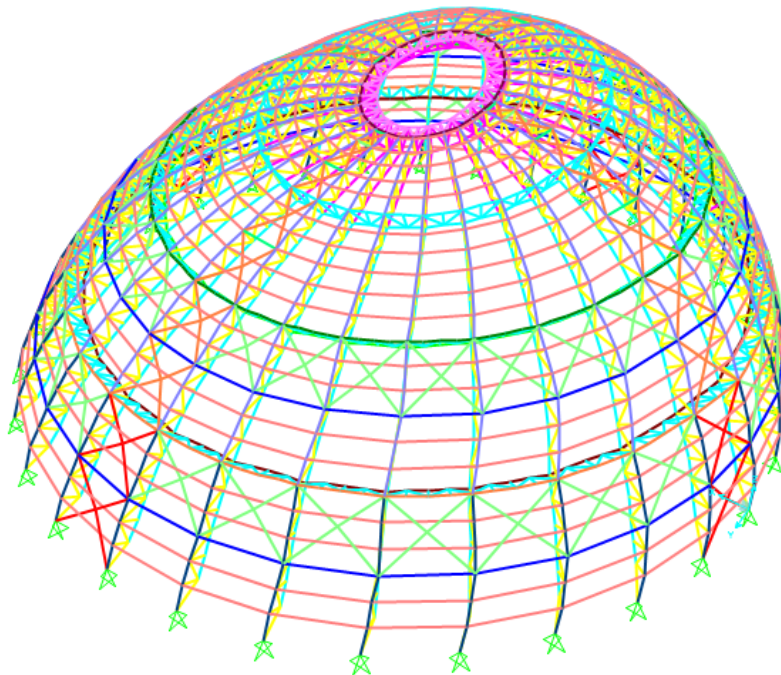
Σχήμα 8.7 Παραλλαγή 2<sup>η</sup>: Διαφορετική διάταξη οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Εξαιτίας της διαφορετικής γεωμετρίας του φορέα έχουμε διαφοροποίηση και στα ιδιομορφικά μεγέθη του μοντέλου. Αυτό σημαίνει ότι, όπως και την πρώτη παραλλαγή, αλλάζουν οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής καθώς επίσης και οι δρώσες ιδιομορφικές μάζες.

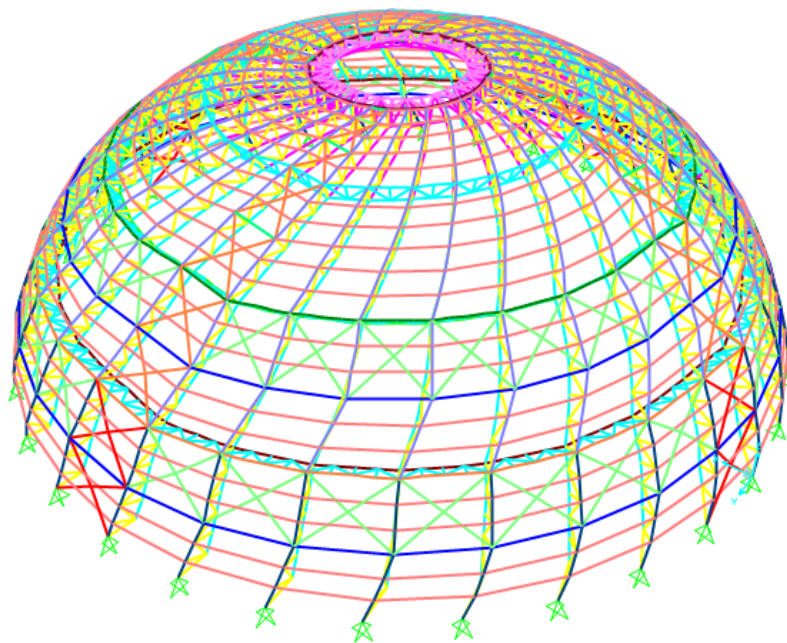
Σε αυτή την παραλλαγή απαιτούνται να ληφθούν υπόψη οι 115 πρώτες ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών και για τις τρεις συνιστώσες του σεισμού να ξεπεράσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας. Παρακάτω παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές.



Σχήμα 8.8 Πρώτη ιδιομορφή  $T = 0.27422 \text{ sec}$

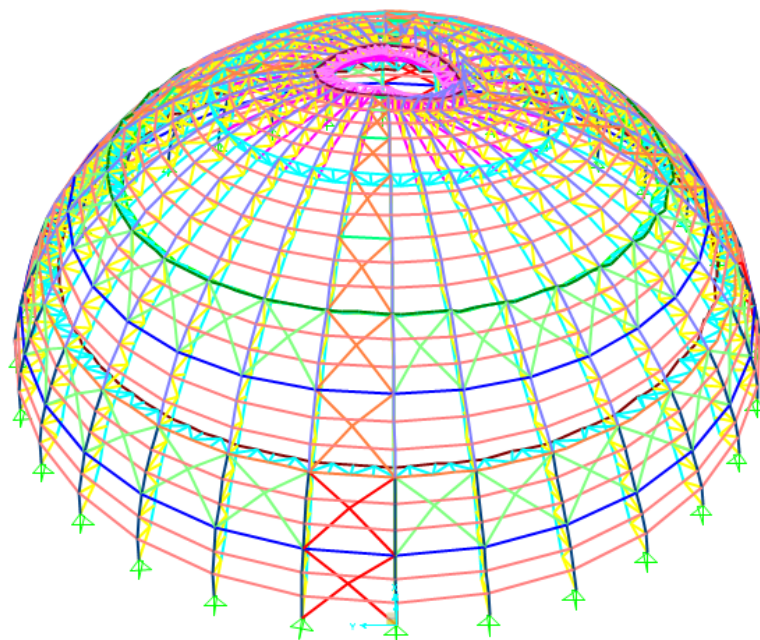


Σχήμα 8.9 Δεύτερη ιδιομορφή  $T = 0.27392 \text{ sec}$

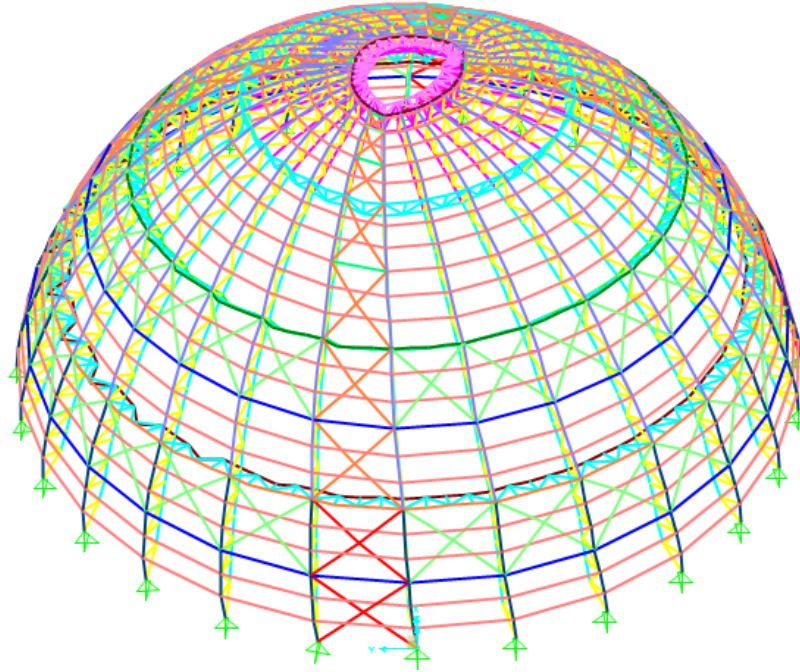


Σχήμα 8.10 Τρίτη ιδιομορφή  $T = 0.18913 \text{ sec}$

Εφόσον έχουμε διαφορετική διάταξη των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας αναμένουμε και σε αυτή την παραλλαγή διαφορετική παραμόρφωση λόγω σεισμού κατά  $x$  και  $y$ . Οι παραμορφώσεις λόγω των ιδιομορφικών σεισμών κατά  $x$  και  $y$  φαίνονται παρακάτω.



Σχήμα 8.11 Ιδιομορφικός σεισμός κατά  $x$



Σχήμα 8.12 Ιδιομορφικός σεισμός κατά  $y$

Η παραμόρφωση του φορέα λόγω των στατικών φορτίων παραμένει ίδια ποιοτικά. Παρατηρούμε μόνο διαφορές στα μεγέθη των παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών. Οι διαφορές αυτές θα αναλυθούν στο επόμενο κεφάλαιο.



## 9 Συμπεράσματα

### 9.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα των αναλύσεων των τριών διαφορετικών περιπτώσεων σχεδιασμού του φορέα καθώς επίσης και τα συγκριτικά αποτελέσματα των δύο εναλλακτικών προτάσεων για τη διάταξη των συνδέσμων δυσκαμψίας. Με βάση αυτά τα συμπεράσματα που αναλύονται παρακάτω.

### 9.2 Εναλλακτικές περιπτώσεις σχεδιασμού

Πίνακας 9.1 Μέγιστες-κατά απόλυτη τιμή-μετακινήσεις κόμβων

<b>Μέγιστες Μετακινήσεις Κόμβων</b>				
			κόμβος	συνδυασμός
<b>περίπτωση 1</b>	maxU1	0.027686	5	COMB23
	maxU2	0.017589	1812	COMB17
	maxU2	0.037048	9	COMB20
<b>περίπτωση 2</b>	maxU1	0.027686	5	COMB23
	maxU2	0.017589	1812	COMB17
	maxU2	0.037048	9	COMB20
<b>περίπτωση 3</b>	maxU1	0.027686	5	COMB23
	maxU2	0.017589	1812	COMB17
	maxU2	0.037048	9	COMB20

Πίνακας 9.2 Μέγιστη- κατά απόλυτο τιμή- αξονική δύναμη μελών

<b>Μέγιστη αξονική δύναμη μελών</b>				
			μέλος	συνδυασμός
<b>περίπτωση 1</b>	maxP	1184.43	3044	COMB8
<b>περίπτωση 2</b>	maxP	1184.43	3044	COMB8
<b>περίπτωση 3</b>	maxP	1184.43	3044	COMB8

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων και όπως ενδεικτικά φαίνεται στους δύο παραπάνω πίνακες παρατηρούμε ότι ο σεισμός δεν αποτελεί κρίσιμη φόρτιση είτε για τη διαστασιολόγηση των μελών του φορέα και τον έλεγχο αυτών είτε για τις μέγιστες μετακινήσεις που παρουσιάζονται. Επομένως, παρατηρούμε ότι είτε πραγματοποιήσουμε οιονεί ελαστική ανάλυση (συντελεστής συμπεριφοράς  $q=1.50$ ) είτε ανελαστική φασματική ανάλυση (συντελεστής συμπεριφοράς  $q=3.00$ ) δεν προκύπτουν διαφορές ως προς τη διαστασιολόγηση του φορέα. Επίσης, η διαστασιολόγηση του φορέα μη λαμβάνοντας υπόψη την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού οδηγεί στα ίδια αποτελέσματα με τη

διαστασιολόγηση του φορέα λαμβάνοντας υπόψη και τις τρεις συνιστώσες του σεισμού. Επομένως, και η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού δεν αποτελεί σημαντική φόρτιση για την κατασκευή.

Πίνακας 9.3 Σύγκριση μέγιστων- κατά απόλυτη τιμή-μετατοπίσεων λόγω σεισμικών συνδυασμών για τις περιπτώσεις σχεδιασμού 1 και 2

Μετατοπίσεις κόμβων							
αρ. κόμβου	περίπτωση 1 (Ex,Ey,Ez)			περίπτωση 2 (Ex,Ey)			ποσοστιαίες μεταβολές των μετατοπίσεων
	maxU1	output case		maxU1	output case		
54	maxU1	0,00635	F4	maxU1	0,006335	F4	0,236220472
	maxU2	0,004765	F2	maxU2	0,004764	F2	0,020986359
	maxU3	-0,00779	F4	maxU3	-0,007649	F4	1,759568456
82	maxU1	0,006327	F4	maxU1	0,006312	F4	0,237079184
	maxU2	-0,00482	F2	maxU2	-0,004821	F2	0,020738283
	maxU3	-0,00753	F4	maxU3	-0,007387	F4	1,873007439
107	maxU1	0,006482	F4	maxU1	0,006467	F4	0,231410059
	maxU2	-0,00512	F2	maxU2	-0,00512	F2	0,039047247
	maxU3	-0,0078	F4	maxU3	-0,00766	F4	1,744484351
134	maxU1	0,006473	F4	maxU1	0,006458	F4	0,231731809
	maxU2	-0,00522	F5	maxU2	-0,005218	F5	0,038314176
	maxU3	-0,00757	F4	maxU3	-0,007427	F4	1,85013876
159	maxU1	0,006265	F4	maxU1	0,006253	F4	0,191540303
	maxU2	-0,00542	F5	maxU2	-0,00542	F5	0,018446781
	maxU3	-0,00769	F4	maxU3	-0,007556	F4	1,742522757
186	maxU1	0,006239	F4	maxU1	0,006227	F4	0,192338516
	maxU2	-0,00539	F5	maxU2	-0,00539	F5	0,037091988
	maxU3	-0,00746	F4	maxU3	-0,007322	F4	1,863021043

Πίνακας 9.4 Σύγκριση μέγιστων-κατά απόλυτη τιμή- αξονικών δυνάμεων λόγω στατικών και σεισμικών μεγεθών για τις περιπτώσεις σχεδιασμού 1 και 2

Εντατικά μεγέθη							
αρ. μέλους	περίπτωση 1 (Ex,Ey,Ez)			περίπτωση 2 (Ex,Ey)			ποσοστιαίες μεταβολές των αξ.δυνάμεων
	maxP <sub>στατ.</sub>	output case		maxP <sub>στατ.</sub>	output case		
29	maxP <sub>στατ.</sub>	-1090,28	COMB8	maxP <sub>στατ.</sub>	-1090,279	COMB8	0
	maxP <sub>σεισμ.</sub>	-559,531	F5	maxP <sub>σεισμ.</sub>	-554,865	F5	0,833912688
30	maxP <sub>στατ.</sub>	-1025,499	COMB8	maxP <sub>στατ.</sub>	-1025,499	COMB8	0

	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-546,808	F5	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-542,1483	F5	0,852157735
64	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-370,5193	COMB5	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-370,5193	COMB5	0
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-170,1753	F6	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-162,5553	F5	4,477734728
1825	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-100,705	COMB6	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-100,705	COMB6	0
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-72,61967	F4	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-71,84033	F4	1,07317118
2016	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-184,8513	COMB5	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-184,8513	COMB5	0
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-125,2463	F4	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-123,4047	F4	1,470435595
3107	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	152,701	COMB20	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	152,701	COMB20	0
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	36,515	F6	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	35,039	F4	4,042174449

Όπως φαίνεται ενδεικτικά, για κάποιους κόμβους κορυφής και μέλη του φορέα και στους Πίνακες 9.3 και 9.4, αντίστοιχα, αν αγνοήσουμε την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού έχουμε μείωση των μέγιστων- κατά απόλυτη τιμή- μετατοπίσεων των κόμβων κορυφής της θολωτής κατασκευής κατά περίπου 2%. Επίσης παρατηρείται και μείωση των εντατικών μεγεθών της τάξης του 2%-4%. Η μειώσεις των μέγιστων μετατοπίσεων κορυφής και των εντατικών μεγεθών είναι μικρότερες του 5% και επομένως μπορούμε να αγνοήσουμε την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού καθώς το σφάλμα θεωρείται αποδεκτό.

Πίνακας 9.5 Σύγκριση μέγιστων- κατά απόλυτη τιμή-μετατοπίσεων λόγω σεισμικών συνδυασμών για τις περιπτώσεις σχεδιασμού 1 και 3

Μετατοπίσεις κόμβων							
αρ. κόμβου	περίπτωση 1 (q=1.50)			περίπτωση 3 (q=3.0)			ποσοστιαίες μεταβολές των μετατοπίσεων
	output case			output case			
54	<b>maxU1</b>	0,00635	F4	<b>maxU1</b>	0,00269	F4	57,66929134
	<b>maxU2</b>	0,004765	F2	<b>maxU2</b>	-0,0013	F2	73,43126967
	<b>maxU3</b>	-0,007786	F4	<b>maxU3</b>	-0,0058	F4	25,09632674
82	<b>maxU1</b>	0,006327	F4	<b>maxU1</b>	0,00266	F4	57,89473684
	<b>maxU2</b>	-0,004822	F2	<b>maxU2</b>	-0,0013	F2	73,8490253
	<b>maxU3</b>	-0,007528	F4	<b>maxU3</b>	-0,0057	F4	24,32252922
107	<b>maxU1</b>	0,006482	F4	<b>maxU1</b>	0,00271	F4	58,20734341
	<b>maxU2</b>	-0,005122	F2	<b>maxU2</b>	-0,0015	F2	70,67551738
	<b>maxU3</b>	-0,007796	F4	<b>maxU3</b>	-0,0058	F4	25,8337609
134	<b>maxU1</b>	0,006473	F4	<b>maxU1</b>	0,0027	F4	58,2573768
	<b>maxU2</b>	-0,00522	F5	<b>maxU2</b>	-0,0015	F5	71,24521073
	<b>maxU3</b>	-0,007567	F4	<b>maxU3</b>	-0,0057	F4	25,09581076
159	<b>maxU1</b>	0,006265	F4	<b>maxU1</b>	0,00253	F4	59,6009577
	<b>maxU2</b>	-0,005421	F5	<b>maxU2</b>	-0,0017	F5	69,41523704

	<b>maxU3</b>	-0,00769	F4	<b>maxU3</b>	-0,0057	F4	26,03381014
	<b>maxU1</b>	0,006239	F4	<b>maxU1</b>	0,00251	F4	59,81727841
186	<b>maxU2</b>	-0,005392	F5	<b>maxU2</b>	-0,0017	F5	69,15801187
	<b>maxU3</b>	-0,007461	F4	<b>maxU3</b>	-0,0056	F4	25,2513068

Πίνακας 9.6 Σύγκριση μέγιστων-κατά απόλυτη τιμή- αξονικών δυνάμεων λόγω στατικών και σεισμικών μεγεθών για τις περιπτώσεις σχεδιασμού 1 και 3

Εντατικά μεγέθη							
αρ. μέλους	περίπτωση 1 (q=1.50)			περίπτωση 3 (q=3.00)			ποσοστιαίες μεταβολές των αξ.δυνάμεων
		output case		output case			
29	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-1090,28	COMB8	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-1090,3	COMB8	0
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-559,531	F5	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-414,76	F5	25,87411004
30	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-1025,499	COMB8	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-1025,5	COMB8	0
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-546,808	F5	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-402,48	F5	26,3940908
64	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-370,5193	COMB5	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-370,52	COMB5	0
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-170,1753	F6	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-161,61	F6	5,03088971
1825	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-100,705	COMB6	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-100,71	COMB6	0
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-72,61967	F4	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-50,794	F4	30,05476019
2016	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-184,8513	COMB5	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-100,71	COMB6	45,52108541
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-125,2463	F4	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-95,157	F4	24,02385699
3107	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	152,701	COMB20	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	152,701	COMB20	0
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	36,515	F6	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	36,232	F6	0,775023963

Όπως φαίνεται ενδεικτικά, για κάποιους κόμβους κορυφής και μέλη του φορέα και στους Πίνακες 9.5 και 9.6, αντίστοιχα, ο συντελεστής συμπεριφοράς παίζει σημαντικό ρόλο στις μετατοπίσεις των κόμβων κορυφής της κατασκευής καθώς επίσης και στις αξονικές δυνάμεις των μελών του δικτύωματος. Η αύξηση του συντελεστή συμπεριφοράς από q=1.50 σε q=3.00 οδηγεί σε σημαντική μείωση των μετατοπίσεων της τάξης του 25%-30%. Επίσης μειώνονται και τα εντατικά μεγέθη κατά το ίδιο περίπου ποσοστό. Η μείωση αυτή είναι αναμενόμενη καθώς ο μεγαλύτερος συντελεστής συμπεριφοράς οδηγεί σε μικρότερες επιταχύνσεις σχεδιασμού και επομένως μικρότερες μετατοπίσεις και εντατικά σεισμικά μεγέθη.

### 9.3 Εναλλακτικές διατάξεις συνδέσμων δυσκαμψίας

Πίνακας 9.7 Σύγκριση μέγιστων- κατά απόλυτη τιμή-μετατοπίσεων λόγω σεισμικών συνδυασμών για την περίπτωση σχεδιασμού 1 και την εναλλακτική διάταξη συνδέσμων δυσκαμψίας 1

Μετατοπίσεις κόμβων							
αρ. κόμβου	περίπτωση 1			παραλλαγή 1			ποσοστιαίες μεταβολές των μετατοπίσεων
	max	value	output case	max	value	output case	
54	maxU1	0,00635	F4	maxU1	0,00558	F4	12,17322835
	maxU2	0,00477	F2	maxU2	-0,0043	F2	9,317943337
	maxU3	-0,00779	F4	maxU3	-0,0076	F4	2,311841767
82	maxU1	0,00633	F4	maxU1	0,00555	F4	12,26489648
	maxU2	-0,00482	F2	maxU2	-0,0043	F2	11,61343841
	maxU3	-0,00753	F4	maxU3	-0,0074	F4	2,072263549
107	maxU1	0,00648	F4	maxU1	0,00572	F4	11,70934897
	maxU2	-0,00512	F2	maxU2	-0,0046	F2	9,429910191
	maxU3	-0,0078	F4	maxU3	-0,0076	F4	2,36018471
134	maxU1	0,00647	F4	maxU1	0,00572	F4	11,69473196
	maxU2	-0,00522	F5	maxU2	-0,0046	F5	12,14559387
	maxU3	-0,00757	F4	maxU3	-0,0074	F4	2,074798467
159	maxU1	0,00627	F4	maxU1	0,00556	F4	11,23703113
	maxU2	-0,00542	F5	maxU2	-0,0048	F5	11,95351411
	maxU3	-0,00769	F4	maxU3	-0,0075	F4	2,353706112
186	maxU1	0,00624	F4	maxU1	0,00554	F4	11,28385959
	maxU2	-0,00539	F5	maxU2	-0,0047	F5	12,37017804
	maxU3	-0,00746	F4	maxU3	-0,0073	F4	1,916633159

Πίνακας 9.8 Σύγκριση μέγιστων-κατά απόλυτη τιμή- αξονικών δυνάμεων λόγω στατικών και σεισμικών μεγεθών για την περίπτωση σχεδιασμού 1 και την εναλλακτική διάταξη συνδέσμων δυσκαμψίας 1

Εντατικά μεγέθη							
αρ. μέλους	περίπτωση 1			παραλλαγή 1			ποσοστιαίες μεταβολές των αξ.δυνάμεων
	max	value	output case	max	value	output case	
29	maxP <sub>στατ.</sub>	-1090,3	COMB8	maxP <sub>στατ.</sub>	-1085,802	COMB8	0,410689609
	maxP <sub>σεισμ.</sub>	-559,53	F5	maxP <sub>σεισμ.</sub>	-517,927	F5	7,435512956
30	maxP <sub>στατ.</sub>	-1025,5	COMB8	maxP <sub>στατ.</sub>	-1024,873	COMB8	0,061043433

	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-546,81	F5	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-506,1117	F5	7,442527054
64	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-370,52	COMB5	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-374,0697	COMB5	-0,95820461
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-170,18	F6	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-170,0863	F6	0,052299001
1825	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-100,71	COMB6	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-95,019	COMB6	5,64619433
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-72,62	F4	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-70,29067	F4	3,207120202
2016	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-184,85	COMB5	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-174,998	COMB5	5,330409663
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-125,25	F4	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-124,7527	F4	0,394156582
3107	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	152,701	COMB20	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	155,906	COMB20	2,098872961
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	36,515	F6	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	35,798	F6	1,963576612

Πίνακας 9.9 Σύγκριση ποσότητας χάλυβα για την περίπτωση σχεδιασμού 1 και την εναλλακτική διάταξη συνδέσμων δυσκαμψίας 1

	Ποσότητα χάλυβα		
	m <sup>3</sup>	kg	% μεταβολή
<b>περίπτωση 1</b>	96,387722	756,64362	2,03827037
<b>παραλλαγή 1</b>	98,352365	772,06606	

Όπως φαίνεται ενδεικτικά, για κάποιους κόμβους κορυφής και μέλη του φορέα και στους Πίνακες 9.7 και 9.8, αντίστοιχα, η προσθήκη περισσότερων κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας οδηγεί σε μείωση των μετατοπίσεων κορυφής και των εντατικών μεγεθών λόγω σεισμού. Συγκεκριμένα, οι μετατοπίσεις κορυφής στις διευθύνσεις x και y μειώνονται κατά περίπου 12% ενώ οι κατακόρυφες μετατοπίσεις δεν παρουσιάζουν ιδιαίτερη μείωση. Τα εντατικά μεγέθη στον φορέα λόγω των σεισμικών συνδυασμών μειώνονται κατά περίπου 7%. Παρόλο όμως που υπάρχει μείωση τόσο των μετατοπίσεων όσο και των αξονικών δυνάμεων λόγω σεισμού, δεν σημαίνει ότι η τοποθέτηση περισσότερων κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας οδηγεί και σε οικονομικότερο σχεδιασμό. Και αυτό γιατί αφενός οι μειώσεις που παρατηρούνται δεν είναι τόσο σημαντικές ώστε να υπάρξει σημαντική μείωση των διατομών των μελών του φορέα και αφετέρου χρησιμοποιούμε μεγαλύτερη ποσότητα δομικού χάλυβα. Βέβαια, όπως φαίνεται και στον πίνακα 9.9 η αύξηση των κιλών του χάλυβα που θα χρησιμοποιήσουμε είναι 2%. Επομένως, οδηγούμαστε στο συμπέρασμα ότι η εναλλακτική διάταξη των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας δεν παρουσιάζει αξιόλογες μεταβολές από την διάταξη που έχει ήδη επιλεγεί καθώς ο σεισμός δεν αποτελεί κρίσιμη φόρτιση και άρα η μείωση των μετακινήσεων και των εντατικών μεγεθών λόγω σεισμικών συνδυασμών δεν οδηγεί σε διαφοροποιήσεις των διατομών του φορέα.

Πίνακας 9.10 Σύγκριση μέγιστων- κατά απόλυτη τιμή-μετατοπίσεων λόγω σεισμικών συνδυασμών για την περίπτωση σχεδιασμού 1 και την εναλλακτική διάταξη συνδέσμων δυσκαμψίας 2

Μετατοπίσεις κόμβων							
αρ. κόμβου	περίπτωση 1			παραλλαγή 2			ποσοστιαίες μεταβολές των μετατοπίσεων
	maxU	τιμή	output case	maxU	τιμή	output case	
54	maxU1	0,00635	F4	maxU1	0,006	F4	5,543307087
	maxU2	0,00477	F2	maxU2	-0,0046	F2	3,504721931
	maxU3	-0,0078	F4	maxU3	-0,0076	F4	1,965065502
82	maxU1	0,00633	F4	maxU1	0,00598	F4	5,563458195
	maxU2	-0,0048	F2	maxU2	-0,0045	F2	5,765242638
	maxU3	-0,0075	F4	maxU3	-0,0074	F4	1,88629118
107	maxU1	0,00648	F4	maxU1	0,00613	F4	5,476704721
	maxU2	-0,0051	F2	maxU2	-0,0049	F2	3,475204998
	maxU3	-0,0078	F4	maxU3	-0,0076	F4	2,052334531
134	maxU1	0,00647	F4	maxU1	0,00612	F4	5,484319481
	maxU2	-0,0052	F5	maxU2	-0,0049	F5	6,034482759
	maxU3	-0,0076	F4	maxU3	-0,0074	F4	1,955860975
159	maxU1	0,00627	F4	maxU1	0,00592	F4	5,490822027
	maxU2	-0,0054	F5	maxU2	-0,0051	F5	6,105884523
	maxU3	-0,0077	F4	maxU3	-0,0075	F4	2,080624187
186	maxU1	0,00624	F4	maxU1	0,0059	F4	5,513704119
	maxU2	-0,0054	F5	maxU2	-0,0051	F5	6,083086053
	maxU3	-0,0075	F4	maxU3	-0,0073	F4	1,970245275

Πίνακας 9.11 Σύγκριση μέγιστων-κατά απόλυτη τιμή- αξονικών δυνάμεων λόγω στατικών και σεισμικών μεγεθών για την περίπτωση σχεδιασμού 1 και την εναλλακτική διάταξη συνδέσμων δυσκαμψίας 2

Εντατικά μεγέθη							
αρ. μέλους	περίπτωση 1			παραλλαγή 2			ποσοστιαίες μεταβολές των αξ.δυνάμεων
	maxP	τιμή	output case	maxP	τιμή	output case	
29	maxP <sub>στατ.</sub>	-1090,3	COMB8	maxP <sub>στατ.</sub>	-1096,1	COMB8	-0,529925035
	maxP <sub>σεισμ.</sub>	-559,53	F5	maxP <sub>σεισμ.</sub>	-523,99	F5	6,351926882
30	maxP <sub>στατ.</sub>	-1025,5	COMB8	maxP <sub>στατ.</sub>	-1032,4	COMB8	-0,671315242
	maxP <sub>σεισμ.</sub>	-546,81	F5	maxP <sub>σεισμ.</sub>	-510,29	F5	6,67918782
64	maxP <sub>στατ.</sub>	-370,52	COMB5	maxP <sub>στατ.</sub>	-362,49	COMB5	2,167408268

	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-170,18	F6	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-167,39	F6	1,639681427
1825	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-100,71	COMB6	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-98,017	COMB6	2,669182265
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-72,62	F4	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-70,509	F4	2,906008014
2016	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-184,85	COMB5	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	-181,19	COMB5	1,979067864
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-125,25	F4	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	-120,2	F4	4,026465179
3107	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	152,701	COMB20	<b>maxP<sub>στατ.</sub></b>	245,289	COMB20	-60,63352565
	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	36,515	F6	<b>maxP<sub>σεισμ.</sub></b>	44,964	F6	-23,13843626

Πίνακας 9.12 Σύγκριση ποσότητας χάλυβα για την περίπτωση σχεδιασμού 1 και την εναλλακτική διάταξη συνδέσμων δυσκαμψίας 1

	Ποσότητα χάλυβα		
	m <sup>3</sup>	kg	% μεταβολή
<b>περίπτωση 1</b>	96,387722	756,64362	4,063486444
<b>παραλλαγή 1</b>	100,30442	787,38973	

Όπως φαίνεται ενδεικτικά, για κάποιους κόμβους κορυφής και μέλη του φορέα και στους Πίνακες 9.10 και 9.11, αντίστοιχα, η προσθήκη περισσότερων οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας οδηγεί σε μείωση των μετατοπίσεων κορυφής και των εντατικών μεγεθών λόγω σεισμού. Συγκεκριμένα, οι μετατοπίσεις κορυφής στις διευθύνσεις x και y μειώνονται κατά περίπου 5% και 6% ,αντίστοιχα, ενώ οι κατακόρυφες μετατοπίσεις δεν παρουσιάζουν ιδιαίτερη μείωση. Τα εντατικά μεγέθη στον φορέα λόγω των σεισμικών συνδυασμών μειώνονται κατά περίπου 7%. Παρόλο όμως που υπάρχει μείωση τόσο των μετατοπίσεων όσο και των αξονικών δυνάμεων λόγω σεισμού, δεν σημαίνει ότι η τοποθέτηση περισσότερων οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας οδηγεί και σε οικονομικότερο σχεδιασμό. Και αυτό γιατί αφενός οι μειώσεις που παρατηρούνται δεν είναι τόσο σημαντικές ώστε να υπάρξει σημαντική μείωση των διατομών των μελών του φορέα και αφετέρου χρησιμοποιούμε μεγαλύτερη ποσότητα δομικού χάλυβα. Βέβαια, όπως φαίνεται και στον πίνακα 9.12 η αύξηση των κιλών του χάλυβα που θα χρησιμοποιήσουμε είναι 4%. Επομένως, οδηγούμαστε στο συμπέρασμα ότι η εναλλακτική διάταξη των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας δεν παρουσιάζει αξιόλογες μεταβολές από την διάταξη που έχει ήδη επιλεγεί καθώς ο σεισμός δεν αποτελεί κρίσιμη φόρτιση και άρα η μείωση των μετακινήσεων και των εντατικών μεγεθών λόγω σεισμικών συνδυασμών δεν οδηγεί σε διαφοροποιήσεις των διατομών του φορέα.



## 10 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2009). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Ερμόπουλος Ι. (2005). «Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Ψυχάρης Ι. (2010) «Βασικές Αρχές Ευρωκώδικα 8».
4. Ευρωκώδικας 0: Βασικές αρχές σχεδιασμού (EN1990)
5. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών (EN1991)
6. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός έργων από χάλυβα (EN1993)
7. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών (EN1998)
8. CSI (2009), «SAP2000 Basic Analysis Reference Manual»