



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

**Μελέτη πυλώνα φωτισμού γηπέδου ολυμπιακών  
διαστάσεων**



**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**Ιωάννης Γ. Χαβάκης**

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Ιούλιος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/22

Χαβάκης Ι. Γ. (2016)  
Μελέτη πύλωνα φωτισμού γηπέδου ολυμπιακών διαστάσεων  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/22  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Chavakis I. G. (2016)  
Floodlight tower analysis in olympic stadiums  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/22  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	4
Abstract .....	5
Ευχαριστίες .....	6
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : Εισαγωγή .....</b>	<b>7</b>
1.1 Γενικά για πυλώνες φωτισμού .....	7
1.2 Σκοπός της εργασίας.....	7
1.3 Περιγραφή και παρουσίαση της κατασκευής.....	7
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Υλικά κατασκευής-Φορτία-Συνδυασμοί φορτίσεων .....</b>	<b>12</b>
2.1 Ποιότητα υλικών κατασκευής και χαρακτηριστικά τους .....	12
2.2 Γενικά-φορτία.....	12
2.3 Μόνιμα φορτία .....	13
2.3.1 Υπολογισμός μόνιμων φορτίων .....	13
2.4 Φορτία Ανέμου .....	17
2.4.1 Παράμετροι υπολογισμού φορτίων ανέμου .....	17
2.4.2 Υπολογισμοί φορτίων ανέμου στην κατασκευή.....	25
2.5 Σεισμικά φορτία.....	30
2.5.1 Παράμετροι υπολογισμού σεισμικών φορτίων .....	30
2.5.2 Υπολογισμός σεισμικών φορτίων.....	34
2.6 Καταστάσεις Σχεδιασμού και συνδυασμοί δράσεων .....	37
2.6.1 Καταστάσεις Σχεδιασμού.....	37
2.6.2 Συνδυασμοί φορτίσεων στην κατασκευή .....	37
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – Ανάλυση του φορέα και έλεγχοι.....</b>	<b>39</b>
3.1 Κατάταξη Διατομών – Επιλογή μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου.....	39
3.2 Ανάλυση – Εντατικά μεγέθη .....	42
3.3 Ελέγχοι διατομών και μελών.....	49
3.3.1 Έλεγχος σε αξονική θλιπτική δύναμη.....	49
3.3.2 Έλεγχος σε κάμψη .....	49
3.3.2 Έλεγχος σε διάτμηση.....	50
3.3.3 Έλεγχος σε στρέψη .....	50
3.3.4 Έλεγχος σε λυγισμό .....	51
3.3.5 Έλεγχος σε κύρτωση (τοπικός λυγισμός) .....	52
3.3.6 Έλεγχος κοχλιωτών συνδέσεων.....	69
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – Προσομοίωση και ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία (FEM).....</b>	<b>74</b>
4.1 – Εισαγωγή γεωμετρίας και φόρτισης .....	74
4.2 - Εκτέλεση αναλύσεων και αποτελέσματα.....	80
4.2.1 – Εκτέλεση Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης (Statics).....	80
4.2.2 - Εκτέλεση Γραμμικής Ανάλυσης Λυγισμού (Linearized Buckling Analysis) .....	85
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 – Συμπεράσματα-Προτάσεις για περαιτέρω μελέτη .....</b>	<b>89</b>
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>	<b>90</b>

## Μελέτη πυλώνα φωτισμού γηπέδου ολυμπιακών διαστάσεων

Χαβάκης Γ. Ι. (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

### Περίληψη

Η ανάγκη φωτισμού ενός σταδίου, καλύπτεται σε πολλές περιπτώσεις από κατακόρυφες πυργοειδείς κατασκευές. Οι κατασκευές αυτές βρίσκουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον στην επιστήμη του πολιτικού μηχανικού, καθώς είναι ευάλωτες σε δράσεις όπως ο άνεμος και ο σεισμός. Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, είναι η μελέτη ενός πυλώνα φωτισμού, που υπάγεται στα πρότυπα και τις απαιτήσεις των σταδίων με ολυμπιακές διαστάσεις. Η ανάλυση της κατασκευής γίνεται αρχικά με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 – Σχεδιασμός έργων από χάλυβα και στη συνέχεια με χρήση του λογισμικού ηλεκτρονικού υπολογιστή ADINA.

Αρχικά, στο πρώτο κεφάλαιο, γίνεται μια γενική αναφορά στους πυλώνες των σταδίων και παρουσιάζονται η γεωμετρία και τα χαρακτηριστικά της υπό μελέτη κατασκευής.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν και υπολογίζονται τα φορτία που δρουν επί της κατασκευής, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται η ανάλυση της κατασκευής, προσδιορίζοντας τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τους συνδυασμούς φορτίσεων που δρουν σ αυτή. Στη συνέχεια, γίνεται έλεγχος των διατομών και των μελών του φορέα στα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Στο τέταρτο κεφάλαιο προσομοιώνεται η κατασκευή στο λογισμικό ADINA με χρήση πεπερασμένων στοιχείων και εκτελούνται οι αντίστοιχες αναλύσεις με το προηγούμενο κεφάλαιο, υπολογίζοντας τις μέγιστες τάσεις και μετακινήσεις του φορέα. Μετά τις αναλύσεις αυτές προτείνονται τρόποι αντιμετώπισης των προβλημάτων που παρουσιάζει η κατασκευή.

Τέλος, στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από αυτή τη διπλωματική εργασία, καθώς και προτάσεις για περαιτέρω μελέτη και έρευνα.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2016/22

## **Floodlight tower analysis in olympic stadiums**

Chavakis G. I. (supervised by Avraam T.)

### **Abstract**

In many cases, vertical, tower-style structures are required to provide lighting into a stadium. From a scientific perspective, there is significant interest for a civil engineer in this kind of structures, since they are vulnerable at effects, such as the wind or the earthquake. The topic of this thesis refers particularly to the study of a pylon with the purpose to provide lighting, according to the technical standards and requirements of the pylons used in the olympic stadiums. The analysis of the structure is being conducted initially based on the regulations of Eurocode 3 – Design of steel structures and secondly through the use of ADINA software.

To begin with, Chapter 1 includes a general reference in the pylon used for the purpose of a stadium and it also presents the geometry as well as the characteristics of the relevant structure study.

Chapter 2 refers to the characteristics of the used materials and presents the estimated loads on the structure, according to the Eurocode 1.

In Chapter 3, the analysis of the structure is conducted, defining the intensive magnitudes resulting from the combination of the loads applied on the structure. Consequently, the cross-section and the parts of the actor are being tested on adverse intensive magnitudes, based on Eurocode 3.

Chapter 4 presents a simulation of the structure on ADINA software with the use of finite data and then similar analysis as in the previous chapter are conducted, calculating the maximum of the tensions and the motions of the actor. As a next step, there is a presentation of suggested solutions to encounter the structural issues on the project.

Finally, Chapter 5 presents the conclusions of this thesis as well as suggestions for further study and research.

# Ευχαριστίες

Με την εκπόνηση αυτής της διπλωματικής εργασίας και την ολοκλήρωση των σπουδών μου, θα ήθελα πάνω από όλους να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Τάσο Αβραάμ, για την καθοδήγηση, τις συμβουλές και τις γνώσεις που μου μετέδωσε κατά τη διάρκεια της συνεργασίας μας και τη διδασκαλία των μαθημάτων στον τομέα των μεταλλικών κατασκευών.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τους υποψήφιους διδάκτορες κ. Ηλία Θανάσουλα και κ. Βασίλη Μελισσιανό για την πολύτιμη βοήθεια και τις σημαντικές υποδείξεις στην κατανόηση και χρήση του λογισμικού ADINA.

Τέλος, θα ήθελα να εκφράσω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου για την ηθική και οικονομική υποστήριξη όλα αυτά τα χρόνια της φοιτητικής ζωής. Κλείνοντας, θα πρέπει να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τους φίλους μου για τη στήριξη τους και τις στιγμές που περάσαμε όλα αυτά τα φοιτητικά χρόνια.

# **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : Εισαγωγή**

## **1.1 Γενικά για πυλώνες φωτισμού**

Είναι ευρέως διαδεδομένο πως η κάλυψη του φωτισμού μεγάλων γηπέδων γίνεται είτε μέσω πυργοειδών κατασκευών όπως είναι οι πυλώνες φωτισμού (η αλλιώς πύργοι προβολέων) είτε μέσω εγκαταστάσεων φωτισμού που είναι τοποθετημένες στα στέγαστρα των γηπέδων.

Όσον αφορά τους πυλώνες, συνήθως κατασκευάζονται και τοποθετούνται τέσσερις σε κάθε γήπεδο, ένας σε κάθε ακραία γωνία της όλης εγκατάστασης για να υπάρχει αλληλοεπικάλυψη και να φωτίζεται επαρκώς όλος ο περιβάλλον χώρος. Τα ύψη τους ποικίλλουν ανάλογα με την έκταση του γηπέδου, από 12 m συνήθως έως 60 m ενώ οι διατομές τους μπορεί να είναι κυκλικές ή πολυγωνικές με διαστάσεις πλάτους 0,50 m έως 1,00 m στη βάση. Στις περισσότερες περιπτώσεις οι κατασκευές αυτές είναι κατακόρυφες και κάθετες στο έδαφος, χωρίς κλίση. Ο φωτισμός εγκαθίσταται σε πλατφόρμα ή βραχίονες στο ανώτερο σημείο της κατασκευής από την επιφάνεια του εδάφους και η πρόσβαση σε αυτόν γίνεται μέσω μεταλλικής σκάλας.

## **1.2 Σκοπός της εργασίας**

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη ενός πυλώνα φωτισμού με χαρακτηριστικά που διαφέρουν αρκετά από αυτά των συνηθισμένων που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο, όπως μεγάλες διαστάσεις διατομών, αρκετά μεγάλο κατακόρυφο ύψος και κλίση ως προς το έδαφος. Η ανάλυση της κατασκευής γίνεται αρχικά με τον Ευρωκώδικα 3-Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα και στη συνέχεια με την προσομοίωση της στο λογισμικό ηλεκτρονικού υπολογιστή ADINA.

## **1.3 Περιγραφή και παρουσίαση της κατασκευής**

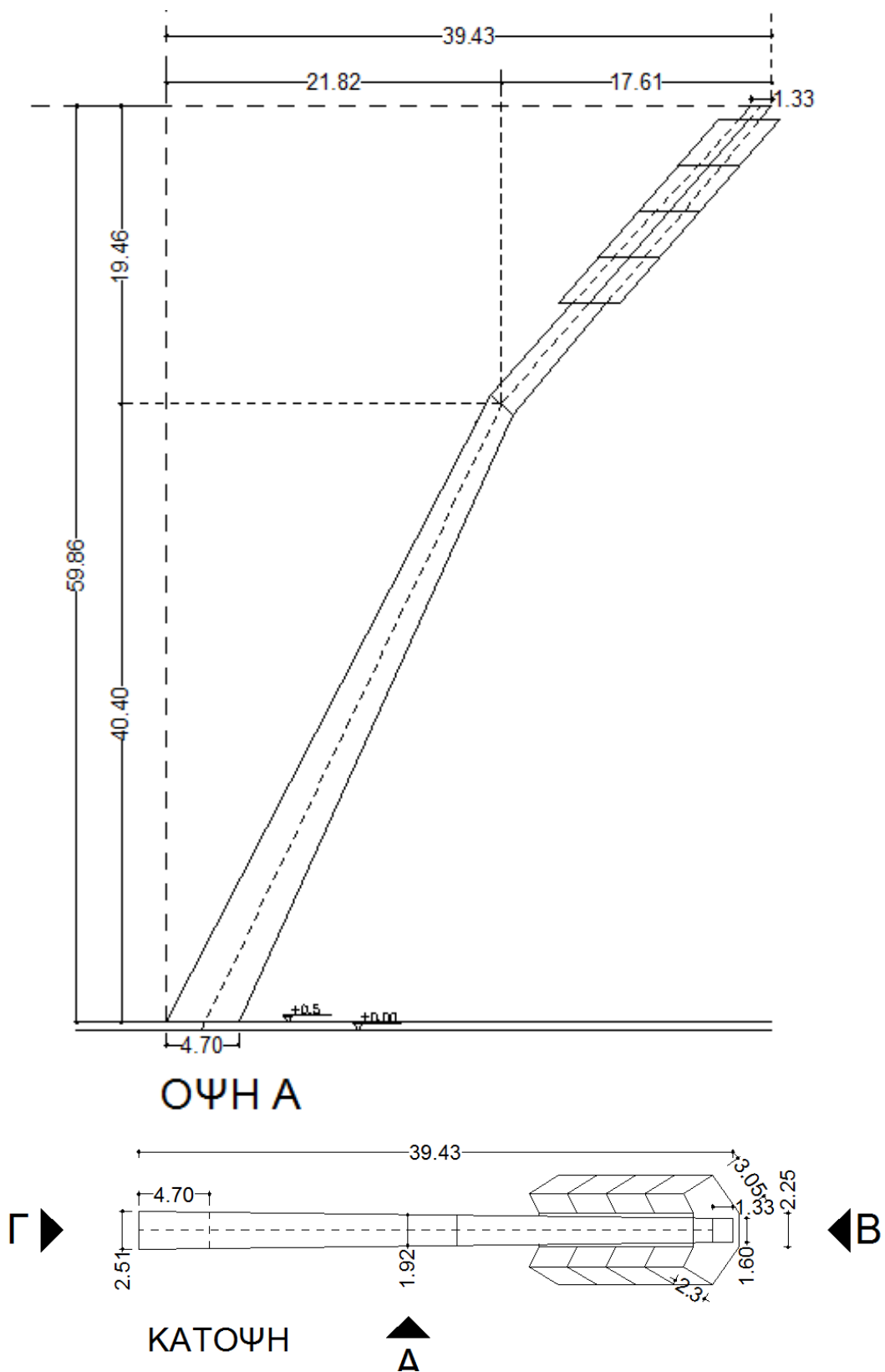
Ο υπό μελέτη πυλώνας είναι μεταλλικός και τα στοιχεία που τον απαρτίζουν είναι κατασκευασμένα από χάλυβα εν θερμώ έλασης, επίπεδα πλακοειδή ελάσματα που συγκολλούνται μέσω εξωραφών μεταξύ τους και έχουν όλα ενιαίο πάχος 20mm. Η διατομή του φορέα είναι ορθογωνική, με εγκάρσιες και διαμήκεις ενισχύσεις τύπου ‘μονού ταυ’ που συγκολλούνται στα ελάσματα του κορμού και του πέλματος. Οι διαμήκεις ενισχύσεις είναι τοποθετημένες σε όλο το μήκος του φορέα, ενώ οι εγκάρσιες ενισχύσεις είναι σε δακτυλίους που τοποθετούνται ανά 3,80 m του μήκους του.

Από άποψη γεωμετρίας, η διατομή είναι μεταβλητή και μειώνεται όσο αυξάνεται η κατακόρυφη απόσταση από το τη βάση του. Ο φορέας χωρίζεται σε δύο τμήματα, το κατώτερο με γωνία 64° και το ανώτερο με γωνία 49° ως προς την επιφάνεια του οριζώντιου εδάφους. Το συνολικό ύψος του είναι 60 m.

Για τη κάλυψη του φωτισμού, στο ανώτερο σημείο του πυλώνα υπάρχει πλατφόρμα στην οποία εγκαθίστανται οι προβολείς του σταδίου. Οι αγωγοί των καλωδίων βρίσκονται στο εσωτερικό της διατομής, όπως και η σκάλα ανάβασης για την πρόσβαση στην πλατφόρμα.

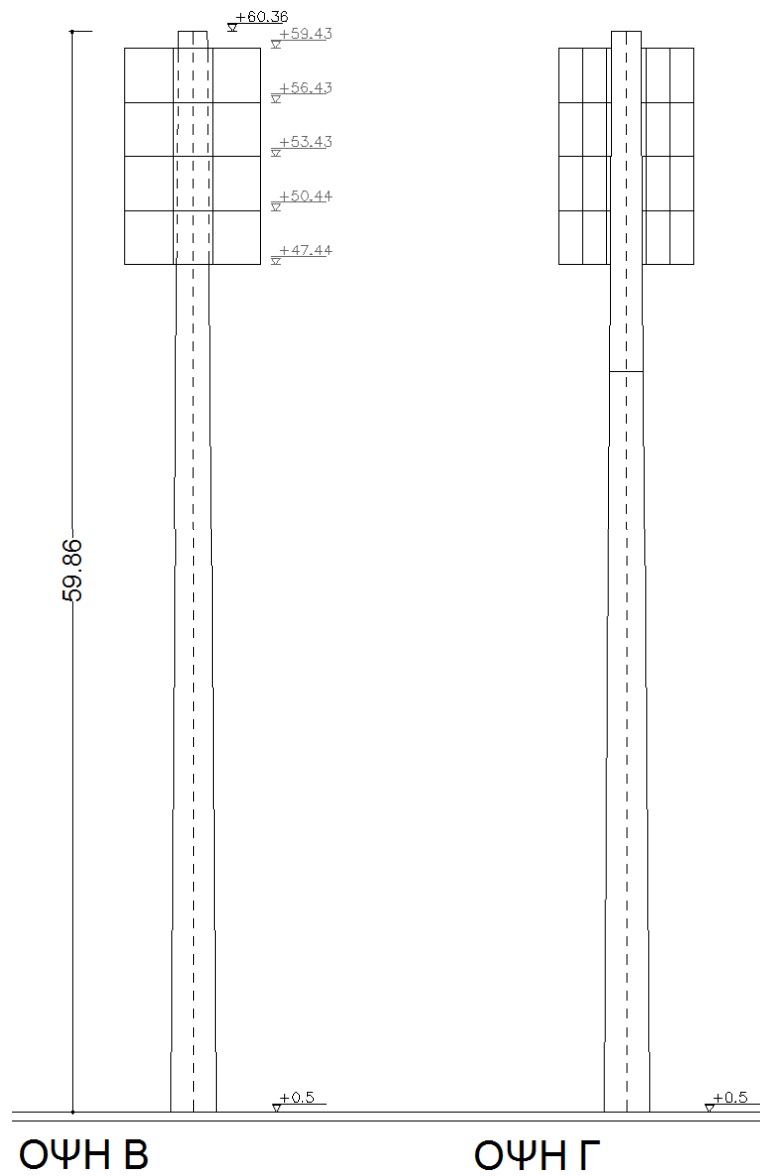
Τέλος, από στατικής άποψης, ο φορέας που θα μελετηθεί είναι μια ισοστατική δοκός πρόβολος.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα κατασκευαστικά σχέδια του πυλώνα της παρούσας μελέτης:

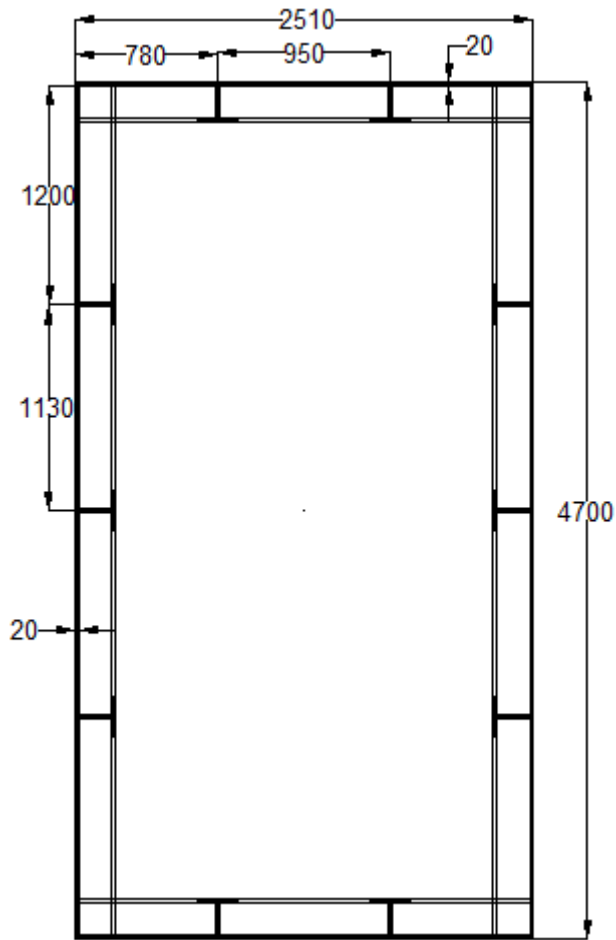


Σχήμα 1.1 – Όψη Α και κάτοψη του παλώνα της μελέτης (Διαστάσεις σε m)

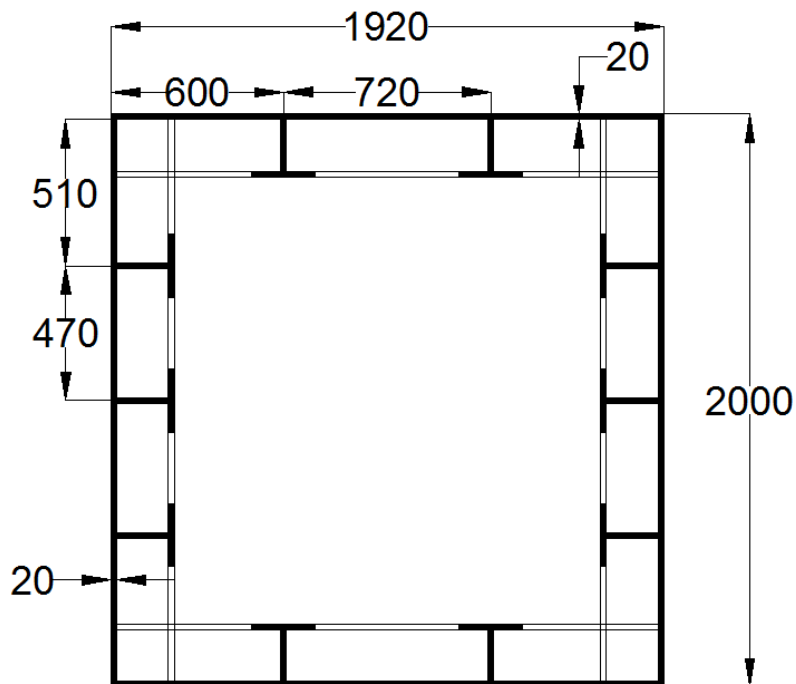




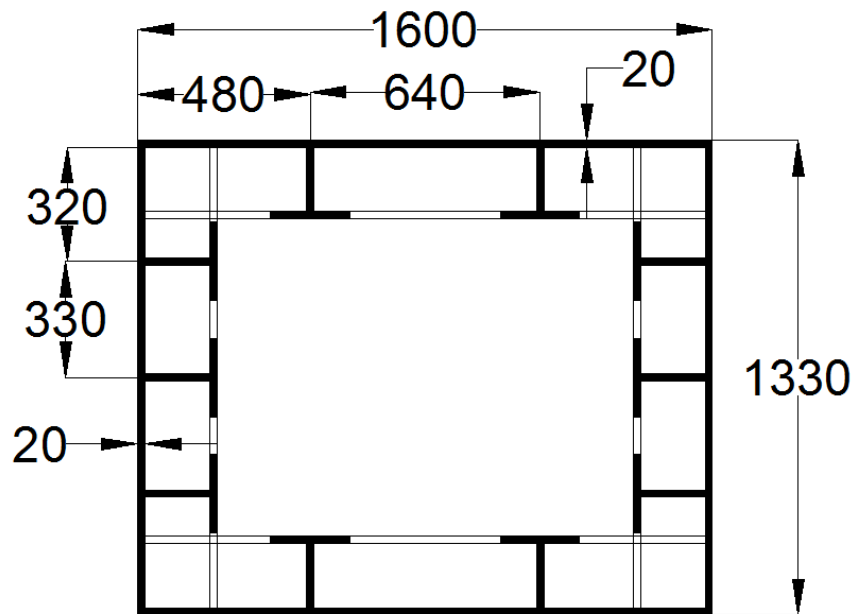
Σχήμα 1.2 – Όψη Α και Γ του πολώνα της μελέτης (Διαστάσεις σε m)



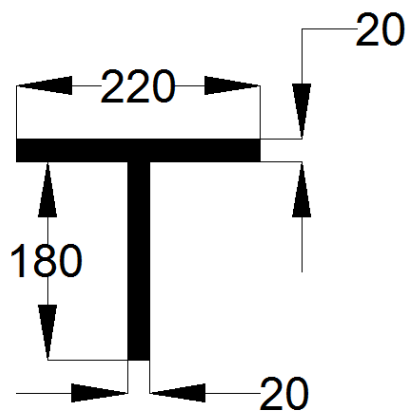
Σχήμα 1.3 – Διατομή βάσης πυλώνα (Διαστάσεις σε mm)



Σχήμα 1.4 – Διατομή αλλαγής κλίσης πυλώνα (Διαστάσεις σε mm)



Σχήμα 1.5 – Διατομή στέψης του πυλώνα (Διαστάσεις σε mm)



Σχήμα 1.6 – Διατομή εγκάρσιων και διαμήκων ενισχύσεων (Διαστάσεις σε mm)

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Υλικά κατασκευής-Φορτία-Συνδυασμοί φορτίσεων**

### **2.1 Ποιότητα υλικών κατασκευής και χαρακτηριστικά τους**

#### Δομικός χάλυβας S355

Ο φέρων οργανισμός της κατασκευής συντίθεται από χάλυβα S355 του οποίου τα χαρακτηριστικά και οι ιδιότητες που λήφθησαν υπόψη στην στατική ανάλυση σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, παρουσιάζονται παρακάτω:

- Μέτρο ελαστικότητας  $E=210 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson  $\nu=0,30$
- Μέτρο διάτμησης  $G=81 \text{ GPa}$
- Ειδικός βάρος  $\gamma=78,50 \text{ KN/m}^3$
- Όριο διαρροής  $f_y=355 \text{ MPa}$
- Όριο θράυσης (εφελκυστική αντοχή)  $f_t=510 \text{ MPa}$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής  $\alpha= 12 \times 10^{-6}$  ανά  $^{\circ}\text{C}$
- $\varepsilon=0,81$

#### Χάλυβας κοχλιωτών συνδέσεων

Οι ιδιότητες του χάλυβα των κοχλιών παρουσιάζονται αναλυτικά σε επόμενο κεφάλαιο

#### Συγκολλήσεις

Οι συγκολλητές συνδέσεις είναι εξωραφές με πάχος 10 mm (επιτρέπεται το μέγιστο πάχος συγκόλλησης να είναι  $0,7 \times 20 \text{ mm} = 14 \text{ mm}$  όπου 20 mm το πάχος όλων των φερόντων στοιχείων της κατασκευής)

### **2.2 Γενικά-φορτία**

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή κάθε έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες ο μελετητής θα αναλύσει το φορέα, για να προσδιορίσει τελικά τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Για να προσδιοριστούν τα αποτελέσματα των δράσεων επί των κατασκευών, οι δράσεις ορίζονται από κανονισμούς οι οποίοι περιγράφουν τόσο την ποιοτική, όσο και την ποσοτική τους διάσταση.

Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων έχουν προκύψει από συστηματικές μετρήσεις και μακροχρόνιες μετεωρολογικές παρατηρήσεις και αντιστοιχούν σε μικρή και εκ των προτέρων πιθανότητα υπέρβασης τους.

Στην Ελλάδα, όπως και στις περισσότερες Ευρωπαϊκές χώρες, ο κανονισμός που εφαρμόζεται για τον προσδιορισμό των δράσεων στις κατασκευές, είναι ο Ευρωκώδικας 1 (EN1991). Για να ληφθούν υπόψη οι ειδικές συνθήκες (κλιματολογικές, εδαφικές, μετεωρολογικές κλπ.) οι οποίες διαφέρουν από χώρα σε χώρα, αυτές ορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα (National Annex) κάθε μιας, το οποίο συνοδεύει τις διατάξεις του Ευρωκώδικα

και παρέχει εναλλακτικές διαδικασίες, τιμές και συστάσεις , μέσω των οποίων καθορίζονται οι εθνικές επιλογές σε συγκεκριμένα θέματα.

Οι δράσεις που επιβάλλονται στις κατασκευές, διακρίνονται ως εξής:

-Άμεσες (direct) , πχ συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα φορτία κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία.

-Έμμεσες (indirect), πχ επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού.

Επιπλέον, ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε :

-Μόνιμες (G) (permanent), πχ ίδια βάρη της κατασκευής , σταθερός εξοπλισμός, οδοστρωσία , επικαλύψεις.

-Μεταβλητές (Q) (variable) , πχ επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου, φορτία γερανογεφυρών.

-Τυχηματικές (A) (accidental) , πχ εκρήξεις, προσκρούσεις οχημάτων, φορτία λόγω σεισμού.

Ως προς τη θέση τους, οι δράσεις ταξινομούνται σε :

-καθορισμένες (fixed) , πχ ίδιο βάρος

-ελεύθερες (free) , πχ κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών.

Τέλος, ως προς τη φύση τους και ανάλογα με την απόκριση της κατασκευής ταξινομούνται σε:

-Στατικές

-Δυναμικές

## **2.3 Μόνιμα φορτία**

Στην κατηγορία των μόνιμων φορτίων ,ανήκουν όλες οι δράσεις που αναμένονται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα.Γενικά , τα φορτία αυτά δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής και κυρίως προκύπτουν από τα ίδια βάρη των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων της.Το ίδιο βάρος των στοιχείων αυτών υπολογίζεται από τις πυκνότητες των υλικών και τις ονομαστικές τους διαστάσεις.

### **2.3.1 Υπολογισμός μόνιμων φορτίων**

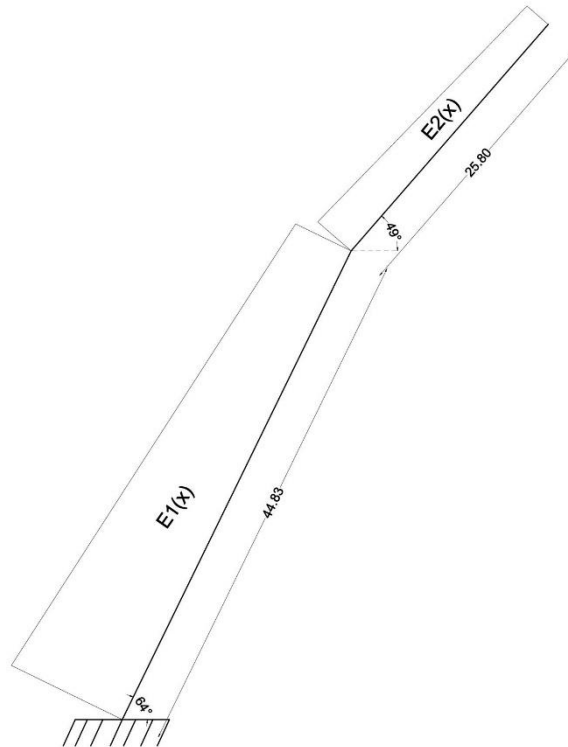
Για την περίπτωση της συγκεκριμένης μελέτης , τα μόνιμα φορτία της κατασκευής είναι τα εξής :

- Ιδίων βάρους φερόντων μεταλλικών στοιχείων ( κύρια δοκός, εγκάρσιες και διαμήκεις ενισχύσεις)
- Ιδίων βάρους μη φερόντων στοιχείων όπως πλατφόρμα φωτισμού, προβολείς, σκάλα ανάβασης στο εσωτερικό του πυλώνα , αγωγοί καλωδίων φωτισμού. Το βάρος αυτών

των στοιχείων στη παρούσα μελέτη αμελήθηκε, καθώς είναι πολύ μικρό σε σχέση με το βάρος των φερόντων στοιχείων.

Υπολογισμός Ιδίου βάρους κύριας δοκού και διαμήκων ενισχύσεων

Για να υπολογιστεί το ίδιο βάρος της κύριας δοκού θα πρέπει να ορισθεί μια συνάρτηση του βάρους ως κατανεμημένο κατακόρυφο φορτίο, που να λαμβάνει υπόψη τη μείωση της διατομής. Επίσης, επειδή ο πρόβολος αλλάζει κλίση ως προς το οριζόντιο έδαφος σε ύψος 40 m, θα θεωρηθούν δύο τμήματα προβόλου μήκους  $L_1 = 44,83$  m με γωνία  $64^\circ$  και  $L_2 = 25,80$  m με γωνία  $49^\circ$ .



**Σχήμα 2.1 – Συνάρτηση επιφάνειας της διατομής του φορέα**

Όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα, θεωρείται μια γραμμική μείωση της επιφάνειας της διατομής, με συνάρτηση της μορφής  $E(x) = ax + b$ .

- Για το πρώτο (κάτω τμήμα) του προβόλου είναι :

$$E_1(x) = a_1x + b_1$$

Για  $x=0$  (Διατομή βάσης),  $E_1(x) = 0,3668 \text{ m}^2$

Για  $x=44,83$  (Διατομή αλλαγής κλίσης),  $E_1(x) = 0,2352 \text{ m}^2$

Άρα προκύπτουν οι τιμές  $a_1 = -0,00294$  και  $b_1 = 0,3668$

$$E_1(x) = -0,00294x + 0,3668 \text{ (m}^2\text{)}$$

Επομένως το κατανεμημένο φορτίο κάθετα στο μέλος με μήκος  $L_1$  είναι:

$$q_{καθ1}(x) = 78,50 * E_1(x) \text{ (KN/m)}$$

Και το κατακόρυφο κατανεμημένο φορτίο είναι :

$$q_{κατι}(x) = q_{καθ1}(x) / \cos(64) = -0,53x + 65,61 \text{ (KN/m)}$$

Τελικά για το κάτω τμήμα είναι ;

$$q_{κατι}(0) = 65,61 \text{ KN/m}$$

$$q_{κατι}(44,83) = 41,85 \text{ KN/m}$$

- Για το δεύτερο (άνω) τμήμα παρομοίως είναι:

$$E_2(x)=a_2x+b_2$$

Για  $x=0$  (Διατομή αλλαγής κλίσης),  $E_2(x)=0,2352 \text{ m}^2$

Για  $x=25,80$  (Ανω ακραία διατομή),  $E_2(x)=0,1956 \text{ m}^2$

Άρα προκύπτουν οι τιμές  $a_2=-0,00153$  και  $b_2=0,2352$

$$E_2(x)=-0,00153x+0,2352 \text{ (m}^2\text{)}$$

Επομένως το καταναμημένο φορτίο κάθετα στο μέλος με μήκος  $L_2$  είναι:

$$q_{καθ2}(x)=78,50 \cdot E_2(x) \quad (\text{KN/m})$$

Και το κατακόρυφο καταναμημένο φορτίο είναι :

$$q_{κατ2}(x)=q_{καθ2}(x)/\cos(49)=-0,18x+28,13 \quad (\text{KN/m})$$

Τελικά για το άνω τμήμα είναι :

$$q_{κατ2}(0)=28,13 \text{ KN/m}$$

$$q_{κατ2}(25,80)=23,49 \text{ KN/m}$$

### Υπολογισμός Ιδίου βάρους εγκάρσιων ενισχύσεων

Για τον υπολογισμό αυτό, έγινε ακριβής μέτρηση των διαστάσεων των εγκάρσιων ενισχύσεων σε κάθε ένα από τους 15 συνολικά δακτυλίους που τοποθετήθηκαν στον φορέα. Σε κάθε δακτύλιο υπάρχουν 4 συνολικά εγκάρσιες ενισχύσεις, 2 κατά μήκος της διατομής, και δύο κατά πλάτος της διατομής. Στη συνέχεια υπολογίστηκε το βάρος σαν φορτίο κάθετα στις ενισχύσεις.

**Πίνακας 2.1- Διαστάσεις και Βάρος εγκάρσιων ενισχύσεων**

Δακτύλιος	Μικρη διάσταση (m)	Μεγάλη διάσταση (m)	Βάρος (KN)
1	2,44	3,96	8,0384
2	2,38	3,75	7,69928
3	2,33	3,54	7,37272
4	2,27	3,34	7,04616
5	2,22	3,13	6,7196
6	2,16	2,93	6,39304
7	2,11	2,72	6,06648
8	2,06	2,52	5,75248
9	2	2,3	5,4008
10	1,95	2,1	5,0868
11	1,82	1,85	4,60952
12	1,8	1,67	4,35832
13	1,75	1,52	4,10712
14	1,71	1,37	3,86848
15	1,66	1,22	3,61728
		MO	5,742432

Για τον υπολογισμό του βάρους των ενισχύσεων (από το μέρο όρο 5,74KN) σαν καταναμημένο κατακόρυφο φορτίο σε κάθε ένα από τα δύο τμήματα του προβόλου ισχύουν τα παρακάτω:

- Για το κάτω τμήμα ,η γωνία του ως προς την κατακόρυφο είναι  $26^\circ$ , άρα το κατακόρυφο βάρος είναι  $w_{1(κατ)}=5,74/\cos(26)=6,39 \text{ KN}$ .

Αφού οι εγκάρσιες ενισχύσεις έχουν τοποθετηθεί ανά 3,80 m μήκους του κάθε τμήματος, το καταναμημένο κατακόρυφο φορτίο των εγκάρσιων ενισχύσεων είναι:

$$q_{1(ev)}=6,39/3,80=1,68 \text{ KN/m}$$

- Ομοίως για το άνω τμήμα είναι :

Γωνία ως προς κατακόρυφο=  $41^\circ$

$$w_{2(\text{κατ})}=5,74/\cos(41)=7,60 \text{ KN}$$

$$q_{2(\text{εν})}=7,60/3,80= 2,00 \text{ KN/m}$$

### Υπολογισμός Ιδίου βάρους φορέα

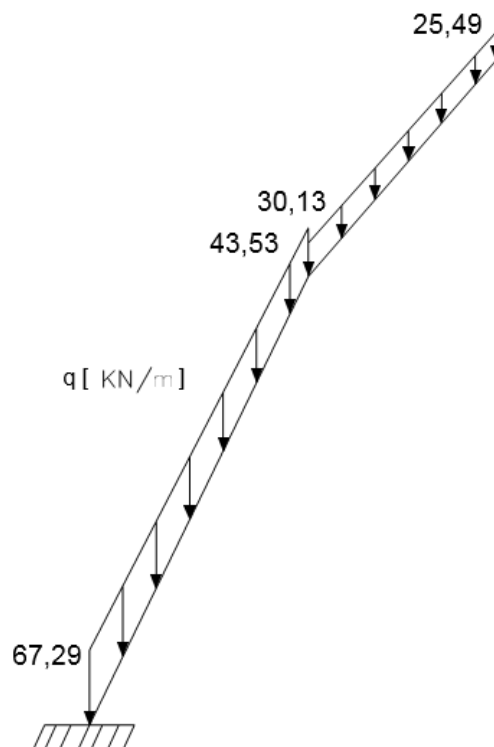
Από τα παραπάνω, προκύπτει ό,τι το συνολικό κατανεμημένο μόνιμο φορτίο σε κάθε τμήμα προβόλου είναι

- Κάτω τμήμα ( $L_1=44,83 \text{ m}$  ,  $\varphi=64^\circ$ )

$q_1(x) = q_{\text{κατ1}}(x)+q_{1(\text{εν})} = -0,53x+67,29 \text{ (KN/m)}$  , με ακραίες τιμές  $q_1(0)=67,29 \text{ KN/m}$  και  $q_1(44,83)=43,53 \text{ KN/m}$

- Άνω τμήμα ( $L_2=25,80 \text{ m}$  ,  $\varphi=49^\circ$ )

$q_2(x)=q_{\text{κατ2}}(x)+q_{2(\text{εν})}=-0,18x+30,13 \text{ (KN/m)}$ , με  $q_2(0)=30,13 \text{ KN/m}$  και  $q_2(25,80)=25,49 \text{ KN/m}$



**Σχήμα 2.2- Μόνιμα φορτία επί της κατασκευής**



## 2.4 Φορτία Ανέμου

Τα φορτία του ανέμου στις κατασκευές γενικά κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις (variable actions) και ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής οι επιδράσεις τους διαφέρουν. Σε δύσκαμπτες κατασκευές η δυναμική επίδραση των φορτίων αυτών μπορεί να είναι μικρή οπότε αυτά μπορούν να θεωρηθούν ως στατικά, αλλά στις εύκαμπτες κατασκευές η επιρροή τους είναι σημαντική, οπότε θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η δυναμική τους συμπεριφορά.

Οι δυνάμεις του ανέμου μεταβάλλονται στο χρόνο και δρουν άμεσα ως πιέσεις επί των εξωτερικών επιφανειών μιας κλειστής κατασκευής αλλά και έμμεσα επί των εσωτερικών επιφανειών, λόγω της πορώδους φύσης της εξωτερικής επιφάνειας. Επιπλέον, μπορούν να δρουν άμεσα επί της εσωτερικής επιφάνειας ανοιχτών κατασκευών. Τέλος, ο άνεμος μπορεί να προκαλεί και σημαντικές δυνάμεις τριβής, όταν δρα εφαπτομενικά σε μεγάλες επιφάνειες.

Για το σχεδιασμό κατασκευών ενάντια στον άνεμο, η πιο σημαντική παράμετρος για τον υπολογισμό των δράσεων του είναι η ταχύτητά του. Η ταχύτητα σχεδιασμού του ανέμου εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, από τους οποίους οι σημαντικότεροι είναι:

- Η γεωγραφική θέση
- Η φυσική θέση
- Η τοπογραφία
- Οι διαστάσεις της κατασκευής (κυρίως το ύψος της)
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου
- Το σχήμα της κατασκευής
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου

### 2.4.1 Παράμετροι υπολογισμού φορτίων ανέμου

Η υπό μελέτη κατασκευή είναι πυργοειδής, και λόγω του μεγάλου κατακόρυφου ύψους της (60 m), τα φορτία λόγω ανέμου είναι ιδιαίτερα σημαντικά. Συγκεκριμένα, η ανεμοπίεση και η ταχύτητα αυξάνονται όσο αυξάνεται η απόσταση από την επιφάνεια του εδάφους.

Για τον υπολογισμό των φορτίων του ανέμου στην παρούσα κατασκευή, ακολουθείται το μέρος 1-4 του Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1-4 Δράσεις Ανέμου), που παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των δράσεων του ανέμου σε κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού και στα επιμέρους στοιχεία και προσαρτήματα τους για ύψη μέχρι 200 m.

Οι παράμετροι υπολογισμού για τα φορτία του ανέμου που δρούν στην κατασκευή είναι οι παρακάτω :

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

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

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

### Βασική ταχύτητα ανέμου $v_b$ :

Είναι 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, σύμφωνα με τη σχέση :

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,0}$$

$C_{dir}$  είναι ο συντελεστής διεύθυνσης ( $C_{dir} = 1,00$ )

$C_{season}$  είναι ο συντελεστής εποχής ( $C_{season} = 1,00$ )

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

### Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$

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

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b$$

$c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης

$v_b$  είναι η βασική ταχύτητα ανέμου

### Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$

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 και υπολογίζεται από τη σχέση :

$$c_r(z) = k_r \times \ln(z/z_0) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200 \text{ m}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) = k_r \times \ln(z_{\min}/z_{0,II}) \text{ για } z \leq z_{\min}$$

$k_r = 0,19 \times (z_0 / z_{0,II})^{0,07}$  συντελεστής εδάφους

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας σε m

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

$z_{\min}$  είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 2.2

$z_{\max}$  λαμβάνεται ίσο προς 200 m

**Πίνακας 2.2 – Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι**

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

Ένταση του στροβιλισμού  $I_v(z)$  :

Η ένταση του στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου και υπολογίζεται από τη σχέση :

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

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

$k_I$  είναι ο συντελεστής στροβιλισμού ( $k_I = 1,00$ )

$c_0(z)$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας (δίνεται στον Πίνακα 2.2 παραπάνω)

Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης  $c_0(z)$  :

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης εκτιμάται η αύξηση της ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς, ανάλογα με την προσήνεμη κλίση  $\Phi = H/Lu$  κατά την διεύθυνση του ανέμου.

Η μεγαλύτερη αύξηση των ταχυτήτων του ανέμου συμβαίνει κοντά στην κορυφή της πλαγιάς και εκφράζεται μέσω του συντελεστή αυτού, ο οποίος είναι ίσος με :

$$c_0(z) = v_m/v_{mf}$$

και προσδιορίζεται από τις σχέσεις

$$c_0 = 1,00 \text{ για } \Phi < 0,05$$

$$c_0 = 1,00 + 2 \times s \times \Phi \text{ για } 0,05 < \Phi < 0,30$$

$$c_0 = 1 + 0,6 \times s \text{ για } \Phi > 0,30$$

$s$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης

$\Phi$  είναι η προσήνεμη κλίση  $H/Lu$  στη διεύθυνση του ανέμου

$Lu$  είναι το πραγματικό μήκος της προσήνεμης πλαγιάς στη διεύθυνση του ανέμου

$H$  είναι το ενεργό ύψος

Για περιοχές κοιλάδας που δεν αναμένεται αύξηση της πνοής του ανέμου λόγω της διαμόρφωσης του περιβάλλοντος χώρου (δηλαδή περιοχή χωρίς λόφους και πλαγιά) λαμβάνεται  $c_0(z) = 1,00$ .

### Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ :

Είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $z$ , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας και προσδιορίζεται από τη σχέση :

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

Όπου :

$\rho$  είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ( $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ ).

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

$C_e(z)$  είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση :

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

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

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

### Αεροδυναμικός συντελεστής $c_{scd}$ :

Προκειμένου να γίνει ο προσδιορισμός των δυνάμεων, που επενεργούν σε μία κατασκευή και προέρχονται από ανεμοπίεση, πρέπει να προσδιορίζεται ο δυναμικός συντελεστής  $c_{scd}$ . Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δύο επιμέρους παραμέτρους, την παράμετρο μεγέθους  $c_s$ , η οποία λαμβάνει υπόψη της τη μειωτική επίδραση στη δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας, και τη δυναμική παράμετρο  $c_d$ , η οποία λαμβάνει υπόψη της την αυξημένη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού.

Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής (κατασκευή από σκυρόδεμα ή χάλυβα) και από το ύψος και το πλάτος της, μπορεί δε να εκτιμηθεί με τη βοήθεια διαγραμμάτων ή αν υπερβαίνει την τιμή 1,10 με λεπτομερή διαδικασία.

Λεπτομερής διαδικασία του  $c_{scd}$  :

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)}$$

Όπου:

$z_e$  είναι το ύψος αναφοράς

$K_p$  είναι ο συντελεστής αιχμής, οριζόμενος ως ο λόγος της μέγιστης τιμής του κυμαινόμενου μέρους της απόκρισης προς την τυπική του απόκλιση

$I_v$  είναι η ένταση του στροβιλισμού

$B^2$  είναι ο συντελεστής υποβάθρου, που λαμβάνει υπόψη την έλλειψη πλήρους συσχέτισης των πιέσεων στην επιφάνεια της κατασκευής

$R^2$  είναι ο συντελεστής απόκρισης συντονισμού, που λαμβάνει υπόψη το στροβιλισμό σε συντονισμό με την ιδιομορφή ταλάντωσης της κατασκευής.

- Ο συντελεστής  $B^2$  δίνεται από τη σχέση

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left( \frac{b+h}{L(z_e)} \right)^{0,63}}$$

Όπου

$b, h$  είναι το ύψος και το πλάτος της κατασκευής, σύμφωνα με το σχήμα...

$L(z_e)$  είναι το μήκος στροβιλισμού σε ύψος αναφοράς  $z_e$

Το μήκος στροβιλισμού  $L(z)$  αντιπροσωπεύει το μέγεθος της μέσης ανεμορριπής για φυσικούς ανέμους. Για ύψη  $z$  κάτω των 200 m το μήκος στροβιλισμού μπορεί να υπολογίζεται από την εξίσωση

$$L(z) = L_t \cdot \left( \frac{z}{z_t} \right)^\alpha \quad \text{για} \quad z \geq z_{\min}$$

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

με ύψος αναφοράς  $z_t = 200$  m, μήκος αναφοράς  $L_t = 300$  m, και  $\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0)$ , όπου το μήκος τραχύτητας  $z_0$  είναι σε m.

- Ο συντελεστής συντονισμού απόκρισης  $R^2$  δίνεται από τη σχέση:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_e, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b)$$

- $S_L$  είναι η αδιάστατη συνάρτηση φάσματος πυκνότητας και προκύπτει από:

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_v(z, n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}}$$

όπου  $S_v(z, n)$  είναι το μονόπλευρο φάσμα διασποράς, και

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)}$$

είναι η αδιάστατη συχνότητα υπολογιζόμενη από την  $n = n_{1,x}$ , την ιδιοσυχνότητα της κατασκευής σε Hz, από τη μέση ταχύτητα  $v_m(z)$  και από το μήκος στροβιλισμού  $L(z)$ .

- $R_h$  και  $R_b$  είναι οι αεροδυναμικές συναρτήσεις επαγωγής για μια ιδιομορφή και υπολογίζονται προσεγγιστικά από τις σχέσεις:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) \quad R_h = 1 \quad \text{για} \quad \eta_h = 0$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) \quad R_b = 1 \quad \text{για} \quad \eta_b = 0$$

$$\text{Με} \quad \eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_e)} \cdot f_L(z_e, n_{1,x}) \quad \eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_e)} \cdot f_L(z_e, n_{1,x})$$

- $k_p$  είναι ο συντελεστής αιχμής και υπολογίζεται από τη σχέση :

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}} \quad \text{ή } k_p = 3,00 \text{ (όποιο είναι μεγαλύτερο)}$$

T το χρονικό διάστημα στο οποίο υπολογίζεται η μέση ταχύτητα του ανέμου, T = 600 δευτερόλεπτα

$\nu$  η συχνότητα που δίνεται από τη σχέση :

$$\nu = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \quad \nu \geq 0,08 \text{ Hz}$$

$n_{1,x}$  η θεμελιώδης καμπτική ιδιοσυχνότητα πολυώροφων κτιρίων και πυργοειδών κατασκευών με ύψος μεγαλύτερο από 50 m, που δίνεται από τη σχέση :

$$n_1 = \frac{46}{h} \quad [\text{Hz}]$$

Όπου h το ύψος της κατασκευής σε m.

- $\delta$  η λογαριθμική μείωση της απόσβεσης για θεμελιώδη καμπτική ιδιομορφή και υπολογίζεται ως

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d$$

όπου

- $\delta_s$  η λογαριθμική μείωση της δομικής απόσβεσης και λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα:

**Πίνακας 2.3– Λογαριθμική μείωση δομικής απόσβεσης της θεμελιώδους ιδιομορφής  $\delta_s$**

Τύπος κατασκευής	δομική απόσβεση, $\delta_s$	
κτίρια από σκυρόδεμα	0,10	
κτίρια από χάλυβα	0,05	
σύμμεικτες κατασκευές από σκυρόδεμα και χάλυβα	0,08	
πύργοι και καμινάδες από σκυρόδεμα	0,03	
ανεπένδυτες συγκολλημένες μεταλλικές καμινάδες χωρίς εξωτερική θερμική μόνωση	0,012	
ανεπένδυτες συγκολλημένες μεταλλικές καμινάδες με εξωτερική θερμική μόνωση	0,020	
συγκολλημένες μεταλλικές καμινάδες με μια στρώση επένδυσης και με εξωτερική θερμική μόνωση a	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b < 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,014
συγκολλημένες μεταλλικές καμινάδες με δύο ή περισσότερες στρώσεις επένδυσης και με εξωτερική θερμική μόνωση a	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b < 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,025
μεταλλικές καμινάδες με εσωτερική επένδυση οπτοπλινθοδομής	0,070	
μεταλλικές καμινάδες με εσωτερική επένδυση εκτοξευόμενου σκυροδέματος	0,030	
συζευγμένες καμινάδες χωρίς επένδυση	0,015	

μεταλλικές καμινάδες με επιτόνους χωρίς επένδυση	0,04	
χαλύβδινες γέφυρες	συγκολλητές	0,02
+ δικτυωτοί χαλύβδινοι πύργοι	με κοχλίες υψηλής αντοχής	0,03
	με συνήθεις κοχλίες	0,05

- $\delta_a$  είναι η λογαριθμική μείωση της αεροδυναμικής απόσβεσης για τη θεμελιώδη ιδιομορφή και υπολογίζεται από τη σχέση :

$$\delta_a = \frac{C_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_e)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e}$$

Όπου :

$C_f$  είναι ο συντελεστής δύναμης για δράση ανέμου στη διεύθυνση αυτού

$m_e$  είναι η ισοδύναμη μάζα ανά μονάδα μήκους της θεμελιώδους ιδιομορφής

$$m_e = \frac{\int_0^l m(s) \cdot \Phi_1^2(s) ds}{\int_0^l \Phi_1^2(s) ds}$$

$m$  είναι η μάζα ανά μονάδα μήκους

$l$  είναι το άνοιγμα της κατασκευής ή του στοιχείου της κατασκευής

$i = 1$  είναι ο αριθμός ιδιομορφής

Για προβόλους με μεταβλητή κατανομή μάζας, το  $m_e$  μπορεί να υπολογιστεί προσεγγιστικά από την μέση τιμή του  $m$  στο ανώτερο τρίτο του ύψους της κατασκευής.

$\Phi_1(z)$  η θεμελιώδης καμπτική ιδιομορφή κτιρίων, πύργων και καμινάδων, μορφής προβόλου από το έδαφος

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta$$

$\zeta = 2,0$  για πύργους και καμινάδες

- $\delta_a$  είναι η λογαριθμική μείωση της απόσβεσης λόγω ειδικών διατάξεων (αποσβεστήρες, δεξαμενές κ.λ.π.)

#### Αεροδυναμικοί συντελεστές δύναμης :

Για κατασκευαστικά στοιχεία ορθογωνικής διατομής με ροή ανέμου κάθετα σε μία από τις όψεις τους δίνεται από τη σχέση :

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda$$

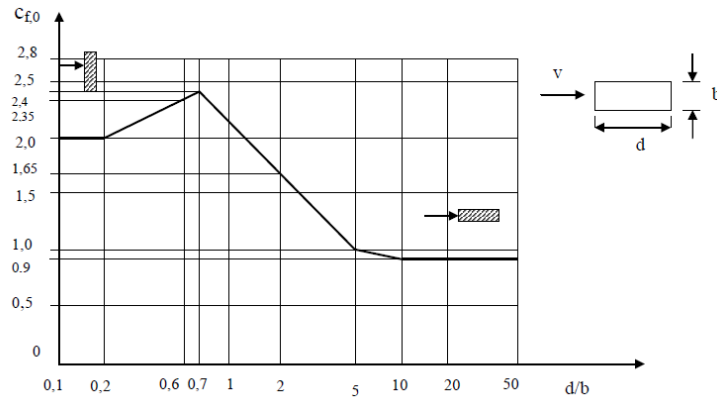
Όπου

$C_{f,0}$  ο συντελεστής δύναμης ορθογωνικών διατομών με αιχμηρές γωνίες και χωρίς ροή ελεύθερων άκρων

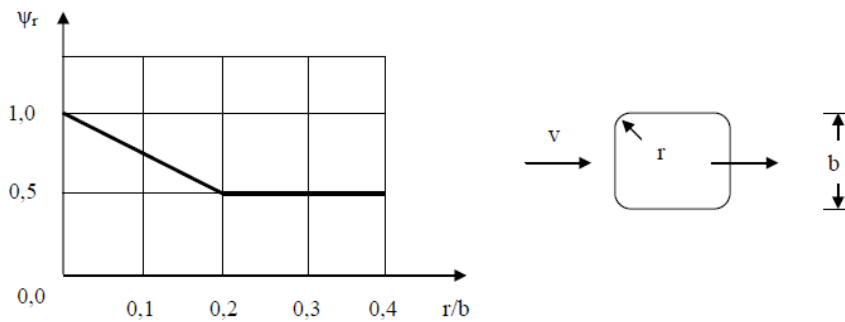
$\psi_r$  μειωτικός συντελεστής για τετραγωνικές διατομές με στρογγυλεμένες ακμές

$\psi_\lambda$  μειωτικός συντελεστής για στοιχεία με πεπερασμένο λόγο λυγηρότητας  $\lambda$

Η επιφάνεια αναφοράς είναι  $A_{ref} = l \times b$  ( $l$  = μήκος,  $b$  = πλάτος του στοιχείου) και το ύψος αναφοράς  $z_e$  είναι το μέγιστο ύψος της διατομής πάνω από το έδαφος.



Σχήμα 2.3 – Συντελεστές δύναμης  $c_{f,0}$  ορθογωνικών διατομών με αιχμηρές ακμές και χωρίς ροή ελεύθερων άκρων

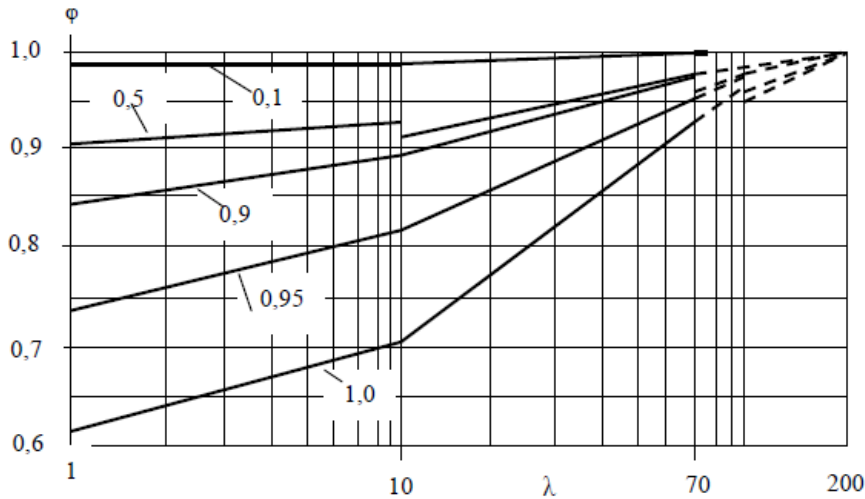


Σχήμα 2.4 – Μειωτικός συντελεστής  $\psi_r$  για τετραγωνική διατομή με στρογγυλεμένες γωνίες

No.	Θέση της κατασκευής, άνεμος κάθετα στο επίπεδο της σελίδας	Ενεργός λυγηρότητα $\lambda$
1		Για πολυγωνικές, ορθογωνικές και διατομές με αιχμηρές γωνίες: για $\ell \geq 50 \text{ m}$ , $\lambda = 1,4 \ell/b$ ή $\lambda = 70$ , όποιο είναι μικρότερο για $\ell < 15 \text{ m}$ , $\lambda = 2 \ell/b$ ή $\lambda = 70$ , όποιο είναι μικρότερο
2		Για κυκλικούς κυλίνδρους: για $\ell \geq 50$ , $\lambda = 0,7 \ell/b$ ή $\lambda = 70$ , όποιο είναι μικρότερο για $\ell < 15 \text{ m}$ , $\lambda = \ell/b$ ή $\lambda = 70$ , όποιο είναι μικρότερο
3		Για ενδιάμεσες τιμές του $\ell$ , θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή
4		για $\ell \geq 50 \text{ m}$ , $\lambda = 0,7 \ell/b$ ή $\lambda = 70$ , όποιο είναι μεγαλύτερο για $\ell < 15 \text{ m}$ , $\lambda = \ell/b$ ή $\lambda = 70$ , όποιο είναι μεγαλύτερο Για ενδιάμεσες τιμές του $\ell$ , θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή

Σχήμα 2.5 – Προτεινόμενες τιμές του  $\lambda$  για κυλίνδρους, πολυγωνικές διατομές, ορθογωνικές διατομές, πινακίδες σήμανσης, διατομές με αιχμηρές ακμές και δικτυωτές κατασκευές





**Σχήμα 2.6 – Συντελεστής επίδρασης άκρων  $\psi_\lambda$  ως συνάρτηση του συντελεστή πληρότητας  $\phi$  και της λυγηρότητας  $\lambda$**

Δυνάμεις ανέμου :

Η συνολική δύναμη  $F_w$  η οποία επενεργεί επί μιας κατασκευής ή επί ενός επιμέρους στοιχείου της, θα προσδιορίζεται είτε με υπολογισμό δυνάμεων χρησιμοποιώντας τους συντελεστές δύναμης, είτε με υπολογισμό δυνάμεων από τις πιέσεις επί των επιφανειών.

Έτσι μπορεί να υπολογίζεται άμεσα από τη σχέση :

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

Ή με διανυσματική άθροιση δυνάμεων επί μεμονομένων στοιχείων της κατασκευής, χρησιμοποιώντας τη σχέση :

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum_{\text{elements}} c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

$c_s c_d$  είναι ο αεροδυναμικός συντελεστής

$c_f$  είναι ο συντελεστής δύναμης για την κατασκευή ή το στοιχείο της κατασκευής

$q_p(z_e)$  είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος αναφοράς  $z_e$

$A_{ref}$  είναι η επιφάνεια αναφοράς της κατασκευής ή στοιχείου της κατασκευής, μετρούμενη γενικά ως η προβολή της κατασκευής σε επίπεδο κάθετο προς τη διεύθυνση του ανέμου.

## 2.4.2 Υπολογισμοί φορτίων ανέμου στην κατασκευή

Για τον υπό μελέτη πύλωνα, ο υπολογισμός των φορτίων ανέμου θα γίνει για τις δύο κύριες διευθύνσεις x-x και y-y. Επειδή ο φορέας είναι μεταβλητής διατομής, το πλάτος του εγκάρσια στον άνεμο θα προκύψει ως μέσος όρος των πλατών των δύο ακραίων διατομών. Επίσης οι συντελεστές δύναμης και οι αεροδυναμικοί συντελεστές θα υπολογιστούν για ένα μέσο όρο των διαστάσεων της κατασκευής, όπως και η επιφάνεια αναφοράς για τον υπολογισμό των δυνάμεων.

**Πίνακας 2.7 – Παράμετροι υπολογισμού φορτίων ανέμου στην κατασκευή**

Παράμετρος	Τιμή	Σχόλια-Παρατηρήσεις
Κατηγορία εδάφους	IV	Από Πίνακα 2.2
Μήκος τραχύτητας $z_0$ (m)	1,00	Από Πίνακα 2.2
Ελάχιστο ύψος $z_{min}$ (m)	10,00	Από Πίνακα 2.2
Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_0(z)$	1,00	
Συντελεστής διεύθυνσης $c_{dir}$	1,00	Από Εθνικό Προσάρτημα
Συντελεστής εποχής $c_{season}$	1,00	Από Εθνικό Προσάρτημα
Πυκνότητα αέρα $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	1,25	
Συντελεστής εδάφους $k_r$	0,23	$0,19*(z_0/z_{0,II})^{0,70}$
Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ για $z_{min} \leq z \leq z_{max}=200m$	$0,23*\ln(z)$	$k_r*\ln(z/z_0)$
Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z_{min})$ για $z \leq z_{min}$	0,54	$k_r*\ln(z_{min}/z_{0,II})$
Συντελεστής στροβιλισμού $k_I$	1,00	Από Εθνικό Προσάρτημα
Ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$ για $z_{min} \leq z \leq z_{max}=200m$	$1,00/\ln(z)$	$K_I/(c_0(z)*\ln(z/z_0))$
Ένταση στροβιλισμού $I_v(z_{min})$ για $z \leq z_{min}$	0,43	$K_I/(c_0(z_{min})*\ln(z_{min}/z_0))$
Θεμελιώδης ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}$ (m/s)	27	Από Εθνικό Προσάρτημα
Βασική ταχύτητα ανέμου $v_b$ (m/s)	27	$v_{b,0}*c_{dir}*c_{season}$
Βασική πίεση ανέμου $q_b$ (KN/m <sup>2</sup> )	0,46	$0,50*\rho*v_b^2/1000$
Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m$ (m/s) για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$	$6,21*\ln(z)$	$C_r(z)*c_0(z)*v_b$
Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m$ (m/s) για $z \leq z_{min}$	14,58	$C_r(z_{min})*c_0(z_{min})*v_b$
Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ (KN/m <sup>2</sup> ) για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$	$0,024 * \ln(z)^2 * [1 + 7 * 1/\ln(z)]$	$[1 + 7 * I_v(z)] * 0,50 * \rho * v_m^2(z)/1000$
Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z_{min})$ (KN/m <sup>2</sup> ) για $z \leq z_{min}$	0,54	$[1 + 7 * I_v(z_{min})] * 0,50 * \rho * v_m^2(z_{min})/1000$

Πίνακας 2.8 – Συντελεστές δύναμης και αεροδυναμικοί συντελεστές

Παράμετρος	Τιμή για άνεμο κατά x- x	Σχόλια-Παρατηρήσεις	Τιμή για άνεμο κατά y- y	Σχόλια-Παρατηρήσεις
Διάσταση b εγκάρσια στον άνεμο (m)	bmin=1,60 bmax=2,51	d/b=4,70/2,51+1,33/1,60=1,35	bmin=1,33 bmax=4,70	d/b=2,51/4,70+1,60/1,33=0,87
Διάσταση d παράλληλα στον άνεμο (m)	dmin=1,33 dmax=4,70		dmin=1,60 dmax=2,51	
Συντελεστής $c_{f,0}$	1,90	Από σχήμα 2.3 για d/b=1,35	2,20	Από σχήμα 2.3 για d/b=0,87
Συντελεστής $\psi_r$	1,00	Από σχήμα 2.4	1,00	Από σχήμα 2.4
Ενεργός λυγηρότητα $\lambda$	70	Από σχήμα 2.5	70	Από σχήμα 2.5
Λόγος πληρότητας $\phi$	1,00	Όλη η επιφάνεια του φορέα ενεργή	1,00	Όλη η επιφάνεια του φορέα ενεργή
Συντελεστής $\psi_\lambda$	0,92	Από σχήμα 2.6	0,92	Από σχήμα 2.6
Συντελεστής $c_f$	1,748	$c_{f,0}*\psi_r*\psi_\lambda$	2,024	$c_{f,0}*\psi_r*\psi_\lambda$
Πλάτος b (m)	2,06	=0,50*(2,51+1,60)	3,02	=0,50*(4,70+1,33)
Ύψος κατασκευής h(m)	60		60	
Ύψος αναφοράς $z_e$ (m)	60	Για κατασκευαστικά στοιχεία με ορθογωνικές διατομές $z_e=h$	60	Για κατασκευαστικά στοιχεία με ορθογωνικές διατομές $z_e=h$
Συντελεστής $B^2$	1,00	Από κανονισμό λαμβάνεται συντηρητικά B=1	1,00	Από κανονισμό λαμβάνεται συντηρητικά B=1
Μήκος στροβιλισμού $L(z_e)$ (m)	133,90	$300*(z_e/200)^{0,67}$	133,90	$300*(z_e/200)^{0,67}$
Λογαριθμική μείωση απόσβεσης $\delta$	0,05	Από Πίνακα 2.3 και σχέσεις κανονισμού	0,05	Από πίνακα 2.3 και σχέσεις κανονισμού
Θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα $n_1$ (Hz)	0,766	Από κανονισμό $n_1=46/h$	0,766	Από κανονισμό $n_1=46/h$
$f_L(z_e, n)$	3,96	$n*L(z_e)/v_m(z_e)$	3,96	$n*L(z_e)/v_m(z_e)$
$S_L(z_e, n)$	0,05		0,05	
$\eta_h$	8,17		8,17	
$\eta_b$	0,28		0,41	
$R_h$	0,11		0,11	
$R_b$	0,84		0,77	
Συχνότητα $\nu$ (Hz)	0,45		0,44	
Συντελεστής αιχμής $k_p$	3,52		3,52	
Συντελεστής $R^2$	0,52		0,48	
Αεροδυναμικός συντελεστής $c_{scd}$	1,15		1,14	

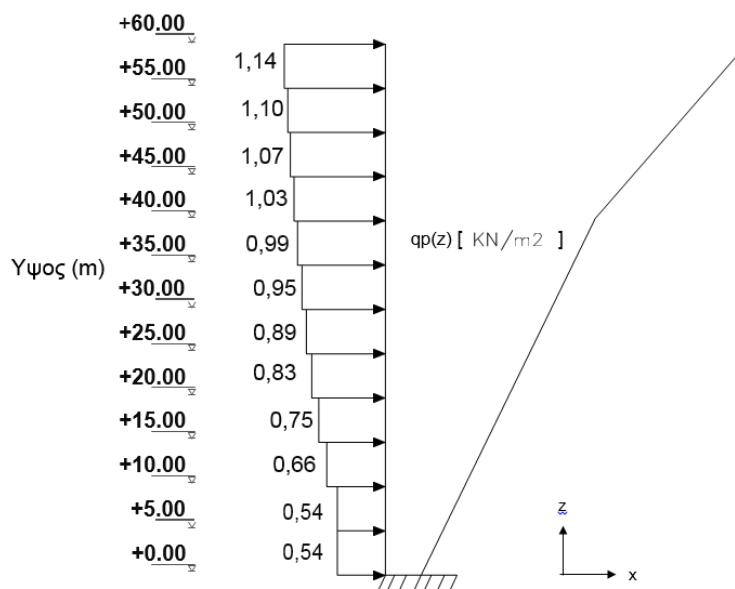
Η κατανομή της πίεσης αιχμής του ανέμου θα προσδιοριστεί χωρίζοντας τον φορέα σε 12 λωρίδες των 5m (για συνολικό ύψος 60 m). Για κάθε λωρίδα το ύψος αναφοράς  $z_e$  θα είναι ίσο με την απόσταση του ανώτερου σημείου της λωρίδας πάνω από το έδαφος. Επίσης, ως επιφάνεια αναφοράς κάθε λωρίδας λαμβάνεται  $A_{ref,x} = 0,50 \times (2,51 + 1,60) \times 60 / 12 = 10,28 \text{ m}^2$  και  $A_{ref,y} = 0,50 \times (4,70 + 1,33) \times 60 / 12 = 15,08 \text{ m}^2$ . Η δύναμη κάθε τμήματος κατανέμεται ομοιόμορφα κατά μήκος του. Το κάτω τμήμα του προβόλου χωρίζεται σε 8 τμήματα μήκους  $44,83/8 = 5,60 \text{ m}$  και το άνω τμήμα σε 4 τμήματα μήκους  $25,80/4 = 6,45 \text{ m}$ .

**Πίνακας 2.9 – Δυνάμεις ανέμου στη διεύθυνση x**

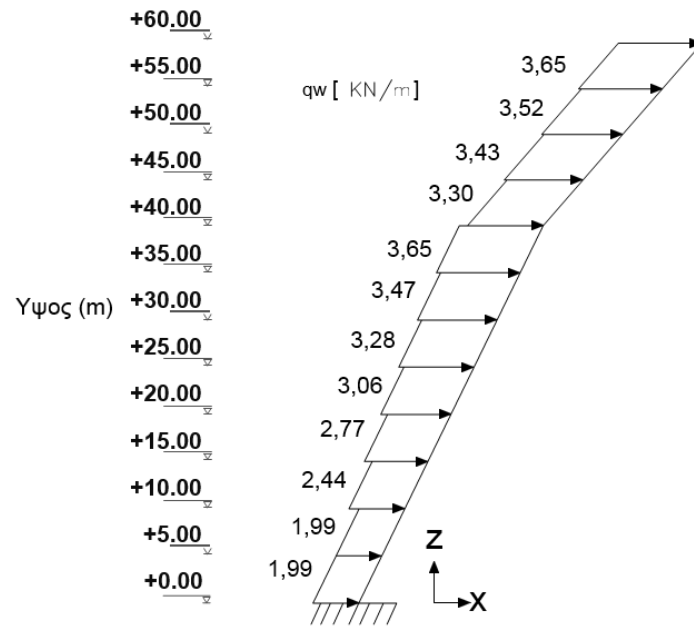
ΤΜΗΜΑ	λωρίδα(m)	$z_e$ (m)	$q_p(z_e)$ (KN/m <sup>2</sup> )	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$c_f$	$c_{scd}$	$F_w$ (KN)	$q_w$ (KN/m)
1	5	5	0,54	10,28	1,748	1,15	11,1590222	1,99268254
2	5	10	0,54	10,28	1,748	1,15	11,1590222	1,99268254
3	5	15	0,66	10,28	1,748	1,15	13,638805	2,43550089
4	5	20	0,75	10,28	1,748	1,15	15,498642	2,76761464
5	5	25	0,83	10,28	1,748	1,15	17,1518305	3,06282687
6	5	30	0,89	10,28	1,748	1,15	18,3917218	3,28423604
7	5	35	0,94	10,28	1,748	1,15	19,4249646	3,46874369
8	5	40	0,99	10,28	1,748	1,15	20,4582074	3,65325133
9	5	45	1,03	10,28	1,748	1,15	21,2848017	3,29996925
10	5	50	1,07	10,28	1,748	1,15	22,1113959	3,4281234
11	5	55	1,1	10,28	1,748	1,15	22,7313416	3,52423901
12	5	60	1,14	10,28	1,748	1,15	23,5579358	3,65239315

**Πίνακας 2.10 – Δυνάμεις ανέμου στη διεύθυνση y**

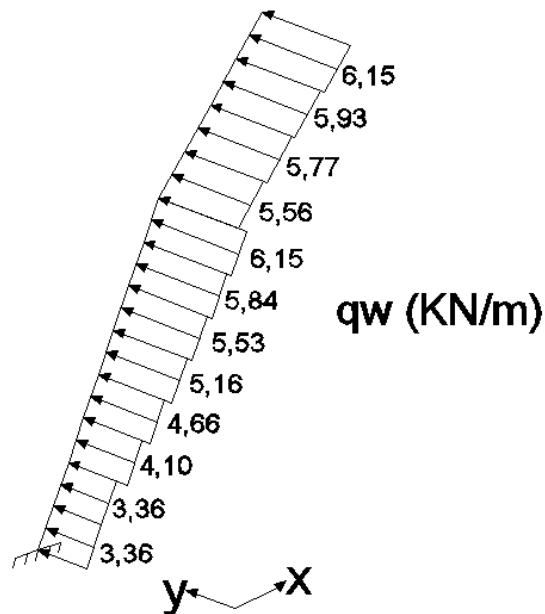
ΤΜΗΜΑ	λωρίδα(m)	$z_e$	$q_p(z_e)$ KN/m <sup>2</sup>	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$c_f$	$c_{scd}$	$F_w$ (KN)	$q_w$ (KN/m)
1	5	5	0,54	15,08	2,024	1,14	18,789294	3,35523106
2	5	10	0,54	15,08	2,024	1,14	18,789294	3,35523106
3	5	15	0,66	15,08	2,024	1,14	22,9646926	4,10083797
4	5	20	0,75	15,08	2,024	1,14	26,0962416	4,66004314
5	5	25	0,83	15,08	2,024	1,14	28,8798407	5,15711441
6	5	30	0,89	15,08	2,024	1,14	30,96754	5,52991786
7	5	35	0,94	15,08	2,024	1,14	32,7072895	5,84058741
8	5	40	0,99	15,08	2,024	1,14	34,4470389	6,15125695
9	5	45	1,03	15,08	2,024	1,14	35,8388385	5,55640906
10	5	50	1,07	15,08	2,024	1,14	37,230638	5,77219194
11	5	55	1,1	15,08	2,024	1,14	38,2744877	5,9340291
12	5	60	1,14	15,08	2,024	1,14	39,6662872	6,14981197



**Σχήμα 2.7 – Πίεση αιχμής για άνεμο στη διεύθυνση x,y**



Σχήμα 2.8 – Φορτίο ανέμου για άνεμο στη διεύθυνση  $x$



Σχήμα 2.9 – Φορτίο ανέμου για άνεμο στη διεύθυνση  $y$

## 2.5 Σεισμικά φορτία

Θέλοντας να δώσουμε ένα γενικό ορισμό, ως σεισμός καλείται η βίαια κίνηση του εδάφους, η οποία είναι αποτέλεσμα της διατάραξης της ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων. Σαν καθαρά δυναμικό

φαινόμενο, ο σεισμός είναι επίσης και απρόβλεπτο, τόσο ως προς το χρόνο εμφάνισης του, όσο και ως προς την ένταση. Συμπερασματικά, είναι μόνο δυνατή η πιθανολόγηση του (με ιδιαίτερο εύρος σφάλματος) από στατιστικά στοιχεία. Οι σεισμοί κατατάσσονται σε επιφανειακούς, ενδιάμεσους και σε σεισμούς μεγάλου βάθους, ανάλογα με το εστιακό τους βάθος και σε ηφαιστειογενείς, εγκατακρημνισιογενείς και τεκτονικούς ανάλογα με την αιτία γενέσεώς τους.

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, αναπτύσσονται επιταχύνσεις στο έδαφος που δημιουργούν αδρανειακές δυνάμεις επί των κατασκευών, από τις οποίες οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές που μπορούν να οδηγήσουν σε σοβαρές καταστροφές. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις της κατασκευής λόγω σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης και δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Η Ελλάδα, όπως γνωρίζουμε εντάσσεται ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή και ως επακόλουθο οι σεισμικές δράσεις διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό στη χώρα μας, εφαρμόζεται ο ΕΑΚ 2000 (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός) που περιέχει τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, το μέγεθος των σεισμικών δράσεων, τους κανόνες συνδυασμού με άλλες δράσεις και τους κανόνες εφαρμογής για κτιριακά έργα. Επιπλέον, σε συνδυασμό με τον παραπάνω κανονισμό, ακολουθείται και ο Ευρωκώδικας 8 (EN 1998) – Αντισεισμικός Σχεδιασμός.

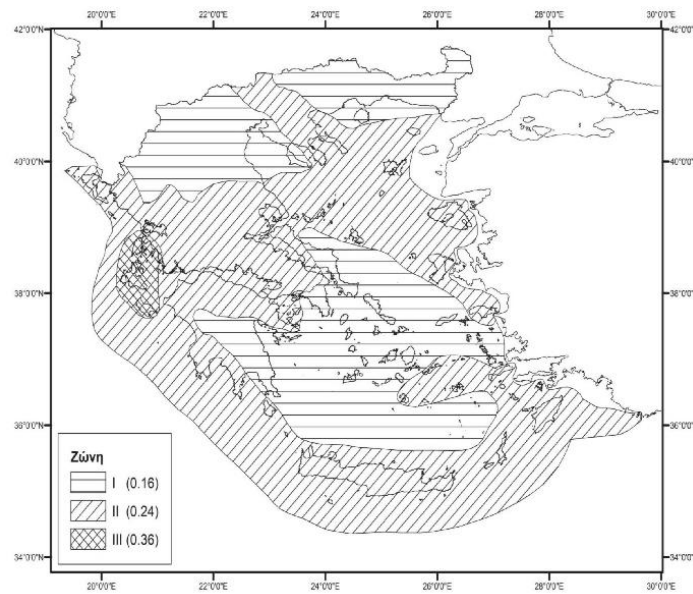
### 2.5.1 Παράμετροι υπολογισμού σεισμικών φορτίων

#### Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται με την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $A$ , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας του έργου. Η χώρα μας, υποδιαιρείται σε τέσσερις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας I, II, III, τα όρια των οποίων καθορίζονται στο Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας του ΕΑΚ 2000. Για κάθε Ζώνη αντιστοιχεί μια σεισμική επιτάχυνση εδάφους  $A$ , με πιθανότητα υπέρβασης όπως ορίστηκε παραπάνω στην απαίτηση μη κατάρρευσης.

Για το σχεδιασμό, η επιτάχυνση αυτή λαμβάνει υπόψη της την κατηγορία σπουδαιότητας του έργου μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$ , ο οποίος εκφράζει μικρότερες ή μεγαλύτερες απαιτήσεις απόκρισης. Συγκεκριμένα, αν  $a_{gR}$  η επιτάχυνση από τη Ζώνη Σεισμικής επικινδυνότητας, η επιτάχυνση σχεδιασμού  $a_g = a_{gR} \times \gamma_1$ .

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



**Σχήμα 2.10 – Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας**

**Πίνακας 2.11 – Συντελεστής Σπουδαιότητας**

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ <sub>1</sub>
Σ1	Πύργος, ιστός ή καπνοδόχος με μικρή σπουδαιότητα για τη δημόσια ασφάλεια	0,80
Σ2	Πύργος, ιστός ή καπνοδόχος που δεν ανήκει στις κατηγορίες 1,3,4	1,00
Σ3	Πύργος, ιστός ή καπνοδόχος η κατάρρευση των οποίων μπορεί να επηρεάσει γειτονικά κτήρια ή περιοχές με πιθανό ανθρωποσυνωστισμό	1,20
Σ4	Πύργοι, ιστοί ή καπνοδόχοι η ακεραιότητα των οποίων είναι ζωτικής σημασίας για την διατήρηση των λειτουργικών υπηρεσιών προστασίας των πολιτών (συστήματα ύδρευσης, εργοστάσια ηλεκτρικής ενέργειας, τηλεπικοινωνίες, νοσοκομεία)	1,40

### Εδαφικές συνθήκες

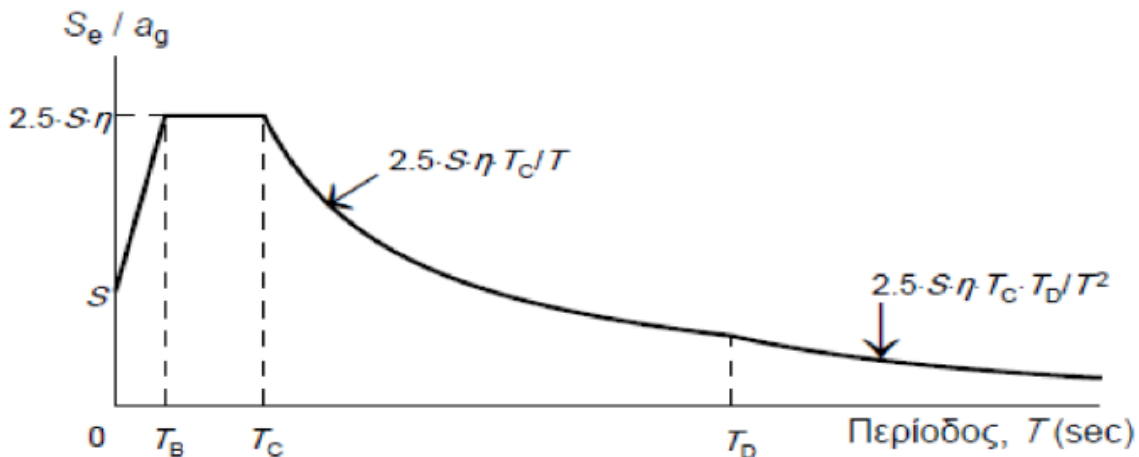
Όσον αφορά τις τοπικές εδαφικές συνθήκες που πρέπει να ληφθούν υπόψη στο σχεδιασμό μιας κατασκευής, ο Ευρωκώδικας 8 κατατάσσει τα εδάφη σε 5 κατηγορίες A,B,C,D, X και δύο ειδικές κατηγορίες S1 και S2. Η καθοριστική παράμετρος κατάταξης ενός εδαφικού σχηματισμού είναι η μέση ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων στα ανώτατα 30 m από την επιφάνεια του εδάφους. Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες A,B,C,D,X.

**Πίνακας 2.12 – Κατηγορίες εδάφους κατά ΕΚ8**

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλλοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Ιλλοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Εδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ( $I_p \geq 50$ ) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
X	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. Απότομες κλιτείες καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλλοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Η κατασκευή θα σχεδιαστεί για ελαστική συμπεριφορά ( δείκτης συμπεριφοράς  $q=1$ ) και η οριζόντια επιτάχυνση της λόγω της σεισμικής δράσης θα προκύψει από το ελαστικό φάσμα του ΕΚ8.



**Σχήμα 2.11 – Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικας 8**



$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

όπου:

$S_e(T)$  είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

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

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

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

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

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

$S$  είναι ο συντελεστής εδάφους

$\eta$  είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς  $\eta = 1$  για 5% ιξώδη απόσβεση με  $\eta = \sqrt{10/(5 + \zeta)} \geq 0,55$ , όπου  $\zeta$  η απόσβεση της κατασκευής.

**Πίνακας 2.13 – Συντελεστής εδάφους S**

Κατηγορία Εδάφους	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.5
B	1.2	0.15	0.5	2.5
C	1.15	0.20	0.6	2.5
D	1.35	0.20	0.8	2.5
E	1.4	0.15	0.5	2.5

### Μέθοδος Ανάλυσης

Σύμφωνα με το EN19986-Αντισεισμικός Σχεδιασμός Πύργων, οι εφαρμόσιμες μέθοδοι ανάλυσης είναι η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης και η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης.

Στη μελέτη αυτή επιλέχθηκε η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης στην οποία λαμβάνεται υπόψη η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής με την παραδοχή ότι η απόκριση δεν επηρεάζεται από τις υψηλότερες ιδιομορφές.

Η τέμνουσα βάσης της κατασκευής υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_b = S_e(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

$S_e(T_1)$  είναι η επιτάχυνση από το φάσμα σχεδιασμού για ιδιοπερίοδο ίση με την θεμελιώδη,

$m$  είναι η συνολική μάζα της κατασκευής

$\lambda$  είναι συντελεστής διόρθωσης, η τιμή του οποίου ισούται με:  $\lambda = 0,85$  εάν  $T_1 \leq 2 T_C$  και το κτίριο έχει πάνω από δύο ορόφους, ή  $\lambda = 1,0$  σε κάθε άλλη περίπτωση.

Για την εφαρμογή της μεθόδου πρέπει να ισχύει η συνθήκη  $T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$

Με την παραδοχή ότι τα φορτία αυξάνονται γραμμικά με το ύψος, η δύναμη σε κάθε στάθμη υπολογίζεται από:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

$z_i, z_j$  είναι τα ύψη των μαζών  $m_i, m_j$  πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης.

## 2.5.2 Υπολογισμός σεισμικών φορτίων

### Επιλογή παραμέτρων υπολογισμού

Για την παρούσα μελέτη επιλέγονται τα εξής δεδομένα για το φάσμα σχεδιασμού:

- ✓ Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Z1 ( $a_g = 0,16 g$ )
- ✓ Κατηγορία Σπουδαιότητας Σ3 (για στάδια όπου υπάρχει μεγάλος ανθρωποσυνωστισμός)
- ✓ Κατηγορία εδάφους B
- ✓ Απόσβεση  $\zeta=3\%$  (για συγκολλητή-κοχλιωτή κατασκευή)

### Υπολογισμός θεμελιώδους ιδιοσυχνότητας

Η κατασκευή μπορεί να θεωρηθεί ως ένα συνεχές σύστημα με κατανεμημένη μάζα και δυσκαμψία και όπως γνωρίζουμε από τη δυναμική τέτοια συστήματα αντιμετωπίζονται ως συστήματα με άπειρους βαθμούς ελευθερίας (γενικευμένα μονοβάθμια).

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω για μεταλλικούς πύργους τύπου προβόλου η θεμελιώδης καμπτική ιδιομορφή είναι της μορφής:

$$\psi(x) = \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

Όπου  $L$  το ύψος του προβόλου.

Με τη βοήθεια του πηλίκου Rayleigh, προσδιορίζουμε τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα από τη σχέση:

$$\omega = \sqrt{\frac{K^*}{m^*}} = \frac{\int_0^L EI(x)[\psi''(x)]^2}{\int_0^L m(x)\psi^2(x)}$$

$E$  είναι μέτρο ελαστικότητας

$I(x)$  η ροπή αδράνειας στο ύψος  $x$

$m(x)$  είναι η μάζα ανά μέτρο μήκους στο ύψος  $x$

$L$  το ύψος της κατασκευής

### Υπολογισμός σεισμικής απόκρισης

Ο γενικευμένος συντελεστής συμμετοχής της θεμελιώδους ιδιομορφής υπολογίζεται από τη σχέση

$$\Gamma^* = \frac{L^*}{m^*} = \frac{\int_0^L m(x) \times \psi(x)}{\int_0^L m(x) \psi^2(x)}$$

Η μέγιστη φασματική απόκριση θα υπολογισθεί από την φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, για ιδιοπερίοδο ίση με την θεμελιώδη:

$$S_D(T_1) = Se(T_1) \times \left[ \frac{T_1}{2\pi} \right]^2$$

Η μέγιστη απόκριση της κατασκευής θα υπολογισθεί από τη σχέση :

$$u_{max} = \Gamma^* \times S_D(T_1)$$

Η απόκριση καθ' ύψος της κατασκευής θα υπολογισθεί από τη σχέση:

$$u(x) = \Gamma^* \times S_D(T_1) \times \psi(x)$$

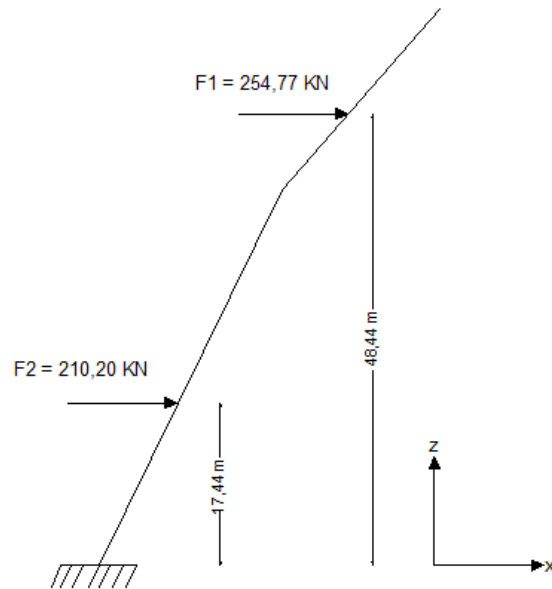
### Υπολογισμός σεισμικών φορτίων

- Για την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων καθ ύψος της κατασκευής, θεωρήθηκε ό,τι η σεισμική δύναμη ασκείται στο κέντρο βάρους του κάθε ενός από τα δύο τμήματα του προβόλου.
- Η συνολική μάζα της κατασκευής εκτιμάται  $m=158$  t

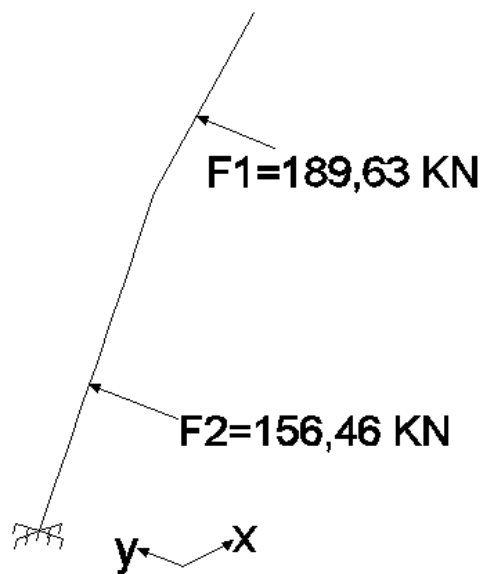
**Πίνακας 2.14 – Υπολογισμός σεισμικών φορτίων**

	Σεισμός κατά x	Σεισμός κατά y
E(KN/m <sup>2</sup> )	210×10 <sup>6</sup>	210×10 <sup>6</sup>
I(x) (m <sup>4</sup> )	-0,018x+1,15	-0,006x+0,41
m(x) (t/m)	-0,022x+3,023	-0,22x+3,023
L(m)	60,00	60,00
T <sub>1</sub> (s)	0,93	1,47
S	1,20	1,20
ζ (%)	3	3
η	1,118	1,118
a <sub>Gr</sub> (g)	0,16	0,16
γ <sub>I</sub>	1,20	1,20
T <sub>B</sub> (s)	0,15	0,15
T <sub>C</sub> (s)	0,50	0,50
T <sub>D</sub> (s)	2,50	2,50
m (συνολική) (t)	158	158
Se(T <sub>1</sub> ) (m/s <sup>2</sup> )	3,46	2,19
λ	0,85	1,00
F <sub>b</sub> (KN)	464,97	346,08
m(κάτω τμήματος) (t)	110	110
z(κάτω τμήματος) (m)	17,44	17,44
F(κάτω τμήματος) (KN)	210,20	156,46
m(άνω τμήματος) (t)	48	48
Z(άνω τμήματος) (m)	48,44	48,44

F(άνω τμήματος) (KN)	254,77	189,63
S <sub>D</sub> (T <sub>1</sub> ) (m)	0,076	0,120
u <sub>max</sub> (m)	0,133	0,211
u(x)	0,133×(x <sup>2</sup> /60 <sup>2</sup> )	0,211×(x <sup>2</sup> /60 <sup>2</sup> )



Σχήμα 2.12 – Σεισμικά φορτία για σεισμό κατά  $x$



Σχήμα 2.13 – Σεισμικά φορτία για σεισμό κατά  $y$

## 2.6 Καταστάσεις Σχεδιασμού και συνδυασμοί δράσεων

### 2.6.1 Καταστάσεις Σχεδιασμού

Στο σχεδιασμό των κατασκευών, είναι βασική επιδίωξη ο κατάλληλος βαθμός αξιοπιστίας σε συνδυασμό με την οικονομία, για να αντιμετωπίζονται οι δράσεις και οι επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες εμφανίζονται κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής τους. Για να επιτευχθούν τα παραπάνω, πρέπει να εξασφαλίζονται οι παρακάτω θεμελιώδεις απαιτήσεις:

- i. Αντοχή
- ii. Λειτουργικότητα
- iii. Ανθεκτικότητα

Σε γενικές γραμμές δηλαδή, θα πρέπει η φέρουσα κατασκευή να είναι ικανή να προσφέρει ασφάλεια στους χρήστες (προστασία ανθρώπινης ζωής) και να μην υποστεί βλάβες κατά τη διάρκεια ζωής της, ώστε να παραμείνει λειτουργική και κατάλληλη για χρήση στο διάστημα αυτό.

#### Οριακές καταστάσεις και καταστάσεις σχεδιασμού

Είναι οι καταστάσεις πέρα των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού που αναφέρθηκαν παραπάνω και διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States), που σχετίζονται με την ασφάλεια του χρήστη και του φορέα και αφορούν καταστάσεις όπως απώλεια ισορροπίας, ευστάθειας και αστοχία λόγω κόπωσης.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States), που αφορούν τις καταστάσεις πέρα των οποίων δεν πληρούνται η άνεση των χρηστών, οι λειτουργικές απαιτήσεις και η εμφάνιση των δομικών στοιχείων όπως ενοχλητικές δονήσεις, έντονες καμπτικές παραμορφώσεις και εκταταμένες ρωγματώσεις.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού μιας κατασκευής για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας σε σχέση με τις παραπάνω οριακές καταστάσεις είναι :

- Καταστάσεις με διάρκεια, που αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης
- Παροδικές, που σχετίζονται με προσωρινές συνθήκες όπως π.χ. κατά τη διάρκεια ανέργειας ή επισκευής της.
- Τυχηματικές, που εμφανίζονται σπάνια όπως πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση οχήματος.
- Έναντι σεισμού, που αναφέρονται στις συνθήκες που επιβάλλονται σε αυτήν όταν εκτίθεται σε σεισμικά γεγονότα.

### 2.6.2 Συνδυασμοί φορτίσεων στην κατασκευή

Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επενεργούν στην κατασκευή, πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ) και συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλα (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για κάθε μία από τις οριακές καταστάσεις.

### Συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Για τον έλεγχο της κατασκευής στην οριακή αυτή κατάσταση, οι συνδυασμοί σχεδιασμού είναι:

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

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

- Για τυχηματικές καταστάσεις

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

- Για καταστάσεις σεισμού

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

Όπου

$\gamma_G = 1,35$  συντελεστής ασφαλείας για τις μόνιμες δράσεις

$\gamma_Q = 1,50$  συντελεστής ασφαλείας για τις δράσεις λόγω ανέμου

$\psi_2 = 0,00$  συντελεστής συνδυασμού φορτίων ανέμου στις καταστάσεις σεισμού

$G$  η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

$Q$  η χαρακτηριστική τιμή των δράσεων λόγω ανέμου

$A_{ED}$  η τιμή σχεδιασμού της σεισμική δράσης

**Πίνακας 1.15 - Συντελεστές ασφαλείας και συνδυασμοί δράσεων στην κατασκευή**

	Μόνιμα Φορτία (G)	Φορτία Ανέμου (Q)	Σεισμικά Φορτία (E)	Συνδυασμοί
Καταστάσεις Διάρκειας ή Παροδικές	1,35	1,50	0,00	1,35G+1,50Q
Καταστάσεις Σεισμού	1,00	0,00	1,00	G+E

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – Ανάλυση του φορέα και έλεγχοι**

### **3.1 Κατάταξη Διατομών – Επιλογή μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου**

Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου ενός φορέα είναι βασική προϋπόθεση του ορθού σχεδιασμού αυτού και των στοιχείων του και αφορά αφενός την ανάλυση μέσω της οποίας προσδιορίζονται τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη και αφετέρου τον τρόπο υπολογισμού της αντοχής των διατομών.

Για μια διατομή η ανάλυση μπορεί να είναι πλαστική αν υπάρχει η δυνατότητα ανάπτυξης πλήρους πλαστικοποίησης ώστε να δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις με σημαντική ικανότητα στροφής, ή ελαστική αν αυτή η δυνατότητα δεν υπάρχει.

Ανάλογα με την αντοχή και στροφική ικανότητα και των περιορισμό αυτών από τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις κατηγορίες:

- Διατομές κατηγορίας 1: Μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2: Μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3: Είναι αυτές στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή τάσεων, μπορεί να φθάσει στο όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη πλήρους πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4: Είναι αυτές στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

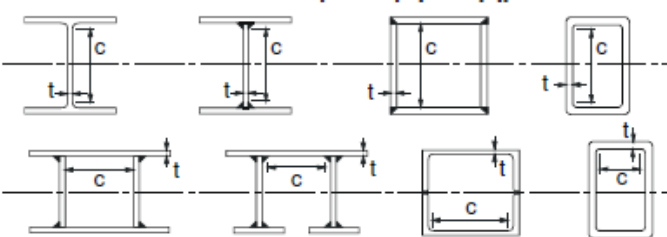
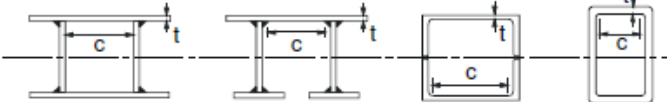
Η κατάταξη των παραπάνω διατομών εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος  $c/t$  καθενός από τα θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία της λόγω αξονικής δύναμης ή και καμπτικής ροπής. Ανάλογα με τον τρόπο στήριξης τους αυτά διακρίνονται σε:

- Εσωτερικά στοιχεία: Εκείνα που απολήγουν σε άλλα εγκάρσια στοιχεία της διατομής
- Εξωτερικά ή Προεξέχοντα στοιχεία: Εκείνα που στηρίζονται κατά μήκος μιας ακμής και είναι ελεύθερα κατά μήκος μιας άλλης ακμής, παράλληλα προς την κατεύθυνση της θλιπτικής τάσης.

Τα πλακοειδή στοιχεία σε μια διατομή μπορούν να ανήκουν σε διάφορες κατηγορίες και η διατομή κατατάσσεται πάντα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της.

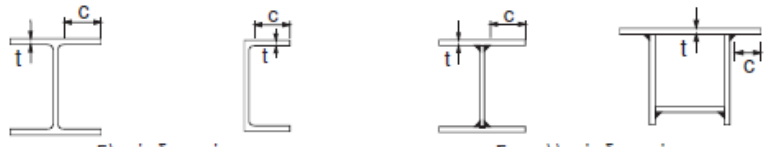
Στους επόμενους πίνακες παρουσιάζονται τα κριτήρια κατάταξης των διατομών, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3:

**Πίνακας 3.1 - Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων κατά EN1993-1-1**

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Άξονας κάμψης		
				Άξονας Κάμψης		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 33 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36 \cdot \epsilon}{a}$			
2	$c/t \leq 83 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5 \cdot \epsilon}{a}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 42 \cdot \epsilon$	$\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42 \cdot \epsilon}{0,67 + 0,33 \cdot \psi}$ $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62 \cdot \epsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{-(\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση  $\sigma < f_y$  είτε η εφελκυστική παραμόρφωση  $\epsilon_y > f_y/E$

**Πίνακας 2.2- Κατάταξη προεξέχοντων ελασμάτων κατά EN1993-1-1**

Προεξέχοντα πέλματα						
						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$			
2	$c/t \leq 10 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_a}$				
Για $k_a$ βλέπε EN 1993-1-5						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71



### Διατομή βάσης (στήριξη)

Κατάταξη πέλματος (εσωτερικό στοιχείο)

$$c/t = 2470/20 = 123,50 > 124\epsilon = 100,44$$

Άρα το πέλμα ανήκει στην κατηγορία 4

Κατάταξη κορμού (εξωτερικό στοιχείο)

$$c/t = 4660/20 = 233 > 124\epsilon = 233$$

Άρα ο κορμός ανήκει στην κατηγορία 4

Κατάταξη ενισχύσεων

Κατάταξη κορμού ενίσχυσης (εσωτερικό στοιχείο)

$$c/t = 180/20 = 9 < 33\epsilon = 26,73$$

Άρα ο κορμός ανήκει στην κατηγορία 1

Κατάταξη πέλματος ενίσχυσης (προεξέχον στοιχείο)

$$c/t = 100/20 = 5 < 9\epsilon = 7,29$$

Άρα το πέλμα ανήκει στην κατηγορία 1

Επομένως η διατομή της δοκού ανήκει στην κατηγορία 4 και οι ενισχύσεις στην κατηγορία 1.

### Τελική κατάταξη διατομής και επιλογή μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου

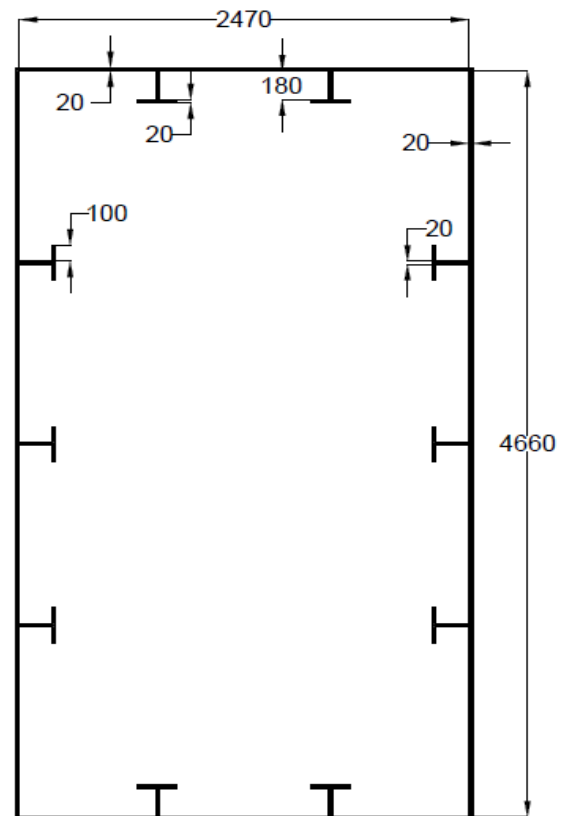
Σύμφωνα με το EN1993-1-5 (Μέλη από επίπεδα ελάσματα), για μη ενισχυμένα ή ενισχυμένα φανώματα που υπόκεινται σε συνδυασμένες τάσεις  $\sigma_{x,Ed}$ ,  $\sigma_{z,Ed}$  και  $\tau_{Ed}$ , μπορούν να θεωρούνται ιδιότητες διατομής κατηγορίας 3, αν

$$\frac{\rho \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1$$

$\alpha_{ult,k}$  είναι ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής των φορτίων σχεδιασμού προκειμένου να φτάσουν τη χαρακτηριστική τιμή αντοχής του πλέον κρίσιμου σημείου του ελάσματος

$\rho$  είναι ο μειωτικός συντελεστής που εξαρτάται από την ανηγμένη λυγηρότητα του ελάσματος  $\bar{\lambda}_p$  για να ληφθεί υπόψη η κύρτωση του ελάσματος

$\gamma_{M1}$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας



Σχήμα 3.1- Διατομή Βάσης ( Διαστάσεις σε mm)

Η ανηγμένη λυγηρότητα του ελάσματος  $\bar{\lambda}_p$  πρέπει να λαμβάνεται από

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$$

Όπου  $\alpha_{cr}$  είναι ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής των φορτίων σχεδιασμού προκειμένου να φτάσουν το ελαστικό κρίσιμο φορτίο του ελάσματος κάτω από το συνολικό πεδίο τάσεων.

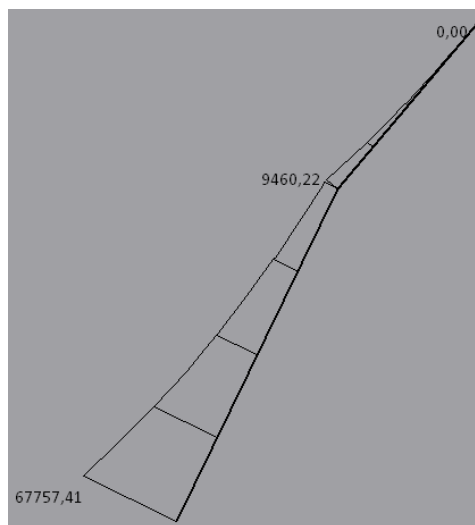
Επομένως, η μέθοδος ανάλυσης για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών και τον προσδιορισμό της αντοχής των διατομών των μελών του φορέα θα είναι ελαστική.

Αρχικά θα γίνουν οι έλεγχοι των εντατικών μεγεθών με ιδιότητες διατομής κατηγορίας 3 και στη συνέχεια ο έλεγχος κύρτωσης με τη μέθοδο των μειωμένων τάσεων για να αποδειχθεί ότι ισχύει η παραπάνω συνθήκη του Ευρωκώδικα 3.

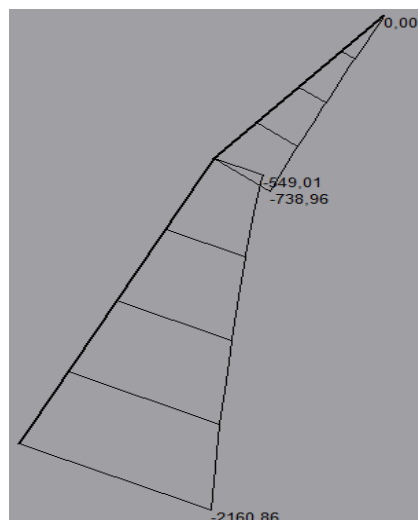
### 3.2 Ανάλυση – Εντατικά μεγέθη

Με στατική ανάλυση πρώτης τάξης, τα εντατικά μεγέθη που υπολογίστηκαν για τους συνδυασμούς φορτίσεων στην διατομή της στήριξης παρουσιάζονται στα επόμενα διαγράμματα εντατικών μεγεθών:

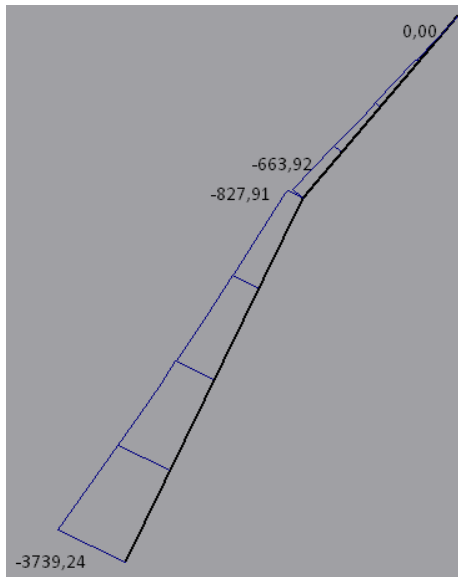
#### i) Συνδυασμός 1,35G+1,50Q (Άνεμος κατά τη διεύθυνση x)



Σχήμα 3.2 -  $M_{yy}$  (KNm)

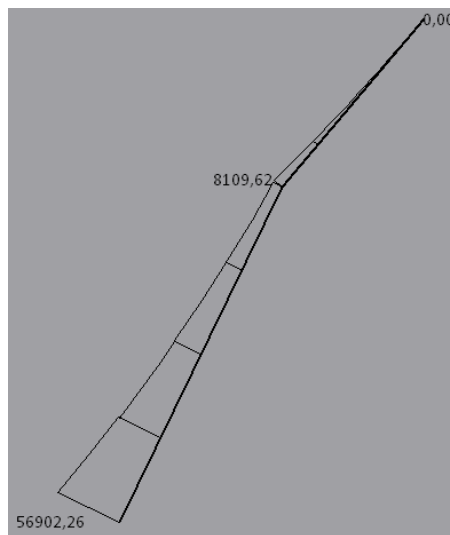


Σχήμα 3.3 –  $Q_x$  (KN)

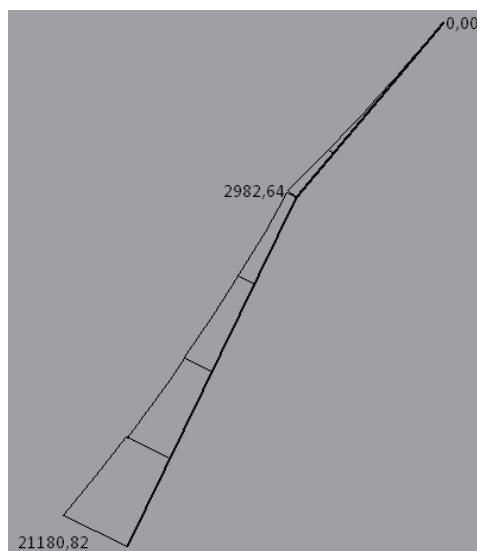


*Σχήμα 3.4 – N (KN)*

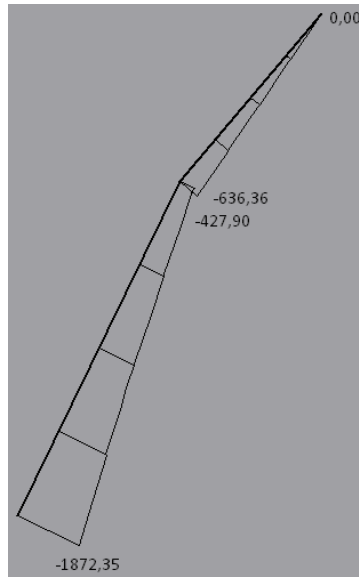
ii) Συνδυασμός 1,35G+1,50Q (Ανεμος στη διεύθυνση y)



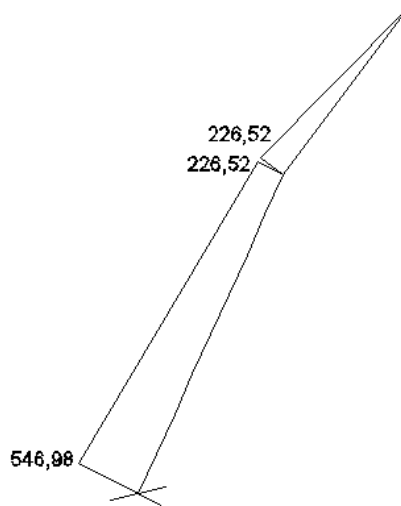
*Σχήμα 3.5 – Myy (KNm)*



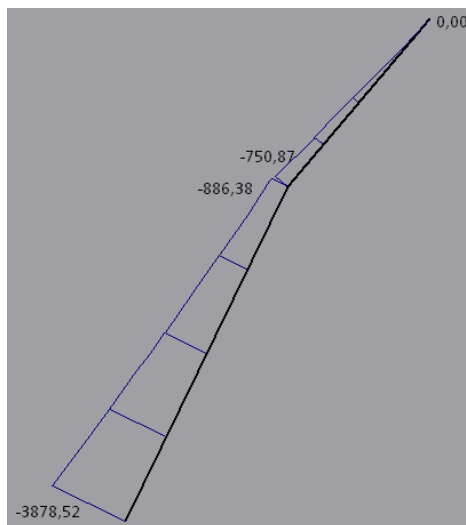
*Σχήμα 3.6 – Mxx (KNm)*



**Σχήμα 3.7 –  $Q_x$  (KN)**

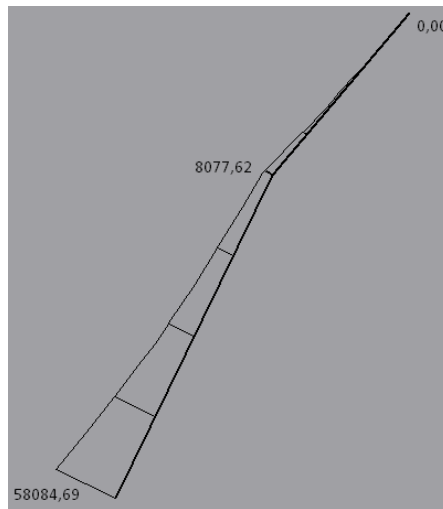


**Σχήμα 3.8 –  $Q_y$  (KN)**

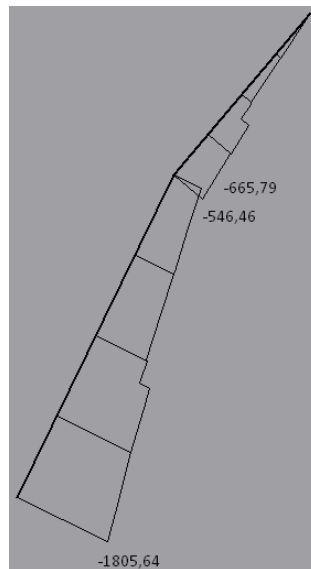


**Σχήμα 3.9 –  $N$  (KN)**

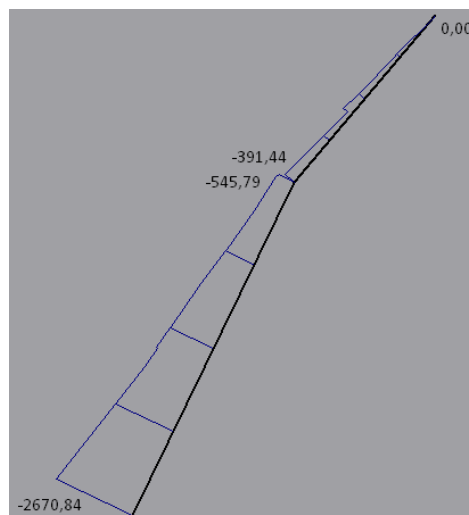
iii) Συνδυασμός G+Ex+0,30Ey



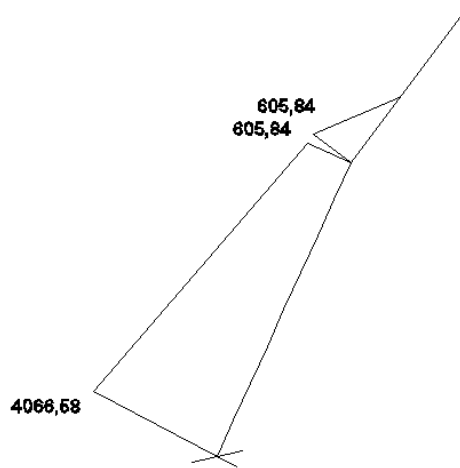
Σχήμα 3.10 –  $M_{yy}$  (KNm)



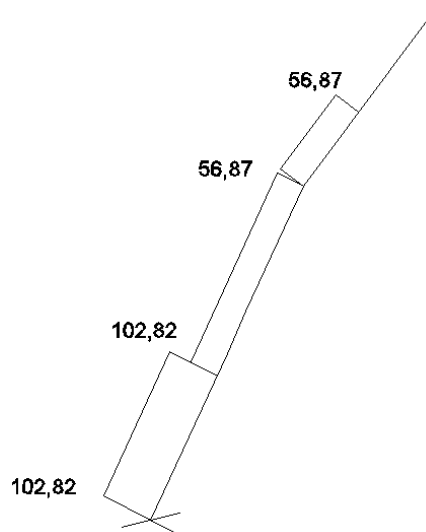
Σχήμα 3.11 –  $Q_x$  (KN)



Σχήμα 3.12 –  $N$  (KN)

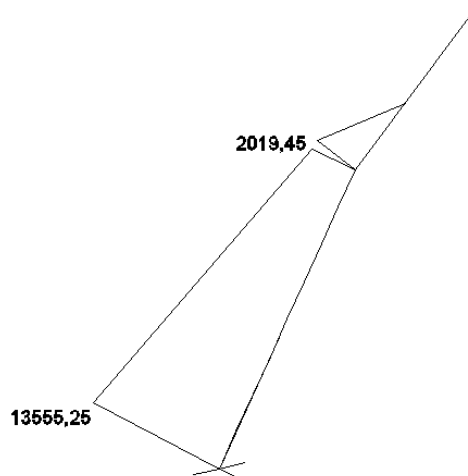


Σχήμα 3.13 –  $M_{xx}$  (KNm)

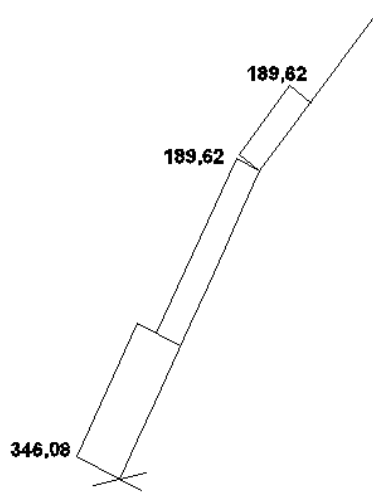


Σχήμα 3.14 –  $Q_{yy}$  (KN)

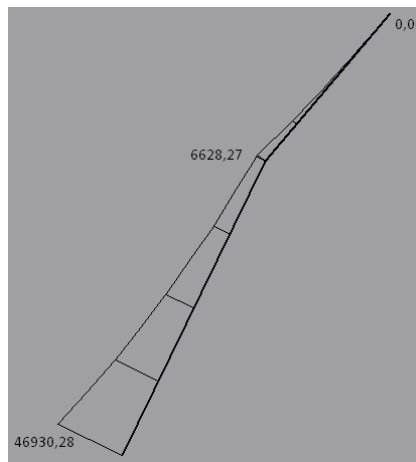
iv) Συνδυασμός  $G+E_y+0,30E_x$



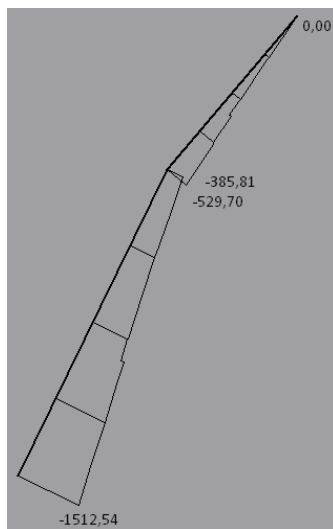
Σχήμα 3.15 –  $M_{xx}$  (KNm)



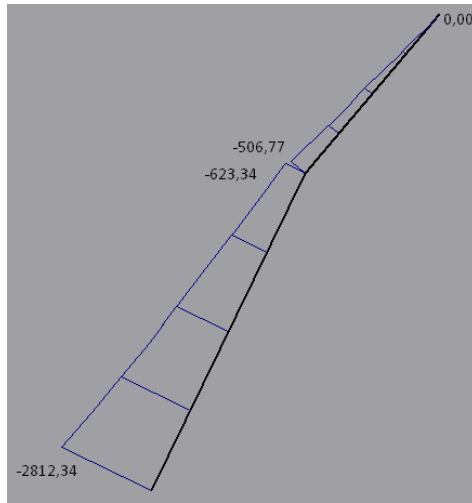
**Σχήμα 3.16 –  $Q_y$  (KN)**



**Σχήμα 3.17 –  $M_{yy}$  (KNm)**



**Σχήμα 3.18 –  $Q_x$  (KN)**



**Σχήμα 3.19 – N(KN)**



### 3.3 Ελέγχοι διατομών και μελών

#### 3.3.1 Έλεγχος σε αξονική θλιπτική δύναμη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή θλιβόμενου μέλους πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

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

Όπου  $N_{c,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού  $N_{c,Rd}$  καθορίζεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3}$$

#### Έλεγχος

Για το συνδυασμό 1,35G+1,50Q (Ανεμος στη διεύθυνση y)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{A \times f_y / \gamma_{M0}} = \frac{3878,52 \text{ KN}}{3668 \text{ cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} / 1,00} = 0,02 < 1,00$$

#### 3.3.2 Έλεγχος σε κάμψη

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

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Όπου  $M_{c,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη

Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα της διατομής καθορίζεται ως εξής:

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

#### Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη ( $M_y$ )

Για το συνδυασμό 1,35G+1,50Q (Ανεμος στη διεύθυνση x)

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{y,Rd}} = \frac{M_{Ed,y}}{W_{el,y} \times f_y / \gamma_{M0}} = \frac{6775741 \text{ KNcm}}{488900 \text{ cm}^3 \times 35,5 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} / 1,00} = 0,39 < 1,00$$

### Έλεγχος σε διαξονική κάμψη ( $M_y, M_x$ )

Για το συνδυασμό 1,35G+1,50Q (Άνεμος στη διεύθυνση y)

$$\begin{aligned} \frac{M_{Ed,y}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{Ed,x}}{M_{x,Rd}} &= \frac{M_{Ed,y}}{W_{el,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{Ed,x}}{W_{el,x} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} = \\ &= \frac{5690226 \text{ KNcm}}{488900 \text{ cm}^3 \times 35,5 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} / 1,00} + \frac{2118082 \text{ KNcm}}{323617,50 \text{ cm}^3 \times 35,5 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} / 1,00} = 0,51 < 1,00 \end{aligned}$$

### 3.3.2 Έλεγχος σε διάτμηση

Για τον έλεγχο επάρκειας μιας δοκού έναντι τέμνουσας, θα πρέπει η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης  $V_{Ed}$  σε κάθε διατομή να ικανοποιεί τη συνθήκη:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Όπου  $V_{c,Rd}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα.

Για ελαστικό σχεδιασμό, ίση με την  $V_{c,Rd}$  είναι η ελαστική διατμητική αντοχή και για τον έλεγχο σε τέμνουσα μπορεί να χρησιμοποιείται το κριτήριο:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0$$

Έλεγχος:

Για τέμνουσα  $V_x$  (Συνδυασμός 1,35G+1,50Q για άνεμο κατά x-x) με το φορτίο παράλληλο στον κορμό

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} = \frac{V_{Ed} / A_w}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} = \frac{2160,86 \text{ KN} / (2 \times 932 \text{ cm}^2)}{35,5 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} / (\sqrt{3} \times 1,00)} = 0,06 < 1,00$$

Για τέμνουσα  $V_y$  (Συνδυασμός 1,35G+1,50Q για άνεμο κατά y-y) με το φορτίο παράλληλο στα πέλματα

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} = \frac{V_{Edy} / A_f}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} = \frac{546,98 \text{ KN} / (2 \times 502 \text{ cm}^2)}{35,5 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} / (\sqrt{3} \times 1,00)} = 0,03 < 1,00$$

### 3.3.3 Έλεγχος σε στρέψη

Για μέλη που υπόκεινται σε στρέψη στα οποία η επιρροή των παραμορφώσεων μπορεί να αγνοείται, η τιμή σχεδιασμού της στρεπτικής ροπής  $T_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

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

όπου  $T_{Rd}$  είναι η αντοχή της διατομής σε στρέψη

Η ολική στρεπτική ροπή  $T_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να θεωρείται ως το άθροισμα δύο εσωτερικών ρομών:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}$$

Όπου  $T_{t,Ed}$  είναι η εσωτερική ροπή στρέψης κατά Saint Venant

$T_{w,Ed}$  είναι η εσωτερική ροπή στρέψης λόγω στρέβλωσης.

Οι τιμές των  $T_{t,Ed}$  και  $T_{w,Ed}$  σε κάθε διατομή μπορούν να καθορίζονται από το  $T_{Ed}$  με ελαστική ανάλυση, λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιότητες διατομής του μέλους, τις συνθήκες στήριξης και την κατανομή των δράσεων κατά μήκος του μέλους.

Οι παρακάτω τάσεις που οφείλονται σε στρέψη πρέπει να λαμβάνονται υπόψη:

- οι διατμητικές τάσεις  $\tau_{t,Ed}$  κατά St. Venant λόγω της ροπής  $T_{t,Ed}$
- οι ορθές τάσεις  $\sigma_{w,Ed}$  λόγω του δίρροπου  $B_{Ed}$  και οι διατμητικές τάσεις  $\tau_{w,Ed}$  λόγω της ροπής στρεβλώσεως  $T_{w,Ed}$

Έλεγχος:

Επειδή η διατομή του φορέα είναι κλειστή, οι επιδράσεις της στρέβλωσης μπορούν να αγνοηθούν, αφού σε τέτοιου τύπου διατομές κυριαρχεί η στρέψη Saint-Venant, και συνεπώς ο έλεγχος που θα γίνει είναι:

$$\frac{T_{t,Ed}}{T_{t,el,Rd}} = \frac{T_{t,Ed}}{2 \times A_m \times m_{int} \times \tau_{Rd}} = \frac{992565 \text{ KNcm}}{2 \times 116532 \text{ cm}^2 \times 2 \text{ cm} \times (20,50 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2})} = 0,10 < 1,00$$

Όπου

$A_m$  το εμβαδό της επιφάνειας που ορίζεται από τη μέση γραμμή των ελασμάτων, τα οποία σχηματίζουν την κυψέλη

$m_{int}$  το ελάχιστο πάχος των ελασμάτων της διατομής

$$\tau_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

### 3.3.4 Έλεγχος σε λυγισμό

Για το κάτω τμήμα του προβόλου μήκους  $L=44,83$  m, το ελαστικό κρίσιμο φορτίο Euler :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI_y}{L_{cr}^2} = \frac{3,14^2 \times 210 \times 10^6 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) \times 0,645 \text{ m}^4}{(2 \times 44,83 \text{ m})^2} = 166127,23 \text{ KN}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI_x}{L_{cr}^2} = \frac{3,14^2 \times 210 \times 10^6 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) \times 0,270 \text{ m}^4}{(2 \times 44,83 \text{ m})^2} = 96762,63 \text{ KN}$$

Όπου

Ι ο μέσος όρος της ροπής αδράνειας από τη διατομή της στήριξης και τη διατομή αλλαγής κλίσης (ακραίες διατομές του κάτω τμήματος του προβόλου)

$L_{cr} = 2L$  το ισοδύναμο μήκος λυγισμού για πρόβολο μήκους  $L$

Υπολογίζουμε τις σχέσεις:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{3878,52}{166127,23} = 0,025 \quad \text{και} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = \frac{3878,52}{96762,63} = 0,038$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, αν

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$$

η αντοχή της διατομής εξαντλείται πριν εκδηλωθεί λυγισμός και δε χρειάζεται έλεγχος του μέλους άρα μόνο έλεγχος διατομής.

Επομένως τα μέλη του φορέα δεν κινδυνεύουν από καμπτικό λυγισμό.

Επίσης, ο φορέας δεν κινδυνεύει από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω της μεγάλης δυστρεψιάς που διαθέτει μια κλειστή διατομή με μεγάλες διαστάσεις όπως αυτή της παρούσας κατασκευής.

### 3.3.5 Έλεγχος σε κύρτωση (τοπικός λυγισμός)

Η διατομή του φορέα συντίθεται από επίπεδα ελάσματα (κορμός, πέλμα) μεγάλου πλάτους και μικρού πάχους, πράγμα που υποδηλώνει κίνδυνο αστοχίας λόγω κύρτωσης των ελασμάτων αυτών. Το φαινόμενο αυτό αποτελεί μια μορφή τοπικού λυγισμού και εκδηλώνεται με την δημιουργία ρυτιδώσεων ή πτυχώσεων των ελασμάτων αν υπάρξει υπέρβαση τάσεων σε κάποιο σημείο και προκαλείται από ορθές θλιπτικές ή διατμητικές τάσεις. Τα εφελκόμενα στοιχεία δεν κινδυνεύουν από κύρτωση επομένως δεν θα γίνει άλλος έλεγχος πέρα από αυτούς της προηγούμενης παραγράφου.

Για τον έλεγχο της κύρτωσης σε αυτή τη μελέτη εφαρμόστηκαν οι διατάξεις του EN1991-1-5-Μέλη από επίπεδα ελάσματα. Αρχικά υπολογίζονται οι μειωτικοί συντελεστές κύρτωσης για κάθε δυσμενέστερο ενισχυμένο φάτνωμα και υποφάτνωμα του κορμού και του πέλματος και στη συνέχεια γίνεται ο έλεγχος της μειωμένης αντοχής τους λόγω κύρτωσης για τις συνδυασμένες τάσεις σχεδιασμού.

Παρακάτω παρατίθενται σε σχήματα και πίνακες οι σχετικές διατάξεις για τον έλεγχο:

**Πίνακας 3.3-Συντελεστές κύρτωσης για εσωτερικά στοιχεία σε μη ενισχυμένα φατνώματα**

Ορθές τάσεις (θλίψη θετική)						
$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
$k_\sigma$	4.0	$8.2/(1.05+\psi)$	7.81	$7.81 - 6.29 \cdot \psi + 9.78 \cdot \psi^2$	23.9	$5.98 \cdot (1-\psi)^2$
Διατμητικές τάσεις						
Λόγος πλευρών	$\alpha = \frac{a}{b} \geq 1$			$\alpha = \frac{a}{b} < 1$		
$k_\tau$	$k_\tau = 5.34 + \frac{4.0}{\alpha^2}$			$k_\tau = 4.0 + \frac{5.34}{\alpha^2}$		

**Πίνακας 3.4-Συντελεστές κύρτωσης για εξωτερικά στοιχεία σε μη ενισχυμένα υποφατνώματα**

Ελάχιστη θλίψη στο ελεύθερο άκρο					
$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	1	0	-1	$-1 \geq \psi \geq -3$	
$k_\sigma$	0.43	0.57	0.85	$0.57 - 0.21 \cdot \psi + 0.07 \cdot \psi^2$	
Ελάχιστη θλίψη στο στηριζόμενο άκρο					
$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
$k_\sigma$	0.43	$0.578/(0.34+\psi)$	1.70	$1.7 - 5 \cdot \psi + 17.1 \cdot \psi^2$	23.8

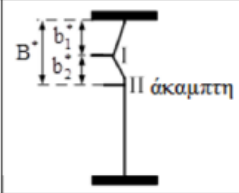
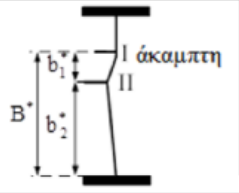
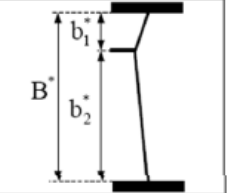
**Πίνακας 3.5-Συντελεστής κύρτωσης για πλάκες με 3 διαμήκεις νευρώσεις στη θλιβόμενη ζώνη**

Λόγος πλευρών	Συντελεστής κύρτωσης
$\alpha \leq \sqrt[4]{\gamma}$	$k_{\sigma,p} = \frac{2 \cdot [(1+\alpha^2)^2 + \gamma - 1]}{\alpha^2 \cdot (\psi+1) \cdot (1+\delta)}$
$\alpha > \sqrt[4]{\gamma}$	$k_{\sigma,p} = \frac{4 \cdot (1+\sqrt{\gamma})}{(\psi+1) \cdot (1+\delta)}$
$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0.5$	Λόγος ακραίων τάσεων.
$\alpha = \frac{a}{b} \geq 0.5$	Λόγος πλευρών
$\sum A_{s,i}$	Άθροισμα εμβαδών των ενισχύσεων
$I_{s,i}$	Ροπή αδράνειας της ενισχυμένης πλάκας.
$A_p = b \cdot t$	Εμβαδόν πλάκας
$\gamma = \frac{I_{s,i}}{I_p}$	Λόγος ροπών αδράνειας ενισχυμένης μη ενισχυμένης πλάκας.
$\delta = \frac{\sum A_{s,i}}{A_p}$	Λόγος εμβαδών ενισχύσεων και πλάκας.
$I_p = \frac{b \cdot t^3}{12 \cdot (1-\nu^2)} = \frac{b \cdot t^3}{10.92}$	Ροπή αδράνειας της μη ενισχυμένης πλάκας

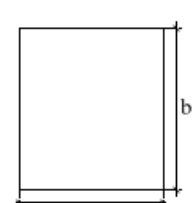
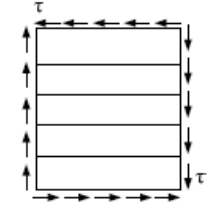
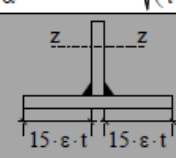
**Πίνακας 3.8-Συντελεστές κύρτωσης για πλάκες με μια διαμήκη νευρώση στη θλιβόμενη ζώνη**

Length a	Critical stress of stiffener
$a \geq a_c$	$\sigma_{\sigma,sl} = \frac{1.05 \cdot E_s \cdot \sqrt{I_{s,i}} \cdot t^3 \cdot b}{A_{s,i} \cdot b_1 \cdot b_2}$
$a < a_c$	$\sigma_{\sigma,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{s,i}}{A_{s,i} \cdot a^2} + \frac{E_s \cdot t^3 \cdot b \cdot a^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1-\nu^2) \cdot A_{s,i} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}$
Critical plate buckling stress: $\sigma_{\sigma,p} = \sigma_{\sigma,sl} \cdot \frac{b_2 + b_1}{b_c}$	
<b>Notation</b>	
$A_{s,i}$	= εμβαδόν ενίσχυσης και συνεργαζόμενου πλάτους πλάκας όπως δίνεται στο ως άνω σχήμα
$\psi$	= λόγος τάσεων εξεταζόμενου υποφάνωματος
$I_{s,i}$	= ροπή αδράνειας ενίσχυσης και συνεργαζόμενου πλάτους πλάκας όπως δίνεται στο ως άνω σχήμα.
$b_1, b_2$	= αποστάσεις ενίσχυσης από τα άκρα του φανώματος
$b_1 + b_2 = b$	= συνολικό πλάτος φανώματος.
$a_c = 4.33 \sqrt{\frac{I_{s,i} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}}$	= μήκος κύματος ιδιομορφής λυγισμού θεωρώντας ότι οι εγκάρσιες ενισχύσεις έχουν απομακρυνθεί.

**Πίνακας 3.9-Συντελεστές κύρτωσης για πλάκες με δύο διαμήκεις νευρώσεις στη θλιβόμενη ζώνη**

			
	α) Ενίσχυση I	β) Ενίσχυση II	γ) συγκεντρωμένη ενίσχυση
Εμβαδόν διατομής	$A_{sl,1}$	$A_{sl,2}$	$A_{sl,1} + A_{sl,2}$
Ροπή αδρανείας	$I_{sl,1}$	$I_{sl,2}$	$I_{sl,1} + I_{sl,2}$

**Πίνακας 3.3-Συντελεστές διατμητικής κύρτωσης για ενισχυμένα φατνώματα**

	
<b>Λόγος πλευρών</b>	<b>Συντελεστής κύρτωσης</b>
$\alpha \geq 1$	$k_t = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} + k_{t,nt}$
$\alpha < 1$	$k_t = 4 + \frac{5.34}{\alpha^2} + k_{t,nt}$
<b>Συντελεστής <math>k_{t,nt}</math></b>	
Πλάκες με τουλάχιστον 3 διαμήκεις ενισχύσεις ή με μία ή δύο ενισχύσεις και $\alpha \geq 3$	$k_{t,nt} = \frac{9}{\alpha^2} \cdot 4 \sqrt{\left(\frac{\sum I_{sl}}{t^3 \cdot b}\right)^3} \geq \frac{2.1}{t} \cdot 3 \sqrt{\frac{\sum I_{sl}}{b}}$
Πλάκες με μία ή δύο ενισχύσεις και $\alpha < 3$	$k_{t,nt} = 4.1 + \frac{6.3 + 0.18 \cdot \frac{I_{sl}}{t^3 \cdot b}}{\alpha^2} + 2.2 \cdot 3 \sqrt{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot b}\right)}$
$I_{sl}$ = Ροπή αδρανείας ως προς άξονα z-z μιας ενίσχυσης συμπεριλαμβανομένου γειτονικού ελάσματος επί πλάτους $15 \cdot \epsilon \cdot t$ ( $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ , $f_y$ σε N/mm <sup>2</sup> ).	
$\sum I_{sl}$ = Αθροισμα ροπών αδρανείας των ενισχύσεων.	

**Πίνακας 3.11-Μειωτικοί συντελεστές για ορθές τάσεις**

Εσωτερικά στοιχεία	Εξωτερικά στοιχεία
$\rho = 1$ για $\bar{\lambda}_p \leq 0,673$	$\rho = 1$ για $\bar{\lambda}_p \leq 0,748$
$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$	$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$

Πίνακας 3.12-Μειωτικοί συντελεστές για διατμητικές τάσεις

	Άκαμπτες ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις	Εύκαμπτες ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις
$0.83 / \eta > \bar{\lambda}_w$	n	n
$0.83 / \eta \leq \bar{\lambda}_w < 1.08$	$0.83 / \bar{\lambda}_w \leq 1$	$0.83 / \bar{\lambda}_w \leq 1$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$	$1.37 / (0.7 + \bar{\lambda}_w)$	$0.83 / \bar{\lambda}_w \leq 1$
$\eta = 1.2$		

Κριτήριο ελέγχου της συμπεριφοράς της πλάκας ως οιονεί υποστύλωμα είναι ο λόγος

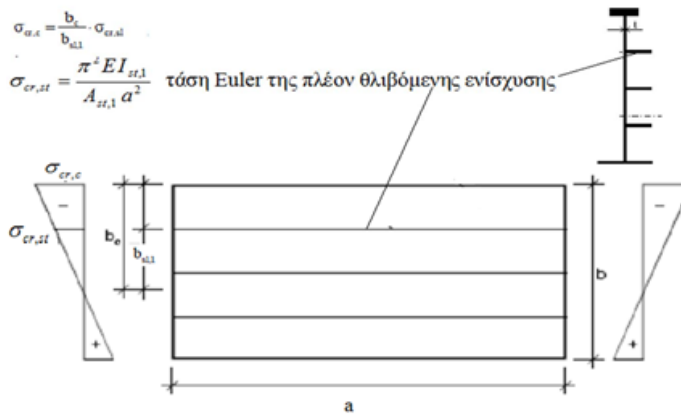
$$\frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,e}} \text{ όπου:}$$

$\sigma_{cr,p}$  = κρίσιμη ελαστική τάση της πλάκας

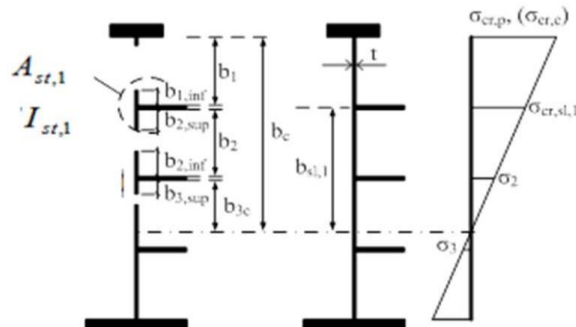
$\sigma_{cr,e}$  = κρίσιμη τάση υποστύλωματος, δηλαδή της ίδιας πλάκας όταν απομακρυνθούν οι διαμήκεις στηρίξεις.

$$\sigma_{a,e} = \frac{b}{b_{sl}} \cdot \sigma_{a,sl}$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 EI_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} \text{ τάση Euler της πλέον θλιβόμενης ενίσχυσης}$$



Σχήμα 3.20 -Κρίσιμη τάση για συμπεριφορά πλάκας ως υποστύλωμα



Πλάτος πλήρους διατομής	Συνθήκη για $\psi_i$
$b_{1,inf}$	$\frac{3 - \psi_1}{5 - \psi_1} \cdot b_1$ $\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5 - \psi_2} \cdot b_2$ $\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3 - \psi_2}{5 - \psi_2} \cdot b_2$ $\psi_2 > 0$
$b_{3,sup}$	$0.4 \cdot b_{3c}$ $\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Σχήμα 3.21-Συνεργαζόμενα πλάτη πλάκας στην ενίσχυση



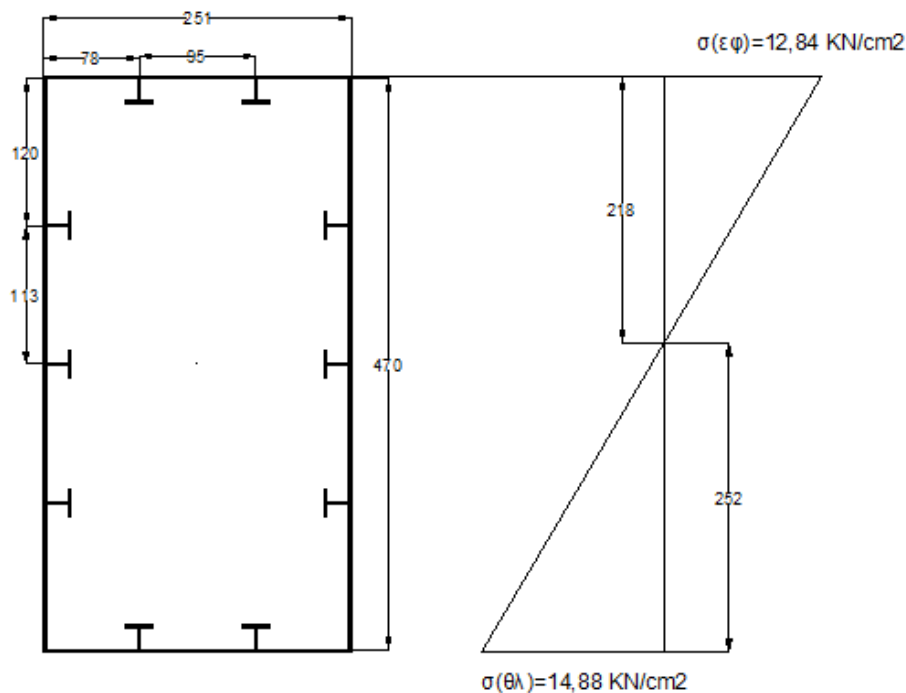
### Έλεγχος για το συνδυασμό 1,35G+1,50Q (Άνεμος στη διεύθυνση x-Μονοαξονική κάμψη)

Οι ακραίες τάσεις στη διατομή είναι:

$$\sigma_{x,u,Ed} = \frac{Ned}{A} + \frac{Medy}{Wy} = \frac{3739,24 \text{ KN}}{3668 \text{ cm}^2} + \frac{6775731 \text{ KNcm}}{488900 \text{ cm}^3} = -14,88 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{x,o,Ed} = \frac{Ned}{A} + \frac{Medy}{Wy} = -\frac{3739,24 \text{ KN}}{3668 \text{ cm}^2} + \frac{6775731 \text{ KNcm}}{488900 \text{ cm}^3} = 12,84 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w,Ed} = \frac{Qy}{Aw} = \frac{2160,86 \text{ KN}}{2 \times 932 \text{ cm}^2} = 1,16 \text{ KN/cm}^2$$



Σχήμα 3.22 – Διάγραμμα τάσεων στη διατομή της στήριξης

Έλεγχος μεσαίου υποφανώματος κάτω πέλματος

Λόγος ακραίων τάσεων  $\psi=1$

Συντελεστής κύρτωσης  $\kappa_{\sigma}=4$  (Από Πίνακα 3.3)

$$\text{Τάσης αναφοράς } \sigma_e = 18980 \times \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 18980 \times \left(\frac{2\text{cm}}{95\text{cm}}\right)^2 = 8,41 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Κρίσιμη ελαστική τάση } \sigma_{cr,x} = \kappa_{\sigma} \times \sigma_e = 4 \times 8,41 \text{ KN/cm}^2 = 33,64 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Συντελεστής } a_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{x,Ed}} = \frac{33,64}{14,88} = 2,26$$

$$\text{Συντελεστής } a_{ult,k} = \frac{f_y}{\sigma_{x,Ed}} = \frac{35,50}{14,88} = 2,39$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα ελάσματος } \lambda_p = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{acr}} = \sqrt{\frac{2,39}{2,26}} = 1,03 > 0,673$$

Μειωτικός συντελεστής κύρτωσης  $\rho=0,76$  (Για  $\lambda_p > 0,673$  για εσωτερικά στοιχεία από Πίνακα 3.11)

$$\text{Έλεγχος } \frac{\sigma_{\chi,Ed}}{\sigma_{\chi,Rd}} = \frac{\sigma_{\chi,Ed}}{\rho \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}}\right)} = \frac{14,88}{0,76 \times \left(\frac{35,50}{1,00}\right)} = 0,55 < 1,00$$

$$\text{Έναλλακτικά } \frac{\rho \times a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,76 \times 2,39}{1,00} = 1,82 > 1,00$$

Έλεγχος ολικού φατνώματος ενισχυμένου πέλματος

Λόγος ακραίων τάσεων  $\psi=1$

$$\text{Τάσης αναφοράς } \sigma_e = 18980 \times \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 18980 \times \left(\frac{2\text{cm}}{251\text{cm}}\right)^2 = 1,21 \text{ KN/cm}^2$$

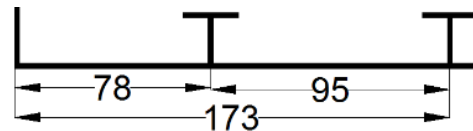
Για δύο νευρώσεις στη θλιβόμενη ζώνη το έλασμα έχει συμπεριφορά υποστυλώματος

Περίπτωση I (Ενίσχυση Ακραία Άκαμπτη)

$$b1^*=78 \text{ cm}$$

$$b2^*=95 \text{ cm}$$

$$b^*=173 \text{ cm}$$



Σχήμα 3.23 – Περίπτωση I

$$\text{Συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας (για } \psi=1) b = 0,50 \times 78 \text{ cm} + 0,50 \times 95 \text{ cm} = 86,50 \text{ cm}$$

$$\text{Επιφάνεια ιδεατού υποστυλώματος } A_{st,I} = 80 \text{ cm}^2 + 2 \text{ cm} \times 86,50 \text{ cm} = 253 \text{ cm}^2$$

Ροπή αδράνειας ιδεατού υποστυλώματος ως προς τον ισχυρό άξονα

$$I_{st,I} = 16166,86 \text{ cm}^4$$

Από Πίνακα 3.8, υπολογίζουμε:

$$\text{Για } a_c=689,08 \text{ cm} > a=380 \text{ cm (απόσταση εγκάρσιων νευρώσεων)}$$

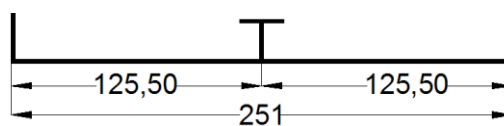
$$\sigma_{cr,stI}=100,04 \text{ KN/cm}^2$$

Περίπτωση III (Οι δύο ενισχύσεις λειτουργούν ως μια ενιαία στο μέσο του φατνώματος)

$$A_{st,III}= 2 \times A_{st,I}= 506 \text{ cm}^2$$

$$I_{st,III}=2 \times I_{st,I}=32333,72 \text{ cm}^4$$

$$b1^*=b2^*=125,50 \text{ cm και } b^*=251 \text{ cm}$$



Σχήμα 3.24 – Περίπτωση III

Από Πίνακα 3.8

$$a_c = 1088,57 \text{ cm} > a = 380 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cr,st,III} = 92,98 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Επομένως } \sigma_{cr,st} = \min(100,04; 92,98) = 92,98 \text{ KN/cm}^2$$

Άρα το ιδεατό υποστυλώμα θα ελεγχθεί με διατομή της περίπτωσης III

$$e_1 = 10,60 \text{ cm (απόσταση κέντρου βάρους ενίσχυσης από κέντρο βάρους ενισχυμένης πλάκας)}$$

$$e_2 = 4,90 \text{ cm (απόσταση κέντρου βάρους πλάκας από κέντρο βάρους ενισχυμένης πλάκας)}$$

$$e = \max(e_1, e_2) = 10,60 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{st,III}}{A_{st,III}}} = \sqrt{\frac{32333,72 \text{ cm}^4}{506 \text{ cm}^2}} = 7,99 \text{ cm}$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγυρότητα υποστυλώματος } \lambda c = \sqrt{\frac{fy}{\sigma_{cr,stIII}}} = \sqrt{\frac{35,50 \text{ KN/cm}^2}{92,98 \text{ KN/cm}^2}} = 0,618$$

$$\text{Συντελεστής ατελειών } ae = a_0 + \frac{0,09}{i/e} = 0,49 + \frac{0,09}{7,99/10,60} = 0,609$$

$a_0 = 0,49$  για νευρώσεις με ανοιχτή διατομή

$$\varphi = 0,50 \times [1 + ae \times (\lambda c - 0,2) + \lambda c^2] = 0,50 \times [1 + 0,609 \times (0,618 - 0,2) + 0,618^2] = 0,818$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής } \chi c = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda c^2}} = \frac{1}{0,818 + \sqrt{0,818^2 - 0,618^2}} = 0,74$$

Ελαστική κρίσιμη τάση φατνώματος  $\sigma_{cr,c,\chi} = \sigma_{cr,stIII} = 92,98 \text{ KN/cm}^2$  (για  $\psi=1$ )

$$\lambda p = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{a_{cr}}} = \sqrt{\frac{fy}{\frac{\sigma_{\chi,Ed}}{\sigma_{\chi,Ed}}}} = \sqrt{\frac{fy}{\sigma_{cr,x}}} = \sqrt{\frac{35,50 \text{ KN/cm}^2}{92,98 \text{ KN/cm}^2}} = 0,618 < 0,673$$

Άρα  $\rho_c = 1,00$  (Από Πίνακα 3.11 για εσωτερικά στοιχεία)

$$\rho_x = \min(\rho_c, \chi_c) = 0,74$$

$$\text{Έλεγχος } \frac{\sigma_{\chi,Ed}}{\sigma_{\chi,Rd}} = \frac{\sigma_{\chi,Ed}}{\rho_x \chi \left(\frac{fy}{\gamma_{M0}}\right)} = \frac{14,88}{\min(\chi_c, \rho_c) \times \left(\frac{35,50}{1,00}\right)} = \frac{14,88}{0,74 \times 35,50 / 1,00} = 0,56 < 1,00$$

$$\text{Εναλλακτικά } \frac{\rho_x a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,74 \times 2,39}{1,00} = 1,77 > 1,00$$

( $a_{ult,k} = 2,39$  από υποφάτνωμα)

**Έλεγχος για το συνδυασμό 1,35G+1,50Q (Άνεμος στη διεύθυνση γ-Διαξονική κάμψη)**

Οι ακραίες τάσεις στη διατομή είναι:

$$\sigma_{x,Ed}(u,r) = \frac{N_{ed}}{A} + \frac{M_{edy}}{W_y} + \frac{M_{edx}}{W_x} = -\frac{3878,52 \text{ KN}}{3668 \text{ cm}^2} - \frac{5690226 \text{ KNcm}}{488900 \text{ cm}^3} - \frac{2118082 \text{ KNcm}}{323617 \text{ cm}^3} = -19,24 \text{ KN/cm}^2$$

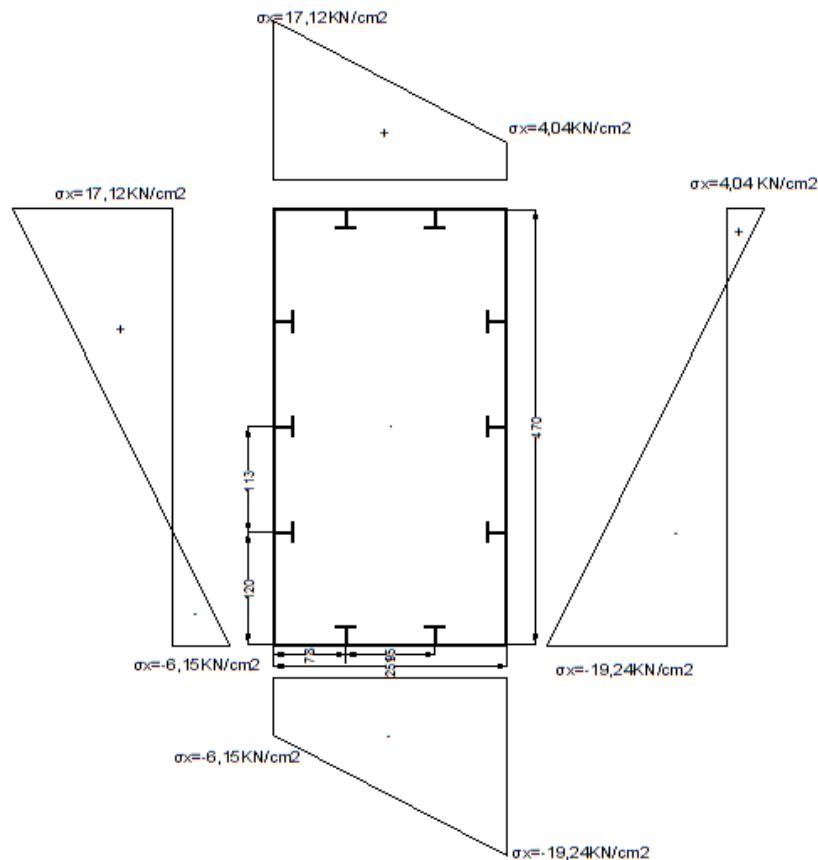
$$\sigma_{x,Ed}(u,l) = \frac{N_{ed}}{A} + \frac{M_{edy}}{W_y} = -\frac{3878,52 \text{ KN}}{3668 \text{ cm}^2} - \frac{5690226 \text{ KNcm}}{488900 \text{ cm}^3} + \frac{2118082 \text{ KNcm}}{3232617 \text{ cm}^3} = -6,15 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{x,Ed}(o,l) = \frac{N_{ed}}{A} + \frac{M_{edy}}{W_y} + \frac{M_{edx}}{W_x} = -\frac{3878,52 \text{ KN}}{3668 \text{ cm}^2} + \frac{5690226 \text{ KNcm}}{488900 \text{ cm}^3} + \frac{2118082 \text{ KNcm}}{323617 \text{ cm}^3} = 17,12 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{x,Ed}(o,r) = \frac{N_{ed}}{A} + \frac{M_{edy}}{W_y} + \frac{M_{edx}}{W_x} = -\frac{3878,52 \text{ KN}}{3668 \text{ cm}^2} + \frac{5690226 \text{ KNcm}}{488900 \text{ cm}^3} - \frac{2118082 \text{ KNcm}}{323617 \text{ cm}^3} = 4,04 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w,Ed} = \frac{Q_y}{A_w} + \frac{T_{t,Ed}}{2 \times A_m \times t} = \frac{1872,35 \text{ KN}}{2 \times 932 \text{ cm}^2} + \frac{992565}{2 \times 116532 \text{ cm}^2 \times 2 \text{ cm}} = 3,14 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{f,Ed} = \frac{Q_y}{A_f} + \frac{T_{t,Ed}}{2 \times A_m \times t} = \frac{546,98 \text{ KN}}{2 \times 502 \text{ cm}^2} + \frac{992565 \text{ KNcm}}{2 \times 116532 \text{ cm}^2 \times 2 \text{ cm}} = 2,67 \text{ KN/cm}^2$$



**Σχήμα 3.25 – Διάγραμμα τάσεων στη διατομή της στήριξης**

### Έλεγχος μεσαίου υποφατνώματος κάτω πέλματος

i) Ορθές τάσεις  $\sigma_x$

Λόγος ακραίων τάσεων  $\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 10,22 / 15,17 = 0,67$

Συντελεστής κύρτωσης  $\kappa_\sigma = 4,66$  (Από Πίνακα 3.3)

$$\text{Τάσης αναφοράς } \sigma_e = 18980 \times \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 18980 \times \left(\frac{2cm}{95cm}\right)^2 = 8,41 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Κρίσιμη ελαστική τάση } \sigma_{cr,x} = \kappa_\sigma \times \sigma_e = 4,66 \times 8,41 \text{ KN/cm}^2 = 39,19 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Συντελεστής } \alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{\chi,Ed}} = \frac{39,19}{15,17} = 2,58$$

ii) Διατμητικές τάσεις

Λόγος πλευρών φατνώματος  $a = 380cm / 95cm = 4$

Συντελεστής διατμητικής κύρτωσης  $\kappa_\tau = 5,59$  (Από Πίνακα 3.3)

$$\text{Κρίσιμη ελαστική τάση διατμητικής κύρτωσης } \tau_{cr} = \kappa_\tau \times \sigma_e = 47,01 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Συντελεστής } \alpha_{cr,\tau} = \tau_{cr} / \tau_{Ed} = 47,01 / 2,67 = 17,61$$

iii) Έλεγχος

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{\chi,Ed}}{f_y}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 = \left(\frac{15,17}{35,50}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{2,67}{35,50}\right)^2 = 0,2$$

$$\alpha_{ult,k} = 2,24$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1+\psi_x}{4 \times \alpha_{cr,x}} + \sqrt{\left(\frac{1+\psi_x}{4 \times \alpha_{cr,x}}\right)^2 + \frac{1-\psi_x}{2 \times \alpha_{cr,x}^2} + \frac{1}{\alpha_{cr,\tau}^2}} = \frac{1+0,67}{4 \times 2,58} + \sqrt{\left(\frac{1-0,67}{4 \times 2,58}\right)^2 + \frac{1+0,67}{2 \times 2,58^2} + \frac{1}{17,61^2}} = 0,39$$

$$\alpha_{cr} = 2,54$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα ελάσματος } \lambda_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{2,24}{2,54}} = 0,939$$

Μειωτικός συντελεστής κύρτωσης  $\rho_x = 0,84$  (Για  $\lambda_p > 0,673$  για εσωτερικά στοιχεία από Πίνακα 3.11)

Μειωτικός συντελεστής διατμητικής κύρτωσης  $\chi_w = 0,88$  (Από Πίνακα 3.12 για  $\lambda = 0,939 > 0,83 / \eta = 0,692$ )

$$\rho = \min(\rho_x, \chi_w) = 0,84$$

Έλεγχος:

$$\left(\frac{\sigma_{\chi,Ed}}{\sigma_{\chi,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}}\right)^2 = \left(\frac{\sigma_{\chi,Ed}}{\rho_{\chi} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}}\right)}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) / \gamma_{M0}}\right)^2 = \left(\frac{15,17}{0,84 \times 35,50 / 1,00}\right)^2 + \left(\frac{2,67}{0,88 \times \left(\frac{35,50}{\sqrt{3}}\right) / 1,00}\right)^2 = 0,28 < 1,00$$

Η Έναλλακτικά  $\frac{\rho \times a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,84 \times 2,24}{1,00} = 1,88 > 1,00$

Έλεγχος ακραίου (δεξιά) υποφανώματος κάτω πέλματος

i) Ορθές τάσεις  $\sigma_x$

Λόγος ακραίων τάσεων  $\psi = 15,17 / 19,24 = 0,79$

Συντελεστής κύρτωσης  $k_{\sigma} = 4,34$  (Πίνακας 3.3)

Τάση αναφοράς  $\sigma_e = 18980 \times \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 18980 \times \left(\frac{2cm}{78cm}\right)^2 = 12,48 \text{ KN/cm}^2$

Κρίσιμη ελαστική τάση κύρτωσης  $\sigma_{cr,x} = k_{\sigma} \times \sigma_e = 54,16 \text{ KN/cm}^2$

Συντελεστής  $\alpha_{cr,x} = \sigma_{cr,x} / \sigma_{x,Ed} = 54,16 / 19,24 = 2,81$

ii) Διατμητικές τάσεις  $\tau$

Λόγος πλευρών υποφανώματος  $a = a/b = 380 \text{ cm} / 78 \text{ cm} = 4,87$

Συντελεστής διατμητικής κύρτωσης  $k_{\tau} = 5,51$  (Πίνακας 3.3)

Κρίσιμη ελαστική τάση διατμητικής κύρτωσης  $\tau_{cr} = k_{\tau} \times \sigma_e = 68,76 \text{ KN/cm}^2$

Συντελεστής  $\alpha_{cr,\tau} = \tau_{cr} / \tau_{Ed} = 68,76 / 2,67 = 25,75$

iv) Έλεγχος

$$\frac{1}{a_{ult,k^2}} = \left(\frac{\sigma_{\chi,Ed}}{f_y}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 = \left(\frac{19,24}{35,50}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{2,67}{35,50}\right)^2 = 0,31$$

Συντελεστής  $\alpha_{ult,k} = 1,79$

$$\frac{1}{acr} = \frac{1+\psi\chi}{4 \times acr,x} + \sqrt{\left(\frac{1+\psi\chi}{4 \times acr,x}\right)^2 + \frac{1-\psi\chi}{2 \times acr,x^2} + \frac{1}{acr,\tau^2}} = \frac{1+0,79}{4 \times 2,81} + \sqrt{\left(\frac{1-0,79}{4 \times 2,81}\right)^2 + \frac{1+0,79}{2 \times 2,81^2} + \frac{1}{68,76^2}} = 0,36$$

Συντελεστής  $\alpha_{cr} = 2,79$

Ανηγγμένη λυγυρότητα  $\lambda_p = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{acr}} = 0,803$

Μειωτικός συντελεστής κύρτωσης  $\rho_{\chi} = 0,92$  (Πίνακας 3.11,  $\lambda_p > 0,673$ )

Μειωτικός συντελεστής διατμητικής κύρτωσης  $\chi_w = 1,00$  (Πίνακας 3.12, για  $0,83/\eta < \lambda_w < 1,08$ )

$$\rho = \min(\rho_x, \chi_w) = 0,92$$

$$\text{Ελεγχος} \quad \left(\frac{\sigma_{\chi,Ed}}{\sigma_{\chi,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}}\right)^2 = \left(\frac{\sigma_{\chi,Ed}}{\rho \chi \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}}\right)}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) / \gamma_{M0}}\right)^2 = \left(\frac{19,24}{0,92 \times 35,50 / 1,00}\right)^2 + \left(\frac{2,67}{1,00 \times \left(\frac{35,50}{\sqrt{3}}\right) / 1,00}\right)^2 = 0,36 < 1,00$$

Εναλλακτικά

$$\frac{\rho \times a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,92 \times 1,79}{1,00} = 1,65 > 1,00$$

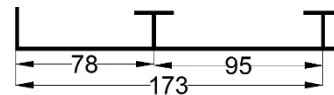
Έλεγχος ολικού φατνώματος ενισχυμένου πέλματος

i) Ορθές τάσεις  $\sigma_x$

$$\text{Λόγος ακραίων τάσεων } \psi = 6,15 / 19,24 = 0,32$$

Για δύο νευρώσεις στη θλιβόμενη ζώνη το έλασμα έχει συμπεριφορά υποστυλώματος

Περίπτωση I (Ενίσχυση δεξιά Άκαμπτη)



**Σχήμα 3.26 – Περίπτωση I**

$$b1^* = 78 \text{ cm}, \psi_1 = 6,15 / 10,22 = 0,60$$

$$b2^* = 95 \text{ cm}, \psi_2 = 0,67$$

$$b^* = 173 \text{ cm}$$

$$b1 = \frac{2}{5-\psi_1} \times b1^* = \frac{2}{5-0,60} \times 78 \text{ cm} = 35,45 \text{ cm από σχήμα 3.21}$$

$$b2 = \frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \times b2^* = \frac{3-0,67}{5-0,67} \times 95 \text{ cm} = 51,12 \text{ cm}$$

$$\text{Συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας } b = b1 + b2 = 86,57 \text{ cm}$$

$$\text{Επιφάνεια ιδεατού υποστυλώματος } A_{st,I} = 80 \text{ cm}^2 + 2 \text{ cm} \times 86,57 \text{ cm} = 253,14 \text{ cm}^2$$

Ροπή αδράνειας ιδεατού υποστυλώματος ως προς τον ισχυρό άξονα

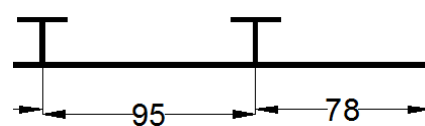
$$I_{st,I} = 16170,27 \text{ cm}^4$$

Από Πίνακα 3.8, υπολογίζουμε:

Για  $a_c = 689,12 \text{ cm} > a = 380 \text{ cm}$  (απόσταση εγκάρσιων νευρώσεων)

$$\sigma_{cr,stI} = 100,01 \text{ KN/cm}^2$$

Περίπτωση II (Ενίσχυση δεξιά άκαμπτη)



**Σχήμα 3.27 – Περίπτωση II**

$$b1^* = 78 \text{ cm}, \psi_1 = 15,17 / 19,24 = 0,79$$

$$b2^*=95\text{cm}, \psi2=0,67$$

$$b1 = \frac{3-\psi1}{5-\psi1} \times b1^* = \frac{3-0,79}{5-0,79} \times 78\text{cm} = 40,95\text{cm}$$

$$b2 = \frac{2}{5-\psi2} \times b1^* = \frac{2}{5-0,67} \times 95\text{cm} = 43,88\text{cm}$$

Συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας  $b=b1+b2=84,83\text{ cm}$

Επιφάνεια ιδεατού υποστυλώματος  $A_{st, II} = 80\text{cm}^2 + 2\text{cm} \times 84,83\text{ cm} = 249,66\text{cm}^2$

Ροπή αδράνειας ιδεατού υποστυλώματος ως προς τον ισχυρό άξονα

$$I_{st, II} = 16084,44\text{ cm}^4$$

Από Πίνακα 3.8, υπολογίζουμε:

Για  $a_c=689,20\text{cm} > a=380\text{ cm}$  (απόσταση εγκάρσιων νευρώσεων)

$$\sigma_{cr, st, I} = 100,91\text{ KN/cm}^2$$

Περίπτωση III (Οι δύο ενισχύσεις λειτουργούν ως μια ενιαία στο μέσο του φατνώματος)

$$A_{st, III} = A_{st, I} + A_{st, II} = 502,80\text{cm}^2$$

$$I_{st, III} = I_{st, I} + I_{st, II} = 32254,71\text{cm}^4$$

$$b1^*=b2^*=125,50\text{ cm και } b^*=251\text{ cm}$$

Από Πίνακα 3.8,  $a_c=1087,90\text{cm} > a=380\text{ cm}$

$$\sigma_{cr, st, III} = 93,34\text{ KN/cm}^2$$

Επομένως  $\sigma_{cr, st} = \min(93,34; 100,91; 100,01) = 93,34\text{ KN/cm}^2$

Αρα το ιδεατό υποστυλώμα θα ελεγχθεί με διατομή της περίπτωσης III

$$\text{Κρίσιμη τάση υποστυλώματος } \sigma_{cr, c, x} = \sigma_{cr, st, III} \times \frac{bc}{bst} = \frac{93,34\text{KN}}{\text{cm}^2} \times \frac{251\text{cm}}{125,50\text{cm}} = 186,68\text{ KN/cm}^2 \text{ (Σχήμα 3.20)}$$

$e_1=10,57\text{ cm}$  (απόσταση κέντρου βάρους ενίσχυσης από κέντρο βάρους ενισχυμένης πλάκας)

$e_2=4,93\text{cm}$  (απόσταση κέντρου βάρους πλάκας από κέντρο βάρους ενισχυμένης πλάκας)

$$e = \max(e_1, e_2) = 10,57\text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{st, III}}{A_{st, III}}} = \sqrt{\frac{32254,71\text{ cm}^4}{502,80\text{cm}^2}} = 8,01\text{ cm}$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγυρότητα υποστυλώματος } \lambda_c = \sqrt{\frac{fy}{\sigma_{cr, c}}} = \sqrt{\frac{35,50\text{ KN/cm}^2}{186,68\text{KN/cm}^2}} = 0,436$$



$$\text{Συντελεστής ατελειών } \alpha e = a_0 + \frac{0,09}{i/e} = 0,49 + \frac{0,09}{8,01/10,57} = 0,609$$

$$\varphi = 0,50 \times [1 + \alpha e \times (\lambda c - 0,2) + \lambda c^2] = 0,50 \times [1 + 0,609 \times (0,617 - 0,2) + 0,617^2] = 0,667$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής } \chi c = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda c^2}} = \frac{1}{0,667 + \sqrt{0,667^2 - 0,436^2}} = 0,85$$

$$\text{Συντελεστής } \alpha_{cr,x} = \sigma_{cr,x} / \sigma_{x,Ed} = 186,68 / 19,24 = 9,70$$

ii) Διατμητικές τάσεις  $\tau$

$$\text{Λόγος πλευρών φατνώματος } \alpha = a/b = 380 \text{ cm} / 251 \text{ cm} = 1,51$$

$$I_{st} = 13734,75 \text{ cm}^4 \text{ (από Πίνακα 3.10 για } 30e_t = 48,60 \text{ cm συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας)}$$

Για  $\alpha < 3$  και δύο νευρώσεις από Πίνακα 3.10

$$k_{\tau,st} = 11,58$$

$$\text{Συντελεστής διατμητικής κύρτωσης } k_{\tau} = 18,67$$

$$\text{Κρίσιμη ελαστική τάση διατμητικής κύρτωσης } \tau_{cr} = k_{\tau} \times \sigma_e = 22,50 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Συντελεστής } \alpha_{cr,\tau} = \tau_{cr} / \tau_{Ed} = 8,43$$

iii) Έλεγχος

$$\text{Συντελεστής } \alpha_{ult,k} = 1,79 \text{ (από έλεγχο ακραίου υποφατνώματος)}$$

$$\frac{1}{acr} = \frac{1+\psi x}{4 \times \alpha_{cr,x}} + \sqrt{\left(\frac{1+\psi x}{4 \times \alpha_{cr,x}}\right)^2 + \frac{1-\psi x}{2 \times \alpha_{cr,x}^2} + \frac{1}{\alpha_{cr,\tau}^2}} = \frac{1+0,32}{4 \times 9,70} + \sqrt{\left(\frac{1-0,32}{4 \times 9,70}\right)^2 + \frac{1+0,32}{2 \times 9,70^2} + \frac{1}{8,43^2}} = 0,17$$

$$\text{Συντελεστής } \alpha_{cr} = 5,84$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα } \lambda p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{acr}} = 0,554$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής κύρτωσης } \rho_{c,x} = 1,00 \text{ (Πίνακας 3.11 , } \lambda_p < 0,673)$$

$$\rho_x = \min(\rho_{c,x} ; \chi_c) = \min(1,00; 0,85) = 0,85$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής διατμητικής κύρτωσης } \chi_w = 1,00 \text{ (Πίνακας 3.12 , } \lambda_w < 0,83/\eta)$$

$$\rho = \min(\rho_x, \chi_w) = 0,85$$

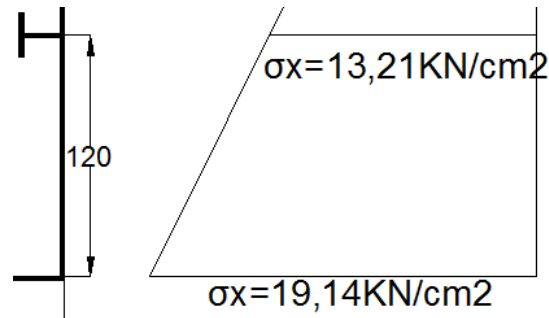
Έλεγχος

$$\left(\frac{\sigma_{\chi,Ed}}{\sigma_{\chi,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{,Ed}}{\tau_{,Rd}}\right)^2 = \left(\frac{\sigma_{\chi,Ed}}{\rho_{\chi} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}}\right)}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{,Ed}}{\chi_{w} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) / \gamma_{M0}}\right)^2 = \left(\frac{19,24}{0,85 \times 35,50 / 1,00}\right)^2 + \left(\frac{2,67}{1,00 \times \left(\frac{35,50}{\sqrt{3}}\right) / 1,00}\right)^2 = 0,42 < 1,00$$

Εναλλακτικά

$$\frac{\rho \times \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,85 \times 1,79}{1,00} = 1,52 > 1,00$$

Έλεγχος ακραίου υποφατώματος κορμού δεξιά



**Σχήμα 3.28 – Τάσεις στο ακραίο υποφάτνωμα του κορμού**

Λόγος ακραίων τάσεων  $\psi = 13,21 / 19,14 = 0,69$

Συντελεστής κύρτωσης  $k_{\sigma} = 4,71$  (Πίνακας 3.3)

Τάση αναφοράς  $\sigma_e = 18980 \times \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 18980 \times \left(\frac{2cm}{120cm}\right)^2 = 5,27 \text{ KN/cm}^2$

Κρίσιμη ελαστική τάση κύρτωσης  $\sigma_{cr,x} = k_{\sigma} \times \sigma_e = 24,82 \text{ KN/cm}^2$

Συντελεστής  $\alpha_{cr,x} = \sigma_{cr,x} / \sigma_{\chi,Ed} = 24,82 / 19,14 = 1,29$

ii) Διατμητικές τάσεις

Λόγος πλευρών φατώματος  $\alpha = 380cm / 120cm = 3,17$

Συντελεστής διατμητικής κύρτωσης  $k_{\tau} = 5,74$  (Από Πίνακα 3.3)

Κρίσιμη ελαστική τάση διατμητικής κύρτωσης  $\tau_{cr} = k_{\tau} \times \sigma_e = 30,25 \text{ KN/cm}^2$

Συντελεστής  $\alpha_{cr,\tau} = \tau_{cr} / \tau_{,Ed} = 30,25 / 3,14 = 9,64$

iii) Έλεγχος

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k^2}} = \left(\frac{\sigma_{\chi,Ed}}{f_y}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{\tau_{,Ed}}{f_y}\right)^2 = \left(\frac{19,14}{35,50}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{3,14}{35,50}\right)^2 = 0,32$$

Συντελεστής  $\alpha_{ult,k} = 1,78$

$$\frac{1}{acr} = \frac{1+\psi x}{4 \times acr, x} + \sqrt{\left(\frac{1+\psi x}{4 \times acr, x}\right)^2 + \frac{1-\psi x}{2 \times acr, x^2} + \frac{1}{acr, \tau^2}} = \frac{1+0,69}{4 \times 1,29} + \sqrt{\left(\frac{1-0,69}{4 \times 1,29}\right)^2 + \frac{1+0,69}{2 \times 9,70^2} + \frac{1}{9,64^2}} = 0,17$$

Συντελεστής  $a_{cr}=1,28$

$$\text{Ανηγγμένη λυγρότητα } \lambda p = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{acr}} = 1,182$$

Μειωτικός συντελεστής κύρτωσης  $\rho_x=0,70$ , (Πίνακας 3.11,  $\lambda_p > 0,673$ )

Μειωτικός συντελεστής διατμητικής κύρτωσης  $\chi_w=0,70$  (Πίνακας 3.12,  $\lambda_w > 1,08$ )

$$\rho = \min(\rho_x, \chi_w) = 0,70$$

Έλεγχος

$$\left(\frac{\sigma_{\chi, Ed}}{\sigma_{\chi, Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau, Ed}{\tau, Rd}\right)^2 = \left(\frac{\sigma_{\chi, Ed}}{\rho \chi \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}}\right)}\right)^2 + \left(\frac{\tau, Ed}{\chi_w \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) / \gamma_{M0}}\right)^2 = \left(\frac{19,14}{0,70 \times 35,50 / 1,00}\right)^2 + \left(\frac{3,14}{0,70 \times \left(\frac{35,50}{\sqrt{3}}\right) / 1,00}\right)^2 = 0,64 < 1,00$$

Εναλλακτικά

$$\frac{\rho \times a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,70 \times 1,78}{1,00} = 1,25 > 1,00$$

Έλεγχος ολικού φαινώματος κορμού δεξιά

i) Ορθές τάσεις

$$\text{Λόγος ακραίων τάσεων } \psi = -3,94 / 19,14 = -0,21$$

$$\text{Τάση αναφοράς } \sigma_e = 18980 \times \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 18980 \times \left(\frac{2\text{cm}}{466\text{cm}}\right)^2 = 0,35 \text{ KN/cm}^2$$

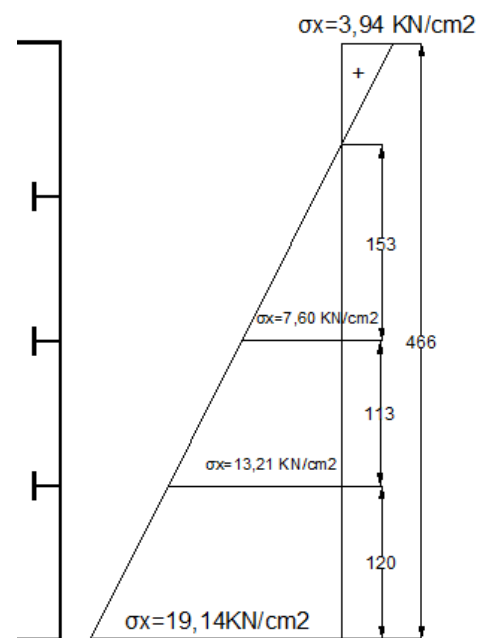
Για συμπεριφορά ως ορθότροπη πλάκα, από το λογισμικό Ebrplate εκτιμάμε τον συντελεστή  $k_{\sigma}=85,95$

$$\text{Κρίσιμη ελαστική τάση κύρτωσης } \sigma_{cr,p} = k_{\sigma} \times \sigma_e = 30,08 \text{ KN/cm}^2$$

Για συμπεριφορά τύπου υποστυλώματος υπολογίζουμε την κρίσιμη τάση Euler της πλέον θλιβόμενης ενίσχυσης (κάτω ακραία ενίσχυση)

Λόγοι τάσεων  $\psi$  των υποφαινωμάτων εκατέρωθεν της ενίσχυσης

Για  $b_1=120 \text{ cm}$ , και  $b_2=113 \text{ cm}$  είναι  $\psi_1=13,21/19,14=0,69$  και  $\psi_2=0,58$  (Σχήμα 3.21)



**Σχήμα 3.29 – Τάσεις στο ολικό φάτνωμα του κορμού**

Συνεργαζόμενο πλάτος κορμού στην ενίσχυση

$$b = \frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \times b_1 + \frac{2}{5-\psi_2} \times b_2 = 115,45 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 115,45 \text{ cm} \times 2 \text{ cm} + 80 \text{ cm}^2 = 310,90 \text{ cm}^2$$

$$I_{st} = 17317,99 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{cr, st} = \frac{\pi^2 \times E I_{st}}{A_{st} \times a^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 17317,99}{310,90 \times 380^2} = 79,87 \text{ KN/cm}^2$$

Υψος θλιβόμενης ζώνης κορμού  $b_c = 386 \text{ cm}$

Απόσταση ενίσχυσης από ουδέτερο άξονα  $b_{st} = 113 + 153 = 266 \text{ cm}$

$$\text{Κρίσιμη τάση υποστυλώματος } \sigma_{cr, c} = \sigma_{cr, st} \times \frac{b_c}{b_{st,1}} = 79,87 \times \frac{386}{266} = 115,90 \text{ KN/cm}^2$$

$e_1 = 11,51 \text{ cm}$  (απόσταση κέντρου βάρους ενίσχυσης από κέντρο βάρους ενισχυμένης πλάκας)

$e_2 = 3,99 \text{ cm}$  (απόσταση κέντρου βάρους πλάκας από κέντρο βάρους ενισχυμένης πλάκας)

$$e = \max(e_1, e_2) = 11,51 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{st}}{A_{st}}} = \sqrt{\frac{17317,99 \text{ cm}^4}{310,90 \text{ cm}^2}} = 7,46 \text{ cm}$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγρότητα υποστυλώματος } \lambda c = \sqrt{\frac{fy}{\sigma_{cr, c}}} = \sqrt{\frac{35,50 \text{ KN/cm}^2}{115,90 \text{ KN/cm}^2}} = 0,553$$

$$\text{Συντελεστής ατελειών } \alpha e = \alpha o + \frac{0,09}{i/e} = 0,49 + \frac{0,09}{7,46/11,51} = 0,629$$

$$\varphi = 0,50 \times [1 + \alpha e \times (\lambda c - 0,2) + \lambda c^2] = 0,50 \times [1 + 0,629 \times (0,553 - 0,2) + 0,553^2] = 0,764$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής } \chi c = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda c^2}} = \frac{1}{0,764 + \sqrt{0,764^2 - 0,553^2}} = 0,77$$

$$\text{Συντελεστής } \alpha_{cr, x} = \sigma_{cr, x} / \sigma_{x, Ed} = 115,90 / 19,14 = 6,05$$

Αλληλεπίδραση συμπεριφοράς τύπου πλάκας και τύπου υποστυλώματος

$$\xi = \frac{\sigma_{cr, p}}{\sigma_{cr, c}} - 1 = \frac{30,08}{115,90} - 1 < 0 \text{ επομένως } \xi = 0, \text{ άρα } \rho_c = \chi_c = 0,77$$

ii) Διατμητικές τάσεις

Λόγος πλευρών φατνώματος κορμού  $a = a/b = 380/466 = 0,82$

Ροπή αδράνειας για διάτμηση  $I_{st} = 13541,87 \text{ cm}^4$  (Πίνακας 3.10)

Από Πίνακα 3.10,  $\kappa_{tst} = 80,28$

Συντελεστής διατμητικής κύρτωσης  $\kappa_{\tau}=92,22$

Κρίσιμη ελαστική τάση διατμητικής κύρτωσης  $\tau_{cr}=\kappa_{\tau}\times\sigma_e=32,28 \text{ KN/cm}^2$

Συντελεστής  $\alpha_{cr,\tau}=10,28$

iii) Έλεγχος

$\alpha_{ult,k}=1,78$  (από το ακραίο υποφάτνωμα)

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1+\psi x}{4 \times \alpha_{cr,x}} + \sqrt{\left(\frac{1+\psi x}{4 \times \alpha_{cr,x}}\right)^2 + \frac{1-\psi x}{2 \times \alpha_{cr,x}^2} + \frac{1}{\alpha_{cr,\tau^2}}} = \frac{1-0,21}{4 \times 1,57} + \sqrt{\left(\frac{1-0,21}{4 \times 1,57}\right)^2 + \frac{1+0,21}{2 \times 1,57^2} + \frac{1}{10,28^2}} = 0,20$$

Συντελεστής  $\alpha_{cr}=5,08$

Ανηγμένη λυγυρότητα  $\lambda_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = 0,593$

Μειωτικός συντελεστής κύρτωσης  $\rho_x=1,00$  (Πίνακας 3.11,  $\lambda_p < 0,673$ )

Μειωτικός συντελεστής διατμητικής κύρτωσης  $\chi_w=1,00$  (Πίνακας 3.12,  $\lambda_w < 0,83/\eta$ )

$\rho = \min(\chi_c; \rho_x; \chi_w) = 0,77$

Έλεγχος

$$\left(\frac{\sigma_{\chi,Ed}}{\sigma_{\chi,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}}\right)^2 = \left(\frac{\sigma_{\chi,Ed}}{\rho \chi \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}}\right)}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) / \gamma_{M0}}\right)^2 = \left(\frac{19,14}{0,77 \times 35,50 / 1,00}\right)^2 + \left(\frac{3,14}{1,00 \times \left(\frac{35,50}{\sqrt{3}}\right) / 1,00}\right)^2 = 0,51 < 1,00$$

Εναλλακτικά

$$\frac{\rho \times \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,77 \times 1,78}{1,00} = 1,37 > 1,00$$

### 3.3.6 Έλεγχος κοχλιωτών συνδέσεων

Για την ανέργηση του, ο φορέας λόγω του μεγάλου μήκους των τμημάτων του, 45 m για το κάτω τμήμα και 25 m για το άνω τμήμα, χωρίζεται και μεταφέρεται στη θέση του σε τεμάχια των 5m. Η αποκάσταση συνέχειας των τμημάτων αυτών για την τελική τους σύνδεση θα γίνει κοχλιωτά, πάνω σε έλασμα πάχους 20 mm και πλάτους 200 mm για την κατάλληλη έδραση του στις διαμήκεις ενισχύσεις του τεμαχίου.

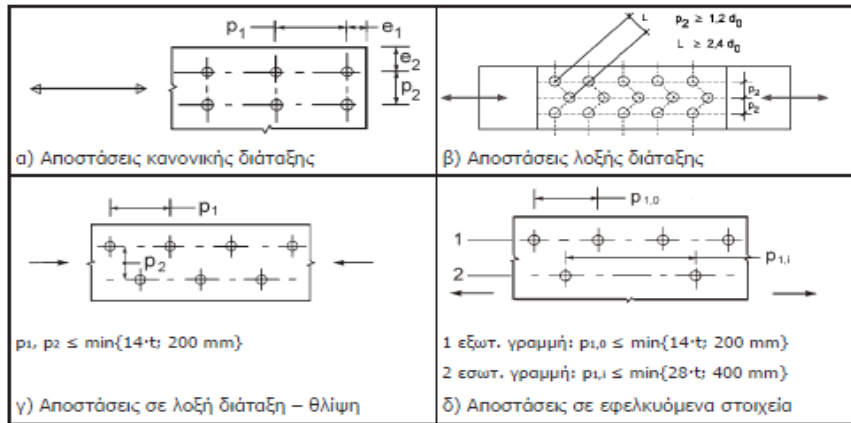
Επιλέγονται κοχλίες M24 ποιότητας 10.9, κατηγορίας D (χωρίς προένταση) που χρησιμοποιούνται σε συνδέσεις υπό εφελκυσμό και σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3-Μέρος 1.8 Σχεδιασμός κόμβων μπορούν να σχεδιάζονται για συνήθη φορτία ανέμου.

Στους επόμενους πίνακες παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά τους και οι διατάξεις σχετικά με τις αποστάσεις τους:

**Πίνακας 3.13 – Χαρακτηριστικά κοχλιών M24**

$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	d (mm)	do (mm)	sk (mm)	sp (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )
900	1000	24	26	40	36	353

**Πίνακας 3.14- Συμβολισμοί αποστάσεων στις κοχλιώσεις**



	Ελάχιστη	Μέγιστη <sup>1) 2) 3)</sup>		
		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025 εκτός εκείνων που συμφωνούν με το EN 10025-5		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025-5
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα	Χάλυβας μη εκτεθειμένος	Χάλυβας χωρίς προστασία
Απόσταση από άκρο $e_1$	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή $125$ mm
Απόσταση από άκρο $e_2$	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή $125$ mm
Απόσταση $e_3$ σε επιμήκεις οπές	$1,5d_0$ <sup>4)</sup>			
Απόσταση $e_4$ σε επιμήκεις οπές	$1,5d_0$ <sup>4)</sup>			
Βήμα $p_1$	$2,2d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή $200$ mm	Η μικρότερη από $14t$ ή $200$ mm	Η μικρότερη από $14t_{min}$ ή $175$ mm
Βήμα $p_{1,0}$		Η μικρότερη από $14t$ ή $200$ mm		
Βήμα $p_{1,i}$		Η μικρότερη από $28t$ ή $400$ mm		
Βήμα $p_2$ <sup>5)</sup>	$2,4d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή $200$ mm	Η μικρότερη από $14t$ ή $200$ mm	Η μικρότερη από $14t_{min}$ ή $175$ mm

Αντοχή σχεδιασμού της κοχλιωτής σύνδεσης στη διατομή αλλαγής κλίσης

Αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κοχλία

$$F_t, R_d = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,90 \times 1000 \times 353}{1,25} = 254,16 \text{ KN}$$

Αντοχή σχεδιασμού σε διάτρηση του ελάσματος

( $t=20$ mm,  $f_u=510$ N/mm<sup>2</sup>,  $d_m=0,50 \times (36+40)$ mm= $38$ mm)

$$B_p, R_d = \frac{0,60 \times \pi \times d_m \times t \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,60 \times \pi \times 38 \times 20 \times 510}{1,25} = 584,19 \text{ KN}$$

Αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση του κοιλία (για μονότμητους κοιλίες)

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,50 \times 1000 \times 353}{1,25} = 141,20 \text{ KN}$$

Αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας του ελάσματος

Για τα ελάσματα του κορμού

$$k_1 = \min \left( 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = \min \left( 2,8 \times \frac{100}{26} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

$$a_b = \min \left( \frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right) = \min \left( \frac{60}{3 \times 26}; \frac{150}{3 \times 26} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{510}; 1,0 \right) = 0,77$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \times 0,77 \times 510 \times 24 \times 20}{1,25} = 376,99 \text{ KN}$$

Για τα ελάσματα του πέλματος

$$k_1 = \min \left( 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = \min \left( 2,8 \times \frac{60}{26} - 1,7; 1,4 \times \frac{80}{26} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

$$a_b = \min \left( \frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right) = \min \left( \frac{100}{3 \times 26}; \frac{140}{3 \times 26} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{510}; 1,0 \right) = 1,00$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \times 1,00 \times 510 \times 24 \times 20}{1,25} = 489,60 \text{ KN}$$

Έλεγχος της κοιλιακής σύνδεσης στη διατομή αλλαγής κλίσης

i) Συνδυασμός 1,35G+1,50Q (Άνεμος κατά x-Μονοαξονική κάμψη)

Έλεγχος κορμού

$$F_{v,Ed} = (Q_x/2)/14 = (738,96 \text{ KN}/2)/14 = 26,39 \text{ KN} < F_{v,Rd} = 141,20 \text{ KN}$$

$$F_{v,Ed} = 26,39 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 376,99 \text{ KN}$$

Έλεγχος πέλματος

$$F_{t,Ed} = (M_{ed,y}/z)/26 = (9460,22 \text{ KNm}/1,98 \text{ m})/26 = 183,77 \text{ KN} < F_{t,Rd} = 254,16 \text{ KN}$$

$$F_{t,Ed} = 183,77 \text{ KN} < B_{p,Rd} = 584,19 \text{ KN}$$

ii) Συνδυασμός 1,35G+1,50Q (Άνεμος κατά y-y, Διαξονική κάμψη)

Έλεγχος κορμού

$$F_{t,Ed} = (M_{ed,x}/z)/14 = (2982,65 \text{ KNm}/1,90 \text{ m})/14 = 112,13 \text{ KN} < B_{p,Rd} = 584,19 \text{ KN}$$

$$F_{v,Ed} = (Q_x/2)/14 = (636,36 \text{ KN}/2)/14 = 22,73 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 376,99 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \times F_{t,Rd}} = \frac{22,73 \text{ KN}}{141,20 \text{ KN}} + \frac{112,13 \text{ KN}}{1,4 \times 254,16 \text{ KN}} = 0,48 < 1,00$$

Ελεγχος πέλματος

$$F_{t,Ed} = (M_{ed,y}/z)/26 = (8109,62 \text{ KNm}/1,98 \text{ m})/26 = 157,53 \text{ KN} < B_{p,Rd} = 584,19 \text{ KN}$$

$$F_{v,Ed} = (Q_y/2)/26 = (226,52 \text{ KN}/2)/26 = 4,34 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 489,60 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \times F_{t,Rd}} = \frac{4,34 \text{ KN}}{141,20 \text{ KN}} + \frac{157,53 \text{ KN}}{1,4 \times 254,16 \text{ KN}} = 0,47 < 1,00$$

Στις παραπάνω σχέσεις  $z=1,98 \text{ m}$  και  $z=1,90 \text{ m}$  είναι οι μοχλοβραχίονες των δυνάμεων μετρούμενοι από τα κέντρα βάρους των πελμάτων, για τη ροπή στον ισχυρό και ασθενή άξονα αντίστοιχα.

Ελεγχος αποστάσεων κοχλίων (σύμφωνα με τον Πίνακα παραπάνω)

$$e_{1\min} = e_{2\min} = 1,2 \times d_0 = 1,2 \times 26 \text{ mm} = 31,20 \text{ mm}$$

$$e_{1\max} = e_{2\max} = 4 \times t + 40 = 4 \times 20 \text{ mm} + 40 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$$

$$p_{1\min} = 2,2 \times d_0 = 2,2 \times 26 \text{ mm} = 57,20 \text{ mm}$$

$$p_{1\max} = p_{2\max} = \min(14t; 200) = \min(14 \times 20 \text{ mm}; 200 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

$$p_{2\min} = 2,4 \times d_0 = 2,4 \times 26 \text{ mm} = 62,40 \text{ mm}$$

Για την κοχλίωση του κορμού

$$e_{1\min} < e_1 = 60 \text{ mm} < e_{1\max}$$

$$e_{2\min} < e_2 = 100 \text{ mm} < e_{2\max}$$

$$p_{1\min} < p_1 = 150 \text{ mm} < p_{1\max}$$

Για την κοχλίωση του πέλματος

$$e_{1\min} < e_1 = 100 \text{ mm} < e_{1\max}$$

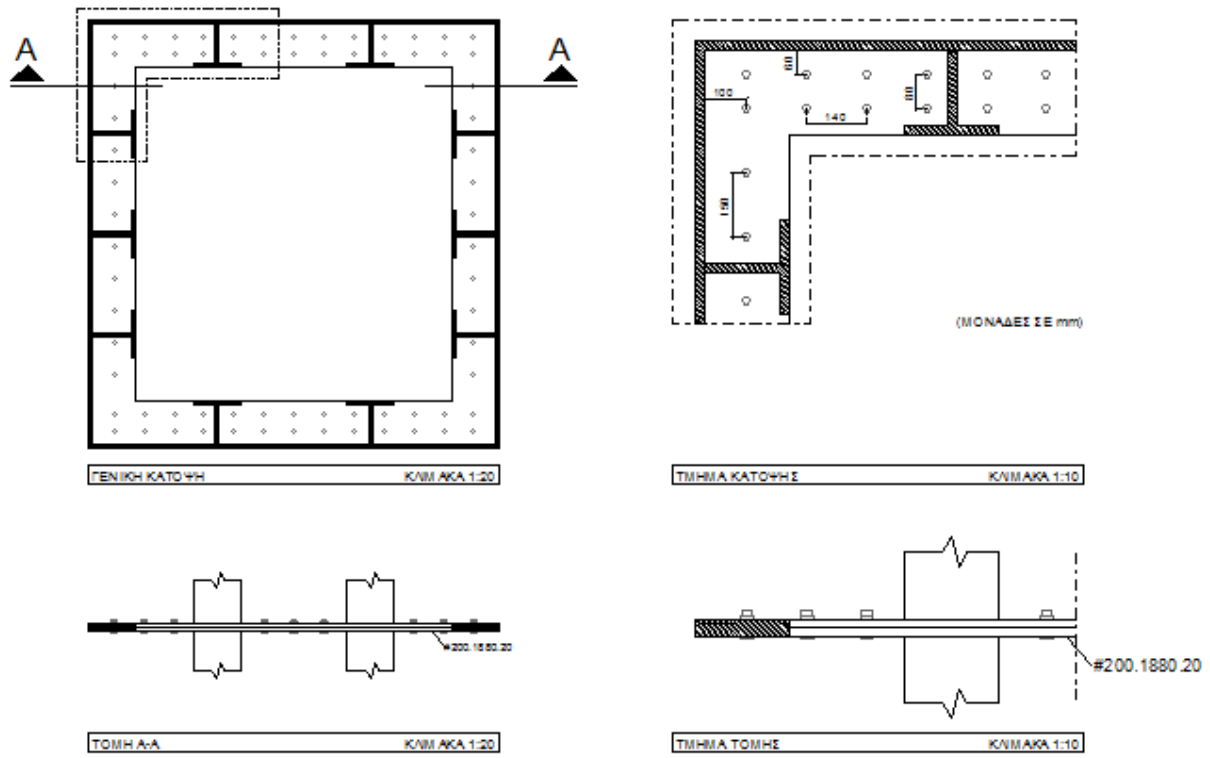
$$e_{2\min} < e_2 = 60 \text{ mm} < e_{2\max}$$

$$e_{1\min} < p_1 = 140 \text{ mm} < p_{1\max}$$

$$p_{2\min} < p_2 = 80 \text{ mm} < p_{2\max}$$

Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται η γενική κάτοψη της κοχλίωσης σε κλίμακα 1:20 συνοδευόμενη από ένα συντεταγμένο τμήμα της με ειδικότερες πληροφορίες καθώς και οι αντιστοιχίες τους σε τομές:





Σχήμα 3.30 – Γενικές και ειδικές κατόψεις - τομές

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – Προσομοίωση και ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία (FEM)

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται αρχικά η μόρφωση του φορέα από άποψη και γεωμετρίας και φόρτισης με χρήση πεπερασμένων στοιχείων και στη συνέχεια οι αναλύσεις που εκτελέστηκαν και τα αποτελέσματά τους. Για το σκοπό αυτό έγινε χρήση του λογισμικού ADINA (Automatic Dynamic Incremental Non-Linear Analysis), που έχει τη δυνατότητα γραμμικών, μη γραμμικών, στατικών και δυναμικών αναλύσεων.

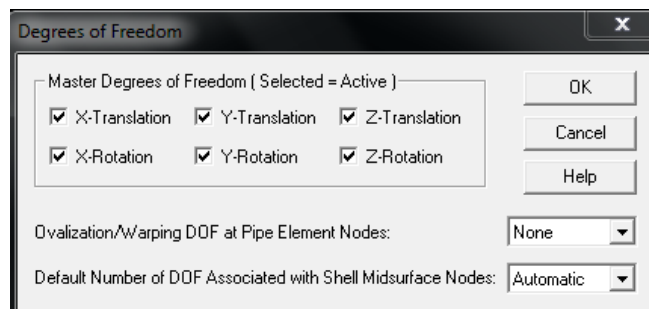
### 4.1 – Εισαγωγή γεωμετρίας και φόρτισης

Ο φορέας προσομοιώθηκε με επιφανειακά στοιχεία κελύφους (τύπου shell), καταπονούμενα εντός επιπέδου ως κέλυφος και κάθετα στο επίπεδο τους ως πλάκα. Συνολικά αποτελείται από 3646 σημεία (points στο τρισδιάστατο σύστημα συντεταγμένων x, y, z , 8893 γραμμές (lines) και 4614 επιφάνειες (surfaces).

Στα επόμενα βήματα παρουσιάζεται συνοπτικά η διαδικασία μόρφωσης του:

i) Καθορισμός ενεργών καθολικών βαθμών ελευθερίας προσομοιώματος

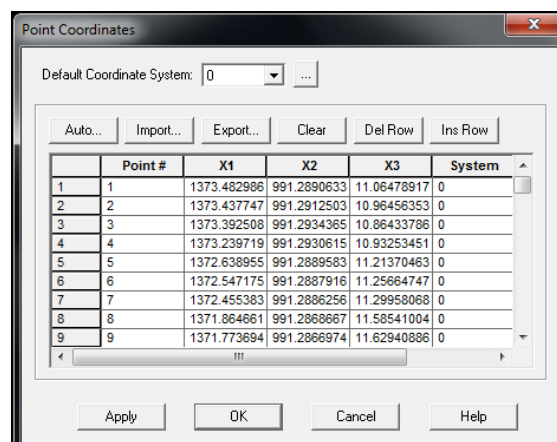
Από την καρτέλα Control → Degrees of freedom ορίζονται οι 3 μετακινησιακοί βαθμοί ελευθερίας (x-translation, y-translation, z-translation) και οι 3 στροφικοί (x-rotation, y-rotation, z-rotation).



*Εικόνα 4.1 – Καθολικοί βαθμοί ελευθερίας προσομοιώματος*

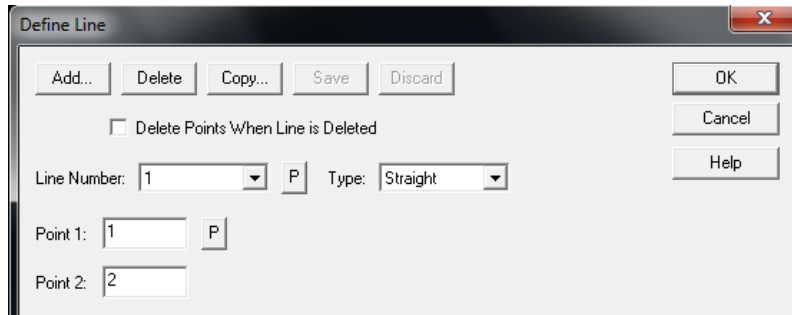
ii) Καθορισμός γεωμετρίας (σημεία(points), γραμμές (lines), επιφάνειες (surfaces))

Από την καρτέλα Geometry→Points εισάγονται τα σημεία σε με συντεταγμένες x,y,z.



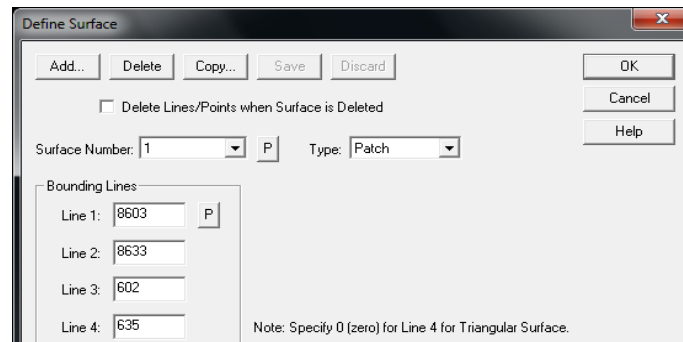
*Εικόνα 4.2 – Ορισμός σημείων (points)*

Από την καρτέλα Geometry→Lines→Define ορίζονται οι γραμμές (lines) από τα σημεία (points)



**Εικόνα 4.3 – Ορισμός γραμμών (lines)**

Από την καρτέλα Geometry→Surfaces→Define ορίζονται οι επιφάνειες (surfaces) από τις γραμμές (lines).

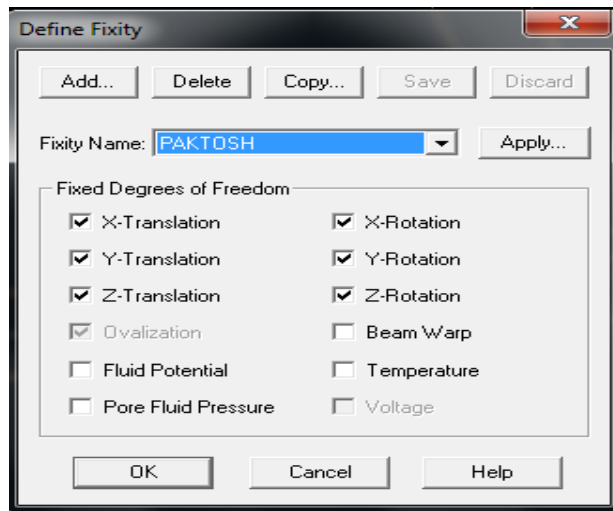


**Εικόνα 4.4 –Ορισμός επιφανειών (surfaces)**

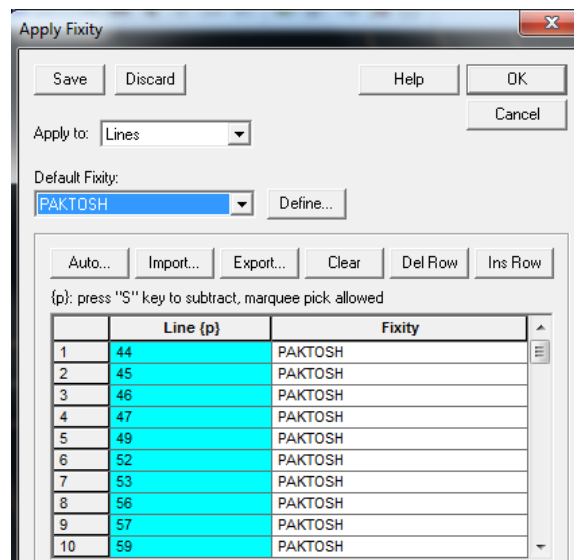
Οι επιφάνειες που ορίζονται είναι:

- 1) επιφάνειες κορμού και πελμάτων των διαμήκων και εγκάρσιων ενισχύσεων
- 2) επιφάνειες του εξωτερικού κελύφους της διατομής (κορμοί και πέλματα)
- iii) Εισαγωγή συνθηκών στήριξης του φορέα

Από την καρτέλα Model→Boundary Conditions→Define Fixity δεσμεύονται οι βαθμοί ελευθερίας για να έχουμε συνθήκες στήριξης προβόλου (πάκτωση) στο χώρο. Στη συνέχεια από την καρτέλα Model→Boundary Conditions→Apply Fixity→Apply to lines εφαρμόζονται οι παραπάνω συνθήκες στις γραμμές του επιπέδου με υψόμετρο  $z=0$ , αυτές που αντιπροσωπεύουν την στήριξη της κατασκευής στο έδαφος.



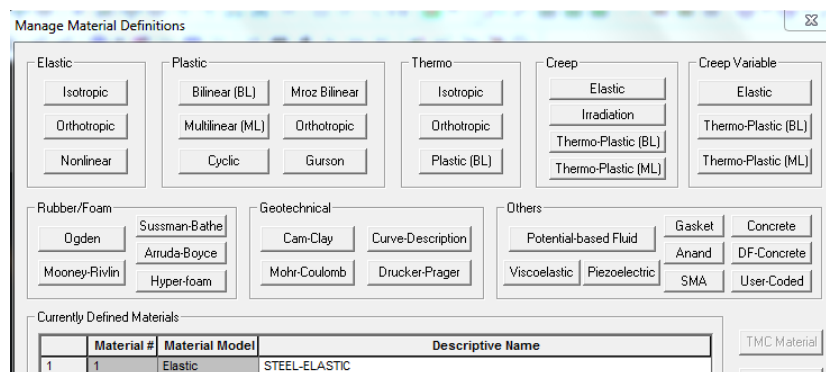
**Εικόνα 4.5 – Δεύσμεση καθολικών βαθμών ελευθερίας**



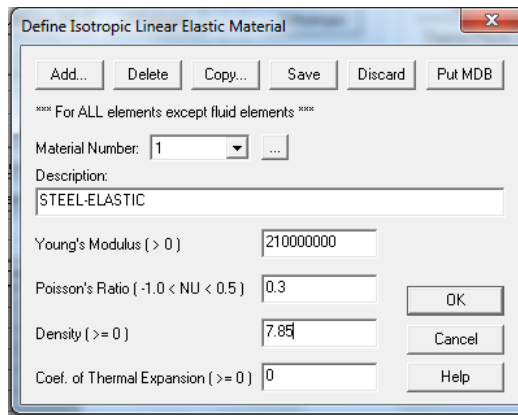
**Εικόνα 4.6 – Εφαρμογή συνθηκών στήριξης**

iv) Καθορισμός του υλικού

Από την καρτέλα Model→Materials→Manage Materials→Elastic→Isotropic ορίζουμε το χάλυβα σαν ελαστικό ισότροπο υλικό εισάγοντας λόγο Poisson, μέτρο Young (Kpa) και την πυκνότητα του υλικού ( $t/m^3$ ).



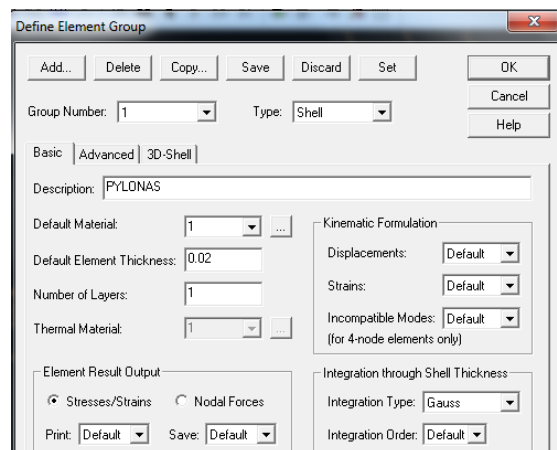
**Εικόνα 4.7 – Επιλογή του υλικού**



**Εικόνα 4.8 – Καθορισμός ιδιοτήτων του υλικού**

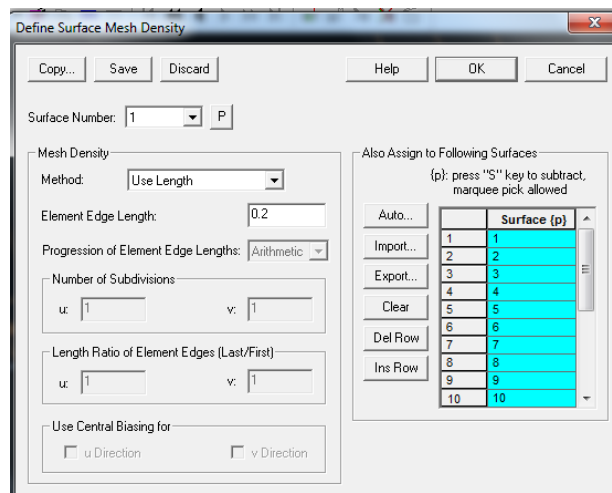
ν) Εισαγωγή πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων και διακριτοποίηση

Από την καρτέλα Meshing→Element group επιλέγεται type→shell για ιδιότητες στοιχείου κελύφους και εισάγεται στο 'Default Element Thickness' το πάχος του (m). Όλα τα στοιχεία έχουν το ίδιο πάχος άρα ορίζεται μία ομάδα με τις ιδιότητες αυτές για όλο το φορέα.



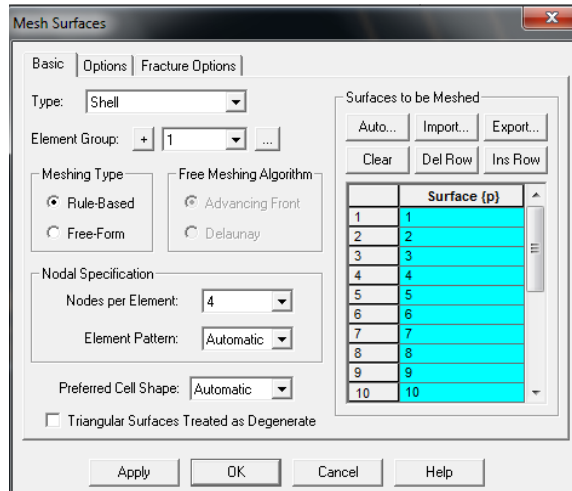
**Εικόνα 4.8 – Ορισμός ιδιοτήτων ομάδας πεπερασμένων στοιχείων**

Από την καρτέλα Meshing→Mesh Density→Surface→Density Method επιλέγεται η μέθοδος διακριτοποίησης των επιφανειών, όπου στην παρούσα περίπτωση επιλέχθηκε 'Use Length' και ορίζεται το μήκος του πεπερασμένου στοιχείου.

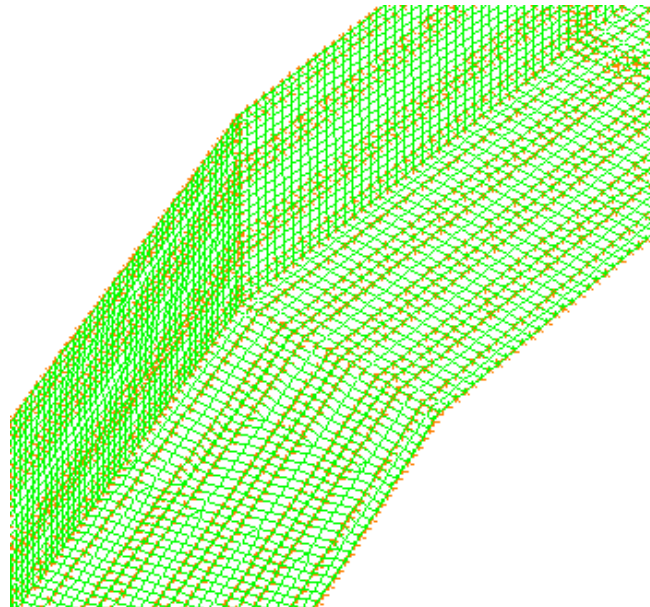


**Εικόνα 4.9 – Επιλογή μεθόδου διακριτοποίησης των επιφανειών**

Από την καρτέλα Meshing→Create Mesh→Surface επιλέγεται type→Shell και εισάγονται οι επιφάνειες που θα διακριτοποιηθούν.



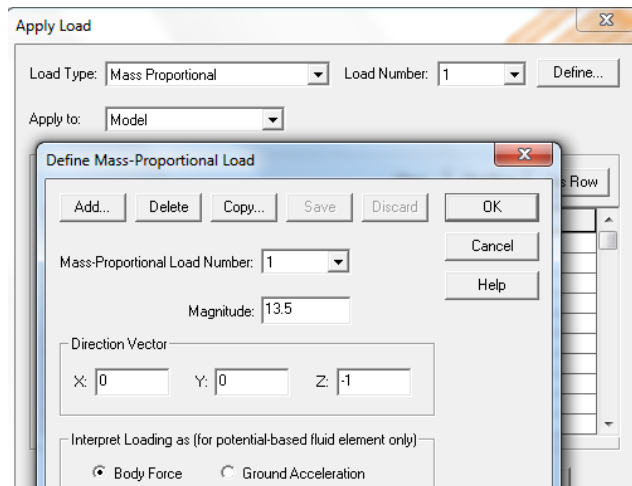
**Εικόνα 4.10 – Διακριτοποίηση επιφανειών**



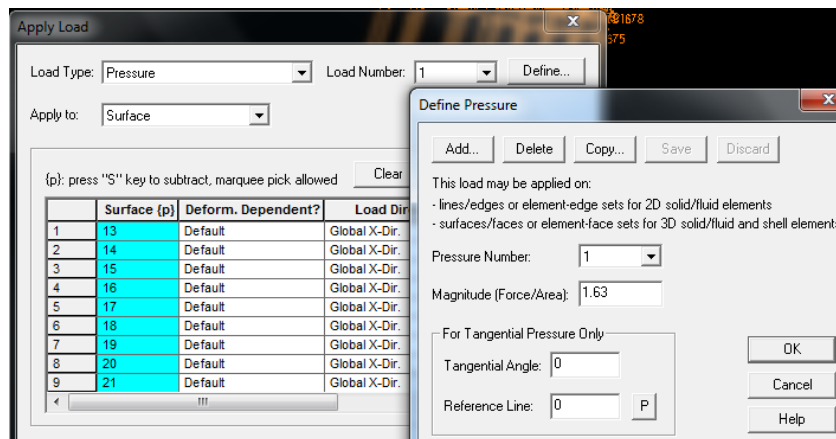
**Εικόνα 4.11 – Άποψη της κατασκευής με περασμένα στοιχεία**

ν) Εισαγωγή φόρτισης στο φορέα

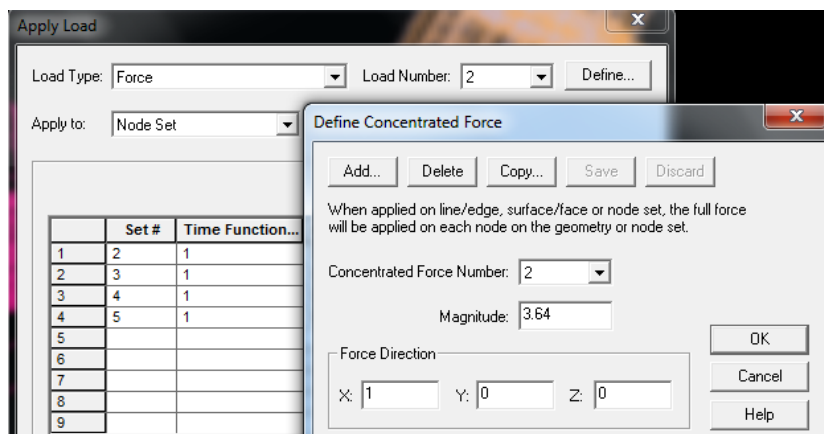
Από την καρτέλα Model→Loading→Apply επιλέγεται Load Type→Mass Proportional και Apply to→Model για να εφαρμοστεί το ίδιο βάρος σαν φορτίο σε όλο το φορέα. Στην επιλογή Define εισάγεται η επιτάχυνση της βαρύτητας ( $m/s^2$ ) στο 'Magnitude' και στο 'Direction Vector'  $Z=-1$  για να εφαρμοστεί κατακόρυφα προς τα κάτω. Για το φορτίο του ανέμου επιλέγεται Load Type→Pressure και Apply to →Surface και εισάγεται σαν πίεση στις επιφάνειες, με την επιθυμητή διεύθυνση (x,y). Στην επιλογή Define Pressure εισάγεται η πίεση (Kpa). Για το φορτίο του σεισμού επιλέγεται Load Type→Force και Apply to→Node set όπου η δύναμη του κάθε τμήματος ασκείται στους κόμβους (nodes) γύρω από το κέντρο βάρους του. Στην επιλογή Define Concentrated Force εισάγεται η δύναμη κάθε κόμβου (KN) και η επιθυμητή διεύθυνση.



**Εικόνα 4.12 – Εισαγωγή Ιδίου Βάρους ως φορτίο**



**Εικόνα 4.13 – Εφαρμογή Πίεσης Ανέμου στις επιφάνειες**



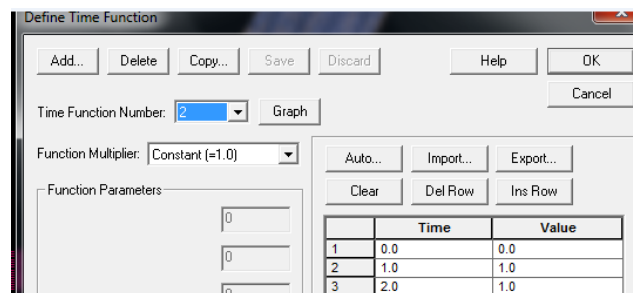
**Εικόνα 4.14 – Εφαρμογή σεισμικών δυνάμεων στους κόμβους**

Επειδή το πρόγραμμα δεν διαθέτει δυνατότητα εισαγωγής συντελεστών ασφαλείας, οι τιμές των φορτίων που εφαρμόζονται πολλαπλασιάζονται με τους εκάστοτε συντελεστές.

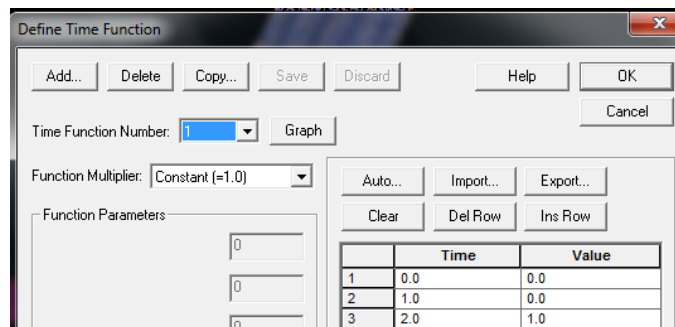
## 4.2 - Εκτέλεση αναλύσεων και αποτελέσματα

### 4.2.1 – Εκτέλεση Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης (Statics)

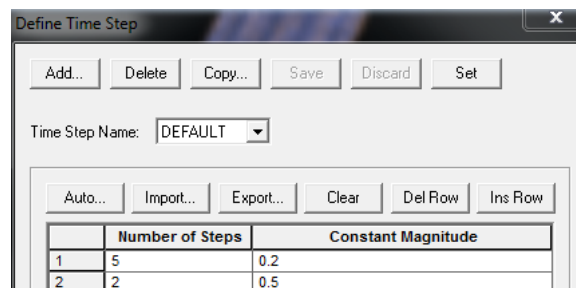
Από την καρτέλα Control→Time Function επιλέγεται για κάθε φορτίο η διαίρεση του σε βήματα , που απαιτείται από τον αλγόριθμο Newton-Raphson για την εκτέλεση της ανάλυσης. Για το φορτίο του ίδιου βάρους επιλέγεται να επιβληθεί από χρόνο 0 μέχρι τέλος της ανάλυσης, ενώ για τα φορτία του σεισμού και του ανέμου από χρόνο 1 μέχρι τέλος. Στη συνέχεια ορίζεται από την καρτέλα Control→Time Step εισάγεται για κάθε συνάρτηση επιβολής του χρόνου ο αριθμός των βημάτων στα οποία διαιρείται.



Εικόνα 4.15 Συνάρτηση επιβολής του φορτίου του ίδιου βάρους



Εικόνα 4.16 – Συνάρτηση επιβολής των φορτίων του σεισμού και του ανέμου



Εικόνα 4.17 – Βήματα της συνάρτησης επιβολής των φορτίων

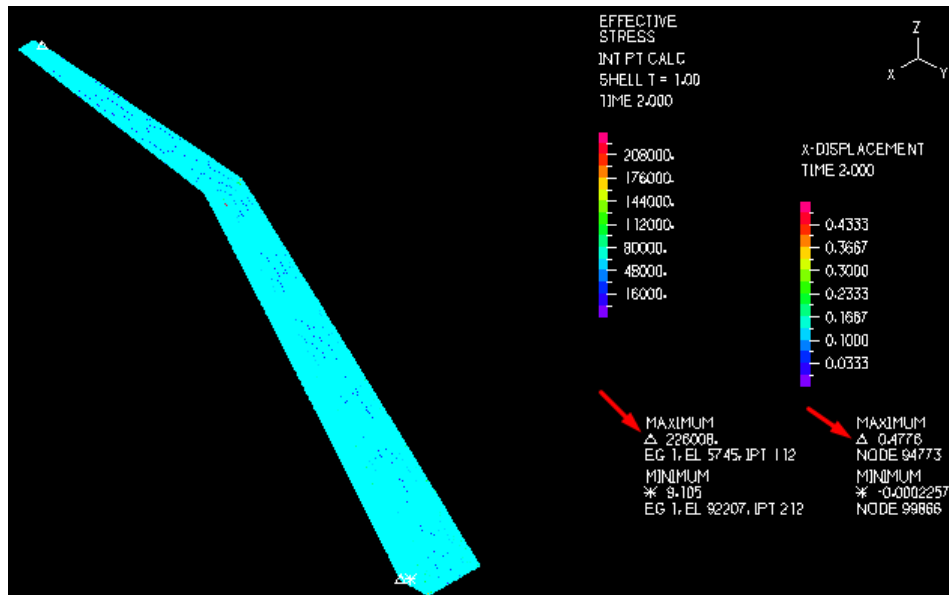
Στη συνέχεια από την καρτέλα Adina Structures επιλέγεται 'Statics' και από την καρτέλα Solution→Data File/Run δίνεται εντολή να εκτελεστεί η ανάλυση. Όταν ολοκληρωθεί, από την καρτέλα Post Processing εκτελείται το αρχείο για την παρουσίαση των αποτελεσμάτων.



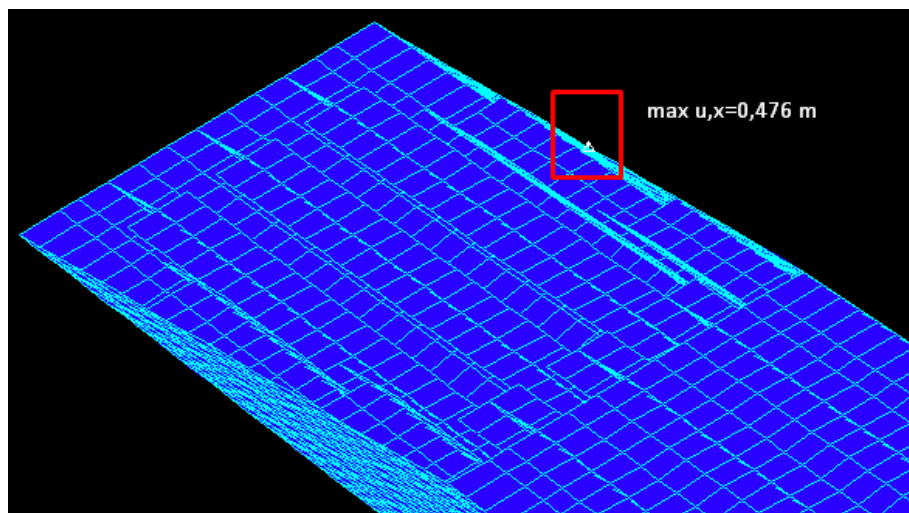
### Αποτελέσματα ανάλυσης

Πραγματοποιήθηκαν συνολικά 4 αναλύσεις, όσες ήταν και οι αναλύσεις από τους συνδυασμούς φορτίσεων που έγιναν στα προηγούμενα κεφάλαιο με τον Ευρωκώδικα 3. Τα αποτελέσματα τους παρουσιάζονται παρακάτω:

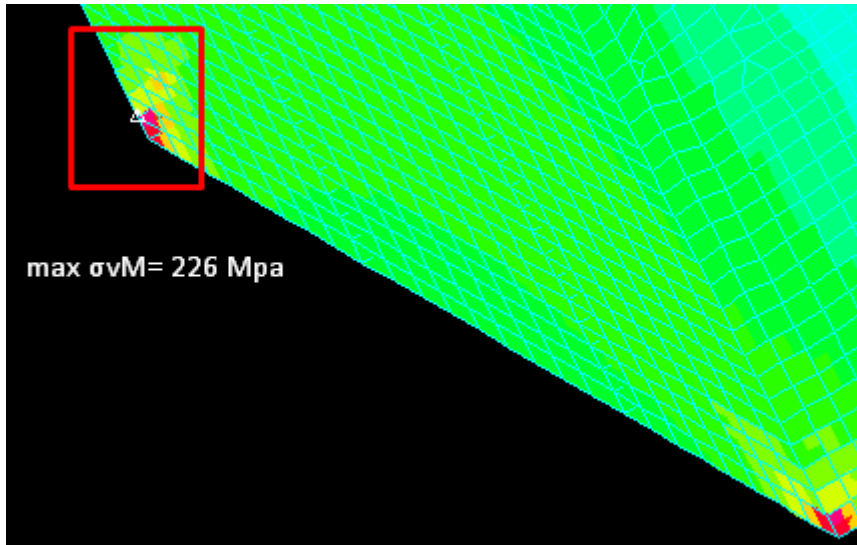
#### i) Συνδυασμός 1,35G+1,50Q (Άνεμος στη διεύθυνση x)



*Εικόνα 4.18 – Διάγραμμα τιμών μέγιστης τάσης Mises (KPa) και μέγιστης μετακίνησης (m)*

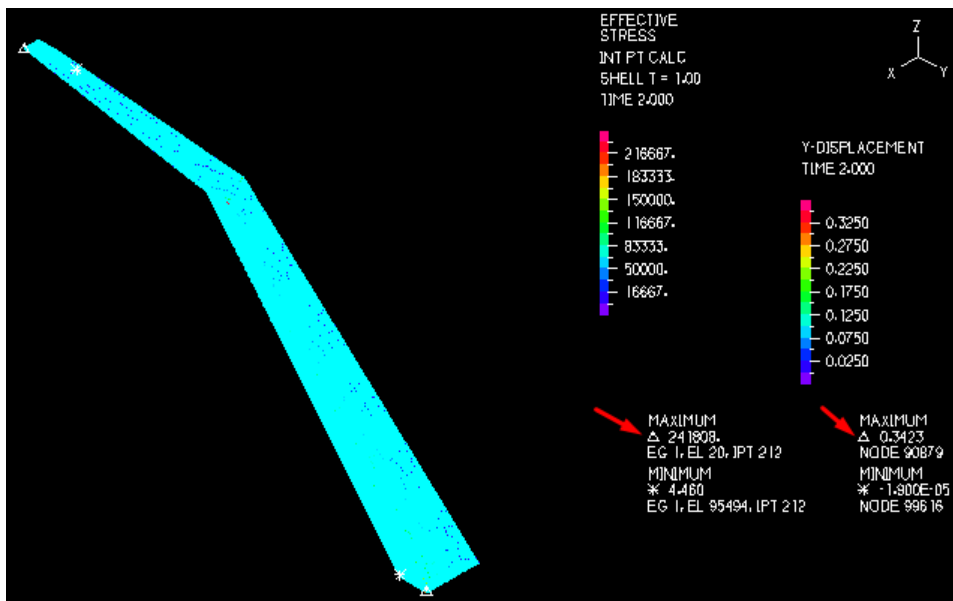


*Εικόνα 4.19 – Μέγιστη μετακίνηση κατά x στην κορυφή του πωλώνα*

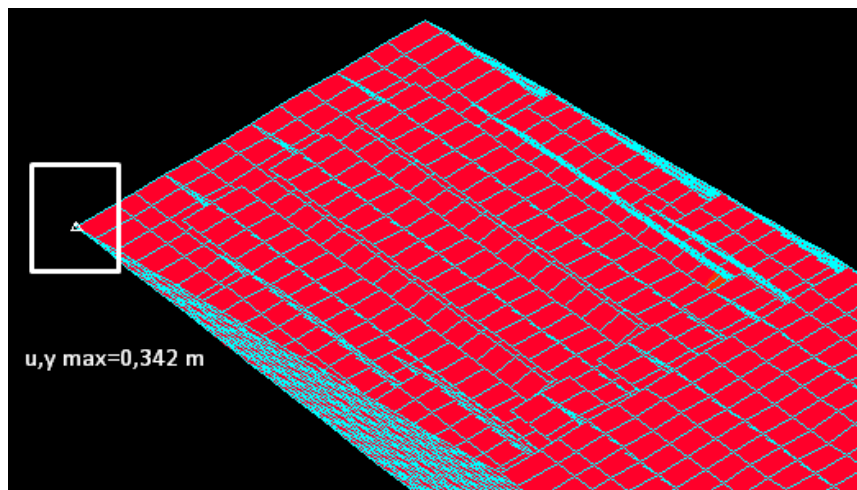


Εικόνα 4.20 – Μέγιστη τάση Von Mises στη βάση του πολώνα

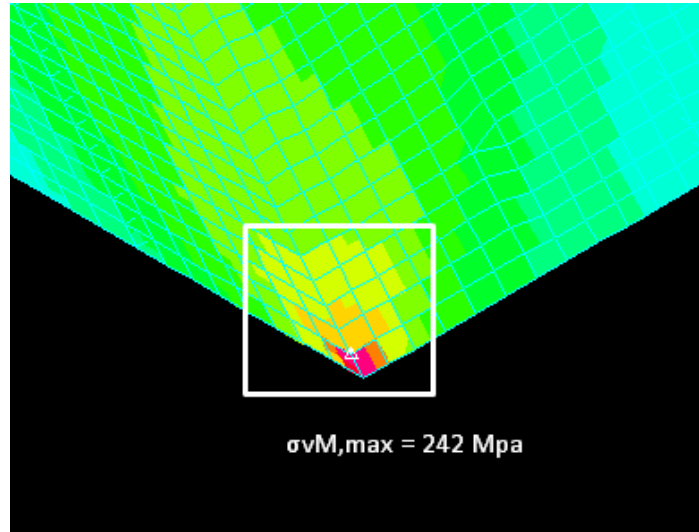
ii) Συνδυασμός 1,35G+1,50Q (Ανεμος στη διεύθυνση y)



Εικόνα 4.19 – Διάγραμμα τιμών μέγιστης τάσης Mises (KPa) και μέγιστης μετακίνησης (m)

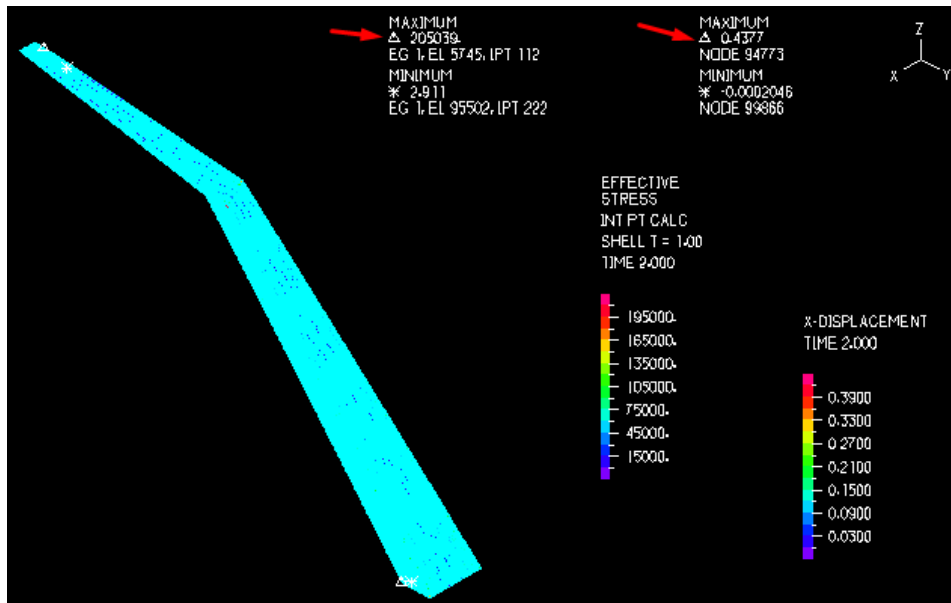


Εικόνα 4.20 – Μέγιστη μετακίνηση κατά y στην κορυφή του πολώνα

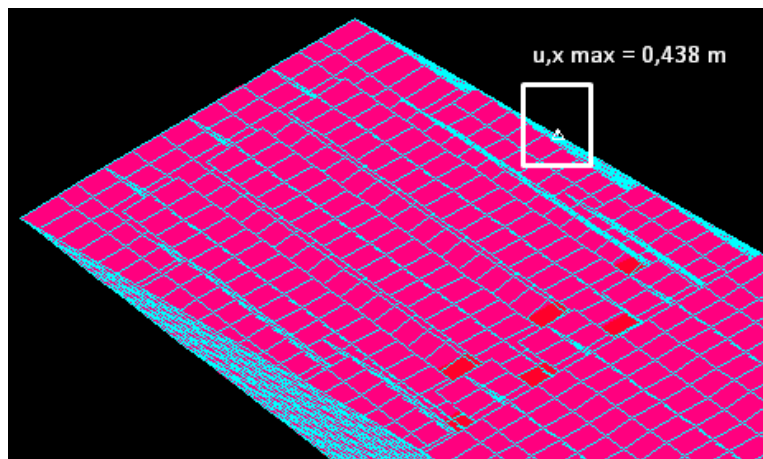


Εικόνα 4.21 – Μέγιστη τάση Von Mises στη βάση του πυλώνα

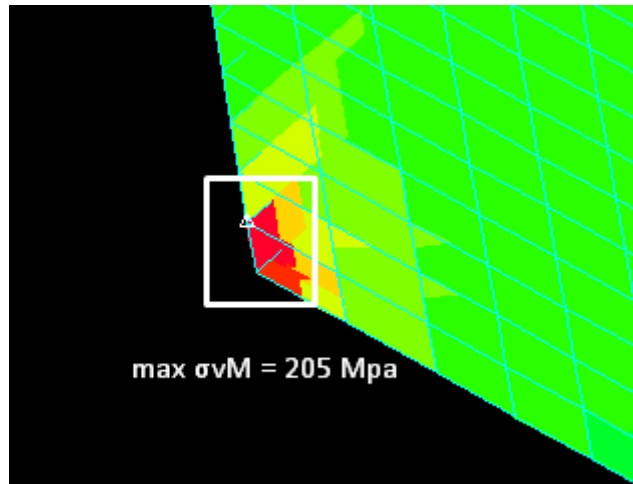
iii) Συνδυασμός  $G+Ex+0,30Ey$



Εικόνα 4.22 – Διάγραμμα τιμών μέγιστης τάσης Mises (Kpa) και μέγιστης μετακινήσης (m)

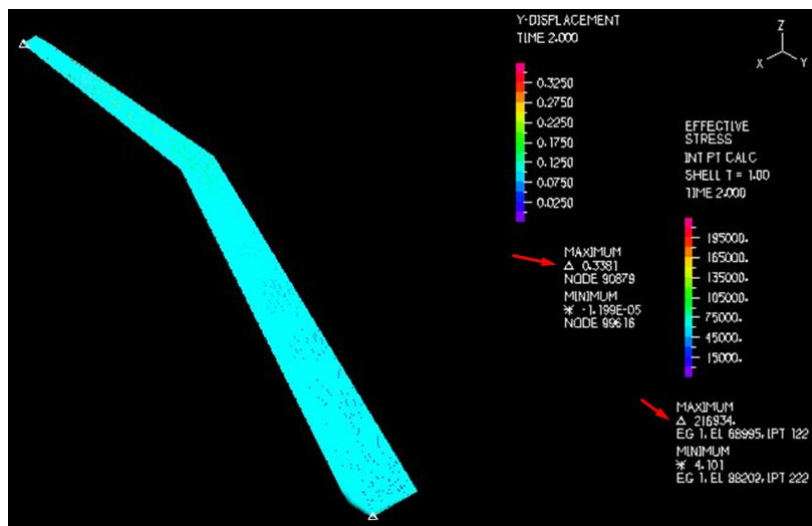


Εικόνα 4.23 – Μέγιστη μετακίνηση κατά x στην κορυφή του πυλώνα

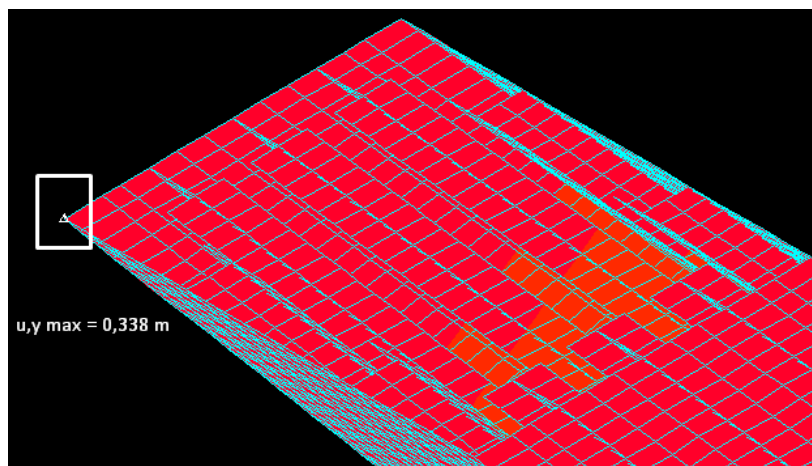


Εικόνα 4.24 – Μέγιστη τάση Von Mises στη βάση του πυλώνα

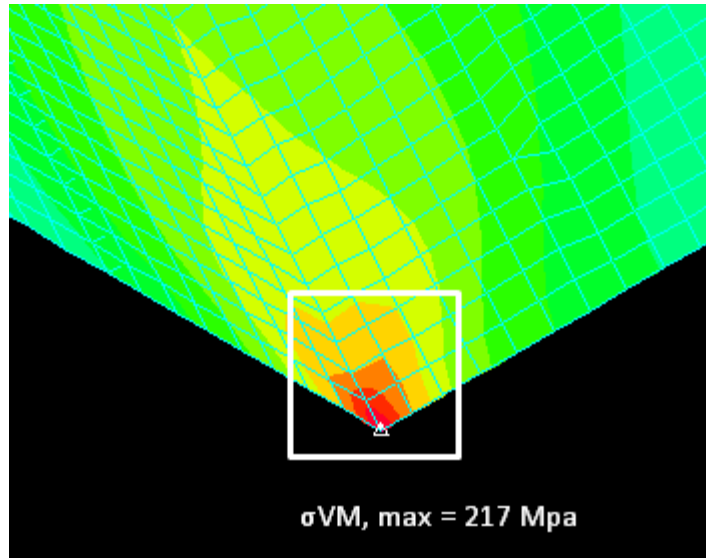
iv) Συνδυασμός G+Ey+0,30Ex



Εικόνα 4.25 – Διάγραμμα τιμών μέγιστης τάσης Mises (Kpa) και μέγιστης μετακίνησης (m)



Εικόνα 4.26- Μέγιστη μετακίνηση κατά y στην κορυφή του πυλώνα

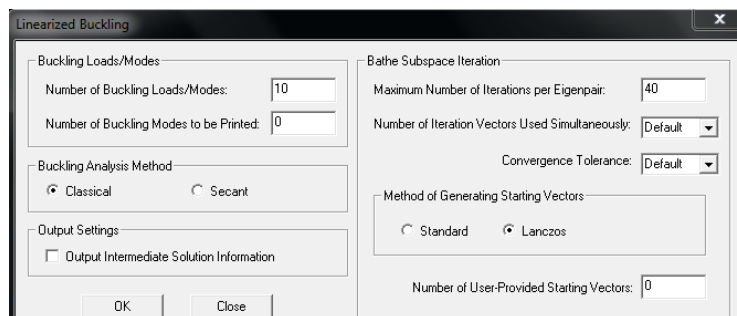


*Εικόνα 4.27 – Μέγιστη τάση Von Mises στη βάση του πλώνα*

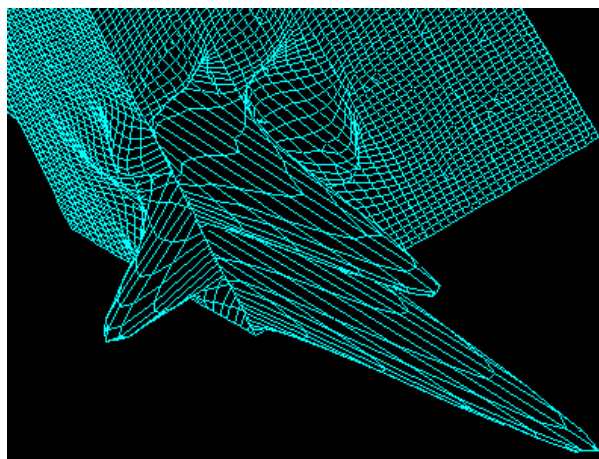
#### 4.2.2 - Εκτέλεση Γραμμικής Ανάλυσης Λυγισμού (Linearized Buckling Analysis)

Αυτού του τύπου η ανάλυση εκτελέστηκε για να εξαχθούν οι ιδιομορφές τοπικού λυγισμού του φορέα. Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα, οι μεγαλύτερες τάσεις εμφανίζονται στη βάση της κατασκευής για τη δράση του ανέμου κατά τη διεύθυνση y, οπότε σε αυτή τη φόρτιση είναι μεγαλύτερος ο κίνδυνος αστοχίας από τοπικό λυγισμό. Ο συντελεστής  $\alpha_{ult,k}=1,467$ .

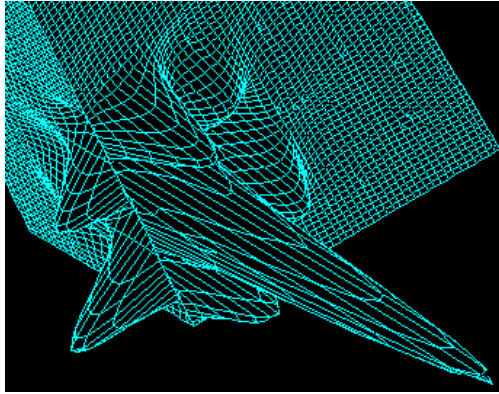
Από την καρτέλα Adina structures επιλέγεται 'Linearized Buckling', εισάγεται ο επιθυμητός αριθμός ιδιομορφών προς εξαγωγή και στη συνέχεια εκτελείται η ανάλυση.



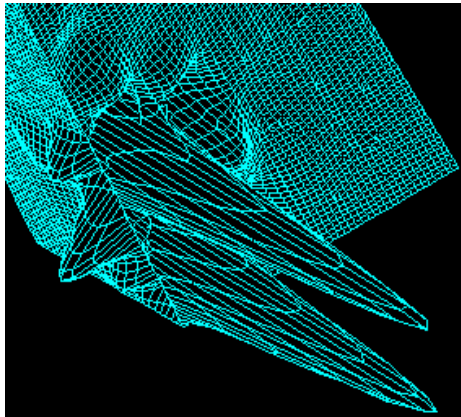
*Εικόνα 4.28 – Επιλογή αριθμού ιδιομορφών προς υπολογισμό*



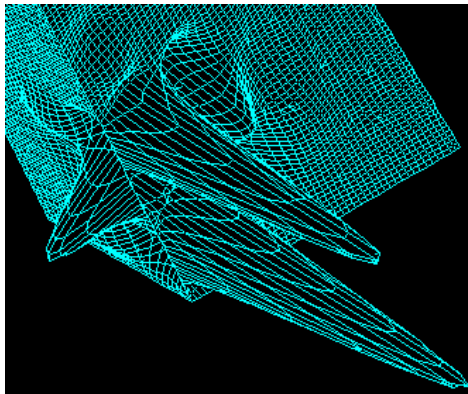
**Εικόνα 4.29 – 1<sup>η</sup> Ιδιομορφή τοπικού λυγισμού – LOAD FACTOR 3,286**



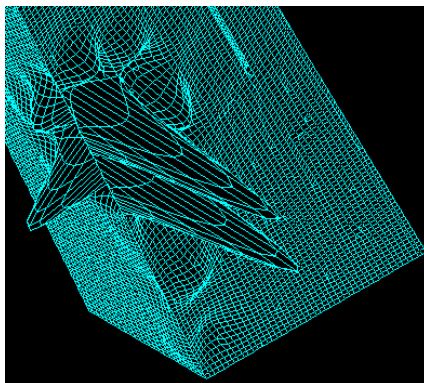
*Εικόνα 4.30 – 2<sup>η</sup> ιδιομορφή τοπικού λυγισμού – LOAD FACTOR 3,359*



*Εικόνα 4.31 – 3<sup>η</sup> ιδιομορφή τοπικού λυγισμού – LOAD FACTOR 3,743*



*Εικόνα 4.32 – 4<sup>η</sup> ιδιομορφή τοπικού λυγισμού – LOAD FACTOR 3,861*



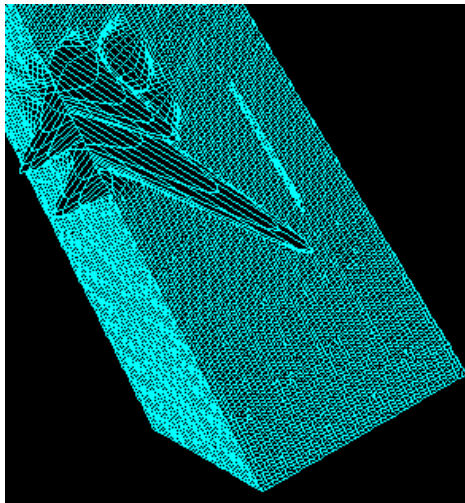
*Εικόνα 4.33 – 5<sup>η</sup> ιδιομορφή τοπικού λυγισμού – LOAD FACTOR 4,104*

## Συμπεράσματα ανάλυσης λυγισμού και προτάσεις

Παρατηρούμε ότι το πρόβλημα του τοπικού λυγισμού είναι ιδιαίτερα εμφανές στη περιοχή κοντά στη στήριξη του πυλώνα, όπου υπάρχει η μεγαλύτερη συγκέντρωση τάσεων. Για την αντιμετώπιση του φαινομένου προτείνονται δύο λύσεις:

- Πρώτη λύση : αύξηση του πάχους των ελασμάτων του κορμού και του πέλματος, στα δύο πρώτα φατνώματα από τη βάση. Για το πρώτο φάτνωμα θα έχουμε μια αύξηση πάχους 10mm (τελικό πάχος 30mm) και για το δεύτερο 5mm (τελικό πάχος 25 mm).

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης λυγισμού μετά την αύξηση που προαναφέρθηκε:



*Εικόνα 4.34 – 1<sup>η</sup> ιδιομορφή τοπικού λυγισμού (μετά την αύξηση του πάχους) LOAD FACTOR 4,997*

Όπως φαίνεται και στην παραπάνω εικόνα, είναι εμφανής η μείωση του φαινομένου του τοπικού λυγισμού στη στήριξη του φορέα. Ο φορτικός συντελεστής της πρώτης ιδιομορφής, αυξήθηκε κατά 34 %.

Σε σχέση με τον Ευρωκώδικα 3, η αύξηση του πάχους από 20 mm σε 30mm στη βάση, αποφέρει αύξηση 43 % στο δυσμενέστερο (μεσαίο) υποφάτνωμα του κάτω θλιβόμενου πέλματος και 19 % στο δυσμενέστερο (κάτω ακραίο) υποφάτνωμα του δεξιά θλιβόμενου κορμού, καθώς η λυγηρότητα ελάσματος  $\lambda_p=0,543$  (για  $\alpha_{cr}=4,98$  και  $\alpha_{ult}=1,467$ ). Συγκεκριμένα, οι μειωτικοί συντελεστές  $\rho=0,70$  και  $\rho=0,84$  αυξήθηκαν σε  $\rho=1$ , οπότε πλέον δεν υφίσταται μείωση της αντοχής τους λόγω κύρτωσης από ορθές ή διατμητικές τάσεις. Όσον αφορά τα ενισχυμένα φατνώματα, το δυσμενέστερο φάτνωμα του κορμού μετά την αύξηση του πάχους, οι μειωτικοί συντελεστές παραμένουν ίδιοι ( $\rho_c=\chi_c=0,77$ ) καθώς η ελαστική κρίσιμη τάση της πλάκας  $\sigma_{cr,p}$  αυξάνεται στα  $69,05 \text{ KN/cm}^2$ , αλλά η κρίσιμη τάση για συμπεριφορά υποστυλώματος παραμένει πρακτικά ίση με πριν ( $\sigma_{cr,c}=115,90 \text{ KN/cm}^2$ ) και έτσι ο συντελεστής  $\xi < 0$ .

- Δεύτερη λύση: τοποθέτηση δύο ακόμα διαμήκων ενισχύσεων στο φάτνωμα του κορμού. Με τη λύση αυτή το δυσμενέστερο υποφάτνωμα του κορμού με αρχικό πλάτος  $b=120 \text{ cm}$ , διαιρείται σε δύο νέα υποφάτνωμα πλάτους  $b=60 \text{ cm}$ . Σε σχέση με τον Ευρωκώδικα 3, το νέο δυσμενέστερο ακραίο υποφάτνωμα του κορμού θα έχει  $\alpha_{cr}=3,647$ . Επομένως  $\lambda_p=0,634$  άρα οι μειωτικοί συντελεστές  $\rho=1,00$  και  $\chi_w=1,00$ . Όσον

αφορά τα ενισχυμένα φατνώματα, το φάτνωμα του κορμού μετά την τοποθέτηση των ενισχύσεων έχει ελαστική κρίσιμη τάση  $\sigma_{cr,x} = 163,02 \text{ KN/cm}^2$  και κρίσιμη τάση για συμπεριφορά υποστυλώματος  $\sigma_{cr,c} = 123,50 \text{ KN/cm}^2$ . Ο συντελεστής  $\alpha_{cr} = 5,546$  και  $\lambda_p = 0,514$ . Τέλος, ο συντελεστής  $\xi = 0,32$ , οπότε από τη σχέση αλληλεπίδρασης συμπεριφοράς τύπου πλάκας και τύπου υποστυλώματος  $\rho_c = 0,89$  και  $\chi_w = 1,00$ .

#### Σχολιασμός των δύο προτεινόμενων λύσεων

Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι καλύτερη λύση επιδεικνύεται αυτή με την τοποθέτηση νευρώσεων, αφού τα δυσμενέστερα υποφατνώματα έχουν μειωτικούς συντελεστές  $\rho = 1,00$  και  $\chi_w = 1,00$  και τα δυσμενέστερα ενισχυμένα φατνώματα έχουν  $\rho_c = 0,89$  (από  $\rho_c = 0,77$ ) και  $\chi_w = 1,00$ .



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 – Συμπεράσματα-Προτάσεις για περαιτέρω μελέτη**

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, έγινε μια έρευνα για τα χαρακτηριστικά και τις ιδιαιτερότητες που παρουσιάζουν οι πυλώνες με τρόπο σχεδιασμένο διαφορετικά από τα τετριμμένα.

Η κλίση ως προς το έδαφος, όπως αποδείχτηκε προκαλεί αρκετά μεγάλη ροπή κάμψης λόγω των μόνιμων φορτίων στη βάση της κατασκευής, σε αντίθεση με μια τελείως κατακόρυφη κατασκευή πυλώνα που δεν θα καταπονούνταν από κάμψη λόγω του ίδιου βάρους του. Επιπλέον η μεγάλη επιφάνεια της κατασκευής σε συνδυασμό με το μεγάλο κατακόρυφο ύψος της, την καθιστούν ιδιαίτερα ευαίσθητη στις δράσεις του ανέμου. Το κυριότερο πρόβλημα είναι ο κίνδυνος αστοχίας από τοπικό λυγισμό, λόγω των λεπτών και μεγάλου πλάτους ελασμάτων των διατομών, που καταπονούνται από ορθές και διατμητικές τάσεις, όταν η διεύθυνση του ανέμου είναι εγκάρσια στο επίπεδο της κατασκευής και προκαλείται διαξονική κάμψη. Για την αντιμετώπιση του τελευταίου μια λύση είναι η αύξηση του πάχους της διατομής ή η τοποθέτηση περισσότερων διαμήκων ενισχύσεων στα φατνώματα της διατομής, που προτάθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο.

Όσον αφορά τα θετικά αποτελέσματα, η μεγάλη δυστρεψία των διατομών δεν θέτει σε κίνδυνο το φορέα από στρεπτικές ροπές, όπως και από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επίσης ο καμπτικός λυγισμός είναι αμελητέος. Ακόμα, η μείωση των διαστάσεων της διατομής καθ' ύψος της κατασκευής όπου η ένταση είναι μικρότερη, καθιστά λιγότερο ευαίσθητα τα ελάσματα σε τοπικό λυγισμό, από ότι στη βάση.

Οι έλεγχοι που έγιναν στις οριακές καταστάσεις αστοχίας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα ικανοποιούνται, όπως και οι έλεγχοι με το λογισμικό ADINA, καθώς η μέγιστη συνδυασμένη τάση που προέκυψε από την ανάλυση σ αυτό δεν ξεπερνά το όριο διαρροής.

Η ανάλυση που έγινε ήταν σε όλες τις περιπτώσεις στατική, αλλά μια τέτοια κατασκευή απαιτεί και μια δυναμική, για να προσδιοριστούν αναλυτικότερα και με περισσότερη ακρίβεια οι ταλαντώσεις και οι στροβιλισμοί λόγω ανέμου, αλλά και οι δυναμικές αποκρίσεις λόγω σεισμού.

Τέλος, φαινόμενα που δεν ελήφθησαν υπόψη στη μελέτη αυτή όπως η κόπωση των κοχλιών και των ελασμάτων θα πρέπει να ελέγχονται αν η κατασκευή είναι σε περιοχή με ισχυρές ανεμοφορτίσεις. Επίσης, η θεμελίωση που δεν εξετάστηκε είναι πολύ σημαντικός παράγοντας, και ο σχεδιασμός της απαιτεί μεγάλη προσοχή, λόγω της της μεγάλης εκκεντρότητας του κέντρου βάρους της κατασκευής από τη βάση της.

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. Βάγιας Ι., **Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση**, εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2003.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., **Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3-Τόμος ΙΙ**, εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2004.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., **Σχεδιασμός Δομικών Έργων Από Χάλυβα**, εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005.
4. Βάγιας Ι., Dab Dubina , **Σιδηρές κατασκευές από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης**, εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2004.
5. Ερμόπουλος Ι., **Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής**, εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005.
6. Μιχάλτσος Γ., **Ελαφρές Μεταλλικές Κατασκευές, Θεωρία και Εφαρμογές**, εκδόσεις Συμεών, Αθήνα 2009.
7. Μιχάλτσος Γ., **Ελαφρές Μεταλλικές Κατασκευές, Μέθοδοι Υπολογισμού**, εκδόσεις Συμεών, Αθήνα 2008.
8. Chopra K. Anil, **Δυναμική των Κατασκευών, Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική**, εκδόσεις Γκιούρδας, Αθήνα 2010.
9. Βάγιας Ι., Διαλέξεις Κύρτωσης στο μάθημα του 8<sup>ου</sup> εξαμήνου “Σιδηρές Κατασκευές ΙΙΙ”, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα 2016.
10. Ψυχάρης Ι., Σημειώσεις στο μάθημα του 8<sup>ου</sup> εξαμήνου “Αντισεισμική Τεχνολογία Ι”, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα 2016.
11. Μελισσιανός Β., Θανάσουλας Η., Βερνάρδος Στ., “Οδηγίες χρήσης Λογισμικού ADINA”, έκδοση 2.1, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα, Απρίλιος 2016.
12. EN 1991, Ευρωκώδικας 1- Δράσεις επί των κατασκευών
13. EN 1993, Ευρωκώδικας 3- Σχεδιασμός φορέων από χάλυβα
14. EN1998, Ευρωκώδικας 8- Αντισεισμικός Σχεδιασμός
15. ΕΑΚ2000, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, Αθήνα 2011.
16. Σελίδες Διαδικτύου