



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Διερεύνηση συμπεριφοράς πολυωρόφου μεταλλικού κτιρίου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Γεράσιμος Ν. Σωτηρόπουλος

Σωτήριος Ν. Σωτηρόπουλος

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Οκτώβριος 2014

ΕΜΚ ΔΕ 2014/20

Σωτηρόπουλος Γ. Ν. - Σωτηρόπουλος Σ. Ν. (2014).
Διερεύνηση συμπεριφοράς πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2014/20
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Sotiropoulos S. N. – Sotiropoulos G. N. (2014).
Response study of a multy-storey steel building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2014/20
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	6
2 Περιγραφή του κτιρίου	8
2.1 Αρχιτεκτονική –Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του κτιρίου	8
2.1.1 Περιγραφή της διαμόρφωσης του κτιρίου.	8
2.1.2 Χρήσεις χώρων – Περιγραφή καθ' ύψος	8
2.1.3 Κατόψεις ορισμένων ορόφων	9
2.1.4 Όψεις του κτιρίου.....	15
3 Στατικός Φορέας –Υπολογιστικό μοντέλο προσομοίωσης της κατασκευής	18
3.1 Περιγραφή του φέροντος οργανισμού του κτιρίου	18
3.2 Μεταλλικά υποστυλώματα – Τοιχεία Ω.Σ.	18
3.3 Εσχάρα κυρίων-δευτερευουσών δοκών.	18
3.3.1 Περιγραφή του είδους της σύνδεσης δοκών υποστυλωμάτων.....	18
3.3.2 Περιγραφή της σύνδεσης δευτερευουσών και κυρίων δοκών.	19
3.4 Σύμμικτη πλάκα χάλυβα οπλισμένου σκυροδέματος.....	20
3.4.1 Προσομοίωμα σύμμικτης δοκού.	20
3.4.2 Προσομοίωση πλάκας με πεπερασμένα στοιχεία.	21
3.4.3 Ερπυσμός-συρρίκνωση	21
3.4.4 Ρηγμάτωση Ω.Σ.....	21
3.5 Ιδιομορφική ανάλυση.....	22
3.6 επαλληλία ιδιομορφών με τη μέθοδο CQC.....	23
3.7 Τελικό προσομοίωμα.....	24
4 Φορτία επί της κατασκευής.....	26
4.1 Μόνιμες δράσεις (G)	26
26	
Περιμετρικό φορτίο 2.32875 από το υαλοστάσιο επί της κατασκευής.....	26
4.2 Μεταβλητές δράσεις (Q)	27
Περιλαμβάνουν τα επιβαλλόμενα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από ανθρώπους, έπιπλα, κινητά αντικείμενα, εμπορεύματα, μηχανήματα και οχήματα. Όπως και οι μόνιμες, οι μεταβλητές δράσεις είναι στατικές και δεν ασκούν καμία δυναμική επιρροή στην κατασκευή.	27
4.3 Φορτία Ανέμου.....	29
4.4 Σεισμικές δράσεις (E).....	38
4.5 Προσομοίωση ροής ανέμου γύρω από το κτίριο. Υπολογισμός φορτίων ανέμου επί της κατασκευής.....	42
4.6 Εύρεση φορτίων ανέμου επί της κατασκευής. Αποτελέσματα προσομοίωσης της επίδρασης του ανέμου στην κατασκευή. Υπολογισμοί. Έλεγχοι μοντέλου προσομοίωσης.	50
5 Έλεγχοι των μελών του φορέα	59
5.1 Θεωρητικά στοιχεία ελέγχων διατομών και μελών του φορέα.	59
5.1.1 Ιδιότητες υλικών, κατάταξη διατομών	59
5.1.2 ANTOXH ΔΙΑΤΟΜΩΝ	62
5.1.3 ANTOXH ΜΕΛΩΝ	66
5.2 Έλεγχοι μελών και διατομών υποστυλωμάτων–Υπολογισμοί.....	74

5.2.1	Υποστύλωμα Νο 818-816 L= 690 cm.....	76
5.2.2	Υποστύλωμα Νο 237 L=3,797m.....	84
5.3	Σύγκριση μοντέλων προσομοίωσης της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος.....	92
5.3.1	Περιγραφή-Επίλυση μοντέλων προσομοίωσης.....	92
5.4	Έλεγχοι δοκών.....	99
5.4.1	Δοκός Νο: 470 Διατομή(40) : UB 406 x 140 x 39.....	101
5.4.2	Δοκός Νο: 824 Διατομή(41) : UB 356 x 127 x 33.....	102
5.4.3	Δοκός Νο: 249 Διατομή(30) : UB 457 x 191 x 74.....	104
5.4.4	Δοκός Νο: 268 Διατομή(32) : UB 533x210x82.....	105
5.4.5	Δοκός Νο: 278 Διατομή(30) : UB 457 x 191 x 74.....	107
Βιβλιογραφία.....		109

Διερεύνηση συμπεριφοράς πολυωρόφου μεταλλικού κτιρίου

Σωτηρόπουλος Γ. Ν. - Σωτηρόπουλος Σ. Ν.
(Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετάται η συμπεριφορά ενός υπάρχοντος πολυωρόφου μεταλλικού κτιρίου. Συγκεκριμένα η ανωδομή του κτιρίου αποτελείται από ένα μεταλλικό σκελετό, σύμμικτες πλάκες και ένα πυρήνα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Έχει σχεδιασθεί για να στεγάσει γραφεία και βασικό χαρακτηριστικό της αρχιτεκτονικής του είναι το ελλειπτικό σχήμα των κατόψεων των ορόφων του.

Τα φορτία της κατασκευής (μόνιμα, κινητά και οι δράσεις του ανέμου και του χιονιού) καθώς και οι δυσμενείς συνδυασμοί φόρτισής προσδιορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1. Η σεισμική απόκριση της κατασκευής και τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού αναλύονται με βάση τον ευρωκώδικα 8.

Η απόκριση του φέροντος οργανισμού της κατασκευής υπολογίσθηκε με το εμπορικό πρόγραμμα Sofistik. Επίσης δημιουργήθηκε ένα υπολογιστικό μοντέλο της ροής του αέρα γύρω από το κτίριο με τη χρήση του προγράμματος Simulation CFD. Για τα δύο αυτά πακέτα λογισμικού που χρησιμοποιήθηκαν έγιναν εκτενείς έλεγχοι αξιοπιστίας με βάση απλούστερα παραδείγματα επιλυμένα αναλυτικά.

Τελικά, για τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού που προέκυψαν από την προσομοίωση, ελέγχθηκαν, κατά τον Ευρωκώδικα 3, τα μέλη του φορέα που δέχονται την μεγαλύτερη καταπόνηση. Για αυτά παρουσιάζονται αναλυτικά οι υπολογισμοί.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2014/20

Response study of a multi-story steel building

Sotiropoulos G. N. – Sotiropoulos S. N.
(supervised by Vayas I.)

Abstract

In this thesis the behavior of an existing multi-story steel building is under consideration. Specifically the structure consists of steel columns, composite beams and a core of reinforced concrete. It is an office building and its basic characteristic is its elliptical floor plan.

The loads taken into account in the analysis (dead, live wind and snow) are presented along with the combination rules that are specified in Eurocode1. The seismic response of the building is analyzed according to Eurocode 8.

The bearing structure was modeled using the commercial program sofistik. Furthermore, the air flow around the building was simulated using the program Simulation CFD. Both programs' results were thoroughly checked for simple problems that can be solved analytically.

Finally the most important members' durability was calculated according to eurocode 3 and a failure check was performed. An extended description of this procedure is given.

Ευχαριστίες

Ευχαριστούμε θερμά τον καθηγητή κ. Ιωάννη Βάγια που δέχθηκε να επιβλέψει την παρούσα διπλωματική εργασία.

Επίσης ευχαριστούμε θερμά τον υποψήφιο διδάκτορα κ. Ανδρέα Σπηλιόπουλο για την καθοδήγηση που μας παρείχε σε όλη τη διάρκεια της προσπάθειας μας.

1 Εισαγωγή

1.1 Εξέλιξη των μεταλλικών κτιρίων

Η χρήση του χάλυβα ως δομικού υλικού ξεκίνησε το 19^ο αιώνα στις γέφυρες στις στεγάσεις χώρων και τα μονώροφα υπόστεγα. Οι πρώτες όμως εφαρμογές σε κτίρια άρχισαν πολύ αργότερα, στις αρχές του 20^{ου} αιώνα στις ΗΠΑ. Η ταχεία βιομηχανική ανάπτυξη των μεσοδυτικών ιδιαίτερα πολιτειών οδήγησε σε αυξημένες ανάγκες για γραφεία καταστήματα και χώρους αποθήκευσης. Ο μεγάλος όγκος οικοδομικών εργασιών, σε συνδυασμό με την αύξηση των τιμών των οικοπέδων, ιδιαίτερα στο Σικάγο, απαίτησαν την καθ' ύψος ανάπτυξη κτιρίων και τη συντόμευση του χρόνου κατασκευής, καθιστώντας απαραίτητη τη χρήση νέων υλικών και μεθόδων. Η επιλογή μεταλλικού (χαλύβδινου) φέροντος οργανισμού με την ευελιξία και την ταχύτητα ανέγερσης που επιφέρει αποτέλεσε την προσφορότερη λύση όσο καμία άλλη παραδοσιακή μέθοδος κατασκευής. Έτσι στις ΗΠΑ, με πρώτο το Σικάγο και τη Νέα Υόρκη, κατασκευάστηκαν μια σειρά υψηλών κτιρίων με μεταλλικό σκελετό και πλάκες από σκυρόδεμα για την παραλαβή των φορτίων βαρύτητας και εξωτερική τοιχοποιία από πλίνθους, η οποία εξασφαλίζει την πλευρική ευστάθεια.

Παρόμοια φαινόμενα παρατηρούνται σήμερα στις χώρες της ΝΑ Ασίας και ιδιαίτερα στην Κίνα. Η μεγάλη ανάπτυξη ορισμένων αστικών κέντρων της τελευταίας, όπως της Σαγκάης, της Καντόνας ή του Χονγκ Κονγκ συνδέεται με την ανέγερση πολυώροφων κτιρίων από μεταλλικό (χαλύβδινο) φέροντα οργανισμό. Η ευρύτερη όμως εφαρμογή του χάλυβα σε κτίρια παρατηρείται στην Ιαπωνία, όπου λόγω των αυξημένων απαιτήσεων αντισεισμικότητας, το 65% των κτιρίων είναι μεταλλικά.

Τα σημερινά μεταλλικά κτίρια διακρίνονται για την αρχιτεκτονική τους πολυμορφία, τα μεγάλα ανοίγματα, το φυσικό φωτισμό, τη σύνθεση των χρωμάτων, την πολυμορφική ή τα των προσόψεων, τα υαλοστάσια και γενικώς για την εντύπωση που δίνουν ως σύγχρονες καλαίσθητες κατασκευές. Οι βασικότερες εφαρμογές είναι σε κτίρια γραφείων, τράπεζες, ξενοδοχεία πολυκαταστήματα, πολυώροφα γκαράζ κλπ.

Η Ευρώπη υστερεί συγκριτικά με τις ΗΠΑ και την Ιαπωνία στη χρήση του χάλυβα σε ότι αφορά τα πολυώροφα κτίρια. Στην Ιαπωνία, χώρα μεγάλου σεισμικού κινδύνου το 70% των πολυκατοικιών μέχρι 10 ορόφων είναι από μεταλλική κατασκευή. Στην Ευρώπη εκτεταμένες εφαρμογές παρατηρούνται στο Λονδίνο, στο οποίο η μεγάλη οικοδομική δραστηριότητα κατά τη δεκαετία του 1980 στηρίχτηκε στα μεταλλικά κτίρια, με ποσοστό 60% στο σύνολο των κτιρίων. Επίσης μεγάλη εφαρμογή βρίσκουν τα μεταλλικά κτίρια στις σκανδιναβικές χώρες.

Η Ελλάδα δεν παρακολούθησε τις ανωτέρω εξελίξεις, αφού επί μακρό χρονικό διάστημα κυριάρχησε το οπλισμένο σκυρόδεμα ως δομικό υλικό. Με το πλήρωμα του χρόνου, ιδιαίτερα από τα μέσα του 1990, άρχισε η εφαρμογή του χάλυβα σε κτίρια γραφείων, ξενοδοχεία πέρα από τις συνηθισμένες, σε βιομηχανικά αγροτικά εμπορικά και αθλητικά έργα, εφαρμογές. Ιδιαίτερο ρόλο έπαιξε η καλή συμπεριφορά των μεταλλικών κτιρίων κατά το σεισμό της Αθήνας το 1999. Καταλύτης όμως για την ανάπτυξη των μεταλλικών κτιρίων αποτέλεσε η προετοιμασία των Ολυμπιακών έργων της Αθήνας 2004, για τα οποία αποτελεί κοινό τόπο ότι δεν θα μπορούσαν να ολοκληρωθούν έγκαιρα χωρίς την ευρεία εφαρμογή του χάλυβα. Με αυτή την ευκαιρία αναπτύχθηκε και συγχρονίστηκε η εγχώρια βιομηχανία των μεταλλικών κατασκευών, όχι μόνο στην Αθήνα αλλά και στην περιφέρεια με κυρίαρχα κέντρα τη Θεσσαλία (Λάρισα, Βόλος) και το Ηράκλειο.

1.2 Διερεύνηση συμπεριφοράς πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου. Διάρθρωση της διπλωματικής εργασίας.

Βασικός στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας η κατά το δυνατόν καλύτερη προσέγγιση της συμπεριφοράς του κτιρίου μέσω της δημιουργίας ενός αξιόπιστου υπολογιστικού μοντέλου. Η προσπάθεια αυτή αποτυπώνεται ως εξής στα επιμέρους κεφάλαια της:

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται η αρχιτεκτονική του κτιρίου. Περιγράφονται τα βασικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά των κυρίων μελών του φορέα. Δίνονται φωτογραφίες του κτιρίου στην τελική μορφή του και σχέδια κατόψεων ορισμένων ορόφων.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφεται το στατικό προσομοίωμα του φέροντος οργανισμού του κτιρίου και το θεωρητικό υπόβαθρο στο οποίο στηρίχθηκε η δημιουργία του υπολογιστικού μοντέλου. Δίνεται η περιγραφή των μελών του στατικού φορέα, των συνδέσεων τους και η υλοποίηση των τελευταίων στην πραγματική κατασκευή. Περιεγράφηκε η συμπεριφορά των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν στην κατασκευή και η μέθοδος ανάλυσης της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου.

Στο τέταρτο κεφάλαιο αναλύονται τα φορτία της κατασκευής και οι συνδυασμοί που λήφθηκαν υπ' όψιν με βάση τον Ευρωκώδικα 1. Ειδικότερα, για την δράση του ανέμου, περιγράφεται το υπολογιστικό μοντέλο με βάση το οποίο αυτή προσδιορίστηκε και τελικά γίνεται αποτίμηση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης.

Τελικά γίνεται ο έλεγχος βασικών μελών και διατομών του φορέα με βάση τον Ευρωκώδικα 3. Συγκρίνονται επίσης τα αποτελέσματα των δύο διαφορετικών προσομοιωμάτων των πλακών των ορόφων.

2 Περιγραφή του κτιρίου

2.1 Αρχιτεκτονική –Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του κτιρίου

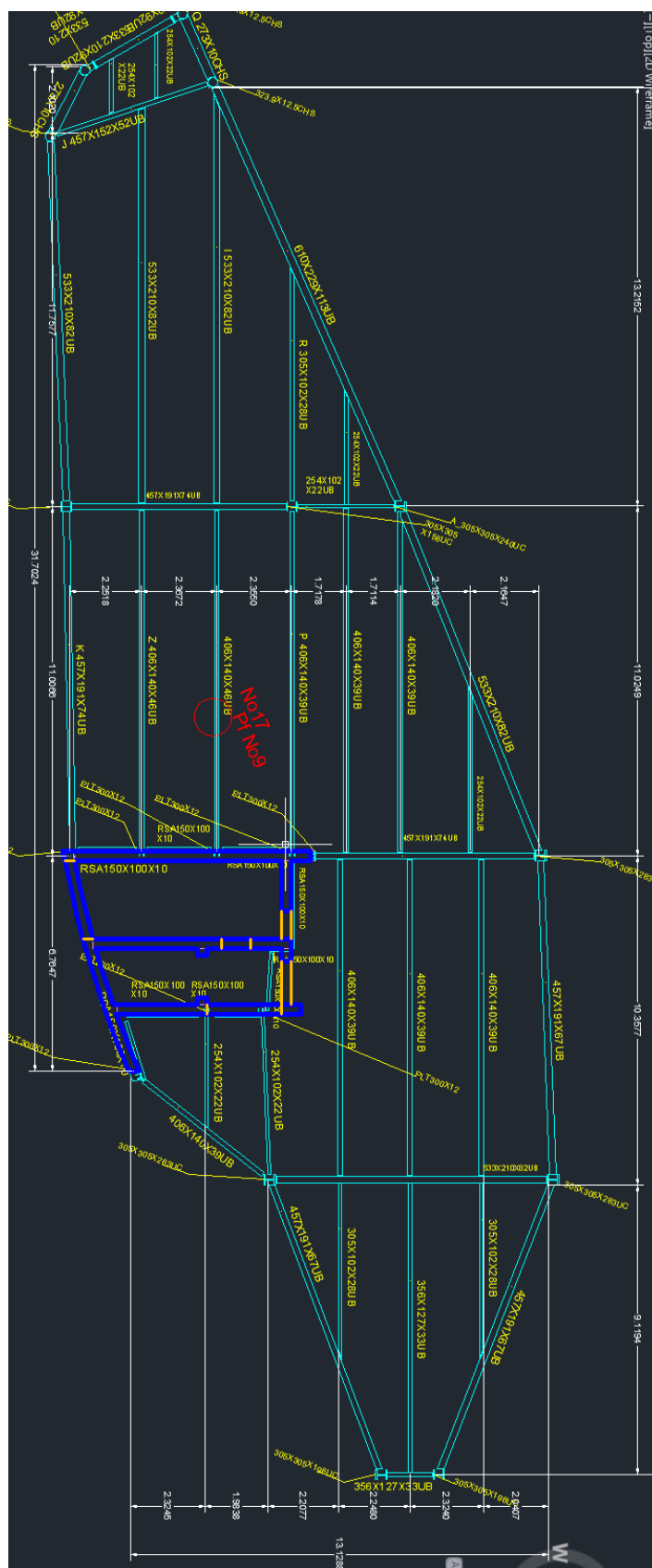
2.1.1 Περιγραφή της διαμόρφωσης του κτιρίου.

Το έργο που μελετάται είναι ένα πολυώροφο κτίριο γραφείων αποτελούμενο από 11 ορόφους ανωδομής καθώς και τρεις υπόγειους χώρους. Κάθε ένα από τα 14 αυτά επίπεδα, συνολικού ύψους 54 μέτρων, έχει διαφορετική κάτοψη, ελλειπτικού σχήματος, και δεν αποτελεί απλή επανάληψη τυπικού ορόφου. Στην δυτική πλευρά του κτιρίου το εξωτερικό περίγραμμα των ορόφων στενεύει καθ' ύψος δημιουργώντας έτσι μια εσοχές στην όψη του κτιρίου, ενώ αντίθετα στην ανατολική πλευρά το εμβαδόν της ελλειψοειδούς κάτοψης αυξάνεται. Το ελλειπτικό αυτό τμήμα της κάτοψης περιλαμβάνει το μεταλλικό σκελετό του και εφάπτεται του πυρήνα σκυροδέματος ο οποίος περικλείει το κλιμακοστάσιο και τους ανελκυστήρες, και άλλοτε τον τέμνει όπως στους πρώτους ορόφους. Οι πλάκες είναι σύμμικτες με τραπεζοειδές μεταλλικό έλασμα και υποστηρίζονται από μία εσχάρα διαμηκών και εγκαρσίων (κυρίων) δοκών. Καθώς το άνοιγμα και το πλάτος των πλακών αλλάζει από όροφο σε όροφο επιλέγονται διαφορετικές δοκοί για να μην γίνεται σπατάλη υλικού με αποτέλεσμα η εσχάρα δοκών να διαφέρει από όροφο σε όροφο όπως φαίνεται στα σχέδια των κατόψεων. Στην πρόσοψη του κτιρίου εφαρμόζεται ένα συνολικό περίβλημα θερμομονωτικών υαλοπετασμάτων. Η νότια όψη του κτιρίου προστατεύεται με ειδικό διάτρητο θερμομονωτικό τύπου E.T.F.E το οποίο παρέχει την απαιτούμενη ηλιοπροστασία λειτουργεί ως ανεμοφράκτης και συμβάλλει στην αισθητική του κτιρίου

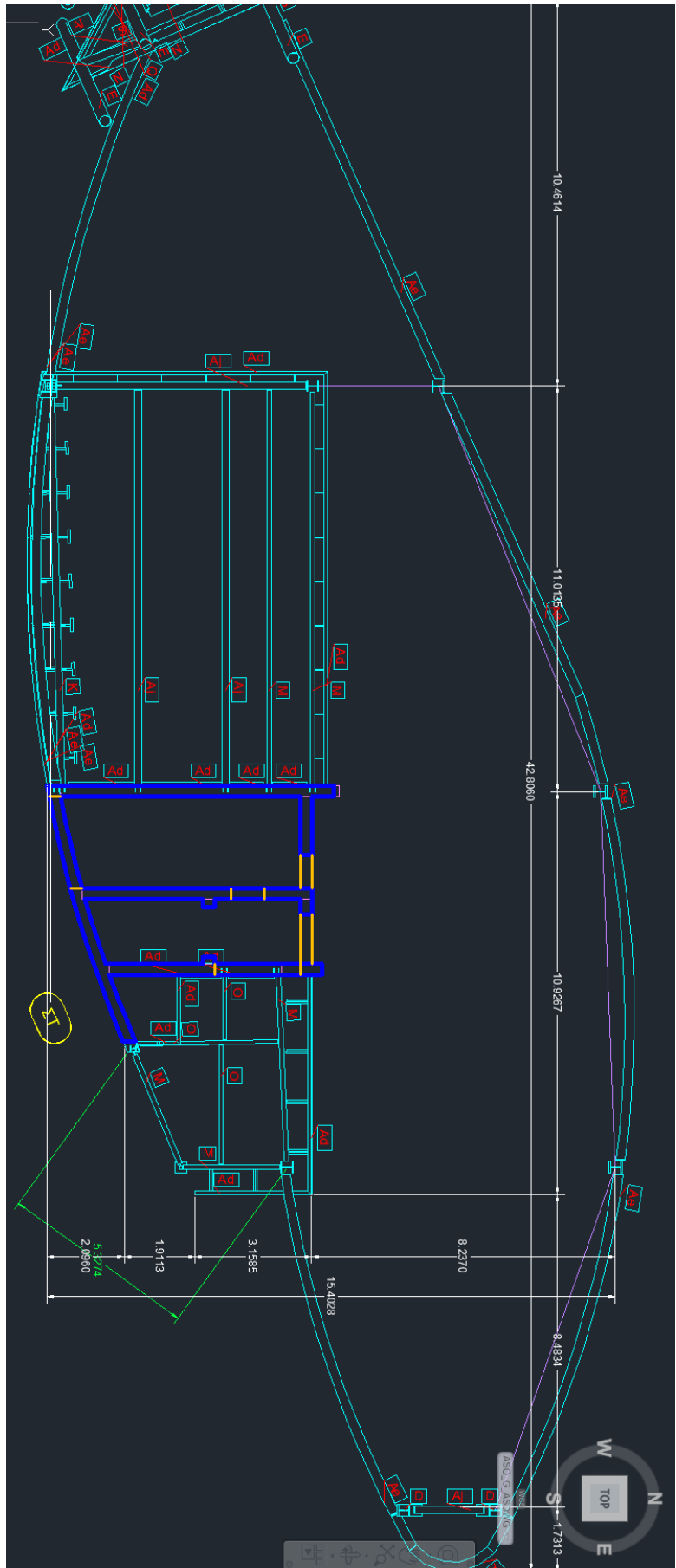
2.1.2 Χρήσεις χώρων – Περιγραφή καθ' ύψος

Το ισόγειο με ύψος ορόφου 3,45m προορίζεται να λειτουργήσει ως κατάσταση έκθεση και γι' αυτό περιλαμβάνει και έναν ημιώροφο επίσης ύψους 3,45m. Ακριβώς πάνω από τον ημιώροφο υπάρχει ο μηχανολογικός όροφος ύψους 2,85m ενώ το υπόλοιπο κτίριο λειτουργεί ως κτίριο γραφείων και περιλαμβάνει άλλους 10 ορόφους ύψους 3,45m. Επιπλέον η κατασκευή περιλαμβάνει 3 επίπεδα υπογείου ύψους επίσης 3,45m.

2.1.3 Κατόψεις ορισμένων ορόφων



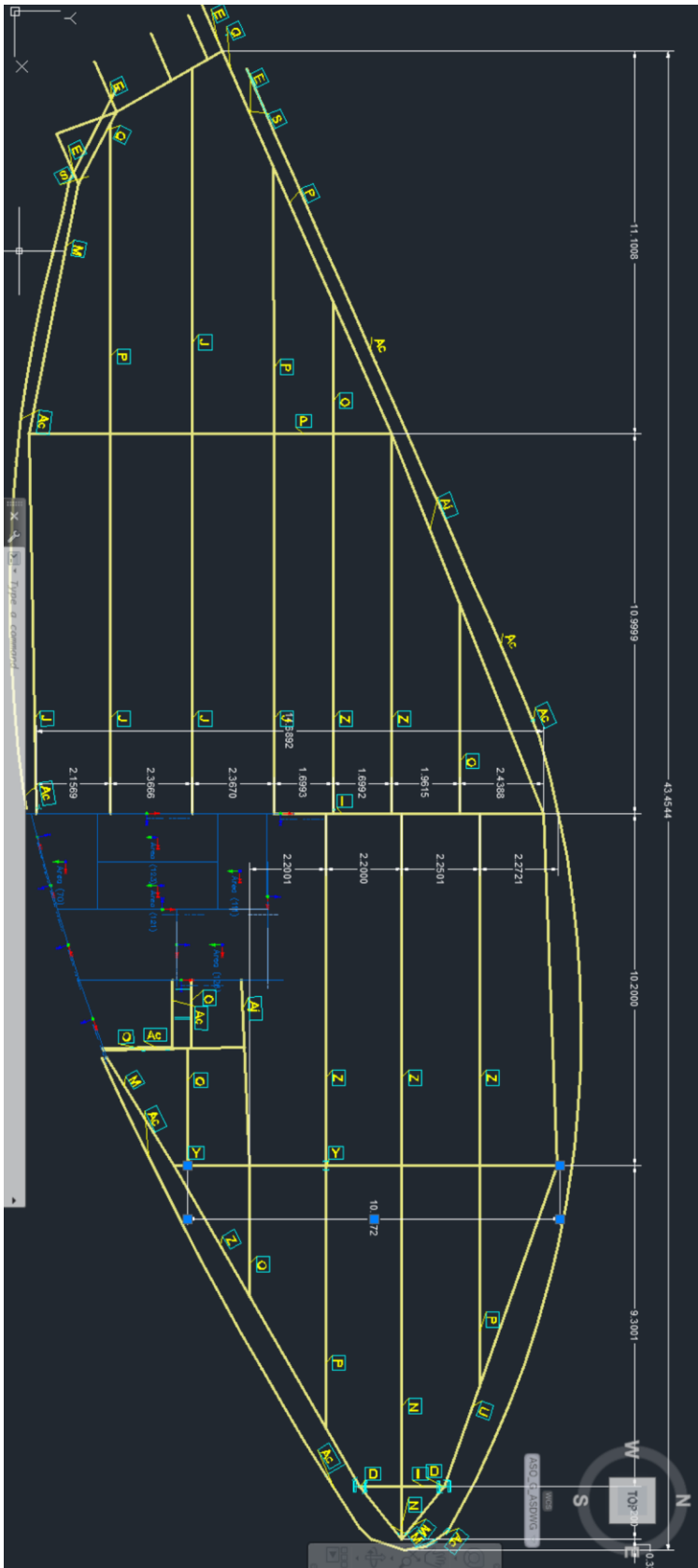
Σχήμα 2.1 Κάτοψη τρίτου υπογείου επιπέδου. Στο σχήμα σημειώνονται οι διαστάσεις του ορόφου και η δοκός που επιλέχθηκε σε κάθε τμήμα της εσχάρας.



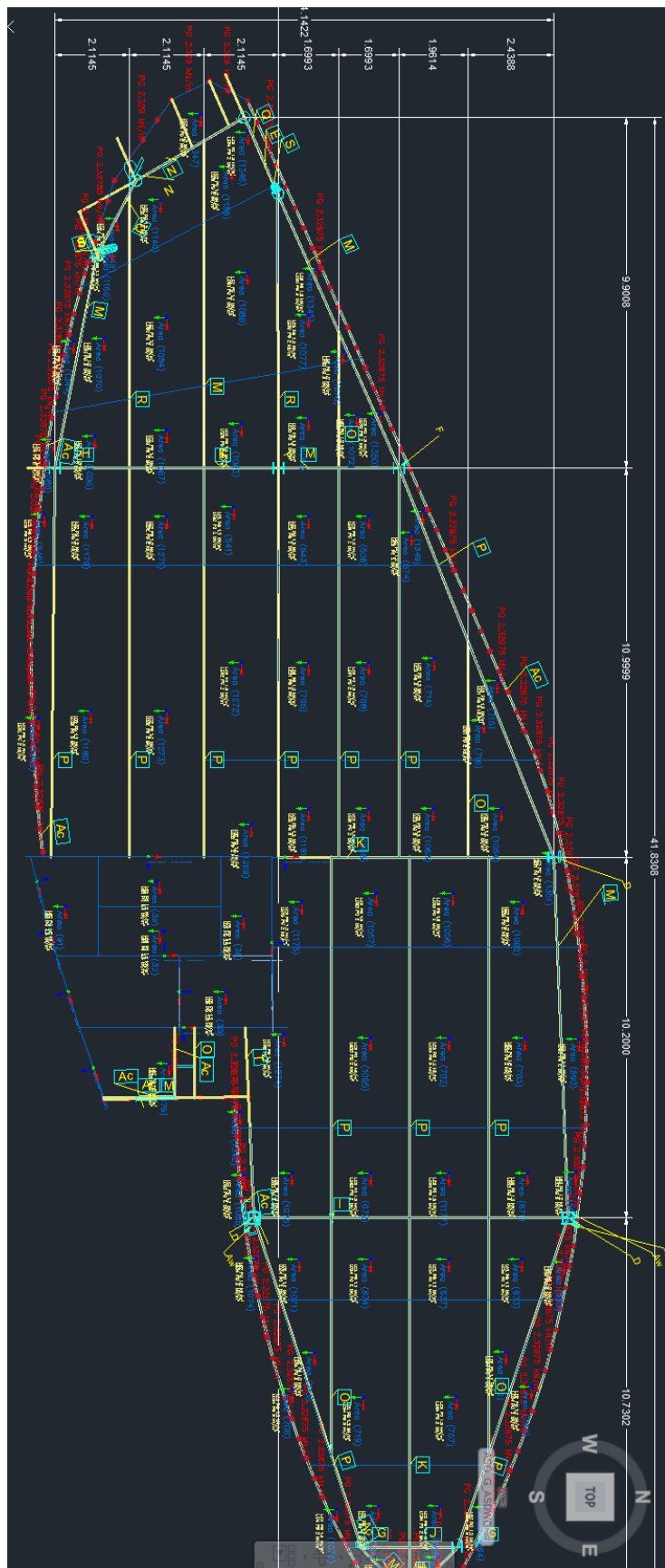
Σχήμα 2.2 Κάτοψη ημιωρόφου. Τα γράμματα τα οποία σημειώνονται στη κάθε δοκό αναφέρονται στην παρακάτω βιβλιοθήκη διατομών την οποία δημιουργήσαμε στο Sofistik:

4	Q (CHS 273 / 10 mm)
5	F(uc 305 x 305 x 137)
6	G(uc 305 x 305 x 118)
7	H(uc 305 x 305 x 97)
8	I(ub 533 x 210 x 82)
11	D(uc 305 x 305 x 198)
12	M(ub 356 x 127 x 33)
18	C(uc 305 x 305 x 283)centric
19	A(uc 305 x 305 x 240)centric
20	B(uc 305 x 305 x 158)centric
21	D(uc 305 x 305 x 198)centric
22	G_Aχ(uc 305 x 305 x 118)
24	E (CHS 323.9 / 12.5 mm)
25	Q (CHS 273 / 10 mm)
26	S(CHS 219.1 / 8 mm)
27	F_Aχ(uc 305 x 305 x 137)
28	D_Aω(uc 305 x 305 x 198)centric
29	H_Aχ(uc 305 x 305 x 97)
30	K(ub 457 x191 x 74)No/CON/eccent
31	O(ub 254*102*22)NoCONeccentric
32	I(ub 533 x 210 x 82)NoCONeccentr
33	J(ub 457 x152 x 52)NoCONeccentri
34	N(ub 533 x 210 x 92)NoCONeccen
37	Y(ub 610*229*101)NoCONeccen
38	Ai(IPE450)NoCONeccentric
39	X(ub 610*229*113)NoCONeccentr
40	P(ub 406*140*39)NoCONeccentric
41	M(ub 356x127x33)NoCONeccentric
43	L(ub 457 x191 x 67)
44	Ar(SHS 150*150*6.3)
45	U(ub 406*178*60)NoCONeccentric
46	L(ub 457 x191 x 67)NoCONeccentr
47	R(ub 305*102*28)NoCONeccentric
49	V(ub 686*254*125)NoCONeccent
50	An(ub 610x305x238)NoCONeccent
51	Z(ub 406*140*46) NoCONeccentric
52	Aj(ipe270)NoCONeccentric
53	W(ub 610x305x179)NoCONeccentric
54	T(ub 406x178x67)NoCONeccentric
55	Ac(RSA 150*100*10)NoCONeccentric
59	Ad(SHS 250*250*10)
60	Ae(SHS100x100x8)

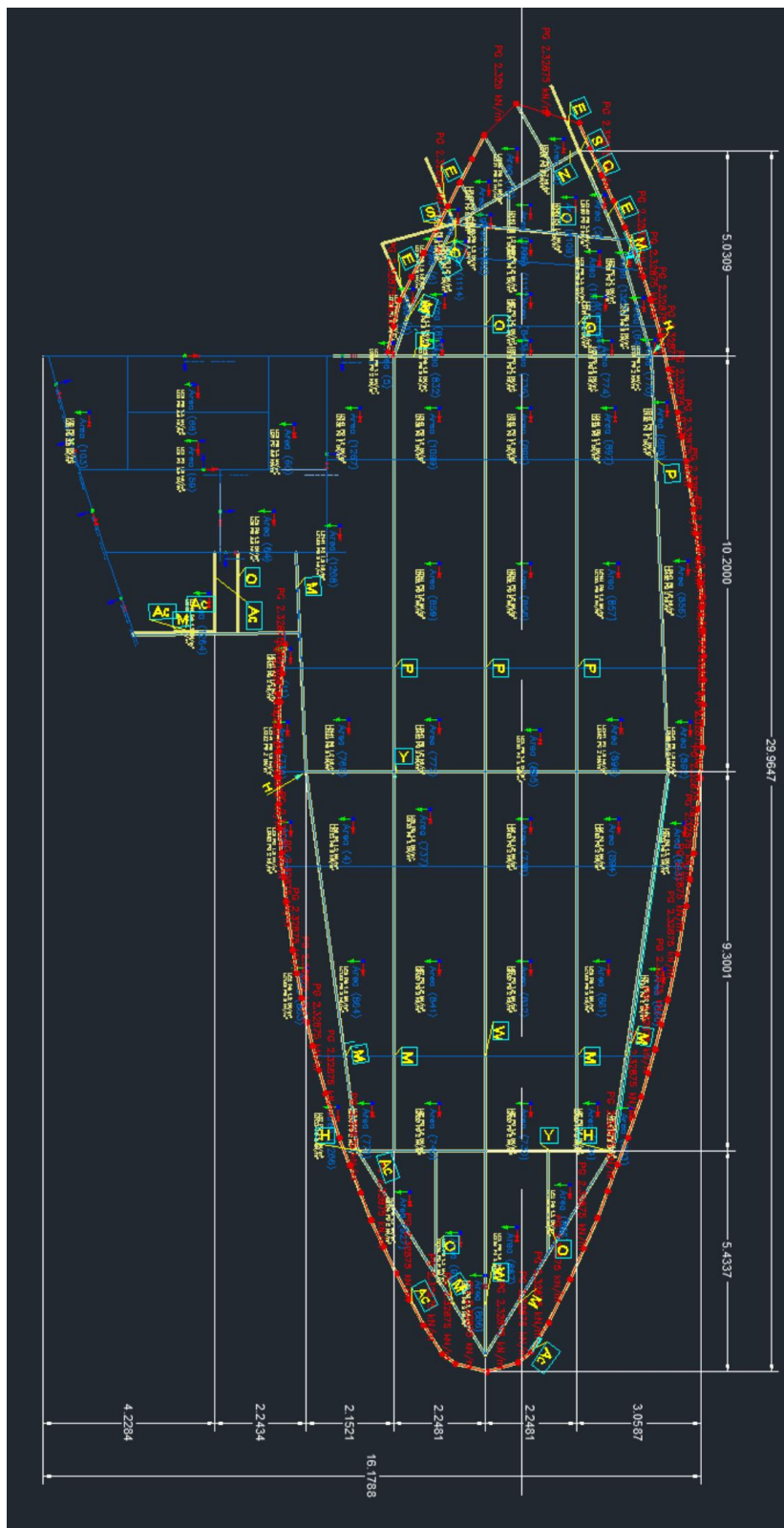
Σχήμα 2.3 Βιβλιοθήκη διατομών. Τα γράμματα τα οποία σημειώνονται στα σχέδια των κατόψεων αναφέρονται στην παραπάνω βιβλιοθήκη διατομών.



Σχήμα 2.4 Κάτοψη μηχανολογικού ορόφου. Ο πυρήνας οπλισμένου σκυροδέματος σημειώνεται πλέον μόνο με τη μέση γραμμή του πάχους του. Οι συμβολισμοί των διατομών αναφέρονται στην βιβλιοθήκη διατομών που προαναφέραμε. Η περιμετρική δοκός Ac είναι ένα γωνιακό RSA χρησιμεύει για να δώσει το τελικό ελλειπτικό σχήμα στην πλάκα.



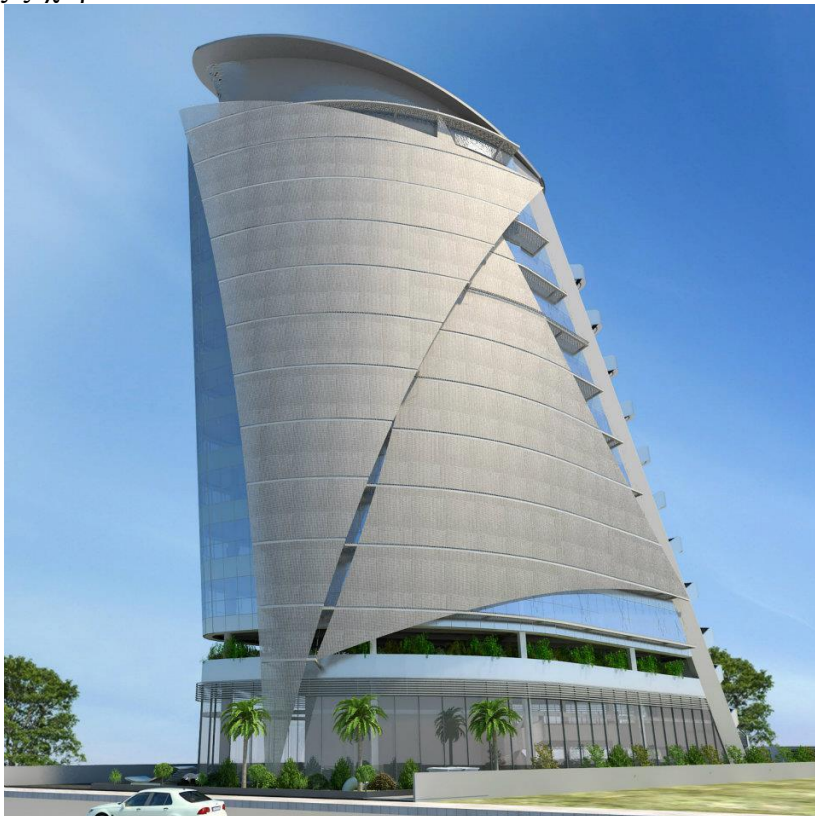
Σχήμα 2.5 Κάτοψη 1^{ου}. Σημειώνονται τα μόνιμα και κινητά φορτία. Έχει γίνει και ο χωρισμός της πλάκας σε ζώνες όπου θα θεωρηθεί μειωμένο μέτρο ελαστικότητας όπως αναφέρουμε σε επόμενο κεφάλαιο.



Σχίμα 2.6 Κάτοψη οροφής 10^{ου} ορόφου . (Οροφή κτιρίου) Το εμβαδόν της έλλειψης μειώνεται καθ' ύψος και στον τελευταίο όροφο απλά εφάπτεται στον πυρήνα Ω.Σ. της κατασκευής.

2.1.4 Όψεις του κτιρίου

Στις παρακάτω εικόνες αποτυπώνεται συνολικά η κατασκευή αλλά και ορισμένες λεπτομέρειες της ξεχωριστά.



(α)



(β)

Εικόνα 2.7 (α και β) Βόρεια όψη του κτιρίου προοπτικό (α) φάση κατασκευής (β)



Εικόνα 2.8 Νότια όψη του κτιρίου. Διακρίνεται η σύμμικτη πλάκα του μηχανολογικού ορόφου με το τραπεζοειδές μεταλλικό έλασμα, ο ημιώροφος, το τμήμα από οπλισμένο σκυρόδεμα του φέροντος οργανισμού καθώς και τα διαγώνια μέλη κυκλικής διατομής E(CHS 323.9mm/12.5mm), Q(CHS 273mm/10mm) και S(CHS 219.8mm/8mm)



Εικόνα 2.8 Λεπτομέρεια της σύμμικτης πλάκας. Το τελικό σχήμα της καμπύλης της πλάκας δημιουργείται με γωνιακά RSA(150mm x100mm x10 mm) τα οποία στηρίζονται στην εσχάρα των κυρίων δοκών.

3 Στατικός Φορέας –Υπολογιστικό μοντέλο προσομοίωσης της κατασκευής

3.1 Περιγραφή του φέροντος οργανισμού του κτιρίου

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου περιλαμβάνει σύμμικτες πλάκες (fast track) με χαλύβδινα τραπεζοειδή ελάσματα, εσχάρες κυρίων και δευτερευουσών μεταλλικών δοκών που υποστηρίζουν σε κάθε όροφο τη σύμμικτη πλάκα, μεταλλικά υποστυλώματα και τοιχία από οπλισμένο σκυρόδεμα που περιβάλλουν το ασανσέρ το κλιμακοστάσιο και στηρίζουν τις πλάκες Ω.Σ. της σκάλας.

3.2 Μεταλλικά υποστυλώματα – Τοιχία Ω.Σ.

Τα υποστυλώματα της κατασκευής είναι χαλύβδινα και δεν χρησιμοποιούνται σύμμικτα υποστυλώματα. Προσομοιώνονται με τη χρήση απλών στοιχείων δοκού beam elements και η διατομή τους διαφέρει από όροφο σε όροφο αναλόγως της αξονικής δύναμης που φέρουν. Τα τοιχώματα Ω.Σ. προσομοιώνονται, σύμφωνα με την τρέχουσα πρακτική στη χώρα μας με πεπερασμένα στοιχεία αλλά η διαστασιολόγηση και η όπλιση τους δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης της διπλωματικής εργασίας.

3.3 Εσχάρα κυρίων-δευτερευουσών δοκών.

Οι μεταλλικές δοκοί προσομοιώνονται όπως και τα υποστυλώματα με γραμμικά στοιχεία και η σύνδεση τους σε αυτά, προσομοιώνεται ως άρθρωση, στο μοντέλο του κτιρίου ενώ η κατασκευαστική της διαμόρφωση περιγράφεται στην επόμενη παράγραφο. Επίσης υποστηρίζουν την πλάκα με το τραπεζοειδές έλασμα και συνδέονται με αυτήν με ήλους οι οποίοι εξασφαλίζουν πλήρη διατμητική σύνδεση η οποία θεωρείται και στο στατικό προσομοίωμα.

3.3.1 Περιγραφή του είδους της σύνδεσης δοκών υποστυλωμάτων

Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων διακρίνονται σε:

- i) Απλές συνδέσεις τέμνουσας, οι οποίες παραλαμβάνουν μόνο δύναμη έχουν στροφική ικανότητα και λειτουργούν ως οιονεί αρθρώσεις.
- ii) Ακαμπτες συνδέσεις ροπής, οι οποίες παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές και λειτουργούν ως οιονεί πακτώσεις.
- iii) Ημιάκαμπτες συνδέσεις, οι οποίες έχουν μία ενδιάμεση συμπεριφορά μεταξύ άρθρωσης και πλήρους πάκτωσης.

Μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων στο κτίριο μας πραγματοποιούνται απλές συνδέσεις τέμνουσας (i):

Η μεταφορά της τέμνουσας γίνεται με κοχλιωτή σύνδεση του κορμού της δοκού, ο οποίος μεταφέρει στο υποστυλώμα ολόκληρη την αντίδραση της στήριξης. Η σύνδεση γίνεται μέσω ελάσματος συγκολλημένου στο υποστυλώμα.

3.3.2 Περιγραφή της σύνδεσης δευτερευουσών και κυρίων δοκών.

Οι δευτερεύουσες δοκοί συνδέονται στις κύριες με απλή σύνδεση τέμνουσας. Στην φωτογραφία 3.1 από τη φάση της κατασκευής του μελετώμενου κτιρίου φαίνονται δύο τέτοιες συνδέσεις.



Εικόνα 3.1 Απλή σύνδεση τέμνουσας



Εικόνα 3.2 Ο ίδιος τύπος σύνδεσης χρησιμοποιείται και σε άλλα σημεία της κατασκευής (σκελετός υποστήριξης των φωτοβολταϊκών της οροφής).

Οι δευτερεύουσες δοκοί βρίσκονται σε ισοσταθμία με τις κύριες. Πρόκειται για τη συνηθέστερη διάταξη, όπου δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο δοκών επί των οποίων επικάθεται η πλάκα. Με τον τρόπο αυτό τόσο οι κύριες όσο και οι δευτερεύουσες δοκοί μπορεί να έχουν σύμμικτη λειτουργία. Το συνολικό στατικό ύψος είναι ίσο με το ύψος της πλάκας συν των ύψος των κυρίων δοκών.



Εικόνα 3.3 Ισοσταθμία κυρίων και δευτερευουσών δοκών. Φωτογραφία από τη φάση της κατασκευής του κτιρίου.

3.4 Σύμμικτη πλάκα χάλυβα οπλισμένου σκυροδέματος

Η σύμμικτη πλάκα μπορεί να προσομοιωθεί είτε εσχάρα διαμηκών και εγκάρσιων συμμίκτων δοκών, είτε με πεπερασμένα στοιχεία πλάκας υποστηριζόμενα από γραμμικά στοιχεία δοκού για τις μεταλλικές δοκούς.

3.4.1 Προσομοίωμα σύμμικτης δοκού.

Σε αυτήν την περίπτωση θεωρούμε ότι η πλάκα ισοδυναμεί με ένα σύνολο παράλληλων συμμίκτων δοκών κάθε μία από τις οποίες περιλαμβάνει μία μεταλλική δοκό και το συνεργαζόμενο με αυτή πλάτος Ω .Σ. που ορίζει ο κανονισμός. Τα φορτία της επιφανείας μεταξύ των σιδηροδοκών μοιράζονται ισόποσα στις γειτονικές σύμμικτες δοκούς. Πρέπει επίσης να θέσουμε τους κατάλληλους περιορισμούς στη μετακίνηση των σημείων της πλάκας ώστε να διατηρείται η διαφραγματική λειτουργία της. Πρέπει δηλαδή να ορισθεί στο μοντέλο ότι όλοι οι κόμβοι των συμμίκτων δοκών έχουν κοινή στροφή κατά τον καθολικό άξονα z. Το μειονέκτημα όμως αυτού του μοντέλου είναι ότι δεν μπορεί να προσομοιωθεί μία πλάκα ελλειπτικού σχήματος ούτε μπορεί να ληφθεί υπ' όψιν η έμμεση υποστήριξη που δέχεται μία σύμμικτη δοκός από τις διπλανές τις εάν αυτές έχουν μικρότερο μήκος η εάν είναι διαγώνια τοποθετημένες ως προς αυτήν. Επίσης απαιτούνται πρόσθετοι υπολογισμοί για την κατανομή του επιφανειακού φορτίου στις επιμέρους δοκούς.

3.4.2 Προσομοίωση πλάκας με πεπερασμένα στοιχεία.

Η δεύτερη δυνατότητα που έχουμε είναι να προσομοιώσουμε την πλάκα με πεπερασμένα στοιχεία πλάκας και να θεωρήσουμε έκκεντρα τοποθετημένα ως προς τον κύριο άξονα της τα γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία των δοκών που την υποστηρίζουν. Σε αυτήν την περίπτωση ορίζουμε στην πλάκα ορθότροπη συμπεριφορά η οποία προκύπτει από το γεγονός ότι προς τη κύρια διεύθυνση του τραπεζοειδούς ελάσματος έχουμε μεγαλύτερη δυσκαμψία ενώ προς την άλλη διεύθυνση θεωρούμε μόνο τη δυσκαμψία το σκυροδέματος πάνω από το έλασμα. Στο Sofistik υπάρχει η δυνατότητα να ορίσουμε για κάθε διεύθυνση της πλάκας την ισοδύναμη δυσκαμψία που έχει μια λωρίδα πλάτους 1m της πλάκας, για κάθε διεύθυνση. Απλούστερα μπορούμε να ορίσουμε ένα πάχος πλάκας για την ορθότροπη συμπεριφορά προς κάθε διεύθυνση (set orthotropic thickness values TX, TY, TXY και TT) ανεξαρτήτως του πάχους που θα ληφθεί υπ' όψιν για τον υπολογισμό του ίδιου βάρους (στο παράρτημα αυτού του κεφαλαίου δίνονται οι υπολογισμοί για την εύρεση του ισοδύναμου πάχους πλάκας).

Επίσης η διατμητική σύνδεση δοκού πλάκας εξασφαλίζεται αυτομάτως αν ορίσουμε τη μεταλλική δοκό ακριβώς στην παρειά της πλάκας και μετά τη διατομή της έκκεντρα ως προς τον μέση επιφάνεια της πλάκας.

Τα αποτελέσματα αξονικής δύναμης τέμνουσας και ροπής που λαμβάνονται από το δεύτερο προσομοίωμα αναφέρονται στη σιδηροδοκό ενώ από τα πεπερασμένα στοιχεία λαμβάνουμε την τάση στην άνω και κάτω ίνα του σκυροδέματος στο μέσο αλλά και τη μέγιστη τάση.

Τέλος τα αποτελέσματα των δύο προσομοιωμάτων συγκρίθηκαν για διάφορες περιπτώσεις πλακών και διαπιστώθηκε ότι συμπίπτουν. Οι υπολογισμοί παρουσιάζονται στο κεφάλαιο των ελέγχων των δοκών.

Σύμφωνα με τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα, που περιεγράφηκαν παραπάνω για κάθε μοντέλο, επιλέχθηκε η προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία πλάκας.

3.4.3 Ερπυσμός-συρρίκνωση

Σύμφωνα με την παράγραφο 5.4.2.2 του EN1994 1-1 για τις σύμμικτες κατασκευές πρέπει να προβλεφθεί η επιρροή του ερπυσμού και της συρρίκνωσης στην κατασκευή. Πιο συγκεκριμένα οι σύμμικτες δοκοί της κατασκευής μας εντάσσεται στην παράγραφο (11). Για σύμμικτες δοκούς που δεν υπόκεινται σε σημαντική αξονική θλίψη, δεν είναι προεντεταμένες και είναι μέλη κατασκευής που δεν προορίζεται για αποθήκη μπορεί να ληφθεί υπ' όψιν η επιρροή του ερπυσμού στους υπολογισμούς αντικαθιστώντας το εμβαδόν του σκυροδέματος A_c με το $A_{eff}=A_c/n$ για τη μακροπρόθεσμη και τη βραχυπρόθεσμη φόρτιση όπου n ο λόγος $E_{cm} / E_{c,eff} = 2$.

Συνεπώς στην πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος λαμβάνεται μέτρο ελαστικότητας $0,5 \cdot 31475,8 \text{ MPa} = 15737,9 \text{ MPa}$ (για $\Omega.S. C25/30 \text{ EN1992}$)

3.4.4 Ρηγμάτωση $\Omega.S.$

Η επιρροή της ρηγμάτωσης λόγω εφελκυσμού του σκυροδέματος στα τελικά μεγέθη σχεδιασμού πρέπει να ληφθεί υπ' όψιν σύμφωνα με την παράγραφο 5.4.2.3 του EN1994(1-1). Στις περιοχές όπου η τάση της ακραίας εφελκυσόμενης ίνας του σκυροδέματος ξεπερνάει 2 φορές την f_{ctm} ή την f_{lctm} η δυσκαμψία της δοκού πρέπει να μειώνεται σε $E_a I_2$. Για τη ρηγματωμένη δυσκαμψία $E_a I_2$ το σκυρόδεμα της πλάκας βρίσκεται υπό εφελκυσμό και

θεωρείται ανενεργό. Επίσης ορίζονται περιοχές γύρω από τις ενδιάμεσες στηρίξεις όπου πρέπει να θεωρηθεί στην ανάλυση δυσκαμψία ρηγματωμένης διατομής.

Στην προσομοίωση του φορέα εμείς θεωρήσαμε στα πεπερασμένα στοιχεία της πλάκας, σε δύο ζώνες πλάτους $0,25L_e$ (L_e το αντίστοιχο άνοιγμα) εκατέρωθεν κάθε ενδιάμεσης στήριξης, μέτρο ελαστικότητας $0,25E_{cm} = 7868.95\text{MPa}$.

3.5 Ιδιομορφική ανάλυση

Ολοκληρώνουμε την περιγραφή του θεωρητικού υποβάθρου της προσομοίωσης του φορέα με την παρουσίαση της ιδιομορφικής ανάλυσης της απόκρισης της κατασκευής.

Συμπεριλαμβάνοντας την απόσβεση η διαφορική εξίσωση της κίνησης γίνεται:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = p(t)$$

και θεωρώντας ότι το διάνυσμα μετατόπισης ενός συστήματος πολλών βαθμών ελευθερίας μπορεί να αναπτυχθεί συναρτήσει ιδιομορφικών συνιστωσών

$$u(t) = \sum_{r=1}^N \phi_r q_r(t) = \Phi q(t)$$

Αντικαθιστούμε στην αρχική εξίσωση η οποία γίνεται

$$\sum_{r=1}^N m \phi_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N c \phi_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N k \phi_r q_r(t) = p(t)$$

Πολλαπλασιάζοντας κάθε όρο της εξίσωσης από αριστερά με Φ_n^T παίρνουμε

$$\sum_{r=1}^N \Phi_n^T m \phi_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \Phi_n^T c \phi_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \Phi_n^T k \phi_r q_r(t) = \Phi_n^T p(t)$$

το οποίο μπορεί να ξαναγραφτεί ως εξής:

$$M_n \ddot{q}_n(t) + \sum_{r=1}^N C_{nr} \dot{q}_r(t) + K_n q_n(t) = P_n(t) \text{ όπου είναι}$$

$M_n = \phi_n^T m \phi_n$, $K_n = \phi_n^T k \phi_n$ και $P_n = \phi_n^T p(t)$ διαγώνια λόγω της ορθογωνικότητας των ιδιομορφών

και για ένα σύστημα με κλασσική απόσβεση δηλαδή το $C = \Phi^T c \Phi$ αν είναι διαγώνιο τότε $C_{nr} = 0$ αν $n \neq r$.

Οπότε για τη ν-οστή ιδιομορφή έχουμε

$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n(t) + K_n q_n = P_n(t)$ και συνολικά N ασύζευκτες εξισώσεις και ολική μετατόπιση πολυβαθμίου $u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t)$ όπου $\phi_n q_n(t)$ η συνεισφορά της ν-οστής ιδιομορφής.

Από το φάσμα θεωρούμε μετακινήσεις σχεδιασμού

$$\{u_n\} = \{\phi_n\} \Gamma_n q S_d(T_n, \zeta_n) / \omega_n^2$$

$$\text{όπου } \Gamma_n \text{ ο συντελεστής ν-οστής ιδιομορφής } \Gamma_n = \frac{\{\phi_n\}^T M \{r\}}{\{\phi_n\}^T M \{\phi_n\}}$$

$\{r\}$ διάνυσμα διεύθυνσης σεισμικής διέγερσης.

3.6 Επαλληλία ιδιομορφών με τη μέθοδο CQC

Στο sofistic η επαλληλία των ιδιομορφών γίνεται με τη μέθοδο CQC
 Συμβολισμοί :

exA = πιθανή ακραία τιμή μεγέθους A

A_i, A_j = ιδιομορφικές τιμές μεγέθους A

μία διεύθυνση σεισμικής διέγερσης

Από τη μέθοδο CQC λαμβάνουμε $exA = \pm \sqrt{\sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} \cdot A_i \cdot A_j}$ όπου:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1+r) \cdot r^{3/2}}{10^4 \cdot (1-r^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot r \cdot (1+r)^2} \quad (\text{το } \zeta \%) \quad \text{με } \frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j}, T_i > T_j$$

Ταυτόχρονα ιδιομορφικά μεγέθη για μία διεύθυνση σεισμικής διέγερσης

$B_{,A}$ = πιθανή τιμή του μεγέθους B όταν συμβαίνει η ακραία τιμή exA του μεγέθους A

$$B_{,A} = \frac{P_{AB}}{exA} \quad \text{όπου } P_{AB} = P_{BA} = \sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} \cdot A_i \cdot B_j, \quad A_i, B_j : \text{ ιδιομορφικές τιμές των μεγεθών A}$$

και B για τη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης.

Χωρική επαλληλία

Ακραία τιμή μεγέθους A για ταυτόχρονη δράση και των τριών συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης κατά x,y,z: $exA = \pm \sqrt{(exA^x)^2 + (exA^y)^2 + (exA^z)^2}$

Ταυτόχρονα μεγέθη (για χωρική επαλληλία σεισμικών διεγέρσεων κατά x,y και z):

Πιθανή ταυτόχρονη προς την exA τιμή άλλου μεγέθους B:

$$B_{,A} = \frac{P_{AB}}{exA} \quad \text{όπου } P_{AB} = \sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} \cdot (A_i^x \cdot B_j^x + A_i^y \cdot B_j^y + A_i^z \cdot B_j^z)$$

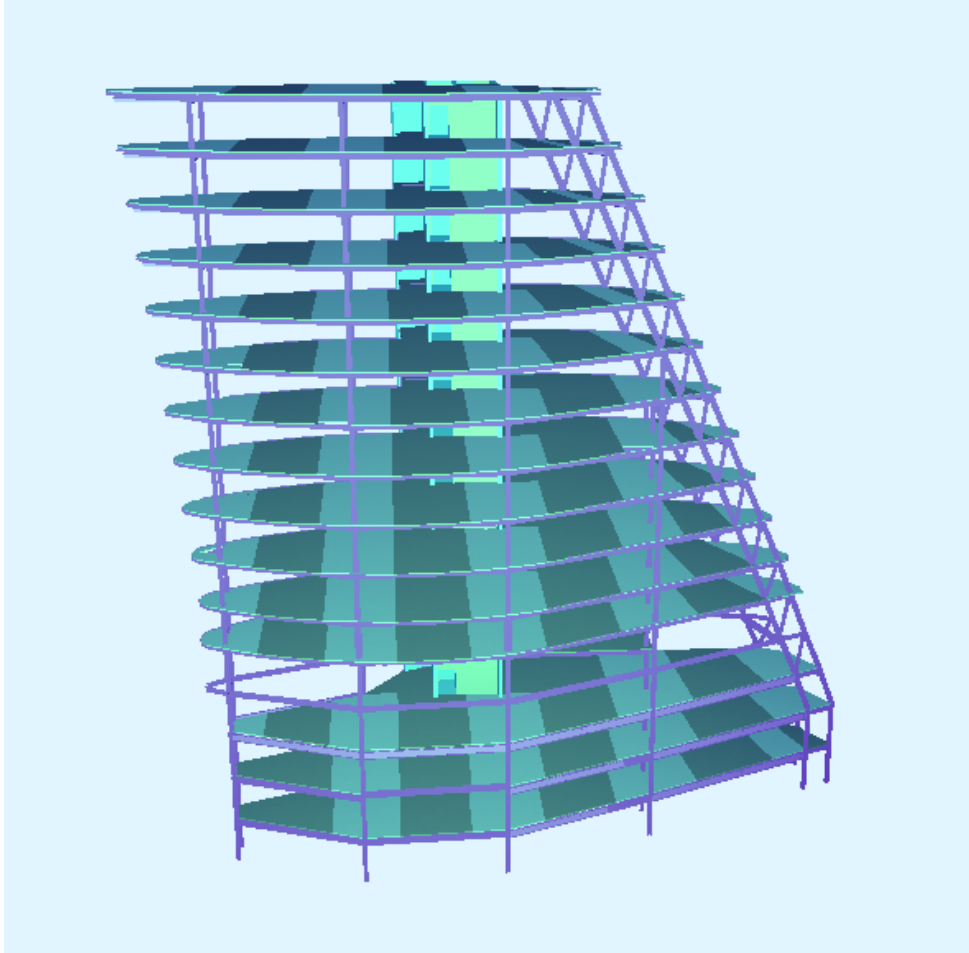
Σημείωση ισχύει $P_{AB} = P_{AB}^x + P_{AB}^y + P_{AB}^z$ με $P_{AB}^x = \sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} \cdot (A_i^x \cdot B_j^x)$,

$$P_{AB}^y = \sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} \cdot (A_i^y \cdot B_j^y) \quad \text{και} \quad P_{AB}^z = \sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} \cdot (A_i^z \cdot B_j^z)$$

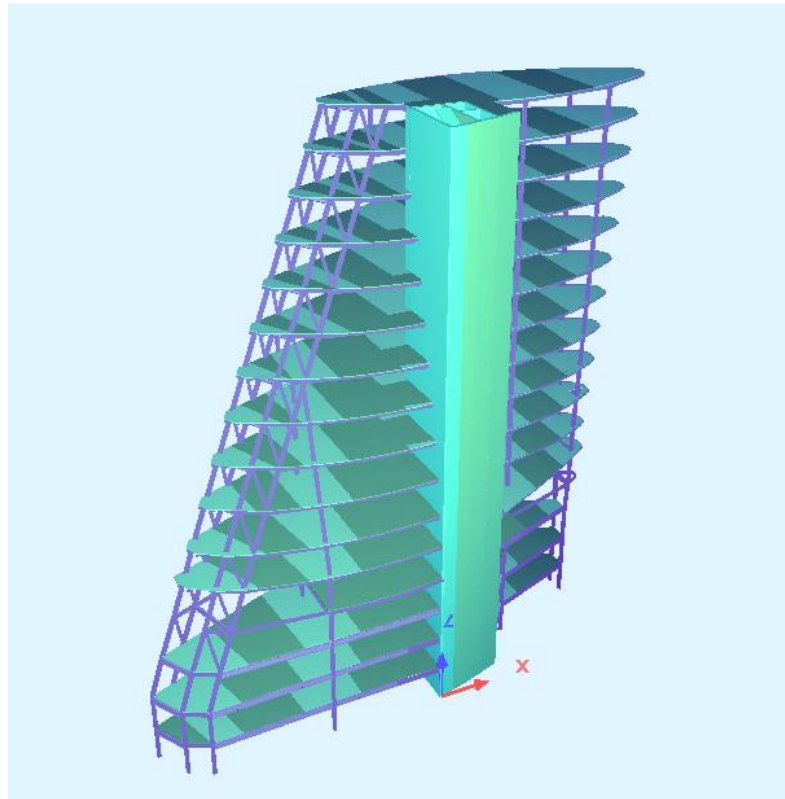
αλλά $B_{,A} \neq B_{,A}^x + B_{,A}^y + B_{,A}^z$

3.7 Τελικό προσοίωμα

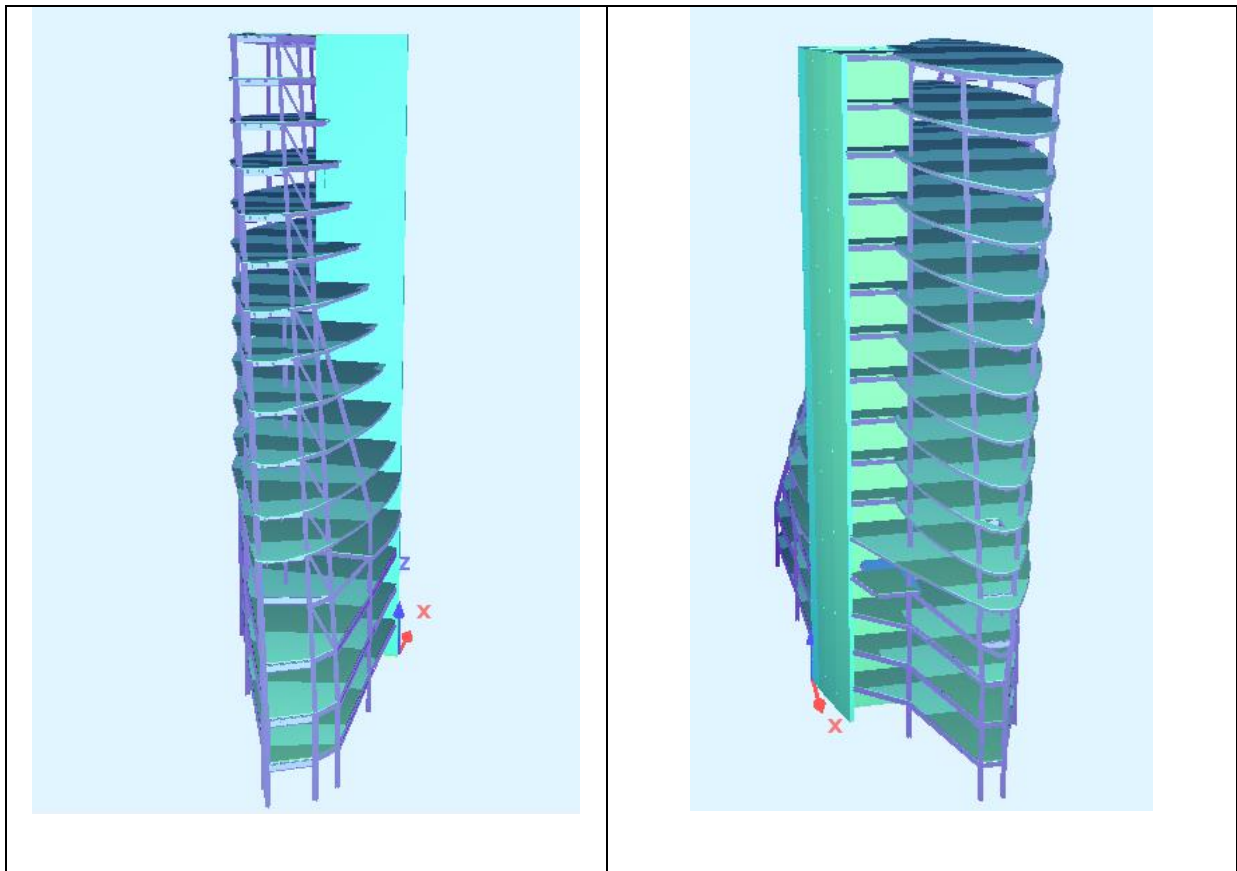
Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω δημιουργήθηκε στο sofistik το τελικό προσοίωμα



Εικόνα 3.4 Βόρεια όψη του κτιρίου



Εικόνα 3.5 νότια όψη του κτιρίου



Εικόνα 3.6 ανατολική όψη

4 Φορτία επί της κατασκευής

4.1 Μόνιμες δράσεις (G)

Στις μόνιμες δράσεις περιλαμβάνονται όλες οι δράσεις που αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους είναι αμελητέα.

Αυτές περιλαμβάνουν τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, τοίχους πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις. Περιπτώσεις όπου προβλέπονται μελλοντικές τροποποιήσεις στις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στη μελέτη.

Στην περίπτωση μας χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθες τιμές:

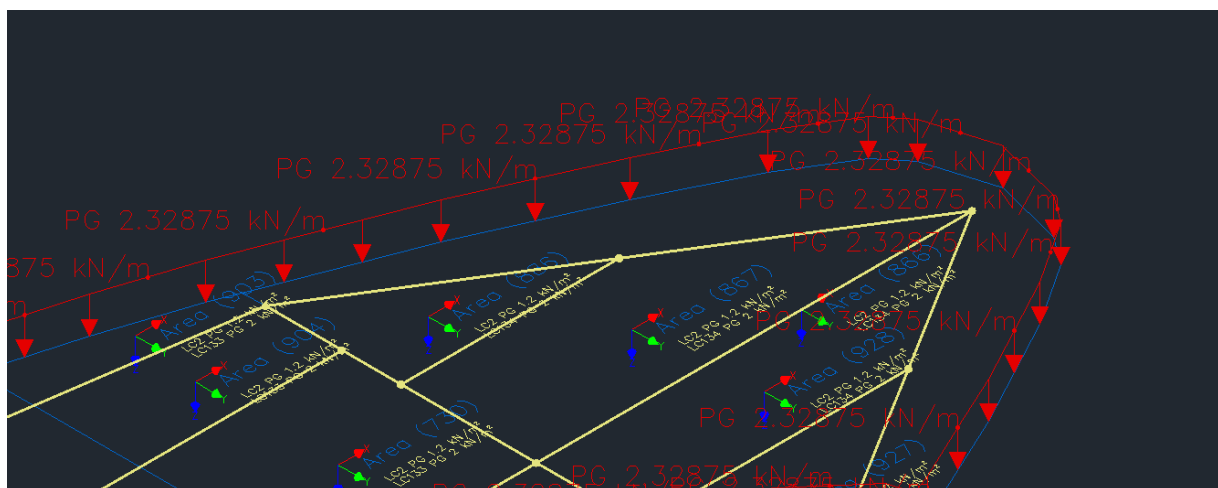
1. Ίδια βάρη: Υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης για όσα στοιχεία εισήχθησαν στο στατικό προσομοίωμα. Επισημαίνεται πως το στατικό προσομοίωμα περιλαμβάνει και τις σύμμικτες πλάκες, οι οποίες είναι απαραίτητες για τη διαφραγματική λειτουργία των ορόφων, επομένως τα φορτία από το ίδιο βάρος αυτών υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.
2. Στα πρόσθετα μόνιμα ανήκουν οι επικαλύψεις δαπέδων $0,8 \text{ kN/m}^2$
και οι ψευδοροφές, Η/Μ εγκαταστάσεις $0,40 \text{ kN/m}^2$

καθώς και το περιμετρικό φορτίο ασκούμενο στην εξωτερική παρειά της κάθε πλάκας από τους διπλούς υαλοπίνακες ($2 \times 5.5\text{mm}$) με πυκνότητα 2500kg/m^3 και από το

πλαίσιο αλουμινίου (θεωρείται 0.40 kN ανά m^2 επιφάνειας υαλοπίνακα)

οπότε συνολικά είναι για ύψος ορόφου $3,45\text{m}$.

2.32875kN/m



Εικόνα 4.1 Περιμετρικό φορτίο 2.32875kN/m από το υαλοστάσιο επί της κατασκευής

4.2 Μεταβλητές δράσεις (Q)

Περιλαμβάνουν τα επιβαλλόμενα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από ανθρώπους, έπιπλα, κινητά αντικείμενα, εμπορεύματα, μηχανήματα και οχήματα. Όπως και οι μόνιμες, οι μεταβλητές δράσεις είναι στατικές και δεν ασκούν καμία δυναμική επιρροή στην κατασκευή.

Προκειμένου να γίνει ο καθορισμός των επιβαλλόμενων φορτίων, οι επιφάνειες των κτιρίων κατατάσσονται σε κατηγορίες, αναλόγως με τη χρήση τους σύμφωνα με τον πίνακα 4.1, που δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1.

Πίνακας 4.1 : Κατηγορίες χρήσης επιφανειών κτιρίων

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υποδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνώστῆρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά. D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

Τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης φαίνονται στον Πίνακα 4.2.

Το κινητό φορτίο Q_k πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψιν ότι εφαρμόζεται μόνο του σε οποιοδήποτε σημείο του δαπέδου, δεν συνδυάζεται με άλλα φορτία και χρησιμεύει στη διενεξή τοπικών ελέγχων. Στην περίπτωση μας η κατασκευή αποτελείται από χώρους γραφείων, που σημαίνει κατηγορία επιφάνειας B, επομένως $q_k = 2kN / m$ για τα δάπεδα ενώ $q_k = 3,5kN / m$ για το κλιμακοστάσιο.

Όσον αφορά τις στέγες των κτιρίων γίνεται κατηγοριοποίηση βάση της χρήσης τους.

Στην περίπτωση μας η στέγη είναι κατηγορίας I, προσβάσιμη για χρήση σύμφωνα με την κατηγορία Β.

Πίνακας 4.2: Επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α και Κατηγορία Β		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

Πίνακας 4.3: Κατηγορίες χρήσης στέγης

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

4.3 Φορτία Ανέμου

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Θα πρέπει να δοθεί προσοχή σε πιθανές αλλαγές του σχήματος κατά τη φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική ανεμοπίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά. Ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου μπορεί γίνει με βάση τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-4, καθώς και με τα αντίστοιχα εθνικά προσαρτήματα.

Εναλλακτικές επαληθευμένες μέθοδοι, μετρήσεις επί τόπου και πειραματικά αποτελέσματα μέσα σε σήραγγες αέρα δίνουν καλύτερη προσέγγιση της κατανομής των φορτίων που δέχονται οι κατασκευές ειδικά στην περίπτωση του κτιρίου μας όπου η κατανομή των φορτίων επί ορθογώνιου παραλληλεπίπεδου κατά τον ευρωκώδικα δύσκολα εφαρμόζεται. Αντίστοιχη των πειραματικών αποτελεσμάτων είναι η προσομοίωση της ροής του αέρα υπολογιστικά (μέθοδοι CFD υπολογιστικής δυναμικής των ρευστών) που στην περίπτωση αυτή θα γίνει με το πρόγραμμα Simulation CFD.

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

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

Οι δράσεις του ανέμου επί των κατασκευών και επί των επιμέρους στοιχείων τους θα προσδιορίζονται λαμβάνοντας υπ' όψιν τόσο τις εσωτερικές όσο και τις εξωτερικές πιέσεις ανέμου ταυτόχρονα.

4.3.1 Εξωτερική πίεση

Στο Ευρωπαϊκό πρότυπο EN1991-1-4, προκειμένου να απλοποιηθεί η διαδικασία εισαγωγής των δράσεων λόγω ανέμου στις κατασκευές, οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις ή πιέσεις (κάθετες ή εφαπτομενικές) επί των εξωτερικών ή και των εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της.

Έτσι, η πίεση του ανέμου η οποία δρα καθέτως προς τις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, προκύπτει από την σχέση

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

όπου:

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

4.3.2 Εσωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, προκύπτει από τη σχέση:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

όπου:

$q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

c_{pi} είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεση

4.3.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής

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

$$q(z) = [1 + 7 \cdot I(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v^2(z) = c_e(z) \cdot q$$

όπου:

ρ : η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μία περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας (συνιστάμενη τιμή $\rho=1,25 \text{ Kg/m}^3$)

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

$c_e(z)$: συντελεστής έκθεσης και υπολογίζεται από τον τύπο

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

q_b : η βασική πίεση που δίνεται από τον τύπο

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

όπου

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

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

c_{di} : ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1)

c_{season} : ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1)

$v_{b,0}$: η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του και τη εποχή του έτους, στα 10m πάνω από την επιφάνεια του εδάφους, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (δηλαδή για έδαφος κατηγορίας II).

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ για την 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.

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από την σχέση:

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

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας.

$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1,0)

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

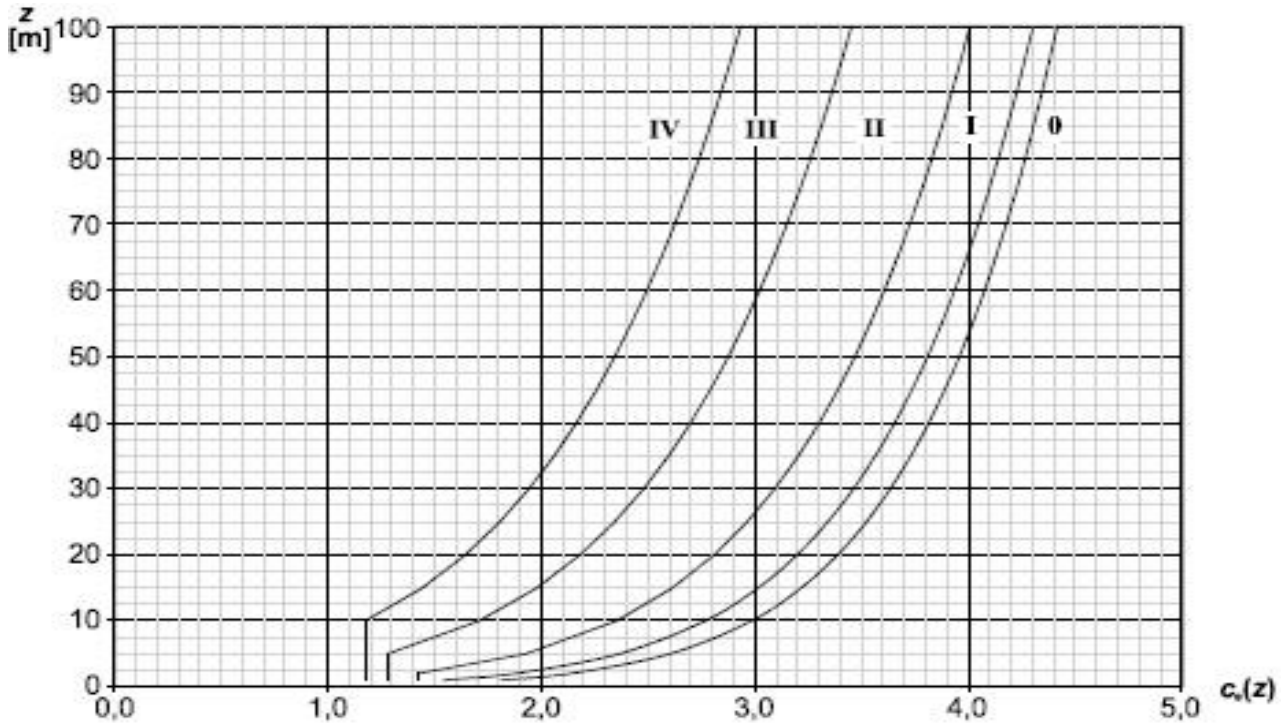
$$I_v(z) = \frac{k_i}{C_o(z) \ln(Z/Z_o)} k \text{ για } z_{\min} < z < z_{\max}$$

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

Όπου

k_i είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

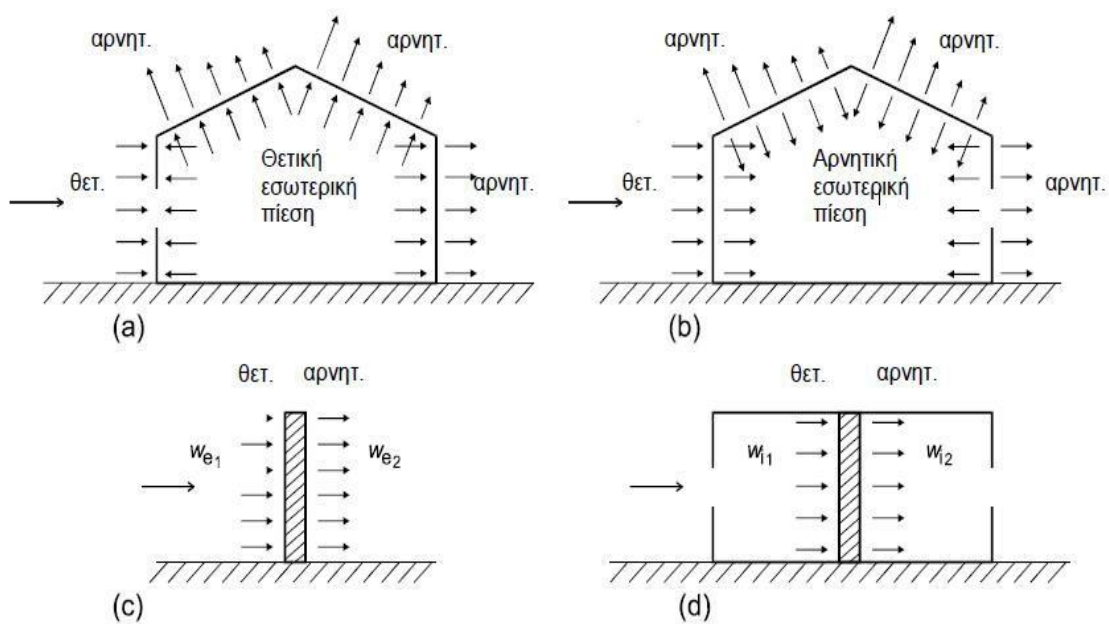
Για επίπεδο εδάφους $c_o(z) = 1$, ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ δίνεται σε διάγραμμα ως συνάρτηση του ύψους z πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους.



Σχ. 4.2 Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για $c_o=1,0$ και $k_i=1,0$

4.3.4 Τελική Πίεση

Η τελική πίεση του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση, που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Παρακάτω φαίνονται σχηματικά παραδείγματα σήμανσης της πίεσης.



Σχ. 4.3 Πίεση επί των επιφανειών

4.3.5 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
- της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου. Δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις :

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}=200\text{m}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{Z_0}\right) \quad z \leq z_{\min}$$

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{Z_0}{Z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (\text{συντελεστής εδάφους})$$

όπου:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας σε m

$z_{0,II} = 0,05$ m (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 4.4)

z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 4.4

z_{\max} πρέπει να λαμβάνεται 200m

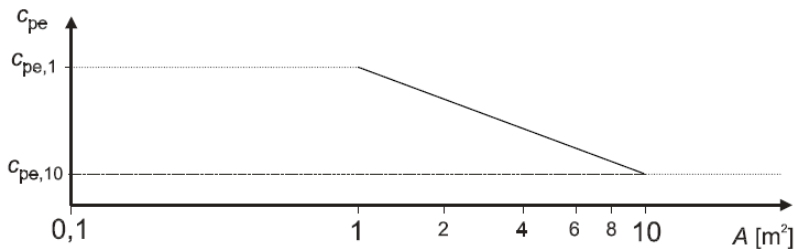
z_0, z_{\min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Προτεινόμενες τιμές δίνονται στον Πίνακα 1.2 για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

Πίνακας 4.4: 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
Οι κατηγορίες εδάφους εικονογραφούνται στο Παράρτημα Α.1.		

4.3.6 Συντελεστές πίεσης για κτίρια

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται για φορτιζόμενες επιφάνειες A του 1 m^2 και 10 m^2 στους Πίνακες, ανάλογα με τη διαμόρφωση του κτιρίου, ως $c_{pe,1}$ για τους τοπικούς συντελεστές, και $c_{pe,10}$ για τους καθολικούς συντελεστές, αντίστοιχα.



Σχήμα 4.4: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια συναρτήσει της επιφάνειας A .

Το **Σχήμα 1.11** βασίζεται στα ακόλουθα:

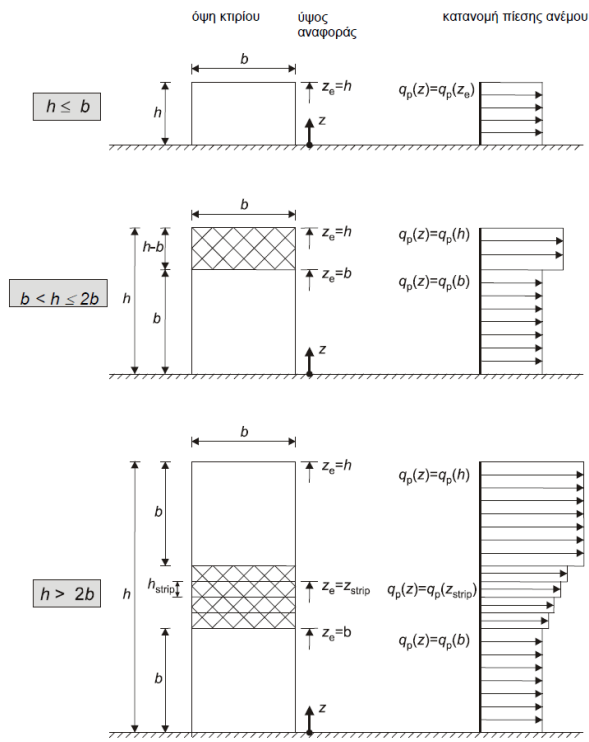
$$\text{για } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2 \quad c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A$$

4.3.7 Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

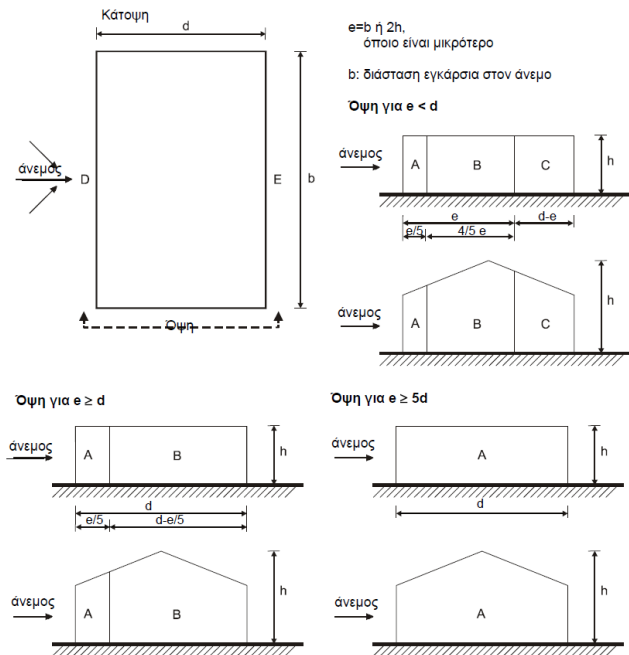
Τα ύψη αναφοράς, z_e , για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης εξαρτώνται από το λόγο h/b και είναι πάντα τα ανώτερα ύψη των διαφόρων τμημάτων των τοίχων. Δίνονται στο **Σχήμα 4.5** για τις ακόλουθες τρεις περιπτώσεις:

- Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μικρότερο από b θα πρέπει να λαμβάνεται ως ένα τμήμα.
- Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο από b , αλλά μικρότερο από $2b$, μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από δύο τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b και ένα ανώτερο τμήμα αποτελούμενο από το υπόλοιπο.
- Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο από $2b$ μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από πολλά τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b , ένα ανώτερο τμήμα εκτεινόμενο από την κορυφή και προς τα κάτω

ύψους ίσου με b , και μια μεσαία περιοχή, μεταξύ του ανώτερου και κατώτερου τμήματος, η οποία μπορεί να διαιρεθεί σε οριζόντιες λωρίδες με ύψος h_{strip} όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.5**.



Σχήμα 4.5: Ύψος αναφοράς z_e συναρτήσει των h και b και κατανομή πιέσεων



Σχήμα 4.6: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 4.5

Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

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

4.3.8 Υπολογισμοί

Για τους υπολογισμούς λαμβάνεται από τον πίνακα 1.2 για την περιοχή κατηγορίας IV όπου βρίσκεται το κτίριο $z_{min}=10m$ και $z_o=1,0m$ και επιπλέον θεωρούμε ότι βρίσκεται στα παράλια και σε απόσταση όχι μεγαλύτερη των 10km από την ακτή οπότε λαμβάνεται $v_{b,0}=33m/s$.

Βασική ταχύτητα ανέμου $v_b=c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}=1 \cdot 1 \cdot 33m/s=33m/s$

Μέση ταχύτητα $v_m(z)=c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b=0,539496 \cdot 2,25 \cdot 33m/s=40,05755m/s$

Ύψος $z=12 \cdot 3,45+2,85=44,25$
 $z_{min}=10 < z=44,25 < z_{max}=200$

$$k_r = 0,19 \cdot \left| \frac{z_o}{z_{0,II}} \right|^{0,07} = 0,19 \cdot \left| \frac{1}{0,05} \right|^{0,07} = 0,2343$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_{max}}\right) = 0,2343 \cdot \ln\left(\frac{10}{1}\right) = 0,5395$$

$$I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_o)} = \frac{1}{2,25 \cdot \ln(44,25/1)} = 0,112727$$

Πίεση αιχμής

$$q_p(z_e) = (1+7 \cdot I_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1+7 \cdot 0,112727) \cdot 0,5 \cdot 0,00125 \cdot 40,057^2 = 1,8252kN/m^2$$

Στον τελικό τύπο $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$, δεν θα αντικατασταθούν τα c_{pe} από τους πίνακες του ευρωκώδικα και για τις διάκριση των επιφανειών που αυτός ορίζει, αλλά θα ληφθούν απ'

ευθείας από το λογισμικό προσομοίωσης της ροής του αέρα γύρω από το κτίριο όπως θα γίνονταν με χρήση του τύπου :

$$F_D = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2 \cdot C_D \cdot A$$

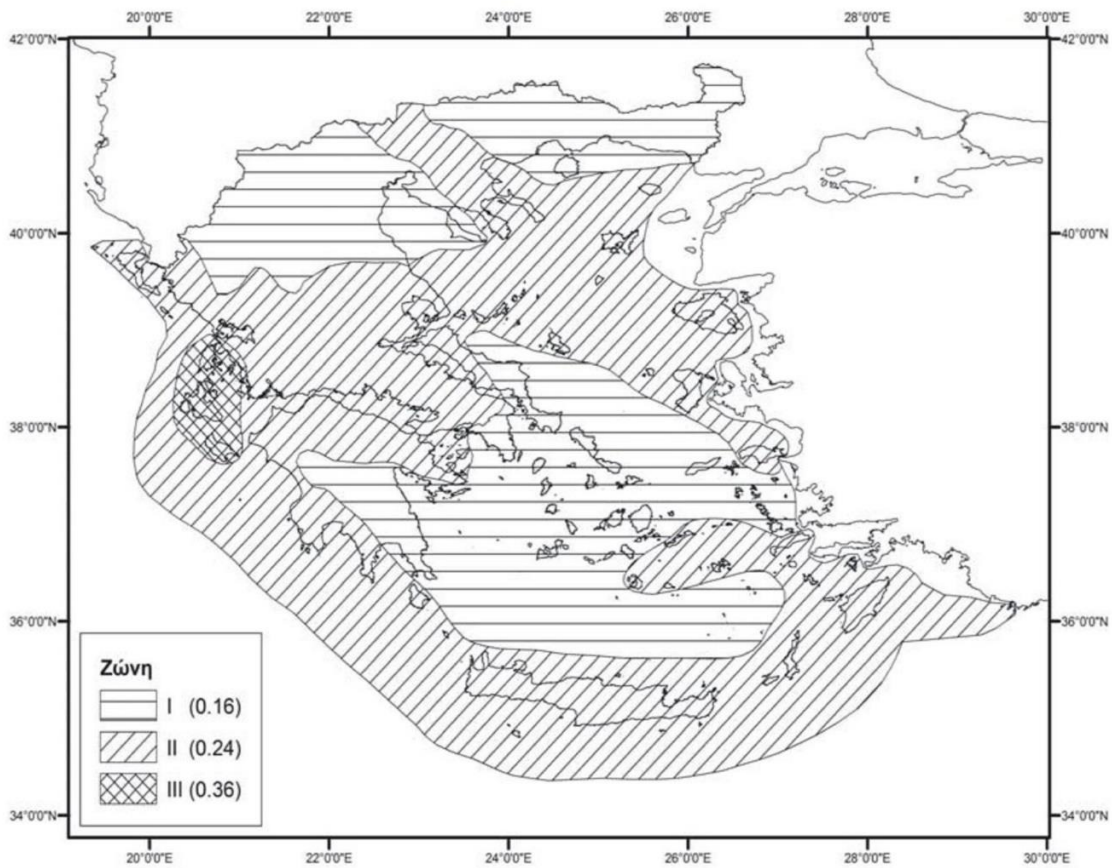
αφού το κτίριο δεν μπορεί να θεωρηθεί ορθογωνικής κάτοψης ούτε μπορεί να αναλυθεί με βάση τις υπόλοιπες κατηγορίες τυποποιημένων μοντέλων που προτείνει ο Ευρωκώδικας

Επιπλέον για το κτίριο που κλειστό από κάθε πλευρά σε σχέση με τη ροή του αέρα θεωρείται ότι η υποπίεση είναι μηδενική αφού δεν είναι δυνατή η είσοδος του ανέμου στο εσωτερικό της κατασκευής.

4.4 Σεισμικές δράσεις (E)

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις. Αυτές κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις και δε συνδυάζονται με άλλες δράσεις της ίδιας κατηγορίας.

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται βάση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού a_{gr} , που προκύπτει ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας που βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις ζώνες, οι οποίες φαίνονται στο σχήμα 4.7.



Σχήμα 4.7: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας στην Ελλάδα

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, εδάφους A (βραχώδες έδαφος), η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη, που αποτελεί τη συνήθη διάρκεια ζωής μιας κατασκευής (δηλαδή για περίοδο επαναφοράς 475 έτη). Γι' αυτή την τιμή της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_I ίσος με 1.00. Για διαφορετική τιμή της περιόδου επαναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι ίση με a_{gr} επί τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I ($a_g = \gamma_I \times a_{gr}$).

Πίνακας 4.6: Τιμές αναφοράς της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A

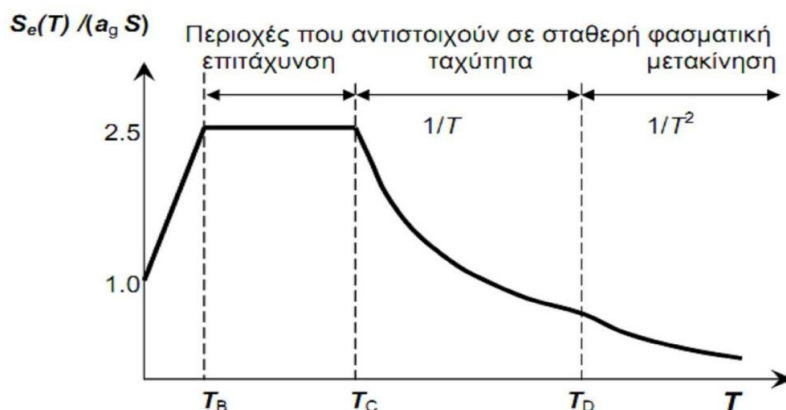
Zώνη a_{gr} / g	
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Πίνακας 4.7: Συντελεστές σπουδαιότητας γ_I

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I	0,80	1,00	1,20	1,40

Για την κατασκευή που μελετάται, θεωρήθηκε ότι βρίσκεται σε σεισμική ζώνη II (0,24g) και ανήκει σε κατηγορία σπουδαιότητας II. Έτσι, η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού προκύπτει: $a_g = a_{gr} \times \gamma_{II} = 0,24 \text{ g} \times 1,00 = 0,24 \text{ g}$

Οι σεισμικές διεγέρσεις της επιφάνειας του εδάφους ορίζονται από δύο οριζόντιες και μία κατακόρυφη συνιστώσα ανεξάρτητες μεταξύ τους και καθορίζονται με την βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που πρέπει να χρησιμοποιηθεί καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα της κάθε χώρας. Σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1. Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του EC8 δίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 4.8: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5%

Οι τιμές των περιόδων T , T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους. Θεωρήσαμε ότι το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος).

Πίνακας 4.8: Τιμές των παραμέτρων οριζόντιου ελαστικού φάσματος για τις διάφορες κατηγορίες εδάφους

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

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

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η ικανότητα του φορέα να αποδίδει ενέργεια στην πλαστική περιοχή, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του, αλλά ταυτόχρονα να αποφύγουμε την εκτέλεση μιας πλήρους ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, εφαρμόζουμε ελαστική ανάλυση βασισμένη όμως σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απερίοριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις. Για κανονικά συστήματα φορέων, θα πρέπει να λαμβάνεται με βάση τις ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς που δίδονται στον Πίνακα 3.7.

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

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

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

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

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

όπου:

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

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

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

του φάσματος

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που λαμβάνεται σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η

συνιστώμενη τιμή είναι 0,2.

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης όπου για $\zeta=5\%$, $\eta=1$ και μπορεί να

ληφθεί από την έκφραση : $\sqrt{\frac{10}{(5+\zeta)}} \geq 0,55$

όπου ζ είναι ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα, εκφρασμένος σαν ποσοστό επί τις εκατό. Εάν για ειδικούς λόγους πρέπει να χρησιμοποιηθεί λόγος ιξώδους απόσβεσης διαφορετικός από 5 %, η τιμή αυτή δίνεται στο σχετικό Μέρος του Ευρωκώδικα 8 . Στην προκειμένη περίπτωση έχει γίνει η θεώρηση $\zeta=5\%$.

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που αποδίδεται στον β για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα και για την Ελλάδα ισούται με 0,2.

4.5 Προσομοίωση της ροής του ανέμου γύρω από το κτίριο. Υπολογισμός φορτίων ανέμου επί της κατασκευής.

Τα εξωτερικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά του κτιρίου είναι τέτοια ώστε να μην μπορούν να εφαρμοσθούν τα τυποποιημένα μοντέλα που προτείνει ο Ευρωκώδικας για την εύρεση των φορτίων ανέμου. Για αυτό το λόγο χρησιμοποιήθηκε, όπως προαναφέραμε το λογισμικό προσομοίωσης Simulation CFD και σε αυτό το κεφάλαιο περιγράφονται οι υπολογισμοί. Επιπλέον στο παράρτημα του κεφαλαίου παρουσιάζεται η διαδικασία επαλήθευσης των αποτελεσμάτων του προγράμματος για απλούστερα μοντέλα.

Αρχικά ελήφθησαν από τον ευρωκώδικα οι τιμές της βασικής ταχύτητας ανέμου $v_b=33\text{m/s}$ και η μέση ταχύτητα $v_m(z)=40,05755\text{m/s}$ όπως είδαμε παραπάνω.

Για αυτές τις τιμές θεωρήθηκε το ύψος αναφοράς που ορίζει ο ευρωκώδικας $z_e=44.25\text{m}$ και δεν χωρίστηκαν ζώνες καθ' ύψος αλλά λήφθηκε μόνο η υψηλότερη (δυσμενέστερη περίπτωση).

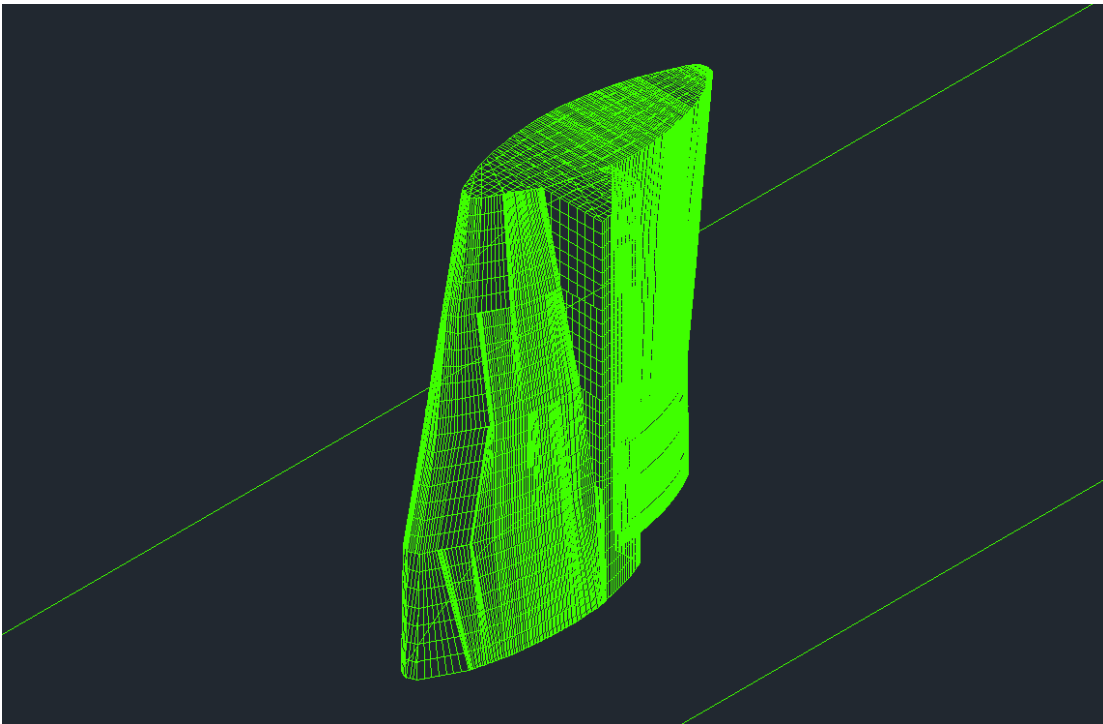
Επιπλέον λήφθηκε από τον πίνακα 4.9 μια προτεινόμενη τιμή για την ισοδύναμη τραχύτητα του γυαλιού της εξωτερικής κάλυψης του κτιρίου $k=0.0015\text{mm}$.

Πίνακας 4.9

Πιν. 2 (Πίν. 10.8.1, EC1, Μέρος 2.4) Ισοδύναμη τραχύτητα k επιφάνειας			
Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k (mm)	Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k (mm)
γυαλί	0,0015	γαλβανισμένος χάλυβας	0,2
στιλβωμένο μέταλλο	0,002	λείο σκυρόδεμα	0,2
εξαιρετική βαφή	0,006	τραχύ σκυρόδεμα	1,0
βαφή με ψεκασμό	0,02	σκωρία	2,0
γυαλιστερός χάλυβας	0,05	οπτοπλινθοδομή	3,0
χυτοσίδηρος	0,2		

Υπενθυμίζεται ότι $z_0=1.0\text{m}$.

Στη συνέχεια αποτυπώθηκε στο autocad από τις κατόψεις της κατασκευής το εξωτερικό περίβλημα του κτιρίου το οποίο φαίνεται στην εικόνα 4.9.



Εικόνα 4.9 Προοπτικό του εξωτερικού περιγράμματος της κατασκευής.

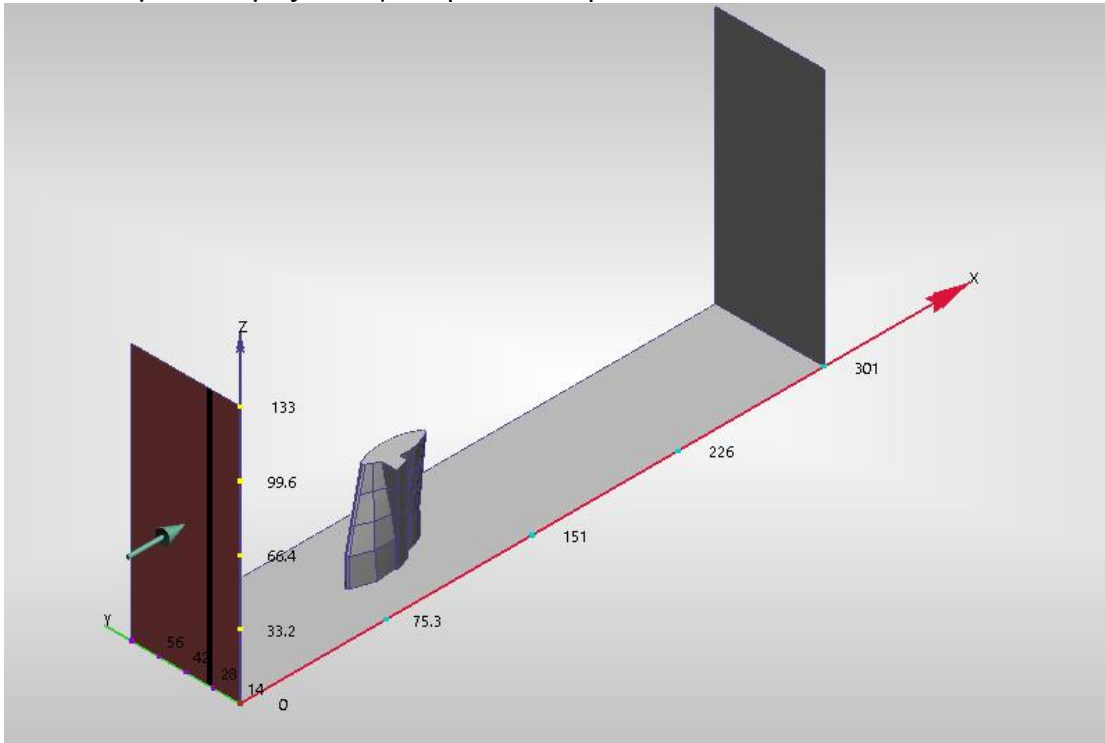
Επιπλέον ορίστηκε ο χώρος, γύρω από το κτίριο που θα περιλαμβάνεται στο μοντέλο και στον οποίο θα γίνει προσομοίωση της ροής του αέρα σύμφωνα με απλούς κανόνες : περίπου 9 φορές το μήκος του κτιρίου κατά διεύθυνση της ροής 5 φορές το πλάτος και 3,5 φορές το ύψος . Για $\theta=0^\circ$ και $\theta=180^\circ$ έχουμε 70m x 387m x 155m αντίστοιχα προς τις διαστάσεις b, d και h του κτιρίου. Για $\theta = 90^\circ$ και $\theta = -90^\circ$ 215m x 80m x 132.75 και εδώ αντίστοιχα προς τις διαστάσεις b, d και h. Αυτές οι διαστάσεις αναφέρονται στο ελάχιστο που πρέπει να ληφθεί ενώ κατά περίπτωση όπου χρειάστηκε στο τελικό μοντέλο ελήφθησαν ακόμη μεγαλύτερες.

Εκτός της τραχύτητας της εξωτερικής επιφάνειας του κτιρίου ορίστηκε και για τον αέρα η πυκνότητα και οι σταθερές που βλέπουμε στον παρακάτω πίνακα:

Properties for Air (fixed)
Environment: 101325 Pa, 8.85 Celsius (from scenario)

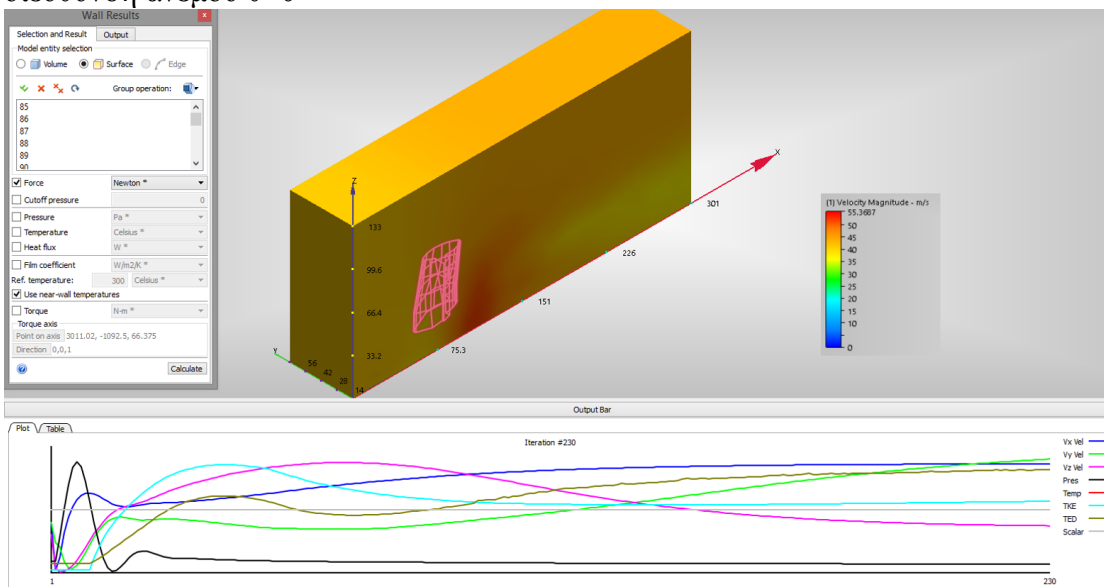
Property	Value	Units	Underlying variation
Density	1.25173	kg/m3	Equation of State
Viscosity	1.817e-05	Pa-s	Constant
Conductivity	0.02563	W/m-K	Constant
Specific heat	1004	J/kg-K	Constant
Cp/Cv	1.4	none	Constant
Emissivity	1	none	Constant
Wall roughness	0	meter	Constant
Phase	0		Vapor Pressure

Το τελικό μόντελο μας είναι για τη διεύθυνση $\theta=0^\circ$



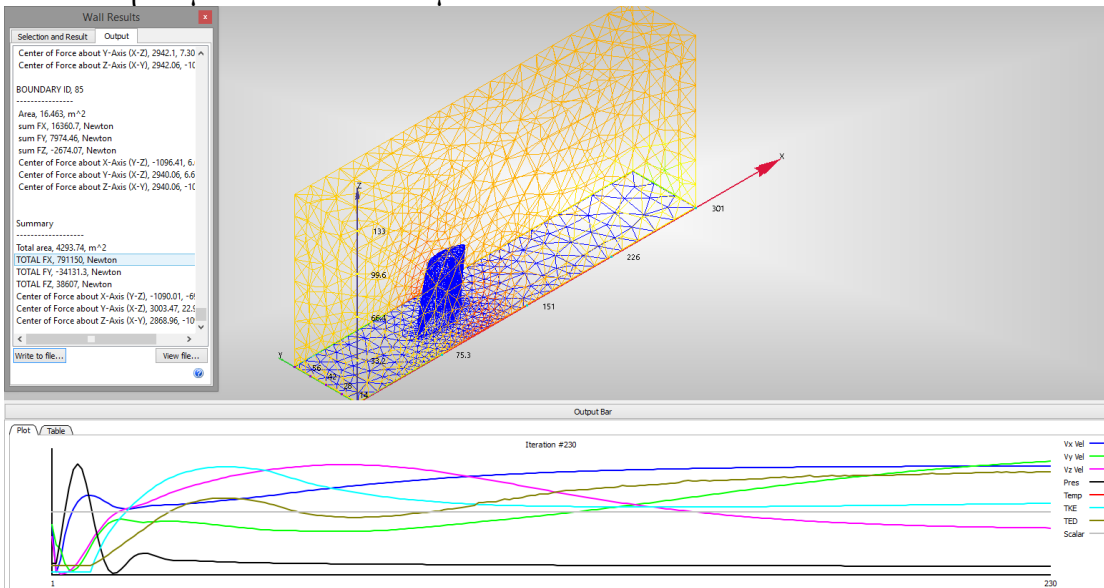
Στη συνέχεια παρουσιάζουμε τα αποτελέσματα που ελήφθησαν από την προσομοίωση για τις 4 διευθύνσεις το ανέμου. Σε διάγραμμα κάτω από κάθε εικόνα παρουσιάζεται η πορεία της λύσης και η σύγκλιση των μεγεθών στο τελικό αποτέλεσμα.

διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$



Με ροζ χρώμα σημειώνεται το εξωτερικό περίγραμμα του κτιρίου. Στις παράπλευρες και άνω επιφάνειες του παραλληλεπίπεδου η διακύμανση του χρωματισμού υποδηλώνει την ταχύτητα του ανέμου σε κάθε σημείο.

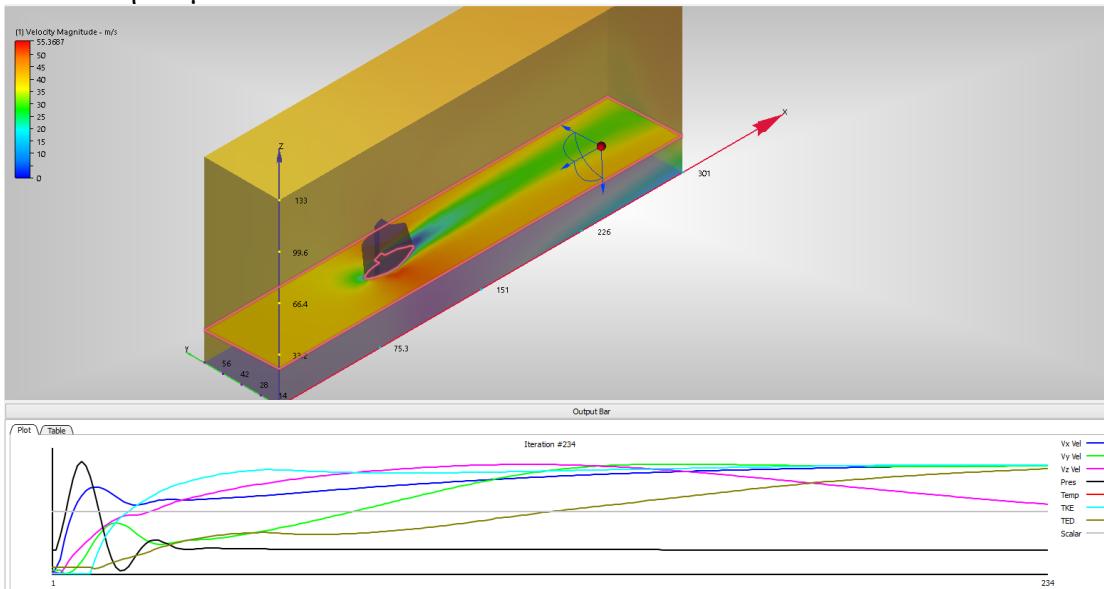
διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ αποτελέσματα



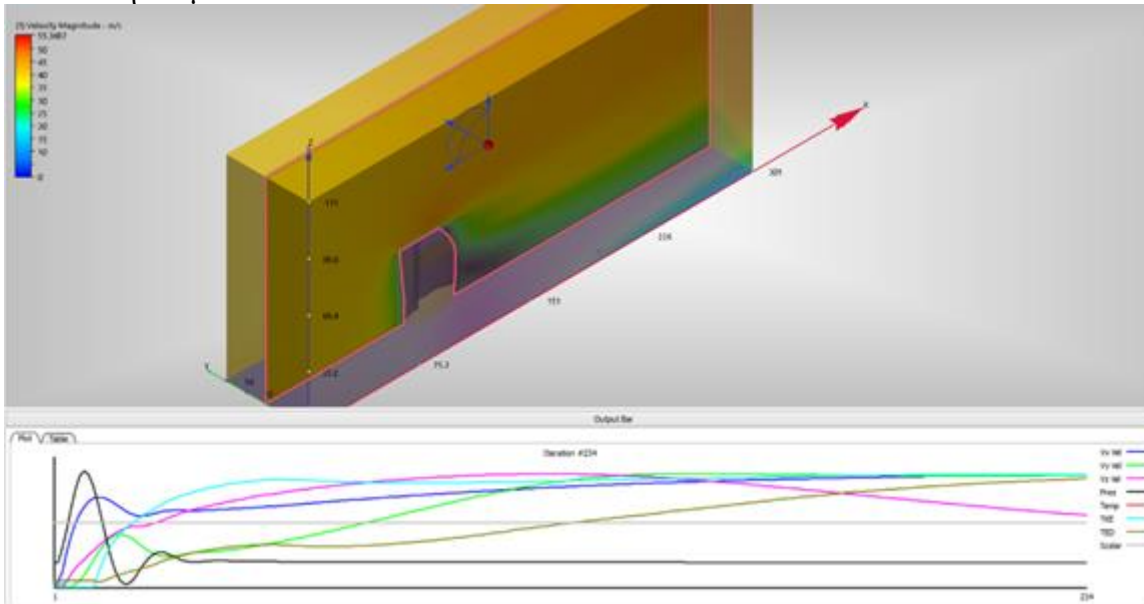
Σημειώνουμε για τα αποτελέσματα $\Sigma F_x = 791150\text{N} = 791.150\text{kN}$ δύναμη στη διεύθυνση του ανέμου.

Ομοίως έχουμε αποτελέσματα για προσομοίωση του ανέμου στη διεύθυνση $\theta=180^\circ$ (ανατολικός). Ενδιαφέρον παρουσιάζει η διακύμανση των τιμών της ταχύτητας του ανέμου στην περιοχή γύρω από το κτίριο. Δηλαδή παρατηρούμε σχεδόν μηδενικές ταχύτητες κατάντη της κατασκευής αλλά και σε μία μικρή περιοχή ανάντη (σημείο διαχωρισμού της ροής).

διεύθυνση ανέμου $\theta=180^\circ$

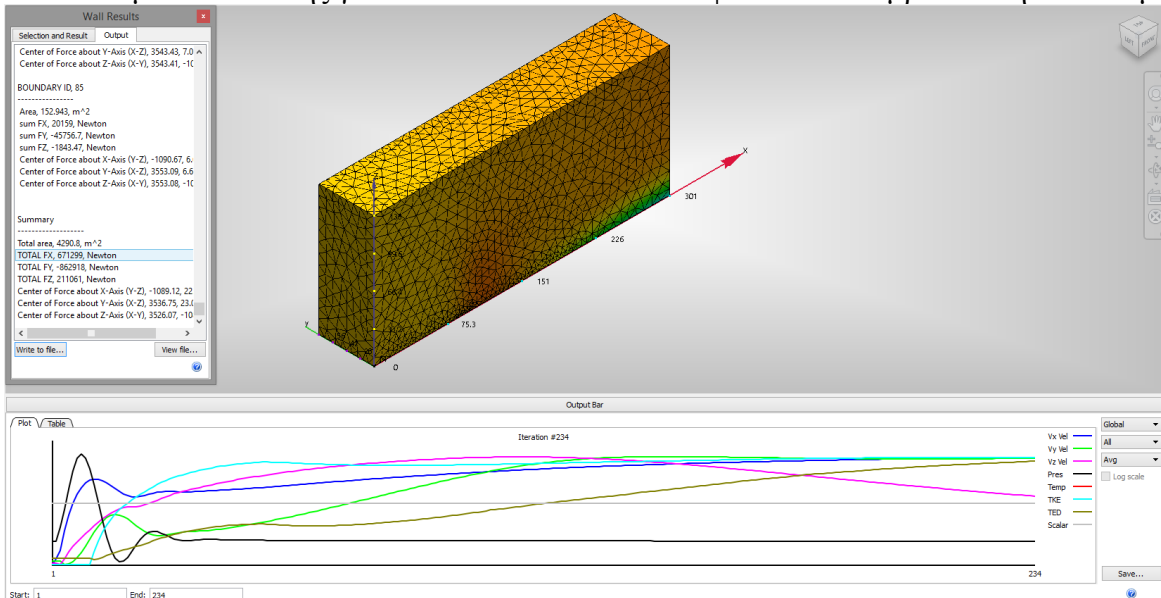


διεύθυνση ανέμου $\theta=180^\circ$



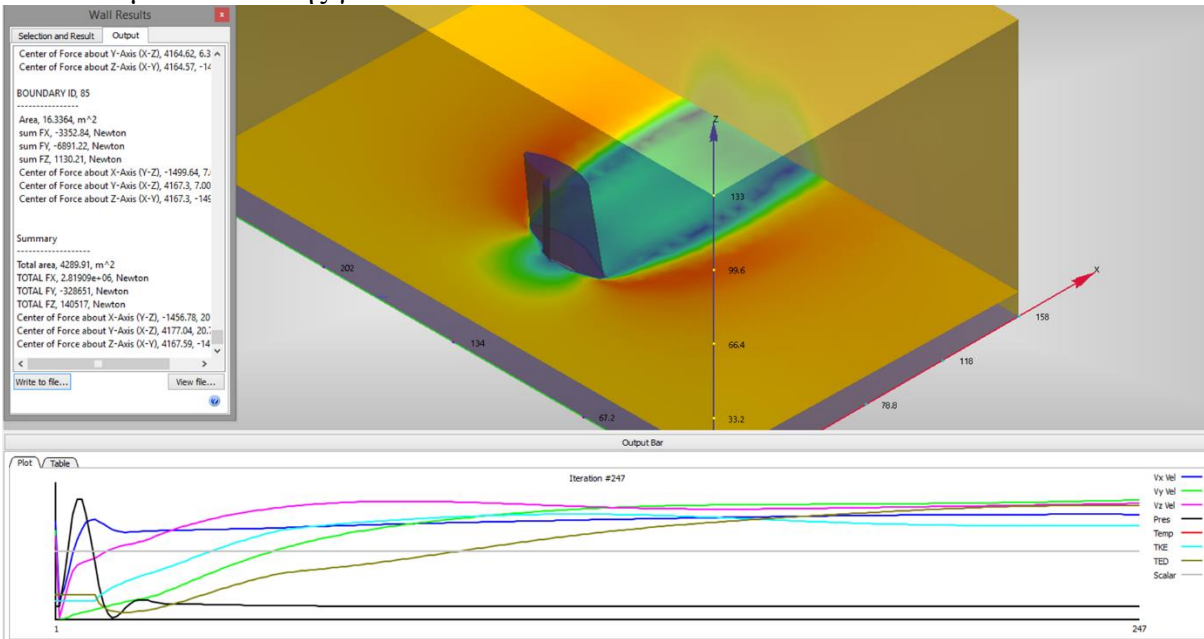
Το πεδίο των ταχυτήτων για κατακόρυφο επίπεδο που τέμνει το κτίριο.

Αποτελέσματα ανάλυσης για $\theta=180^\circ$. Δίνονται ανά επιφάνεια και λαμβάνεται η συνισταμένη



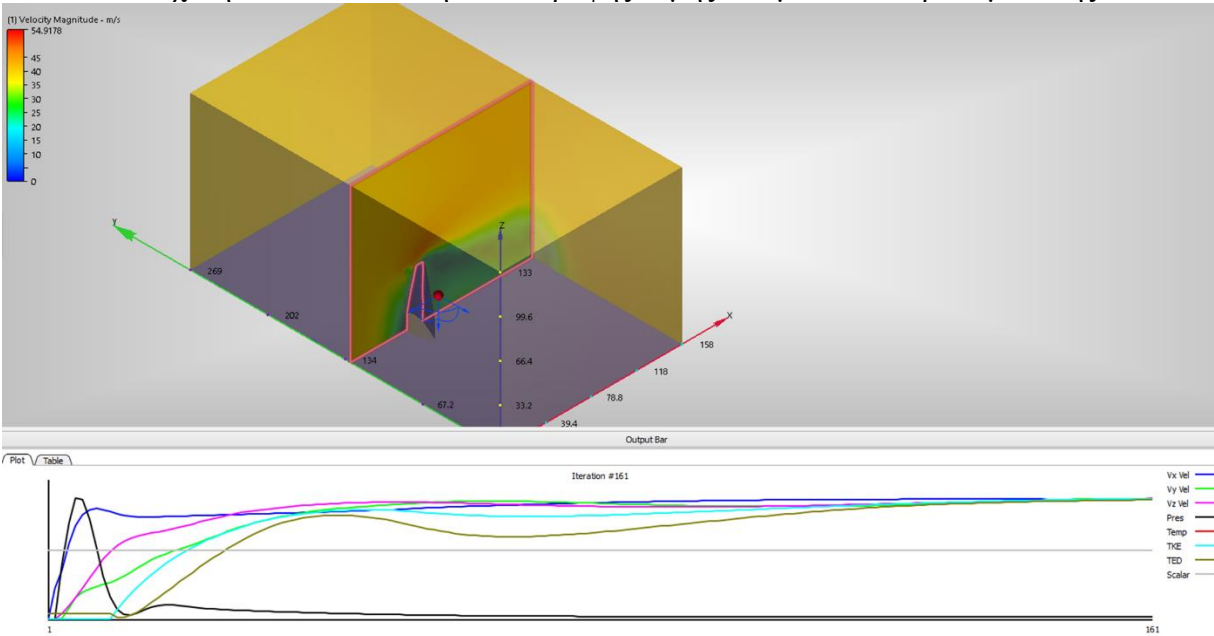
Σημειώνουμε για τα αποτελέσματα $\Sigma F_x=671299\text{N}=671,29\text{kN}$ δύναμη στη διεύθυνση του ανέμου.

Αποτελέσματα ανάλυσης για $\theta=90^\circ$.

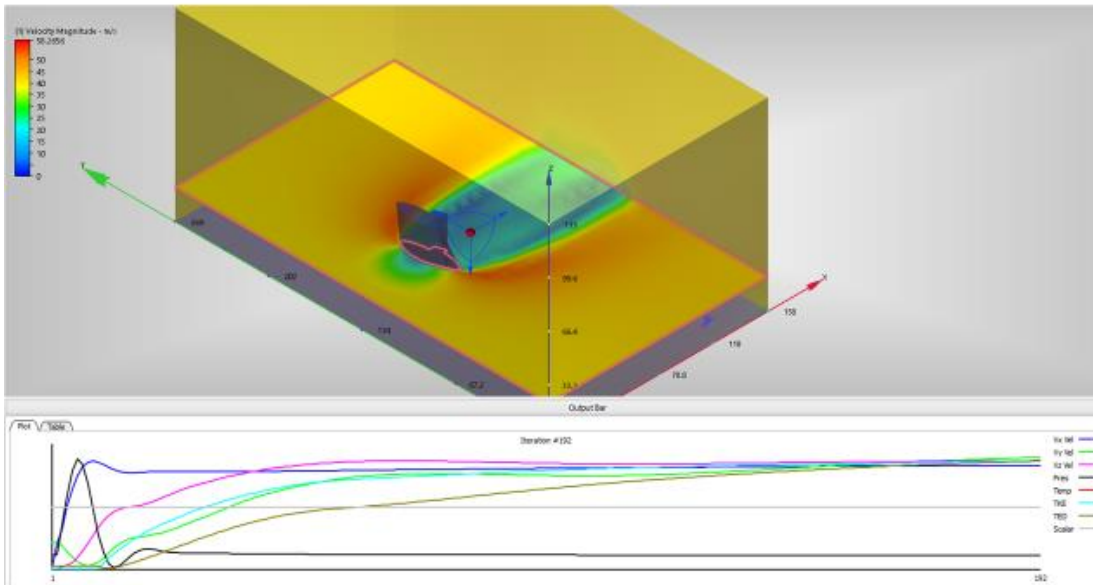


Σημειώνουμε για τα αποτελέσματα $\Sigma F_x=2819\text{kN}$ δύναμη στη διεύθυνση του ανέμου.

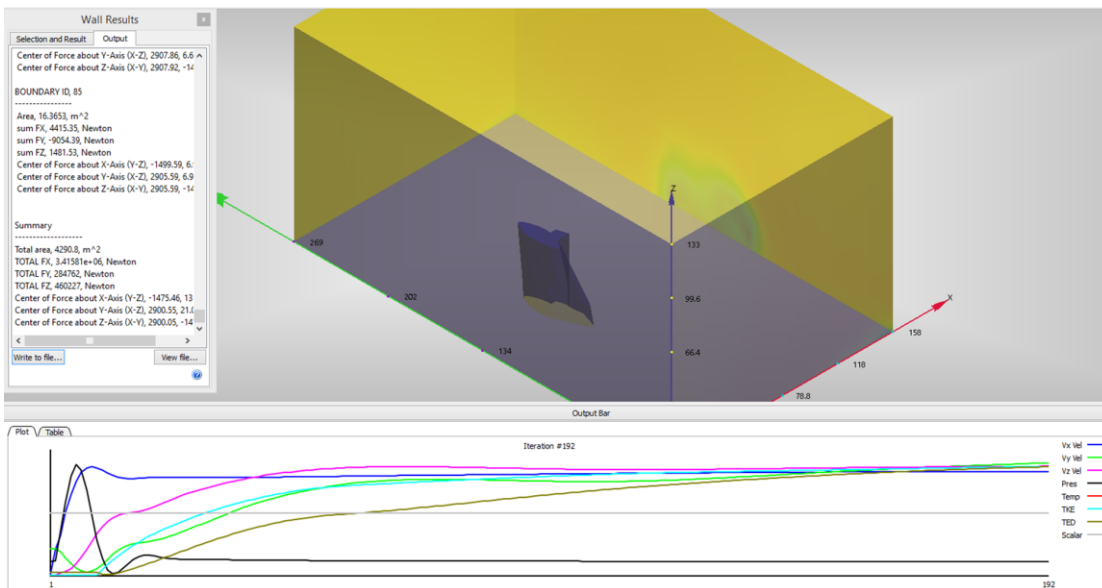
Πεδίο των ταχυτήτων- Απεικόνιση κατακόρυφης τομής του μοντέλου προσομοίωσης $\theta=90^\circ$



Στη συνέχεια υπολογίζουμε τις φόρτιση από τον άνεμο και για $\theta=-90^\circ$



Απεικόνιση του πεδίου των ταχυτήτων. $\theta=-90^\circ$

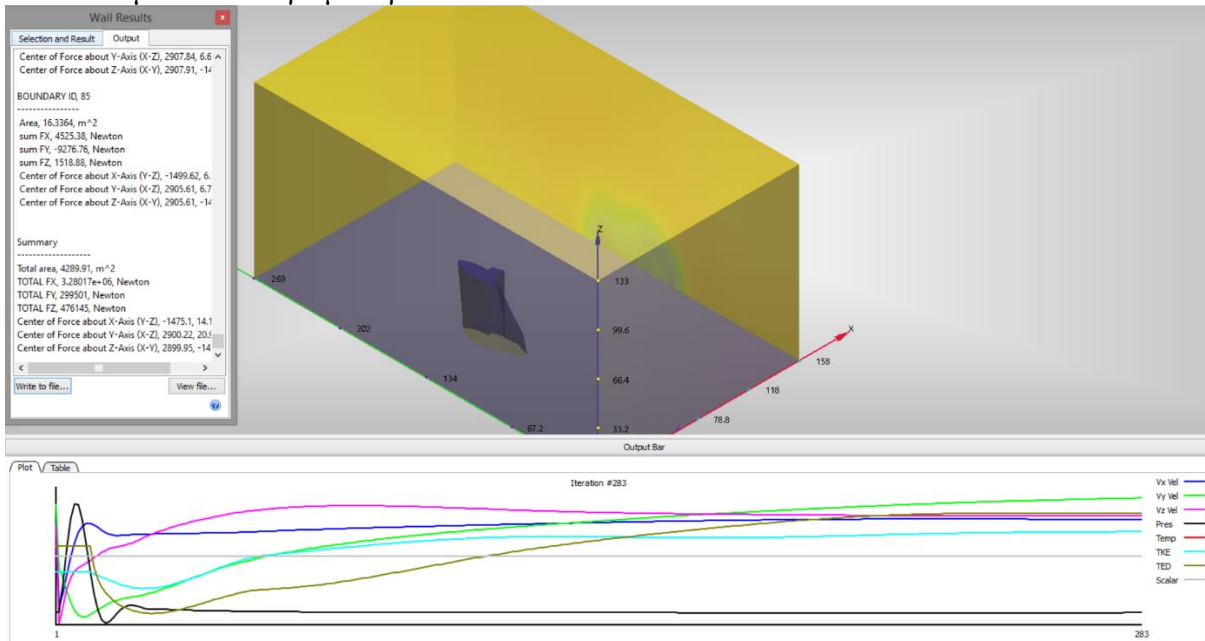


Αποτελέσματα φόρτισης $\Sigma F_x=3415.81\text{kN}$ για $\theta=-90^\circ$

Έχει πολλή μεγάλη σημασία, στο σημείο αυτό, να ελέγξουμε αν το δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων είναι αρκετά πυκνό ώστε τα αποτελέσματα της προσομοίωσης. Για τον λόγο αυτό θα πυκνώσουμε το υπάρχον δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων κατά 30% ανά μήκος και θα εξετάσουμε αν η υπολογιζόμενη δύναμη για το νέο μοντέλο διαφέρει από τη συνισταμένη του προηγούμενου μοντέλου κατά 5% η λιγότερο.

Προσαρμόζοντας το μοντέλο και εκτελώντας την ανάλυση λαμβάνουμε :

Αποτελέσματα υπολογισμών για $\theta=-90$



Όπως βλέπουμε από την επίλυση προκύπτει $\Sigma F_x=3280.17\text{kN}$

Επιπλέον για το προηγούμενο βήμα της ανάλυσης είχαμε λάβει $\Sigma F_x=3415.0\text{kN}$

Ισχύει ότι $0,95(3415)=3244\text{kN} \leq 3415\text{kN}$ οπότε η προσομοίωση του φαινομένου έχει γίνει με την απαιτούμενη ακρίβεια.

Από τις διαφορετικές επιλύσεις λαμβάνουμε μέγιστη τιμή της δύναμης του ανέμου 3415kN .

Από την επίλυση του μοντέλου του sofistik για κατακόρυφα φορτία μόνο για τα ίδια βάρη του φορέα και χωρίς τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά λαμβάνουμε συνολική κατακόρυφη δύναμη από τις αντιδράσεις 30937 kN . Οπότε η συνολική μάζα των στοιχείων του φερόντος οργανισμού είναι $3093,7\text{ t}$ από το φάσμα του ευρωκώδικα λάβαμε υπ' όψιν επιτάχυνση

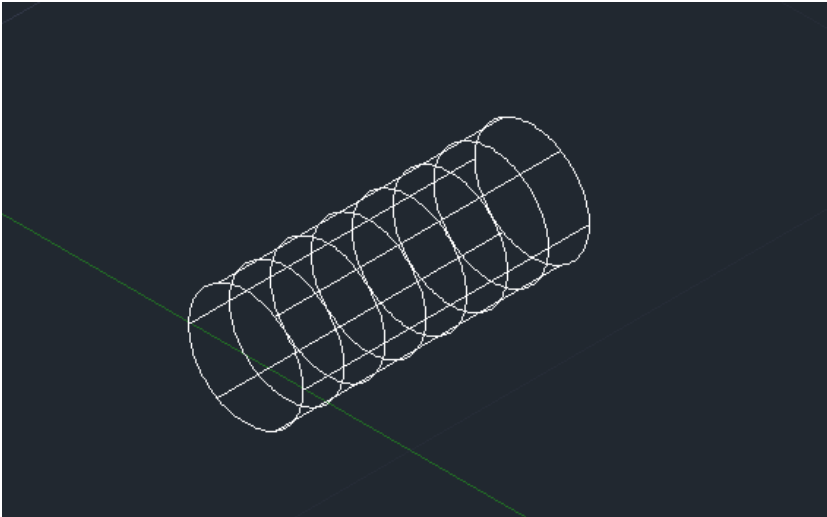
$$2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \frac{T_c}{T_i} = 2,5 \cdot 0,24 \cdot g \cdot 1,20 \sqrt{\frac{10}{5+\zeta}} \frac{0,5}{0,78} \text{ δηλαδή } 0,4865g \text{ και δύναμη } 15052\text{kN} \text{ για την } 1^{\text{η}}$$

ιδιομορφή που έχει ιδιοπερίοδο 0.78sec και έχει κύρια διεύθυνση τον y άξονα της κατασκευής(Βοράς Νότος).

Οπότε η επίδραση του ανέμου $3415\text{kN} \ll 15052\text{kN}$ μπορεί να αμεληθεί.

4.6 Εύρεση φορτίων ανέμου επί της κατασκευής. Αποτελέσματα προσομοίωσης της επίδρασης του ανέμου στην κατασκευή. Υπολογισμοί. Έλεγχοι μοντέλου προσομοίωσης.

Για τον έλεγχο της μεθόδου προσομοίωσης θεωρήθηκε τμήμα κατασκευαστικού στοιχείου διατομής κανονικού εξαγώνου και μήκους 5m εγγεγραμμένο σε κύκλο διαμέτρου $b=2m$.



Για το τμήμα αυτό υπολογίστηκε η δύναμη του ανέμου από τον τύπο του ευρωκώδικα:

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

όπου:

$q_p(z_e)$: είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

$c_s c_d$: ο δυναμικός συντελεστής που εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής το ύψος της και το πλάτος της και μπορεί να ληφθεί ίσος με 1 για το συγκεκριμένο παράδειγμα.

A_{ref} : η επιφάνεια αναφοράς λαμβάνεται από τη σχέση $A_{ref} = l \cdot b$

$l = 1m$: το μήκος του πρίσματος κυκλικής διατομής

b : η διάμετρος του περιγεγραμμένου κύκλου

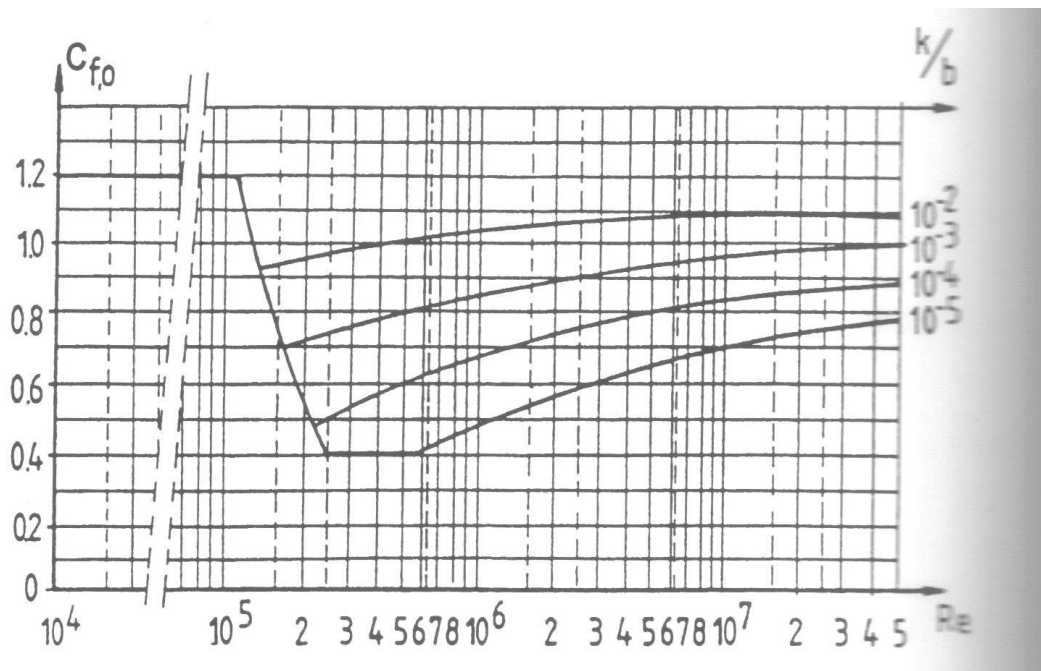
c_f : ο συντελεστής δύναμης για κατασκευαστικά στοιχεία διατομής κυκλικής προσδιορίζεται από τον τύπο:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda$$

όπου :

ψ_λ ο συντελεστής επίδρασης των άκρων λαμβάνεται ίσος με 1 διότι το πρίσμα που προσομοιώθηκε δεν έχει ελεύθερα άκρα αλλά ορίστηκαν κατάλληλες συνοριακές συνθήκες για να γίνει ανάλυση απειρομήκους πρίσματος.

$c_{f,0}$ είναι ο συντελεστής δύναμης για κατασκευαστικά στοιχεία κυκλικής διατομής χωρίς ροή ελευθέρων άκρων λήφθηκε 0,62 από το παρακάτω σχήμα



Συντελεστές δύναμης $c_{f,0}$ κυκλικών κυλίνδρων συναρτήσει του αριθμού Re για διάφορες τιμές της ισοδύναμης ττραχύτητας k/b και για $\lambda=\infty$

Λήφθηκε $Re = \frac{b \cdot v_m(z)}{v} = \frac{2 \cdot 29.7}{15 \cdot 10^{-6}} = 4 \cdot 10^6$ και για τα τοιχώματα του κατασκευαστικού στοιχείου

που θεωρήθηκε ότι είναι από γαλβανισμένο χάλυβα από τον πίνακα 4.9 $k=0,2\text{mm}$ οπότε $k/b=0,00002/2=10^{-5}$ και επιπλέον λήφθηκε $c_d=1.18$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής λαμβάνεται από τους τύπους που δόθηκαν σε προηγούμενη παράγραφο:

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

Υπολογιστικά προσομοιώθηκε ένα τμήμα μόνο του κατασκευαστικού στοιχείου με θεώρηση στα άκρα του συνοριακών συνθηκών και δεν ορίστηκε έδραση αυτού επί εδάφους, με συγκεκριμένα χαρακτηριστικά, για να ελεγχθεί ότι η επίδραση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών του μοντέλου στη δύναμη που αυτό δέχεται υπολογίζεται σωστά από το πρόγραμμα.

Συνεπώς δεν έχει ιδιαίτερη σημασία να ορίσουμε κάποια απόσταση του εξεταζόμενου τμήματος από το έδαφος στον τύπο της μέσης ταχύτητας, αλλά για μία συγκεκριμένη ταχύτητα ανέμου που φορτίζει το τμήμα (έστω $v_m = v_b = 29,7\text{m/sec}^2$) να ευρίσκεται σωστά η οπισθέλκουσα δύναμη όπως θα γίνονταν με τον κλασικό τύπο :

$$F_D = \frac{1}{2} \rho v^2 C_D A, \text{ αν ήταν γνωστός ο συντελεστής } C_D,$$

συγκρίνοντας εν τέλει τον υπολογιζόμενο από το υπολογιστικό μοντέλο C_D και συνολικά F_D με τις τιμές που προκύπτουν από τους τύπους του κανονισμού.

Ομοίως δεν ορίζεται κάποια τιμή z_e και για τον συντελεστή I_v .

Προκύπτει για $\rho = 1,25\text{kg/m}^3$ $q_p(z_e) = 0,55\text{kN/m}^2$

$$F_w = 0.55 \cdot 0.62 \cdot 1.18 \cdot A_{ref} = 0.55 \cdot 0.62 \cdot 1.18 \cdot 1 \cdot 2 = 804\text{N}$$

Υπολογιστικό μοντέλο

Τα δεδομένα που εισήχθησαν στο πρόγραμμα είναι τα εξής :

Properties for Air (fixed)
Environment: 101325 Pa, 8.85 Celsius (from scenario)

Property	Value	Units	Underlying variation
Density	1.25173	kg/m ³	Equation of State
Viscosity	1.817e-05	Pa-s	Constant
Conductivity	0.02563	W/m-K	Constant
Specific heat	1004	J/kg-K	Constant
Cp/Cv	1.4	none	Constant
Emissivity	1	none	Constant
Wall roughness	0	meter	Constant
Phase	0		Vapor Pressure

Για την επιφάνεια του πρίσματος θεωρήθηκε ισοδύναμη τραχύτητα $k=0.2\text{mm}$. Στους κυκλικούς κυλίνδρους ο συντελεστής $C_{f,0}$ εξαρτάται και από το λόγο (k/b) .

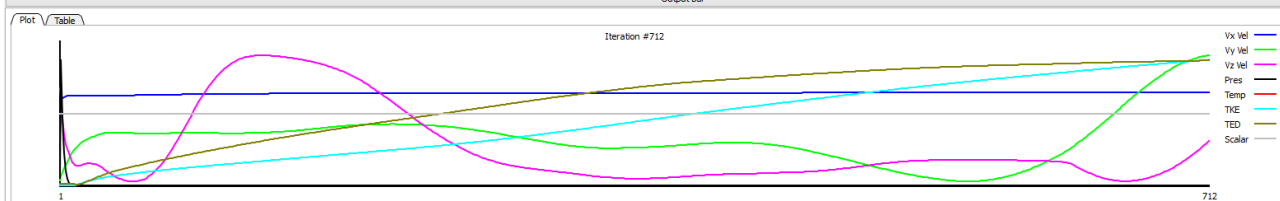
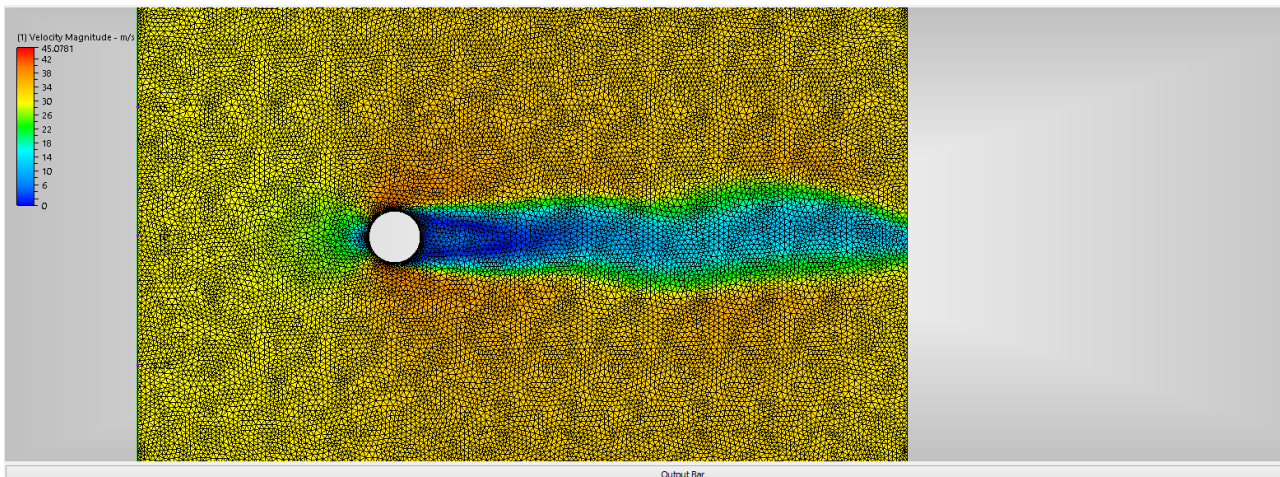
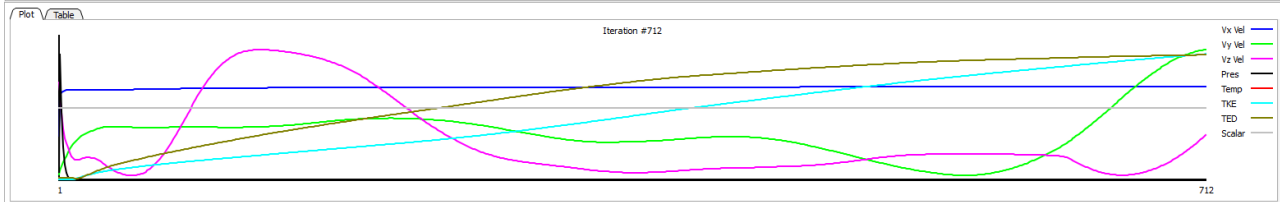
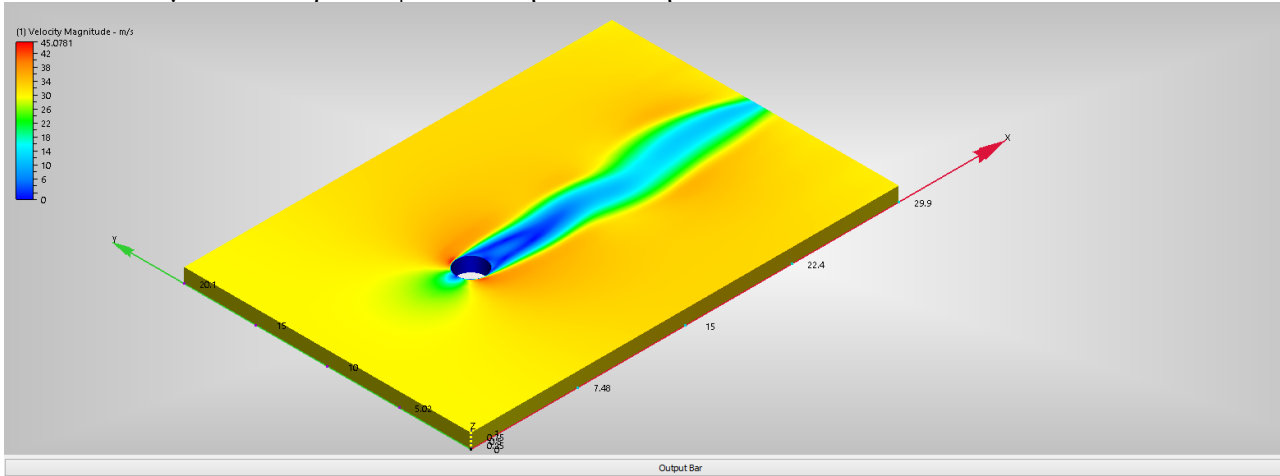
Properties for k0.2 (fixed)
Environment: 19.85 Celsius (from scenario)

Property	Value	Units	Underlying variation
X-Conductivity	0	W/m-K	Constant
Conductivity			Same as X-dir.
Conductivity			Same as X-dir.
Density	1e+06	kg/m ³	Constant
Specific heat	0	J/kg-K	Constant
Emissivity	0	none	Constant
Transmissivity	0	none	Constant
Electrical resistivity	0	ohm-m	Constant
Wall roughness	0.0002	meter	Constant

Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά του υλικού που φαίνονται στον παραπάνω πίνακα δεδομένων του Simulation CFD αφορούν περιπτώσεις ανάλυσης από το πρόγραμμα της ροής της θερμότητας και προφανώς δεν χρησιμοποιήθηκαν.

Επίσης ορίστηκε ταχύτητα $v = 29,7\text{m}/\text{sec}^2$ στο ανάντη μέτωπο.

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση είναι:



```
BOUNDARY ID, 10
-----
Area, 6.29195, m^2
sum FX, 876.326, Newton
sum FY, 95.8723, Newton
sum FZ, -0.0670198, Newton
Center of Force about X-Axis (Y-Z), 68.7101, 0.4990
Center of Force about Y-Axis (X-Z), -0.408955, 0.50
Center of Force about Z-Axis (X-Y), -0.40222, 68.76

Summary
-----
Total area, 6.29195, m^2
TOTAL FX, 876.326, Newton
TOTAL FY, 95.8723, Newton
TOTAL FZ, -0.0670198, Newton
Center of Force about X-Axis (Y-Z), 68.7101, 0.4990
Center of Force about Y-Axis (X-Z), -0.408955, 0.50
Center of Force about Z-Axis (X-Y), -0.40222, 68.76
```

Υπολογίσθηκε δηλαδή συνολική δύναμη $F_w=870\text{N}$ καλή προσέγγιση της τιμής 800N του ευρωκώδικα.

4.7 Συνδυασμοί δράσεων

4.7.1 Περιγραφή οριακών καταστάσεων

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

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

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων, αφορούν δε τις παρακάτω καταστάσεις :

- Απώλεια ισορροπίας του φορέα θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος η οποιουδήποτε μέρους του.
- Αστοχία λόγω υπερβάλλουσας παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα η οποιουδήποτε μέρους του σε μηχανισμό, θραύση, απώλεια ευστάθειας του φορέα του η οποιουδήποτε μέρους του, συμπεριλαμβανομένων των στηρίξεων των θεμελίων.
- Αστοχία η οποία προκαλείται από κόπωση η άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται από το χρόνο.

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν:

- τις λειτουργικές απαιτήσεις από το φορέα ή ένα δομικό μέλος υπό συνθήκες συνήθους χρήσης.
- την άνεση των χρηστών
- την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων (π.χ έντονη καμπτική παραμόρφωση ή εκτεταμένη ρηγματώση)

Οι καταστάσεις (ULS και SLS) προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (partial safety factors), οι οποίοι είναι σχεδόν πάντα μεγαλύτεροι ή ίσοι με τη μονάδα. Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό τη μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα.

4.7.2 Συνδυασμοί φορτίων οριακής κατάστασης αστοχίας.

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

α) Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

β) Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

γ) Για καταστάσεις σεισμού :

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

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

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι:
“+” σημαίνει « επαλληλία με »

G_{kj} είναι η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων P_k

είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{k,1}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων i

A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

γ_{Gj} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j γ_p

είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

$\gamma_{Q,i}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i γ_1

είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας

$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$ είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι τιμές γ που προτείνονται για τους ελέγχους STR (εσωτερική αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του φορέα ή δομικών μελών του) είναι οι ακόλουθες:

$$\gamma_{Gj, \text{sup}} = 1.35$$

$$\gamma_{Gj, \text{inf}} = 1.00$$

$$\gamma_{Q,1} = 1.50 \text{ όπου είναι δυσμενής (} 0 \text{ όπου είναι ευνοϊκή)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1.50 \text{ όπου είναι δυσμενής (} 0 \text{ όπου είναι ευνοϊκή)}.$$

Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον EC1			
Δράση	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Μεταβλητά φορτία σε κτίρια ⁽¹⁾			
Κατηγορία Α: κατοικίες	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία Β: γραφεία	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι κλπ.)	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία D: καταστήματα			
Κατηγορία Ε: αποθηκευτικοί χώροι	[0,7]	[0,7]	[0,6]
	[1,0]	[0,9]	[0,8]
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία G: $30\text{kN} \leq$ βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία H: στέγες	[0]	[0]	[0]
Φορτία χιονιού σε κτίρια	[0,6] ⁽²⁾	[0,2] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
Φορτία ανέμου σε κτίρια	[0,6] ⁽²⁾	[0,5] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός φωτιάς) ⁽³⁾	[0,6] ⁽²⁾	[0,5] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
<p>(1) Για συνδυασμούς επιβεβλημένων φορτίων σε πολυώροφα κτίρια βλ. EC1:Μέρος 2-1</p> <p>(2) Ενδέχεται να απαιτούνται τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές περιοχές</p> <p>(3) Βλ. EC1:Μέρος 2-5</p>			

Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον EC1

4.7.3 Συνδυασμοί φόρτισης οριακής κατάστασης λειτουργικότητας

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

α) Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

β) Συχνός συνδυασμός

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

γ) Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

4.7.4 Συνδυασμοί φόρτισης στο Sofistik

Όλοι οι συνδυασμοί φορίσεων Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ. εκτελούνται στο Sofistik ακριβώς όπως περιγράφονται στις προηγούμενες παραγράφους από το υποπρόγραμμα maxima, του οποίου τα αποτελέσματα επαληθεύθηκαν για το υπόστεγο της άσκησης 3 του μαθήματος σιδηρές κατασκευές ΙΙ και για μία συνεχή δοκό πολλών ανοιγμάτων.

Στο κεφάλαιο των ελέγχων αναφορά γίνεται στο συνδυασμό του Sofistik No2129 για τη ροπή M_y τα εντατικά μεγέθη του οποίου προκύπτουν από τον κανόνα α)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \text{ της οριακής κατάστασης αστοχίας.}$$

Τα μόνιμα φορτία όταν δρουν δυσμενώς πολλαπλασιάζονται με συντελεστή 1,35.

Επιπλέον θεωρούνται τα μεταβλητά φορτία όταν έχουν δυσμενή επίδραση με συντελεστή 1,5 για την κύρια μεταβλητή δράση και με $1,5\psi_{0,i}$ για τις δευτερεύουσες.

5 Έλεγχοι των μελών του φορέα

5.1 Θεωρητικά στοιχεία ελέγχων διατομών και μελών του φορέα.

5.1.1 Ιδιότητες υλικών , κατάταξη διατομών

Ο έλεγχος των διατομών και των μελών του φορέα γίνεται με τα τελικά επίσημα κείμενα των Ευρωκωδίκων EN και των αντίστοιχων Εθνικών προσαρτημάτων του EC3 (EN 1993).

Κατά τον έλεγχο ενός μεμονωμένου μέλους πλαισίου, απομονώνεται αυτό από το υπόλοιπο πλαίσιο, με όλες τις εξωτερικές δράσεις και τα εντατικά μεγέθη. Εν προκειμένω λαμβάνεται υπ' όψιν η χωρική συμπεριφορά του μέλους αυτού, δηλαδή ο καμπτικός λυγισμός και στα δύο επίπεδα καθώς και το ενδεχόμενο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Επίσης λαμβάνονται υπόψη οι σχετικές δεσμεύσεις που προκαλούνται από τα κύρια και δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία.

Στη συνέχεια αναφέρονται αναλυτικά όλα τα θεωρητικά στοιχεία που λήφθηκαν υποψη στους ελέγχους.

Για την ποιότητα σκυροδέματος που θεωρήθηκε λήφθηκαν υπ' όψιν οι εξής τιμές:

$f_{ck}=25$ (MPa) θλιπτική αντοχή κυλίνδρου 28 ημερών

$f_{ctm}=2,36$ (MPa) μέση εφελκυστική αντοχή

$f_{ctk0,05}=1,8$ και $f_{ctk0,95}=3,3$ (MPa) χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής. Ποσοστημότητα 5% και 95%

$E_{cm}=30,5$ (GPa) μέση τιμή επιβατικού μέτρου ελαστικότητας.

Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση με $f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c=f_{ck}/1,5$

Κατά τους υπολογισμούς θεωρείται ως οριακή αντοχή σκυροδέματος η τιμή $f_{cd}=0,85$ ώστε να λαμβάνεται υπ' όψιν η μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων της φόρτισης

Ειδικό βάρος ξηρού οπλισμένου σκυροδέματος 25 KN/m^3

Η ποιότητα κατά EN10025 που θεωρήθηκε για την κατασκευή είναι S355 και συγκεκριμένα οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u αναλογα με το πάχος t του στοιχείου:

Για $t \leq 40 \text{ mm}$: $f_y=355$ (MPa) $f_u=510$ (MPa)

Για $40 \text{ mm} \leq t \leq 80 \text{ mm}$: $f_y=335$ (MPa) $f_u=490$ (MPa)

Μέτρο ελαστικότητας $E_a=210000$ (MPa)

Μέτρο ολίσθησης $G_a = \frac{E_a}{2 \cdot (1 + \nu_a)}$

Σταθερά Poisson $\nu_a=0,3$

Ειδικό βάρος $\gamma_a=78,5 \text{ kN/m}^3$

Κατάταξη διατομών:

Ανάλογα με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στρωφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες τέσσερις κατηγορίες:

ο Διατομές κατηγορίας 1 είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.

ο Διατομές κατηγορίας 2 είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.

ο Διατομές κατηγορίας 3 είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φτάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

ο Διατομές κατηγορίας 4 είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Για την κατάταξη των διατομών της κατασκευής σε κατηγορίες χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω πίνακες κατάταξης πέλματος και κορμού.

Πίνακας 5.1 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Αξονας κάμψης		
				Αξονας 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	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	$\text{όταν } \alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ $\text{όταν } \alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	$\text{όταν } \alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ $\text{όταν } \alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	$\text{όταν } \psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ $\text{όταν } \psi \leq -1^{\circ}): c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	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 5.2: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

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	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 5.3: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Γωνιακά						
Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε φύλο 2 από 3)					Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία	
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη					
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\epsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Σωληνωτές διατομές						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Συντελεστές ασφαλείας

Οι αντοχές σχεδιασμού R_d προσδιορίζονται από διαίρεση των χαρακτηριστικών τιμών R_k με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας του υλικού γ_M , οι οποίοι διαφοροποιούνται ως προς την εξεταζόμενη μορφή αστοχίας ως εξής:

- Αντοχή διατομών έναντι διαρροής, ανεξαρτήτως της κατηγορίας της διατομής: $\gamma_{M0}=1,00$
- Αντοχή μελών έναντι απώλειας ευστάθειας: $\gamma_{M1}=1,10$
- Αντοχή διατομών έναντι εφελκυστικής θραύσης: $\gamma_{M2}=1,25$

5.1.2 ANTOXH ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Αντοχή σε εφελκυσμό

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

$$\frac{N_{sd}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

Όπου $N_{t,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό.

Για διατομές χωρίς οπές οι τάσεις κατανέμονται ομοιόμορφα μέχρι του ορίου διαρροής και η αντοχή τους είναι ίση με την πλαστική αντοχή σχεδιασμού πλήρους διατομής :

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_w}{\gamma_{M0}}$$

όπου:

A: το εμβαδό της πλήρους διατομής f_y : όριο διαρροής χάλυβα

γ_{M0} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

Αντοχή σε μονοαξονική κάμψη

Σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιείται η 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 έναν κύριο άξονα της διατομής καθορίζεται ως εξής:

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

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

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

Αντοχή σε τέμνουσα

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη

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

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

Για πλαστικό σχεδιασμό, η $V_{c,Rd}$ είναι ίση με την πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ (χωρίς παρουσία στρεπτικής καταπόνησης), όπως δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Το όριο διαρροής του χάλυβα σε διάτμηση είναι σύμφωνα με το κριτήριο ισοδυναμίας von Mises ίσο με $f_y / \sqrt{3}$

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

α) Ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ αλλά όχι μικρότερη από $\eta h_w t_w$

β) Ελατές διατομές π, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$

γ) Ελατές διατομές T, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$0.9(A - bt_f)$

δ) Συγκολλητές διατομές I, H και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό

$$\eta \sum (h_w t_w)$$

ε) Συγκολλητές διατομές I, H, π και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο προς τα πέλματα

$$A - \sum (h_w t_w)$$

ζ) Ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές, με ομοιόμορφο πάχος

: φορτίο παράλληλο προς το ύψος $Ah/(b+h)$

φορτίο παράλληλο προς το πλάτος $Ab/(b+h)$

η) Κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες με ομοιόμορφο πάχος :

$$2A/\pi$$

όπου A είναι η επιφάνεια της διατομής

b είναι το συνολικό πλάτος

h είναι το συνολικό ύψος

h_w είναι το ύψος του κορμού

t_f είναι το πάχος του πέλματος

t_w είναι το πάχος του κορμού

η συντηρητικά μπορεί να λαμβάνεται ίσο με 1,00

r η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος

Όταν η δρώσα τέμνουσα δύναμη V_{Ed} είναι μεγαλύτερη από το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η απομειωμένη ροπή αντοχής, η οποία υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη για την επιφάνεια

διάτμησης A_v τη μειωμένη τιμή της τάσης

$(1-\rho)f_y$ όπου:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Εναλλακτικώς, για διατομές I κατηγορίας 1 ή 2 με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{αλλά πρέπει } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$$

Όπου $A_w = h_w t_w$.

Κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2 η επίδραση της αξονικής δύναμης λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού γράφεται:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

Όπου $M_{N,Rd}$ η πλαστική ροπή αντοχής, μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed}

Για ορθογωνικές συμπαγείς διατομές χωρίς οπές λόγω κοχλιών, το $M_{N,Rd}$ λαμβάνεται ως:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]$$

όπου

$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_0$ η αξονική δύναμη σχεδιασμού διαρροής της

διατομής A το εμβαδόν της διατομής

Για διατομές διπλής συμμετρίας I ή H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα $y-y$ λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν ικανοποιούνται συγχρόνως τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad \text{και}$$

$$N_{Ed} \leq 0 \frac{.5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

όπου

h_w είναι η εσωτερική απόσταση μεταξύ των πελμάτων

t_w είναι το πάχος του κορμού

Για διατομές διπλής συμμετρίας I ή H , δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα $z-z$ λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλατα στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη σπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι παρακάτω προσεγγιστικές σχέσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a) \text{ αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{για } n \leq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{για } n > a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

όπου

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2bt_f) / A, \text{ πρέπει όμως } a \leq 0,5$$

Για διαξονική κάμψη οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία, η οποία εξαρτάται από το λόγο των ροπών $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να χρησιμοποιείται για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

στο οποίο οι εκθέτες α και β είναι σταθερές, που μπορεί να λαμβάνονται συντηρητικά ίσες με τη μονάδα ή ακριβέστερα ως εξής:

- Διατομές I ή H
 $\alpha=2, \beta=5n$ αλλά $\beta \geq 1$
- Κοίλες κυκλικές διατομές

$$\alpha=2, \beta=2$$

Κοίλες ορθογωνικές διατομές

$$a = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \text{ αλλά } \alpha = \beta \leq 6 \quad \text{όπου } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

5.1.3 ANTOXH MEΛΩN

Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης
Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής

$$\frac{N_{sd}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

όπου

N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$
 για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

Η τιμή του μειωτικού συντελεστή χ υπολογίζεται από την παρακάτω διαδικασία, ως συνάρτηση της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$ και του συντελεστή ατελειών α , ο οποίος εξαρτάται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού :

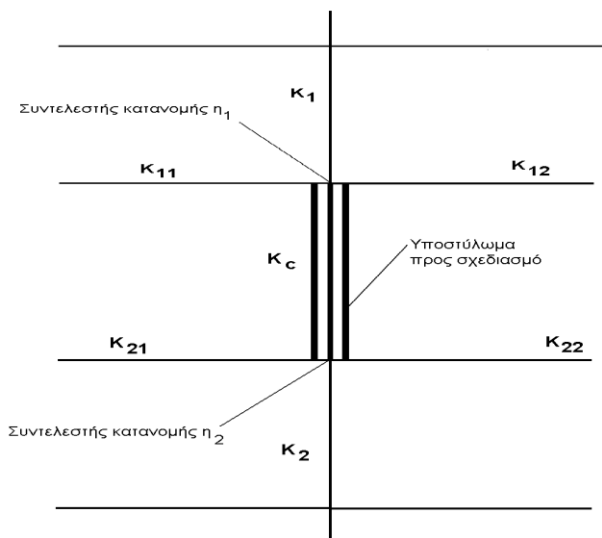
Έυρεση ισοδύναμου μήκους λυγισμού

Το ισοδύναμο μήκος λυγισμού L_{cr} ενός θλιβομένου μέλους μήκους L , είναι το μήκος ενός κατά τα άλλα όμοιου μέλους με ‘άρθρωτά άκρα’ (άκρα παρεμποδιζόμενα έναντι πλευρικής μετακίνησης αλλά ελεύθερα να στρέφονται στο επίπεδο λυγισμού), το οποίο έχει την ίδια αντοχή με το θλιβόμενο μέλος μήκους L .

Σύμφωνα με την προσεγγιστική μέθοδο για τον προσδιορισμό του ισοδύναμου μήκους λυγισμού υπολογίζουμε :

$$\text{τους συντελεστές κατανομής } n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$n_1 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$



Εάν σε ένα άκρο του υποστυλώματος έχουμε άρθρωση θεωρούμε $n=1$

Ενώ για πάκτωση θεωρούμε $n=0$

Για υποστυλώμα με αμετάθετα άκρα έχουμε :

$$L_{cr} / L = 0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) + 0,055(\eta_1 + \eta_2)^2$$

Για υποστύλωμα με μεταθετά άκρα:

$$L_{cr} / L = (\eta_1 + \eta_2) \left[\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6\eta_1\eta_2} \right]^{0,5}$$

Λυγηρότητα για ανάλογη μορφή λυγισμού κατά τον yy (αντίστοιχα και για τον zz):

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y}$$

όπου $i = \sqrt{I/A}$ η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\text{ανηγμένη λυγηρότητα } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

όπου $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$ η οριακή (χαρακτηριστική) λυγηρότητα ως προς το σημείο τομής της

ευθείας $\sigma = f_y$ με τη καμπύλη Euler που αντιστοιχεί στη λυγηρότητα για την οποία η κρίσιμη τάση λυγισμού είναι ίση με το όριο διαρροής

$$\text{και } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ N/mm}^2)$$

Για ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_y$ (είτε $\bar{\lambda}_z$ αντίστοιχα για λυγισμό περι τον zz)

$$\text{υπολογίζουμε } \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1$$

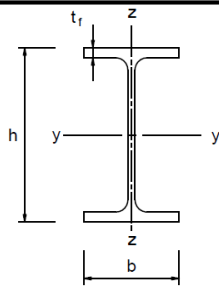
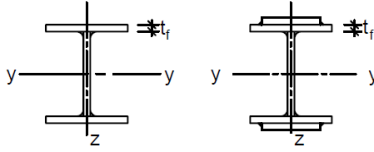
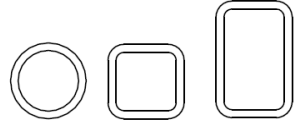
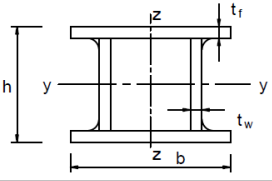
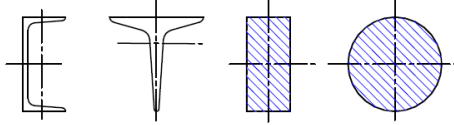
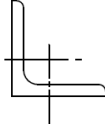
$$\text{όπου } \Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2],$$

α είναι ο συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον Πίνακα σε σχέση και με τον Πίνακα

Πίνακας 5.4: Συντελεστής ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a ₀	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 5.5: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Ελαστές διατομές 	$h/b > 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	b c
	$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	b c
			$t_f > 100 \text{ mm}$	d c
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	
Κοίλες Διατομές 	Εν θερμό έλαση	Κάθε	a	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	
Συγκολλητές κβητοειδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	
	Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	
U-, I- και συναγείς διατομές 		Κάθε	c	
L-διατομές 		Κάθε	b	

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Σύμφωνα με τον κανονισμό, μια δοκός σταθερής διατομής μη προστατευμένη πλευρικά που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με

βάση τη σχέση $\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$

M_{Ed} η ροπή κάμψης σχεδιασμού (περί τον ισχυρό άξονα)

$M_{b,Rd}$ η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού

Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό μιας δοκού υπολογίζεται από τη σχέση:

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

Όπου η ροπή αντίστασης της διατομής w_y λαμβάνεται ως εξής :

$w_y = w_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$w_y = w_{el,y}$ για διατομές κατηγορίας 3

$w_y = w_{eff,y}$ για διατομές κατηγορίας 4

χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά } \chi_{LT} \leq 1$$

όπου $\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$,

a_{LT} συντελεστής ατελειών (από τον Πίνακα 5.6)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{w_y \frac{f_y}{M_{cr}}} \quad \text{η ανηγμένη λυγηρότητα του πλευρικού λυγισμού}$$

M_{cr} η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού, υπολογιζόμενη με βάση τις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες φόρτισης, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

όπου

C_1, C_2, C_3 συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης (λαμβάνονται από τους πίνακες)

I_t η σταθερά στρέψης

I_w η σταθερά στρέβλωσης

I_z η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα

L το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

k και k_w συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος (λήφθηκαν ίσοι με 1)

$z_g = z_a - z_s$ η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα $y-y$

z_a η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό

z_s η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα $y-y$

$$z_j = z_s - \left[0,5 \int_A z(y^2 + z^2) dA \right] / I_y$$

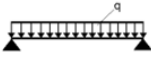

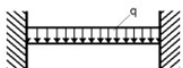

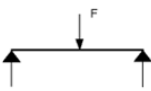
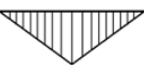
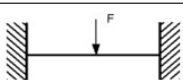
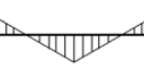
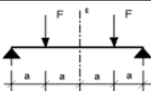

Πίνακας 5.6: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες πλευρικού λυγισμού

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










Πίνακας 5.7: Καμπύλες πλευρικού λυγισμού

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

Πίνακας 5.8: Συντελεστές C_1, C_2, C_3 για διάφορες τιμές του k σε περίπτωση εγκάρσιων φορτίων

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμές του συντελεστή k	Συντελεστές		
			C_1	C_2	C_3
		1.0	1.132	0.459	0.525
		0.5	0.972	0.304	0.980
		1.0	1.285	1.562	0.753
		0.5	0.712	0.652	1.070
		1.0	1.365	0.553	1.730
		0.5	1.070	0.432	3.050
		1.0	1.565	1.267	2.640
		0.5	0.938	0.715	4.800
		1.0	1.046	0.430	1.120
		0.5	1.010	0.410	1.890

Πίνακας 5.9: Συντελεστές C_1, C_2, C_3 για διάφορες τιμές του k σε περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	ψ	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμή του k	Συντελεστές		
				C_1	C_2	C_3
	+1		1,0	1,000	0	1,000
			0,7	1,000	0	1,113
			0,5	1,000	0	1,114
	+1/2		1,0	1,323	0	0,992
			0,7	1,473	0	1,556
			0,5	1,514	0	2,271
	+1/4		1,0	1,563	0	0,977
			0,7	1,739	0	1,531
			0,5	1,788	0	2,235
	0		1,0	1,879	0	0,939
			0,7	2,092	0	1,473
			0,5	2,150	0	2,150
	-1/4		1,0	2,281	0	0,855
			0,7	2,538	0	1,340
			0,5	2,609	0	1,957
	-1/2		1,0	2,704	0	0,676
			0,7	3,009	0	1,059
			0,5	3,093	0	1,546
	-3/4		1,0	2,927	0	0,366
			0,7	3,258	0	0,575
			0,5	3,348	0	0,837
	-1		1,0	2,752	0	0,000
			0,7	3,063	0	0,000
			0,5	3,149	0	0,000

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη και κάμψη

Η ευστάθεια των μελών πρέπει να ελέγχεται σύμφωνα με τις σχέσεις αλληλεπίδρασης:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

όπου

- $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής αξονικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους άξονες y-y και z-z κατά μήκους του μέλους αντίστοιχα
- $\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$ οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4
- χ_y, χ_z οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού
- χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού.
- Για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτική παραμόρφωση, θα λαμβάνεται $\chi_{LT}=1,0$

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ οι συντελεστές αλληλεπίδρασης εξαρτώμενοι από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί (έληφθησαν από τους πίνακες της μεθόδου B)

Πίνακας 5.10: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις

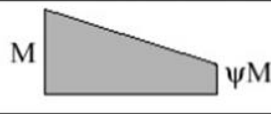
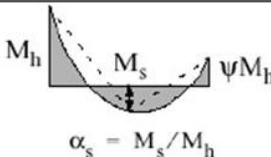
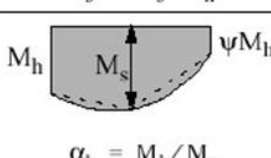
Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχές σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	διατομές I διατομές RHS	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	διατομές I διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	διατομές I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{zy} μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$.

Πίνακας 5.11: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις

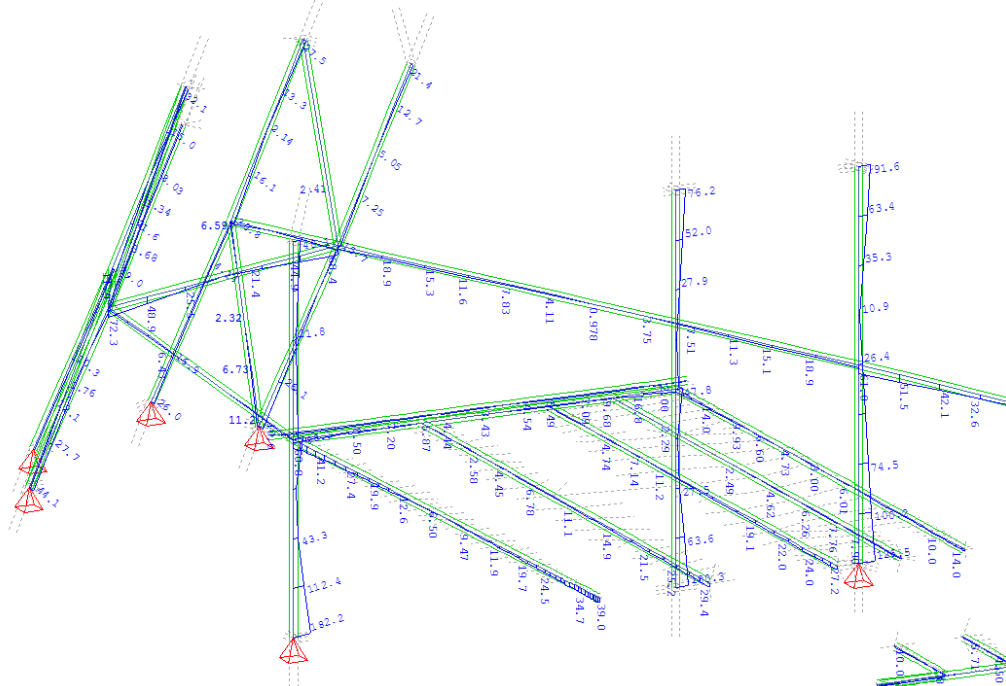
Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	k_{yy} από τον Πίνακα B.1	k_{yy} από τον Πίνακα B.1
k_{yz}	k_{yz} από τον Πίνακα B.1	k_{yz} από τον Πίνακα B.1
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ για $\bar{\lambda}_z < 0,4$: $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
	k_{zz}	k_{zz} από τον Πίνακα B.1

πίνακας 5.12 συντελεστής C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

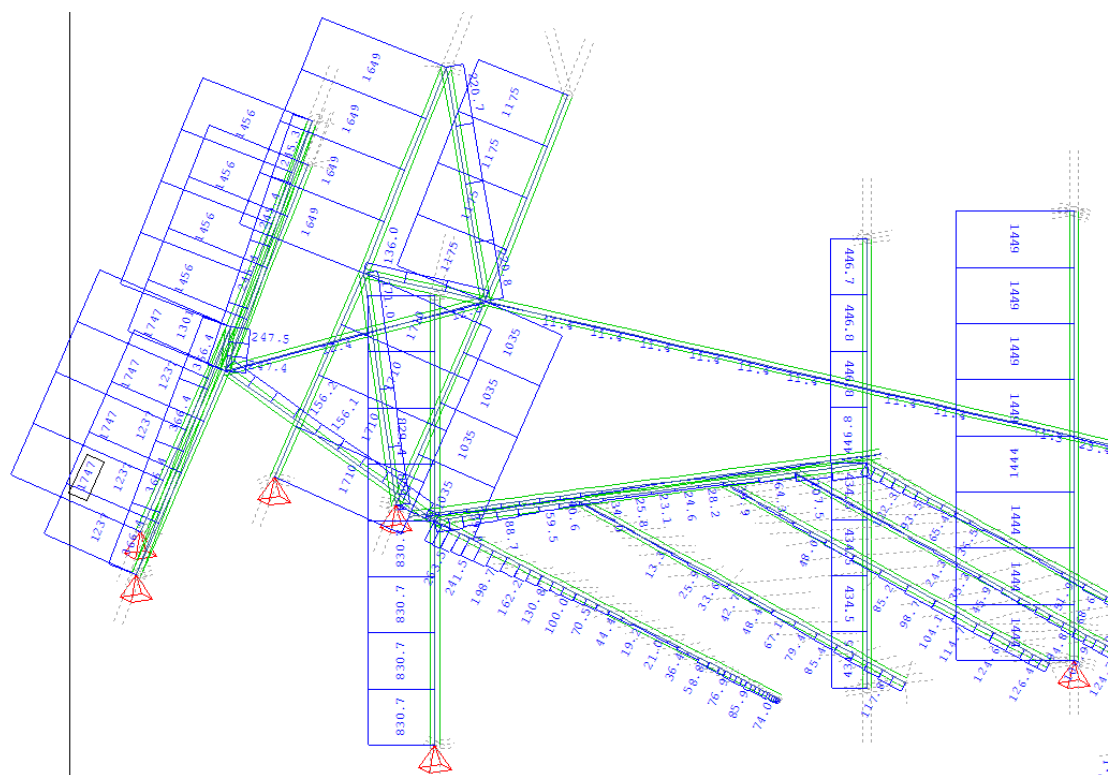
Διάγραμμα ροπής	Περιοχή		C_{my} , και C_{mz} και C_{mLT}	
			Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{mz} = 0,9$ αντίστοιχα.				
Τα C_{my} , C_{mz} και C_{mLT} πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:				
συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

5.2 Έλεγχοι μελών και διατομών υποστυλωμάτων–Υπολογισμοί

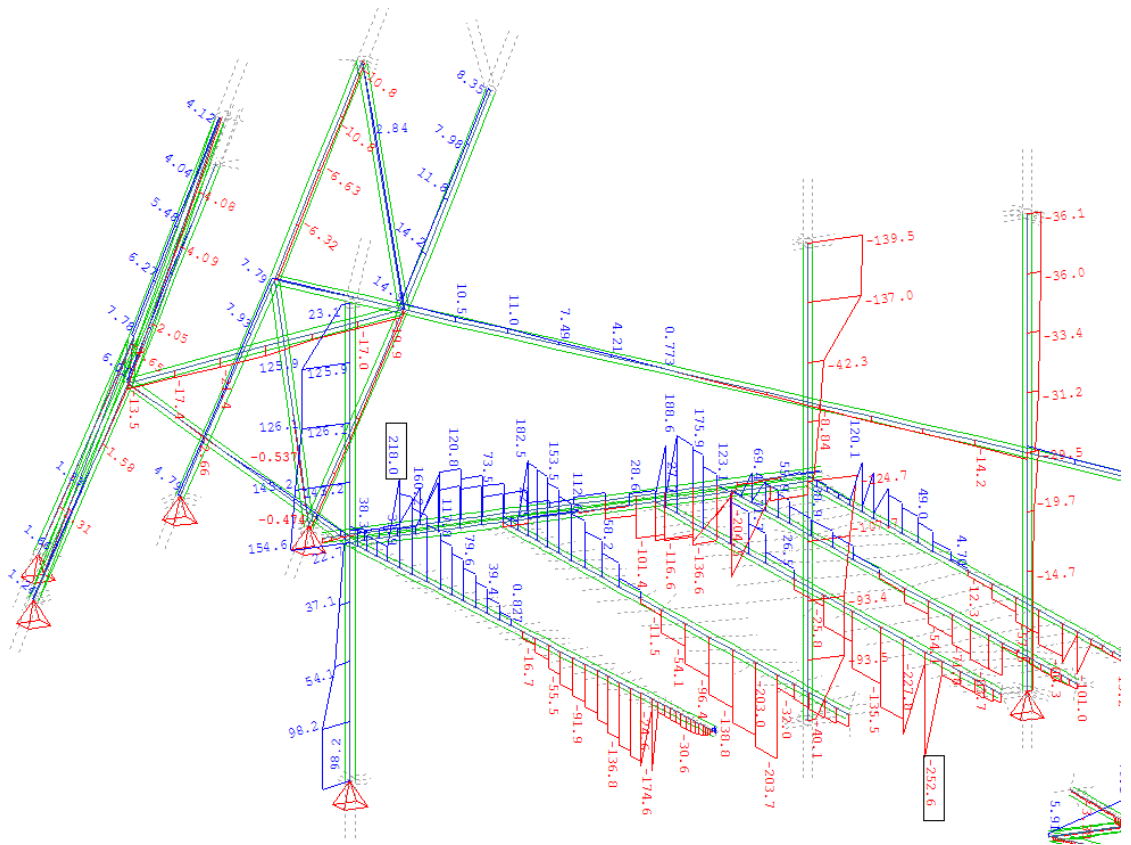
Στη συνέχεια δίνονται διαγράμματα M,Q, και N που προέκυψαν από την επίλυση για τα οποία ελέγχθηκαν ορισμένα υποστυλώματα της κατασκευής



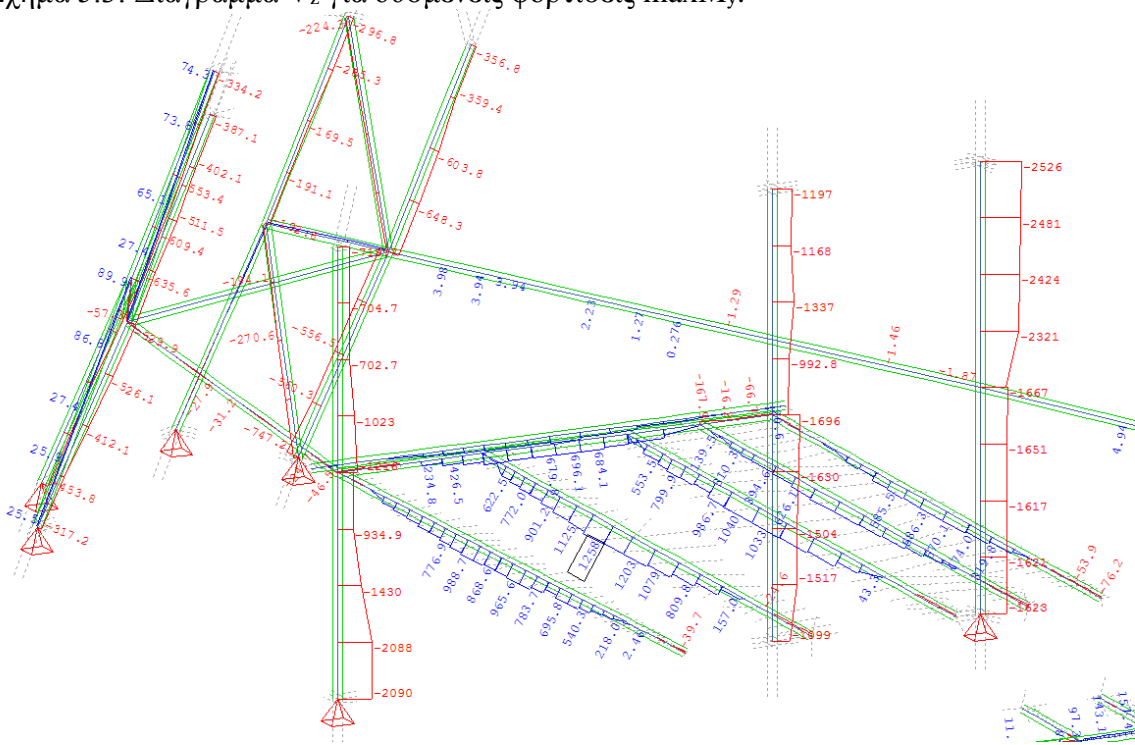
Σχήμα 5.1: Τιμές M_y που προέκυψαν με CQC για την περίπτωση $\max M_y$.



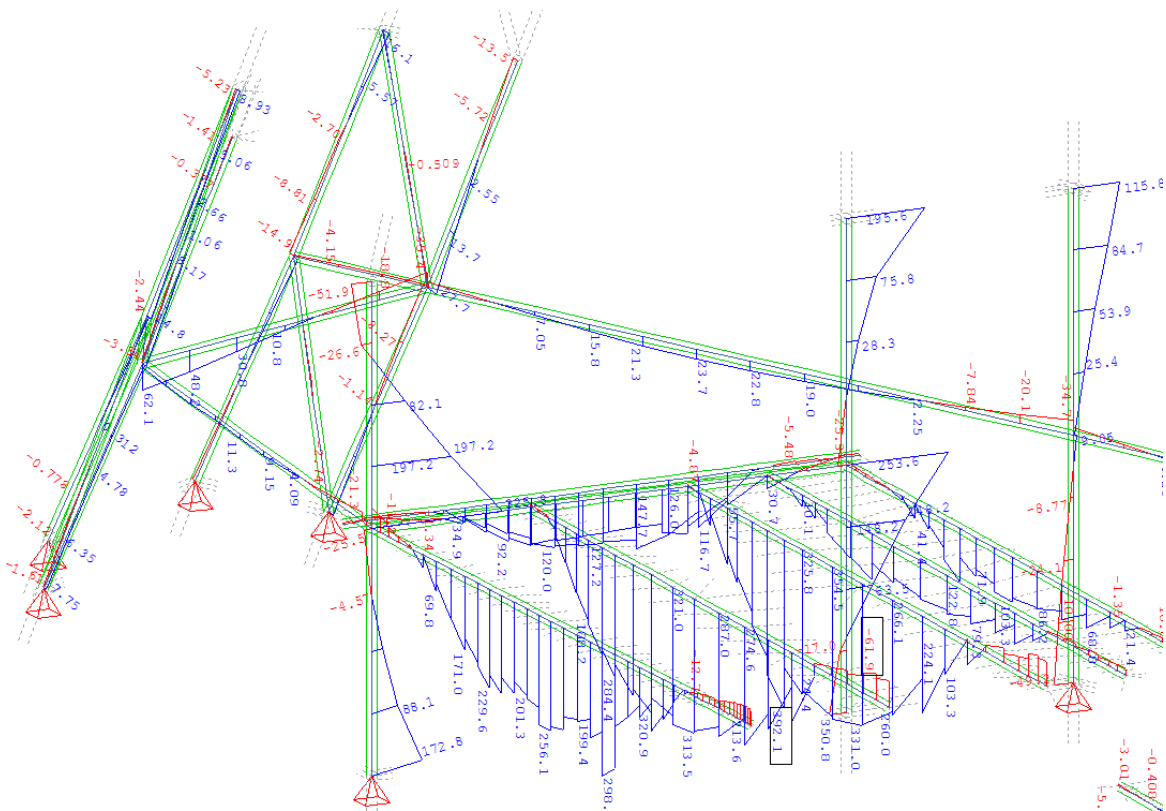
Σχήμα 5.2: Τιμές N που προέκυψαν με CQC για την περίπτωση $\max N$.



Σχήμα 5.3: Διάγραμμα V_z για δυσμενείς φορτίσεις $\max M_y$.



Σχήμα 5.4: Διάγραμμα N για δυσμενείς φορτίσεις $\max M_y$.



Σχήμα 5.5: Διάγραμμα M_y για δυσμενείς φορτίσεις (LC2129) $\max M_y$.

5.2.1 Υποστύλωμα No 818-816 $L=690\text{ cm}$

Διατομή(19) : UC 305x305x240

Στοιχεία διατομής : $A=305.79(\text{cm}^2)$, $I_y=64200,0(\text{cm}^4)$, $I_z=20310,0(\text{cm}^4)$,

$W_{pl,y}=4247(\text{cm}^4)$, $W_{pl,z}=1950(\text{cm}^4)$, $I_T=1271,0(\text{cm}^4)$, $I_w=5,03(\text{dm}^6)$,

$A_{vz}=73,85\text{cm}^2$

Μεγέθη έντασης για $\max M_y$ από τη φορτιστική κατάσταση LC 2129

$M_{y,Ed}=+115.8\text{ kNm}$ $M_{z,Ed}=-31.2\text{ kNm}$ $N_{Ed}=-2526\text{ kN}$ $V_{z,Ed}=-36,1\text{ kN}$

Έλεγχος διατομής

Έλεγχος αντοχής διατομής σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed}=-36,1\text{ kN} \text{ και είναι } V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{73,84 \cdot 35,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 1513,42\text{ kN}$$

Ισχύει $V_{Ed}=36.1\text{ kN} < 0,5V_{pl,Rd}=0,5 \cdot 1513.4\text{ kN}=756,715\text{ kN}$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω της παρουσίας διατμησης

Τέμνουσα V_y

Η τέμνουσα κατά y είναι επίσης αμελητέα:

Είναι για διατομή I επιφάνεια διάτμησης κατά y $A=2bt_f=2 \cdot 31,8 \cdot 3,77 = 239,722\text{cm}^2$

$$\text{Άρα είναι } V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{239,722 \cdot 35,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 4914,35\text{kN}$$

$$V_{Ed,y} = -6,51\text{kN} \leq 0,5 \cdot 4914,35 = 2457,18\text{kN} .$$

Έλεγχος αντοχής διατομής σε αξονική δύναμη

$$N_{Ed} = -2526\text{kN}$$

$$N_{pl,Rd} = Af_y/\gamma_0 = 305,790(35,5/1) = 10855,545\text{kN}$$

Επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής της διατομής σε διαξονική κάμψη (έλεγχος 2 κριτηρίων)

$$\alpha) N_{Ed} = 2526\text{kN} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 2713,88\text{kN}$$

$$\beta) N_{Ed} = 2526 \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 27,71\text{cm} \cdot 2,3\text{cm} \cdot 35,5(\text{kN}/\text{cm}^2)}{1} = 1131,26\text{kN}$$

Επειδή το δεύτερο κριτήριο δεν ικανοποιείται πρέπει να απομειώσουμε την ροπή αντοχής της διατομής σε διαξονική κάμψη:

$$\text{Είναι } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 2526\text{kN} / 10855,54\text{kN} = 0,232$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} = \frac{305,8 - 2 \cdot 31,84 \cdot 3,77}{305,8} = 0,2149 \leq 0,5$$

είναι $n > a$ οπότε

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5a) = 4247 \cdot 35,5 (1 - 0,232) / (1 - 0,5 \cdot 0,22) = M_{pl,y,Rd} \cdot 0,86 =$$

$$1301\text{kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] = 1950 \text{ cm}^2 \cdot 35.5 (\text{kN/cm}^2) \left[1 - \left(\frac{0.23-0.21}{1-0.22} \right)^2 \right] =$$

$$= 691 \text{ kNm}$$

και τελικά ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη είναι

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{115,8}{1301} \right]^2 + \left[\frac{31,2}{691} \right]^{5,0,232} = 0,035 \leq 1$$

Έλεγχοι μέλους

Επιλογή καμπύλης λυγισμού :

$$\text{Έχουμε } \frac{h}{b} = \frac{352,5}{318,4} = 1,1071 \leq 1,2$$

και επειδή $t_f = 23 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$ έχουμε για χάλυβα κατά τον y-y άξονα καμπύλη b και κατά τον

z-z άξονα καμπύλη λυγισμού c

Λυγισμός περί τον ασθενή άξονα z-z

Το υποστύλωμα είναι πακτωμένο άνω και γι' αυτό θεωρούμε $n_1 = 0$ και για το άλλο άκρο υπολογίζουμε :

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{20310 \text{ cm}^4}{345 \text{ cm}} = 58,87 \text{ cm}^3 \quad \text{για το υποστύλωμα που εξετάζουμε}$$

$$\text{ενώ } K_2 = \frac{I_2}{L_2} = \frac{20310}{345} = 58,87 \text{ cm}^3 \quad \text{για το υποστύλωμα κάτω}$$

$$K_{21} = \frac{I_{21}}{L_{21}} = \frac{12510}{1137} = 11,00 \text{ cm}^3 \quad (\text{η δοκός αριστερά είναι διατομής ub 406 x 140 x 39}$$

μήκους 11,37 m) αγνοούμε την μικρή θλιπτική δύναμη των δοκών

$$K_{22} = \frac{I_{22}}{L_{22}} = \frac{33740}{1185} = 28,47 \text{ cm}^3 \quad (\text{η δοκός αριστερά είναι διατομής IPE 450 μήκους}$$

$$11,85 \text{ m}) \text{ οπότε προκύπτει } n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 0,749 \text{ και}$$

για μεταθετά άκρα $L_{cr} = (\eta_1 + \eta_2) \left[\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6\eta_1\eta_2} \right]^{0,5} L = 502,436cm$

Επίσης από τους πίνακες των διατομών λαμβάνουμε $i_z = 8,15cm$

και για χάλυβα S355 $\lambda_1=93,9\epsilon=76,40$

Άρα $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = 0,806$

Προκύπτουν ο μειωτικός συντελεστές είναι $\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,65787 \leq 1$

όπου $\Phi_z = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,974152$

Λυγισμός περί τον ισχυρό άξονα yy

Το υποστύλωμα είναι πακτωμένο άνω και γι' αυτό θεωρούμε $n_1 = 0$ και για το άλλο άκρο υπολογίζουμε :

$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{64200cm^4}{345cm} = 186,07cm^3$ για το υποστύλωμα που εξετάζουμε

ενώ $K_2 = \frac{I_2}{L_2} = \frac{64800}{345} = 186,07cm^3$ για το υποστύλωμα κάτω

$K_{21} = K_{21} = 0$ (δεν υπάρχουν δοκοί)

$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 1,0$ και

για μεταθετά άκρα $L_{cr} = (\eta_1 + \eta_2) \left[\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6\eta_1\eta_2} \right]^{0,5} L = 690,0cm$

Επίσης από τους πίνακες των διατομών λαμβάνουμε $i_y = 14,5cm$

και για χάλυβα S355 $\lambda_1=93,9\epsilon=76,40$

Άρα $\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = 0,6227816$

Προκύπτουν ο μειωτικός συντελεστές είναι $\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,825463 \leq 1$

όπου $\Phi_y = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,765801$

τελικά $\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,65787$

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός-Υπολογισμοί αντοχής μέλους για διαξονική κάμψη και

θλιπτική δύναμη με τη μέθοδο αλληλεπίδρασης B

$$\text{Για το διάγραμμα ροπής } M_{yEd} \text{ είναι } \psi = \frac{2,67kNm}{115,8kNm} = 0,023056$$

Οπότε λαμβάνουμε από τον πίνακα για $\kappa=1$ με γραμμική παρεμβολή

$$C_1=1.879 \quad C_2=0 \quad C_3=0.939$$

θεωρούμε ότι $z_a=0$ (πρακτικά στο υποστύλωμα δεν υπάρχουν εγκάρσια φορτία και δεν θεωρούμε κάποια στάθμη εφαρμογής τους)

$$z_s=0 \quad (\text{Κ.Δ.=Κ.Β.})$$

$$z_g = z_a - z_s = 0$$

Επίσης θεωρούμε μήκος L αυτό που υπολογίσαμε για τον ασθενή άξονα $L=502.436\text{cm}$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} = 920610kNcm$$

$$\text{και } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{w_y \frac{f_y}{M_{cr}}} = 0,40469$$

$$\text{και για } \frac{h}{b} = \frac{352,5}{318,4} = 1,1071 \leq 2 \text{ έχουμε για ελατές διατομές I καμπύλη λυγισμού LT: } \alpha$$

$$\text{όποτε } \alpha_{LT}=0.21 \text{ και } \Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,60338$$

$$\text{οπότε } \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,95155$$

Εν συνεχεία υπολογίζουμε τους συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

Για το παραπάνω διάγραμμα ροπών M_{zEd} και για λυγισμό από μετάθεση είναι $C_{my}=0.9$ και $C_{mz}=0.9$

και για το C_{mLT} για το οποίο θεωρείται ως άξονας κάμψης ο y-y είναι $\psi=0$ και τελικά $C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6 \geq 0,4$

Τελικώς λαμβάνουμε τους τύπους της μεθόδου B

Το μέλος θεωρείται μη ευαίσθητο σε στρεπτικές παραμορφώσεις $\chi_{LT}=0,95 > 0,9$ και για πλαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορίας 1 λαμβάνουμε από τον πίνακα B.1 τους συντελεστές :

$$k_{yy} = C_{my} (1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}}) = 1,00726 \text{ αφού ισχύει } \bar{\lambda}_y - 0,2 \leq 0,8$$

$$k_{zz} = C_{mz} (1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} / \gamma_{M1}) = 1,22215 \text{ αφού ισχύει } 2\bar{\lambda}_y - 0,6 \leq 1,4$$

$$k_{yz} = 0,6k_{zz} = 0,73329 \quad k_{zy} = 0,6k_{yy} = 0,604536642$$

και γίνεται ο τελικός έλεγχος

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,281880 + 0,0813 + 0,033 = 0,39618 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,3537 + 0,04878 + 0,05500 = 0,4578 \leq 1$$

Μεγέθη έντασης για $\max M_y$ στο πάνω άκρο της δοκού που προέκυψαν με CQC από την ιδιομορφική ανάλυση

$$M_{y,Ed} = 91,6 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 1193 \quad \text{και} \quad V_{z,Ed} = -32,8 \text{ kN}$$

$$\text{Ισχύει } V_{Ed} = 32,8 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 * 1513,4 \text{ kN} = 756,715 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω της παρουσίας διατμησης. Το ίδιο ισχύει και για την V_y .

Έλεγχος αντοχής διατομής σε αξονική δύναμη

$$N_{Ed} = -2526 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_0 = 305,790 (35,5/1) = 10855,545 \text{ kN}$$

Επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής της διατομής σε διαξονική κάμψη (έλεγχος 2 κριτηρίων)

$$\alpha) N_{Ed} = 1193 \text{ kN} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 2713,88 \text{ kN}$$

$$\beta) N_{Ed} = 1193 \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 27,71 \text{ cm} \cdot 2,3 \text{ cm} \cdot 35,5 (\text{kN/cm}^2)}{1} = 1131,26 \text{ kN}$$

Επειδή πάλι το δεύτερο κριτήριο δεν ικανοποιείται πρέπει να απομειώσουμε την ροπή αντοχής της διατομής σε διαξονική κάμψη:

$$\text{Είναι} \quad n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 1193 \text{ kN} / 10855,54 \text{ kN} = 0,1099$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} = \frac{305.8 - 2 \cdot 31.84 \cdot 3.77}{305.8} = 0.2149 \leq 0,5$$

είναι $n < a$ οπότε

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0.5a) = 4247 \cdot 35.5 (1-0,11)/(1-0.5 \cdot 0.2149)$$

$$= M_{pl,y,Rd} \cdot 0.997 = 1503,37 \text{ kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = 692.25 \text{ kNm}$$

και τελικά ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη είναι (δυσμενέστερη διατομή)

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{91.6}{1503.37} \right]^2 + \left[\frac{2,82}{692.5} \right]^{5 \cdot 0,11} = 0.05217 \leq 1$$

Έλεγχος μέλους

Οι υπολογισμοί για τον καμπτικό λυγισμό έχουν γίνει παραπάνω

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός-Υπολογισμοί αντοχής μέλους για διαξονική κάμψη και θλιπτική δύναμη με τη μέθοδο αλληλεπίδρασης B

$$\text{Για το διάγραμμα ροπής } M_{yEd} \text{ είναι } \psi = \frac{26,4 \text{ kNm}}{91,6 \text{ kNm}} = 0,2882 \text{ (θεωρήσαμε μία)}$$

δυσμενεστερη της πραγματικής γραμμική μορφή του διαγράμματος με τη ροπή στο απέναντι άκρο επίσης από CQC $\max M_y = 26.4$.

Οπότε λαμβάνουμε από τον πίνακα για $\kappa=1$ με γραμμική παρεμβολή

$$C_1 = 1,52652 \quad C_2 = 0 \quad C_3 = 0.979$$

θεωρούμε ότι $z_a = 0$ (πρακτικά στο υποστύλωμα δεν υπάρχουν εγκάρσια φορτία και δεν θεωρούμε κάποια στάθμη εφαρμογής τους)

$$z_s = 0 \quad (\text{Κ.Δ.} = \text{Κ.Β.})$$

$$z_g = z_a - z_s = 0$$

Επίσης θεωρούμε μήκος L αυτό που υπολογίσαμε για τον ασθενή άξονα L=502.436cm

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right\}^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) = 747914kNcm$$

$$\text{και } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{w_y \frac{f_y}{M_{cr}}} = 0,44898$$

$$\text{και για } \frac{h}{b} = \frac{352,5}{318,4} = 1,1071 \leq 2 \text{ έχουμε για ελατές διατομές I καμπύλη λυγισμού LT: } \alpha$$

$$\text{όποτε } \alpha_{LT}=0,21 \text{ και } \Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,62694$$

$$\text{οπότε } \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,93941$$

Εν συνεχεία υπολογίζουμε τους συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

Για το παραπάνω διάγραμμα ροπών M_{zEd} και για λυγισμό από μετάθεση είναι $C_{my}=0,9$ και $C_{mz}=0,9$

και για το C_{mLT} για το οποίο θεωρείται ως άξονας κάμψης ο y-y είναι $\psi=0$ και τελικά $C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi = 0,71552 \geq 0,4$

Τελικώς λαμβάνουμε τους τύπους της μεθόδου B

Το μέλος θεωρείται μη ευαίσθητο σε στρεπτικές παραμορφώσεις $\chi_{LT}=0,9391.6 > 0,9$ και για πλαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορίας 1 λαμβάνουμε από τον πίνακα B.1 τους συντελεστές :

$$k_{yy} = C_{my} (1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}}) = 0,95066 \text{ αφού ισχύει } \bar{\lambda}_y - 0,2 \leq 0,8$$

$$k_{zz} = C_{mz} (1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}) = 1,05215 \text{ αφού ισχύει } 2\bar{\lambda}_y - 0,6 \leq 1,4$$

$$k_{yz} = 0,6k_{zz} = 0,63129 \quad k_{zy} = 0,6k_{yy} = 0,57039$$

και γίνεται ο τελικός έλεγχος

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,1331287 + 0,061483 + 0,0257 = 0,2203 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,167051 + 0,0368898 + 0,042 = 0,24594 \leq 1$$

για εντατικά μεγέθη τα μέγιστα του μέλους.

5.2.2 Υποστύλωμα Νο 237 L=3,797m

Διατομή (24) : $E_c=(CHS\ 323.9mm/12.5mm)$

Στοιχεία διατομής : $A=122,3(cm^2)$, $I_y=14850,0 (cm^4)$, $I_z=14850,0 (cm^4)$,

$$W_{pl,y}=1212,7(cm^4), W_{pl,z}=1212,7(cm^4),$$

$$A_{vz}=\frac{2A}{\pi}=77,81cm^2.$$

Μεγέθη έντασης για $\max M_y$ από τη φορτιστική κατάσταση LC 2129

$$M_{y,Ed}=16.1\text{ kNm}, M_{z,Ed}=-35.0\text{ kNm}, N_{Ed}=-296.8\text{ kN}, V_{y,Ed}=-12.2, V_{z,Ed}=-10.8$$

Κατάταξη διατομής

Από τον πίνακα λαμβάνουμε $\frac{d}{t} = \frac{323.9mm}{12.5mm} = 21.25$ και για $f_y=35.5$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81 \text{ και } \varepsilon^2=0,66, \text{ οπότε } \frac{d}{t} \leq 50\varepsilon^2 = 33$$

Άρα η διατομή μπορεί για θλιψη και κάμψη να θεωρηθεί κατηγορίας 1

Έλεγχος διατομής

Έλεγχος αντοχής διατομής σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = \sqrt{10.8^2 + 12.2^2} = 16.29\text{ kN} \text{ και είναι}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{77.81 \cdot 35.5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 1594.79\text{ kN}$$

$$\text{Ισχύει } V_{Ed}=15.27\text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd}=0,5 \cdot 1594.79\text{ kN}=797.394\text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω της παρουσίας διατμησης.

Έλεγχος αντοχής διατομής σε αξονική δύναμη

$$N_{Ed}=296.8\text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_0 = 122.3(35,5/1) = 4341.65 \text{ kN}$$

Αξονική δύναμη και διαξονική κάμψη κυκλικής διατομής. (δεν χρησιμοποιούνται κριτήρια απαλλαγής από την απομείωση της αντοχής της διατομής σε κάμψη διότι έχουμε κυκλική διατομή)

Υπολογισμοί

Λόγω πλήρους συμμετρίας της διατομής, δεν υπάρχουν διακριτοί κύριοι άξονες στη διατομή αυτή. Οι ροπές M_{yEd} και M_{zEd} συντίθενται σε μία συνισταμένη ροπή

$$M_{Ed} = \sqrt{M_{y,Ed}^2 + M_{z,Ed}^2} = \sqrt{16.1^2 + 35,0^2} = 38.53 \text{ kNm}$$

Η μειωμένη ροπή σχεδιασμού λόγω της συνύπαρξης μιας αξονικής δύναμης είναι ίση με:

$$M_{N,Rd} = 1,04 M_{pl,Rd} (1 - n^{1.7}) = 1.029 M_{pl,Rd} \leq M_{pl,Rd} = 1212.7 * 35.5 = 430,50 \text{ kNm}$$

$$\text{όπου είναι } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{296.8}{122.3 * 35.5} = 0.0683611$$

και τελικά

$$M_{Ed} = 15,27 \text{ kN} \leq M_{pl,Rd} = 430,50 \text{ kNm}$$

Έλεγχοι μέλους

Επιλογή καμπύλης λυγισμού :

Σύμφωνα με τον πίνακα για εν θερμώ έλαση και για χάλυβα S355 για υποστυλώματα με κοίλη κυκλική διατομή θεωρούμε καμπύλη a

Λυγισμός περί τον ισχυρό άξονα y-y

Το υποστύλωμα είναι πακτωμένο άνω και γι' αυτό θεωρούμε $n_1 = 0$ και για το άλλο άκρο υπολογίζουμε :

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{14850 \text{ cm}^4}{379.7 \text{ cm}} = 39.1 \text{ cm}^3 \quad \text{για το υποστύλωμα που εξετάζουμε}$$

$$\text{ενώ } K_2 = \frac{I_2}{L_2} = \frac{14850 \text{ cm}^4}{379.7 \text{ cm}} = 39.1 \text{ cm}^3 \quad \text{για το υποστύλωμα κάτω}$$

$$K_{22} = \frac{I_{22}}{L_{22}} = \frac{7154 \text{ cm}^4}{235 \text{ cm}} = 30.44 \text{ cm}^3 \quad (\text{δοκός Q (CHS 273mm/10mm)})$$

$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 0.719842 \text{ και}$$

για αμετάθετα άκρα $L_{cr} = (0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) + 0,055(\eta_1 + \eta_2)^2)L = 239cm$

$$\text{Επίσης για την κυκλική διατομή λαμβάνουμε } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{14850}{122.3}} = 11cm$$

και για χάλυβα S355 $\lambda_1=93,9\epsilon=76,40$

$$\text{Άρα } \bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = 0,2843$$

$$\text{Προκύπτουν ο μειωτικός συντελεστές είναι } \chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,9811 \leq 1$$

$$\text{όπου } \Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,549257$$

Λυγισμός περί τον ασθενή άξονα z-z

Το υποστύλωμα είναι πακτωμένο άνω και γι' αυτό θεωρούμε $n_1 = 0$ και για το άλλο άκρο υπολογίζουμε :

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{14850cm^4}{379.7cm} = 39.11cm^3 \quad \text{για το υποστύλωμα που εξετάζουμε}$$

$$\text{ενώ } K_2 = \frac{I_2}{L_2} = \frac{14850cm^4}{379.7cm} = 39.11cm^3 \quad \text{για το υποστύλωμα κάτω}$$

$$K_{21} = K_{22} = 0 \quad (\text{δεν υπάρχουν δοκοί σε αυτή την διεύθυνση})$$

$$\text{οπότε προκύπτει } n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 1,0 \text{ και}$$

$$\text{για μεταθετά άκρα } L_{cr} = (\eta_1 + \eta_2) \left[\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6\eta_1\eta_2} \right]^{0,5} L = 759,4cm$$

$$\text{Επίσης από τους πίνακες των διατομών λαμβάνουμε } i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{14850}{122.3}} = 11cm$$

και για χάλυβα S355 $\lambda_1=93,9\epsilon=76,40$

$$\text{Άρα } \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = 0.90351$$

$$\text{Προκύπτουν ο μειωτικός συντελεστές είναι } \chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,731626 \leq 1$$

$$\text{όπου } \Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,862744$$

$$\text{τελικά } \chi = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,731626$$

Επειδή οι κυκλικές διατομές δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό ($\chi_{LT}=1$)

προχωρούμε κατ' ευθείαν στον έλεγχο μέλους με τη μέθοδο B για αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης.

Είναι $C_{mz}=0.9$ διότι κατά τον z-z' έχουμε λυγισμό από μετάθεση .

$$\text{Και για το διάγραμμα ροπών } M_y \text{ είναι } \psi = \frac{-14.9}{16.1} = -0.9254$$

$$\text{και είναι } C_{my} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi = 0,2298 \geq 0,4$$

Οπότε από τον πίνακα για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Τελικώς λαμβάνουμε τους τύπους της μεθόδου B

Το μέλος θεωρείται μη ευαίσθητο σε στρεπτικές παραμορφώσεις $\chi_{LT}=1$ και για πλαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορίας 1 λαμβάνουμε από τον πίνακα B.1 τους συντελεστές :

$$k_{yy} = C_{my} (1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}}) = 0,40234 \text{ αφού ισχύει } \bar{\lambda}_y - 0,2 \leq 0,8$$

$$k_{zz} = C_{mz} (1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}) = 1,0015 \text{ αφού ισχύει } 2\bar{\lambda}_y - 0,6 \leq 1,4$$

$$k_{yz} = 0,6k_{zz} = 0,6009 \quad k_{zy} = 0,6k_{yy} = 0.241405$$

και γίνεται ο τελικός έλεγχος

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} = 0.06968 + 0.015 + 0.057 = 0,14168 \leq 1$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} = 0,093437 + 0,009 + 0,096 = 0,198437 \leq 1$$

με εντατικά μεγέθη τα μέγιστα του μέλους.

Το ποσοστό αξιοποίησης του μέλους φαίνεται σε αυτή την περίπτωση μικρό διότι η κύρια λειτουργία του κεκλιμένου αυτού υποστυλώματος είναι η παραλαβή των οριζόντιων φορτίων. Στη συνέχεια δίνονται οι έλεγχοι της αντοχής του μέλους αυτού (υποστύλωμα 237) για τα συγκεκριμένα φορτία (CQC maxN)

Μεγέθη έντασης για maxN που προέκυψαν με CQC με ιδιομορφική ανάλυση
 $M_{y,Ed} = -26.2 \text{ kNm}$, $M_{z,Ed} = 22.7 \text{ kNm}$, $N_{Ed} = -1649 \text{ kN}$, $V_{y,Ed} = -7.6$, $V_{z,Ed} = -13.5$

Οι σχετικοί με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του μέλους και της διατομής υπολογισμοί έχουν γίνει παραπάνω.

$$\frac{d}{t} = \frac{323.9 \text{ mm}}{12.5 \text{ mm}} = 21.25, \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81, \quad \varepsilon^2 = 0.66 \quad \text{και} \quad \frac{d}{t} \leq 50\varepsilon^2 = 33$$

Έλεγχος διατομής

Έλεγχος αντοχής διατομής σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = \sqrt{7.6^2 + 13.5^2} = 15.49 \text{ kN} \quad \text{και είναι}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{77.81 \cdot 35.5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 1594.79 \text{ kN}$$

$$\text{Ισχύει } V_{Ed} = 15.49 \text{ kN} < 0.5 V_{pl,Rd} = 0.5 \cdot 1594.79 \text{ kN} = 797.394 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω της παρουσίας διατμησης.

Έλεγχος αντοχής διατομής σε αξονική δύναμη

$$N_{Ed} = 1964 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_0 = 122.3(35.5/1) = 4341.65 \text{ kN}$$

Αξονική δύναμη και διαξονική κάμψη κυκλικής διατομής. (δεν χρησιμοποιούνται κριτήρια απαλλαγής από την απομείωση της αντοχής της διατομής σε κάμψη διότι έχουμε κυκλική διατομή)

Υπολογισμοί

Λόγω πλήρους συμμετρίας της διατομής, δεν υπάρχουν διακριτοί κύριοι άξονες στη διατομή αυτή. Οι ροπές $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ συντίθενται σε μία συνισταμένη ροπή

$$M_{Ed} = \sqrt{M_{y,Ed}^2 + M_{z,Ed}^2} = \sqrt{26,2^2 + 22,7^2} = 35,6kNm$$

Η μειωμένη ροπή σχεδιασμού λόγω της συνύπαρξης μιας αξονικής δύναμης είναι ίση με:

$$M_{N,Rd} = 1,04M_{pl,Rd} (1 - n^{1.7}) = 0,839M_{pl,Rd} = 361,37 \leq M_{pl,Rd} = 1212,7 * 35,5 = 430,50kNm$$

$$\text{όπου είναι } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1649}{122,3 * 35,5} = 0,3798095$$

και τελικά

$$M_{Ed} = 35,6kN \leq M_{pl,Rd} = 361,3684kNm$$

Έλεγχοι μέλους

Για το λυγισμό περί τον ισχυρό άξονα y-y έχουμε ήδη υπολογίσει:

$n_1=0$ (πάκτωση άνω) και για το άλλο άκρο

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = 39,11cm^3, \quad K_2 = \frac{I_2}{L_2} = 39,11cm^3 \text{ για το υποστύλωμα κάτω,}$$

$$K_{22} = \frac{I_{22}}{L_{22}} = \frac{7154cm^4}{235cm} = 30,44cm^3 \quad (\text{δοκός Q (CHS 273mm/10mm)})$$

$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 0,719842 \text{ και}$$

για αμετάθετα άκρα $L_{cr} = (0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) + 0,055(\eta_1 + \eta_2)^2)L = 239cm$

$$\text{Επίσης για την κυκλική διατομή λαμβάνουμε } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{14850}{122,3}} = 11cm$$

και για χάλυβα S355 $\lambda_1=93,9 \epsilon=76,40$

$$\text{Άρα } \bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = 0,2843$$

$$\text{Προκύπτει ο μειωτικός συντελεστής είναι } \chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,9811 \leq 1$$

$$\text{όπου } \Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,549257$$

Ομοίως με πριν για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα έχουμε:

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = 39.11 \text{ cm}^3 \quad K_2 = \frac{I_2}{L_2} = 39.11 \text{ cm}^3 \text{ για το υποστύλωμα κάτω}$$

$$K_{21} = K_{22} = 0 \text{ οπότε προκύπτει } n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 1,0$$

$$L_{cr} = (\eta_1 + \eta_2) \left[\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6\eta_1\eta_2} \right]^{0,5} L = 759,4 \text{ cm}$$

Άρα $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = 0.90351$ όπου $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{14850}{122.3}} = 11 \text{ cm}$ και $\lambda_1 = 93,9 \text{ ε} = 76,40$ για χάλυβα S355.

Προκύπτει ο μειωτικός συντελεστής είναι $\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,731626 \leq 1$

$$\text{όπου } \Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,862744$$

τελικά $\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,731626$

Επειδή οι κυκλικές διατομές δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό ($\chi_{LT}=1$)

προχωρούμε κατ' ευθείαν στον έλεγχο μέλους με τη μέθοδο Β για αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης.

Είναι $C_{mz}=0.9$ διότι κατά τον z-z' έχουμε λυγισμό από μετάθεση .

$$\text{Και για το διάγραμμα ροπών } M_y \text{ είναι } \psi = \frac{24,7}{-26,2} = -0.9427$$

$$\text{και είναι } C_{my} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi = 0,22 \geq 0,4$$

Οπότε από τον πίνακα για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Τελικώς λαμβάνουμε τους τύπους της μεθόδου Β

Το μέλος θεωρείται μη ευαίσθητο σε στρεπτικές παραμορφώσεις $\chi_{LT}=1$ και για πλαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορίας 1 λαμβάνουμε από τον πίνακα Β.1 τους συντελεστες :

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0,40234 \text{ αφού ισχύει } \bar{\lambda}_y - 0,2 \leq 0,8$$

$$k_{zz} = C_{mz} (1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} / \gamma_{M1}) = 1,0015 \text{ αφού ισχύει } 2\bar{\lambda}_y - 0,6 \leq 1,4$$

$$k_{yz} = 0,6k_{zz} = 0,6009 \quad k_{zy} = 0,6k_{yy} = 0,241405$$

και γίνεται ο τελικός έλεγχος

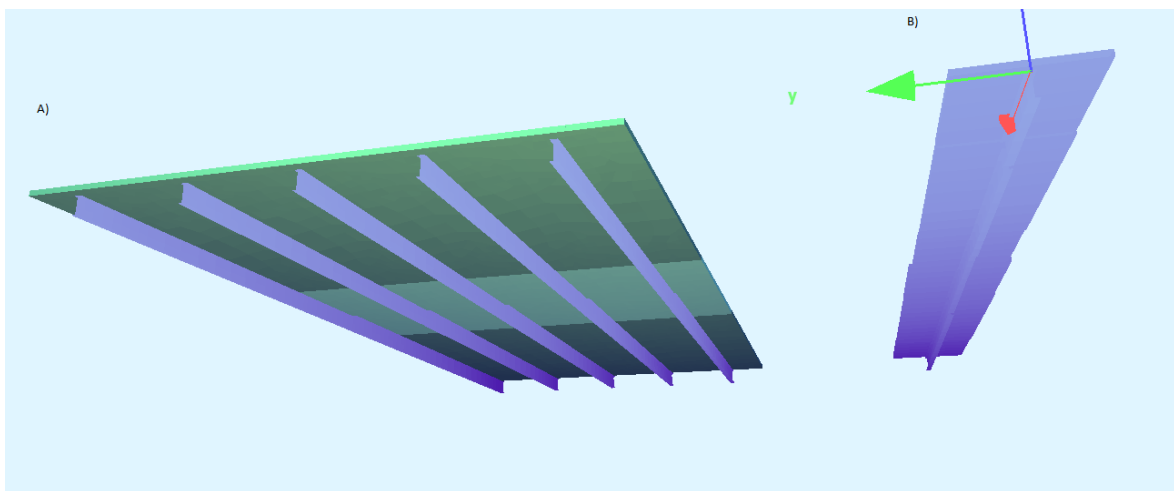
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,38711 + 0,02504 + 0,054 = 0,46615 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,51913 + 0,015 + 0,091 = 0,62513 \leq 1$$

με εντατικά μεγέθη τα μέγιστα του μέλους.

5.3 Σύγκριση μοντέλων προσομοίωσης της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος

Όπως ήδη αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο η πλάκα κάθε ορόφου μπορεί να προσομοιωθεί είτε Α) ως κάναβος πεπερασμένων στοιχείων εδρασμένη επί της εσχάρας κυρίων και δευτερευουσών δοκών, έκκεντρα τοποθετημένων ως προς τους άξονες κάμψης της πλάκας, και συνδεδεμένη με αυτές διατμητικά είτε Β) ως συνεχής σύμμικτη δοκός πολλών ανοιγμάτων επι στηρίξεων στη θέση των κυρίων δοκών.



Σχήμα 5.6: Προοπτικό των μελετώμενων προσομοιώματων

Τη σύγκριση των δύο μοντέλων προσομοίωσης που επιλύθηκαν στο Sofistik συνοδεύουν οι υπολογισμοί αναγωγής (για το μοντέλο Β) από τα τελικά μεγέθη σύμμικτης διατομής σε τελικά μεγέθη επι της μεταλλικής δοκού και έλεγχος αυτής ώστε να υπάρχει δυνατότητα σύγκρισης με τις μεταλλικές δοκούς του προσομοιώματος Α.

Για να γίνει η παραπάνω σύγκριση θεωρήθηκαν οι δοκοί του πρώτου ορόφου Νο 470 και Νο 824 διατομής (40P: ub 406 x 140 x 39) και (41M : ub 356 x 127 x 33) αντίστοιχα.

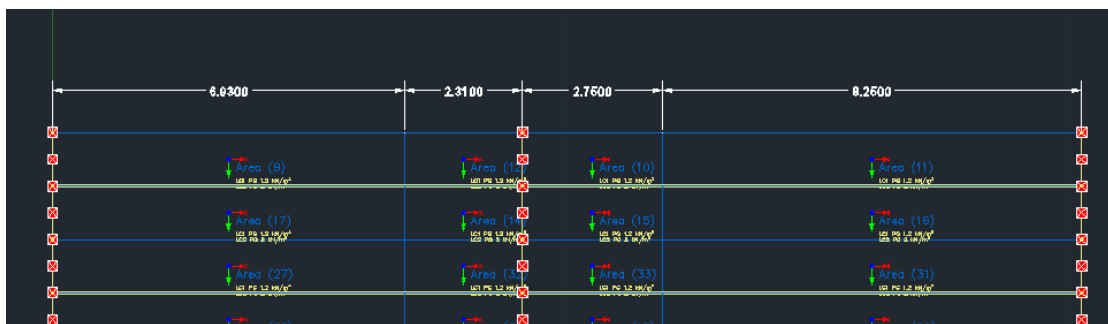
5.3.1 Περιγραφή-Επίλυση μοντέλων προσομοίωσης.

Α) Πρώτο προσομοίωμα

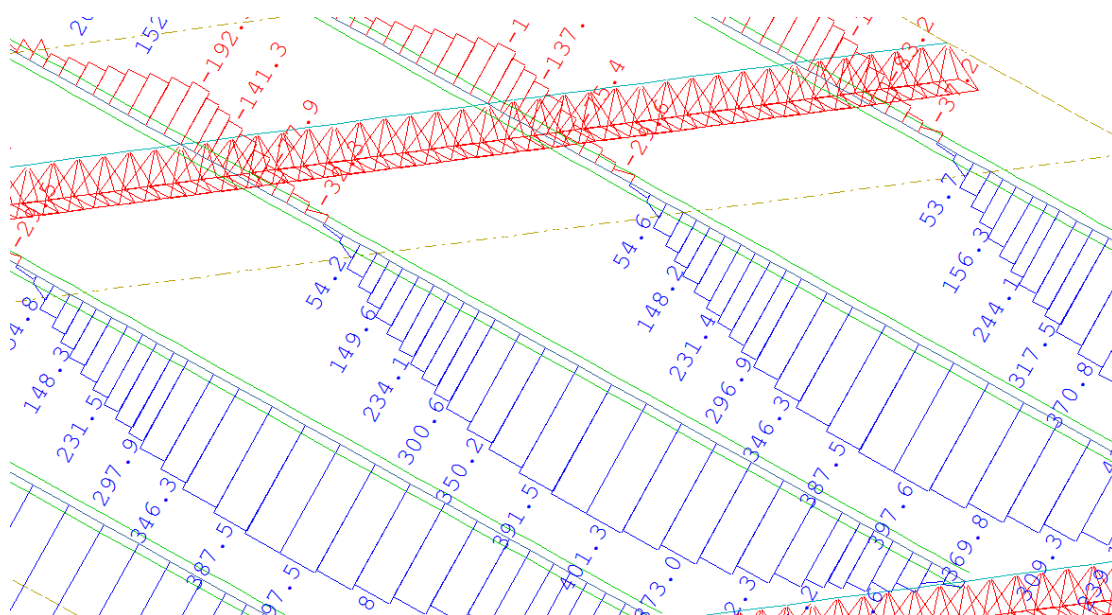
Θεωρούμε πλάκα πλάτους $b = 3 \times 2.11 \text{m} = 6.33 \text{m}$ (2.11m είναι η πραγματική απόσταση των μεταλλικών δοκών αλλά και το b_{eff} της αντίστοιχης σύμμικτης δοκού) στηριζόμενη κάθε 2,11m από μεταλλικές δοκούς 2 ανοιγμάτων 9,24m και 11m διατομής η κάθε μία όπως περιεγράφηκε στην παραπάνω παράγραφο καθώς και σε απλές στηρίξεις. Σε κάθε μία από τις επιφάνειες που χωρίζουν οι δοκοί ορίστηκε διαφορετική structural area ώστε να προκύψουν κόμβοι των πεπερασμένων στοιχείων της πλάκας πανω ακριβώς από τους

κόμβους των beam elements της δοκού και να έχουμε στην παραμορφωμένη κατασταση τη δυνατότητα να ελέγξουμε άμεσα αν οι κόμβοι έχουν κοινή μετακίνηση (διατμητική σύνδεση). Κοντά στις στηρίξεις θεωρήθηκαν λωρίδες πλάτους (0.25L) με μειωμένο μέτρο ελαστικότητας για να ληφθεί υπ' όψιν η επιρροή της ρηγμάτωσης σύμφωνα με όσα περιεγράφηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο. Τέλος ορίσθηκαν τα πραγματικά φορτία της κατασκευής $g=1.2\text{kN/m}$ και $q=2\text{kN/m}$.

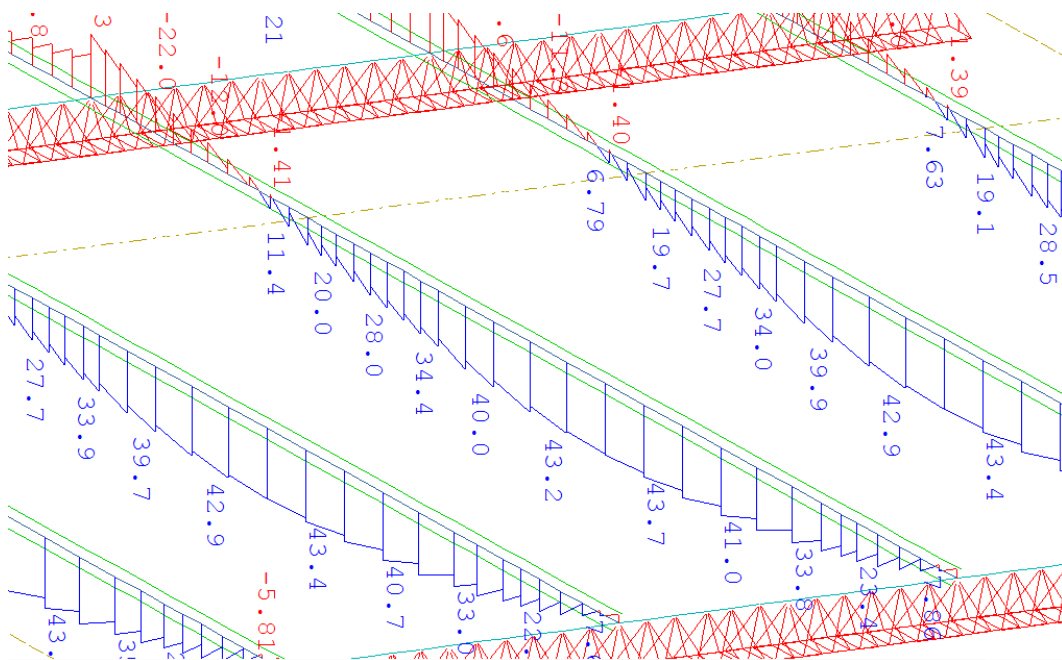
Από την επίλυση της πλάκας λαμβάνουμε για μέγιστη ροπή στο άνοιγμα (συνδυασμός φόρτισης LC:2129) στη μεταλλική δοκό $M_y=43,7\text{kNm}=4370\text{kNcm}$ $N=401.3\text{kN}$.



Σχήμα 5.7: Στο σχήμα αυτό φαίνονται οι περιοχές όπου θεωρήθηκε διαφορετικό μέτρο ελαστικότητας για το σκυρόδεμα.



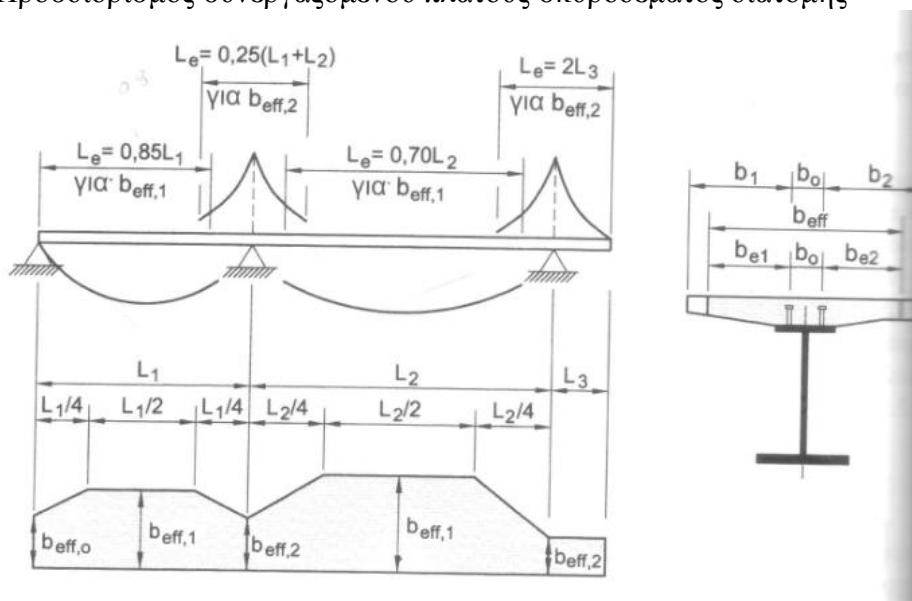
Σχήμα 5.8: Διαγράμματα N μεταλλικών δοκών



Σχήμα 5.9: Διαγράμματα M μεταλικών δοκών

B) Δεύτερο προσομοίωμα

Θεωρούμε μία συνεχή δοκό δύο ανοιγμάτων μήκους $L_1=9.24m$ $L_2=11m$.
 Προσδιορισμός συνεργαζόμενου πλάτους σκυροδέματος διατομής



Πίνακας 5.13: Το συνεργαζόμενο πλάτος συμπίκτης δοκού προσδιορίζεται από τον ευρωκωδικά..

Για το 1^ο άνοιγμα έχουμε $L_e=0.85L_1=0.85*9.24=7.854m$

$$b_{e1} = \frac{L_e}{8} = 0.98175m = b_{e2} \text{ οπότε } b_{eff1} = b_{e1} + b_{e2} = 1.9635m$$

Τελικά η διατομή του 1^{ου} ανοίγματος αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα διαστάσεων $b_{eff} * h=1.9635m * 10 \text{ cm}$ και μια έκκεντρα τοποθετημένη ως προς αυτό

δοκό (41M : ub 356 x 127 x 33).

Ομοίως έχουμε για το δεύτερο άνοιγμα $L_e=0.85L_2=0.85*11m=9.35m$

$$b_{el1} = \frac{L_e}{8} = 1.16875m = b_{el2} \quad \text{οπότε} \quad b_{eff1} = b_{el1} + b_{el2} = 2.3375m > 2.11m \quad \text{Άρα}$$

$$b_{eff1} = 2.11m$$

Τελικά η διατομή του 2^{ου} ανοίγματος περιλαμβάνει ένα τμήμα οπλισμένου σκυροδέματος διαστάσεων $b_{eff} * h = 2,11m * 10 \text{ cm}$ και έκκεντρα τοποθετημένη ως προς αυτό μία δοκό

(40P: ub 406 x 140 x 39).

Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών επιτρέπεται να λαμβάνεται σταθερό πλάτος καθ' ολον το μήκος μιας συνεχούς δοκού ίσο με την τιμή του στο άνοιγμα b_{eff1} ενώ για τους προβόλους λαμβάνεται ως b_{eff2} . Για τον έλεγχο των διατομών πρέπει όμως να λαμβάνεται υπόψη το ακριβές συνεργαζόμενο πλάτος σε κάθε θέση.

Όπως και στο άλλο προσομοίωμα κοντά στις στηρίξεις θεωρήθηκαν λωρίδες πλάτους (0.25L) με μειωμένο μέτρο ελαστικότητας για να ληφθεί υπ' όψιν η επιρροή της ρηγμάτωσης.

Κοντά στις στηρίξεις θεωρήθηκαν λωρίδες πλάτους (0.25L) με μειωμένο μέτρο ελαστικότητας για να ληφθεί υπ' όψιν η επιρροή της ρηγμάτωσης σύμφωνα με όσα περιεγράφηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο

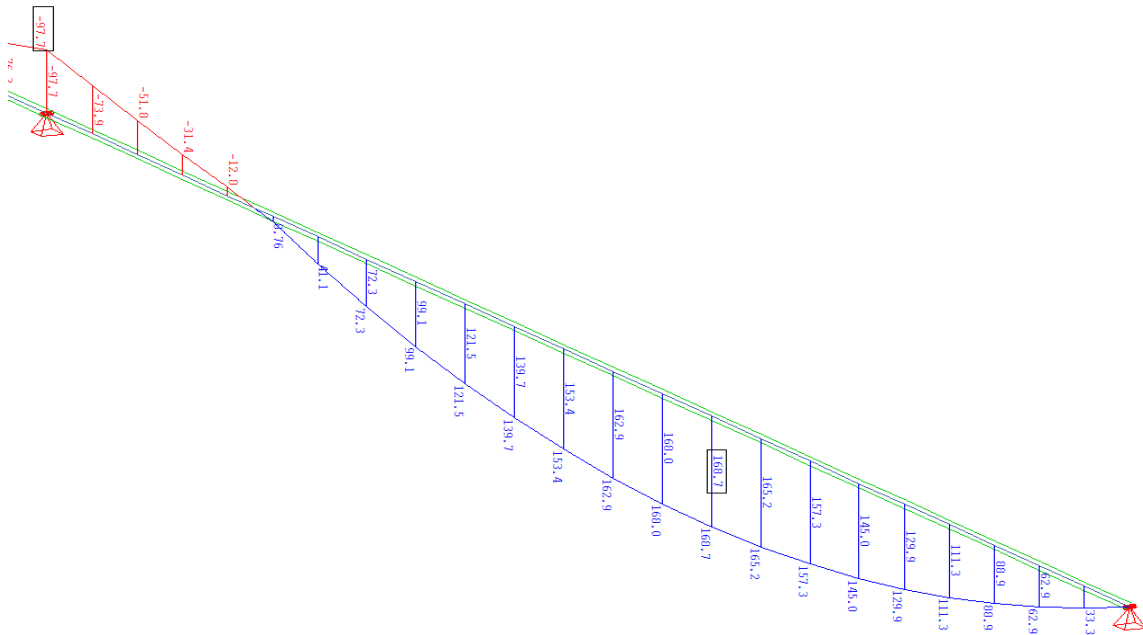
Τέλος ανάγουμε τα φορτία της κατασκευής ανά μέτρο μήκους της σύμμικτης δοκού.

Οπότε προκύπτει $g = b * g = 2.11 * 1.2 \text{ kN/m}^2 = 2.532 \text{ kN/m}$ και

$$q = b * q = 2.11 * 2 \text{ kN/m}^2 = 4.22 \text{ kN/m}.$$

Επιπλέον για το πρώτο τμήμα της σύμμικτης δοκού πρέπει να συνυπολογίσουμε και το τμήμα του ίδιου βάρους του μπετόν που δεν περιλαμβάνεται στο b_{eff} αλλά επιβαρύνει τη συνεχή δοκό. $(2,11m - 1,9635m) * 10 \text{ cm} * 25 \text{ kN/m}^3 = 0.375 \text{ kN/m}$.

Από την επίλυση της συνεχούς δοκού προκύπτει το διάγραμμα M_y .
($\max M_y = 160.7 \text{ kNm}$)



Σχήμα 5.10 Διάγραμμα M συνεχους δοκού

Αναγωγή των αποτελεσμάτων σύμμικτης διατομής σε επίπεδο μεταλλικής δοκού.

Για να υπολογίσουμε την ένταση της μεταλλικής δοκού και τελικά να την συγκρίνουμε με τα αποτελέσματα του 1^{ου} προσομοιώματος θα εφαρμόσουμε στη σύμμικτη δοκό ελαστική ανάλυση ισοδύναμης μεταλλικής δοκού.

Διατομή(40) : UB 406 x 140 x 39

Στοιχεία διατομής : $A = 48,62 \text{ (cm}^2\text{)}$, $I_y = 12508,0 \text{ (cm}^4\text{)}$,

$A_{vz} = 27,55 \text{ cm}^2$

Μεγέθη έντασης για $\max M_y$ από τη φορτιστική κατάσταση LC 2129

$M_{yEd} = 160,7 \text{ kNm}$

Εμβαδόν διατομής: $A_e = A_a + A_s + A_c / \eta = 201.8549 \text{ cm}^2$

Κέντρο βάρους S : $z_e = (A_a z_a + A_s z_s + A_c z_c / \eta) / A_e = 12.20 \text{ cm}$

ροπή αδρανείας αρηγμάτωτης διατομής :

$$I_e = I_{a,0} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,0}}{\eta} + \frac{A_c}{\eta} \cdot (z_c - z_e)^2 + A_s \cdot (z_s - z_e)^2 = 46783 \text{ cm}^2$$

Όπου:

$A_a = 48.62 \text{ cm}^2$ είναι το εμβαδόν της χαλύβδινης διατομής

$A_c = 2110 \text{ cm}^2$ είναι το εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος

$z_a = 34.9 \text{ cm}$ είναι το κέντρο βάρους της χαλύβδινης διατομής μετρούμενο από την πάνω πλευρά της πλάκας σκυροδέματος

$z_c = 5 \text{ cm}$ είναι το κέντρο βάρους της διατομής σκυροδέματος

$I_a = 12508 \text{ cm}^4$ είναι η ροπή αδρανείας της χαλύβδινης διατομής

$I_c = 17583 \text{ cm}^4$ είναι η ροπή αδρανείας της διατομής σκυροδέματος

Επιπλέον είναι $W_{cO} = -\frac{I_e}{z_e} \eta$

και $\sigma_{cO} = \frac{N_{Ed}}{A_e \eta} + \frac{M_{Ed}}{W_{cO}} = -0.31954 \text{ kN/cm}^2 < 1.417 \text{ kN/cm}^2$ (για ποιότητα C25/30)

Επισης είναι

$W_{aO} = \frac{I_e}{z_e - d - d_1}$ και $\sigma_{aO} = \frac{N_{Ed}}{A_e} + \frac{M_{Ed}}{W_{aO}} = 1,0088 \text{ kN/cm}^2 < 35.5 \text{ kN/cm}^2$ (για χάλυβα

S355)

(όπου $d_1=5\text{cm}$ είναι η απόσταση της μεταλλικής δοκού από το οπλισμένο σκυρόδεμα)

ομοίως $W_{au} = \frac{I_e}{h_c + d_1 + h_{\text{μεταλ.}} - z_e}$

και $\sigma_{au} = \frac{N_{Ed}}{A_e} + \frac{M_{Ed}}{W_{au}} = 15.36 \text{ kN/cm}^2 < 35.5 \text{ kN/cm}^2$

Στους παραπάνω τύπους θεωρήθηκε θετική η εφελκυστική τάση και οι εσωτερικές δυνάμεις και ροπές αντικαταστάθηκαν με το πρόσημο τους.

Παρατηρούμε ότι πράγματι η διατομή για $M_{yEd}=160,7 \text{ kNm}$ συμπεριφέρεται ελαστικά.

Τελικός υπολογισμός της εντατικής κατάστασης της μεταλλικής δοκού.

Αξιοποιώντας τις τάσεις στα πέλματα της μεταλλικής δοκού $\sigma_{au} = 15.36 \text{ kN/cm}^2$ και $\sigma_{aO} = 1,0088 \text{ kN/cm}^2$ και ξαναγράφοντας τις σχέσεις υπολογισμού τους :

$$\sigma_{au} = \frac{N_{Ed}}{A_e} + \frac{M_{Ed}}{W_{au}} \quad (1) \quad \sigma_{aO} = \frac{N_{Ed}}{A_e} + \frac{M_{Ed}}{W_{aO}} \quad (2)$$

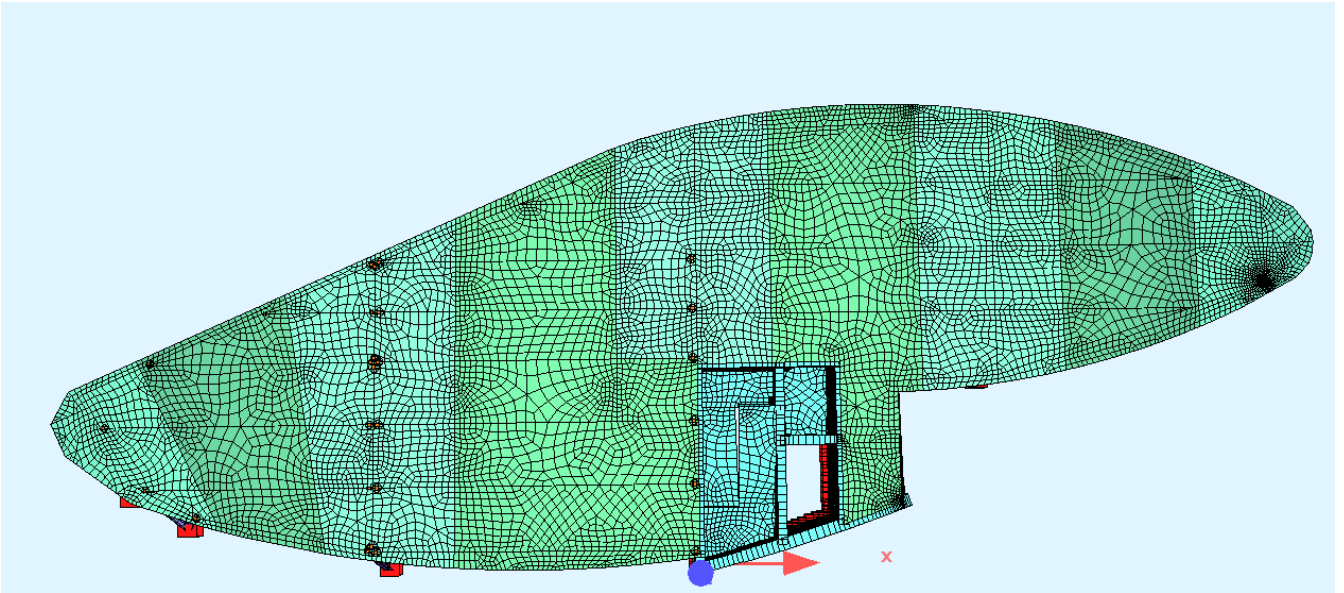
θεωρώντας όμως τώρα ως $I_e=I_y=12508,0$ μόνο τη ροπή αδρανείας της μεταλλικής δοκού προκύπτει ένα σύστημα δύο εξισώσεων με δύο αγνώστους: την N_{Ed} και την M_{Ed} αυτής.

Από την επίλυση έχουμε $N_{Ed}=+397,96 \text{ kN}$ και $M_{Ed}=4510 \text{ kNcm}=45,10 \text{ kNm}$.

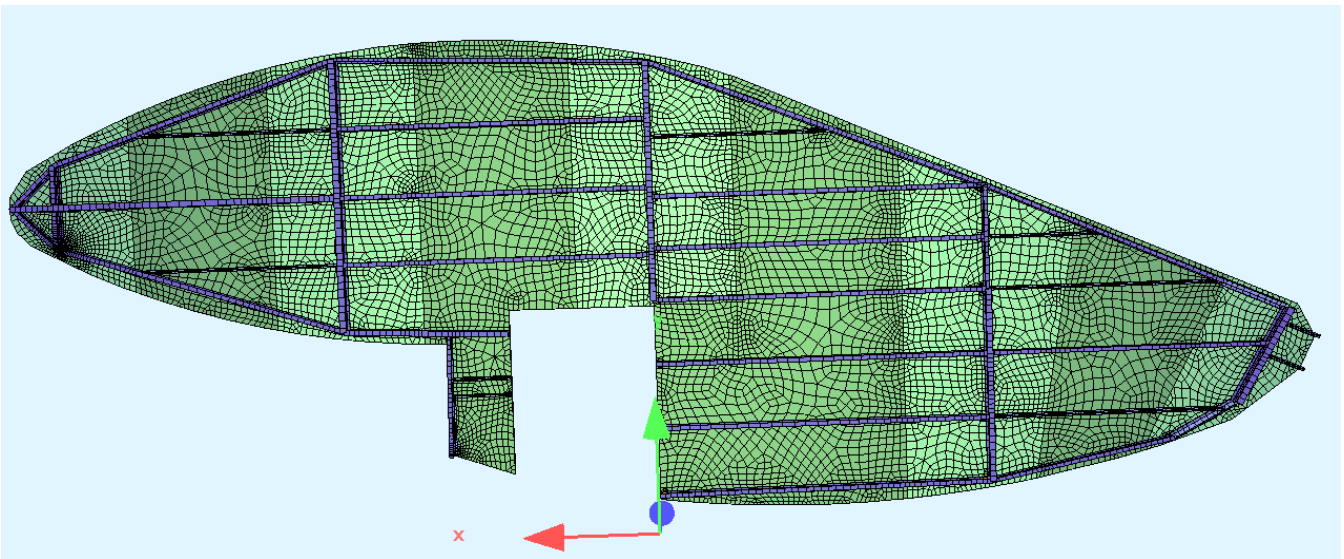
Εν τέλει συγκρίνουμε τα παραπάνω μεγέθη με αυτά που προέκυψαν από το προσομοίωμα Α) $M_y=43,7 \text{ kNm}=4370 \text{ kNcm}$ $N=401.3 \text{ kN}$.

Έχοντας επαληθεύσει ότι τα αποτελέσματα από τις δύο μεθόδους συμπίπτουν προχωρούμε στην προσομοίωση των πλακών όλων των ορόφων με πεπερασμένα στοιχεία καθώς οι κατόψεις των ορόφων του κτιρίου μας έχουν ελλειπτικό σχήμα το οποίο δεν με λεπτομέρεια να αποδοθεί με τη μέθοδο της σύμμικτης δοκού.

Επίσης όπως αναφέραμε σε προηγούμενα κεφάλαια οι διαμήκεις δοκοί συνδεονται αρθρωτά με τις κυρίες δοκούς και οι κύριες δοκοί αρθρωτά με τα υποστυλώματα.



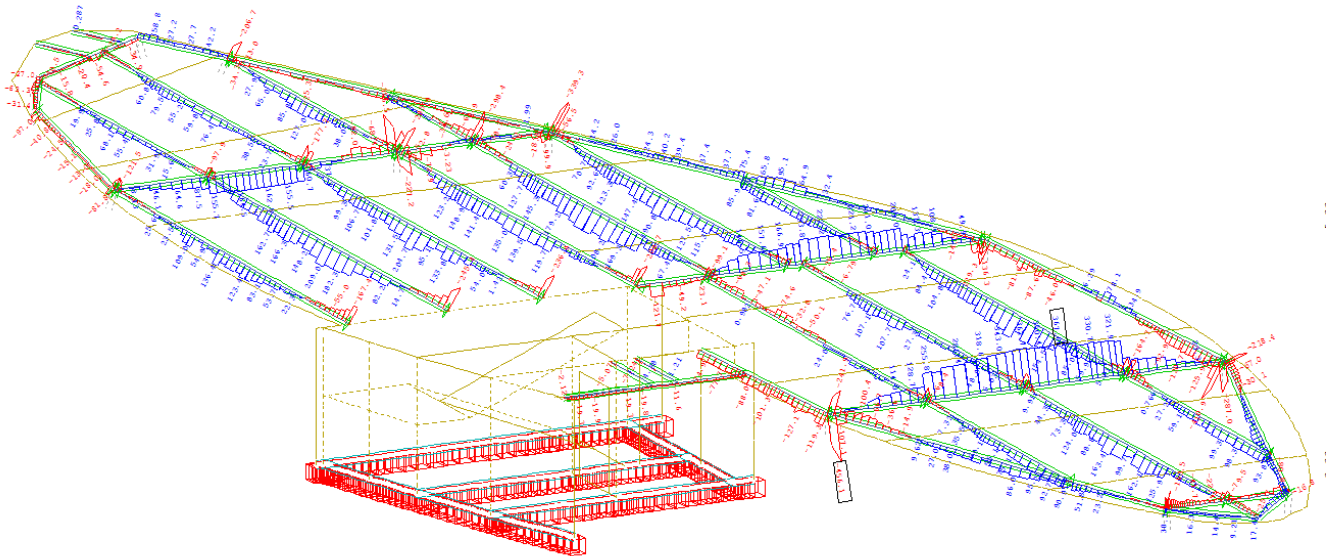
Σχήμα 5.11 Τελικό προσομοίωμα πλάκας 1^{ου} ορόφου σε κάτοψη.



Σχήμα 5.12: Άνοψη τελικού προσομοιώματος πλάκας 1^{ου} ορόφου

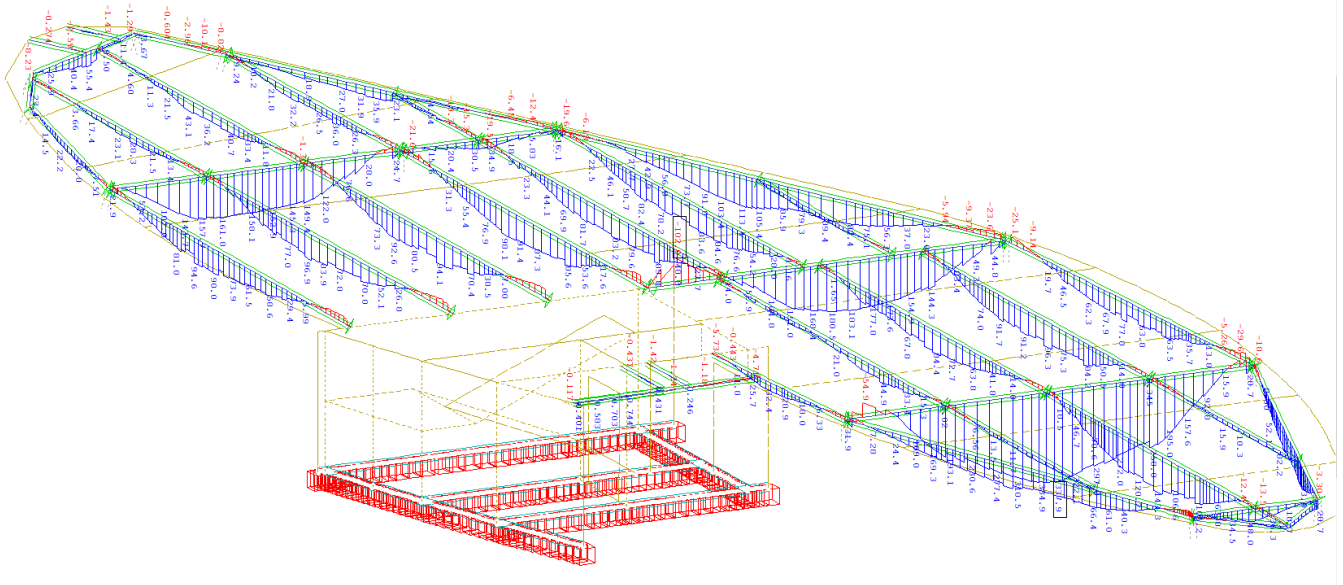
5.4 Έλεγχοι δοκών

Από την ανάλυση του τελικού μοντέλου προέκυψαν τα διαγράμματα M,Q,N για τα οποία θα ελεγχθούν οι σύμμικτες δοκοί της πλάκας.

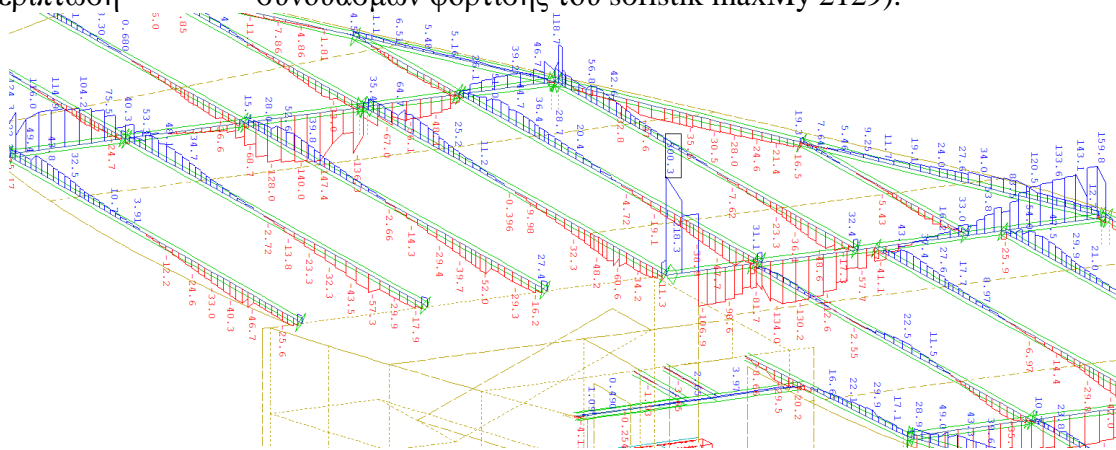


Σχήμα 5.13: Περιβάλλουσα μέγιστης αξονικής δύναμης N επί των σιδηροδοκών για δυσμενή ανά άνοιγμα φόρτιση (Τα αποτελέσματα από το sofistik 2121 maxN ελέγχονται με τις ροπές από την περίπτωση 2129 maxMy διότι για τη μελέτη των σιδηροδοκών ταυτίζονται με τα αποτελέσματα N της 2129 maxMy)

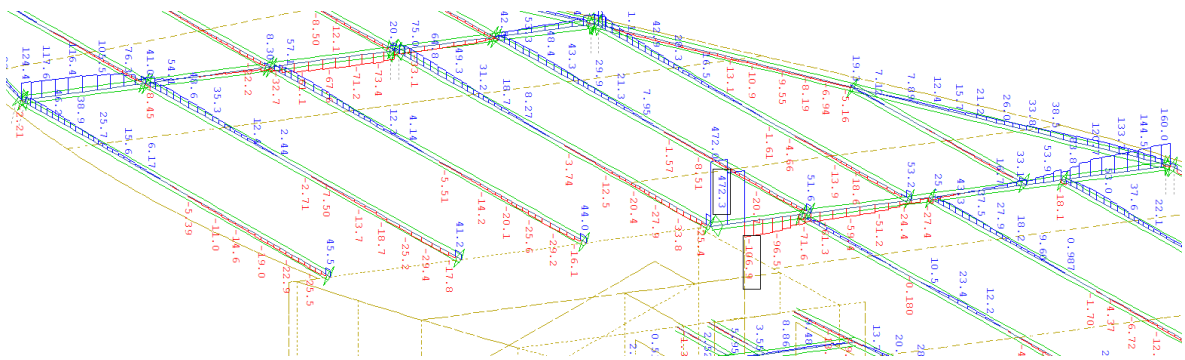
/



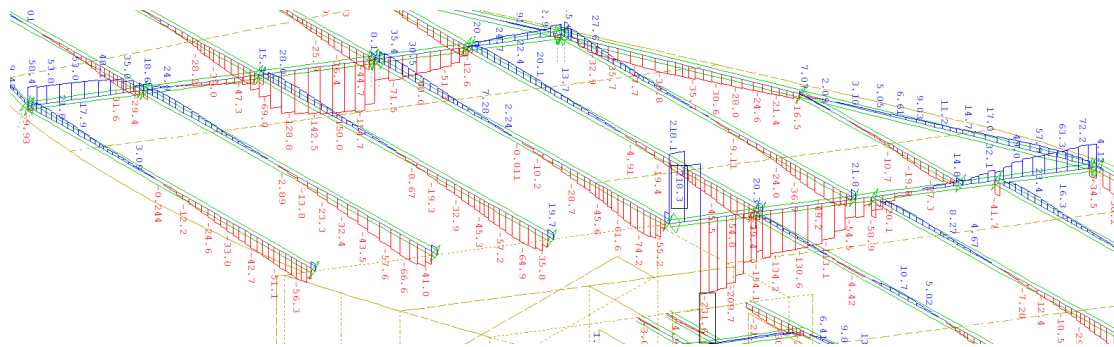
Σχίμα 5.14: Περιβάλλουσα μέγιστης θετικής ροπής (άνοιγμα) επί των σιδηροδοκών συνδυασμών φόρτισης του sofistik maxMy 2129).



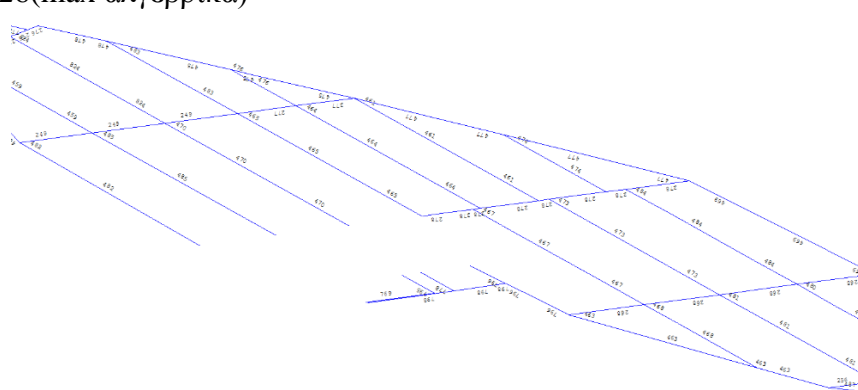
Σχίμα 5.15: Τεμνουσα δύναμη Q επί της σιδηροδοκού για την περίπτωση maxMy 2129



Σχίμα 5.16: Τεμνουσα δύναμη Q επί της σιδηροδοκού για την περίπτωση maxVz 2125(max αλγεβρικά)



Σχήμα 5.17: Τε μνουσα δύναμη Q επί της σιδηροδοκού για την περίπτωση minVz 2126(max αλγεβρικά)



Σχήμα 5.18: Αύξοντες αριθμοί δοκών (στους οποίους γίνεται αναφορά στους ελέγχους). Έλεγχοι διατομών –Υπολογισμοί διατομής

5.4.1 Δοκός Νο: 470

Διατομή(40) : UB 406 x 140 x 39

Στοιχεία διατομής : $A=48,62(\text{cm}^2)$, $I_y=12508,0 (\text{cm}^4)$,
 $A_{vz}=27,55\text{cm}^2$

$t_w= 0.64\text{cm}$ $t_f=0.86\text{cm}$ $d=36.04\text{cm}$ $b_{eff}= 211\text{cm}$ έχει υπολογισθεί αναλυτικά σε προηγούμενη παράγραφο.

Αρχικά ταξινομούμε τη διατομή της συμμίκτης δοκού για την περίπτωση θετικών ροπών.

$$\text{Είναι } F_c = F_c = 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} b_{eff} h_c = 1.417 \cdot 210 \cdot 10 = 2975.7 \text{ kN}$$

$$F_a = f_y A_a = 35.5 \cdot 48.62 = 1726.01 \text{ kN}$$

και αφού είναι $F_c > F_a$ ο ουδέτερος άξονας της διατομής βρίσκεται εντός του σκυροδέματος.

Συνεπώς όλος ο κορμός βρίσκεται υπό εφελκυσμό και είναι κατηγορίας 1.

Όμοίως και τα πέλματα, συνεπώς η διατομή είναι κατηγορίας 1 και θεωρώντας ότι υπάρχει το επαρκές ποσοστό οπλισμού στην πλάκα επιτρέπεται η πλαστική ανάλυση.

Τα μεγέθη σχεδιασμού που αναφέρονται στη μεταλλική δοκό είναι

$M_{y,Ed}=100.5\text{kNm}$ και $N_{Ed}=204.7\text{kN}$ ενώ αλληλοεπιδρά με τη ροπή τέμνουσα δύναμη μεγέθους $V_{Ed}=39.7\text{kN}$.

Ο έλεγχος της διατομής σε κάμψη μπορεί να γίνει, σύμφωνα με όσα έχουν περιγραφεί, με την $M_{pl,Rd}$ και λαμβάνοντας υπ' όψιν την επιρροή της αξονικής δύναμης αλλά εμείς θα χρησιμοποιήσουμε τον τύπο

$$\sigma_{au} = \frac{N_{Ed}}{A_e} + \frac{M_{Ed}}{W_{au}} = 20,19 \text{ kN/cm}^2 \leq 35,5 \text{ kN/cm}^2.$$

για την κάτω ίνα του χάλυβα.

Συνεπώς η διατομή δεν έχει διαρρεύσει καν.

Για την τάση στην άνω ίνα του σκυροδέματος λαμβάνεται απευθείας από το *sofistik quadrilateral element stress-top V.M. stress* $\sigma_{oc}=0.467\text{kN/m}^2 < 1.146\text{kN/cm}^2$ (θλιπτική) για την περίπτωση φόρτισης $\max M_{xy}$

Αντοχή σε τέμνουσα.

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού.

$$V_{pl,\alpha,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{27,55 \cdot 35,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 564,7 \text{ kN}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/355} = 0,814$$

και είναι $h_w/t_w = 36.04/0.64 = 56.31 \leq 72\varepsilon/\eta = 58,608$

και συνεπώς ο κορμός δε θεωρείται λεπτότοιχος και δεν υπόκειται σε τοπικό λυγισμό (κύρτωση) οπότε είναι

$$V_{Rd} = V_{pl,\alpha,Rd} = 564,7 \text{ kN}$$

και για $V_{Ed}=56.3\text{kN}$ (από τη φόρτιση για $\min V_z$ 2126) είναι

$$V_{Ed} = 56.3 \text{ kN} \leq V_{pl,\alpha,Rd} = 564,7 \text{ kN} .$$

Να σημειώσουμε εδώ ότι ο έλεγχος για αλληλεπίδραση ροπής και τέμνουσας γίνεται με την τέμνουσα δύναμη του συνδυασμού φόρτισης 2129 για $\max M_y$ η οποία είναι

$$V_{Ed}=39.7\text{kN}$$

$$\text{Ισχύει } V_{Ed}=39,7 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd}=0,5 \cdot 564,7 \text{ kN}=282,35 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω της παρουσίας διατμησης.

5.4.2 Δοκός Νο: 824

Διατομή(41) : UB 356 x 127 x 33

$$\text{Στοιχεία διατομής : } A=42,1(\text{cm}^2), I_y=8249,0(\text{cm}^4),$$

$$A_{vz}=23,06\text{cm}^2$$

$$t_w=0.6\text{cm} \quad t_f=0.85\text{cm} \quad d=31,16\text{cm}$$

Αρχικά πρέπει να υπολογίσουμε το b_{eff} .

$$\text{Για ακραίο άνοιγμα συνεχούς δοκού έχουμε } L_e=0.85L_1=0.85 \cdot 9,24\text{m}=7,39\text{m}$$

$$b_{el1} = \frac{L_e}{8} = 0,924m = b_{el2} \text{ οπότε } b_{eff1} = b_{el1} + b_{el2} = 1,848m \leq 2.11m \text{ Άρα } b_{eff1} = 1,848m$$

Εν συνεχεία ταξινομούμε τη διατομή της συμμίκτης δοκού για την περίπτωση θετικών ροπών.

$$\text{Είναι } F_c = F_c = 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} b_{eff} h_c = 1.417 \cdot 184,8 \cdot 10 = 2618,6kN$$

$$F_a = f_y A_a = 35.5 \cdot 42,1 = 1494,55kN$$

και αφού είναι $F_c > F_a$ ο ουδέτερος άξονας της διατομής βρίσκεται εντός του σκυροδέματος.

Συνεπώς όλος ο κορμός βρίσκεται υπό εφελκυσμό και είναι κατηγορίας 1.

Όμοίως και τα πέλματα, συνεπώς η διατομή είναι κατηγορίας 1 και θεωρώντας ότι υπάρχει το επαρκές ποσοστό οπλισμού στην πλάκα επιτρέπεται η πλαστική ανάλυση.

Τα μεγέθη σχεδιασμού που αναφέρονται στη μεταλλική δοκό είναι

$M_{y,Ed} = 43.1kNm$ και $N_{Ed} = 76.4kN$ ενώ αλληλοεπιδρά με τη ροπή τέμνουσα δύναμη μεγέθους $V_{Ed} = 8.3kN$ που είναι σχεδόν αμελητέα αφού στο άνοιγμα έχουμε την ελάχιστη τέμνουσα.

Ο έλεγχος της διατομής σε κάμψη μπορεί να γίνει, σύμφωνα με όσα έχουν περιγραφεί, με την $M_{pl,Rd}$ και λαμβάνοντας υπ' όψιν την επιρροή της αξονικής δύναμης αλλά εμείς θα χρησιμοποιήσουμε τους τύπους ελαστικής ανάλυσης ισοδύναμης διατομής

$$\sigma_{au} = \frac{N_{Ed}}{A_e} + \frac{M_{Ed}}{W_{au}} = 10,3991977 \text{ kN/cm}^2 \leq 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

για την κάτω ίνα του χάλυβα.

Συνεπώς η διατομή δεν έχει διαρρεύσει καν.

Επιπλέον αναφέρουμε και την τάση στην άνω ίνα του σκυροδέματος που λαμβάνεται απευθείας από το sofistic *quadrilateral element stress-top V.M. stress* $\sigma_{oc} = 0,206 \text{ kN/m}^2 < 1.146 \text{ kN/cm}^2$ (θλιπτική) για την περίπτωση φόρτισης $\max M_{xy}$

Αντοχή σε τέμνουσα.

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού.

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{23.06 \cdot 35,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 472.636kN$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/355} = 0,814$$

$$\text{και είναι } h_w / t_w = 31.16 / 0.6 = 51.93 \leq 72\varepsilon / \eta = 58,608$$

και συνεπώς ο κορμός δε θεωρείται λεπτότοιχος και δεν υπόκειται σε τοπικό λυγισμό (κύρτωση) οπότε είναι

$$V_{Rd} = V_{pl,\alpha,Rd} = 472.636kN$$

και για $V_{Ed}=47.3kN$ (από τη φόρτιση για $\min V_z$ 2126) είναι

$$V_{Ed} = 47.3kN \leq V_{pl,\alpha,Rd} = 472.63kN.$$

Όπως προαναφέραμε ο έλεγχος για αλληλεπίδραση ροπής και τέμνουσας γίνεται με την τέμνουσα δύναμη του συνδυασμού φόρτισης 2129 για $\max M_Y$ η οποία είναι

$$V_{Ed}=8.3 kN$$

$$\text{Ισχύει } V_{Ed}=8.3 kN < 0,5V_{pl,Rd}=0,5*472.63kN=236.315kN$$

Και συνεπώς δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω της παρουσίας διατμησης.

5.4.3 Δοκός Νο: 249 Διατομή(30) : UB 457 x 191 x 74

$$\text{Στοιχεία διατομής : } A=94,6(\text{cm}^2), I_y=33319,0 (\text{cm}^4), \\ A_{vz}=43,68\text{cm}^2$$

$$t_w=0.9\text{cm} \quad t_f=1,45\text{cm} \quad d=40,76\text{cm}$$

Αρχικά πρέπει να υπολογίσουμε το b_{eff} .

$$\text{Για ακραίο άνοιγμα συνεχούς δοκού έχουμε } L_e=0.85L_1=0.85*6,3434\text{m}=5,39189\text{m}$$

$$b_{el1} = \frac{L_e}{8} = 0,67399\text{m} = b_{el2} \quad \text{οπότε } b_{eff1} = b_{el1} + b_{el2} = 1,35\text{m} \leq \frac{11}{2}\text{m} \quad \text{Άρα } b_{eff1} = 1.35\text{m}$$

Εν συνεχεία ταξινομούμε τη διατομή της συμμίκτης δοκού για την περίπτωση θετικών ροπών.

$$\text{Είναι } F_c = F_c = 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} b_{eff} h_c = 1.417 \cdot 135 \cdot 10 = 1912.95kN$$

$$F_a = f_y A_a = 35.5 \cdot 94,6 = 3358,3kN$$

$$\text{Επιπλέον η δύναμη του άνω πέλματος } F_{a,f}=35.5*19.04*1.45=980.084kN$$

$$\text{και προφανώς } F_c + F_{a,f} > F_a - F_{a,f}$$

ο ουδέτερος άξονας της διατομής βρίσκεται εντός του άνω πέλματος της μεταλλικής δοκού.

Συνεπώς όλος ο κορμός βρίσκεται υπό εφελκυσμό και είναι κατηγορίας 1.

Το θλιβόμενο πέλμα συνδέεται διατμητικά με το σκυρόδεμα που εμποδίζει τον τοπικό λυγισμό και επιπλέον ισχύουν οι περιορισμοί για τη διαταξη των διατμητικών συνδέσμων οπότε και το άνω πέλμα είναι κατηγορίας 1.

Οπότε μπορεί να γίνει πλαστική ανάλυση.

Τα μεγέθη σχεδιασμού που της μεταλλικής δοκού είναι

$M_{y,Ed}=161,8kNm$ και $N_{Ed}=168,6kN$ ενώ αλληλοεπιδρά με τη ροπή τέμνουσα δύναμη μεγέθους $V_{Ed}=75,5kN$ που είναι σχεδόν αμελητέα αφού στο άνοιγμα έχουμε την ελάχιστη τέμνουσα.

Κατά τα γνωστά, θα χρησιμοποιήσουμε τους τύπους ελαστικής ανάλυσης ισοδύναμης διατομής που αναφέρονται στη περίπτωση αυτή μόνο στη μεταλική δοκό

$$\sigma_{au} = \frac{N_{Ed}}{A_e} + \frac{M_{Ed}}{W_{au}} = 12,3830 \text{ kN/cm}^2 \leq 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

για την κάτω ίνα του χάλυβα.

Συνεπώς η διατομή δεν έχει διαρρεύσει καν.

Η τάση στην άνω ίνα του σκυροδέματος που λαμβάνεται απευθείας από το sofistik είναι *quadrilateral element stress-top V.M. stress* $\sigma_{oc} = 0,493 \text{ kN/m}^2 < 1,146 \text{ kN/cm}^2$ (θλιπτική) για την περίπτωση φόρτισης $\max M_{xy}$

Αντοχή σε τέμνουσα.

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού.

$$V_{pl,\alpha,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{43,68 \cdot 35,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 865,262 \text{ kN}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/355} = 0,814$$

και είναι $h_w / t_w = 40,76 / 0,9 = 45,28888 \leq 72\varepsilon / \eta = 58,6080$

και συνεπώς ο κορμός δε θεωρείται λεπτότοιχος και δεν υπόκειται σε τοπικό λυγισμό (κύρτωση) οπότε είναι

$$V_{Rd} = V_{pl,\alpha,Rd} = 865,262 \text{ kN}$$

και για $V_{Ed} = 154,7 \text{ kN}$ (από τη φόρτιση για $\min V_z = 2126$) είναι

$$V_{Ed} = 154,7 \text{ kN} \leq V_{pl,\alpha,Rd} = 865,262 \text{ kN}.$$

Ο έλεγχος για αλληλεπίδραση ροπής και τέμνουσας γίνεται με την τέμνουσα δύναμη του συνδυασμού φόρτισης 2129 για $\max M_Y$ η οποία είναι

$$V_{Ed} = 75,5 \text{ kN}$$

$$\text{Ισχύει } V_{Ed} = 75,5 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 865,262 \text{ kN} = 432,631 \text{ kN}$$

Και συνεπώς δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω της παρουσίας διατμησης.

5.4.4 Δοκός Νο: 268 Διατομή(32) : UB 533x210x82

Στοιχεία διατομής : $A = 105,0 \text{ (cm}^2\text{)}, I_y = 47539,0 \text{ (cm}^4\text{)},$

$$A_{vz} = 54,19 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 0,96 \text{ cm} \quad t_f = 1,32 \text{ cm} \quad d = 47,65 \text{ cm}$$

Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους b_{eff} .

Για ακραίο άνοιγμα συνεχούς δοκού έχουμε $L_e = 0,85 L_1 = 0,85 \cdot 8,9005 \text{ m} = 7,5654 \text{ m}$

$$b_{e1} = \frac{L_e}{8} = 0,94567 \text{ m} = b_{e2} \quad \text{οπότε } b_{eff1} = b_{e1} + b_{e2} = 1,89136 \text{ m}$$

Εν συνεχεία ταξινομούμε τη διατομή της συμμίκτης δοκού

$$\text{Είναι } F_c = F_c = 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} b_{eff} h_c = 1.417 \cdot 189,136 \cdot 10 = 2678,13 \text{ kN}$$

$$F_a = f_y A_a = 35.5 \cdot 105 = 3727,5 \text{ kN}$$

Επιπλέον η δύναμη του άνω πελματος $F_{a,f} = 35.5 \cdot 20,88 \cdot 1.32 = 978,437 \text{ kN}$

$$\text{και προφανώς } F_c + F_{a,f} > F_a - F_{a,f}$$

ο ουδέτερος άξονας της διατομής βρίσκεται εντός του άνω πέλματος της μεταλλικής δοκού.

Συνεπώς όλος ο κορμός βρίσκεται υπό εφελκυσμό και είναι κατηγορίας 1.

Για το θλιβόμενο πέλμα που συνδέεται διατμητικά με το σκυρόδεμα που εμποδίζει τον τοπικό λυγισμό και επιπλέον ισχύουν οι περιορισμοί για τη διαταξη των διατμητικών συνδέσμων οπότε και το άνω πέλμα είναι κατηγορίας 1.

Οπότε μπορεί να γίνει πλαστική ανάλυση.

Από την επίλυση λαμβάνουμε τα εξής μεγέθη σχεδιασμού που της μεταλλικής δοκού:

$M_{y,Ed} = 337,9 \text{ kNm}$ και $N_{Ed} = 368,6 \text{ kN}$ ενώ αλληλοεπιδρά με τη ροπή τέμνουσα δύναμη μεγέθους $V_{Ed} = 70,9 \text{ kN}$.

Για τον έλεγχο αντοχής σε αξονική δύναμη και ροπή θα χρησιμοποιήσουμε τους τύπους ελαστικής ανάλυσης ισοδύναμης διατομής της μεταλλικής δοκού

$$\sigma_{au} = \frac{N_{Ed}}{A_e} + \frac{M_{Ed}}{W_{au}} = 21.38316 \text{ kN/cm}^2 \leq 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

για την κάτω ίνα του χάλυβα.

Συνεπώς η διατομή δεν έχει διαρρεύσει καν.

Λαμβάνουμε και από το *sofistik* την τάση στην άνω ίνα του σκυροδέματος *quadrilateral element stress-top V.M. stress* $\sigma_{oc} = 1,124 \text{ kN/m}^2 < 1.146 \text{ kN/cm}^2$ (θλιπτική) για την περίπτωση φόρτισης $\max M_{xy}$

Αντοχή σε τέμνουσα.

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού.

$$V_{pl,\alpha,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{54,19 \cdot 35,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 1110,675 \text{ kN}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/355} = 0,814$$

$$\text{και είναι } h_w / t_w = 49,635 / 0,96 = \leq 72 \varepsilon / \eta = 58,6080$$

και συνεπώς ο κορμός δε θεωρείται λεπτότοιχος και δεν υπόκειται σε τοπικό λυγισμό (κύρτωση) οπότε είναι

$$V_{Rd} = V_{pl,\alpha,Rd} = 1110,67kN$$

και για $V_{Ed}=216,5kN$ (από τη φόρτιση για $\min V_z$ 2126) είναι

$$V_{Ed} = 216,5kN \leq V_{pl,\alpha,Rd} = 865,262kN.$$

Ο έλεγχος για αλληλεπίδραση ροπής και τέμνουσας γίνεται με την τέμνουσα δύναμη του συνδυασμού φόρτισης 2129 για $\max M_Y$ η οποία είναι

$$V_{Ed}=70,9kN$$

$$\text{Ισχύει } V_{Ed}=70,9 kN < 0,5V_{pl,Rd}=0,5*1110,675kN=555,3375kN$$

Και συνεπώς δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω της παρουσίας διατμησης.

5.4.5 Δοκός Νο: 278

Διατομή(30) : UB 457 x 191 x 74

Η δοκός 278 έχει την ίδια διατομή με τη δοκό 246 και συνεπώς στους πολολογισμούς αλλάζει μόνο το συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος.

$$\text{Στοιχεία διατομής : } A=94,6(\text{cm}^2), I_y=33319,0 (\text{cm}^4),$$

$$A_{vz}=43,68\text{cm}^2$$

$$t_w=0,9\text{cm} \quad t_f=1,45\text{cm} \quad d=40,76\text{cm}$$

Υπολογισμός b_{eff} .

$$\text{Για ακραίο άνοιγμα συνεχούς δοκού έχουμε } L_e=0,85L_1=0,85*7,7988\text{m}=6,6215\text{m}$$

$$b_{el1} = \frac{L_e}{8} = 0,82768\text{m} = b_{el2} \quad \text{οπότε } b_{eff1} = b_{el1} + b_{el2} = 1,6553\text{m}$$

Εν συνεχεία ταξινομούμε τη διατομή της συμμίκτης δοκού για την περίπτωση θετικών ροπών.

$$\text{Είναι } F_c = F_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{1,5} b_{eff} h_c = 1,417 \cdot 165,53 \cdot 10 = 2345,7kN$$

$$F_a = f_y A_a = 35,5 \cdot 94,6 = 3358,3kN$$

$$\text{Επιπλέον η δύναμη του άνω πέλματος } F_{a,f}=35,5*19,04*1,45=980,084kN$$

$$\text{και προφανώς } F_c + F_{a,f} > F_a - F_{a,f}$$

ο ουδέτερος άξονας της διατομής βρίσκεται εντός του άνω πέλματος της μεταλλικής δοκού.

Συνεπώς όλος ο κορμός βρίσκεται υπό εφελκυσμό και είναι κατηγορίας 1.

Το θλιβόμενο πέλμα συνδέεται διατμητικά με το σκυρόδεμα που εμποδίζει τον τοπικό λυγισμό και επιπλέον ισχύουν οι περιορισμοί για τη διαταξη των διατμητικών συνδέσμων οπότε και το άνω πέλμα είναι κατηγορίας 1.

Οπότε μπορεί να γίνει πλαστική ανάλυση.

Τα μεγέθη σχεδιασμού που της μεταλλικής δοκού είναι

$M_{y,Ed}=183,1kNm$ και $N_{Ed}=223,9kN$ ενώ αλληλοεπιδρά με τη ροπή τέμνουσα δύναμη μεγέθους $V_{Ed}=3,74kN$ που είναι πρακτικά αμελητέα αφού στο άνοιγμα έχουμε την ελάχιστη τέμνουσα.

Όπως και πριν θα χρησιμοποιούμε τους τύπους ελαστικής ανάλυσης ισοδύναμης διατομής για τη μεταλική δοκό

$$\sigma_{au} = \frac{N_{Ed}}{A_e} + \frac{M_{Ed}}{W_{au}} = 14,3532 \text{ kN/cm}^2 \leq 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

για την κάτω ίνα του χάλυβα.

Συνεπώς η διατομή δεν έχει διαρρεύσει καν.

Η τάση στην άνω ίνα του σκυροδέματος που λαμβάνεται απευθείας από το sofistik είναι *quadrilateral element stress-top V.M. stress* $\sigma_{oc} = 1,03 \text{ kN/m}^2 < 1.146 \text{ kN/cm}^2$ (θλιπτική) για την περίπτωση φόρτισης $\max M_{xy}$

Αντοχή σε τέμνουσα.

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού.

$$V_{pl,\alpha,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{43,68 \cdot 35,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 895,262 \text{ kN}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/355} = 0,814$$

και είναι $h_w / t_w = 40,76 / 0,9 = 45,28 \leq 72\varepsilon / \eta = 58,6080$

και συνεπώς ο κορμός δε θεωρείται λεπτότοιχος και δεν υπόκειται σε τοπικό λυγισμό (κύρτωση) οπότε είναι

$$V_{Rd} = V_{pl,\alpha,Rd} = 865,262 \text{ kN}$$

και για $V_{Ed} = 231,6 \text{ kN}$ (από τη φόρτιση για $\min V_z$ 2126) είναι

$$V_{Ed} = 231,6 \text{ kN} \leq V_{pl,\alpha,Rd} = 865,262 \text{ kN}.$$

Ο έλεγχος για αλληλεπίδραση ροπής και τέμνουσας γίνεται με την τέμνουσα δύναμη του συνδυασμού φόρτισης 2129 για $\max M_Y$ η οποία είναι

$$V_{Ed} = 3,74 \text{ kN}$$

$$\text{Ισχύει } V_{Ed} = 3,74 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 865,262 \text{ kN} = 432,631 \text{ kN}$$

όπως είχαμε αναφέρει είναι αμελητέα.

Και συνεπώς δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω της ύπαρξης διατμητικής δύναμης.

Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (2010). «Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση, 3^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Anil K. Chopra (2010) «Δυναμική των κατασκευών – Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική 2^η ελληνική επανέκδοση». Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
6. Ι. Χ. Ερμόπουλου, “Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής”, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 1997.
7. Εργαστήριο αντισεισμικής τεχνολογίας Ε.Μ.Π. «Τυπολόγιο Αντισεισμικής τεχνολογίας 2»
8. Εγχειρίδια υποπρογραμμάτων SOFISTIK: sofimsch, dyna, bemess, aqua, maxima
9. Παππά Θ. (2013) «Σχεδιασμός μεταλλικού υποστέγου με πατάρι», διπλωματική εργασία Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Ε.Μ.Π., Αθήνα
10. Γαλάνης Γ., Δαμάσκος Δ. «Σχεδιασμός υποστέγου συντήρησης αεροσκαφών», διπλωματική εργασία Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών Ε.Μ.Π., Αθήνα