

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ



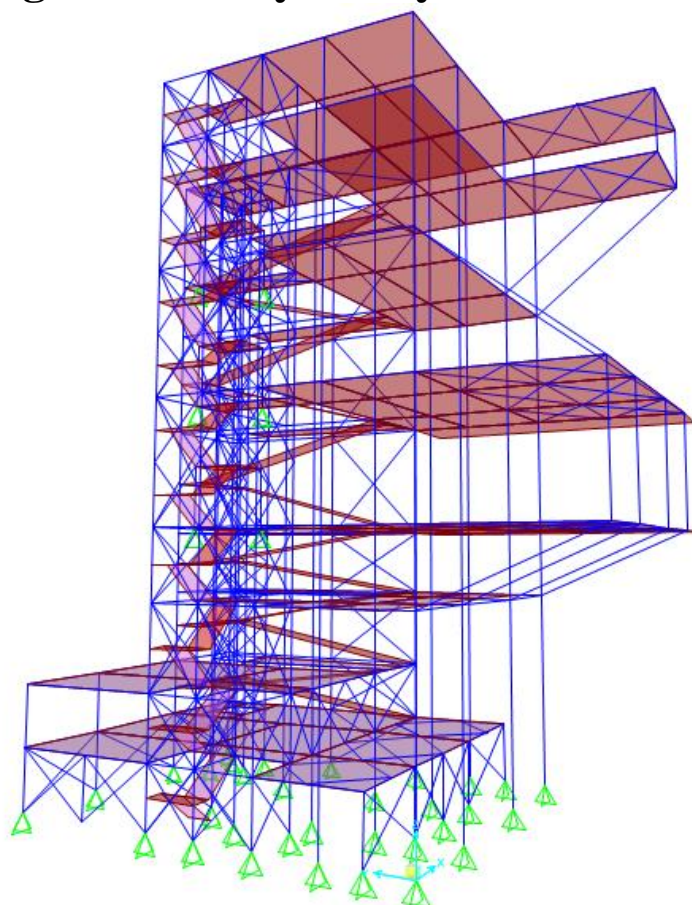
NATIONAL TECHNICAL
UNIVERSITY OF ATHENS

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ
ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

SCHOOL OF CIVIL
ENGINEERING
STRUCTURAL ENGINEERING

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

Σχεδιασμός Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου Design of a Multy-storey Steel Building



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΙΧΑΗΛ Χ. ΤΖΑΓΚΑΡΑΚΗΣ

Επιβλέπων: Ιωάννης Κ. Βάγιας
Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Μάρτιος 2014

ΕΜΚ ΔΕ 2014/02

Τζαγκαράκης Μ. Χ. (2013)
Σχεδιασμός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου
Διπλωματική Εργασία, ΕΜΚ ΔΕ 2014/02
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Tzagkarakis M. C. (2013)
Design of a multy-storey steel building
Diploma Thesis, ΕΜΚ ΔΕ 2014/02
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	8
ABSTRACT.....	9
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	10
Κεφάλαιο 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ-ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	
1.1 Αντικείμενο μελέτης	11
1.2 Ιστορία μεταλλικών κατασκευών.....	12
1.3 Δομή και ιδιότητες χάλυβα	14
1.3.1 Δομικοί χάλυβες διαμορφωμένοι ‘εν θερμώ’	14
1.3.2 Δομικοί χάλυβες διαμορφωμένοι ‘εν ψυχρώ’	15
1.3.3 Χάλυβες σκυροδέματος	15
1.3.4 Χάλυβες χαλυβδόφυλλων	15
1.3.5 Χάλυβες κοχλίων	16
1.4 Έργα από χάλυβα στις μέρες μας.....	17
Κεφάλαιο 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ-ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΛΕΤΗΣ	
2.1 Γενική περιγραφή κτιρίου	19
2.2 Αρχιτεκτονικές απαιτήσεις και διαμόρφωση στατικού φορέα	20
2.3 Στατικό σύστημα – Δομικά στοιχεία.....	34
2.4 Εδαφικές συνθήκες.....	37
Κεφάλαιο 3. ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ - ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	
3.1 Ποιότητα υλικών κατασκευής.....	38
3.2 Φορτίσεις κατασκευής	41
3.2.1 Μόνιμα φορτία (Dead Loads).....	42
3.2.2 Κινητά (μεταβλητά) φορτία (Live Loads)	42
3.2.3 Έδαφος και βάρος υποστυλωμάτων	43
3.2.4 Δράσεις ανέμου.....	46
3.2.5 Θερμοκρασιακές μεταβολές	55
3.2.6 Φορτία χιονιού	55
3.2.7 Σεισμικές δράσεις	57

3.3	Βάσεις σχεδιασμού – Δράσεις – Συνδυασμοί δράσεων.....	63
3.3.1	Γενικά-Θεμελιώδεις απαιτήσεις-Οριακές καταστάσεις	63
3.3.2	Οριακή κατάσταση αστοχίας (Ultimate Limit State)	66
3.3.3	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Serviceability Limit State)	66
3.3.4	Συνδυασμοί δράσεων κτιρίου	66

Κεφάλαιο 4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ (ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ - ΕΛΕΓΧΟΣ)

4.1	Έλεγχος σε αξονική εφελκυστική δύναμη	68
4.2	Έλεγχος σε αξονική θλιπτική δύναμη	69
4.3	Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη	69
4.4	Έλεγχος σε διαξονική κάμψη	70
4.5	Έλεγχος σε διάτμηση	70
4.6	Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη	71
4.7	Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση	71
4.8	Έλεγχος σε κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη	72
4.9	Έλεγχος μελών σε λυγισμό	72
4.10	Έλεγχος σε στέψη	78
4.11	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	79
4.12	Κοχλιωτές συνδέσεις	80

Κεφάλαιο 5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΤΟ SAP2000

5.1	Παρουσίαση SAP2000	88
5.2	Προσομοίωση φορέα	89

Κεφάλαιο 6. ΤΕΛΙΚΗ ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΙ

6.1	Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας	108
6.2	Έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας	121
6.3	Έλεγχος περιορισμού βλαβών	126
6.4	Ικανοτικός έλεγχος	130
6.4.1	Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας	130
6.4.2	Ικανοτικός έλεγχος κόμβων	135

Κεφάλαιο 7. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΠΟΥ ΔΕΝ ΠΕΡΑΣΑΝ ΤΟΝ ΠΡΟΗΓΟΥΜΕΝΟ ΕΛΕΓΧΟ.....	137
Κεφάλαιο 8. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	
8.1 Συνδέσεις υποστυλωμάτων με δοκό	148
8.2 Αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος.....	150
8.3 Έδραση υποστυλώματος	153
Κεφάλαιο 9. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΙ ΗΛΟΙ	
9.1 Διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών	160
9.2 Τοποθέτηση διατμητικών ήλων	166
9.3 Διαστασιολόγηση θεμελίου.....	170
Κεφάλαιο 10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	172
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	173

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΜΚ ΔΕ 2014/02

Σχεδιασμός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου
Τζαγκαράκης Μιχαήλ Χ. (Επιβλέπων: Βάγιας Ιωάννης)

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο μελέτης τον σχεδιασμό (ανάλυση και διαστασιολόγηση) ενός πολυώροφου κτιρίου, που στεγάζει ένα μουσείο στην περιοχή της Πάτρας, με φέροντα οργανισμό από χάλυβα και με πλήρη εφαρμογή των διατάξεων των Ευρωκωδίκων (EN 1990, 1991, 1993, 1994 και 1998). Η επίλυση του κτιρίου έγινε με χρήση του λογισμικού SAP2000 v15, ενώ ο έλεγχος επάρκειας της πλάκας με το SymDeck Designer. Αναλυτικότερα, η δομή της εργασίας είναι ως εξής:

Στο **πρώτο κεφάλαιο** αναφέρονται το αντικείμενο μελέτης, οι κανονισμοί που χρησιμοποιήθηκαν, καθώς και γενικά στοιχεία που αφορούν τον χάλυβα ως δομικό υλικό και τις μεταλλικές κατασκευές.

Στο **δεύτερο κεφάλαιο** γίνεται η περιγραφή του κτιρίου και δίνονται πληροφορίες για την γεωμετρία, τις διαστάσεις και τα δομικά του στοιχεία. Αναλύεται η αρχιτεκτονική και η κατασκευή του έργου και παρατίθενται στοιχεία σχετικά με τον φέροντα οργανισμό.

Στο **τρίτο κεφάλαιο** παρουσιάζονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των φορτίων που καταπονούν την κατασκευή, ενώ παρατίθενται και οι συνδυασμοί δράσεων, με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση.

Στο **τέταρτο κεφάλαιο** αναγράφονται αναλυτικά, όλες οι σχέσεις με τις οποίες επιτυγχάνεται ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση του φορέα αυτού.

Στο **πέμπτο κεφάλαιο** παρουσιάζεται το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για την επίλυση του φορέα μας, το οποίο είναι το SAP2000, και το μοντέλο – προσομοίωμα του κτιρίου, όπως εισήχθη στο πρόγραμμα. Αναφέρεται αναλυτικά ολόκληρη η διαδικασία βήμα – βήμα, πώς εισήχθησαν τα στοιχεία στο πρόγραμμα.

Στο **έκτο κεφάλαιο** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης και επιβεβαιώνεται η επάρκεια των διατομών τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και λειτουργικότητας. Γίνεται έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά την διάρκεια του σεισμού. Κλείνοντας γίνεται ενδεικτικός ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας και κόμβου. Σε αυτό το κεφάλαιο καταλήγουμε στον τελικό μας φορέα, που θα συνεχίσει ο ίδιος σε ολόκληρη της διπλωματική.

Στο **έβδομο κεφάλαιο** γίνεται η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων που δεν πέρασαν τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Στο **όγδοο κεφάλαιο** περιγράφονται ο σχεδιασμός και ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών του φορέα. Ενδεικτικά, παρουσιάζονται συνδέσεις υποστυλώματος – δοκού, αποκατάστασης συνέχειας και έδρασης υποστυλώματος.

Στο **ένατο κεφάλαιο** γίνεται η διαστασιολόγηση των πλακών ενός ορόφου και η διάταξη των ήλων που θα τοποθετηθούν στην δοκούς και στα υποστυλώματα της κατασκευής.

Τέλος, στο **δέκατο κεφάλαιο** παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκπόνηση της εργασίας.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2014/02

Design of a multy-storey steel building

Tzagkarakis Michail C. (supervised by Vagias Ioannis)

ABSTRACT

This diploma thesis deals with the study (analysis and design) of a multy-storey steel building, this building is a museum in the area of Patra, with a structural system of steel and an interior, composite, megazine, under the requirements of Eurocodes (EN 1990, 1991, 1993, 1994 and 1998). The resolution of the building was performed using SAP2000 v15 software, whereas the control of adequacy of the composite slab using SymDeck Designer. More specifically, the structure of this paper is given below:

In the *first chapter*, the case study, the web of regulations, as well as general information on steel as a building materials and steel constructions are described.

The *second chapter* contains the description of the building and provides information about its geometry, dimensions and structural elements. It analyzes the architecture and construction of the project and provides information about its structural system.

In the *third chapter*, the properties of the materials that were used and the loads acting on the construction are described. Moreover, the load combinations, on which the analysis and dimensioning are based, are determined.

In the *fourth chapter*, listed in detail all relationships which would achieve the control and dimensioning of such structure.

The *fifth chapter* presents the software used to analyze the dynamic modal response spectrum analysis of the structure, which is SAP2000, as well as the model of the building used in SAP2000. Mentioned in detail the whole process step by step that introduced the data in the program.

The *sixth chapter* presents the analytical results and confirm the adequacy of the cross sections in both the ultimate limit state and serviceability. Checking limiting damage during the earthquake. Finally, a check of composite slab and knots is made. In this chapter we come to our final structure that continued throughout the diploma thesis.

In the *seventh chapter*, the design of columns that do not pass the ultimate limit state.

In the *eighth chapter*, typical joints are tested, such as the joints between column - beam, rehabilitation and follow- bearing column.

In the *ninth chapter*, becomes the dimensioning of a floor plate and the arrangement of the bolts to be fitted to the columns and beams of the structure.

Finally, in the *tenth and conclusive chapter* of this thesis, the results are summarized and conclusions are mentioned.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Ιωάννη Βάγια για την καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια αυτής της προσπάθειας μου και που συντέλεσε σε μεγάλο βαθμό στην ενασχόλησή μου με τον κλάδο των μεταλλικών κατασκευών.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τους υποψήφιους διδάκτορες του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών για την συμβολή τους στην κατανόηση του λογισμικού προγράμματος SAP2000. Ακόμα θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στην Ειρήνη Πολοσηφάκη, από την οποία βρήκα τα σχέδια αυτής της κατασκευής και είχα την δυνατότητα να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα και να μάθω πολύ σημαντικά για το μέλλον μου πράγματα.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου για την ηθική υποστήριξη όλα αυτά τα χρόνια, όπου με στήριξαν σε κάθε μου βήμα κατά την διάρκεια των σπουδών μου. Σαφώς, εδώ θα πρέπει να ευχαριστήσω θερμά τους φίλους μου και όλους αυτούς, όπου όλα αυτόν τον καιρό με στήριξαν και συνεισέφεραν στο να περάσω καταπληκτικά φοιτητικά χρόνια.

Κεφάλαιο 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ-ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ



Burj Khalifa Dubai: Μία κατασκευή που κεντρίζει το ενδιαφέρον κάθε μηχανικού και τον θαυμασμό των περαστικών που θα το αντικρίσουν. Είναι ένας ουρανοξύστης που ξεπερνάει τα 800m, και κατέχει την πρώτη θέση στα υψηλότερα κτήρια του κόσμου.

Τέτοιου είδους κατασκευές έχουν σαν βασικό υλικό τον χάλυβα και σε μια αρμονική συνεργασία με το σκυρόδεμα, έχουμε αυτό το εκπληκτικό αποτέλεσμα. Χωρίς την χρήση δομικού χάλυβα (υλικό που έχει μεγαλύτερη αντοχή και μικρότερο βάρος σε σχέση με το σκυρόδεμα), ίσως να ήταν αδύνατη η κατασκευή αυτού του έργου, καθώς επίσης και έργων με τόσο μεγάλο ύψος και μεγάλα ανοίγματα.

1.1 Αντικείμενο μελέτης

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη (ανάλυση και διαστασιολόγηση) ενός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου αποτελούμενο από 6 ορόφους και 2 υπόγεια. Αποτελείται κυρίως από υποστυλώματα, δοκούς και δικτυώματα κοίλων διατομών TUBE. Η υπό μελέτη κατασκευή σχεδιάστηκε στα πρότυπα υπάρχοντος κτιρίου στην Πάτρα το οποίο στεγάζει το μουσείο μοντέρνας τέχνης και κατασκευάστηκε το 2004 από οπλισμένο σκυρόδεμα. Την αρχιτεκτονική μελέτη την πραγματοποίησε η Ειρήνη Πολοσηφάκη, απ' όπου βρέθηκαν και τα αρχιτεκτονικά σχέδια. Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με την χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή SAP2000 v.15 και βασίστηκε στους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993, 1994, και 1998 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν:

- ✓ Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού
- ✓ Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές
- ✓ Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- ✓ Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών
- ✓ Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός

1.2 Ιστορία μεταλλικών κατασκευών

Ακολουθούν φωτογραφίες των πρώτων μεταλλικών κατασκευών και κτιρίων που κατασκευάστηκαν από τα μέσα του 18^{ου} αιώνα και μετά. Αρχικές εφαρμογές των μεταλλικών κατασκευών, στην Αναγέννηση, υπήρξαν τα παραπέτα και τα διακοσμητικά στοιχεία, από χυτοσίδηρο.

Με το πέρασμα των χρόνων ακολούθησαν εφαρμογές των μεταλλικών κατασκευών σε έργα γεφυροποιίας (πρωτεύουσες κατασκευές). Η πρώτη γέφυρα με σκελετό από χυτοσίδηρο κατασκευάστηκε το 1777 στο Coalbrookdale της Αγγλίας, άνω του ποταμού Severn και η γενική της άποψη φαίνεται στην εικόνα 1.1. Η γέφυρα αυτή μελετήθηκε από τον Abraham Darby, έχει άνοιγμα περίπου 30m και βρίσκεται ακόμα σε λειτουργία

Στην εικόνα 1.2 φαίνεται λεπτομέρεια του σκελετού της ίδιας γέφυρας με μορφή αψίδας.

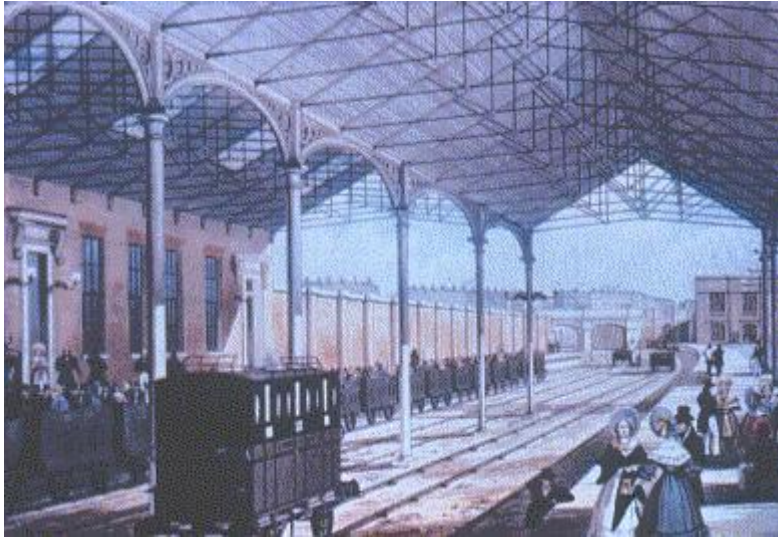


Εικόνα 1.1. Η πρώτη γέφυρα από χυτοσίδηρο Coalbrookdale, Αγγλία 1777



Εικόνα 1.2. Λεπτομέρεια αψιδωτού σκελετού της γέφυρας του Coalbrookdale, Αγγλία 1777

Στην εικόνα 1.3 φαίνεται η χρήση του μετάλλου σε κατασκευές στεγαστρών. Πρόκειται για το στέγαστρο του σιδηροδρομικού σταθμού του Euston στο Λονδίνο, που κατασκευάστηκε το 1837.



Εικόνα 1.3. Μεταλλικό στέγαστρο του σιδηροδρομικού σταθμού Euston, Λονδίνο, 1837

Στην εικόνα 1.4 φαίνεται το πρώτο κτίριο, με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, της Γαλλίας. Η αρχική του χρήση ήταν εργοστάσιο σοκολατοποιίας, σχεδιάστηκε από τον αρχιτέκτονα Jules Saulner και υπολογίστηκε από τον στατικό Gustave Eiffel, τον ίδιο που το 1887 δημιούργησε τον ομώνυμο πύργο του Eiffel για τη διεθνή έκθεση στο Παρίσι.



Εικόνα 1.4. Το πρώτο κτίριο με μεταλλικό σκελετό της Γαλλίας, στο Noisiel Sur Marne, Γαλλία, 1872



Εικόνα 1.5. Ο πύργος του Eiffel, Παρίσι

1.3 Δομή και ιδιότητας χάλυβα

Οι ιδιότητες των υλικών που δίνονται στο κεφάλαιο αυτό θεωρούνται ‘ονομαστικές τιμές’, οι οποίες γίνονται αποδεκτές ως ‘χαρακτηριστικές τιμές’ στους υπολογισμούς. Άλλες ιδιότητες υλικών δίνονται στα σχετικά Πρότυπα Αναφοράς, τα οποία ορίζονται στο κανονιστικό Παράρτημα Β του Ευρωκώδικα 3.

1.3.1 Δομικοί χάλυβες διαμορφωμένοι ‘εν θερμώ’

Οι ιδιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων (διαμορφωμένων ‘εν θερμώ’) δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10025.

Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{ya} και της εφελκυστικής αντοχής του δομικού χάλυβα δίνονται στον Πίνακα 1.1.

Ονομαστική κατηγορία χάλυβα κατά EN 10025	Ποιότητα κατά EN 10025	Πάχος στοιχείου t			
		t < 40mm		40mm < t < 100 mm	
		$f_{ya}(N/mm^2)$	$f_{ua}(N/mm^2)$	$f_{ya}(N/mm^2)$	$f_{ua}(N/mm^2)$
Fe 360	S 235	235	360	215	340
Fe 430	S 275	275	430	255	410
Fe510	S335	355	510	335	490

t είναι το ονομαστικό πάχος του στοιχείου

Πίνακας 1.1. Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικών χαλύβων

Παρατηρούμε πως η ονομαστική κατηγορία των χαλύβων γίνεται σύμφωνα με τη μέγιστη εφελκυστική αντοχή λεπτών στοιχείων, ενώ η ποιότητά τους αναφέρεται στις τιμές του ορίου διαρροής f_{ya} λεπτών στοιχείων.

1.3.2 Δομικοί χάλυβες διαμορφωμένοι 'εν ψυχρώ'

Στο έργο της παρούσας εργασίας θεωρούμε πως χρησιμοποιούμε μόνο χάλυβδινα μέλη που έχουν διαμορφωθεί 'εν θερμώ'. Ωστόσο, για λόγους πληρότητας αναφέρονται σε αυτό το σημείο οι θέσεις (στον Ευρωκώδικα 3) των ιδιοτήτων και μηχανικών χαρακτηριστικών για δομικούς χάλυβες διαμορφωμένους 'εν ψυχρώ'.

Οι ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής αστοχίας (που θεωρούνται για τους υπολογισμούς ως χαρακτηριστικές τιμές), για χάλυβα κατεργασμένο 'εν ψυχρώ', ορίζονται στο Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 3.

1.3.3 Χάλυβες σκυροδέματος

Για λόγους πληρότητας και για να καταλάβουμε καλύτερα τις διαφορές των ιδιοτήτων των χάλυβων που χρησιμοποιούνται κατά περίπτωση, γίνεται αναφορά και στις ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των χάλυβων σκυροδέματος (οπλισμοί), τα οποία δίνονται στην Ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10080 και στις Ελληνικές προδιαγραφές ΕΛΟΤ 959 και 971.

Οι χαρακτηριστικές τιμές των ορίων διαρροής δίνονται στον Πίνακα 1.2.

Ποιότητα χάλυβα		Όριο διαρροής
ΕΛΟΤ 951	ΕΛΟΤ 971	f_{ys} (MPa)
S 220	-	220
S 400	S 400 s	400
S 500	S 500 s	500

Πίνακας 1.2. Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής χάλυβων σκυροδέματος

1.3.4 Χάλυβες χαλυβδόφυλλων

Οι ποιότητες και μηχανικά χαρακτηριστικά των χάλυβων των στραντζαριστών χαλυβδόφυλλων προβλέπονται από τις ευρωπαϊκές και διεθνείς προδιαγραφές EN 10025, EN 10113, EN 10147 και EN 10147.

Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής του μητρικού υλικού των χαλυβδόφυλλων δίνονται στον Πίνακα 1.3.

Πρότυπο	Ποιότητα	f_{yp} [MPa]
EN 10 025	S 235	235
	S 275	275
	S 335	355
EN 10 113 Part 2	S 275 N/NL	275
	S 355 N/NL	355
	S 460 N/NL	460
ISO 4997	CR 220	220
	CR 250	250
	CR 320	320
EN 10 147	S 220 G	220
	S 250 G	250
	S 280 G	280
	S 320 G	320
	S 350 G	350

Πίνακας 1.3. Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής χαλύβων χαλυβδόφυλλων

1.3.5 Χάλυβες κοχλίων

Οι ποιότητες των κοχλίων καθορίζονται από την προδιαγραφή ISO R989. Το όριο διαρροής f_{yb} και η εφελκυστική αντοχή f_{ub} (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται για τις διάφορες ποιότητες των κοχλίων στον Πίνακα 1.4.

Η ποιότητα συμβολίζεται με δύο αριθμούς ως εξής:

- 1^{ος} 1/100 της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} [MPa]
- 2^{ος} ο λόγος του ορίου διαρροής προς την εφελκυστική αντοχή επί 10

Έτσι, για παράδειγμα, όταν βλέπουμε ‘κοχλίας ποιότητας 6.8’ σημαίνει ότι:

$$1^{ος} \rightarrow \frac{f_{ub}[MPa]}{100} = \frac{600}{100} = 6$$

$$2^{ος} \rightarrow \frac{f_{yb}[MPa]}{f_{ub}[MPa]} \cdot 10 = \frac{480}{600} \cdot 10 = 8$$

Ποιότητα κοχλίας	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8
f_{yb} [MPa]	240	320	300	400	480	640
f_{ub} [MPa]	400	400	500	500	600	800

Πίνακας 1.4. Ποιότητες κοχλίων

1.4 Έργα από χάλυβα στις μέρες μας

Ο χάλυβας σαν δομικό υλικό έχει βοηθήσει τον άνθρωπο στην δημιουργία κατασκευών που πριν από ορισμένα χρόνια φάνταζαν αδύνατες. Κτίρια πάνω από 400m και γέφυρες με ανοίγματα πέρα των 2000m καθώς επίσης και γέφυρες με ύψος πάνω από 300m, είναι κατασκευές που μπορεί να συναντήσει κάποιος σε διάφορες περιοχές του κόσμου, κάνοντας τους όλους να απορούν πως είναι δυνατόν να στηρίζονται με ασφάλεια μία τέτοια κατασκευή.

Στις παρακάτω φωτογραφίες ακολουθούν ορισμένες τέτοιες κατασκευές:



Εικόνα 1.6. Ουρανοξύστης στο Dubai



Εικόνα 1.7. Γέφυρα στο Dubai



Εικόνα 1.8. Hangzhou Bay Bridge, η μακρύτερη γέφυρα στον κόσμο



Εικόνα 1.9. Petronas towers



Εικόνα 1.10. Spinnaker tower



Εικόνα 1.11. ΟΑΚΑ, Αθήνα 2004

Κεφάλαιο 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ-ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΛΕΤΗΣ

2.1 Γενική περιγραφή κτιρίου

Η παρούσα διπλωματική εργασία περιλαμβάνει τον σχεδιασμό ενός πολυώροφου μεταλλικού μουσείου το οποίο βρίσκεται στην Πάτρα και αποτελείται από 6 ορόφους διαφορετικού εμβαδού ο κάθε ένας και από 2 υπόγεια επίσης με διαφορετικό εμβαδόν. Το παρών κτίριο, έχει μία ράμπα για την ανέγερση των εκθεμάτων από όροφο σε όροφο και δύο ανελκυστήρες, έναν για το κοινό και έναν για το προσωπικό του μουσείου. Στον τελευταίο όροφο υπάρχει ένα εστιατόριο το οποίο εξέρχεται από την κατασκευή κατά 7,7m και δίνει την αίσθηση ότι βρίσκεται ουσιαστικά στον αέρα.

- Το υπόγειο Β είναι $281,92 \text{ m}^2$ και έχει ύψος 3m.
- Το υπόγειο Α είναι $196,61 \text{ m}^2$ και έχει και αυτό ύψος 3m. οπότε αφού έχει επιφάνεια μικρότερη από το υπόγειο Β, θα πρέπει να υπολογιστεί στο υπόγειο Β και το βάρος του εδάφους που βρίσκεται από πάνω του.
- Το ισόγειο έχει εμβαδόν $157,42 \text{ m}^2$ και ύψος 4m.
- Ο Α΄ όροφος έχει εμβαδόν $186,17 \text{ m}^2$ και ύψος 3,4m.
- Ο Β΄ όροφος έχει εμβαδόν $373,4 \text{ m}^2$ και ύψος 6m.
- Ο Γ΄ όροφος έχει εμβαδόν $230,71 \text{ m}^2$ και ύψος 6m.
- Ο Δ΄ όροφος έχει εμβαδόν $200,21 \text{ m}^2$ και ύψος 6m.
- Ο Ε΄ όροφος έχει εμβαδόν $239,2 \text{ m}^2$ και ύψος 3,2m, στο οποίο περιλαμβάνεται και ένα εστιατόριο προεξέχοντας από την κατασκευή κατά 7,7m.

Οπότε η συνολική ωφέλιμη επιφάνεια του κτιρίου ανέρχεται στα **1866 m^2** και το συνολικό του ύψος είναι **34,6m**.

Το υψόμετρο του εδάφους στην θεμελίωση είναι 0,00m, ενώ κάποια υποστυλώματα θα θεμελιωθούν στο ύψος του ισογείου, δηλαδή στην στάθμη 6,00m. Αφού λοιπόν το υπόγειο Β έχει πιο μεγάλο εμβαδόν από το υπόγειο Α και όπως βλέπουμε από τα σχέδια θα πρέπει να τοποθετηθεί χώμα πάνω από την πλάκα του υπογείου Β και τα υποστυλώματα θεμελιώνονται σε υψόμετρο 6m, όπως είναι φυσικό θα πρέπει να διαστασιολογηθεί και με τα φορτία εδάφους και βάρους υποστυλωμάτων.

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, μεταλλικές δοκούς και σύμμικτη πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα.

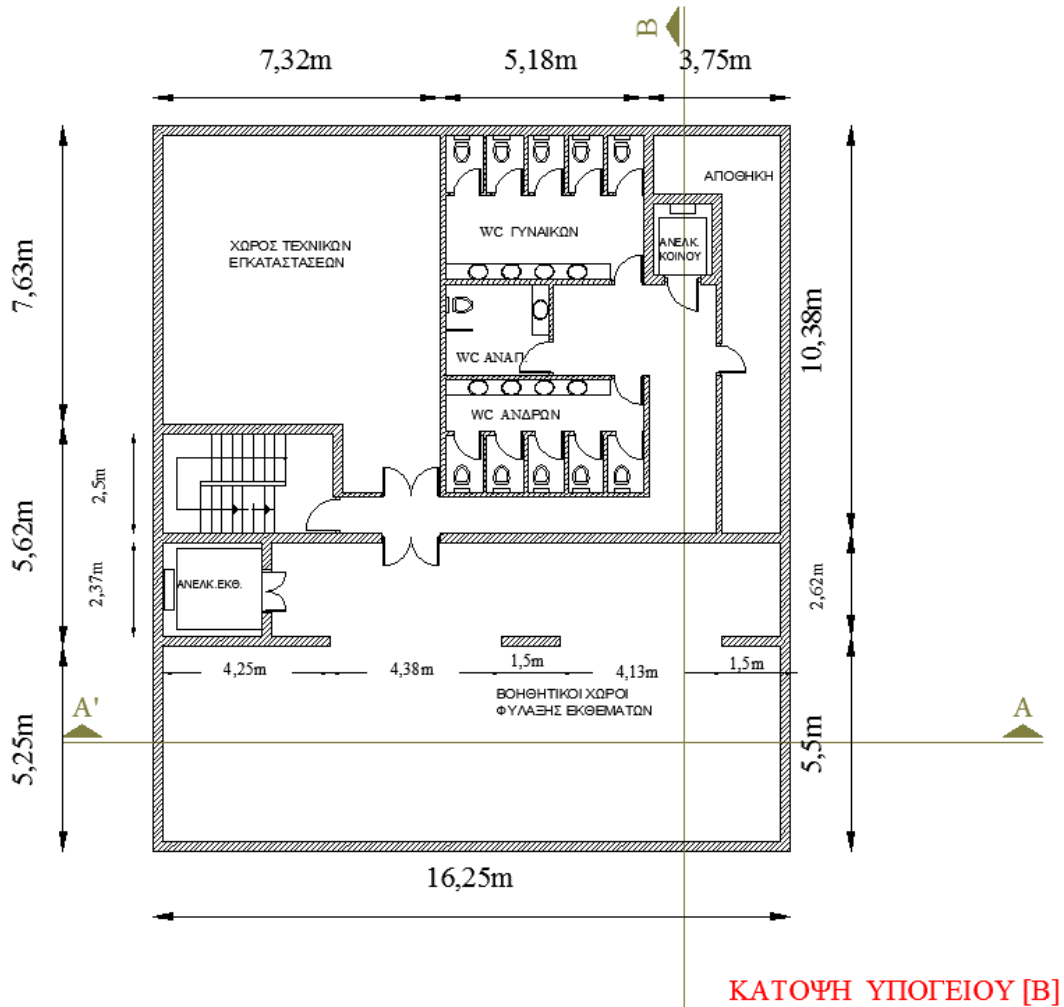
Η κατασκευή θα αποτελείται επί το πλείστον από γυαλί, οπότε ο φέρων οργανισμός θα πρέπει να τοποθετηθεί με τέτοιο τρόπο, ώστε να μην επηρεάζονται οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις τις κατασκευής μας. Και σαφώς θα πρέπει να προσεχθούν σε μεγάλο βαθμό, οι μετακινήσεις του φορέα, ώστε να μην έχουμε πρόβλημα με το γυαλί που θα καταβάλλει την κατασκευή.

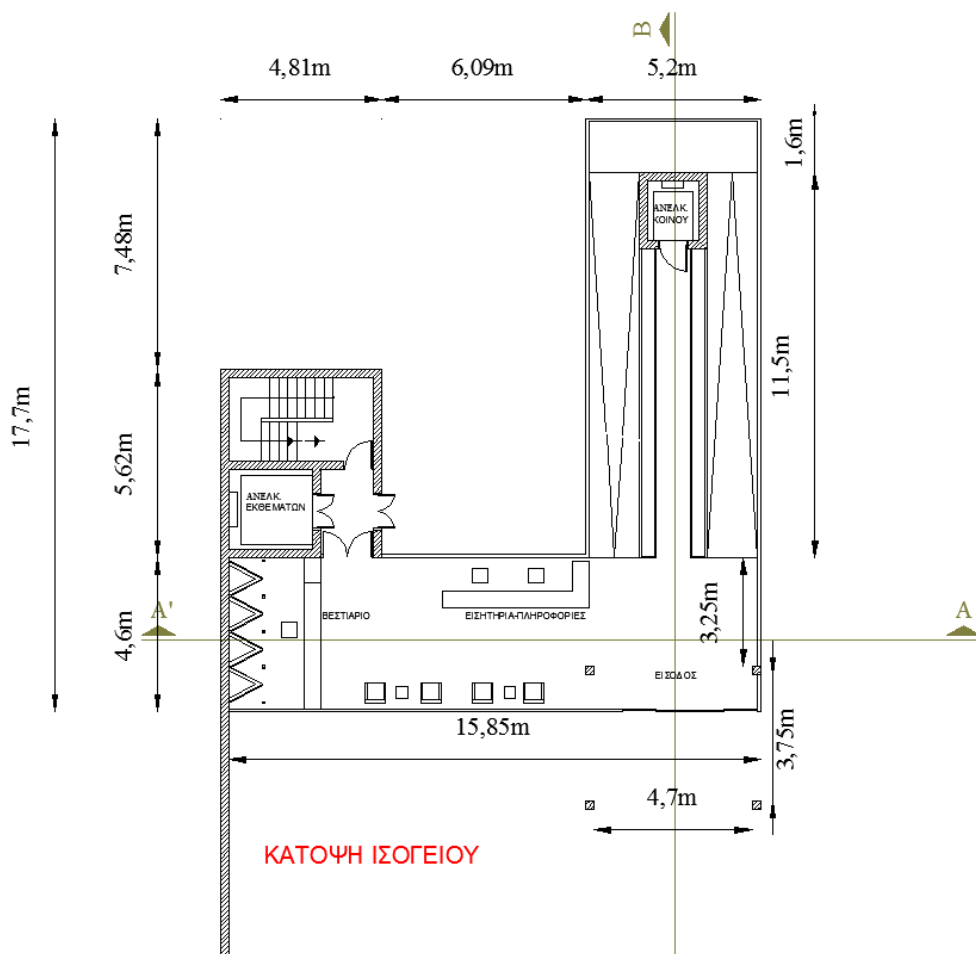
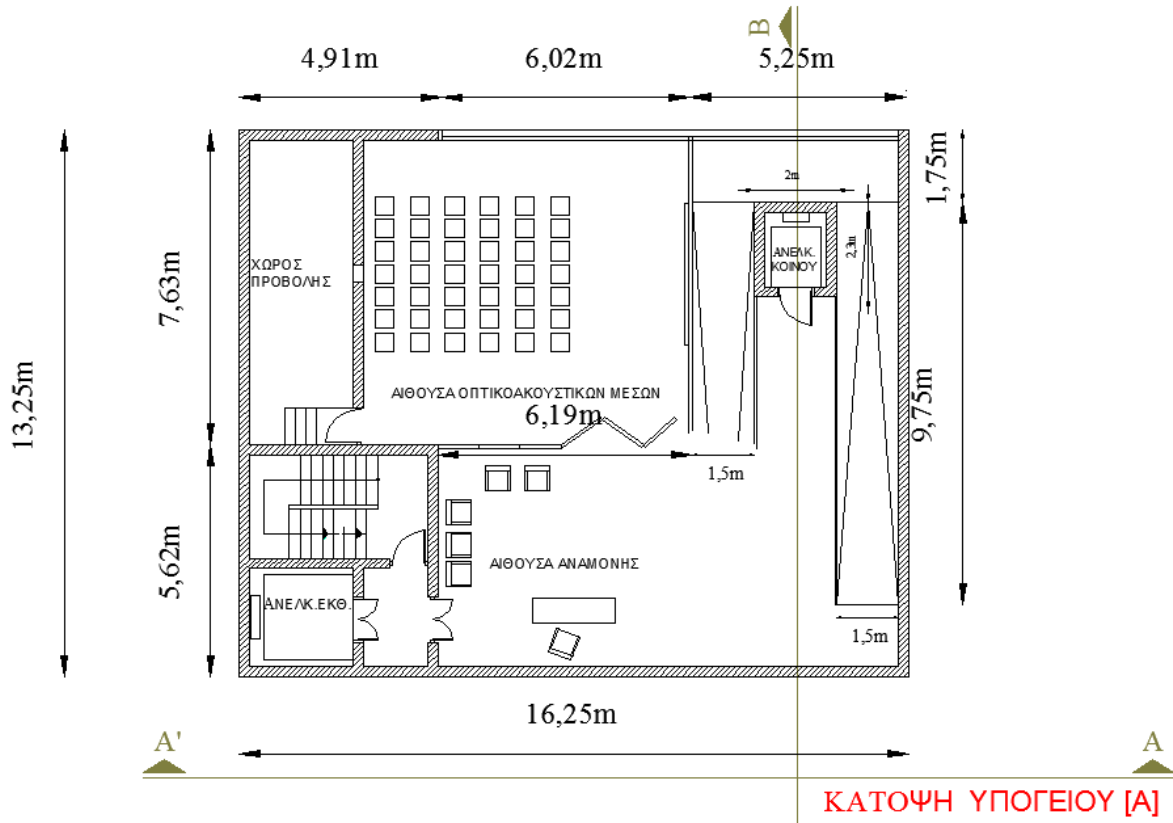
2.2 Αρχιτεκτονικές απαιτήσεις και διαμόρφωση στατικού φορέα

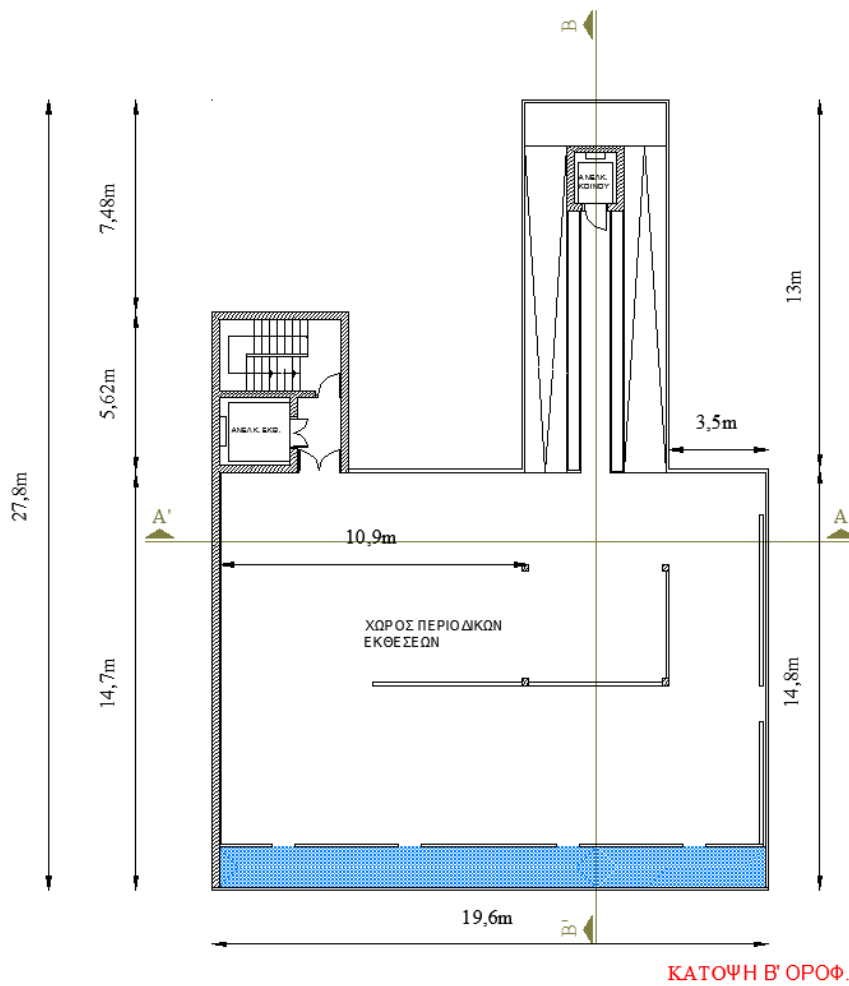
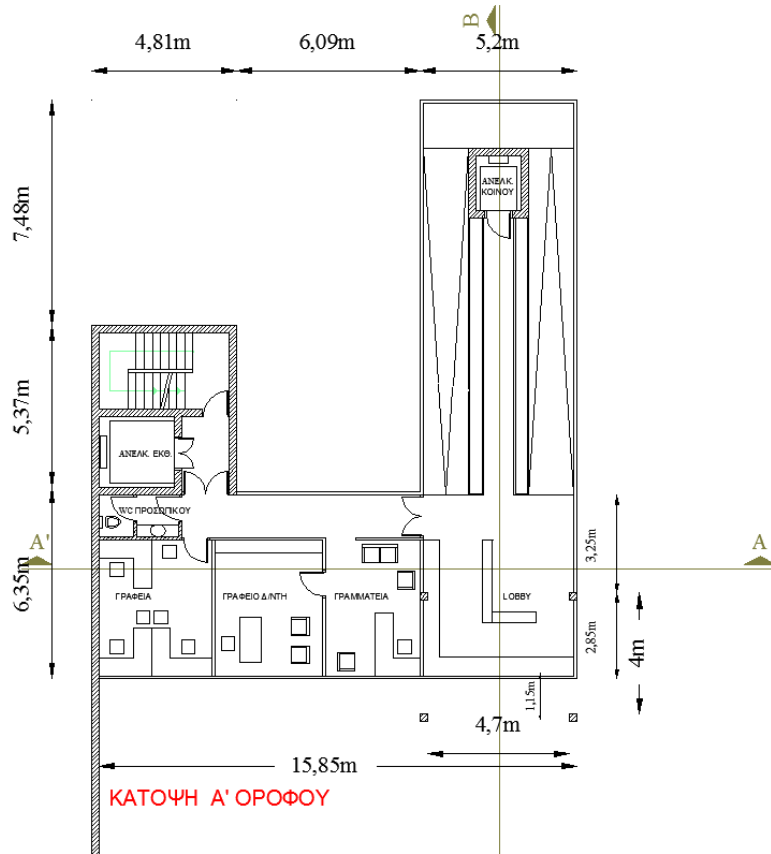
Οι απαιτήσεις που προκύπτουν κατά την αρχιτεκτονική μελέτη ενός κτιρίου και σχετίζονται τόσο με την αισθητική, όσο και την λειτουργικότητα του, επηρεάζουν την μορφή του στατικού φορέα που θα χρησιμοποιηθεί. Μια ακραία περίπτωση του βαθμού της επιρροής αυτής εμφανίζεται όταν για παράδειγμα μια αρχιτεκτονική τάση επιβάλλει την χρήση εμφανούς μεταλλικού σκελετού για την κατασκευή ενός κτιρίου μοντέρνας αισθητικής. Η ανάγκη για κατασκευή ενός βιομηχανικού κτιρίου με μεγάλα ανοίγματα δοκαριών καθιστά επίσης απαραίτητη την χρήση μεταλλικής κατασκευής. Σε συνήθη κτίρια οι δυο μελέτες, αρχιτεκτονική σύνθεση και στατική επίλυση, γίνονται ταυτόχρονα, επηρεάζοντας η μια την άλλη: Από την μια πλευρά επιλέγεται η βέλτιστη λύση στατικού συστήματος με γνώμονα την εξυπηρέτηση των αρχιτεκτονικών αναγκών, και από την άλλη, οι αρχιτεκτονικές λύσεις αναπροσαρμόζονται προκειμένου να εφαρμοστούν σωστά οι απαιτήσεις του αντισεισμικού σχεδιασμού.

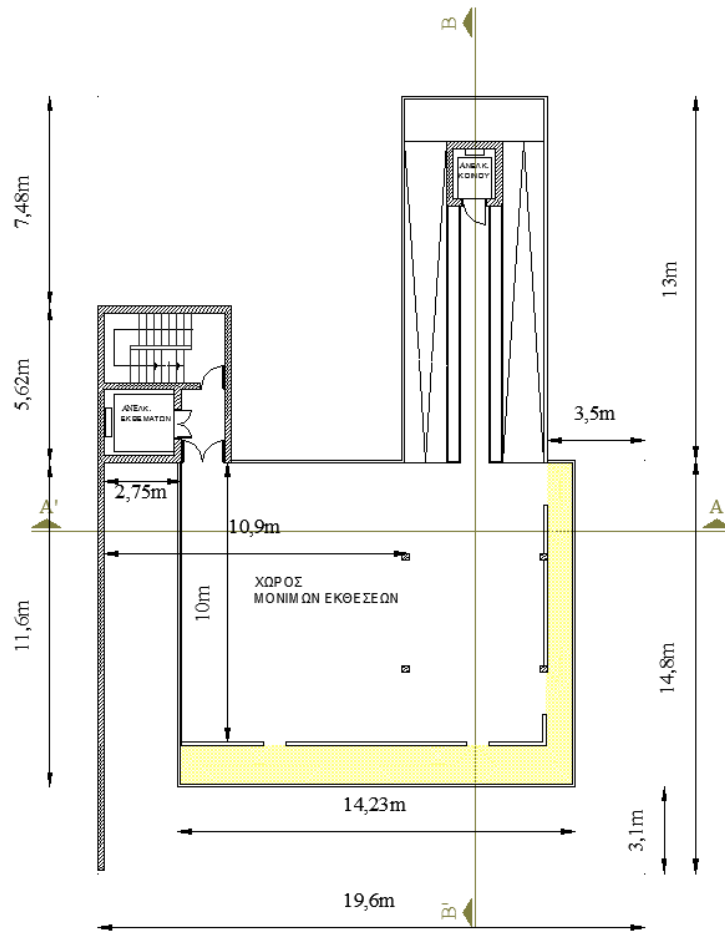
Στο συγκεκριμένο έργο οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις ήταν πολύ περίπλοκες λόγω ότι ο κάθε όροφος είναι διαφορετικού εμβαδού, οπότε παρουσιάστηκε μεγάλη δυσκολία στο να οριστεί ο φορέας την κατασκευής αυτής.

Παρακάτω φαίνονται τα αρχιτεκτονικά σχέδια:

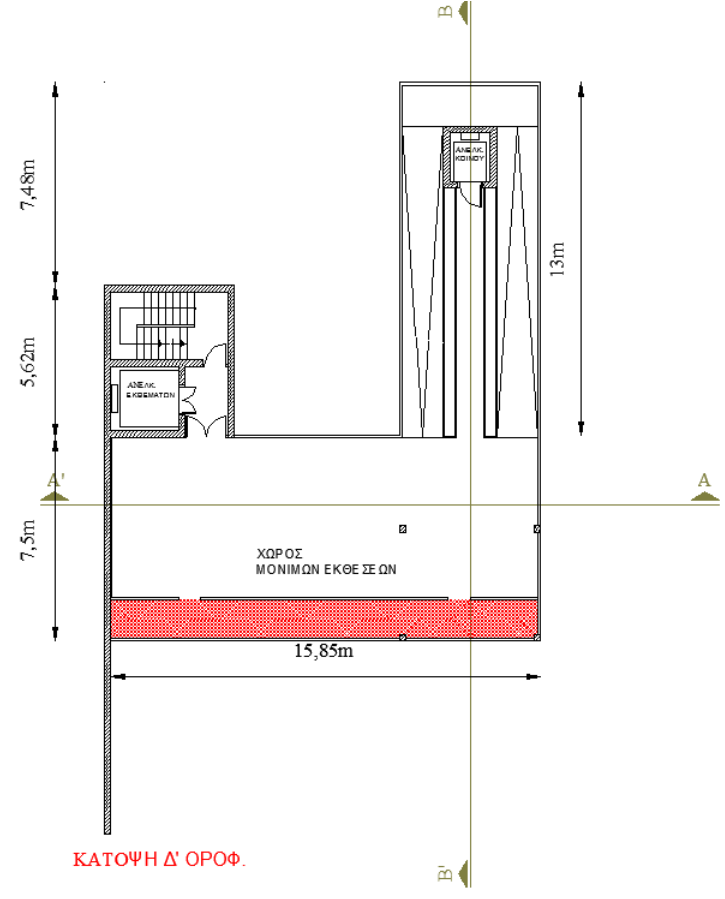




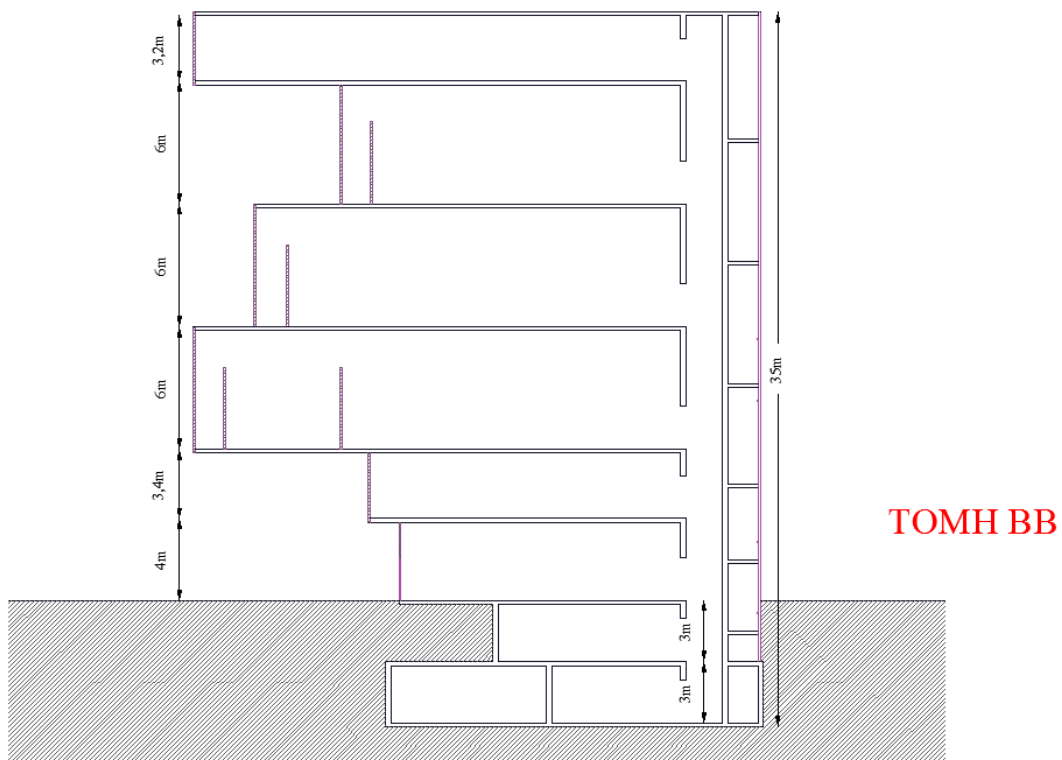
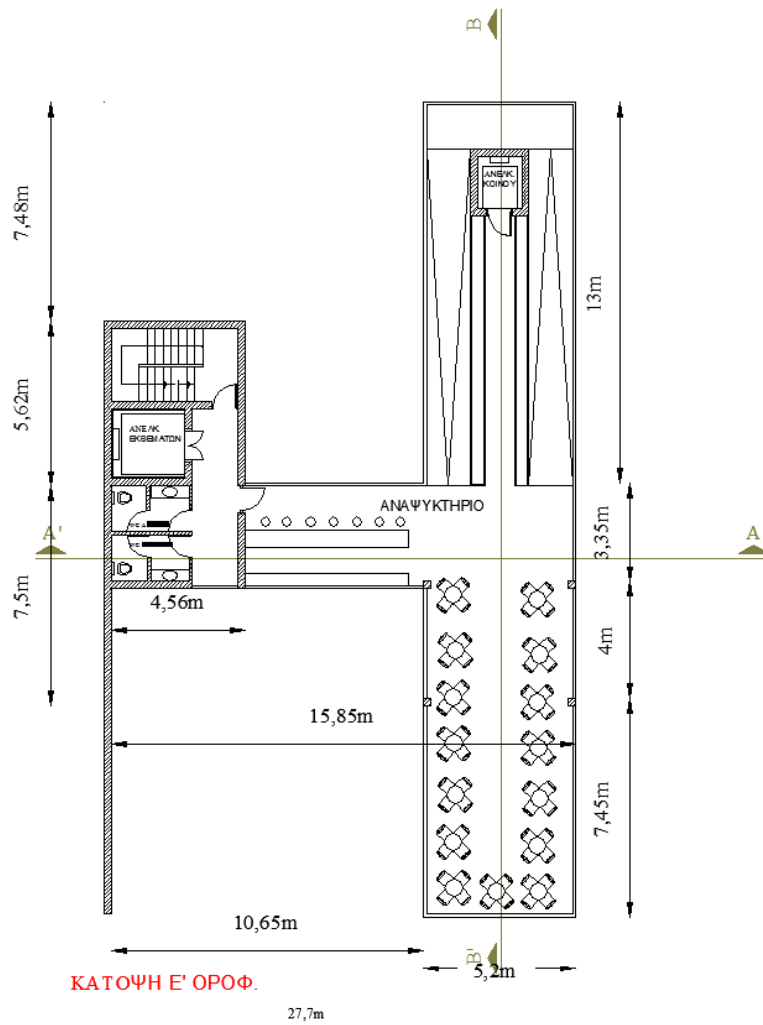


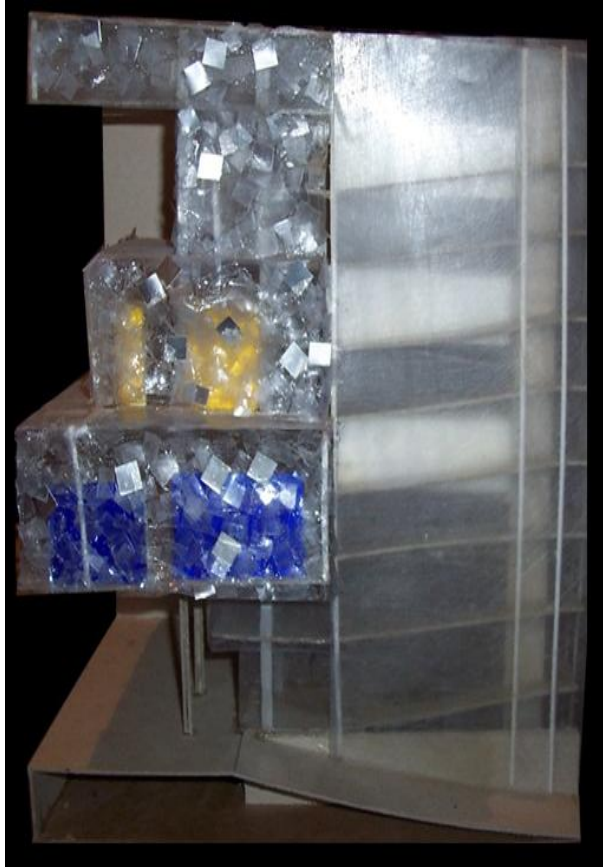


ΚΑΤΟΨΗ Γ' ΟΡΟΦ.



ΚΑΤΟΨΗ Δ' ΟΡΟΦ.

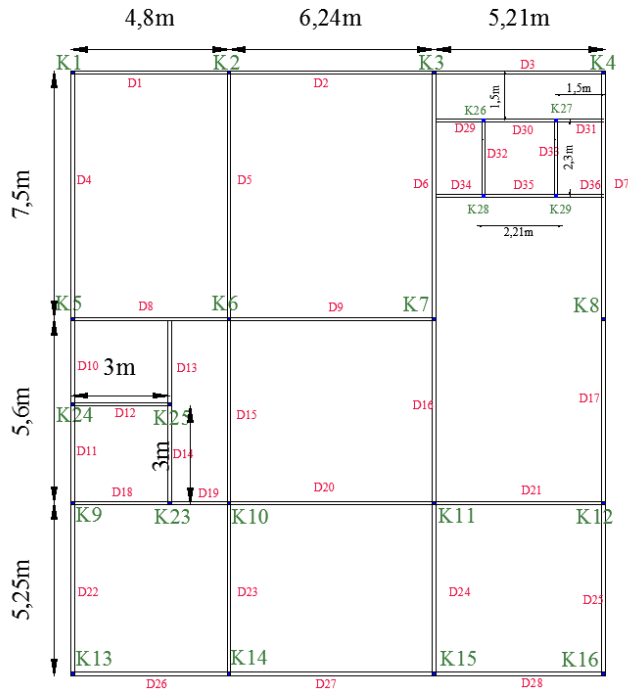




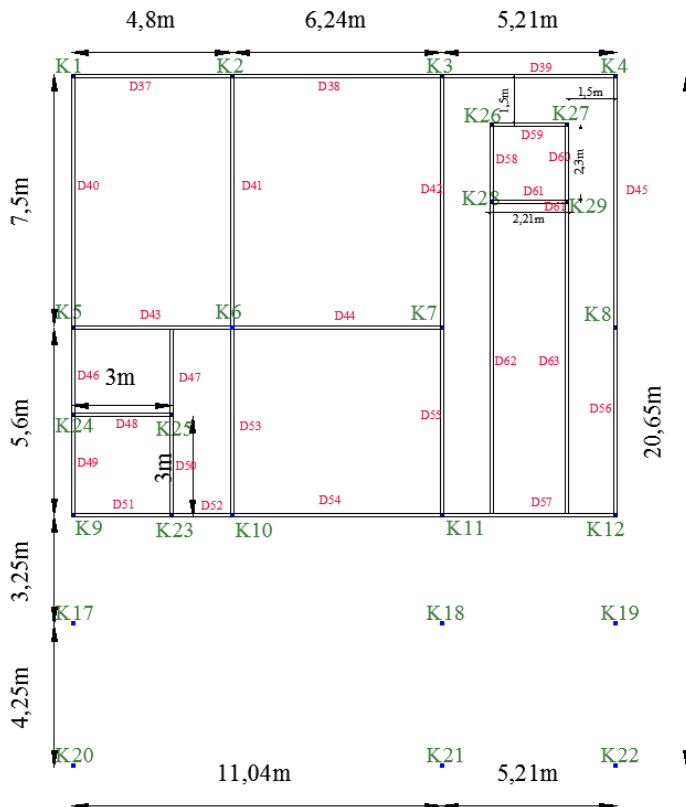
Μακέτα κατασκευής

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Βάσει των παραπάνω αρχιτεκτονικών σχεδίων θα πρέπει να ορισθεί ο φορέας ο οποίος θα περαστεί στο πρόγραμμα για να πάρουμε τα εντατικά μεγέθη που μας ενδιαφέρουν καθώς και τις διατομές. Σαφώς ο αρχικός φορέας δεν θα είναι απόλυτα σωστός, διότι λόγω της ιδιομορφίας της κατασκευής αυτής θα πρέπει να αναθεωρηθεί αργότερα και να δεχθεί τροποποιήσεις που ενδεχομένως να απαιτούνται. Τηρώντας τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις τούτης της κατασκευής καταλήγουμε να σχηματίσουμε τον εξής φορέα τον οποίο θα περάσουμε και στο πρόγραμμα:

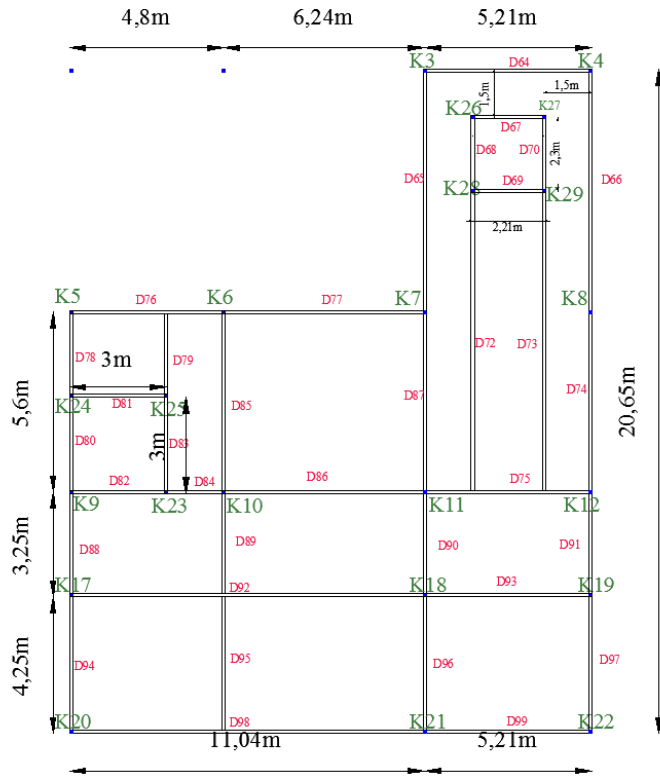


**ΣΤΑΘΜΗ
H=3,00m**

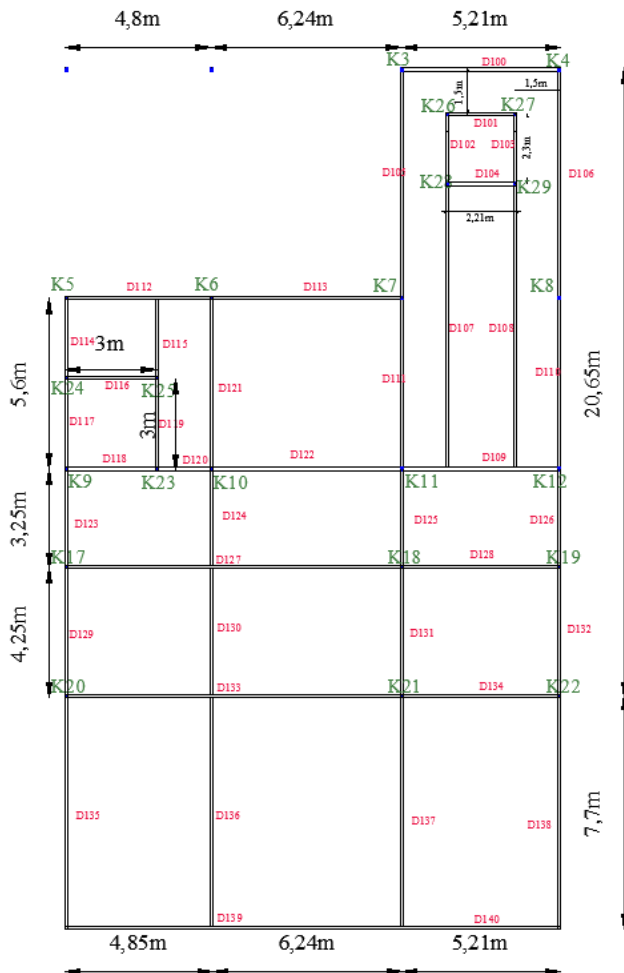


**ΣΤΑΘΜΗ
H=6,00m**

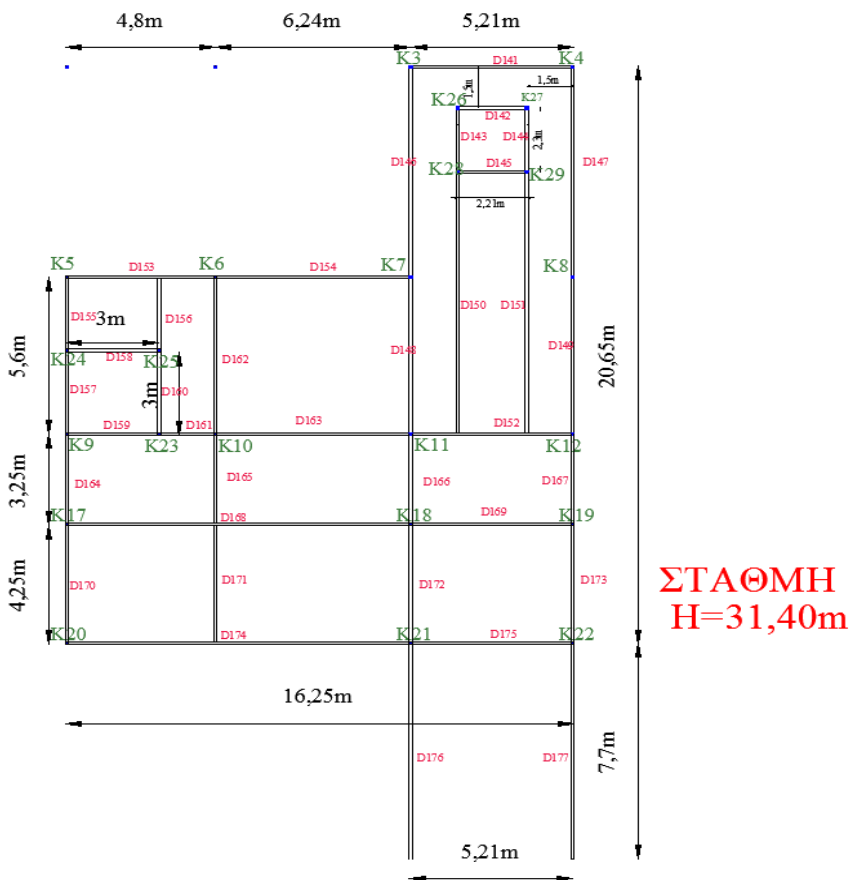
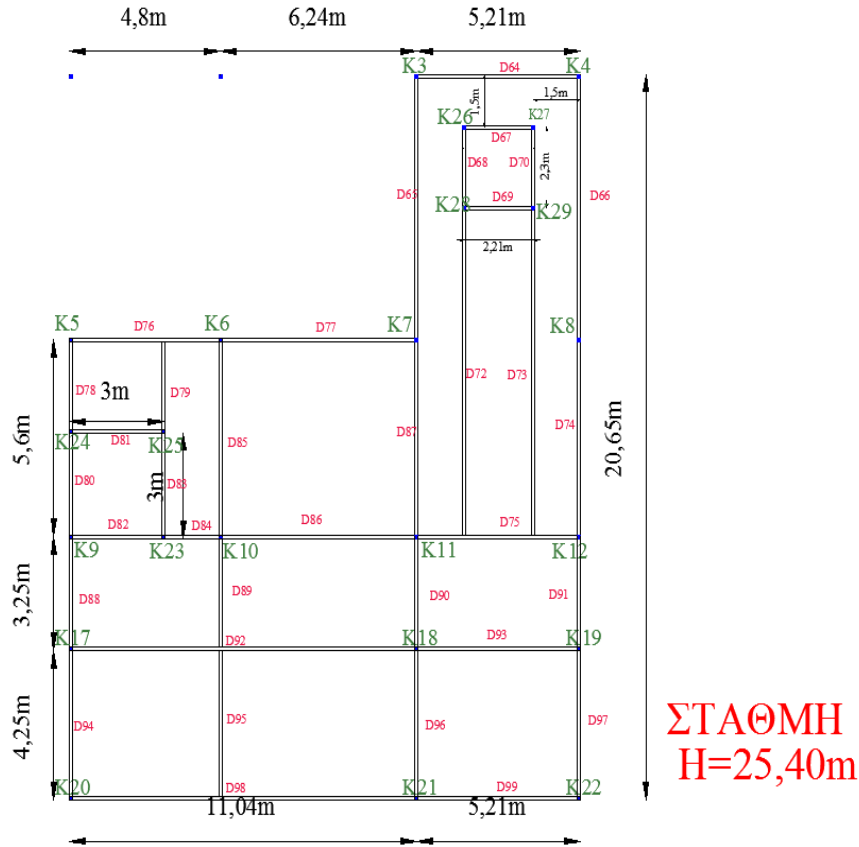
Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

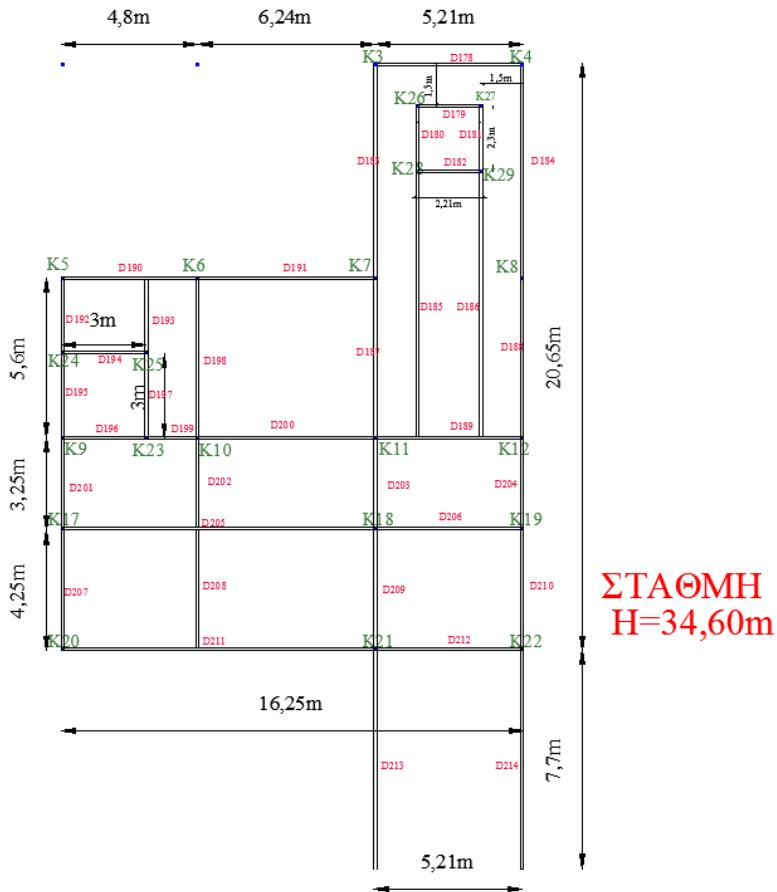


ΣΤΑΘΜΗ
H=10,00m

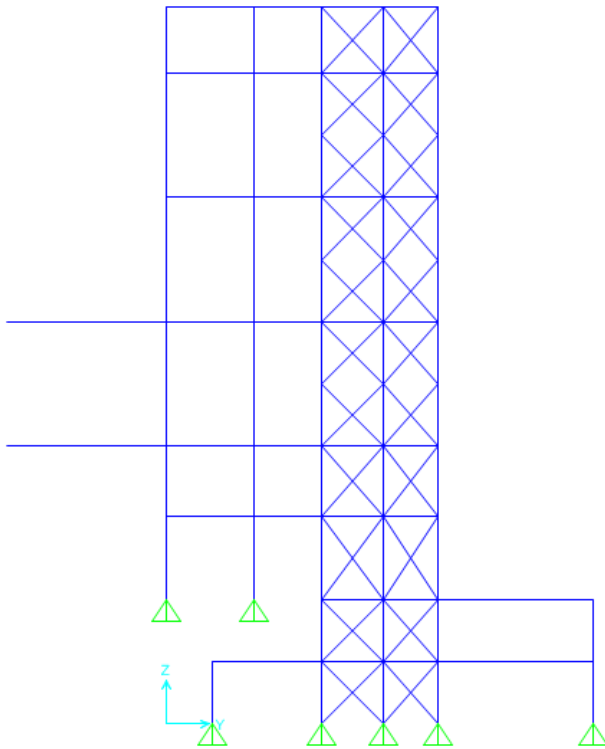


ΣΤΑΘΜΗ
H=13,40m και 19,40m

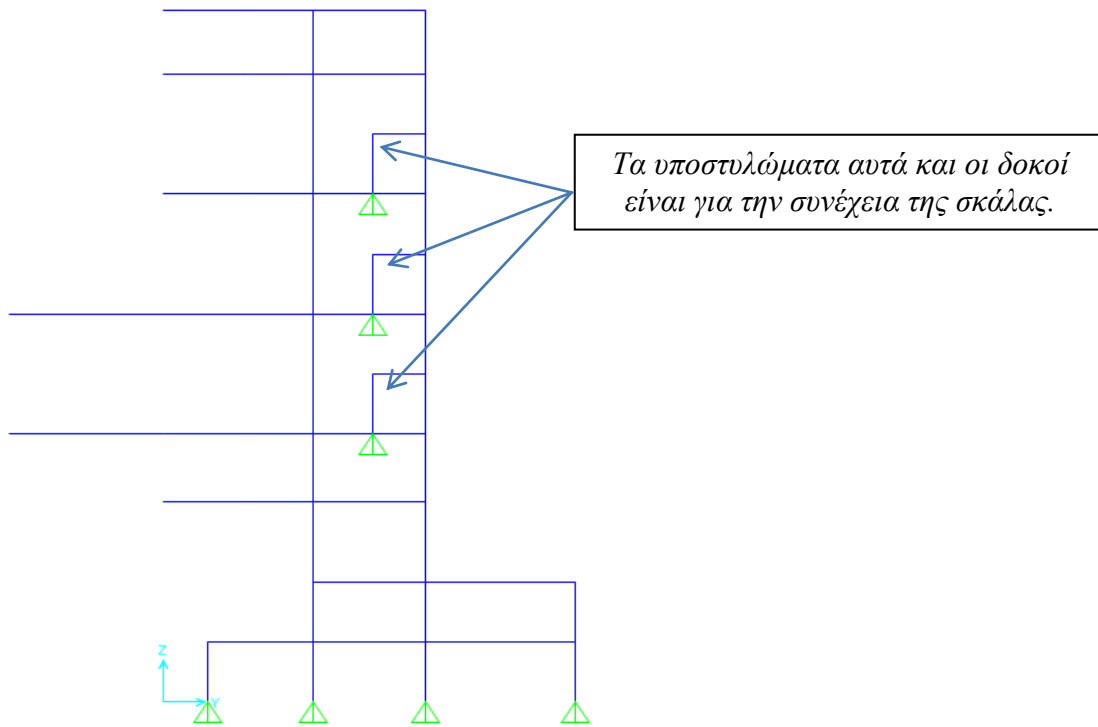




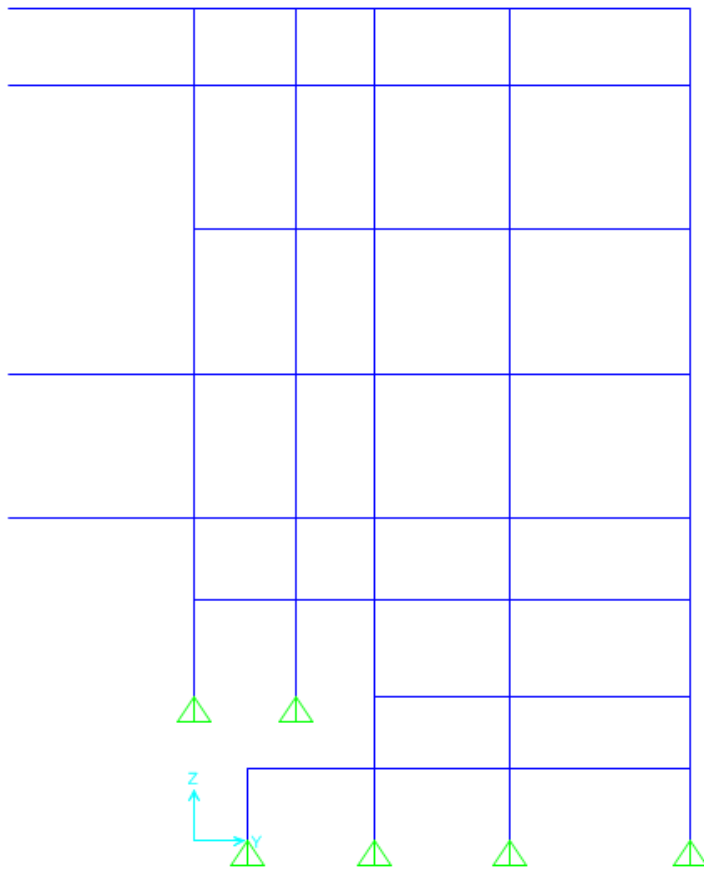
Ακολουθούν τα στατικά συστήματα για τις όψεις και τρισδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής:



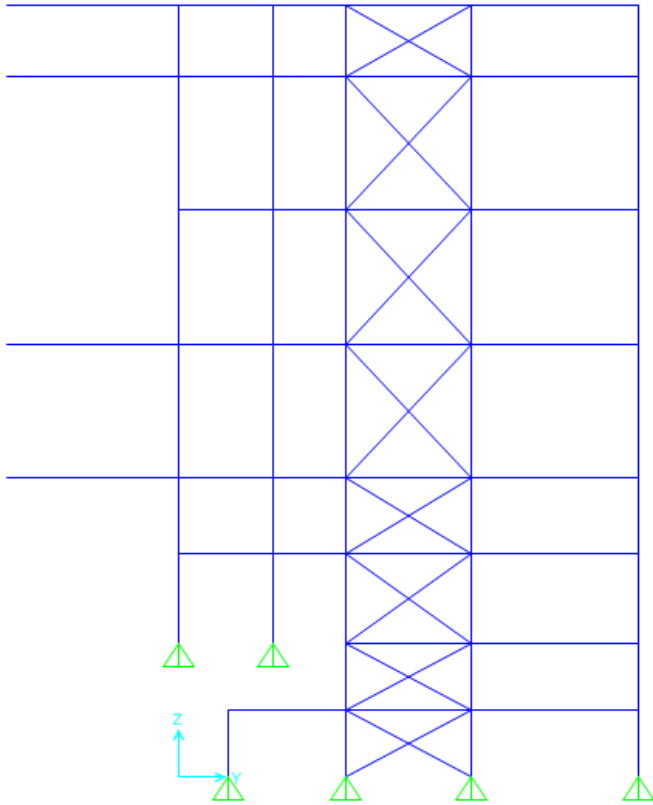
Σχήμα 2.1. Όψη για $x=0$



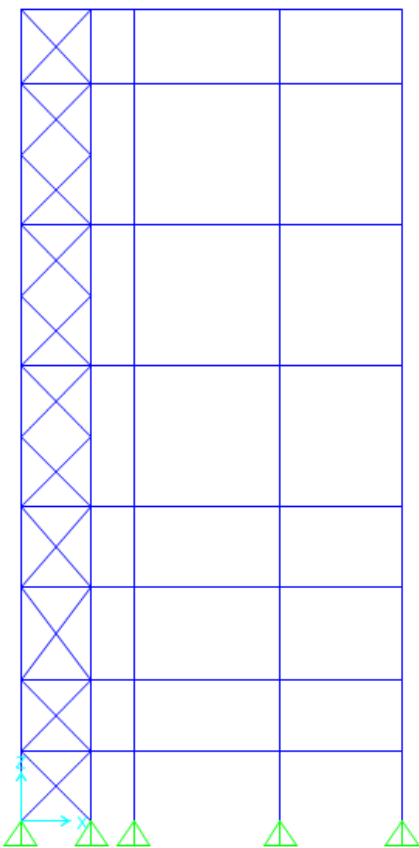
Σχήμα 2.2. Όψη για $x=4,8m$



Σχήμα 2.3. Όψη για $x=11,04m$

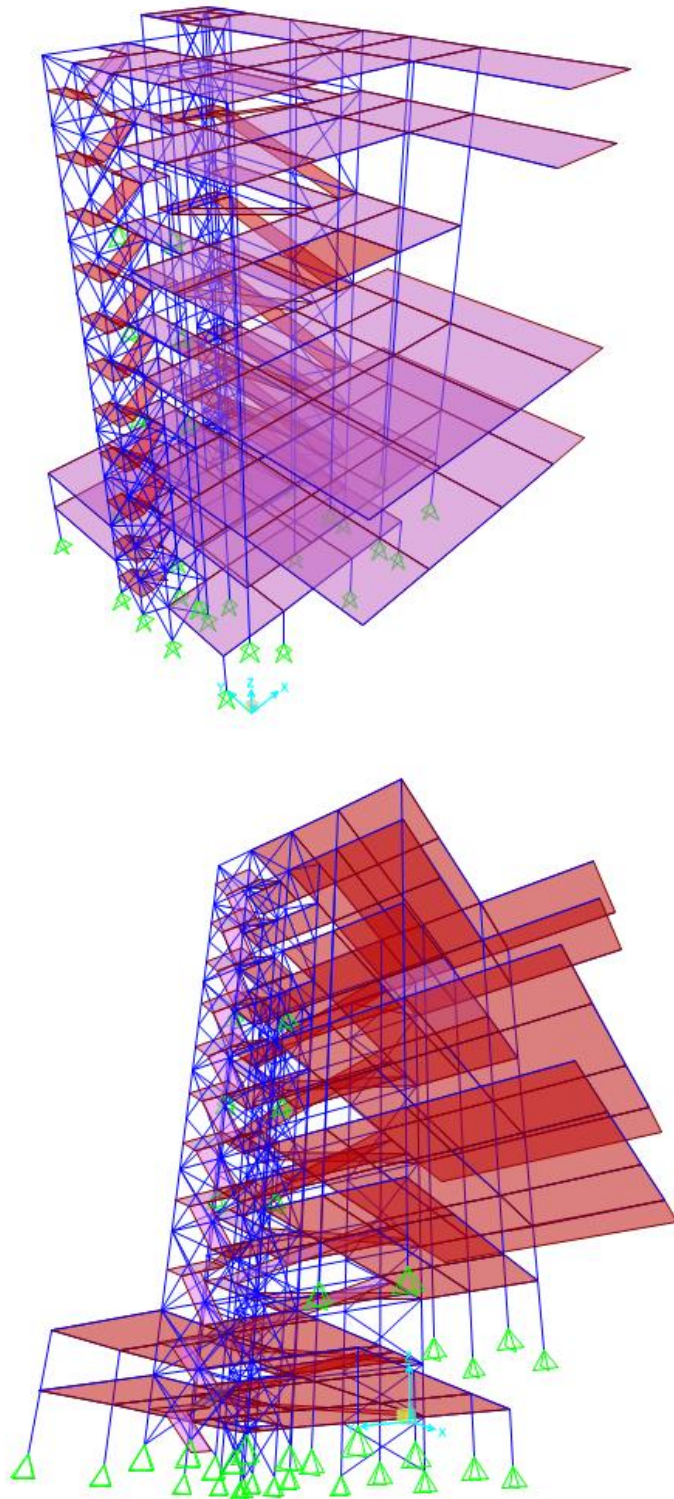


Σχήμα 2.4. Όψη για $x=16,25m$



Σχήμα 2.5. Όψη για $y=7,5m$

Τρισδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής από το SAP2000:



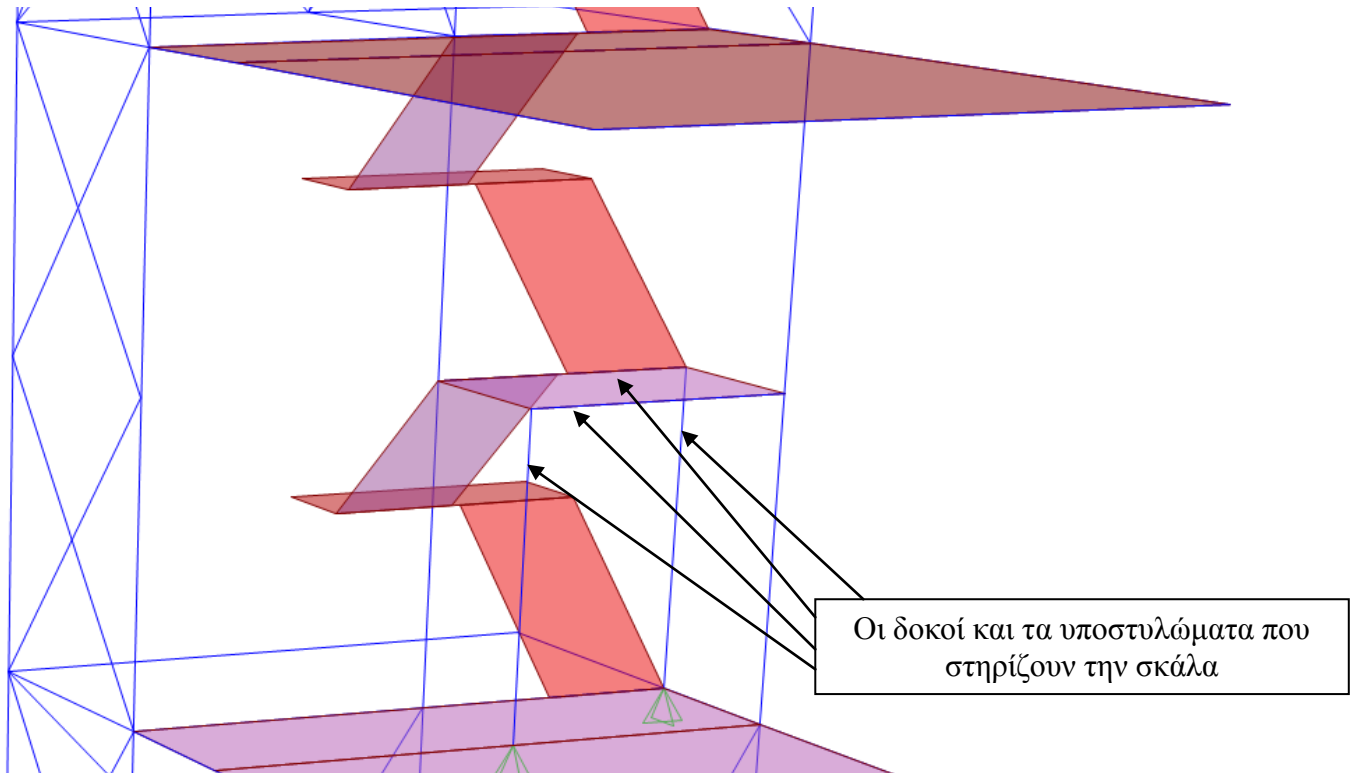
Σχήμα 2.6. Τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα όπως προκύπτει από το SAP2000

Αφού λοιπόν σχεδιαστεί ο φορέας αυστηρά βάσει των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων, θα πρέπει να τοποθετηθούν οι συνδέσμοι δυσκαμψίας που θα παραλαμβάνουν κάθε είδους οριζόντια δύναμη. Συνδέσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται λοιπόν και στους δύο ανελκυστήρες καθώς είναι ένα σημείο της κατασκευής που θεωρείται σαν 'ραχοκοκαλιά' όλου του κτηρίου και θα παραλάβει μεγάλα σεισμικά φορτία. Έτσι λοιπόν επιλέγεται να τοποθετηθούν συνδέσμοι δυσκαμψίας στις 3 από τις 4 πλευρές του κάθε ανελκυστήρα. Συνδέσμοι τοποθετήθηκαν ακόμα και στην θέση $x=16,25m$, $x=0m$ δίπλα από τους συνδέσμους δυσκαμψίας του ανελκυστήρα για τα εκθέματα. Στην θέση $y=13,1m$ τοποθετήθηκαν και εκεί συνδέσμοι δυσκαμψίας. Σε περίπτωση βέβαια που αποδειχθεί αργότερα ότι δεν επαρκούν για την παραλαβή κάθε δυνατής οριζόντιας δύναμης, μπορούμε να επιλέξουμε να τοποθετηθούν περισσότεροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και σε άλλες περιοχές του κτιρίου αυτού.

Όλη η κατασκευή θα είναι μεταλλική, εκτός από τις πλάκες που θα κατασκευαστούν σαν σύμμικτες και η ράμπα που θα αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Η σκάλα θα είναι από χάλυβα πάχους $1,5cm$, ενώ η ράμπα και οι πλάκες θα έχουν πάχος $h=25cm$. Η σκάλα στους ορόφους Β, Γ και Δ θα αποτελείται από 4 επίπεδα διότι ο κάθε ένας όροφος έχει ύψος $6m$, πράγμα που καθιστά αδύνατο να αποτελείται από 2 επίπεδα η σκάλα αυτή.

Έτσι τοποθετήθηκαν δύο πρόσθετα υποστυλώματα, δύο δοκούς και μια πλάκα. Φαίνονται αναλυτικά στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 2.7. Σκάλα στον όροφο Β, φαίνονται τα υποστυλώματα, οι δοκοί και η πλάκα που θα βοηθήσουν στην τοποθέτηση της σκάλας

2.3 Στατικό σύστημα – Δομικά στοιχεία

Οι συνδέσεις δοκών - υποστυλωμάτων, κυρίων δοκών – κυρίων δοκών και κυρίων δοκών – δευτερευουσών δοκών είναι συνδέσεις άρθρωσης. Ενώ οι συνδέσεις υποστυλωμάτων – συνδέσμων δυσκαμψίας και κυρίων δοκών – δευτερευουσών δοκών είναι απλές συνδέσεις χωρίς να μπορούν να παραλάβουν ροπές στα άκρα, αφού έχουμε δικτύωμα σε αυτό το σημείο.

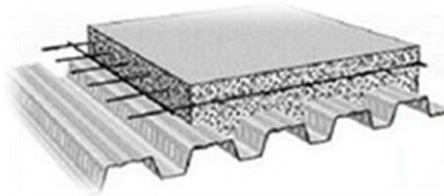
Επίσης, θεωρήσαμε ότι ακόμα και οι βάσεις των υποστυλωμάτων είναι αρθρωμένες στο έδαφος. Οι διατομές που έχουν χρησιμοποιηθεί για τα κύρια γραμμικά στοιχεία του κτιρίου (υποστυλώματα, κύριες και δευτερεύουσες δοκοί, χιαστί σύνδεσμοι) είναι κοίλης μορφής (TUBE)

Το στατικό σύστημα του υπό μελέτη κτιρίου αποτελείται από τα εξής δομικά στοιχεία:

➤ Σύμμικτη πλάκα

Οι σύμμικτες πλάκες μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά) στις δοκούς αλλά και τα οριζόντια (σεισμικά φορτία, εντάσεις από θερμοκρασιακές μεταβολές, κτλ.) μέσω διαφραγματικής λειτουργίας. Στα μεταλλικά κτίρια χρησιμοποιούνται συνήθως οι σύμμικτες πλάκες, οι οποίες κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο εκχύνεται σε χαλυβδόφυλλα, τραπεζοειδούς, ως επί το πλείστον, διατομής (τα οποία λειτουργούν και ως μεταλλότυποι – παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και φορτία σχετικά με την διάστρωση κατά την φάση της σκυροδέτησης). Τα χαλυβδόφυλλα μπορούν να στηριχθούν στις δοκούς είτε αμφιέριστα, είτε ως συνεχή, ανάλογα με τις σχεδιαστικές απαιτήσεις.

Στην φάση λειτουργίας, συνεργάζονται με το σκληρυμένο σκυρόδεμα και λειτουργούν μαζί ως σύμμικτες πλάκες. Η συνεργασία σκυροδέματος – χαλυβδόφυλλων επιτυγχάνεται με ενισχυτικές αυλακώσεις και διατμητικούς ήλους. Στο υπό μελέτη κτίριο, η σύμμικτη πλάκα όλων των ορόφων, αποτελείται από χαλυβδόφυλλο, άγδυτο σκυρόδεμα και σιδηροοπλισμό.



Εικόνα 2.1. Σύμμικτη πλάκα

Σε περιπτώσεις που θέλουμε να πετύχουμε μείωση του ύψους του κτιρίου ή και του ορόφου τότε οι πλάκες μπορούν να κατασκευαστούν εντός του ύψους των δοκών στις οποίες στηρίζονται (slim flors). Εκτός από απομείωση του ύψους αυτή η λύση προσφέρει και άλλα πλεονεκτήματα όπως αυξημένη αντίσταση των σιδηροδοκών σε πυρκαγιά (λόγω του εγκιβωτισμού αυτών στο σκυρόδεμα) και οικονομία υλικού αφού δεν χρησιμοποιούνται δευτερεύουσες δοκοί για την στήριξη.

Η χρήση σύμμικτων πλακών σε δομικά έργα έχει σημειωθεί αύξηση τα τελευταία χρόνια και έχει συμβάλει στην γενικότερη αύξηση της χρήσης του χάλυβα στις κατασκευές Πολιτικού Μηχανικού. Τα πλεονεκτήματα από την χρήση τους συνοψίζονται στα παρακάτω:

- ✓ Απαιτούνται γενικώς μικρότεροι χρόνοι κατασκευής
- ✓ Αποφεύγεται η χρήση ξυλοτύπου
- ✓ Επιτυγχάνεται η γεφύρωση μεγαλύτερων ανοιγμάτων με αντίστοιχη μείωση των μεταλλικών διαδοκιδώσεων.

➤ Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα είναι συνήθως μορφής I (πλατύπελμες, υψίκορμες), αλλά ανάλογα με το μοντέλο λειτουργίας που θέλουμε (π.χ. πλαισιακή λειτουργία και στις δύο διευθύνσεις, όπου θέλουμε αυξημένη δυσκαμψία περί τον ασθενή άξονα) μπορούμε να επιλέξουμε σταυροειδής διατομές, κοίλες διατομές (σωληνωτές, τετραγωνικές ή ορθογωνικές). Σε περιπτώσεις όπου θέλουμε αυξημένη αντοχή σε πυρκαγιά, σε πλαστιμότητα (σεισμός) και γενικά αυξημένη δυσκαμψία, τα υποστυλώματα είτε εγκιβωτίζονται σε σκυρόδεμα (κλειστές διατομές) είτε γεμίζονται (κοίλες). Τα υποστυλώματα υπόκεινται όχι μόνο σε εγκάρσια φορτία (κάμψη), αλλά και σε αξονική θλίψη. Οι βάσεις των υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρονται στην θεμελίωση, ενώ η αποκατάσταση της συνέχειας της διατομής τους καθ' ύψος του κτιρίου γίνεται κοχλιωτή, κατά προτίμηση με προεντεταμένους κοχλίες και με ελάσματα κορμού και πελμάτων.

➤ Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί αναλαμβάνουν να μεταφέρουν τα φορτία από τις δευτερεύουσες δοκούς ή/και τις πλάκες στα υποστυλώματα. Συνήθως μορφής I, συνδέονται με τα υποστυλώματα τοποθετημένες μεταξύ αυτών αλλά και σε συνέχεια (διακόπτοντας τα υποστυλώματα), σε περιπτώσεις που τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνουν εξ ολοκλήρου κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Διακρίνουμε δυο τύπους συνδέσεων: απλές συνδέσεις τέμνουσας, άκαμπτες συνδέσεις ροπής και ημιάκαμπτες συνδέσεις (οι τελευταίες συναντώνται σε συστήματα δίχως πλαισιωτή λειτουργία τα οποία παραλαμβάνουν κατακόρυφα μόνο φορτία). Στις απλές συνδέσεις τέμνουσας ο κορμός της δοκού μεταφέρει στο υποστυλώμα ολόκληρη την αντίδραση στήριξης, αυτό επιτυγχάνεται με κοχλιωτή σύνδεση συνήθως μέσω ελασμάτων ή μετωπικών πλακών που συγκολλούνται από υποστυλώμα. Στις άκαμπτες συνδέσεις ροπής (δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη δοκό) η σύνδεση πραγματοποιείται είτε με μετωπικές πλάκες που κοχλιώνονται στο υποστυλώμα είτε με συγκολλητή πλευρικά τμήματα δοκών στα οποία η συνέχεια αποκαθίσταται με κοχλίες.

Οι κύριες δοκοί ανάλογα με το στατικό σύστημα έχουν διαφορετική στατική λειτουργία. Στην περίπτωση του πλαισίου εξασφαλίζουν μαζί με τα υποστυλώματα την πλευρική ευστάθεια του φορέα όταν αυτός καταπονείται από οριζόντιες δυνάμεις, ενώ στην περίπτωση που συνεργάζονται με δικτυωτούς συνδέσμους συμπεριφέρονται ελαστικά και διαστασιολογούνται με δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού.

Οι κύριες δοκοί του υπό μελέτη κτιρίου είναι διατομής κοίλης τετραγωνικής και ορθογωνικής (τύπου TUBE), στηρίζονται στα υποστυλώματα του φορέα και δεν έχουν πάρα πολύ μεγάλα ανοίγματα.

➤ Δευτερεύουσες δοκοί

Οι δευτερεύουσες δοκοί χρησιμοποιούνται στα μεταλλικά κτήρια για την στήριξη των πλακών επί αυτών και την μεταφορά των φορτίων στις κύριες δοκούς. Λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων των μεταλλικών κατασκευών, η έδραση των πλακών επί των κυρίων δοκών των πλαισίων θα οδηγούσε σε αυξημένο στατικό ύψος πλακών ώστε να καλυφθούν με ασφάλεια αυτά τα ανοίγματα και άρα σε μεγαλύτερου κόστους λύσεις, έδραση επί των κυρίων δοκών έχουμε μόνο στην περίπτωση εγκιβωτισμένων πλακών.

Οι δευτερεύουσες δοκοί μπορούν να τοποθετηθούν κατά περίπτωση στο ίδιο επίπεδο με τις κύριες δοκούς, σε χαμηλότερη στάθμη από αυτές ή και πάνω από τις κύριες δοκούς.

Μπορεί να είναι συμπαγούς διατομής (συνήθως μορφής I), δικτυωτές ή κυψελωτές. Στους δυο τελευταίους τύπους διευκολύνεται η διέλευση ηλεκτρο-μηχανολογικών εγκαταστάσεων αλλά έχουμε χαμηλότερο βάρος λόγω απομειωμένης διατομής. Συνήθως τοποθετούνται αμφίεριστα.

Στο υπό μελέτη κτίριο έχουν τοποθετηθεί δευτερεύουσες δοκοί κοίλης διατομής (τύπου TUBE).

➤ Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας στους ανελκυστήρες και σε ορισμένες θέσεις που κρίθηκαν απαραίτητες για να παραλαμβάνουν οριζόντια φορτία λόγω ανέμου και σεισμού. Ανάλογα με την φορά της σεισμικής δράσης υπόκεινται σε θλίψη ή εφελκυσμό.

Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας μπορούν να συνοψισθούν στα εξής:

- ❖ Παραλαβή από οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν και μεταφορά τους στην θεμελίωση.
- ❖ Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος που παρέχει πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.
- ❖ Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά την διάρκεια της ανέγερσής της.

2.4 Εδαφικές συνθήκες

Για την απόκτηση πλήρους εικόνας που πρόκειται να μελετηθεί, είναι απαραίτητη η γνώση των εδαφικών συνθηκών που επικρατούν στην περιοχή που πρόκειται αυτό να κατασκευαστεί. Άλλωστε στον EC8 τονίζεται ότι πρέπει να διενεργούνται κατάλληλες έρευνες και μελέτες, για την διερεύνηση των εδαφικών συνθηκών, ανάλογα και με τη σπουδαιότητα της κατασκευής και τις τοπικές συνθήκες.

Ο κανονισμός λαμβάνει υπόψη την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών, κατατάσσοντας τα εδάφη στους τύπους A, B, C, D, E, S₁, S₂ που περιγράφονται μέσω εδαφικών προφίλ και παραμέτρων. Μπορεί επίσης να λαμβάνεται υπόψη και η επιρροή της βαθιάς γεωλογίας, επιπρόσθετα.

Για την μελέτη του συγκεκριμένου κτιρίου οι τοπικές εδαφικές συνθήκες αντιστοιχούν στον **εδαφικό τύπο B**. Για τον τύπο αυτό, το Εθνικό Παράρτημα αναφέρει ότι δεν διαπιστώνεται επίδραση της γεωλογίας των βαθύτερων στρωμάτων και ότι η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους μπορεί να γίνει με βάση την υπάρχουσα εμπειρία από παρακείμενες κατασκευές, θεμελιωμένες σε όμοιους εδαφικούς σχηματισμούς. Οι κατασκευές αυτές πρέπει να μην έχουν εμφανίσει αξιόλογες υποχωρήσεις και να έχουν καλή συμπεριφορά σε προγενέστερες σημαντικές σεισμικές δράσεις. Τέλος σημειώνεται ότι για κάθε εδαφικό τύπο προκύπτουν οι τιμές του συντελεστή εδάφους S και των χαρακτηριστικών περιόδων T₁ και T₂ που καθορίζουν το φάσμα σχεδιασμού της ανάλυσης.

Κεφάλαιο 3. ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ-ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

3.1 Ποιότητα υλικών κατασκευής

Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται ουσιαστικά από μεταλλικά δομικά στοιχεία. Επιλέχθηκε, ως κύριο δομικό υλικό του φέροντος οργανισμού της ανωδομής του κτιρίου (δοκοί, υποστυλώματα, σύνδεσμοι δυσκαμψίας), χάλυβας ποιότητας **S355**, σκυρόδεμα **C25/30** για την σύμμικτη πλάκα, καθώς και χάλυβα οπλισμού **B500C**. Ακολουθεί αναλυτική περιγραφή των υλικών.

➤ Δομικός χάλυβας S355

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων τεχνικών έργων, όπως το υπό μελέτη κτίριο. Ο χάλυβας χρησιμοποιείται ουσιαστικά για την απόκτηση εύκαμπτων κατασκευών. Στην περίπτωση που απαιτείται μεγαλύτερη δυσκαμψία, μπορούν να ενσωματωθούν στο χαλύβδινό σκελετό διαγώνιοι σύνδεσμοι. Οι ιδιότητες του δομικού χάλυβα, οι οποίες λήφθηκαν υπόψη στην στατική ανάλυση (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3), είναι οι εξής:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210.000 \text{ MPa}$ ($2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$)
- Λόγος Poisson για την ελαστική περιοχή $\nu=0,3$
- Ειδικό βάρος χάλυβα: $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Όριο διαρροής: $f_y = 355.000 \text{ kN/m}^2$
- Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 510.000 \text{ kN/m}^2$
- Μέτρο διάτμησης: $G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} \approx 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής: $a = 12 \cdot 10^{-6} \text{ ανα } ^\circ\text{C}$
(για $T \leq 100^\circ\text{C}$)

➤ Σκυρόδεμα C25/30

Για τις σύμμικτες πλάκες των ορόφων του κτιρίου έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 31.000 \text{ MPa}$ ($31 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$)
- Σταθερά Poisson: $\nu=0,2$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (οπλισμένο σκυρόδεμα)
- Αντοχή: $f_{ck} = 25.000 \text{ kN/m}^2$

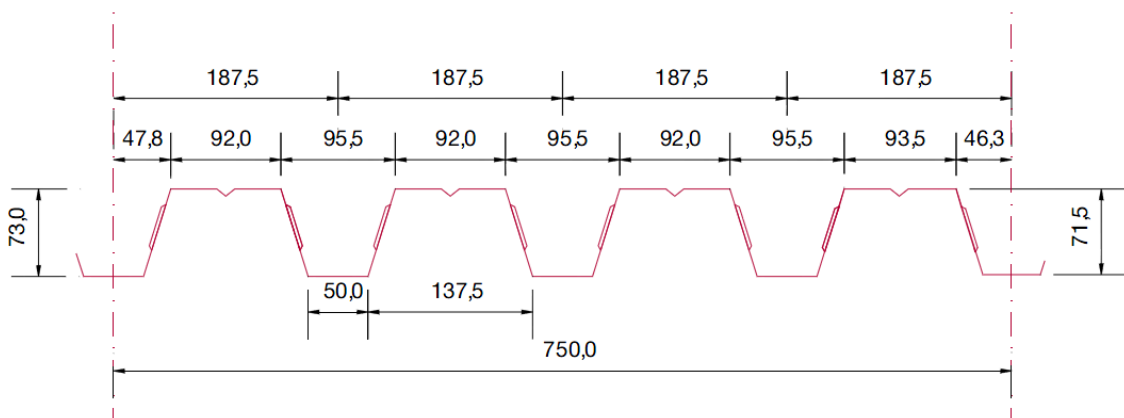
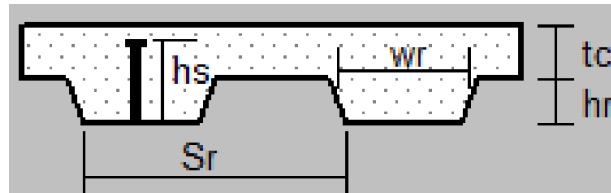
➤ **Σύμμικτη πλάκα**

Οι πλάκες των ορόφων επιλέχθηκαν σύμμικτες αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυπος κατά την φάση της σκυροδέτησης, ενώ στην φάση λειτουργίας συνεργάζονται με το έγχυτο σκληρούμενο πλέον σκυρόδεμα και τα δύο υλικά δρουν σαν σύμμικτη πλάκα.

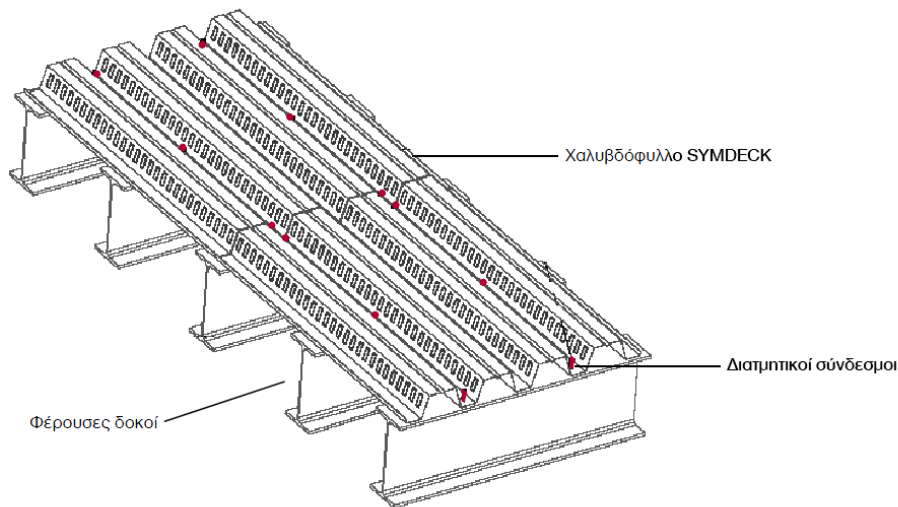
Θα χρησιμοποιηθεί τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης τύπου Symdeck 73 με πάχος 1,25mm (Πιν. 3.1) με $w_r = 50mm$, $S_r = 187,5mm$, $h_r = 73mm$ και $t_c = 57mm$ (Σχ. 3.1).

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m ²)	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm ² /m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή αδράνειας	L _y (cm ⁴ /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³ /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

Πίνακας 3.1. Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 ανά μέτρον πλάτους διατομής



Σχήμα 3.1. Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73



Σχήμα 3.2. Τυπική διάταξη υποδομής σύμμικτης πλάκας

➤ **Χάλυβας οπλισμού B500C**

Η πλάκα αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο οπλίζουμε με χάλυβα ποιότητας B500C. Οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής: $f_{yk} = 500.000 \text{ kN/m}^2$
- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210.000 \text{ MPa}$ ($2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$)
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu=0,3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$

Τέλος, θα χρησιμοποιηθεί χάλυβας κλάσης 4.6, 8.8 και 10.9 υψηλής αντοχής για τους κοχλίες των συνδέσεων των στοιχείων του φορέα.

➤ **Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας**

Τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, διατομής τύπου κοίλης τετραγωνικής και ορθογωνικής (TUBE), ώστε να αυξάνεται η δυσκαμψία του κτιρίου κατά τις δύο διευθύνσεις, με σκοπό την πλευρική εξασφάλιση από φορτία ανέμου και σεισμικά φορτία. Η διατομή των συνδέσμων δυσκαμψίας θα είναι TUBE κοίλες τετράγωνες. Οπότε ο ένας θα είναι ολόκληρος από την μια πλευρά στην άλλη και ο δεύτερος θα είναι σε δύο κομμάτια που θα συγκολλούνται στον άλλο σύνδεσμο δυσκαμψίας.

3.2 Φορτίσεις κατασκευής

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με ικανοποιητικό βαθμό αξιοπιστίας σε συνδυασμό με την απαιτούμενη οικονομική δαπάνη, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και την διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος καθ' όλη την διάρκεια της χρήσης για την οποία προορίζεται. Ανάλογα με την χρήση, την μορφή και την θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη.

Οι δράσεις σχεδιασμού ενός κτιρίου καλύπτονται επαρκώς από το πεδίο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 1. Δίνεται περιγραφή για διάφορες “καταστάσεις σχεδιασμού” που χρησιμεύουν προκειμένου να ελεγχθεί μια κατασκευή έναντι **κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας**, περιγράφοντας όλους τους συνδυασμούς δράσεων στις οποίες μπορεί να υποβληθεί η κατασκευή, τόσο κατά την διάρκεια ανέγερσης, όσο και κατά την διάρκεια ζωής του. Στους υπολογισμούς αυτές οι δράσεις θεωρούνται εξωτερικά δρώντα φορτία ή μετακινήσεις.

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατό να γίνει με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα και αν η φόρτιση είναι γνωστή. Το κτίριο θα πρέπει να είναι σε θέση να τα παραλάβει και να τα μεταφέρει με ασφάλεια στο έδαφος. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή μας διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

❖ Μόνιμα Φορτία (G)

- ✓ Ίδια βάρη της κατασκευής
- ✓ Λοιπά μόνιμα (ψευδοροφή, μηχανολογικά, φύλλα επικάλυψης, μόνωση κ.τ.λ.)

❖ Κινητά Φορτία (Q)

- ✓ Κινητά φορτία ορόφων
- ✓ Δράσεις ανέμου
- ✓ Φορτία χιονιού
- ✓ Θερμοκρασιακές μεταβολές

❖ Τυχηματικά φορτία

τα οποία δεν αποτέλεσαν αντικείμενο μελέτης στην συγκεκριμένη εργασία

❖ Σεισμικά φορτία

Έμμεσο φορτίο με επιβολή επιβεβλημένων μετατοπίσεων

Τα παραπάνω μπορούν να δρουν σε συνδυασμό. Οι συνδυασμοί αυτοί των φορτίσεων και η ακριβής τιμή τους σε αυτές λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό με την μέθοδο των οριακών καταστάσεων.

Λόγω της μορφής του κτιρίου θεωρήθηκε ότι τα οριζόντια φορτία ασκούνται στα υποστυλώματα μόνο (λαμβάνοντας υπόψη τις αντίστοιχες επιφάνειες επιρροής) και από εκεί μεταβιβάζονται στα υπόλοιπα μέλη του φορέα. Αντιστοίχως, έγινε η θεώρηση ότι τα κατακόρυφα φορτία ασκούνται ομοιόμορφα κατανεμημένα σε όλη την επιφάνεια της κατασκευής.

3.2.1 Μόνιμα φορτία (Dead Loads)

Με τον όρο **Μόνιμα ή Νεκρά φορτία** νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στον χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία (το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ' αυτής) που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου.

Τα ίδια βάρη της κατασκευής είναι:

Οπλισμένο σκυρόδεμα: $g_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Δομικός χάλυβας: $g_a = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Όλα τα ίδια βάρη του χάλυβα υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

- ✓ Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, ψευδοροφή, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, μόνωση κ.τ.λ) θα έχουν τιμή **0,45 kN/m²**

3.2.2 Κινητά (μεταβλητά) φορτία (Live Loads)

Στην κατηγορία **Κινητά ή Μεταβλητά φορτία** περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κ.τ.λ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι δε τιμές τους δίνονται από κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά το πλέον δυσμενή τρόπο του φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις) και να προσδιορίζεται η δυσμενή επιρροή τους.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 η κατασκευή μας ανήκει στην κατηγορία **C3**, και το ωφέλιμο φορτίο έχει την παρακάτω τιμή:

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

- ο Το κινητό φορτίο όμως για την ράμπα και τις σκάλες θα είναι διαφορετικό. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 θα έχει τις τιμές:

Ράμπα $\longrightarrow q = 6 \text{ kN/m}^2$

Σκάλες $\longrightarrow q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Θα πρέπει να τοποθετηθούν και κινητά φορτία στα υποστυλώματα των υπογείων, δηλαδή κατακόρυφα φορτία, τα οποία θα υπάρχουν στα υποστυλώματα λόγω του εδάφους που καλύπτει την κατασκευή σε ορισμένα σημεία.

3.2.3 Έδαφος και βάρος υποστυλωμάτων

Από την στιγμή που η κατασκευή αυτή αποτελείται και από δυο υπόγεια τα οποία είναι καλυμμένα από έδαφος, θα πρέπει να λάβουμε υπόψη μας της οριζόντιες και τις κατακόρυφες δυνάμεις που ασκούνται από το έδαφος προς την κατασκευή.

Αρχικά θα λάβουμε υπόψη μας ότι το ειδικό βάρος του εδάφους είναι: $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$

3.2.3.1 Φορτία από βάρος εδάφους

❖ Οριζόντιες δυνάμεις

Όλα τα υποστυλώματα και οι δοκοί που καλύπτονται από έδαφος θα έχουν ένα οριζόντιο και κατακόρυφο φορτίο το οποίο θα το κατανεμηθεί ομοιόμορφα στα υποστυλώματα και στις δοκούς.

Το φορτίο αυτό είναι:

$$\frac{22 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot \text{επιφάνεια επιρροής} \cdot \text{ύψος} \div \text{μήκος υποστυλώματος ή δοκούς} ,$$

οπότε σε κάθε υποστυλώμα και δοκό θα είναι διαφορετικό.

Τα παρακάτω υποστυλώματα θα μελετηθούν με ύψος εδάφους:

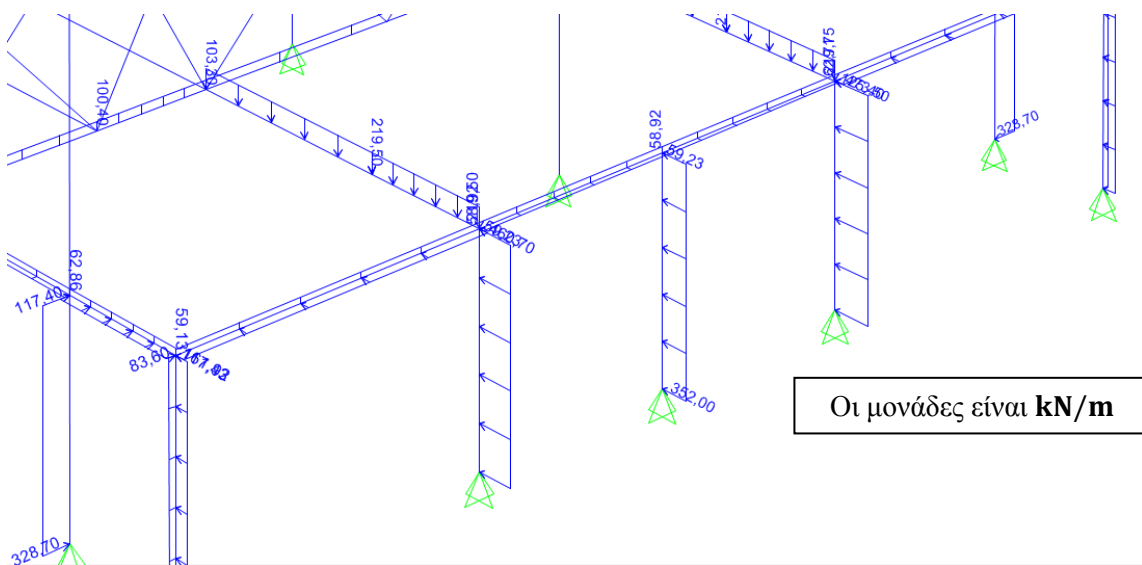
- $K_{13}, K_{14}, K_{15}, K_{16} \rightarrow$ το ύψος του εδάφους είναι 6m
- $K_1, K_5, K_9, K_{24}, K_2, K_3, K_4, K_8, K_{12} \rightarrow$ το ύψος του εδάφους είναι 3m

Τα υποστυλώματα K_{13}, K_{16}, K_1, K_4 πλήτονται και από τις δύο πλευρές.

Κανονικά όλα τα υποστυλώματα θα έχουν τριγωνικό φορτίο, αλλα λόγω απλοποίησης και για να είναι υπέρ της ασφαλείας θα λειφθεί υπόψη ορθογωνικό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο.

Οι δοκοί θα μελετηθούν με φορτίο $22 \text{ kN/m}^3 \cdot 3\text{m} = 66 \text{ kN/m}^2$:

- Δοκοί που πλήτονται απο το βάρος του εδάφους $\rightarrow 66 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \text{επιφάνεια επιρροής/μήκος}$



Εικόνα 3.1. Κατανεμημένα φορτία στις δοκούς και στα υποστυλώματα

3.2.3.2 Φορτία από το βάρος των υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα $K_{17}, K_{18}, K_{19}, K_{20}, K_{21}, K_{22}$ έχουν θεμελιωθεί στην στάθμη 6.00m με αποτέλεσμα αφού το υπόγειο Β βρίσκεται ακριβώς από κάτω από την θεμελίωση τους θα πρέπει να παραλαμβάνει και το βάρος αυτών των έξι υποστυλωμάτων.

Από ανάλυση του προγράμματος SAP2000 v.15 για δράση μόνιμων και κινητών φορτίων στην κατασκευή αυτή, θα υπολογιστούν τα βάρη στην θεμελίωση.

Τα αποτελέσματα του προγράμματος είναι:

- Υποστυλώματα $K_{17} + K_{18} + K_{19} = 11928\text{kN}$
- Υποστυλώματα $K_{20} + K_{21} + K_{22} = 23318\text{kN}$

❖ Οριζόντιες δυνάμεις

Όλο το βάρος και των 6 υποστυλωμάτων πρέπει να παραλειφτεί από τα υποστυλώματα $K_{13}, K_{14}, K_{15}, K_{16}$ και από τις δοκούς D_{26}, D_{27}, D_{28} .

Το βάρος αυτό έχει τιμή: $11928 + 23318 = 35246\text{kN}$

και κατανέμεται σε μια επιφάνεια $16,25\text{m} \cdot (3,25\text{m} + 4,25\text{m}) = 121,875\text{m}^2$

και έτσι θα υπάρχει ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο το οποίο θα έχει την τιμή:

$$\frac{35246\text{kN}}{121,875\text{m}^2} = 289,2 \text{ kN/m}^2$$

Το φορτίο αυτό κατανέμεται τριγωνικά στα υποστυλώματα.

Σαφώς βέβαια η αξονική που ασκούν τα υποστυλώματα τα οποία είναι θεμελιωμένα στην στάθμη 6m θα αλλάξει αργότερα που θα τοποθετηθούν όλα τα φορτία και θα ορισθούν οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί. Τότε θα πρέπει να ξανά υπολογιστεί το φορτίο αυτό και να ορισθούν τα καινούρια τριγωνικά φορτία τα οποία θα δρουν τελικά στα υποστυλώματα και στις δοκούς.

❖ Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία τα παραλαμβάνει η πλάκα του υπογείου Β και τα κατανέμει στις δοκούς και τα υποστυλώματα.

Και είναι το βάρος μόνο των υποστυλωμάτων $K_{17} + K_{18} + K_{19} = 11928\text{kN}$

το οποίο ασκείται σε μια επιφάνεια εμβαδού $5,25\text{m} \cdot 16,25\text{m} = 85,32\text{m}^2$

και θα δώσει στην πλάκα ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο

$$\frac{11928\text{kN}}{85,32\text{m}^2} = 140 \text{ kN/m}^2$$

3.2.4 Δράσεις ανέμου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4 (EN 1991-1-4), για κτίρια και έργα ύψους μέχρι 200m, οι δράσεις ανέμου στις κατασκευές κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και αναπαρίστανται με ένα απλοποιημένο σύνολο πιέσεων ή δυνάμενων οποίων οι επιδράσεις είναι ισοδύναμες με τις ακραίες επιδράσεις του στροβιλώδους ανέμου. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επί της κατασκευής (π.χ. χιόνι, κυκλοφορία, πάγος) που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά την φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις την βασική φόρτιση. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κ.τ.λ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Συνήθως, όμως, η επίδραση αυτή είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορούν να θεωρούνται στατικά.

Η πιο σημαντική παράμετρος Για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα ανέμου, η οποία επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων όπως:

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

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζονται δυο διευθύνσεις ανέμου με φορά την θετική διεύθυνση του άξονα x_x ($\theta = 0^\circ$) και την θετική διεύθυνση του άξονα yy ($\theta = 90^\circ$). Καθώς επίσης και τις αντίθετες κατευθύνσεις.

Στο συγκεκριμένο έργο οι δράσεις λόγω ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής:

Δίνεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα, (σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα) έχει ταχύτητες, $V_{b,0}$:

- 33m/s σε απόσταση έως και 10 km από την ακτή
- 27m/s στην υπόλοιπη χώρα

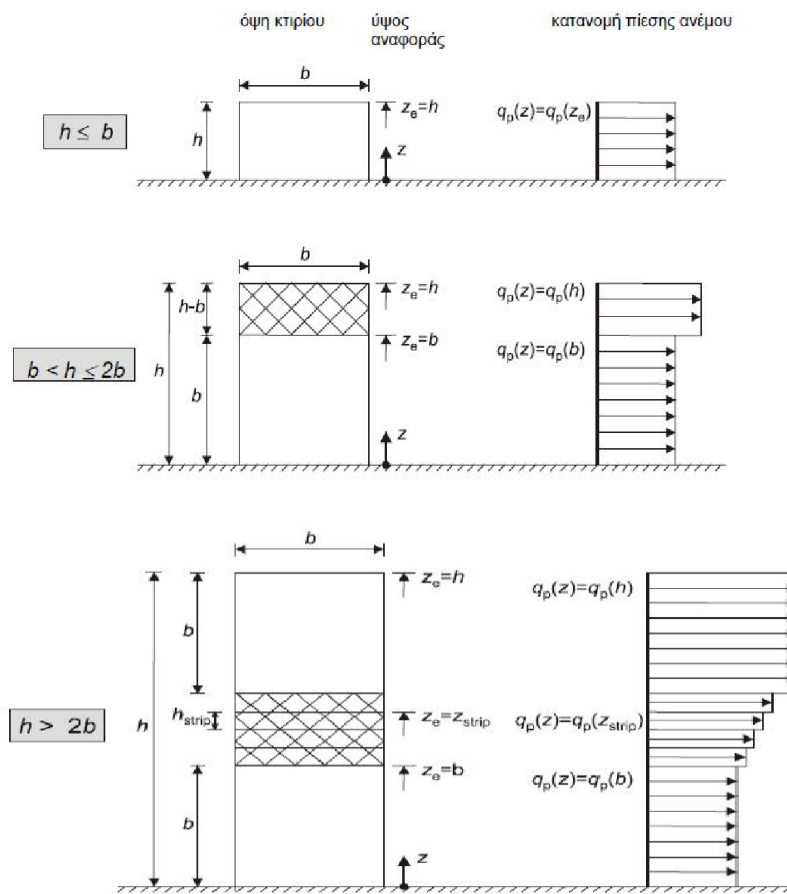
Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη ταχύτητα ανέμου $v_{b,0} = 33 \text{ m/s}$ και κατηγορία εδάφους III (Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)). Για την συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους προκύπτει $z_0 = 0,3 \text{ m}$ και $z_{\min} = 5 \text{ m}$ από τον Πίνακα 3.2 του Ευρωκώδικα 1.

Κατηγορία εδάφους	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους 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 και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m	1,0	10

Πίνακας 3.2. Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Υψος αναφοράς Z_e

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς για τους προσήνεμους τοίχους ανάλογα με τη σχέση ύψους h και πλάτους b του κτιρίου γίνεται στα παρακάτω σχήματα (Σχ. 3.4).



Σχήμα 3.4. Υψος αναφοράς που εξαρτάται από τα h και b , και αντίστοιχη κατανομή πιέσεων

Πίεση ταχύτητας αιχμής

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

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

Όπου:

- είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, την θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά την διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho=1,25 \text{ Kg/m}^3$)
- $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$

Όπου:

$c_r(z)$ = είναι ο συντελεστής τραχύτητας

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

- $I_v(z)$ = είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z που υπολογίζεται από τις σχέσεις

$$I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot I_n\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

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

Όπου:

k_i = είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1)

$C_e(z)$ = είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται απο την σχέση $\rightarrow C_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$

q_b = είναι η βασική πίεση που δίνεται απο την σχέση $\rightarrow q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$

Όπου:

v_b = είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω απο το έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με την σχέση $\rightarrow v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$

όπου:

c_{dir} = είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1)

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

$v_{b,0}$ = είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία στην μελέτη αυτή τέθηκε 3(σύμφωνα με το Εθνικό Παράρτημα)

Συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$ λαμβάνει υπόψη την μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στην θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στην θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου. Για ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{για } z \leq z_{\min}$$

Όπου:

- $k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,11}}\right)^{0,07}$ (συντελεστής εδάφους)
- z_0 = είναι το μήκος της τραχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους
- $z_{0,11} = 0,05\text{m}$ κατηγορία εδάφους II – περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων
- z_{\min} = είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζει ο κανονισμός (για κατηγορία εδάφους III 5m)
- z_{\max} = λαμβάνεται ίσο με 200m

Στην περίπτωση αυτού του κτιρίου:

- ✓ Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$: έχω ύψος **$h = 28,6\text{m}$** και πλάτος **$b = 16,25\text{m}$**
 $\rightarrow b < h < 2b \rightarrow$ το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από δύο τμήματα $z_e = b$ και $z_e = h$
 Ισχύει ότι $z_{\min} = 5\text{m} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$

Οπότε θα έχουμε:

$$C_r(b) = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} \cdot \ln\left(\frac{16,25}{0,3}\right) = 0,86$$

$$C_r(h) = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} \cdot \ln\left(\frac{28,6}{0,3}\right) = 0,982$$

Και υπέρ της ασφαλείας λαμβάνεται ότι θα υπάρχει παντού συντελεστής τραχύτητας

$$C_r(h) = \mathbf{0,982}$$

- ✓ Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$: έχω ύψος **$h = 28,6\text{m}$** και πλάτος **$b = 28,3\text{m}$**
 $\rightarrow b = h \rightarrow$

$$C_r(z) = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} \cdot \ln\left(\frac{28,6}{0,3}\right) = \mathbf{0,982}$$

Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $C_o(z)$

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή ανάγλυφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση κατά της διεύθυνση του ανέμου. Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης προσδίδεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

- $C_o = 1$ για $\Phi < 0,05$
- $C_o = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi$ για $0,05 < \Phi < 0,3$
- $C_o = 1 + 0,6 \cdot s$ για $\Phi > 0,3$

Όπου:

s = είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσεις, συναρτήσεως των στοιχείων σύμφωνα με την προσήνεμη πλαγιά (οριζόντια, κατακόρυφη απόσταση κ.τ.λ.)

$\Phi = H/L_u$ είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά

Θεωρούμε ότι $\Phi=0$, άρα $C_o = 1$

Άρα, η μέση ταχύτητα ανέμου είναι :

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot v_b = 0,982 \cdot 1 \cdot 33 = 32,41\text{m/s}$$

η ένταση στροβιλισμού για $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ είναι:

$$I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)} = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{28,6}{0,3}\right)} = 0,22$$

και η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι:

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,22) \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} \cdot 32,41^2 = 1,67\text{kN/m}^2$$

Αεροδυναμικοί συντελεστές πίεσης και δύναμης

Οι συντελεστές αυτοί (εξωτερικής πίεσης c_{pe} , εσωτερικής πίεσης c_{pi} , και συντελεστής δύναμης c_f) εισάγονται προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών, ή και οι τελικές δυνάμεις ανέμου σε όλη την κατασκευή, ή σε ένα τμήμα της. Οι συντελεστές πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων, ενώ οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων, ενώ οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κτιρίων.

Επιπλέον οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης διακρίνονται σε καθολικούς και τοπικούς συντελεστές. Εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φωτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνηση του. Οι τοπικοί συντελεστές $c_{pe,1}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φωτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από 1m^2 π.χ. για τον σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων. Οι καθολικοί συντελεστές $c_{pe,10}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φωτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες από 10m^2 .

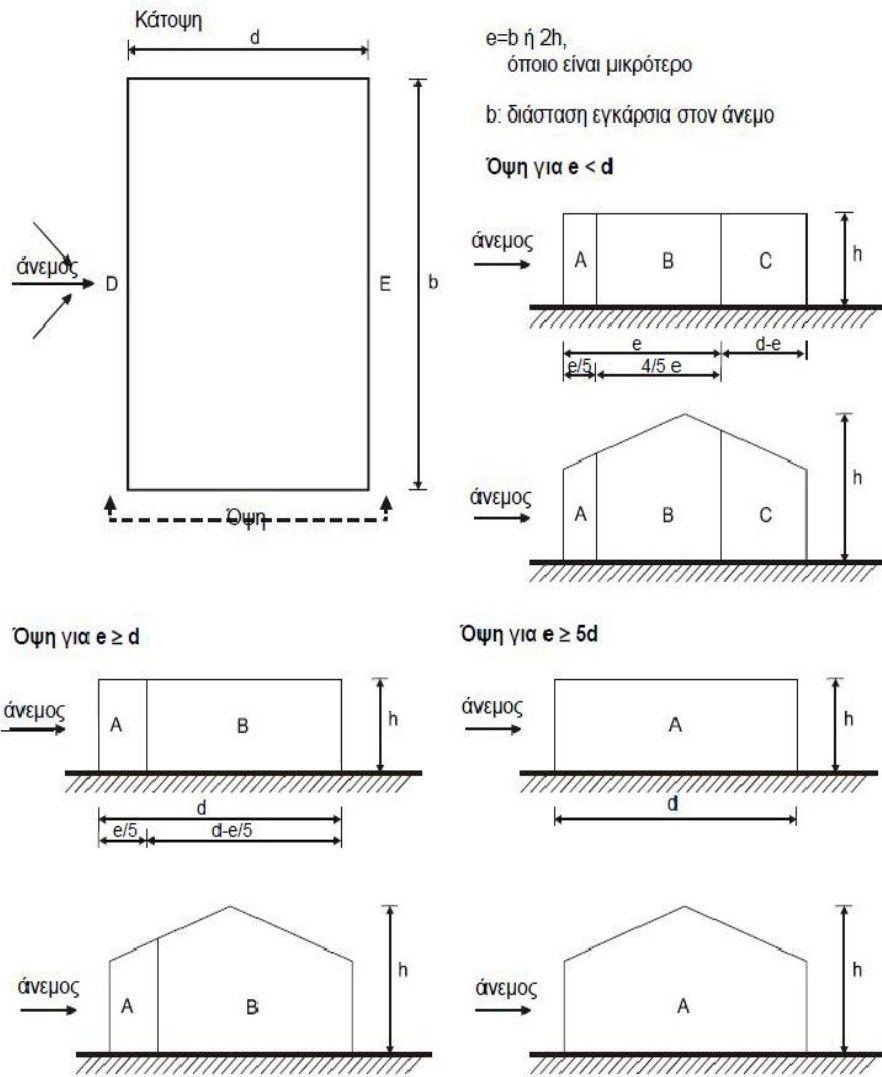
Εμβαδόν φωτιζόμενης επιφάνειας:

- $\theta = 0^\circ \rightarrow A = 485,75\text{m}^2$
- $\theta = 90^\circ \rightarrow A = 894,28\text{m}^2$

και στις δύο περιπτώσεις το εμβαδόν είναι μεγαλύτερο των 10m^2 , επομένως $c_{pe}=c_{pe,10}$

Στους πίνακες του Ευρωκώδικα 1 οι τιμές των συντελεστών c_{pe} , που αναφέρονται μόνο σε κτίρια, αντιστοιχούν σε διευθύνσεις του ανέμου κατά γωνίες 0° , 90° και 180° , έχουν όμως προκύψει για το εύρος μεταβολής της γωνίας αυτής κατά 45° ανά διεύθυνση, Αντιπροσωπεύουν τις δυσμενέστερες πιέσεις που μπορεί να εμφανιστούν στα διάφορα σημεία του κτιρίου.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης, για το υπό μελέτη κτίριο, δίνονται από το Σχήμα 3.5 και τον Πίνακα 3.3, για κατακόρυφους τοίχους, για διευθύνσεις ανέμου 0° και 90° και ανάλογα με τον λόγο h/d . Για ενδιάμεσες τιμές των πινάκων χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.



Σχήμα 3.5. Υπόμνημα για κατακότφους τοίχους

Πίνακας 3.3. Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακότφους τοίχους κτιρίων

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	

Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνικής κάτοψη

Η στέγη της κατασκευής έχει θεωρηθεί οριζόντια (μηδενική κλίση). Το ύψος του κτιρίου ($h=11,05\text{m}$) είναι μικρότερο και από τις δύο διαστάσεις της κάτοψης με αποτέλεσμα η ανεμοπίεση καθ' ύψος να είναι ομοιόμορφη ορθογωνικής.

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$: έχω ύψος $h=28,6\text{m}$ και πλάτος $b=16,25\text{m}$
 $e = \min\{b; 2h\} = \min\{16,25 ; 2 \cdot 28,6\} = 16,25 < d = 28,3$

Για $h/d = 28,6/28,3 \approx 1$

→ $c_{pe} = -1,2$:A

→ $c_{pe} = -0,8$:B

→ $c_{pe} = -0,5$:C

→ $c_{pe} = 0,8$:D

→ $c_{pe} = -0,5$:E

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$: έχω ύψος $h=28,6\text{m}$ και πλάτος $b=28,3\text{m}$
 $e = \min\{b; 2h\} = \min\{28,3 ; 2 \cdot 28,6\} = 28,3 > d = 16,25$

Για $h/d = 28,6/16,25 = 1,73$

→ $c_{pe} = -1,2$:A

→ $c_{pe} = -0,8$:B

Τελική πίεση

Η τελική πίεση επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά 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.

Υπολογισμοί για τις δύο διευθύνσεις του ανέμου:

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$: έχω ύψος $h=28,6\text{m}$ και πλάτος $b=16,25\text{m}$

Η εσωτερική πίεση λοιπόν θα είναι:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,67 \cdot (-1,2) = -2 \text{ kN/m}^2 \quad : A$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,67 \cdot (-0,8) = -1,336 \text{ kN/m}^2 : B$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,67 \cdot (-0,5) = -0,835 \text{ kN/m}^2 : C$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,67 \cdot (0,8) = 1,336 \text{ kN/m}^2 \quad : D$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,67 \cdot (-0,5) = -0,835 \text{ kN/m}^2 : E$$

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$: έχω ύψος $h=28,6\text{m}$ και πλάτος $b=28,3\text{m}$

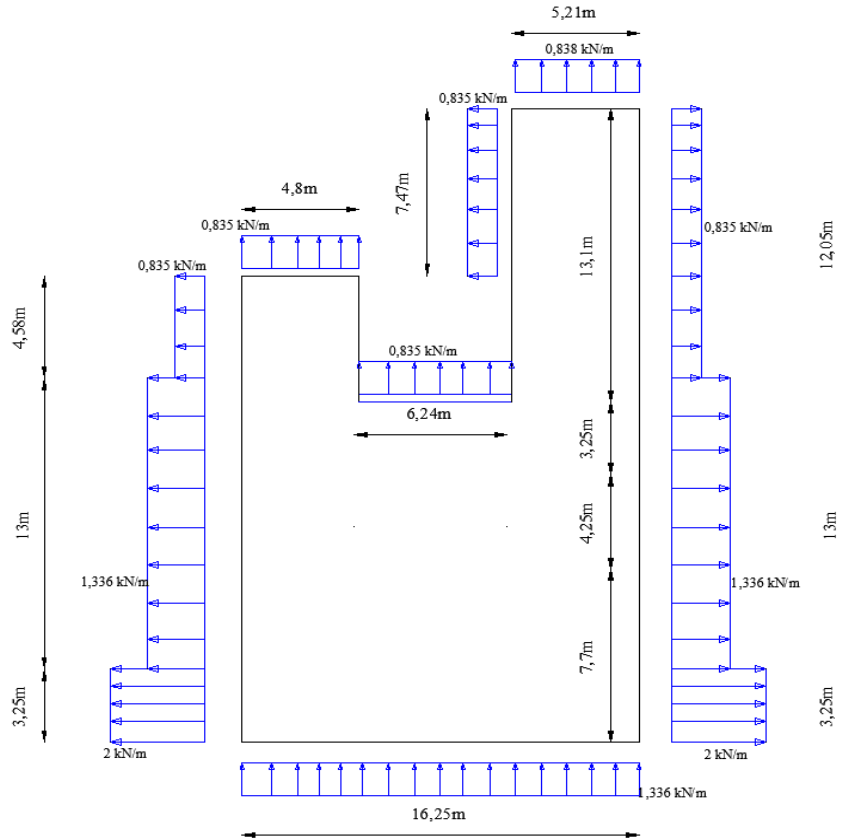
Η εσωτερική πίεση λοιπόν θα είναι:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,67 \cdot (-1,2) = -2 \text{ kN/m}^2 \quad : A$$

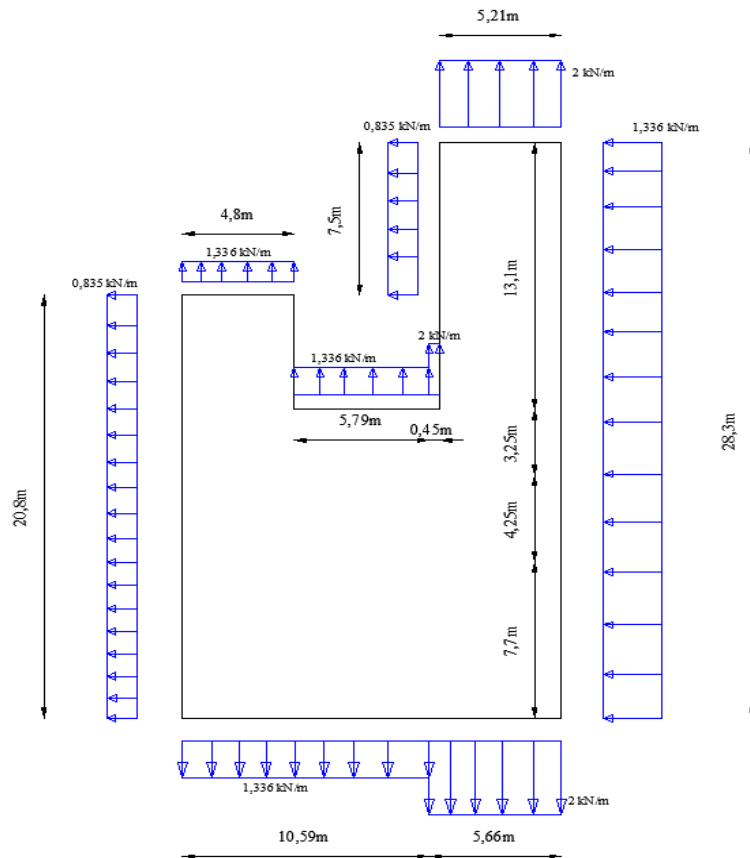
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,67 \cdot (-0,8) = -1,336 \text{ kN/m}^2 : B$$

Η φορά του ανέμου θα μελετηθεί και κατά τις 4 δυνατές διευθύνσεις που μπορούν να πραγματοποιηθούν στην πραγματικότητα, αφού η κατασκευή δεν είναι συμμετρική. Θα διαμορφωθούν 2 στατικοί φορείς και θα γίνει ο έλεγχος και στους δυο, ώστε να εξακριβωθεί αν περνάει ο έλεγχος για τις δράσεις του ανέμου.

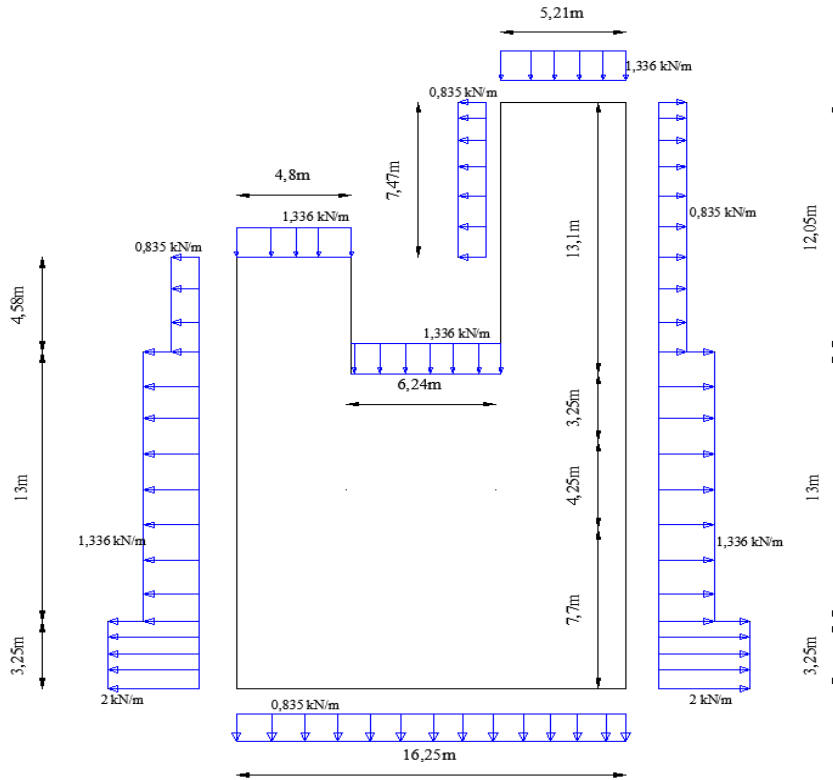
Έτσι λοιπόν τα φορτία που περάστηκαν στο πρόγραμμα φαίνονται στα παρακάτω σχήματα:



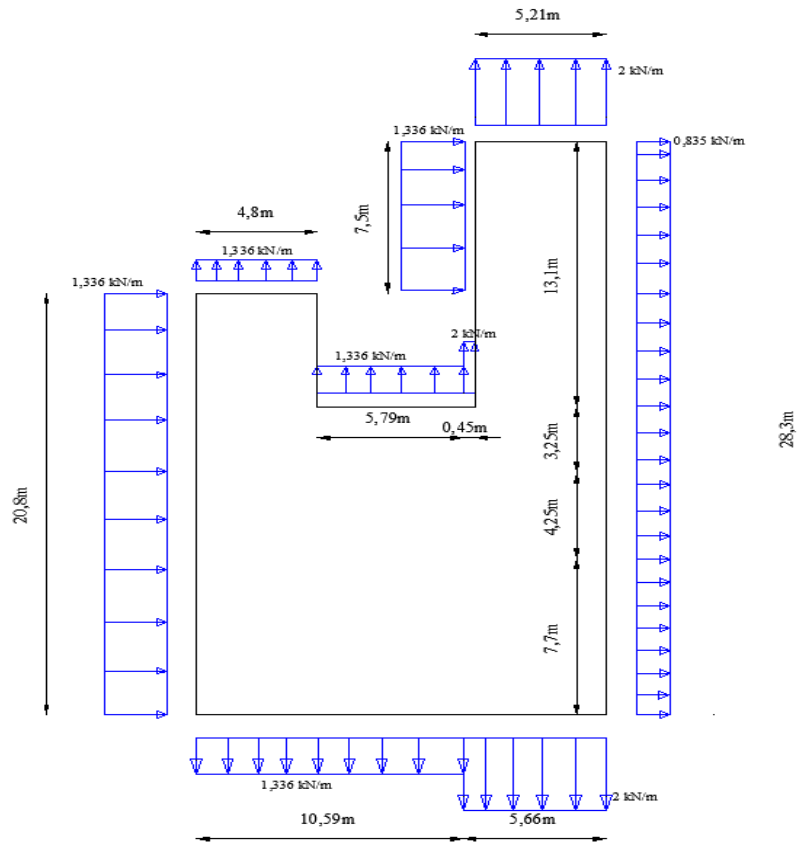
Σχήμα 3.6. Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου y-y ↑



Σχήμα 3.7. Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου x-x ←



Σχήμα 3.8. Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου y-y ↓



Σχήμα 3.9. Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου x-x →

3.2.5 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Τα θερμοκρασιακά φορτία θεωρούνται έμμεσες δράσεις και κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.5 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

Οι δράσεις που οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται θεωρώντας ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας στα στοιχεία του φορέα, που οφείλεται στην μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (καλοκαίρι - χειμώνας), προσδιορίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης.

Προκειμένου να λάβουμε υπόψη τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή από συστολο-διαστολές θα θεωρήσουμε θερμοκρασία $\Delta T = \pm 20^{\circ}\text{C}$ (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση θερμοκρασίας ολόκληρου του φέροντος οργανισμού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του).

3.2.6 Φορτία χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μια συγκεκριμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δε λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξανόμενη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψηλότερα φορτία λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση. Μια καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς, ενώ μπορεί να εφαρμοστούν εν συνεχεία διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού.

Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με τη χρήση συντελεστών μορφής. Καλύπτονται επίσης ειδικότερες καταστάσεις όπως συσσωρεύσεις χιονιού πίσω από στηθαία, σε κοιλάδες και σε απότομες αλλαγές του ύψους της στέγης.

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μια στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ.) του έργου, ενώ η πυκνότητά του μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσής του στη συγκεκριμένη θέση. Έτσι, πέραν της χιονόπτωσης σε συνθήκες ηρεμίας, μπορεί να είναι αναγκαίο να θεωρηθούν οι επιδράσεις του ανέμου, ο οποίος είναι δυνατόν να προκαλέσει ανακατανομή του χιονιού και σε μερικές περιπτώσεις τη μερική του απομάκρυνση από την στέγη. Επιπλέον, πρέπει να ληφθούν υπόψη οποιεσδήποτε αλλαγές στην κατανομή του χιονιού στις στέγες λόγω διαφυγής θερμότητας από το κτίριο, μέσω κάποιου τμήματος της στέγης ή εργασίες απομάκρυνσης χιονιού, εάν οι μορφές αυτής της φόρτισης είναι κρίσιμες.

Το Μέρος 1-3 του EN 1991 (Ευρωκώδικας 1) παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία λαμβάνει χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500 m. Για περιοχές με ιδιαίτερες κλιματικές συνθήκες (υψηλές ταχύτητες ανέμου και λιώσιμο του χιονιού), μπορεί να εφαρμοσθεί το Παράρτημα Β του Μέρους 1-3, στο οποίο δίνονται ειδικές μορφές συγκέντρωσης χιονιού, καθώς και οι αντίστοιχοι συντελεστές μορφής.

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:
 $S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$
- Για τυχηματικές καταστάσεις:
 $S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad}$

Όπου:

- μ_i ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού, ο οποίος για μονοκλινή στέγη με κλίση $\alpha = 0^\circ$ ισούται με 0,8
- s_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψόμετρου (A) και για μια συγκεκριμένη τοποθεσία και δίνεται από την σχέση:
$$s_k = s_{k,0} \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right]$$

όπου A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας, το οποίο εδώ είναι 50m
- C_e ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:
 - Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0,8$
 - Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δέντρα) $C_e = 1,2$
- C_t ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.
- $S_{AD} = C_{ESL} \cdot s_k$ είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους (συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού: $C_{esl} = 2$).

Το φορτίο s θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 - Μέρος 1-3.

Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας:

Ζώνη I ($s_{k,0} = 0,4kN/m^2$): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

Ζώνη II ($s_{k,0} = 1,7kN/m^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Ζώνη III ($s_{k,0} = 0,8kN/m^2$): Υπόλοιπη χώρα.

Επομένως: $s_{k,0} = 0,8 \rightarrow$ νομός Αχαΐας

$$s_k = 0,8 \cdot \left[1 + \left(\frac{50}{917}\right)^2\right] = 0,8$$

Μπορούμε πλέον να υπολογίσουμε το φορτίο χιονιού το οποίο είναι:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,8 = \mathbf{0,65kN/m^2}$$

3.2.7 Σεισμικές δράσεις

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

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- ✓ Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- ✓ Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιόμορφη ταλάντωσης. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα.

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση A και καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας (Εικόνα 3.5). Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη).

Το κτίριο μας θα θεωρήσουμε ότι βρίσκεται στη **Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II**.



Εικόνα 3.1. Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια), με βάση την σχέση $A = \alpha \cdot g$. Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A=0,24 \cdot g$.

Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ, Ε και Χ. Το κτίριο εδράζεται σε **έδαφος κατηγορίας Β** (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) σύμφωνα με τον Πίνακα 3.4 του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
Α	<p>Βραχώδεις ή ημιβροχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους, υλικού με μικρό ποσοστό ιλοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70m.</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσομοιασμένη αργίλου πάχους μικρότερου των 70m.</p>
Β	<p>Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένη αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70m.</p>
Γ	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m.</p> <p>Ιλοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5m.</p>
Δ	<p>Εδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10m.</p>
Χ	<p>Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιήσουν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων)</p> <p>Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα.</p> <p>Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.</p>

Πίνακας 3.4 Κατηγορίες εδαφών

Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I .

Η κατασκευή που μελετάται ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.τ.λ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_I=1,00$.

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίδονται στον παρακάτω Πίνακα 3.5, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΝΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοί με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
	σύνδεσμοι τύπου K (ΟΠΟΥ επιτρέπεται)	1,00
3 ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1,00
	β. Δοκοί — Τόξα- Κολλητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοιλώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

Πίνακας 3.5 Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

Στο συγκεκριμένο έργο λαμβάνεται ότι $q=4$.

Φάσμα σχεδιασμού

Κατασκευάστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού για τις οριζόντιες και τις κατακόρυφες συνιστώσες του σεισμού. Για την κατασκευή των φασμάτων έγιναν λοιπόν οι ακόλουθες παραδοχές:

✓ Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	II (Επιτάχυνση $A=0,24 g$)
✓ Κατηγορία εδάφους	B
✓ Κατηγορία σπουδαιότητας	II (συνήθη κτίρια), $\gamma=1,00$
✓ Συντελεστής συμπεριφοράς q	4
✓ Απόσβεση	2%

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις (Ε.Κ.8):

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

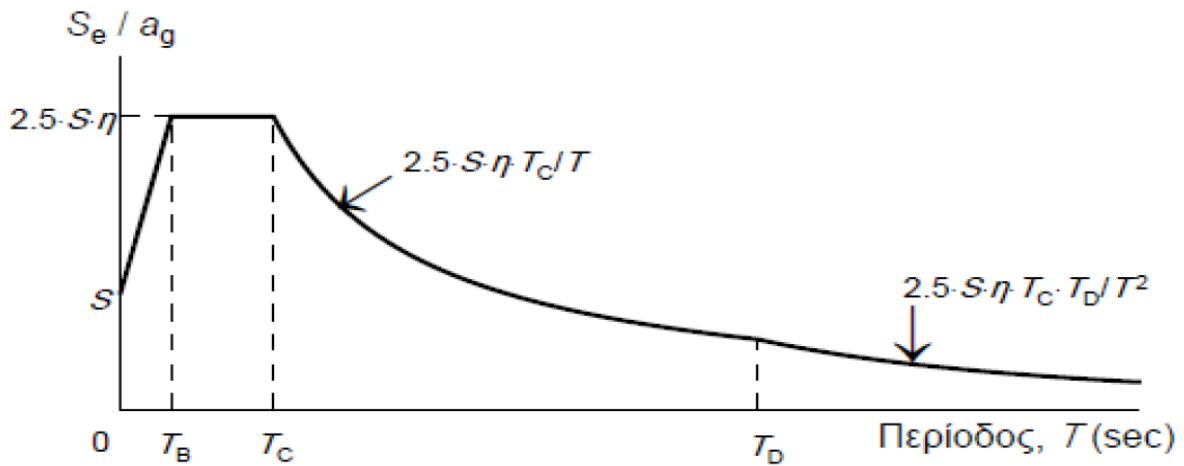
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4sec$$

Όπου:

- $S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού
- T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης
- a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)
- T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_0 είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_0 είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος δ
- S είναι ο συντελεστής εδάφους
- q είναι συντελεστής συμπεριφοράς
- β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού (συνιστώμενη τιμή $\beta=0,2$).



Είδος Κατασκευής		ζ%
Μεταλλική:	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα	άοπλο οπλισμένο	3 5
	προεντεταμένο	4
	Τοιχοποιία:	
	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη:	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

Πίνακας 3.6. Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ

Εδαφικός Τύπος	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
A	1,0	0,15	0,4	2
B	1,2	0,15	0,5	2
C	1,15	0,20	0,6	2
D	1,35	0,20	0,8	2
E	1,4	0,15	0,5	2

Πίνακας 3.7. Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου I

Σύμφωνα με τα παραπάνω για έδαφος κατηγορίας B που ανήκει η κατασκευή αυτή, έχουμε:

$$S=1,2$$

$$T_B = 0,15\text{sec}$$

$$T_C = 0,5\text{sec}$$

$$T_D = 2\text{sec}$$

3.3 Βάσεις σχεδιασμού – Δράσεις – Συνδυασμοί δράσεων

3.3.1 Γενικά-Θεμελιώδεις απαιτήσεις-Οριακές καταστάσεις

Στα έργα του πολιτικού μηχανικού ο έλεγχος βασίζεται σχεδόν αποκλειστικά σε υπολογιστικές μεθόδους, οι οποίες πρέπει να προβλέπουν μελλοντικά γεγονότα τόσο σε ότι αφορά την ένταση, χρονική διάρκεια και κατανομή των δράσεων, όσο και σε ότι αφορά τις αντιστάσεις που θα αναπτυχθούν στο συγκεκριμένο έργο. Απαιτείται συνεπώς μια πρόγνωση του μέλλοντος, η οποία για να βρίσκεται κοντά στην πραγματικότητα πρέπει να βασίζεται σε επιστημονικές μεθόδους, όπως αυτή της πιθανοτικής θεωρίας.

Θεμελιώδεις απαιτήσεις

Λόγω του μεγάλου πλήθους δράσεων επί των κατασκευών, γεννάται η ανάγκη να προσδιορισθεί, με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια, τόσο η ένταση του συνόλου των δράσεων επί των κατασκευών όσο και το ποσοστό συμμετοχής της κάθε μιας δράσεις ξεχωριστά.

Οι ενδεχόμενες βλάβες αποφεύγονται ή περιορίζονται με κατάλληλη επιλογή ενός ή περισσότερων από τα παρακάτω μέτρα:

- ❖ Αποφυγή, απόλειψη ή περιορισμός των παραγόντων οι οποίοι είναι δυνατόν να επιδράσουν στην κατασκευή προκαλώντας δυσάρεστες και επικίνδυνες συνέπειες.
- ❖ Επιλογή δομικού συστήματος το οποίο να έχει μικρή ευαισθησία στους εξεταζόμενους κινδύνους.
- ❖ Επιλογή δομικής μορφής, η οποία μπορεί να επιβιώσει επαρκώς έναντι της τυχηματικής αφαίρεσης ενός μεμονωμένου μέλους ή ενός περιορισμένου τμήματος της κατασκευής ή έναντι μιας αποδεκτής βλάβης.
- ❖ Αποφυγή, κατά το δυνατόν, δομικών συστημάτων τα οποία να μπορούν να καταρρεύσουν χωρίς προειδοποίηση.

Οι προαναφερθείσες απαιτήσεις ικανοποιούνται γενικότερα με την επιλογή κατάλληλων υλικών και με τον κατάλληλο σχεδιασμό, δίνοντας έμφαση και προσοχή στις κατασκευαστικές λεπτομέρειες και τηρώντας σχολαστικά τις προδιαγραφές των διαδικασιών ελέγχου της παραγωγής, κατασκευής και χρήση της εκάστοτε κατασκευής.

Καταστάσεις σχεδιασμού

Ως καταστάσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι:

- ✓ Καταστάσεις διάρκειας, οι οποίες αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης της κατασκευής
- ✓ Παροδικές καταστάσεις (διάρκεια κατασκευής ή και διάρκεια επισκευών)
- ✓ Τυχηματικές καταστάσεις

Ο “σχεδιασμός – μελέτη” μιας κατασκευής αποσκοπεί στο να καταδείξει ότι –υπό ορισμένες παραδεκτές πιθανότητες- η κατασκευή δεν θα βρεθεί σε μια ακραία κατάσταση κατά την οποία θεωρείται πλέον ακατάλληλη για τον σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε και ονομάζεται εν γένει “οριακή κατάσταση”.

Οριακές καταστάσεις

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

- ❖ Οριακές καταστάσεις αστοχίας
- ❖ Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σ' αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις, αστοχίας και λειτουργικότητας, και στη συνέχεια εφαρμόζονται στο φορέα. Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις, οι οποίες διακρίνονται στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (USL) και στις Λειτουργικότητας (SLS), χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των φορτίων που έχουμε υπολογίσει στην προηγούμενη παράγραφο. Οι συνδυασμοί αυτοί καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα και μόνον.

Οι προβλεπόμενες από τον Ευρωκώδικα 1 τιμές των συντελεστών ασφαλείας των δράσεων συνοψίζονται στον Πίνακα 5.6.

	Οριακές καταστάσεις αστοχίας		Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	0	1,0	0

Πίνακας 5.6 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διάφορων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για τον λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Οι συντελεστές ψ όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα δίνονται στον Πίνακα 5.7.

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων < 30kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30kN < βάρος οχημάτων < 160kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του ΟΕΝ για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του ΟΕΝ για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H < 1000 m	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαγιάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991 1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

Πίνακας 5.7 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

Το υπό μελέτη κτίριο ανήκει στην Κατηγορία C : Χώροι συνάθροισης.

Οι συντελεστές ψ για τα φορτία που θα χρησιμοποιηθούν φαίνονται στον Πίνακα 5.8.

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ωφέλιμα	0,7	0,7	0,6
Χιόνι	0,5	0,2	0
Άνεμος	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία	0,6	0,5	0

Πίνακας 5.8 Συντελεστές ψ που θα χρησιμοποιηθούν

3.3.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας (Ultimate Limit State)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κ.τ.λ.).

Είναι οι οριακές καταστάσεις που σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων. Σε αυτήν την περίπτωση έχουμε πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κ.τ.λ, που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

- ❖ Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\sum \gamma_G \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i} \cdot \psi_{0,i}$$

- ❖ Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- ❖ Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

3.3.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Serviceability Limit State)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κ.τ.λ.). Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά:

- ❖ Τις λειτουργικές απαιτήσεις από τον φορέα ή ένα μέλος υπό συνθήκες συνήθους χρήσης
- ❖ Την άνεση των χρηστών
- ❖ Την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων (π.χ. εκτεταμένη ρηγματώση)

Ο συνδυασμός σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας που χρησιμοποιείται είναι ο χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

3.3.4 Συνδυασμοί δράσεων κτιρίου

Οι συμβολισμοί που χρησιμοποιήθηκαν για τις φορτίσεις, όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα για την ανάλυση του υπό μελέτη κτιρίου, είναι οι ακόλουθοι:

-DEAD:	άθροισμα μόνιμων φορτίων (ίδιο βάρος στοιχείων, ίδιο βάρος πλάκας)
-DEAD_PLUS:	πρόσθετα μόνιμα
-GROUND:	βάρος εδάφους
-BAROS_YPOST:	βάρος υποστυλωμάτων που βρίσκονται στην θεμελίωση ύψους 6m
-LIVE:	άθροισμα κινητών φορτίων
-SNOW:	φορτία χιονιού
-TEMPERATURE:	θερμοκρασιακή μεταβολή
-WINDX:	φορτίο ανέμου κατά την διεύθυνση X-X
-WINDY:	φορτίο ανέμου κατά την διεύθυνση Y-Y
-QUAKEX:	σεισμικά φορτία κατά την διεύθυνση X-X
-QUAKEY:	σεισμικά φορτία κατά την διεύθυνση Y-Y

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι συνδυασμοί φορτίσεων όπως έχουν ορισθεί στο πρόγραμμα.

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ	DEAD	DEAD_PLUS	GROUND	BAROS_YPOS	LIVE	SNOW	WINDX	WINDY	TEMP	QUAKEK	QUAKEY
ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ											
ΟΚΑ1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50				0,90		
ΟΚΑ2X	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,75	0,90		0,90		
ΟΚΑ2Y	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,75		0,90	0,90		
ΟΚΑ3X	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50		0,90		0,90		
ΟΚΑ3Y	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50			0,90	0,90		
ΟΚΑ4	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,75			0,90		
ΟΚΑ5X	1,35	1,35	1,35	1,35	1,05	1,50	0,90		0,90		
ΟΚΑ5Y	1,35	1,35	1,35	1,35	1,05	1,50		0,90	0,90		
ΟΚΑ6	1,35	1,35	1,35	1,35	1,05	1,50			0,90		
ΟΚΑ7X	1,35	1,35	1,35	1,35	1,05	0,75	1,50		0,90		
ΟΚΑ7Y	1,35	1,35	1,35	1,35	1,05	0,75		1,50	0,90		
ΟΚΑ8X	1,35	1,35	1,35	1,35	1,05		1,50		0,90		
ΟΚΑ8Y	1,35	1,35	1,35	1,35	1,05			1,50	0,90		
ΟΚΑ9X	1,35	1,35	1,35	1,35	1,05	0,75	0,90		1,50		
ΟΚΑ9Y	1,35	1,35	1,35	1,35	1,05	0,75		0,90	1,50		
ΟΚΑ10	1,35	1,35	1,35	1,35	1,05	0,75			1,50		
ΟΚΑ11X	1,35	1,35	1,35	1,35	1,05		0,90		1,50		
ΟΚΑ11Y	1,35	1,35	1,35	1,35	1,05			0,90	1,50		
ΟΚΛ1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00				0,60		
ΟΚΛ2X	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60		0,60		
ΟΚΛ2Y	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50		0,60	0,60		
ΟΚΛ3X	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		0,60		0,60		
ΟΚΛ3Y	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			0,60	0,60		
ΟΚΛ4	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50			0,60		
ΟΚΛ5X	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70	1,00	0,60		0,60		
ΟΚΛ5Y	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70	1,00		0,60	0,60		
ΟΚΛ6X	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00		0,60		
ΟΚΛ6Y	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70	0,50		1,00	0,60		
ΟΚΛ7	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70	1,00			0,60		
ΟΚΛ8X	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70		1,00		0,60		
ΟΚΛ8Y	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70			1,00	0,60		
ΟΚΛ9X	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60		1,00		
ΟΚΛ9Y	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70	0,50		0,60	1,00		
ΟΚΛ10	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70	0,50			1,00		
ΟΚΛ11X	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70		0,6		1,00		
ΟΚΛ11Y	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70			0,6	1,00		
ΣΕΙΣΜΟΣ1X	1,00	1,00	1,00	1,00	0,3	0,3				1	0,3
ΣΕΙΣΜΟΣ2X	1,00	1,00	1,00	1,00	0,3	0,3				-1	0,3
ΣΕΙΣΜΟΣ3X	1,00	1,00	1,00	1,00	0,3	0,3				1	-0,3
ΣΕΙΣΜΟΣ4X	1,00	1,00	1,00	1,00	0,3	0,3				-1	-0,3
ΣΕΙΣΜΟΣ1Y	1,00	1,00	1,00	1,00	0,3	0,3				0,3	1
ΣΕΙΣΜΟΣ2Y	1,00	1,00	1,00	1,00	0,3	0,3				-0,3	1
ΣΕΙΣΜΟΣ3Y	1,00	1,00	1,00	1,00	0,3	0,3				0,3	-1
ΣΕΙΣΜΟΣ4Y	1,00	1,00	1,00	1,00	0,3	0,3				-0,3	-1

Κεφάλαιο 4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ (ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ - ΕΛΕΓΧΟΣ)

Ανάλογα με το είδος του εξεταζόμενου μέλους από δομικό χάλυβα είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός των αντίστοιχων ελέγχων. Σε γενικές γραμμές ισχύει:

- Οι δοκοί και οι διαδοκίδες ελέγχονται σε τέμνουσα, κάμψη και θλίψη
- Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε τέμνουσα, διαξονική κάμψη και θλίψη
- Οι κατακόρυφοι συνδέσμοι ελέγχονται έναντι λυγισμού και μονοαξονικού εφελκυσμού

Ο έλεγχος των διατομών ξεκινάει από την κατάταξή τους σε κατηγορίες. Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών σε 4 κατηγορίες (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3) είναι να αναγνωρίσει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό. Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχους c/t καθενός από τα (εν μέρει ή πλήρως) λόγω αξονικής δύναμης ή/και κοπτικής ροπής θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία της. Επομένως, η κατηγορία στην οποία ανήκει μια διατομή εξαρτάται από τόσο από την γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σε αυτή. Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της.

4.1 Έλεγχος σε αξονική εφελκυστική δύναμη

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

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

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

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

- την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Όπου:

A = το εμβαδόν της πλήρους διατομής

f_y = το όριο (ή τάση) διαρροής του χάλυβα

γ_{M0} = ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

- την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλίων

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Όπου:

A_{net} = το εμβαδόν της καθαρής διατομής

f_u = η εφελκυστική αντοχή (τάση θραύσης) του χάλυβα

γ_{M2} = ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

Σε περιπτώσεις που απαιτείται όλκιμη μορφή αστοχίας (για παράδειγμα πλάστιμα μέλη σε αντισεισμικές κατασκευές), πρέπει να επιδιώκεται: $N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd}$

4.2 Έλεγχος σε αξονική θλιπτική δύναμη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης σε κάθε διατομή θλιβόμενου μέλους πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

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

Όπου:

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

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

- $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3
- $N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ για διατομές κατηγορίας 4

Όπου: A = η πλήρης διατομή
 A_{eff} = η ενεργός διατομή

4.3 Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

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

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

Όπου το $M_{c,Rd}$ καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη της οπές κοχλίων

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

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

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

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

Όπου: $W_{el,min}$ και $W_{eff,min}$ αντιστοιχούν στην πρώτη διαρροή της ακραίας θλιβόμενης ίνας και στην ενεργό διατομή αντίστοιχα. Δηλαδή στην ίνα με την μεγαλύτερη ελαστική τάση.

4.4 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιηθεί το παρακάτω προσεγγιστικό κριτήριο:

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

στο οποίο α και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα ή αλλιώς ως εξής:

✓ I και H διατομές:
 $\alpha=2$; $\beta=5n$ αλλά $\beta \geq 1$

✓ Κοίλες κυκλικές διατομές:
 $\alpha=2$; $\beta=2$

✓ Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2} \quad \text{αλλά } \alpha = \beta \leq 6$$

$$\text{όπου: } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

4.5 Έλεγχος σε διάτμηση

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} σε καθώς διατομή πρέπει να ικανοποιεί την σχέση:

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

Όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$.

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από την σχέση:

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

Όπου η επιφάνεια διάτμησης A_v υπολογίζεται ως εξής:

- $A_v = 1,04 \cdot h \cdot t_w$ για πρότυπες ελατές διατομές τύπου I, H και U
- $A_v = 1,00 \cdot d \cdot t_w$ για συγκολλητές διατομές τύπου I, H και κιβωτοειδής

Όπου h και d είναι το συνολικό ύψος της διατομής και το ύψος του κορμού αντίστοιχα και t_w το πάχος του κορμού.

4.6 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη

- 1) Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, το κριτήριο που θα ικανοποιείται, όταν δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη είναι:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} + \left[\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right]^2 \leq 1$$

όπου $M_{pl,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή σχεδιασμού της πλήρους διατομής

- 2) Για την περίπτωση συγκολλητών ισόπελμων διατομών τύπου I και H πρέπει να ισχύει:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0,5 \cdot a}$$

Όπου: $\alpha = \frac{A-2 \cdot b \cdot t_f}{A}$, όμως $\alpha \leq 0,5$ και $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$ όταν:

✓ Για $n \leq a$: $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$

✓ Για $n > a$: $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot [1 - (\frac{n-a}{1-a})^2]$

- 3) Για την περίπτωση που έχουμε διαξονική κάμψη με αξονική μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε το ακόλουθο προσεγγιστικό κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

4.7 Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

Όταν υπάρχει διάτμηση, η πλαστική καμπτική αντίσταση σχεδιασμού μειώνεται. Ωστόσο, για μικρές τιμές της τέμνουσας δύναμης η μείωση αυτή μπορεί και να αγνοείται. Για το λόγο αυτό ακολουθείται το παρακάτω κριτήριο:

✓ Αν $V_{Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, δεν απαιτείται μείωση των καμπτικών αντιστάσεων.

✓ Αν $V_{Ed} > \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, τότε η καμπτική αντίσταση της διατομής μειώνεται στο $M_{v,Rd}$, τη μειωμένη πλαστική καμπτική αντίσταση υπό την επίδραση τέμνουσας.

Όπου:

$$M_{v,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_W^2}{4 \cdot t_W} \right] \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

με $\rho = \left[\left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{Rd}} \right) - 1 \right]^2$

και πρέπει να ισχύει ότι: $M_{v,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$

4.8 Έλεγχος σε κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη

Κατά παρόμοια λογική με προηγουμένως διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις:

- Αν $V_{Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, δεν απαιτείται μείωση στο συνδυασμό ροπών και αξονικών δυνάμεων
- Αν $V_{Ed} > \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, τότε η αντίσταση σχεδιασμού της διατομής για τους συνδυασμούς ροπής και αξονικής δύναμης θα υπολογίζεται με μειωμένη τάση $(1-\rho) \cdot f_y$ επί της επιφάνειας διάτμησης, όπου:

$$\rho = \left[\left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{Rd}} \right) - 1 \right]^2$$

4.9 Έλεγχος μελών σε λυγισμό

Θλιβόμενα μέλη

Θα πρέπει να ισχύει ότι: $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$

Η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό ενός θλιβόμενου μέλους θα λαμβάνεται ίση με:

$$N_{b,Rd} = \frac{x \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Όπου:

β_A συντελεστής ίσος με τη μονάδα για την κατηγορία διατομών 1,2 και 3

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του μειωτικού συντελεστή x υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση ως συνάρτηση της ανηγμένης λυγηρότητας λ και του συντελεστή ατελειών α , ο οποίος εξαρτάται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού:

x είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού που δίνεται από πίνακα στον EC3 και ισούται με:

$$x = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$\bar{\lambda}$ είναι η αδιάστατη λυγηρότητα που προσδιορίζεται (στον ίδιο πίνακα) από τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

όπου:

λ είναι η λυγηρότητα για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού=1/i

λ_1 είναι ίσο με $\pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot$

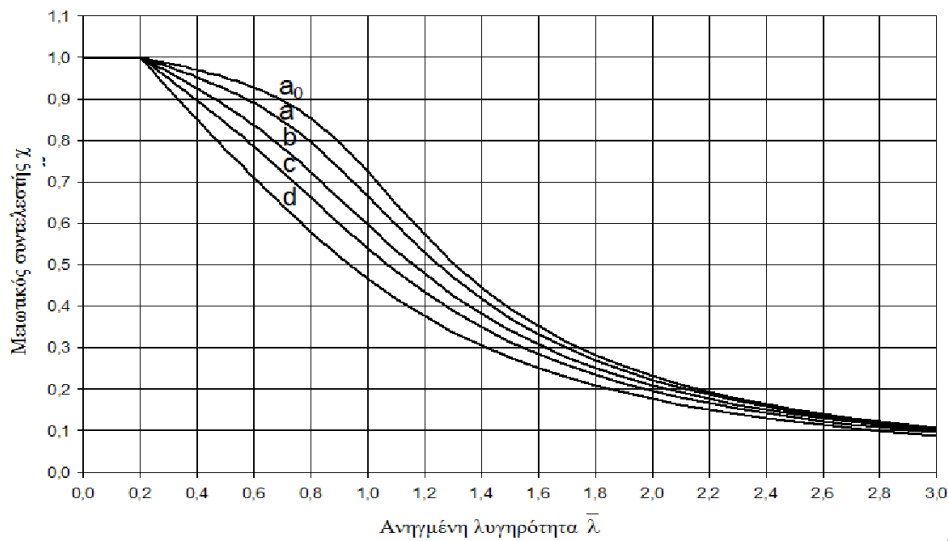
ε είναι ίσο με $\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ όπου f_y σε N/mm²

N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού (Πίνακας 4.4)

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2]$$

Πίνακας 4.1. Συντελεστές 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



Σχήμα 4.1. Καμπύλες λυγισμού

Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα λ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα 4.1.

Για λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} \leq 0,2 \text{ ή για } \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 0,04$$

(μικρή λυγηρότητα), η αντοχή της διατομής εξαντλείται πριν εκδηλωθεί λυγισμός. Επομένως, οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

Η εύρεση την καμπύλης λυγισμού, στο πίσω μέρος του κεφαλαίου αυτού, Πίνακας 4.1.

Λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό

Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ δίνεται από τον τύπο:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3}$$

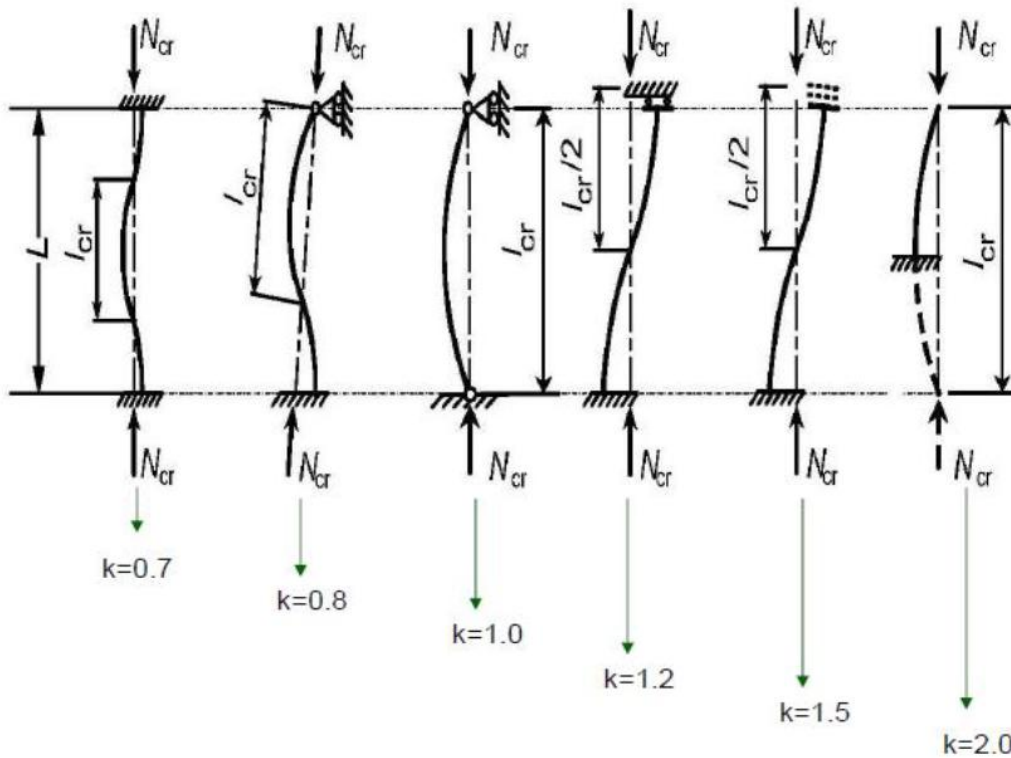
Όπου:

L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

$i = \sqrt{I/A}$ είναι η ακτίνα αδράνειας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογισμένη Χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

$$\lambda_1 \quad \text{είναι ίσο με } \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon \quad \text{είναι ίσο με } \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{όπου } f_y \text{ σε N/mm}^2$$



Σχήμα 4.2. Μορφές συντοριακών συνθηκών θλιβόμενων ράβδων, εύρεση L_{cr}

Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη

- Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό μιας δοκού με εξασφαλισμένης πλευρικά θα λαμβάνεται από την σχέση:

$$M_{b,Rd} = \frac{x_{LT} \cdot \beta_W \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Όπου:

- β_W συντελεστής ίσος με τη μονάδα για κατηγορία διατομών 1 και 2
- x_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό, οι τιμές του οποίου δίνονται από πίνακα για την ανάλογη αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$, όπου $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$, και $x = x_{LT}$, χρησιμοποιώντας την καμπύλη α για της ελατές και την καμπύλη c για τις συγκολλητές.

Η τιμή του $\bar{\lambda}_{LT}$ μπορεί επίσης να υπολογίζεται σύμφωνα με το παράρτημα F του Ευρωκώδικα σύμφωνα με την ελαστική κρίσιμη ροπή για πλευρικό λυγισμό.

- $W_y = W_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- $W_y = W_{el,y}$ για διατομές κατηγορίας 3
- $W_y = W_{eff,y}$ για διατομές κατηγορίας 4

- Όταν μια δοκός είναι πλήρως πλευρικά εξασφαλισμένη, δεν χρειάζεται να γίνει έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό.

Λυγισμός μελών υπό το συνδυασμό κάμψης και αξονικής θλίψης

- Μέλη με διατομές κατηγορίας 1 και 2, που υπόκεινται σε συνδυασμό κάμψης και αξονικής δύναμης, πρέπει να ικανοποιούν την σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{x_{min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y} \leq 1$$

Όπου:

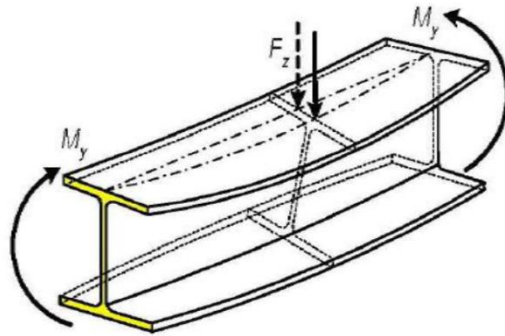
- $k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Ed}}{x_y \cdot A \cdot f_y}$ αλλά $k_y \leq 1,5$
- $k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Ed}}{x_z \cdot A \cdot f_y}$ αλλά $k_z \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right]$ αλλά $\mu_y \leq 0,9$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \left[\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right]$ αλλά $\mu_z \leq 0,9$
- x_{min} είναι το μικρότερο από τα x_y και x_z , που είναι οι μειωτικοί συντελεστές για τους άξονες y-y και z-z αντίστοιχα.
- β_{My} και β_{Mz} είναι οι συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής για καμπτικό λυγισμό και εξαρτώνται από τη μορφή του διαγράμματος ροπών μεταξύ των σημείων στήριξης.

- Μέλη με διατομές κατηγορίας 1 και 2, για τα οποία ο πλευρικός λυγισμός αποτελεί πιθανή μορφή αστοχίας, πρέπει να ικανοποιούν επίσης την σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Ed}}{\gamma_{M1} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \cdot W_{pl,z} \cdot f_y} \leq 1$$

Όπου:

- $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Ed}}{x_z \cdot A \cdot f_y}$ για $k_{LT} \leq 1$
- $\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15$ για $\mu_{LT} \leq 0,9$
- β_{LT} είναι ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής για πλευρικό λυγισμό



Σχήμα 4.3. Δοκός υπό πλευρικό λυγισμό

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού

Για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής η τιμή του μειωτικού συντελεστή x_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$, πρέπει να καθορίζεται από τη σχέση:

$$x_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

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

a_{LT} είναι ο συντελεστής ατελειών (Πίνακας 4.2.)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

όπου:

- $\bar{\lambda}_{LT}$ η ανηγμένη λυγηρότητας πλευρικού λυγισμού
 M_{cr} η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού, υπολογισμένη με βάση τις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες φόρτισης, της πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

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

Πίνακας 4.2. Συντελεστής ατελειών για καμπύλες πλευρικού λυγισμού

Η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιείται, δίνεται στον παρακάτω πίνακα:

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

Πίνακας 4.3 Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Οι τιμές του μειωτικού συντελεστή χ_{LT} μπορούν να προσδιορίζονται και από το Σχήμα 4.5, συναρτήσει της αντίστοιχης ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}_{LT}$

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT} < 0,2$ ή για $M_{Ed}/M_{cr} < 0,04$ ($\bar{\lambda}_{LT} < 0,4$ και $M_{Ed}/M_{cr} < 0,16$ για ελατές διατομές) ο κίνδυνος αστοχίας μέσω πλευρικού λυγισμού μπορεί να αμεληθεί και να γίνονται μόνον έλεγχοι διατομής. [Προσδιορισμός του M_{cr} από Παράρτημα E του EC3-Μέρος 1.1 (έκδοση 1992)]

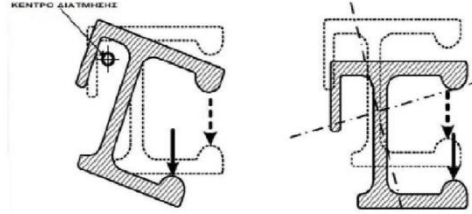
Λυγισμός μελών υπό το συνδυασμό κάμψης και αξονικού εφελκυσμού

Μέλη υποκειμένα σε συνδυασμό κάμψης και αξονικού εφελκυσμού θα πρέπει να ελέγχονται για την αντοχή σε πλευρικό λυγισμό, χρησιμοποιώντας την αξονική δύναμη και την καμπτική ροπή ως διανυσματική επιτάχυνση.

Όπου η αξονική δύναμη και η καμπτική ροπή μπορούν να μεταβάλλονται ανεξάρτητα, η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης θα πολλαπλασιάζεται με ένα μειωτικό συντελεστή για διανυσματικές επιδράσεις, ο οποίος είναι $\psi_{vec} = 0,8$.

4.10 Έλεγχος σε στρέψη

Σχήμα 4.4. Στρέψη διατομής



Στρέψη χωρίς στρέβλωση

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

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

$$T_{Rd} = \frac{W_{T,pl} \cdot f_o}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

είναι η αντοχή της διατομής σε στρέψη St. Venants στην οποία η $W_{T,pl}$ είναι η πλαστική στρεπτική ροπή αντίστασης.

Στρέψη με στρέβλωση

Για μέλη που υπόκεινται σε στρέψη, στα οποία οι μεν συστροφικές παραμορφώσεις μπορούν να αγνοηθούν, αλλά όχι και η στρέψη λόγω στρέβλωσης, η ολική τιμή σχεδιασμού της ροπής στρέψης σε κάθε διατομή πρέπει να θεωρείται ίση με το άθροισμα των δύο εσωτερικών ροπών:

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

Όπου:

$T_{t,Ed}$ είναι η εσωτερική ροπή στρέψης St. Venants

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

Συνδυασμός διάτμησης και ροπής στρέψης

Για συνδυασμένη διατμητική δύναμη και ροπή στρέψης και λαμβάνοντας υπόψη τις επιρροές στρέψης, η διατμητική αντοχή πρέπει να μειωθεί από V_{Rd} σε $V_{T,Rd}$ και η διατμητική δύναμη σχεδιασμού πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

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

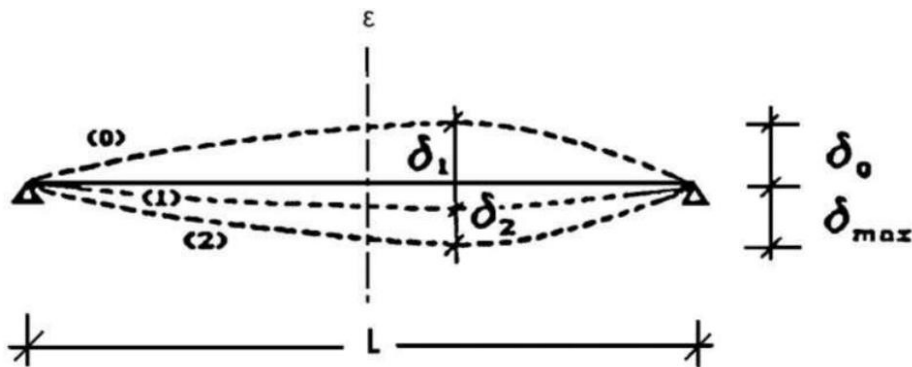
4.11 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι επίσης αναγκαίο να εξασφαλιστεί ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Περιπτώσεις όπου αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό περιλαμβάνουν κατασκευές εκτεθειμένες σε σημαντικές δυναμικές καταπονήσεις ή εκείνες που εξυπηρετούν ευαίσθητο εξοπλισμό. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με τη δυσκαμψία παρά με την αντοχή της κατασκευής.

Για κατασκευές από χάλυβα και αλουμίνιο, επαρκής δυσκαμψία εξασφαλίζεται γενικά υπολογίζοντας τις μετακινήσεις και εξασφαλίζοντας ότι αυτές είναι μικρότερες από τα προκαθορισμένα όρια. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στην συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεως λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και με βάση την ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Οι υπερβολικές μετατοπίσεις είναι δυνατόν να προκαλέσουν ένα πλήθος ανεπιθύμητων αποτελεσμάτων τόσο αισθητικών αλλά κυρίως λειτουργικών. Μερικά από αυτά είναι οι ζημιές στα τελειώματα και τα υλικά πλήρωσης (χωρίσματα) της κατασκευής (ειδικά όταν χρησιμοποιούνται εύθραυστα υλικά, όπως γυαλί γύψινες κατασκευές και ασβεστοκονίαμα), οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, η δυσχέρεια στη λειτουργία γερανογεφυρών, η οπτική ενόχληση στους χρήστες και σε εξαιρετικές περιπτώσεις, αλλαγές στην στατική λειτουργία του φορέα, που μπορεί να προκαλέσει ακόμα και αστοχίες.

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό των κατακόρυφων βελών και σύγκριση τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων (π.χ. διαφορετικά όρια βελών για οροφές και δάπεδα).



Σχήμα 4.5. Βέλη κάμψης

Το συνολικό βέλος ισούται με: $\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$

όπου:

- δ_{\max} είναι το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις
- δ_1 είναι το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων
- δ_2 είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων
- δ_0 είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια) για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι τιμές του Πίνακα 4.4.

	δ_{\max}	δ_2
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

Πίνακας 4.4. Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

4.12 Κοχλιωτές συνδέσεις

Στις κοχλιωτές συνδέσεις, όπως υποδεικνύεται από το όνομα τους, βασικό μέσο σύνδεσης αποτελούν οι κοχλίες και τα περικόχλια. Εξίσου σημαντικό στοιχείο των συνδέσεων αυτών είναι και τα ελάσματα (επίπεδα ή γωνιακά), όπου αυτά χρησιμοποιούνται. Οι κοχλίες ανάλογα με το ονομαστικό όριο αντοχή τους σε διαρροή και σε εφελκυσμό διακρίνονται στις ποιότητες του παρακάτω πίνακα:

Κατηγορία κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Πίνακας 4.5. Ποιότητες κοχλίων

Όταν οι κοχλιωτές συνδέσεις υπόκεινται σε διατμητικά εντατικά μεγέθη διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

✓ **Κατηγορία Α:** Συνδέσεις άντυγας

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας 4.6 έως και 10.9. Δεν απαιτείται προένταση ούτε ειδική επεξεργασία των επιφανειών επαφής. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.

✓ **Κατηγορία Β:** Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες που είναι τουλάχιστον κατηγορίας 8.8. Εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δεν είναι επιτρεπτή. Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση, η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.

✓ **Κατηγορία C:** Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες που είναι κατηγορίας 8.8 ή 10.9 . Δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας. Επιπλέον, για συνδέσεις καταπονούμενες σε εφελκυσμό πρέπει να ελέγχεται η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στην περιοχή των οπών κοχλιών $N_{net,Rd}$ στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Ενώ όταν οι κοχλιωτές συνδέσεις υπόκεινται σε εφελκυσμό πρέπει να σχεδιάζονται σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες κατηγορίες:

✓ **Κατηγορία D:** Χωρίς προένταση

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας 4.6 μέχρι και 10.9 . Αυτή η κατηγορία δεν πρέπει να χρησιμοποιείται σε συνδέσεις που υπόκεινται σε συχνές μεταβολές του εφελκυστικού φορτίου. Εξαιρέση όμως αποτελεί η σχεδίαση τους, για συνήθη φορτία ανέμου.

✓ **Κατηγορία E:** Με προένταση

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 και 10.9 με ελεγχόμενη σύσφιξη.

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι των παραπάνω κατηγοριών για μεμονωμένους κοχλίες, συνοψίζονται και παρουσιάζονται αναλυτικά στους παρακάτω πίνακες:

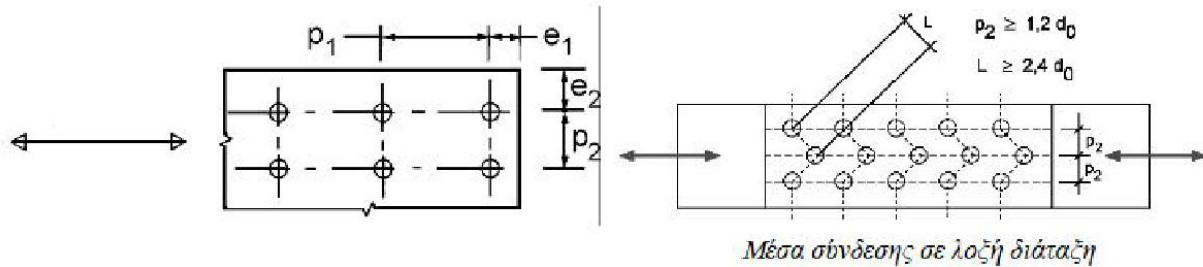
Κατηγορία	Κριτήρια	Παρατηρήσεις
Συνδέσεις διάτμησης		
A άντυγας	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9.
B ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. Για την αντοχή σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας βλέπε 3.9.
C ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. Για την αντοχή σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας βλέπε 3.9. $N_{net,Rd}$ βλέπε EN 1993-1-1
Συνδέσεις εφελκυσμού		
D χωρίς προένταση	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9. $B_{p,Rd}$, βλέπε Πίνακα 3.4.
E με προένταση	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. $B_{p,Rd}$, βλέπε Πίνακα 3.4.
Η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού $F_{t,Ed}$ πρέπει να περιλαμβάνει κάθε δύναμη οφειλόμενη σε δράσεις επαφής		

Πίνακας 4.6. Έλεγχοι για μεμονωμένους κοχλίες

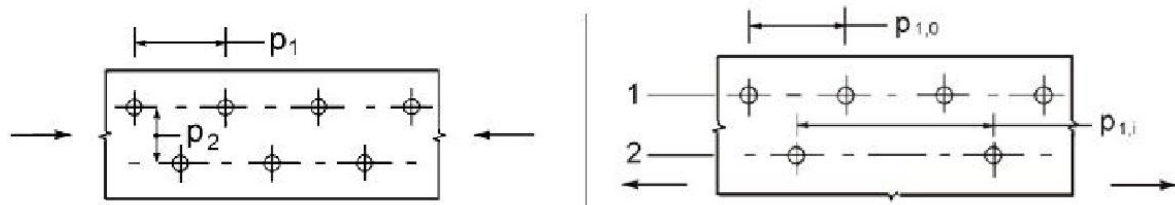
Μηχανισμός αστοχίας	Κοχλίες	Ήλοι
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <p>- όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία (A είναι η επιφάνεια ενεργού διατομής του κοχλία, A_s): - για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - για κατηγορίες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9: $\alpha_v = 0,5$ - όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία (A είναι η καθαρή επιφάνεια κοχλία): $\alpha_v = 0,6$</p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας ^{1), 2), 3)}	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}},$ <p>όπου a_b το μικρότερο από a_d ή $\frac{f_{ub}}{f_u}$ ή 1,0</p> <p>Κατά τη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου:</p> <p>- για τελευταία σειρά κοχλιών: $a_d = \frac{e_1}{3d_0}$, για εσωτερικούς κοχλίες: $a_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$</p> <p>- για πλευρικά ακραίους κοχλίες: k_1 το μικρότερο από $2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$ ή 2,5</p> <p>- για εσωτερικούς κοχλίες: k_1 το μικρότερο από $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ ή 2,5</p>	
Αντοχή σε εφελκυσμό ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>όπου $k_2 = 0,63$ για κοχλία βυθισμένης κεφαλής, αλλιώς $k_2 = 0,9$.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε διάτρηση	$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	Δεν απαιτείται έλεγχος
Ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	
<p>1) Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ κοχλιών</p> <ul style="list-style-type: none"> - σε υπερμεγέθεις οπές είναι το 80% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλιών σε κανονικές οπές. - σε επιμήκειες οπές, όπου ο διαμήκης άξονας της οπής είναι κάθετος στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου, είναι το 60% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλιών σε κανονικές οπές. <p>2) Για κοχλίες βυθισμένης κεφαλής:</p> <ul style="list-style-type: none"> - η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ πρέπει να υπολογίζεται με βάση πάχος ελάσματος t ίσο με το πλάτος του συνδεόμενου ελάσματος μείον το μισό της βύθισης. - για τον προσδιορισμό της αντοχής σε εφελκυσμό $F_{t,Rd}$ η γωνία και το ύψος της βύθισης πρέπει να συμφωνούν με τα Πρότυπα Αναφοράς, διαφορετικά η αντοχή σε εφελκυσμό πρέπει να προσαρμόζεται ανάλογα. <p>3) Όταν το φορτίο σε έναν κοχλία δεν είναι παράλληλο προς την ακμή του μέλους, η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας μπορεί να ελέγχεται χωριστά για τις συνιστώσες του φορτίου που είναι παράλληλες και κάθετες προς την ακμή.</p>		

Πίνακας 4.7. Έλεγχοι αναλυτικά για μεμονωμένους κοχλίες

ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

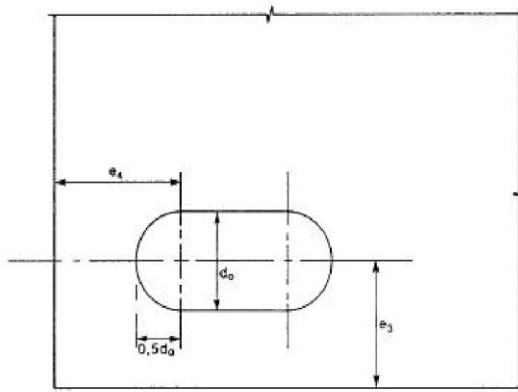


α) Σύμβολα για τις αποστάσεις των μέσων σύνδεσης β) Σύμβολα για τις αποστάσεις σε λοξή διάταξη



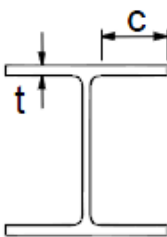
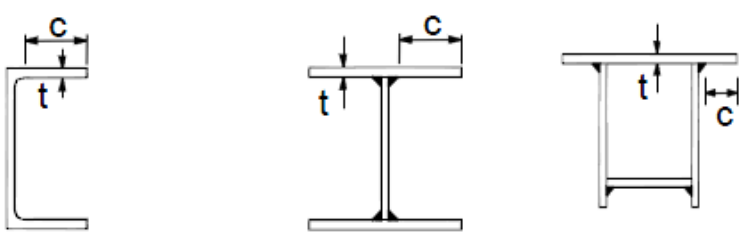
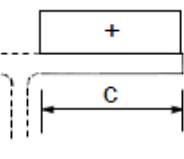
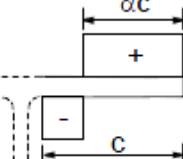
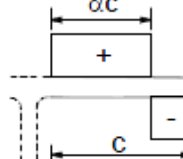
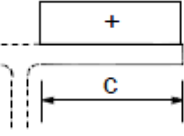
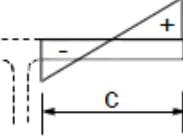
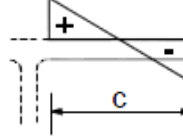
$p_1 \leq 14 t$ και $\leq 200 \text{ mm}$ $p_2 \leq 14 t$ και $\leq 200 \text{ mm}$ $p_{1,0} \leq 14 t$ και $\leq 200 \text{ mm}$ $p_{1,i} \leq 28 t$ και $\leq 400 \text{ mm}$
 1 εξωτερική γραμμή 2 εσωτερική γραμμή

γ) Αποστάσεις σε λοξή διάταξη – θλίψη δ) Αποστάσεις σε εφελκόμενα στοιχεία



ε) Αποστάσεις από τα άκρα για επιμήκεις οπές

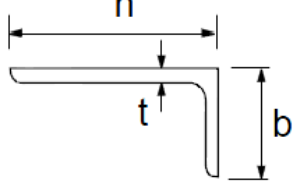
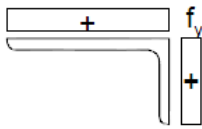
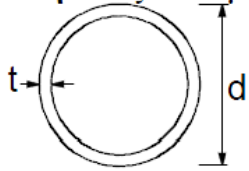
Σχήμα 4.6. Αποστάσεις κοχλίων

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	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
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

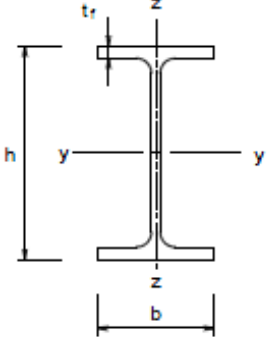
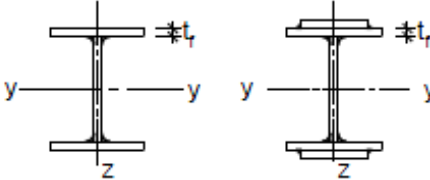

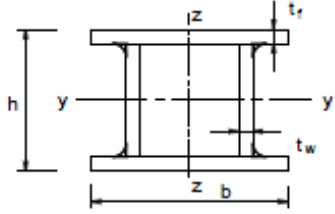
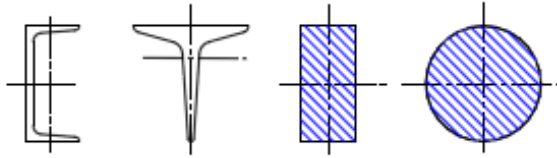
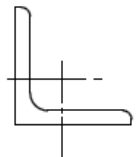
Πίνακας 4.8. Επιλογή κατηγορίας πέλματος διατομής

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	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1^*)$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 4.9. Επιλογή κατηγορίας κορμού διατομής

<p>Αναφορά επίσης στα “Προεξέχοντα πέλματα” (βλέπε φύλο 2 από 3)</p>		<p>Γωνιακά</p> 		<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>		
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη					
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\epsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
<p>Σωληνωτές διατομές</p> 						
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

Πίνακας 4.10. Επιλογή κατηγορίας σωληνωτής διατομής

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

Πίνακας 4.11. Επιλογή καμπύλης λυγισμού

Κεφάλαιο 5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΤΟ SAP2000

5.1 Παρουσίαση SAP2000

Για την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 version 15, που εδώ και 30 χρόνια είναι διεθνώς αναγνωρισμένο ως το πλέον εξελιγμένο διαθέσιμο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης- διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με πανίσχυρες δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων. Παρακάτω γίνεται αναφορά σε κάποια βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο εργαλείο ανάλυσης:

- ❖ Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates). Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων, και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.
- ❖ Επιπλέον, ως προς τις δυνατότητες στατικών φορτίσεων, επιτρέπει την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης (ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων), θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων από προένταση, ενώ επιπλέον μπορούμε να έχουμε επικόμβιες φορτίσεις με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Οι δυναμικές φορτίσεις μπορεί να είναι της μορφής φασματικής απόκρισης πολλαπλής βάσεως ή πολλαπλά χρονικά μεταβαλλόμενων φορτίων και διεγέρσεις βάσης. Το πρόγραμμα υποστηρίζει ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Ritz, καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS, CQC ή GMC. Επιπλέον, είναι διαθέσιμα μεταβαλλόμενα φορτία οχημάτων για μεμονωμένα οχήματα, λωρίδες φόρτισης και φορτία συρμών.
- ❖ Το πρόγραμμα είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων των Ευρωκωδίκων και των Αμερικανικών κανονισμών. Έτσι, παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης που συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών με AISC-ASD, LRFD και EC3, διαστασιολόγηση μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα με Αμερικάνικους κανονισμούς και EC2, καθώς και διαστασιολόγηση επιφανειακών στοιχείων.
- ❖ Σε περίπτωση μη γραμμικής πλαστικής ανάλυσης, η στατική pushover ανάλυση εκτελείται με έναν απλό και πρακτικό τρόπο. Μη γραμμικές αρθρώσεις (πλαστικές αρθρώσεις) μπορούν να οριστούν σε οποιαδήποτε θέση των ραβδωτών στοιχείων, ενώ οι ιδιότητές τους μπορούν να οριστούν από τον χρήστη ή να υπολογιστούν αυτόματα από το πρόγραμμα. Οι αναλύσεις μπορεί να ελέγχονται είτε από τις εξωτερικές δυνάμεις είτε από τις παραμορφώσεις και τα αποτελέσματα είναι διαθέσιμα σε γραφική μορφή ή πίνακες. Το ίδιο μοντέλο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για στατική, δυναμική και μη γραμμική ανάλυση με χρονική ολοκλήρωση (Time History Analysis). Τα αποτελέσματα της μη γραμμικής pushover ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια από τους επεξεργαστές διαστασιολόγησης του προγράμματος. Τα αποτελέσματα της pushover ανάλυσης απεικονίζονται και είναι διαθέσιμα βήμα - βήμα τόσο σε γραφική μορφή όσο και σε μορφή κειμένου. Οι φασματικές καμπύλες αντοχών με τις εξαιρετικές ιδιότητες αλληλεπίδρασης που διαθέτουν, επιτρέπουν τη μελέτη των επιπτώσεων στην κατασκευή με άμεση αλλαγή των παραμέτρων.
- ❖ Πιο συγκεκριμένα, μερικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το SAP2000 για τη διευκόλυνση του χρήστη αναφέρονται παρακάτω:
 - Σχεδιαστικά εργαλεία AutoCad όπως εργαλεία καθετότητας, έλξης κλπ. για γρήγορη και εύκολη δημιουργία μοντέλων .
 - Καρτεσιανό και κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων. Τα μοντέλα μπορούν να έχουν πολλαπλά συστήματα συντεταγμένων τα οποία μπορούν να περιστραφούν προς οποιαδήποτε κατεύθυνση.

- Στο πρόγραμμα είναι διαθέσιμες χαλύβδινες διατομές οποιασδήποτε μορφής όπως διπλού ταν, κοίλες τετραγωνικές, κοίλες κυκλικές, γωνιακά ψυχρής ή θερμής έλασης καθώς και βιβλιοθήκες πρότυπων διατομών σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, το AISC και άλλους Διεθνείς κανονισμούς.
 - Δυνατότητα γραφικού σχεδιασμού από τον χρήστη διατομών οποιοδήποτε σχήματος και ορισμού του υλικού κατασκευής (section designer).
 - Δυνατότητα εξαγωγής των αποτελεσμάτων της ανάλυσης στο πρόγραμμα Excel για περαιτέρω επεξεργασία καθώς και αρχείων DXF για τη γεωμετρία του φορέα.
 - Τα μέλη του προσομοιώματος στο πρόγραμμα μπορεί να είναι ευθύγραμμα ή καμπύλα.
 - Πολλαπλά παράθυρα απεικόνισης του φορέα (3D, xz, xy, yz) για καλύτερη εποπτεία του φορέα.
- ❖ Αναλυτικές πληροφορίες για τα μέλη του προσομοιώματος με ένα δεξί κλικ και πλήρης έλεγχος επάρκειας διατομών σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς κλπ.

5.2 Προσομοίωση φορέα

Πραγματοποιήθηκε η εισαγωγή του μοντέλου του υπό μελέτη φορέα στο πρόγραμμα SAP2000, μέσω του γραφικού του περιβάλλοντος και των σχεδιαστικών του εργαλείων. Πρέπει να επισημανθεί ότι η δημιουργία του μοντέλου ήταν μια ιδιαίτερα χρονοβόρα διαδικασία, λόγω του μεγέθους του κτιρίου, της χρήσης σε αυτό πάρα πολλών διατομών (frame sections), καθώς και ότι ο φορέας έχει πάρα πολύ περίπλοκη γεωμετρία και μορφή.

Οι διατομές που χρησιμοποιούνται είναι όλες TUBO.

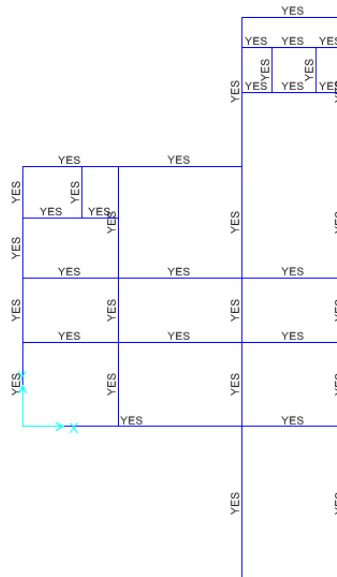
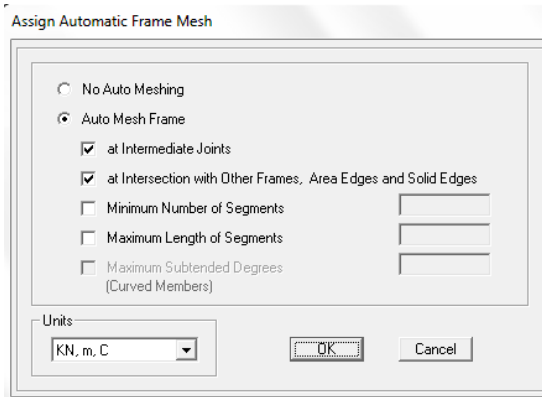
Αρχικά μορφώθηκε ο φορέας ακριβώς όπως φαίνεται στις σελίδες 18-21 καλύπτοντας όλες τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις που υπήρχαν.

- Τα υποστυλώματα θεωρούνται ότι αρθρώνονται στην βάση
- Οι κύριες δοκοί πακτώνονται με τα υποστυλώματα
- Οι δευτερεύουσες δοκοί πακτώνονται με τις κύριες δοκούς
- Μόνο οι συνδέσμοι δυσκαμψίας έχουν άρθρωση στα άκρα τους

Αφού λοιπόν σχεδιαστεί ο φορέας στο πρόγραμμα έρχεται η ώρα για να ορίσουμε στους συνδέσμους δυσκαμψίας ότι στα άκρα τους έχουμε άρθρωση, καθώς επίσης και να 'σπάσουμε' τις δοκούς έτσι ώστε να κατανέμεται το φορτίο βάσει των πεπερασμένων στοιχείων.

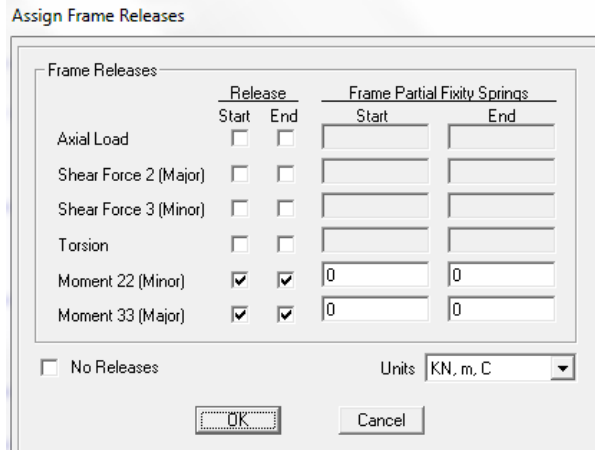
Αυτές οι ενέργειες επιτυγχάνονται με τις εξής εντολές:

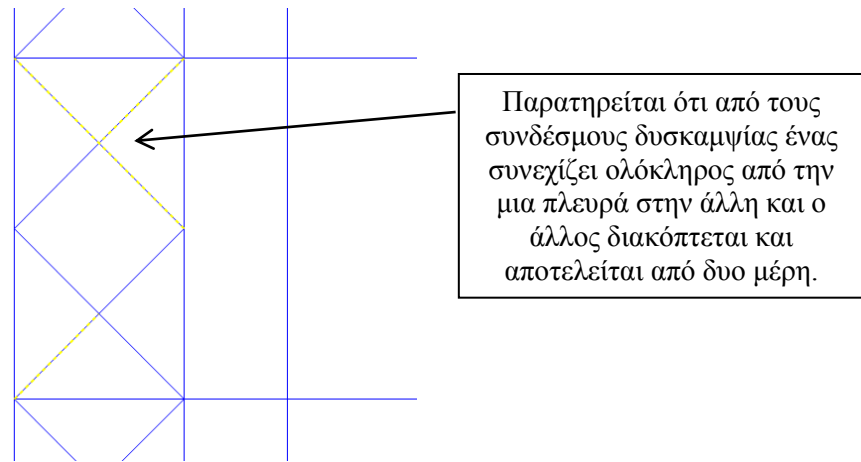
- ✓ Για την δημιουργία πεπερασμένων στοιχείων σε μια δοκό, επιλέγεται η δοκός ***assign – frame – automatic frame mesh – at intersection with other frames***
Και αυτή η διαδικασία συνεχίζεται έως ότου να είναι όλες οι δοκοί και οι συνδέσμοι δυσκαμψίας έτσι.



Σχήμα 5.1. Οι δοκοί σαν πεπερασμένα στοιχεία

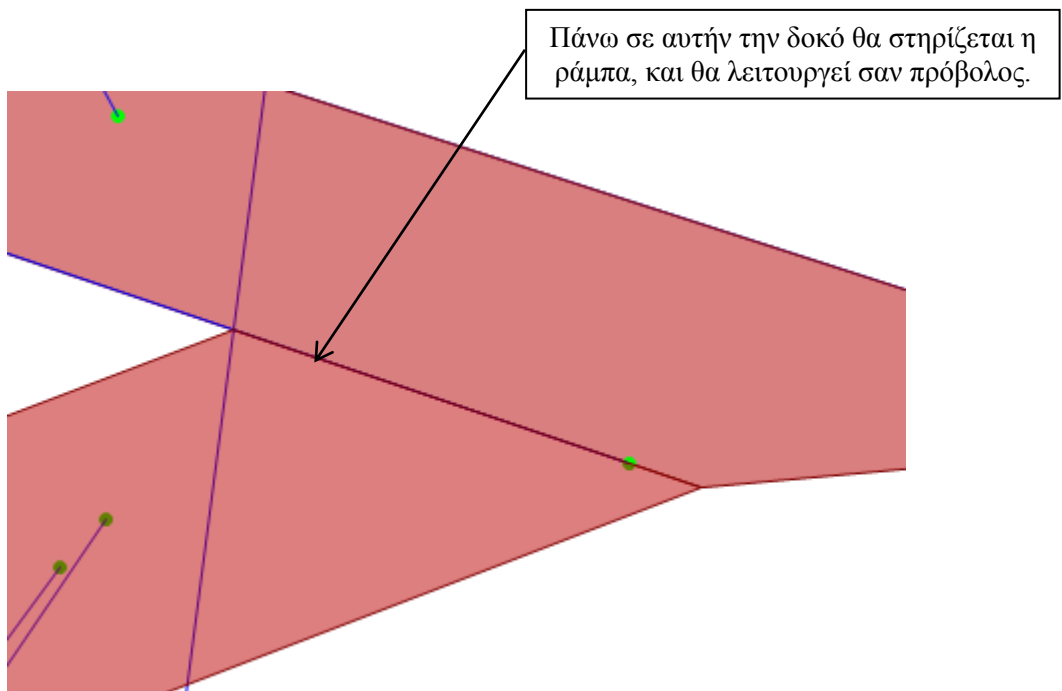
- ✓ Για να απελευθερωθούν οι ροπές στα άκρα όλων των συνδέσμων δυσκαμψίας τότε επιλέγονται όλοι οι σύνδεσμοι και μετά ***assign – frame – releases/partial fixity*** →
Κλικάρονται και τα 4 κουτάκια στο Moment 22(Major) και Moment 33(Major)



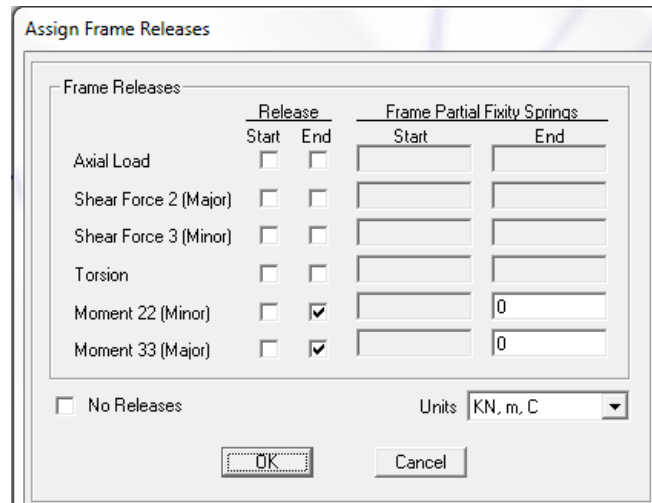


Σχήμα 5.2. Οι συνδέσμοι δυσκαμψίας με μηδενισμό των ροπών στα άκρα τους

Για να στηριχθεί η ράμπα, θα χρησιμοποιηθούν δοκοί που λειτουργούν σαν πρόβολοι, δηλαδή θα ελευθερωθούν στα άκρα τους από εμάς.

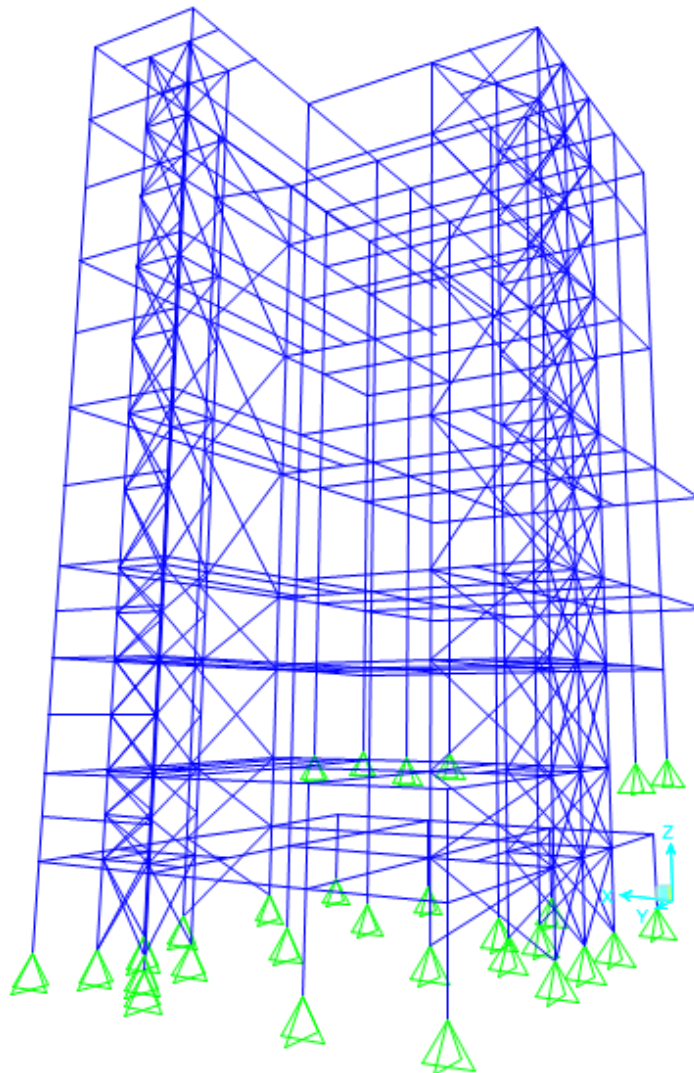


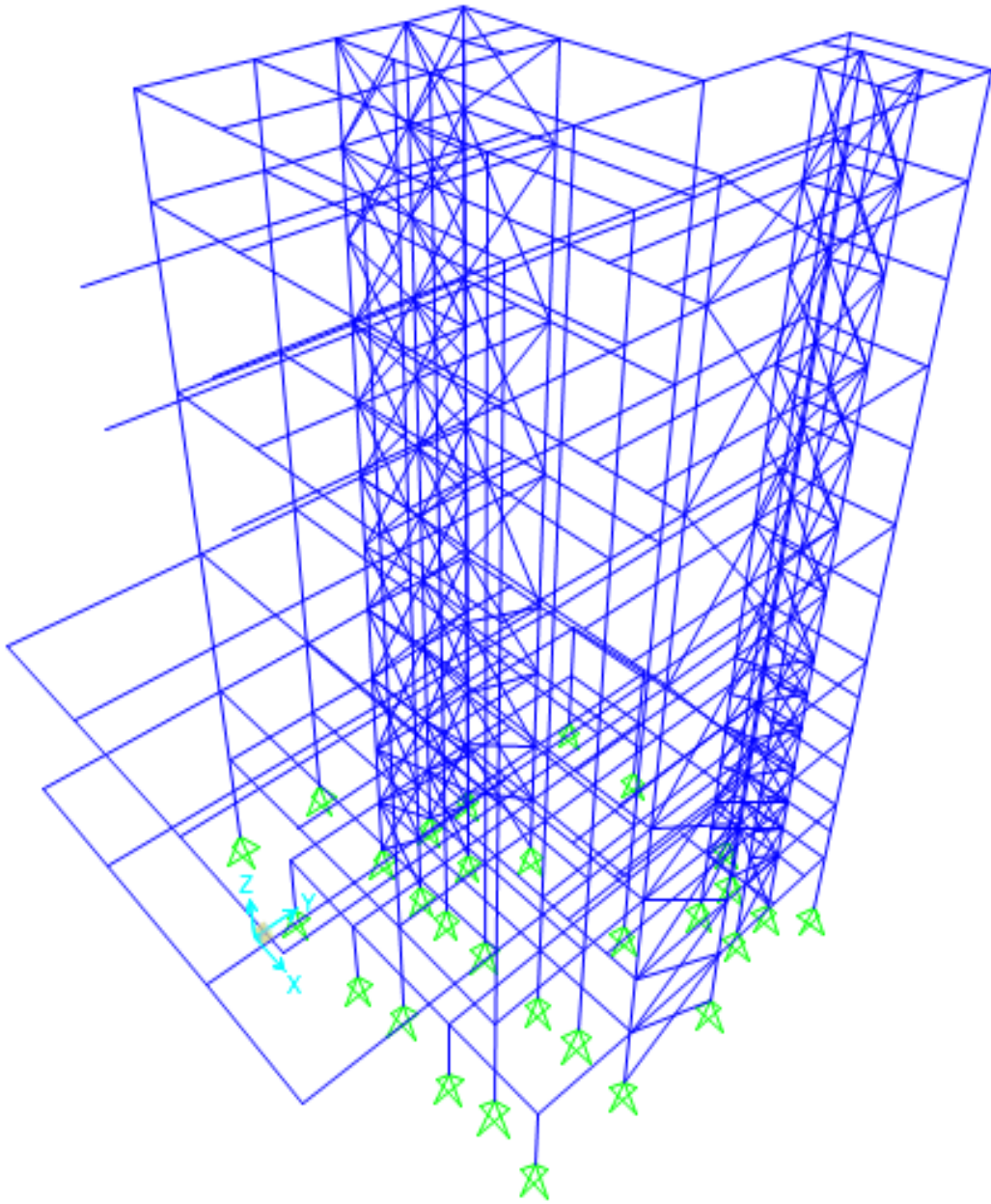
Εικόνα 5.1. Δοκός στην οποία στηρίζεται η ράμπα



Εικόνα 5.2. . Απελευθέρωση ροπών στα άκρα της δοκού

Μόλις ολοκληρωθεί ο φορέας στο πρόγραμμα, θα έχει την παρακάτω μορφή:





Εικόνα 5.3. Ο φορέας όπως απεικονίζεται από το πρόγραμμα SAP2000 v15

Μετά την ολοκλήρωση της μόρφωσης του φορέα στο πρόγραμμα, θα πρέπει να τοποθετηθούν οι πλάκες ύψους $h=25\text{cm}$, ώστε να τοποθετηθούν πάνω τους τα φορτία.

Σημείωση!!!

Θα διαμορφωθούν **δύο φορείς**. Έναν ο οποίος θα έχει τα φορτία στις πλάκες, όπως είναι και στην πραγματικότητα δηλαδή, και ένας δεύτερος ο οποίος θα έχει τα φορτία στις δοκούς (λαμβάνοντας υπόψη από εμάς τις επιφάνειες επιρροής). Ο δεύτερος φορέας θα διαμορφωθεί, διότι όταν γίνεται η ανάλυση για τον σεισμό τα αποτελέσματα που δίνει το πρόγραμμα για τον φορέα με τις πλάκες είναι λάθος. Έτσι από τον 2^ο φορέα θα πάρουμε αποτελέσματα μόνο για την αντισεισμική μελέτη.

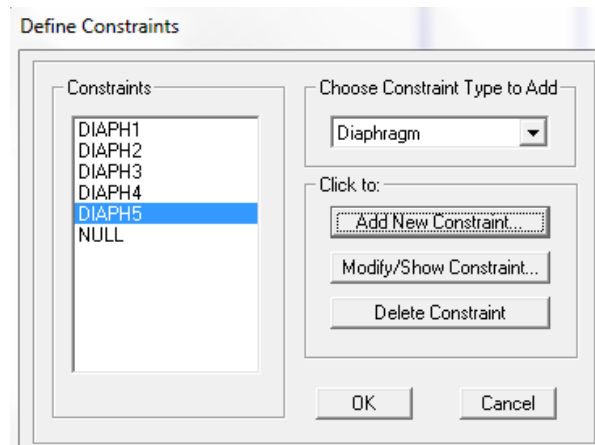
Αντιθέτως από τον 1^ο φορέα θα πάρουμε τα εντατικά μεγέθη, καθώς επίσης θα γίνει και η διαστασιολόγηση, που θα δώσει τις τελικές διατομές κάθε μέλους για αυτήν την κατασκευή.

Στον 2^ο φορέα με τα φορτία στις δοκούς θα πρέπει να δημιουργηθούν διαφράγματα (diaphragms) σε όλα τα επίπεδα, αντιθέτως με τον φορέα που θα έχει πλάκες όπου η διαφραγματική λειτουργία είναι εξασφαλισμένη λόγω του σκυροδέματος. Την διαφραγματική λειτουργία την θεωρούμε όπου θα έχει σκυρόδεμα η κατασκευή αυτή.

Αυτό επιτυγχάνεται ως εξής:

Επιλέγονται όλοι οι κόμβοι του κάθε επιπέδου, οι οποίοι έχουν σκυρόδεμα στην πραγματικότητα και στην συνέχεια

Define – join constraints – add new constraint – z axis – ok

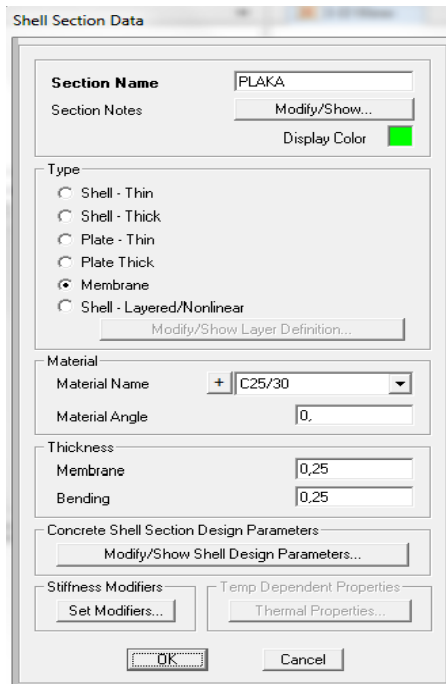


Εικόνα 5.4. Ορισμός διαφραγμάτων (diaphragms) σε όλα τα επίπεδα του φορέα

Στον 1^ο φορέα θα τοποθετήσουμε τις πλάκες ως εξής:

Define – section properties – area sections – add new section

και ορίζονται το υλικό της πλάκας, το ύψος και το είδος (προσοχή, πάντα membrane).

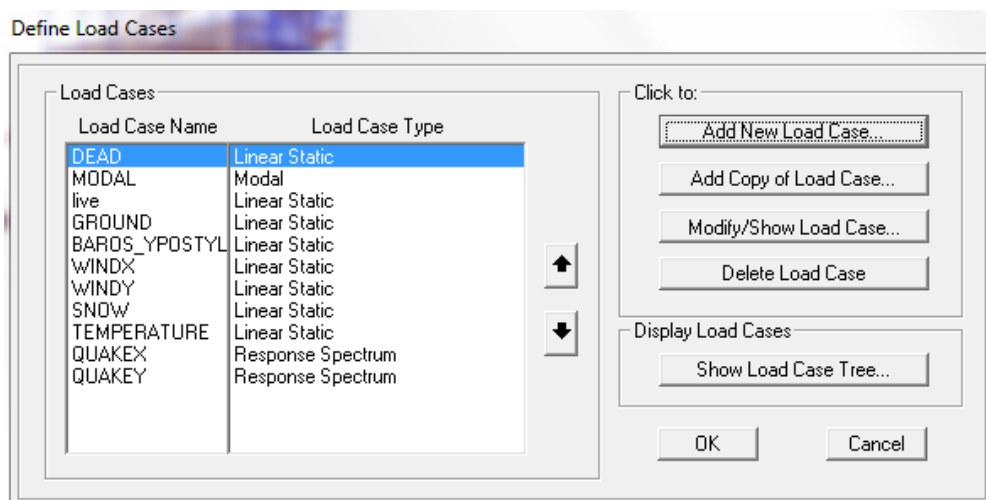


Εικόνα 5.5. Δημιουργία πλάκας

Στην συνέχεια αφού από τα προηγούμενα ορίστηκαν οι φορτίσεις (load cases) που καταπονούν τον φορέα θα πρέπει να περαστούν στο πρόγραμμα ως εξής:

Define – load cases- add new load case

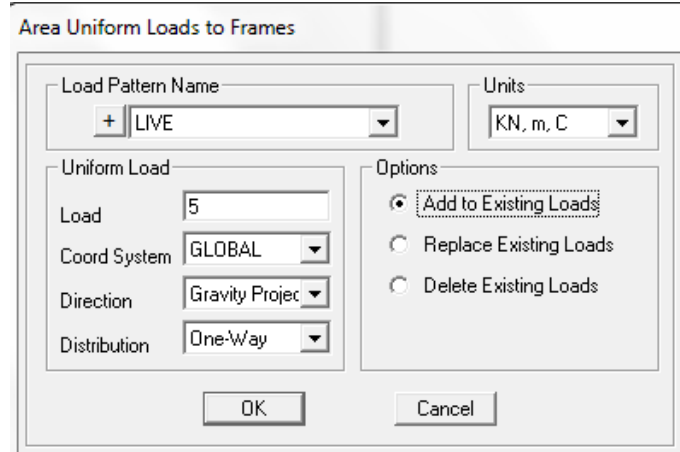
και έτσι ορίζονται τις φορτίσεις που θα χρησιμοποιήσουμε αργότερα.



Εικόνα 5.6. Ορισμός φορτίων (load cases) που καταπονούν το φορέα

Η εφαρμογή των φορτίσεων DEAD, DEAD_PLUS, LIVE, SNOW, BAROS_YPOST και GROUND στα areas που έχουν δημιουργηθεί σε κάθε στάθμη έγινε ομοιόμορφα (kN/m^2) μέσω της εντολής: **assign – area loads – uniform loads to frames**

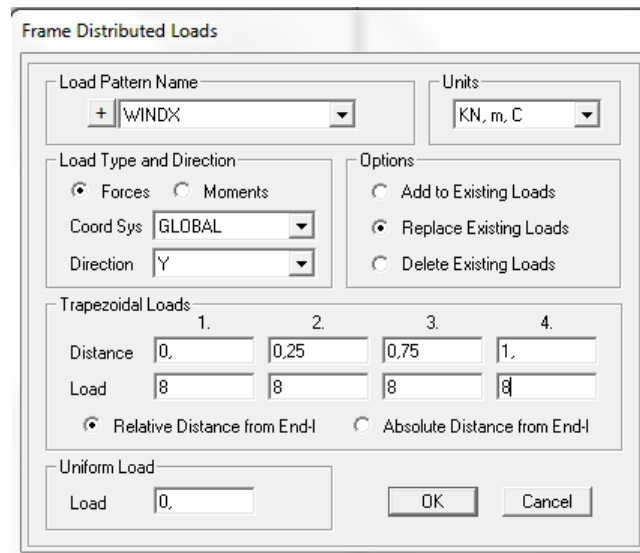
Το distribution εξαρτάται από την έδραση της πλάκας και τις διαστάσεις της.



Εικόνα 5.7. επιβολή ομοιόμορφων φορτίων στα areas του φορέα

Όσον αφορά την φόρτιση του ανέμου (συνιστώσες WINDX και WINDY), τα φορτία που προκαλούν το έδαφος και το βάρος υποστυλωμάτων (BAROS_YPOST, GROUND) στα υποστυλώματα και τις δοκούς του υπογείου Β, ορίσθηκε ως γραμμικό φορτίο πολλαπλασιάζοντας το ισοδύναμο καταναμημένο φορτίο με το πλάτος της επιφάνειας επιρροής κάθε υποστυλώματος για κάθε όψη του κτιρίου (το οποίο έχει μονάδες μέτρησης kN/m), μέσω της εντολής:

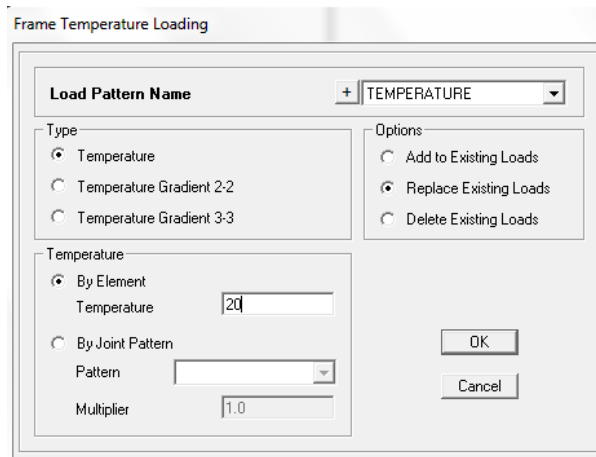
Assign – frame loads – distributed



Εικόνα 5.8. Επιβολή γραμμικών φορτίων

Η φόρτιση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής (TEMPERATURE), εφαρμόστηκε στο σύνολο του φορέα μέσω της εντολής

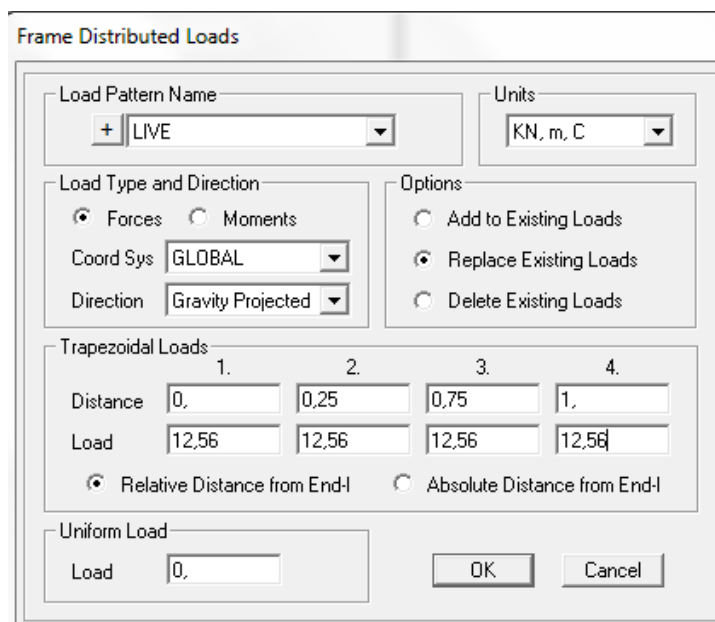
Assign – frame loads – temperature



Εικόνα 5.9. επιβολή φορτίου λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής

Στον 2^ο φορέα δεν θα τοποθετηθούν areas με αποτέλεσμα να πρέπει να βρεθούν αρχικά η επιφάνειες επιρροής κάθε δοκού και να τοποθετηθούν σαν γραμμικά καταναμημένα τα φορτία DEAD, DEAD_PLUS, LIVE, SNOW, BAROS_YPOST μέσω της εντολής:

Assign – frame loads – distributed



Εικόνα 5.10. Επιβολή γραμμικών φορτίων στον 2^ο φορέα

Όσον αφορά την επιβολή των σεισμικών φορτίων (QUAKEX και QUAKEXY), πρέπει να προηγηθεί ο ορισμός του φάσματος σχεδιασμού του σεισμού (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8), λαμβάνοντας υπόψη όλες τις παραμέτρους που αφορούν το φορέα μέσω της εντολής:

Define – functions – response spectrum.

Για την ανάλυση επιλέχθηκε η Δυναμική Φασματική Μέθοδος, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιόμορφη ταλάντωσης. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους.

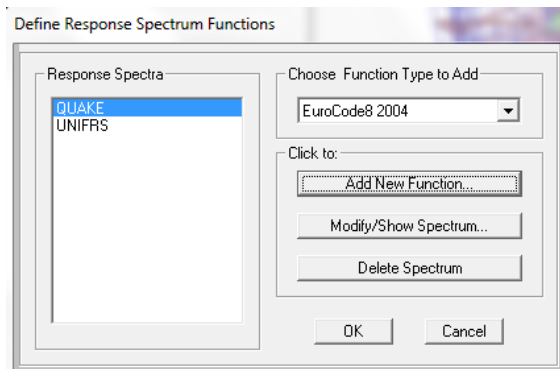
Στην δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιόμορφες του κτιρίου με αύξουσα τιμή ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιόμορφες είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K]. επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares
- CQC: Complete Quadratic Combination

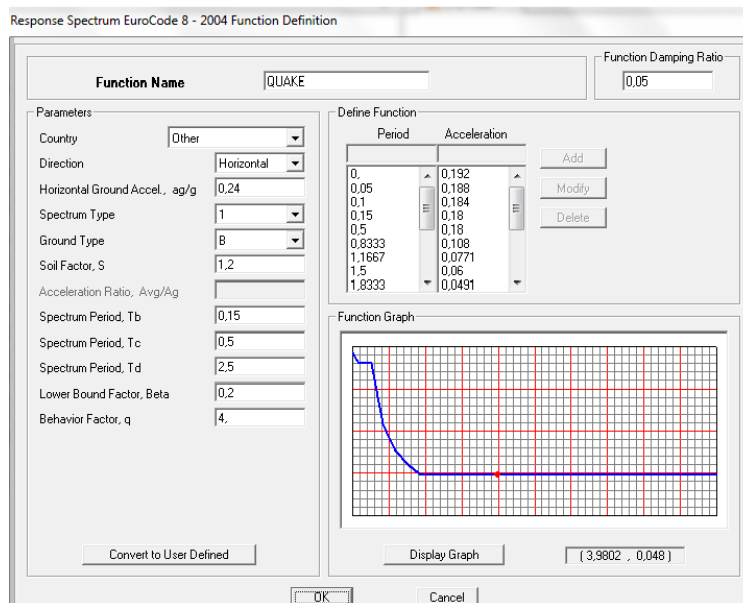
Αρχικά θα πρέπει να ορισθεί η σεισμική δράση ως εξής:

Define – functions – response spectrum – ok

και τοποθετούνται στην εικόνα 5.12 τα δεδομένα του εδάφους, και έτσι ορίστηκε ο σεισμός που θα πλήξει την κατασκευή.



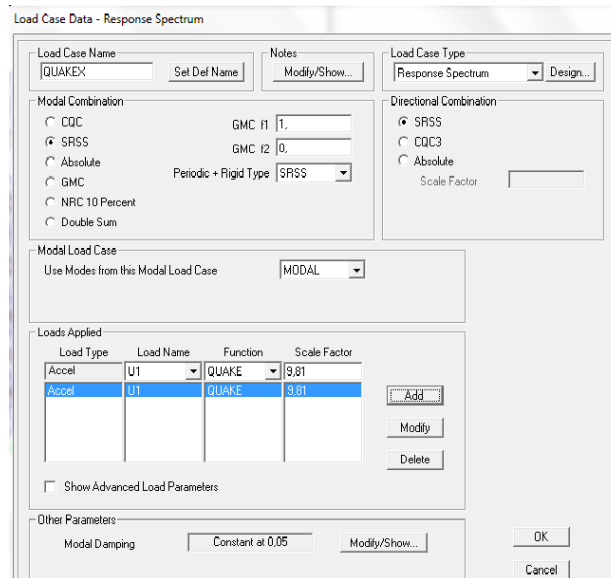
Εικόνα 5.11. Ορισμός φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8



Εικόνα 5.12. Ορισμός παραμέτρων φάσματος σχεδιασμού

Ορίσαμε τα φορτία QUAKE_X και QUAKE_Y, με συνιστώσες E_x και E_y αντίστοιχα, χρησιμοποιώντας τον κανόνα της απλής τετραγωνικής επαλληλίας (SRSS). Για την ανάλυση αγνοήθηκε η κατακόρυφη συνιστώσα.

Για να ορισθούν οι δύο συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης ακολουθούμε την διαδικασία:
Define – load cases – add new load case – load case type → response spectrum



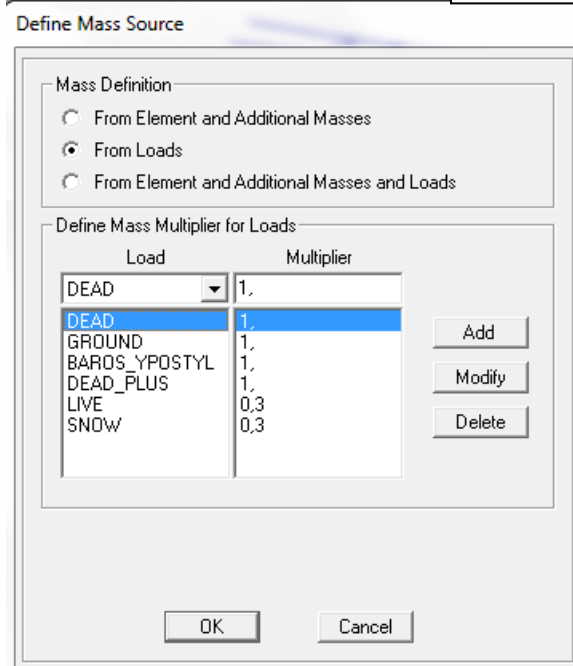
Εικόνα 5.13. Ορισμός των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης με το σύστημα SRSS

Στην συνέχεια ορίστηκαν οι παράμετροι υπολογισμού της μάζας που λήφθηκε υπόψη στην δυναμική ανάλυση, μέσω της εντολής:

Define – mass source → FROM LADS

Και θα τοποθετηθεί ο συνδυασμός $G+0,3Q$.

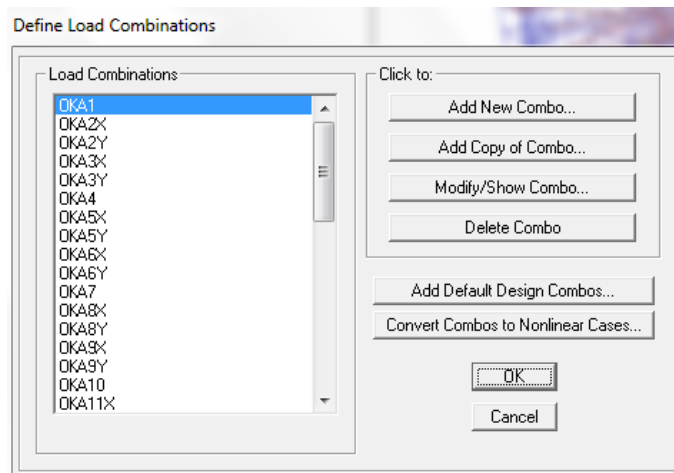
Την μάζα θα την ορίσουμε και στους 2 φορείς, διότι για να λάβει υπόψη τον σεισμό το πρόγραμμα είναι απαραίτητη προϋπόθεση η μάζα της κατασκευής



Εικόνα 5.14. Ορισμός μάζας για την δυναμική ανάλυση

Όπως είναι κατανοητό, το πρόγραμμα λαμβάνει στα DEAD, εκτός από τα ίδια βάρη των πλακών και το ίδιο βάρος από τον μεταλλικό σκελετό της κατασκευής. Αφού λοιπόν δεν έχουν ορισθεί οι τελικές διατομές που θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή αυτή, θα χρησιμοποιεί το SAP2000 κάθε φορά τις διατομές που θα προκύψουν από το τελευταίο Design που έγινε. Έτσι λοιπόν όταν θα είμαστε πλέον απολύτως σίγουροι για τις διατομές και τον προσανατολισμό των διατομών που θα τοποθετηθούν τότε θα μπορούν να υπολογισθούν με σιγουριά οι ιδιοπεριόδοι και τα σεισμικά μεγέθη, τα οποία μας ενδιαφέρουν.

Σε αυτή την φάση ολοκληρώθηκε η εισαγωγή όλων των φορτίων που επιβάλλονται στον φορέα αυτό και πρέπει να ακολουθεί η εισαγωγή των συνδυασμών φορτίσεων για την οριακή κατάσταση αστοχίας, την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και τον σεισμό. Αυτό επιτυγχάνεται με την εντολή: **Define – load combinations → add new combo.**

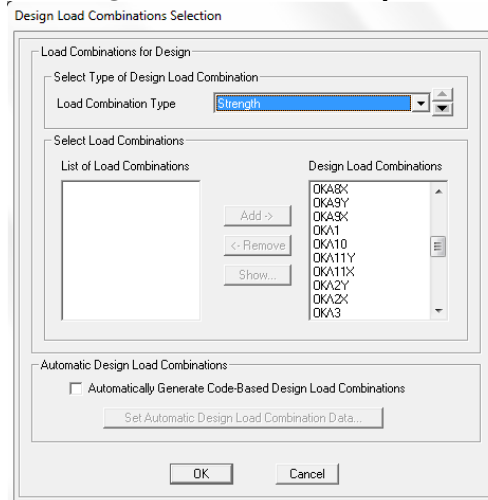


Εικόνα 5.15. Εισαγωγή συνδυασμών δράσεων

Το πρόγραμμα όμως στο design λαμβάνει συνδυασμούς από μόνο του, οι οποίοι συνδυασμοί δεν ωφελούν πουθενά την κατασκευή αυτή.

Για να αποφευχθεί αυτό, θα πρέπει να γίνει η παρακάτω διαδικασία:

Design – steel frame design – select design combos – *ξεκλικάρεται το automatically generate code*



Εικόνα 5.16. Εισαγωγή συνδυασμών

Στον 2^ο φορέα θα τοποθετηθούν τα φορτία στις δοκούς σαν γραμμικά κατανομημένα με μονάδα μέτρησης kN/m. Θα βρεθούν αρχικά στο AutoCad οι επιφάνειες επιρροής και μετά θα γίνει η εύρεση των φορτίων.

Παράδειγμα:

Φορτίο DEAD $\rightarrow 25\text{kN/m}^3 \cdot (h = 0,25\text{m}) = 6,25\text{kN/m}^2$

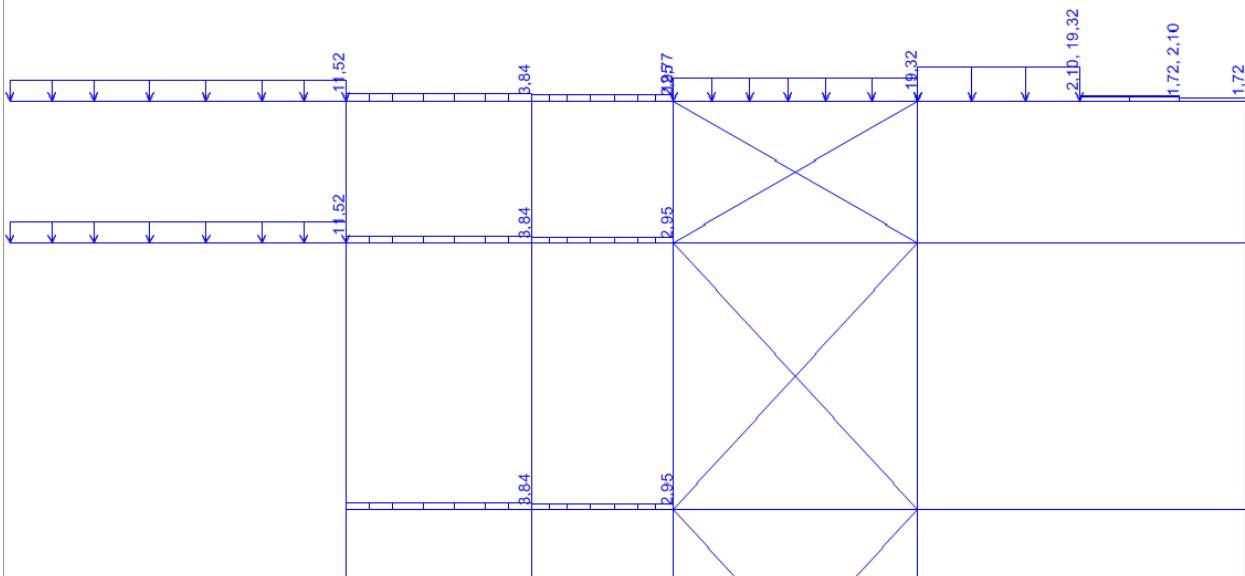
Φορτίο LIVE $\rightarrow 5\text{kN/m}^2$

Φορτίο DEAD_PLUS $\rightarrow 0,45\text{kN/m}^2$

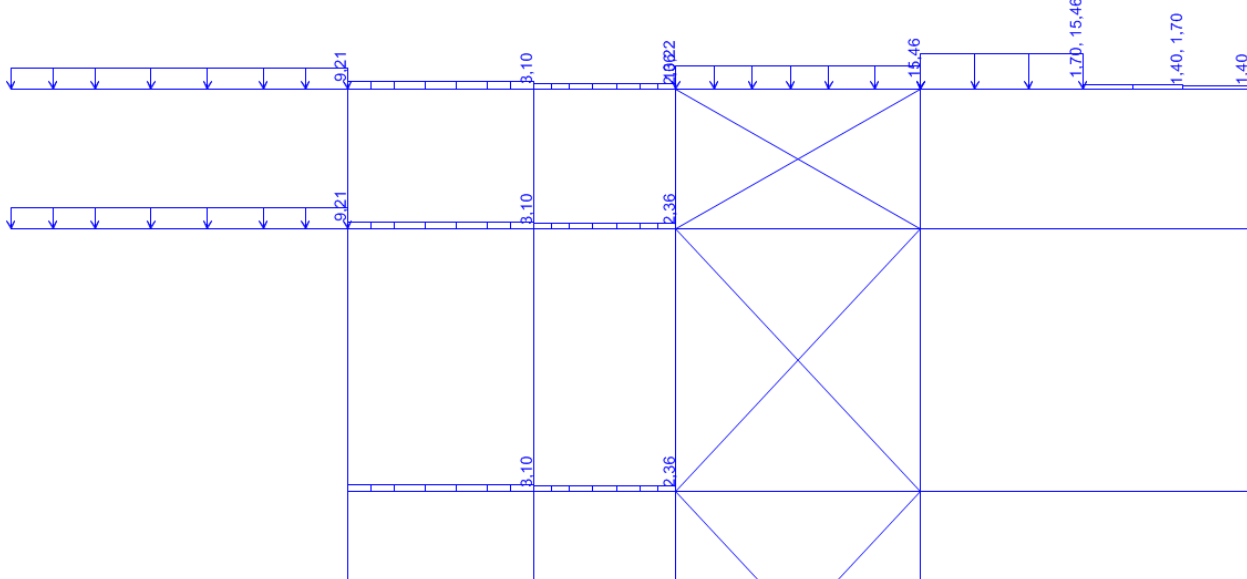
Η δοκός D₂₁₄ προκύπτει από το AutoCad ότι έχει επιφάνεια επιρροής $E = 14,182\text{m}^2$, οπότε θα έχει φορτίο:

DEAD $\rightarrow 6,25\text{kN/m}^2 \cdot 14,182\text{m}^2 / 7,7\text{m} = 11,52\text{kN/m}$

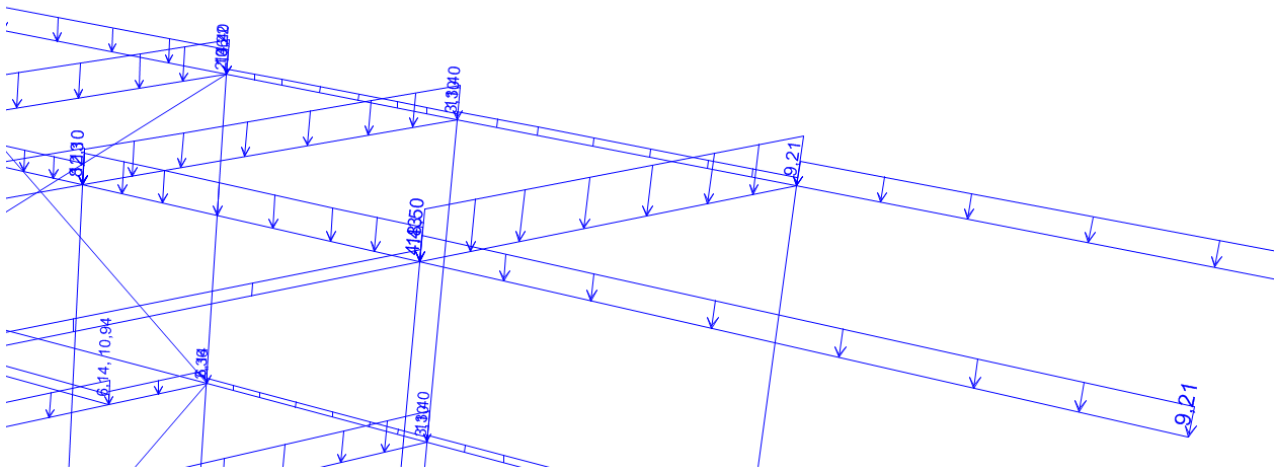
Με αυτήν την διαδικασία υπολογίζεται το γραμμικά ομοιόμορφο φορτίο σε όλες τις δοκούς του φορέα. Παρακάτω φαίνονται εικόνες από το SAP2000 με τα φορτία όπως είναι τοποθετημένα στις δοκούς του φορέα.



Σχήμα 5.3. Απεικόνιση φορτίων DEAD στις δοκούς του φορέα $x=16,25\text{m}$



Σχήμα 5.4. Απεικόνιση φορτίων LIVE στις δοκούς του φορέα $x=16,25\text{m}$



Σχήμα 5.5. Απεικόνιση φορτίων LIVE στις δοκούς του φορέα σε 3D μορφή από το SAP2000

Αφού λοιπόν τοποθετήθηκαν τα φορτία από τα ίδια βάρη και τα κινητά πάνω στις δοκούς, θα είναι εφικτό να υπολογίσουμε τις ιδιοπεριόδους της κατασκευής αυτής, καθώς επίσης και τις μετακινήσεις της κατασκευής, από τον 2^ο φορέα.

Τα ίδια βάρη από τον μεταλλικό σκελετό τα παίρνει το πρόγραμμα μόνο του.

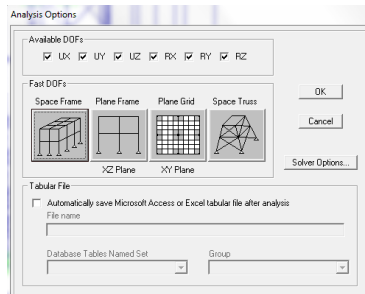
Ο φορέας πλέον είναι έτοιμος για ανάλυση

Η ανάλυση γίνεται μέσω της εντολής:

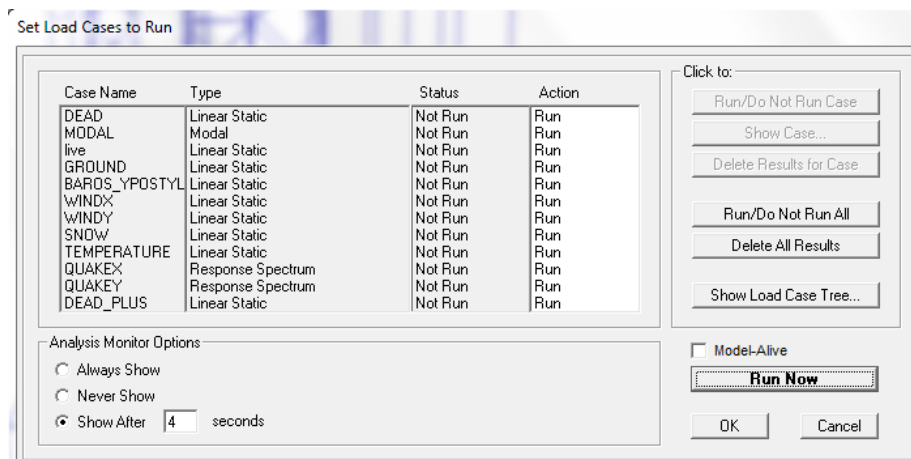
Analyze – set analysis options → Space frame & Analyze

και μετά με την εντολή:

Analyze – run analysis → Run now

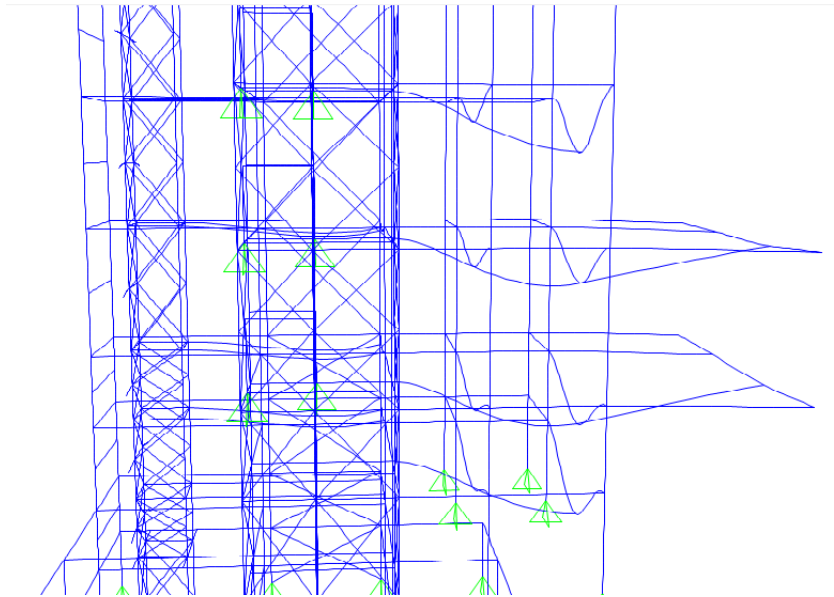


Εικόνα 5.17. Ορισμός επιλογών ανάλυσης



Εικόνα 5.18. Επιλογή συνδυασμών δράσεων για την ανάλυση του φορέα

Από την ανάλυση παίρνουμε τα εντατικά μεγέθη του κάθε μέλους της κατασκευής και τις παραμορφώσεις τους. Παρακάτω υπάρχει μια εικόνα με τον παραμορφωμένο φορέα:



Σχήμα 5.6. Παραμορφωμένος φορέας από το SAP2000

Για τα υποστυλώματα $K_{17}, K_{18}, K_{19}, K_{20}, K_{21}, K_{22}$ που έχουν θλιπτικό φορτίο στην βάση τους θα υπολογιστεί για τον δυσμενέστερο συνδυασμό το κάθε ένα και τα αποτελέσματα θα ισούνται με :

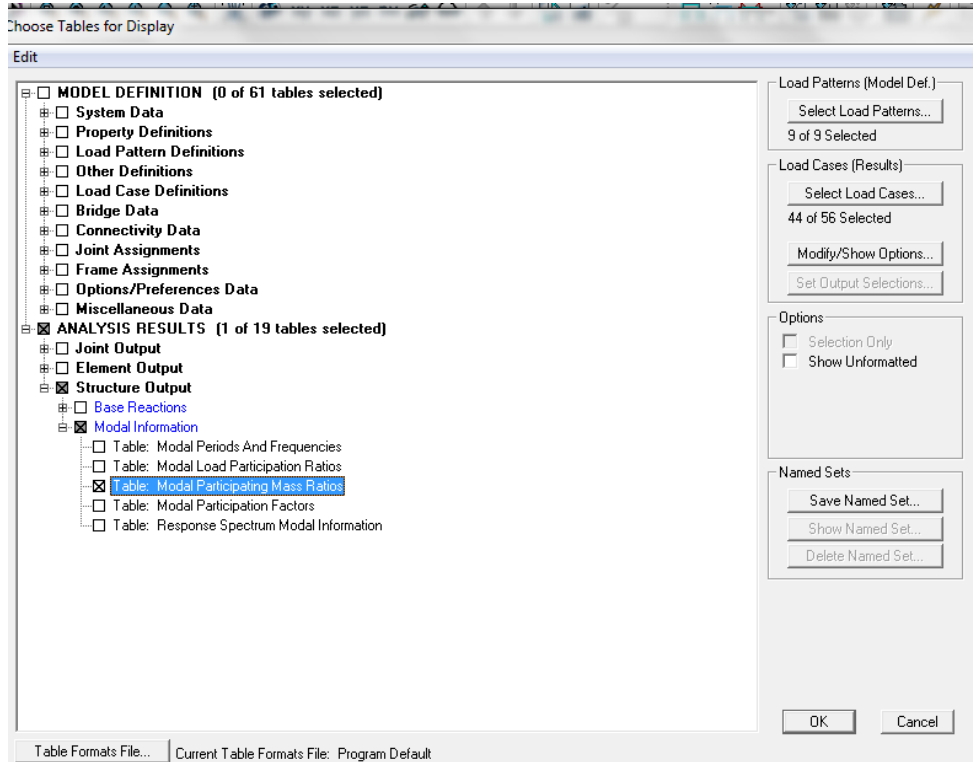
K_{17}	→	2137kN	OKA2X
K_{18}	→	3940kN	OKA2X
K_{19}	→	1515kN	OKA2X
K_{20}	→	5500kN	OKA2X
K_{21}	→	8160kN	OKA2X
K_{22}	→	3940kN	OKA2X

Όποτε το βάρος υποστυλωμάτων (BAROS_YPOST) που έχουμε λάβει υπόψη μας στο πρόγραμμα θα αλλάξει και θα ισούται με:

$$N = 2137\text{kN} + 3940\text{kN} + 1515\text{kN} + 5500\text{kN} + 8160\text{kN} + 3940\text{kN} = \mathbf{20242\text{kN}}$$

Στο πρόγραμμα έχει θεωρηθεί ότι έχουμε βάρος υποστυλωμάτων 35246 kN, οπότε λόγω ασφαλείας δεν θα αλλάξουμε στο πρόγραμμα τα οριζόντια και κατακόρυφα φορτία που θα παραλαμβάνουν τα στοιχεία του υπογείου Β.

Το πρόγραμμα δίνει την δυνατότητα στο χρήστη να παρακολουθεί τα δεδομένα εισαγωγής, καθώς και τα χαρακτηριστικά της ανάλυσης με την μορφή πινάκων. Μέσω της εντολής: **Display – show tables** → **Modal participating mass ratios**, επιλέγουμε τον πίνακα με τα στοιχεία των ιδιομορφών του φορέα.



Εικόνα 5.19. Επιλογή πίνακα με της ιδιόμορφες του φορέα

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
MDDAL	Mode	1	1,723667	0,36719	0,0092	0,000009049	0,36719	0,0092	0,000009049	0,01101	0,4064	0,01673	0,01101	0,4064	0,01673
MDDAL	Mode	2	1,068323	0,00262	0,30007	0,00436	0,36981	0,30927	0,00437	0,43774	0,0257	0,25196	0,44875	0,4321	0,2687
MDDAL	Mode	3	1,049385	0,18034	0,00574	0,0002	0,55015	0,31501	0,00457	0,00738	0,17215	0,20862	0,45613	0,60426	0,47732
MDDAL	Mode	4	0,995324	0,0075	0,06685	0,00229	0,55765	0,38186	0,00685	0,10127	0,00305	0,00494	0,55741	0,60732	0,48226
MDDAL	Mode	5	0,923811	0,00117	0,00766	0,002	0,59881	0,38952	0,00885	0,00569	0,00029	0,0082	0,5631	0,60761	0,49046
MDDAL	Mode	6	0,866693	0,01863	0,00637	0,01462	0,57744	0,3959	0,02347	0,00111	0,02219	0,04674	0,56421	0,6298	0,5372
MDDAL	Mode	7	0,863401	0,00031	0,01322	0,0445	0,57775	0,40911	0,06797	0,00494	0,02159	0,00159	0,56915	0,65139	0,53879
MDDAL	Mode	8	0,789124	0,00098	0,00004705	0,00000147	0,57873	0,40916	0,06798	0,00006758	0,0006	0,00046	0,56922	0,65199	0,53824
MDDAL	Mode	9	0,76702	0,03269	0,02383	0,00041	0,61142	0,43299	0,06839	0,03927	0,04276	0,00562	0,60848	0,69474	0,54487
MDDAL	Mode	10	0,680438	0,00014	0,000009527	0,0000001146	0,61156	0,433	0,06839	0,000004316	0,00273	0,00044	0,60849	0,69747	0,54531
MDDAL	Mode	11	0,656432	0,00139	0,00025	0,000005081	0,61294	0,43325	0,06844	0,00009309	0,0000005057	0,00098	0,60898	0,69747	0,54629
MDDAL	Mode	12	0,6372	0,0132	0,00124	0,0000002658	0,62614	0,43448	0,06844	0,00196	0,00284	0,00015	0,61054	0,70031	0,54644

Εικόνα 5.20. Ιδιόμορφες του φορέα

Παρατηρούμε ότι στην **1^η ιδιόμορφη**, με ιδιοπερίοδο $T = 1,72\text{sec}$, λαμβάνει μέρος το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας κατά X (ίσο με 36,7%) και ότι στην **2^η ιδιόμορφη**, με ιδιοπερίοδο $T = 1,07\text{sec}$, λαμβάνει μέρος το μεγαλύτερο ποσοστό κατά Y (ίσο με 30%).

Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της κατασκευής – εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιόμορφη ταλάντωσης.

Όταν οι διατομές είναι πλέον γνωστές και περαστούν στο πρόγραμμα, όπως είναι ακριβώς στην πραγματικότητα, τότε οι ιδιοπερίοδοι θα αλλάξουν, με μικρές βέβαια διαφορές.

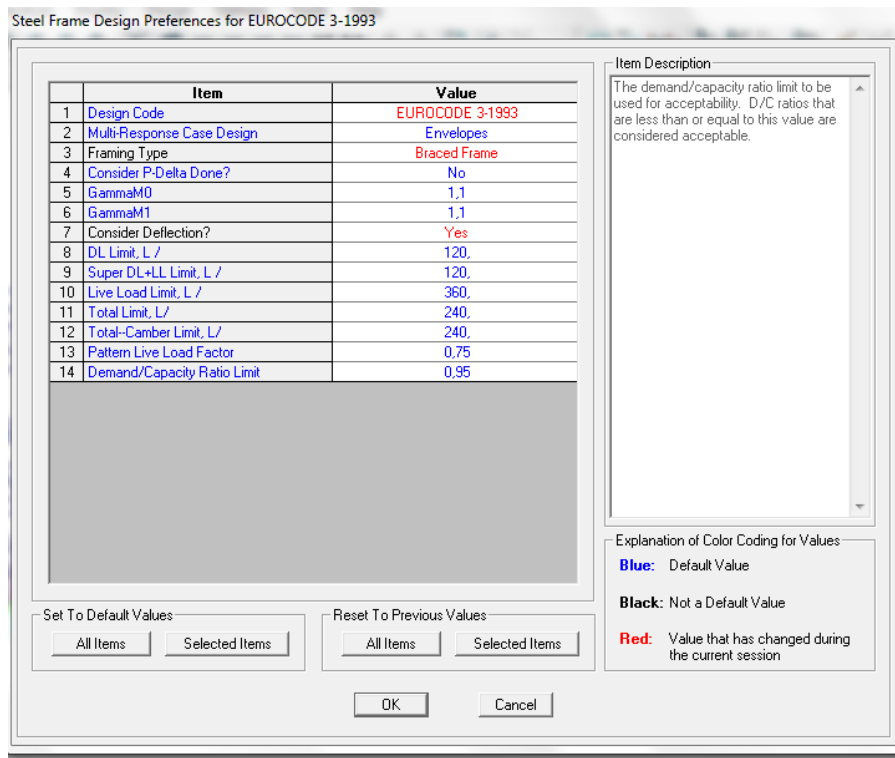
Όμως παρατηρείται ότι τα SumUX και SumUY είναι πολύ μικρά ποσοστά, ενώ θα έπρεπε να πλησιάζουν το 90%. Γι αυτό τον λόγο θα πρέπει να ορισθούν περισσότερες ιδιόμορφες για τον φορέα. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της εντολής:

Define – load cases – modal modify – maximum number of modes

και τοποθετείται ο απαιτούμενος αριθμός, ώστε να πλησιάζουν τα αθροίσματα στο 90%.

Στην συνέχεια προχωρήσαμε στο σχεδιασμό – διαστασιολόγηση μέσω της εντολής:

Design – steel frame design – view/revise preferences



Εικόνα 5.21. Ορισμός παραμέτρων διαστασιολόγησης

Αφού ορισθούν και οι παράμετροι (κανονισμός –Ευρωκώδικας 3, τύπος πλαισίων κλπ.), προχωρήσαμε στην διαστασιολόγηση του φορέα μέσω της εντολής:

Design – steel frame design – start design/check of structures

Με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης μέσω του προγράμματος (για βέλτιστο αποτέλεσμα) επιλέγονται οι διατομές των στοιχείων του φορέα, έτσι ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων και επιπλέον να είναι οικονομική η ανέγερση της κατασκευής. Η τελική μόρφωση του φορέα, εξασφαλίζει συντελεστές εκμετάλλευσης για κάθε ένα από τα μέλη του επαρκώς μικρότερους της μονάδας.

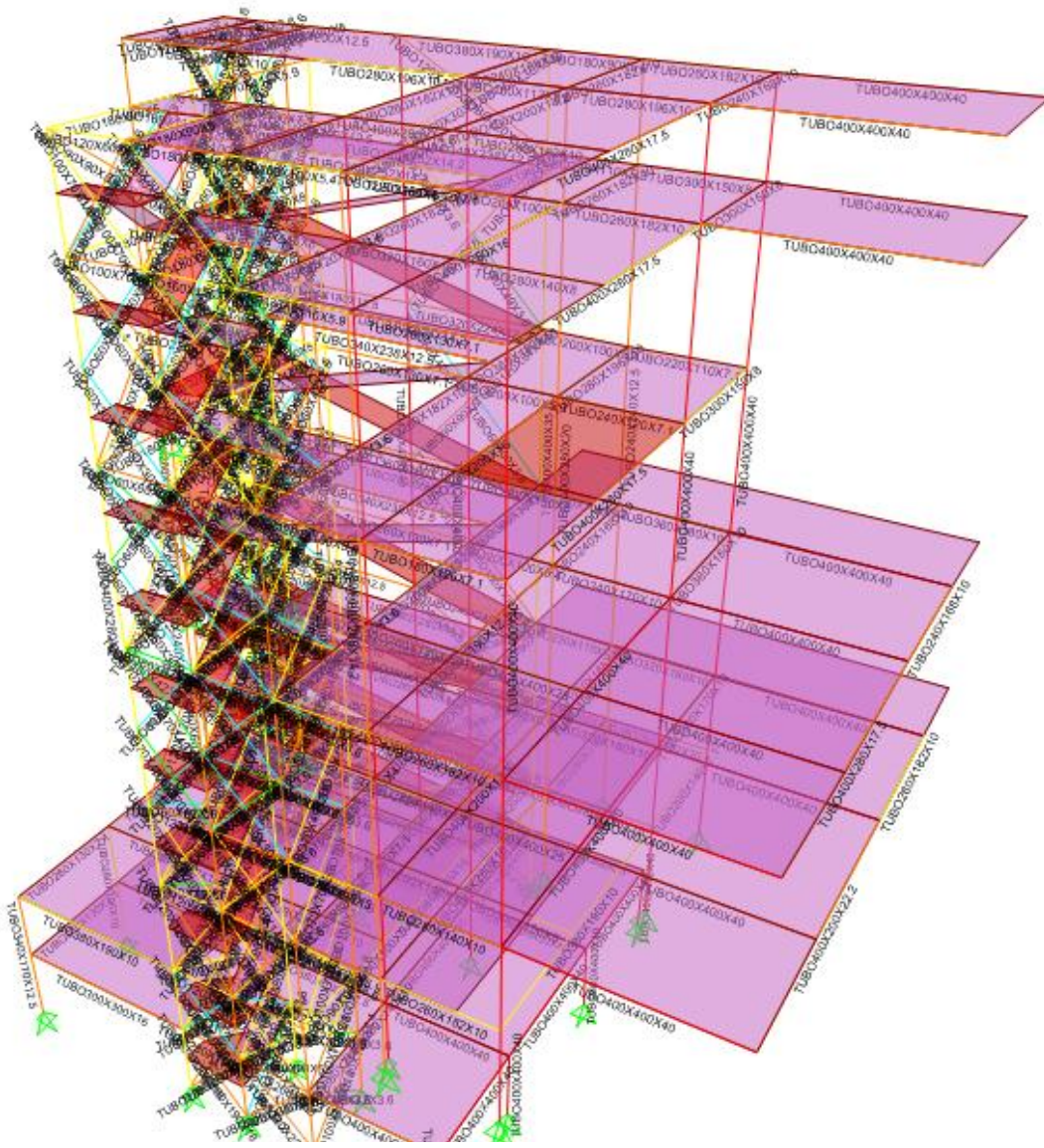
Κεφάλαιο 6. ΤΕΛΙΚΗ ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΙ

Από διαδοχικές επαναληπτικές διαδικασίες analysis και design, θα δώσει το πρόγραμμα τις βέλτιστες διατομές για τον φορέα. Ο αρχικός φορέας όπως ήταν λογικό από την αρχή δεν θα μπορέσει σε πολλά στοιχεία να βρει διατομές που να επαρκούν, λόγω των μεγάλων εντατικών μεγεθών που δημιουργούνται από την στατική επίλυση. Σαφώς οι πρόβολοι του Β και Γ ορόφου, θα έχουν τόσο μεγάλες ροπές που δεν θα υπάρχει διατομή που να τις παραλάβει.

Έτσι λοιπόν οι παράμετροι που θα διαμορφώσουν τον τελικό φορέα είναι οι εξής:

- ✓ Να αναδιαμορφωθεί ο φορέας με τέτοιο τρόπο ώστε να ελαττωθούν τα εντατικά μεγέθη
- ✓ Να περνάνε όλες οι διατομές επιτυχώς από τον έλεγχο του προγράμματος, και από τον φορέα με τις πλάκες και από τον 2^ο φορέα με τα φορτία κατευθείαν στις δοκούς
- ✓ Να ελεγχθούν οι μετατοπίσεις και οι στροφές την κατασκευής, ώστε να μην ξεπερνάνε ορισμένα όρια.

Τρέχοντας το πρόγραμμα για πρώτη φορά, έδωσε τα παρακάτω αποτελέσματα:



Εικόνα 6.1. Εύρεση διατομών από το SAP2000 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα

6.1 Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας

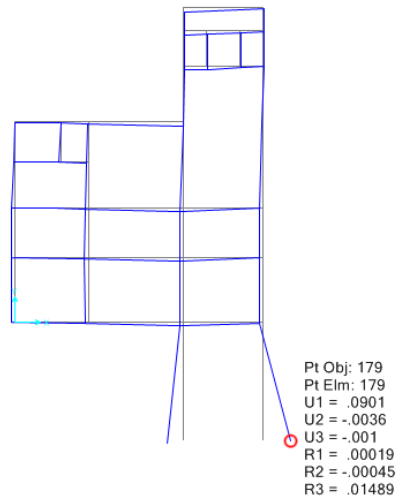
Μετά από πολλές και χρονοβόρες δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν, αναδιαμορφώθηκε ο φορέας και πήρε την τελική του μορφή. Η τελική διαμόρφωση του φορέα περνάει όλους τους ελέγχους ΟΚΑ για όλα τα μέλη της. Οι αλλαγές που πραγματοποιήθηκαν είναι οι εξής:

- Τα υποστυλώματα τα οποία θεμελιωνόταν στην στάθμη $H=6m$ και το βάρος από αυτά θα έπρεπε να το παραλάβουν οι δοκοί και τα υποστυλώματα του υπογείου Β θα θεμελιώνονται στον νέο φορέα στην στάθμη $H=0m$, διότι είναι αδύνατον να παραληφτούν τα φορτία αυτά.
- Το βάρος από τον πρόβολο που στηρίζει το εστιατόριο στην στάθμη $H=31,4m$, $H=34,6m$, $H=13,4m$ και $H=19,4m$ σαφέστατα είναι πάρα πολύ μεγάλο με αποτέλεσμα να δημιουργούνται τεράστια εντατικά μεγέθη (π.χ. για τον πρόβολο της στάθμης $H=19,4m$ υπάρχει μια ροπή της τάξης των $4000kNm$). Γι αυτόν τον λόγο θα βοηθήσουμε στην ανακούφιση τους με πρόσθετες αντηρίδες που θα τοποθετηθούν πλάγια και κατακόρυφα.
- Τα οριζόντια και κατακόρυφα φορτία του εδάφους που δρουν στο υπόγειο Β, προκαλούν πολύ μεγάλα εντατικά μεγέθη στα υποστυλώματα και τις δοκούς με αποτέλεσμα να τοποθετηθεί ένα ακόμα πρόσθετο υποστυλώμα και σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατακόρυφοι και οριζόντιοι.
- Ανάμεσα στους δύο προβόλους των δοκών που στηρίζουν το εστιατόριο θα τοποθετηθεί μια δοκός η οποία θα βοηθάει στην σύνδεση των δύο αυτών δοκών, διότι όπως φαίνεται και από το Σχήμα 6.2 οι μετατοπίσεις δεν είναι καθόλου επιθυμητές στον σεισμό.
- Στο επίπεδο $H=34,6m$ παρατηρείται ότι οι μετατοπίσεις από τον σεισμό είναι πολύ μεγαλύτερες από τις αναμενόμενες με αποτέλεσμα να πρέπει να τοποθετηθούν οριζόντιοι συνδέσμοι δυσκαμψίας για την παραλαβή των οριζόντιων αυτών φορτίων. Στο Σχήμα 6.3 φαίνονται τα αποτελέσματα την ώρα του σεισμού.
- Οριζόντιοι συνδέσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν και στο εστιατόριο στην στάθμη $H=31,4m$ καθώς επίσης και στις στάθμες $H=13,4m$ και $H=19,4m$ όπου οι μετατοπίσεις από τον σεισμό είναι πολύ μεγαλύτερες από τις αναμενόμενες. Στο Σχήμα 6.4 φαίνονται αναλυτικά οι μετατοπίσεις αυτές.
- Στο υπόγειο Α για $y=7,5m$ τοποθετήθηκαν οριζόντιοι συνδέσμοι δυσκαμψίας για την αποφυγή των μετατοπίσεων από τον σεισμό προσφέροντας στην κατασκευή μια επιπλέον δυσκαμψία.
- Λόγω του μεγάλου φορτίου που δέχονται ορισμένα μέλη του φορέα από το έδαφος, θα τοποθετηθούν στο υπόγειο σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

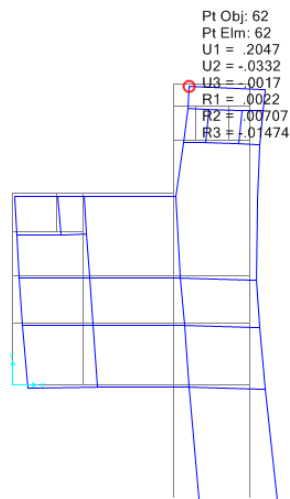
Αφού λοιπόν επιλέχτηκε η τελική μορφή του φορέα ταυτόχρονα βέβαια με την διαστασιολόγηση του, κάνοντας διαδοχικές analysis και design, βρέθηκαν οι βέλτιστες διατομές και για τον φορέα με τα φορτία στις πλάκες και για τον φορέα με τα φορτία απευθείας στις δοκούς. Από αυτές τις διατομές έπειτα επιλέχθηκαν διατομές για τις οποίες ο φορέας περνάει όλους τους ελέγχους καθώς επίσης και να μπορούν να υλοποιηθούν σχεδιαστικά. Δηλαδή στην ένωσή τους να μην υπάρχουν δυσανάλογα προβλήματα καθιστώντας αδύνατη την ένωση μιας δοκού με το υποστυλώμα.

Μια άλλη παράμετρος πολύ σημαντική είναι να χρησιμοποιηθούν όσο το δυνατόν λιγότερες διατομές, ώστε να μην υπάρχει κάποιο λειτουργικό πρόβλημα στο εργοτάξιο, καθώς επίσης και στην κάθε στάθμη να υπάρχουν όσο το δυνατόν ίδιες διατομές παρ' όλο που ορισμένες μπορεί να λειτουργούν στο μισό της αντοχής τους.

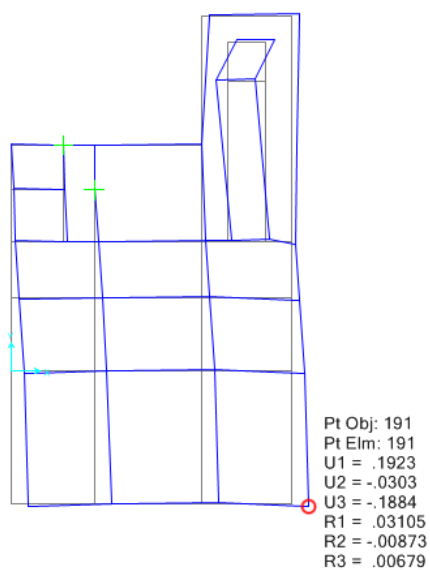
Παρακάτω φαίνονται σχέδια από τον τελικό φορέα καθώς επίσης και τα αποτελέσματα που θα δώσει το πρόγραμμα.



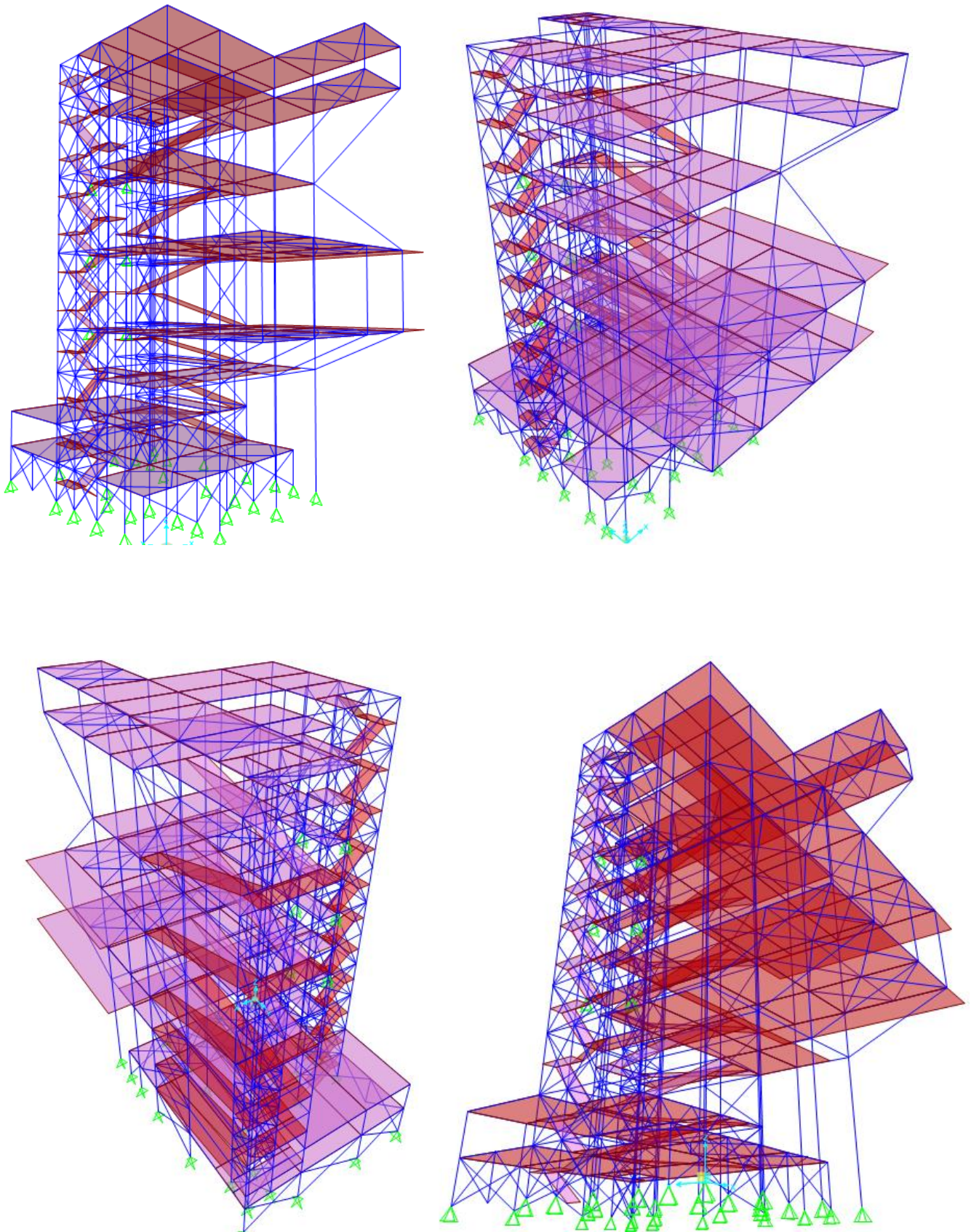
Σχήμα 6.2. Αποτελέσματα στο εστιατόριο για την 5^η ιδιόμορφη



Σχήμα 6.3. Αποτελέσματα στην στάθμη $H=34,6m$ για τον ΣΕΙΣΜΟ3Χ



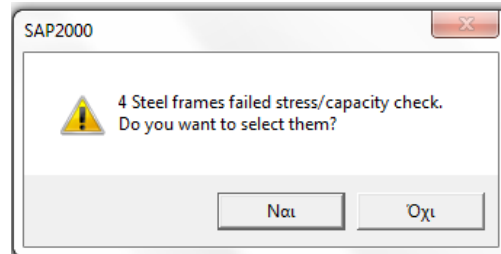
Σχήμα 6.4. Αποτελέσματα στην στάθμη $H=13,4m$ για τον ΣΕΙΣΜΟ3Χ



Εικόνα 6.3. Τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα από το SAP2000

Περνώντας στο πρόγραμμα τις διατομές όπως φαίνονται αναλυτικά στα παρακάτω σχήματα θα γίνει ο έλεγχος αν όντως αυτές οι διατομές που υπακούουν στους κατασκευαστικούς κανόνες περνάνε τον έλεγχο. Με την εντολή:

Design – steel frame design – verify all members passed

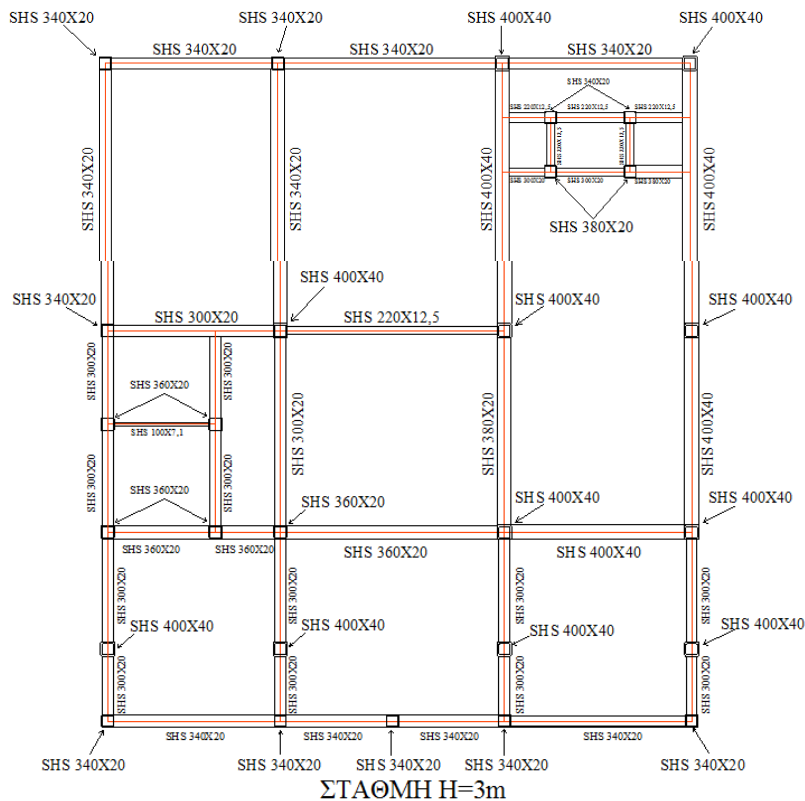


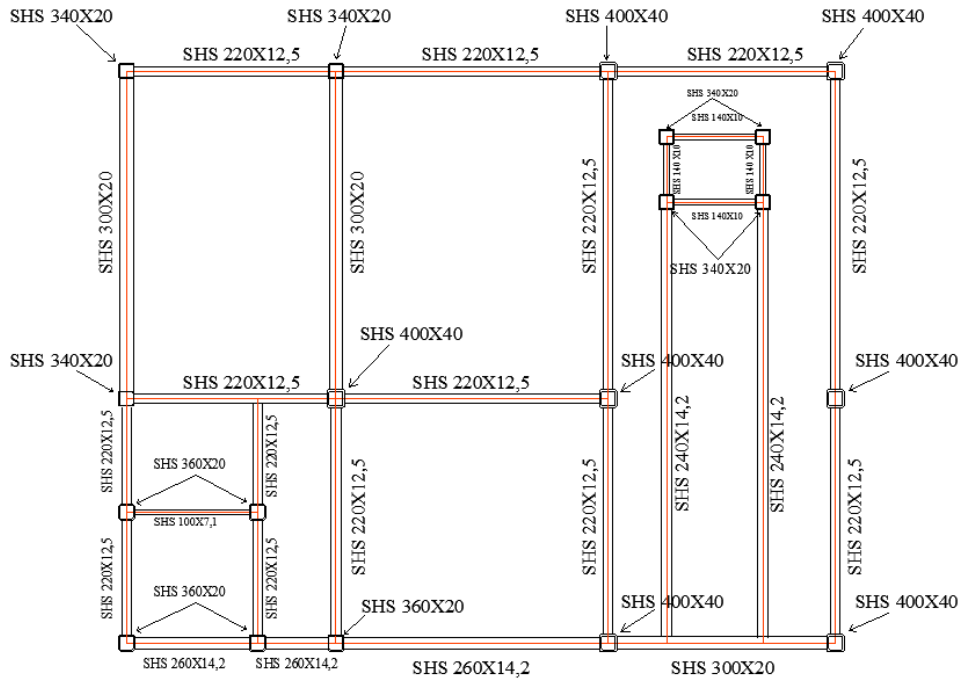
Εικόνα 6.4. Έλεγχος διατομών

Φαίνεται ότι όλες οι διατομές πέρασαν τον απαιτούμενο έλεγχο, εκτός από 4, οι οποίες είναι τα εξής 4 υποστυλώματα: $K_8, K_{23}, K_{24}, K_{25}$

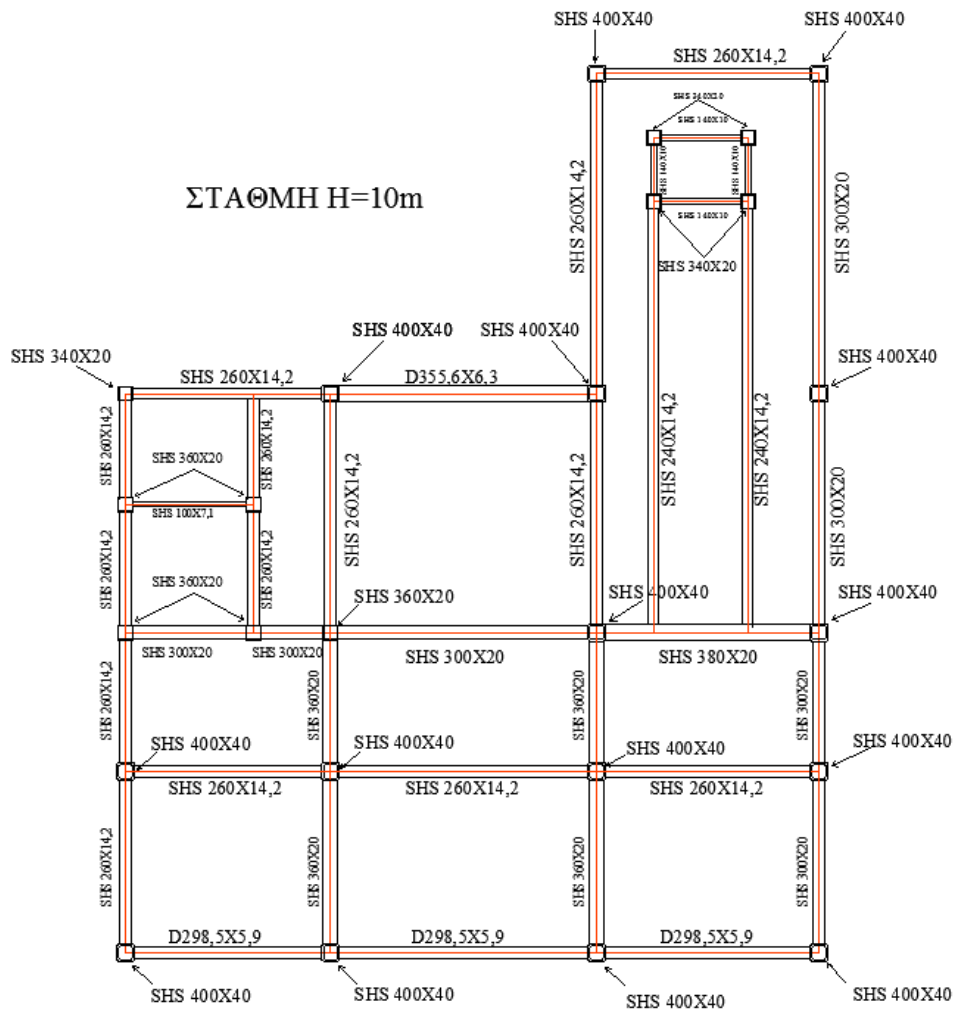
Παρακάτω θα αναφερθεί αναλυτικά τι θα γίνει με αυτά τα 4 υποστυλώματα, ώστε να περάσουν τον απαιτούμενο έλεγχο.

Πολλές από τις διατομές όπως φαίνεται και παρακάτω δεν εκμεταλλεύονται το μεγαλύτερο ποσοστό της αντοχής τους, αλλά για λόγους κατασκευαστικούς δεν μπορεί να γίνει κάτι άλλο, παρ' όλο που είναι αντιοικονομικό. Παρακάτω φαίνονται τα σχέδια με τις διατομές που πέραστηκαν στο πρόγραμμα, ώστε να δώσει τα σωστά πλέον αποτελέσματα.

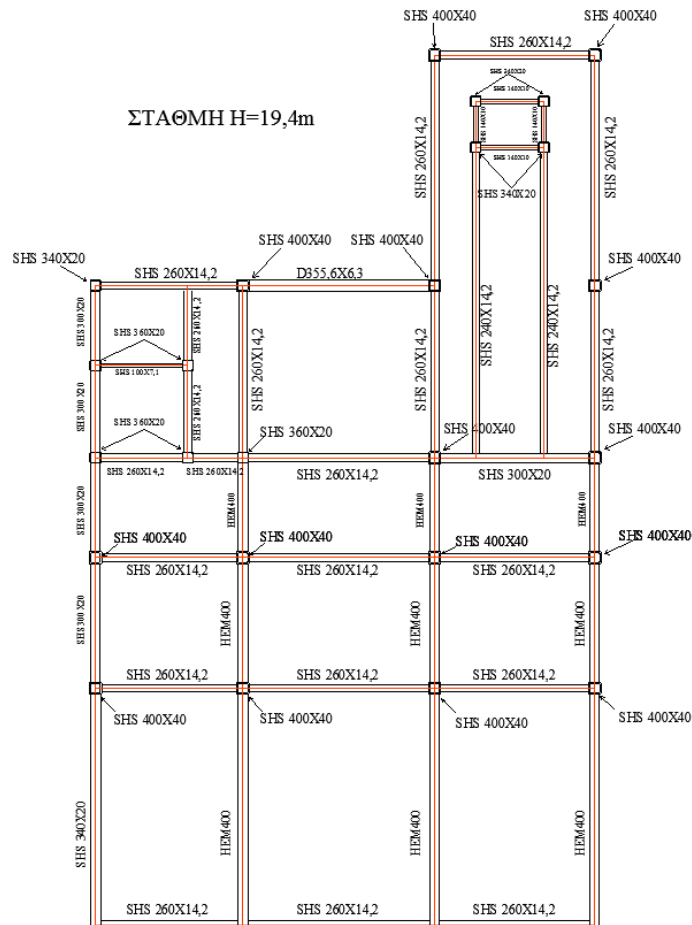
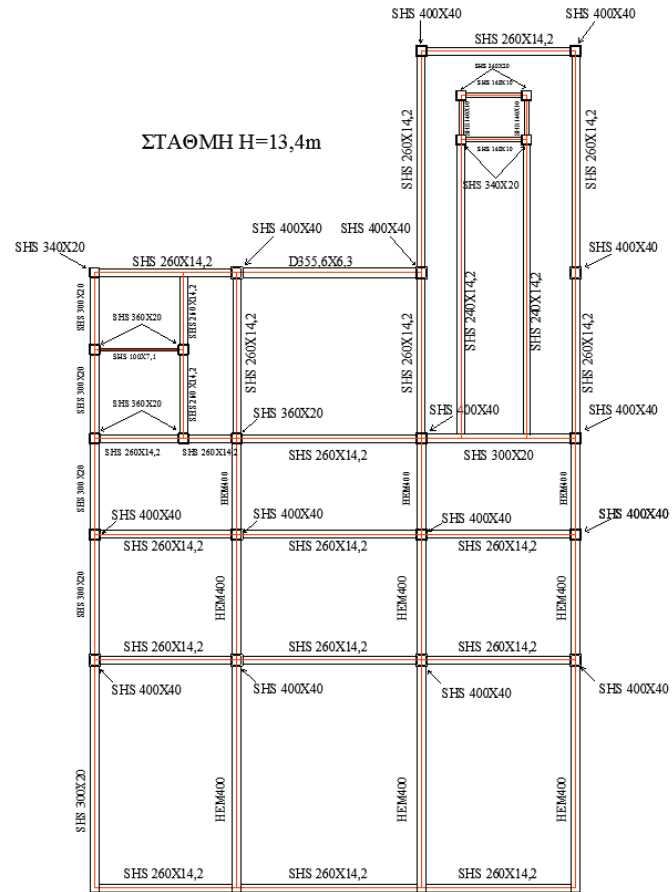


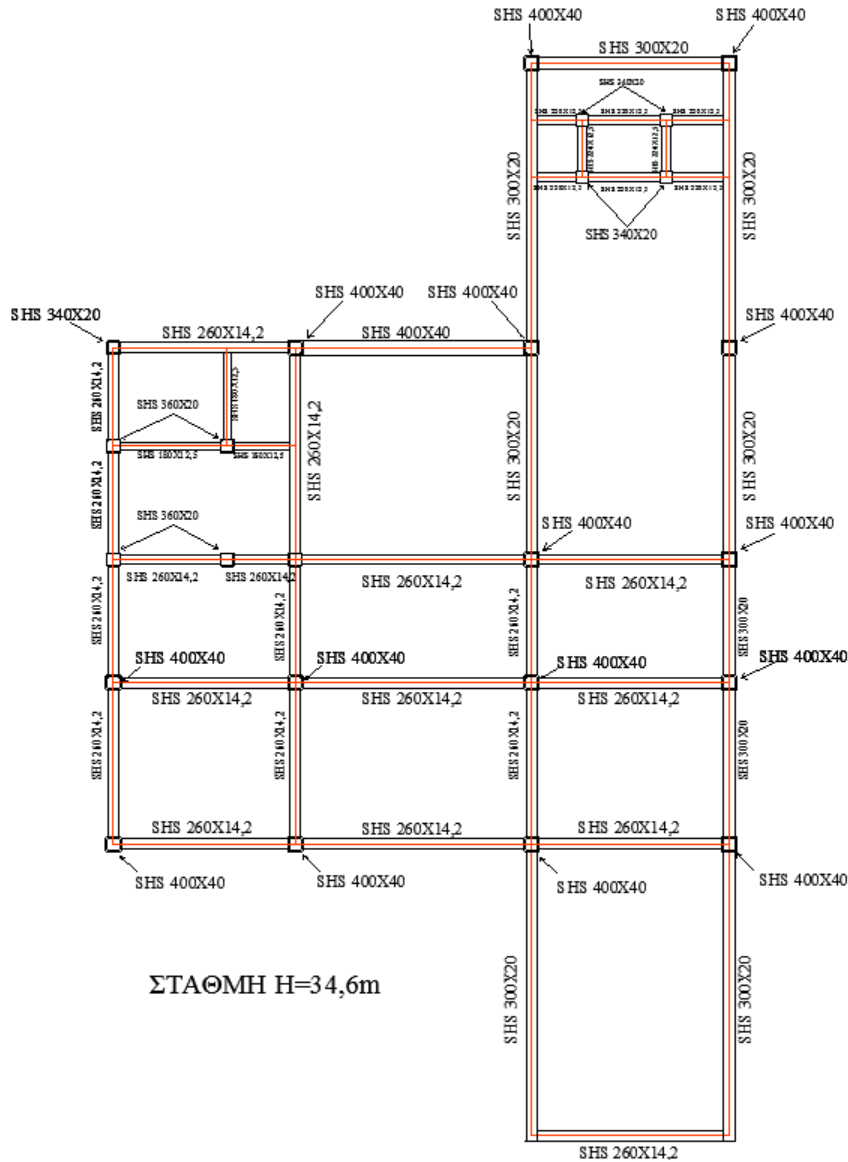


ΣΤΑΘΜΗ Η=6m



ΣΤΑΘΜΗ Η=10m





Οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας και τις αντηρίδες θα έχουν τις παρακάτω διατομές:

Αντηρίδες:

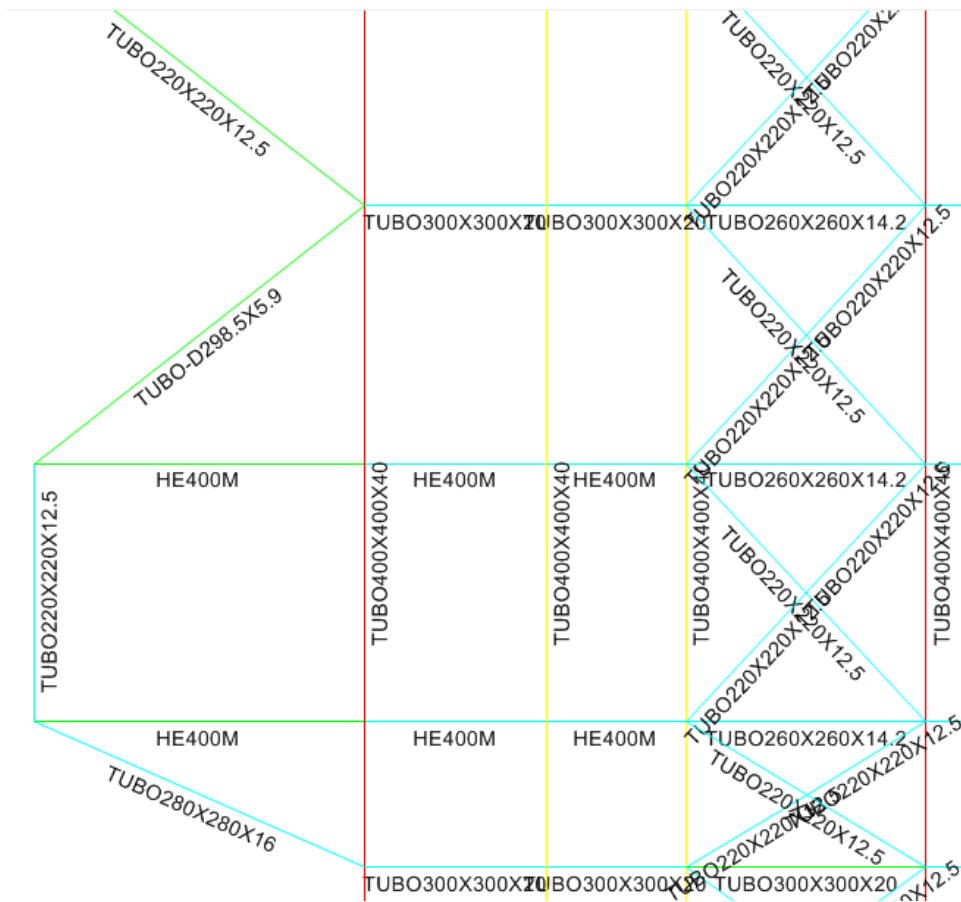
- Κάθετες εστιατορίου → SHS 140X10
- Πλάγιες εστιατορίου → SHS 220X10
- Κάθετες ορόφου B → SHS 220X12,5
- Πλάγιες άνω ορόφου B → D 298,5X5,9
- Πλάγιες κάτω ορόφου B → SHS 280X16

Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας:

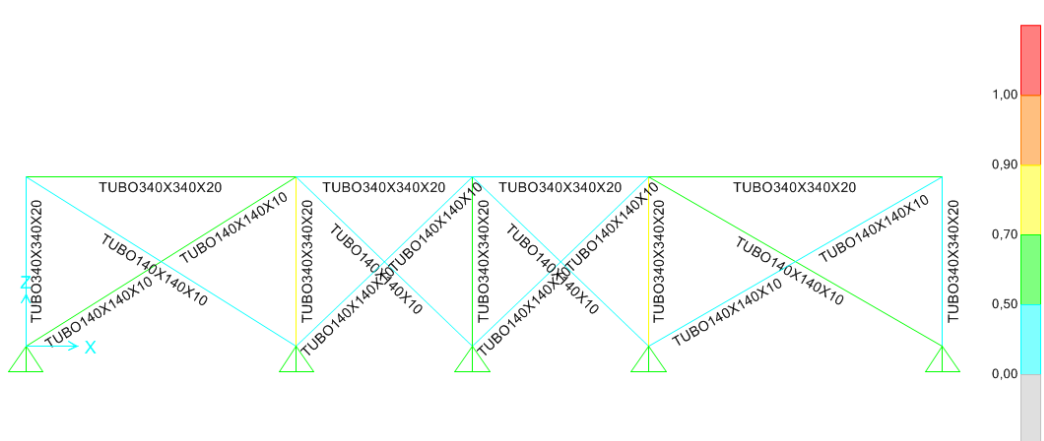
- | | |
|--|-----------------------|
| x=0 → SHS 140X10 | y=20,6 → SHS 220X12,5 |
| x=12,54 → SHS 120X7,1 | z=3 → SHS 140X10 |
| x=14,75 → SHS 120X7,1 | z=13,4 → SHS 160X10 |
| x=16,25 → SHS 220X12,5 | z=19,4 → SHS 160X10 |
| y=2,25 → SHS 140X10 | z=25,4 → SHS 220X12,5 |
| y=7,5 → SHS 120X7,1 στο δεξί άκρο SHS 140X10 | z=31,4 → SHS 160X10 |
| y=10,5 → SHS 100X7,1 κάτω SHS 140X10 | z=34,6 → SHS 160X10 |
| y=13,1 → SHS 220X12,5 | SHS 180X12,5 |
| y=19,1 → SHS 120X7,1 κάτω SHS 180X12,5 | |

Οπότε οι διατομές που θα χρησιμοποιηθούν σε αυτήν την κατασκευή είναι:

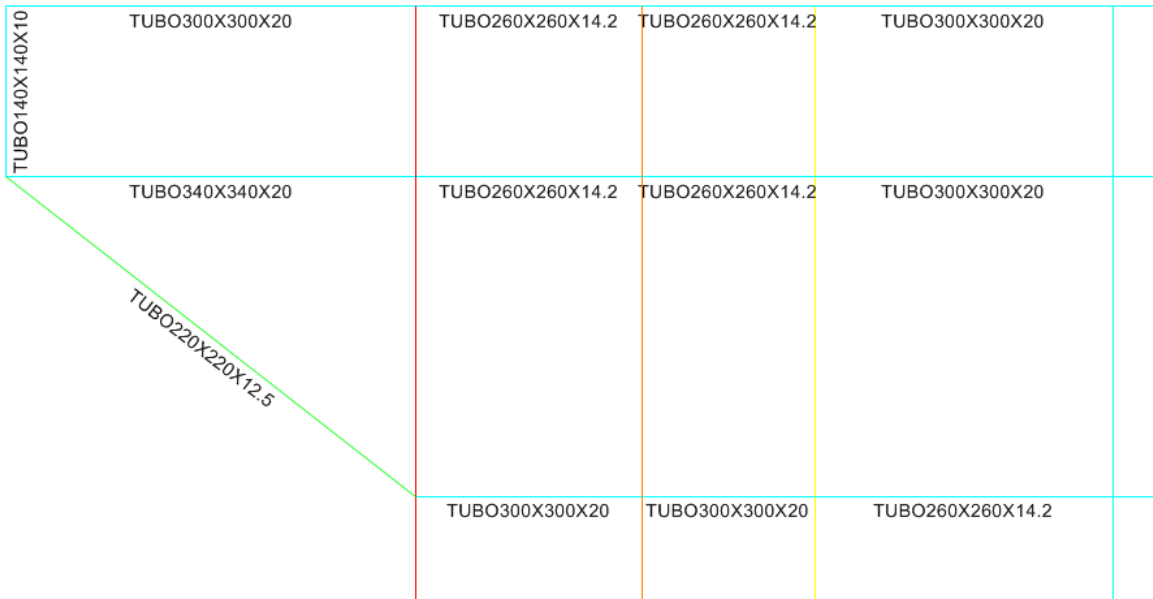
SHS 100X7,1	SHS 300X20
SHS 120X7,1	SHS 340 X20
SHS 140X10	SHS 360X20
SHS 160X10	SHS 380X20
SHS 180X12,5	SHS 400X40
SHS 220X12,5	HEM400
SHS 240X14,2	D 298,5X5,9
SHS 260X14,2	D 355,6X6,3
SHS 280X16	



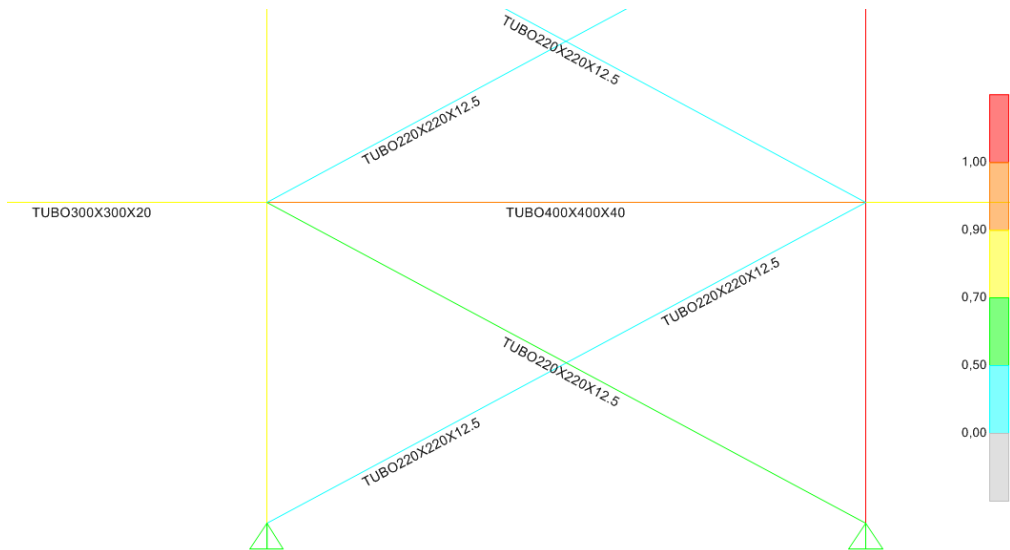
Σχήμα 6.5. Όψη $x=16,25m$ Αντηρίδες Β' και Γ' ορόφου



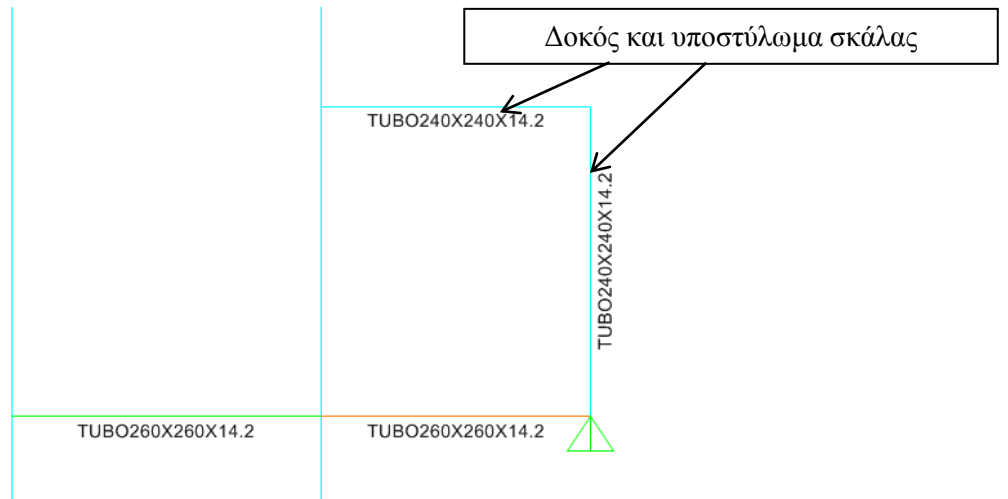
Σχήμα 6.6. Όψη υπογείου Β $x=2,25m$



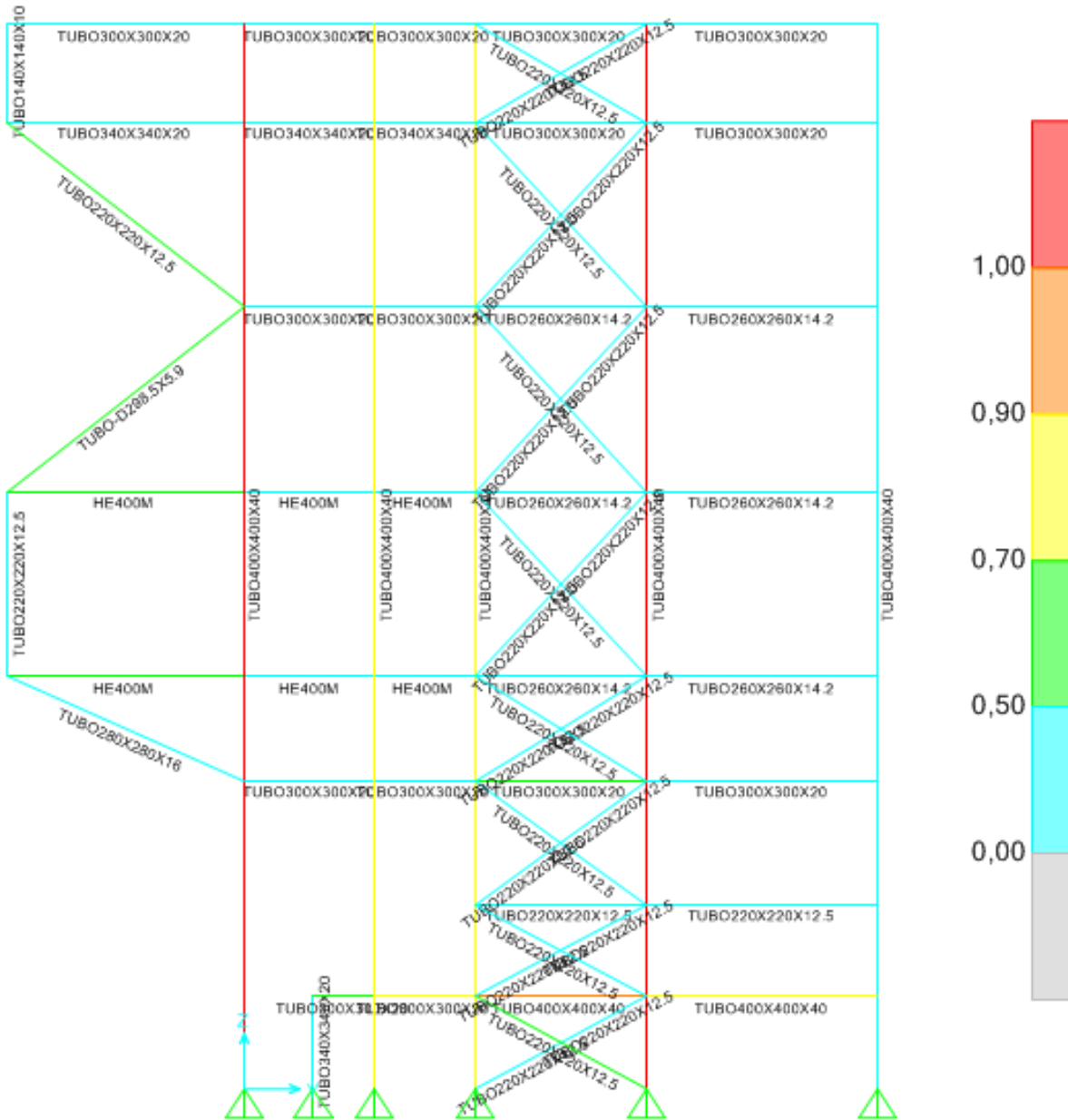
Σχήμα 6.7. Αντηρίδες για το εστιατήριο



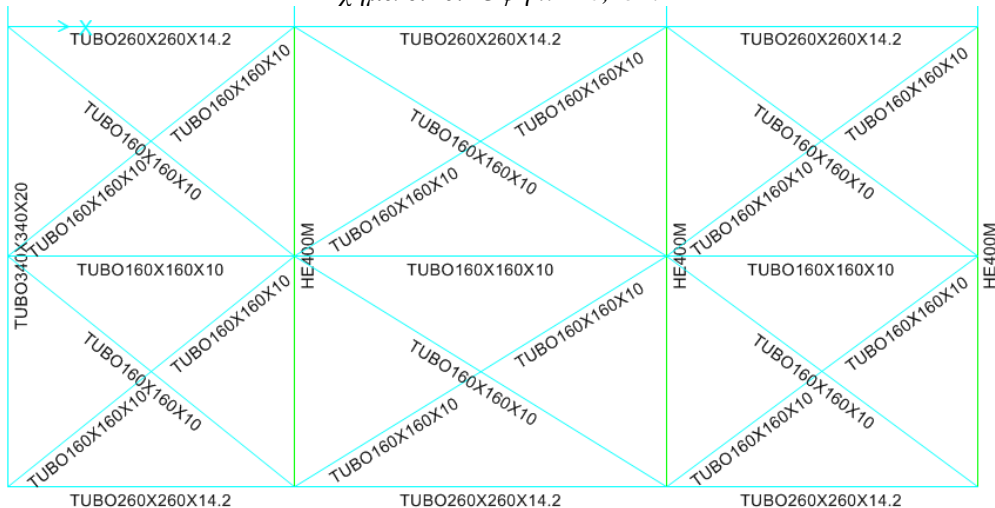
Σχήμα 6.8. Χιαστί σύνδεσμοι για $x=16,25m$



Σχήμα 6.9. Δοκός και υποστύλωμα σκάλας



Σχήμα 6.10. Όψη $x=16,25m$



Σχήμα 6.11. Κάτοψη $z=19,4m$

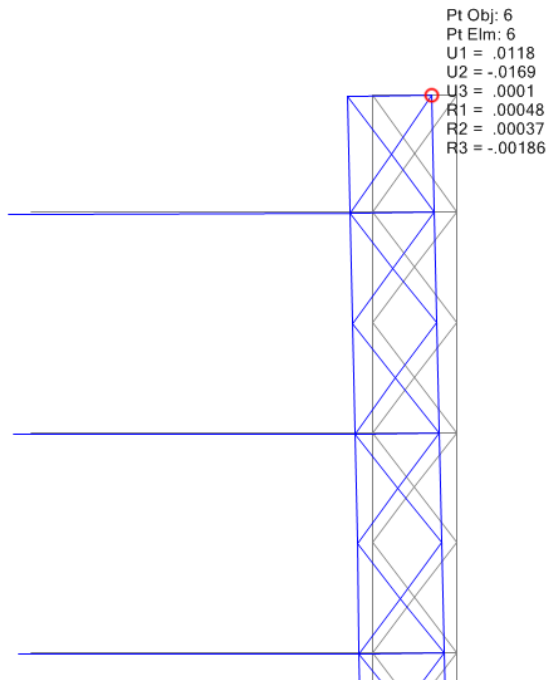
Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Το πρόγραμμα έδωσε τις εξής ιδιοπεριόδους κατά την διάρκεια του σεισμού:

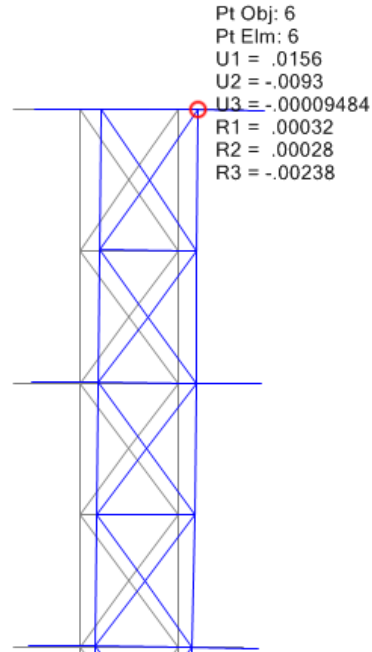
OutputCase Text	Step Type Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	Mode	1	1,150062	0,23548	0,04533	0,00007409	0,23548	0,04533	0,00007409
MODAL	Mode	2	0,754273	0,044	0,00696	0,00001958	0,27948	0,05229	0,00009367
MODAL	Mode	3	0,747817	0,04095	0,30049	0,00072	0,32043	0,35277	0,00081
MODAL	Mode	4	0,565743	0,16518	0,00011	0,0000004675	0,48561	0,35289	0,00081
MODAL	Mode	5	0,427871	0,0003	0,00021	0,0000001246	0,4859	0,3531	0,00081
MODAL	Mode	6	0,382249	0,01318	0,00078	0,000005199	0,49908	0,35388	0,00082
MODAL	Mode	7	0,350084	0,00267	0,0005	0,00037	0,50175	0,35438	0,00118
MODAL	Mode	8	0,330366	0,00514	0,00358	0,00089	0,50689	0,35796	0,00207
MODAL	Mode	9	0,311834	0,06472	0,00019	0,00001351	0,57161	0,35815	0,00208
MODAL	Mode	10	0,29907	0,00149	0,13873	0,00086	0,5731	0,49689	0,00294
MODAL	Mode	11	0,285654	0,01254	0,13581	0,01034	0,58564	0,6327	0,01328
MODAL	Mode	12	0,279061	0,08253	0,05991	0,00538	0,66817	0,69261	0,01866
MODAL	Mode	13	0,262168	0,01592	0,01015	0,00644	0,68409	0,70277	0,0251
MODAL	Mode	14	0,255857	0,003	0,00024	0,00097	0,68709	0,703	0,02607
MODAL	Mode	15	0,242191	0,00586	0,0004	0,00029	0,69296	0,7034	0,02636
MODAL	Mode	16	0,228413	0,00038	0,04623	0,00971	0,69333	0,74963	0,03607
MODAL	Mode	17	0,22565	0,00031	0,06469	0,01315	0,69365	0,81432	0,04922
MODAL	Mode	18	0,222399	0,00236	0,00964	0,000004726	0,69601	0,82397	0,04922
MODAL	Mode	19	0,212457	0,00726	0,00383	0,00103	0,70327	0,8278	0,05025
MODAL	Mode	20	0,209205	0,01341	0,000001333	0,00267	0,71668	0,8278	0,05292
MODAL	Mode	21	0,207441	0,00618	0,0007	0,00139	0,72285	0,8285	0,05431
MODAL	Mode	22	0,200664	0,00591	0,00286	0,00022	0,72876	0,83136	0,05453
MODAL	Mode	23	0,199793	0,000004658	0,00012	0,000009832	0,72877	0,83148	0,05454
MODAL	Mode	24	0,193515	0,02783	0,0024	0,00082	0,7566	0,83388	0,05536
MODAL	Mode	25	0,189154	0,01081	0,01446	0,001	0,76741	0,84834	0,05635
MODAL	Mode	26	0,185508	0,00774	0,00006744	0,00565	0,77515	0,84841	0,06201
MODAL	Mode	27	0,181637	0,00042	0,0000516	0,00007563	0,77557	0,84846	0,06208
MODAL	Mode	28	0,181004	0,00283	0,00172	0,01324	0,7784	0,85018	0,07532
MODAL	Mode	29	0,176897	0,00738	0,000004617	0,00241	0,78578	0,85019	0,07773
MODAL	Mode	30	0,174293	0,00257	0,00011	0,00213	0,78836	0,8503	0,07986
MODAL	Mode	31	0,173668	0,00193	0,00108	0,00144	0,79029	0,85137	0,08129
MODAL	Mode	32	0,173478	0,00002012	0,0000005083	0,00009682	0,79031	0,85137	0,08139
MODAL	Mode	33	0,172281	0,00002584	0,00003035	0,00029	0,79033	0,8514	0,08168
MODAL	Mode	34	0,172001	0,0000001584	0,00000007197	0,00000007249	0,79033	0,8514	0,08168
MODAL	Mode	35	0,170004	0,000002387	0,00014	0,00006498	0,79034	0,85155	0,08175
MODAL	Mode	36	0,168408	0,00358	0,00003112	0,000007866	0,79391	0,85158	0,08176
MODAL	Mode	37	0,167678	0,00000001032	0,0000001679	0,00079	0,79391	0,85158	0,08255
MODAL	Mode	38	0,166236	0,00477	0,0001	0,00047	0,79868	0,85168	0,08301
MODAL	Mode	39	0,164002	0,00048	0,00226	0,00368	0,79916	0,85393	0,08669
MODAL	Mode	40	0,160222	0,00253	0,0000003696	0,00297	0,80169	0,85393	0,08966
MODAL	Mode	41	0,159402	0,04446	0,00002265	0,00000287	0,84615	0,85396	0,08966
MODAL	Mode	42	0,153557	0,00084	0,000005292	0,00003307	0,84699	0,85396	0,0897
MODAL	Mode	43	0,152977	0,00035	0,000002129	0,00023	0,84735	0,85396	0,08993
MODAL	Mode	44	0,150883	0,00135	0,00016	0,00002313	0,8487	0,85412	0,08995
MODAL	Mode	45	0,149738	0,000004297	0,000008714	0,0000005093	0,8487	0,85413	0,08995
MODAL	Mode	46	0,148631	0,00012	0,00117	0,00009778	0,84882	0,8553	0,09005
MODAL	Mode	47	0,147886	0,0000604	0,00074	0,00063	0,84888	0,85604	0,09068
MODAL	Mode	48	0,147169	0,00004143	0,00003592	0,000007917	0,84892	0,85608	0,09068
MODAL	Mode	49	0,146749	0,00014	0,00021	0,00007153	0,84906	0,85629	0,09076
MODAL	Mode	50	0,144902	0,00003266	0,000002886	0,00008872	0,84909	0,85629	0,09084
MODAL	Mode	51	0,142743	0,00014	0,00036	0,00007161	0,84923	0,85665	0,09092
MODAL	Mode	52	0,142743	0,00014	0,00036	0,00007161	0,84923	0,85665	0,09092
MODAL	Mode	53	0,142532	0,01275	0,00005108	0,00009012	0,86198	0,8567	0,09101
MODAL	Mode	54	0,140766	0,0004	0,00069	0,00349	0,86238	0,85739	0,0945
MODAL	Mode	55	0,139587	0,00027	0,01101	0,00038	0,86265	0,8684	0,09488
MODAL	Mode	56	0,13913	0,00004627	0,00897	0,00227	0,86269	0,87737	0,09715
MODAL	Mode	57	0,136981	0,000002446	0,00067	0,00005485	0,8627	0,87804	0,09721
MODAL	Mode	58	0,136818	0,00028	0,0000001507	0,00015	0,86298	0,87804	0,09736
MODAL	Mode	59	0,134831	0,000007544	0,000006058	0,00109	0,86298	0,87805	0,09846
MODAL	Mode	60	0,134503	0,000004562	0,00013	0,0000399	0,86299	0,87817	0,0985
MODAL	Mode	61	0,134336	0,000001056	0,0000404	0,00016	0,86299	0,87821	0,09865
MODAL	Mode	62	0,134333	0,00000004535	0,000001528	0,000003622	0,86299	0,87821	0,09866
MODAL	Mode	63	0,134306	0,0000108	0,00045	0,00192	0,863	0,87866	0,10058
MODAL	Mode	64	0,133429	0,00006507	0,00037	0,00152	0,86307	0,87904	0,1021
MODAL	Mode	65	0,132798	0,000001423	0,00019	0,000007098	0,86307	0,87922	0,1021
MODAL	Mode	66	0,132579	0,0006	0,00004395	0,00155	0,86367	0,87927	0,10385
MODAL	Mode	67	0,132356	0,0004	0,00001595	0,00039	0,86407	0,87928	0,10405
MODAL	Mode	68	0,132283	0,0004	0,00017	0,00135	0,86447	0,87945	0,1054
MODAL	Mode	69	0,130048	0,000001402	0,00082	0,00002341	0,86447	0,88028	0,10542
MODAL	Mode	70	0,129985	0,000008221	0,00032	0,0000007812	0,86448	0,8806	0,10542
MODAL	Mode	71	0,129792	0,0000002029	0,00442	0,00014	0,86448	0,88502	0,10555
MODAL	Mode	72	0,128982	0,000001726	0,00001601	0,00037	0,86448	0,88504	0,10593
MODAL	Mode	73	0,128274	0,00000002765	0,0000005466	0,00000003198	0,86448	0,88504	0,10593
MODAL	Mode	74	0,128081	0,000004674	0,00027	0,000001563	0,86448	0,88531	0,10593
MODAL	Mode	75	0,127902	0,000007931	0,0003	0,000004816	0,86449	0,88561	0,10593
MODAL	Mode	76	0,127407	0,0000009493	0,0000008847	0,00052	0,86449	0,88561	0,10646

Πίνακας 6.1. Ιδιοπεριόδοι κατασκευής

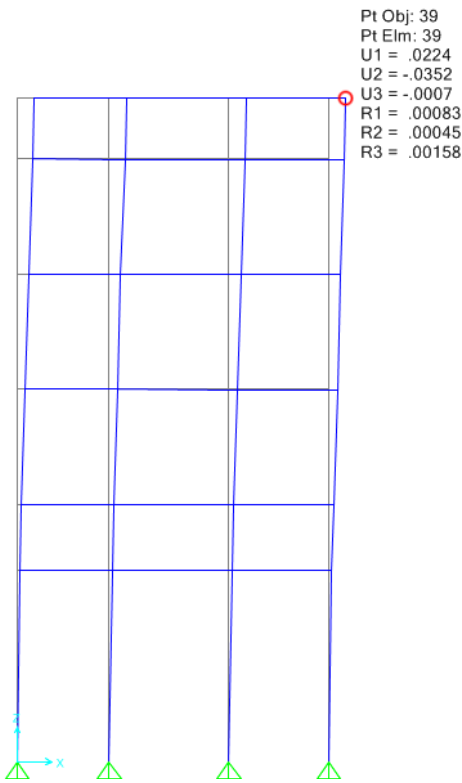
Τα αποτελέσματα που δίνει το πρόγραμμα SAP2000 για τις ιδιομορφές της κατασκευής, φαίνονται στα παρακάτω σχέδια:



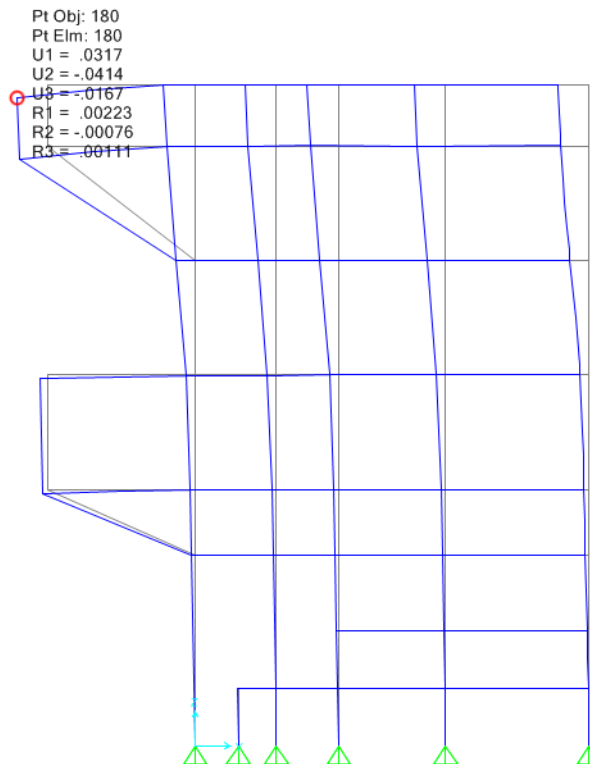
Σχήμα 6.12. 1^η ιδιομορφή για $x=14,75m$



Σχήμα 6.13. 2^η ιδιομορφή για $y=19,1m$



Σχήμα 6.14. 4^η ιδιομορφή για $y=0m$



Σχήμα 6.15. 4^η ιδιομορφή για $x=11,04m$

Οπότε λοιπόν, αφού με τις παραπάνω διατομές το πρόγραμμα περνάει όλους τους ελέγχους, σημαίνει ότι ο φορέας αυτός με τις συγκεκριμένες διατομές είναι καλυμμένος στην **οριακή κατάσταση αστοχίας**.

Έχοντας λοιπόν τις μετακινήσεις των δυσμενέστερων σημείων της κατασκευής λόγω του σεισμού και τον φορτίων που δρουν στην κατασκευή σε όλη την διάρκεια ζωής της, είτε πρόκειται για μόνιμα είτε για κινητά, είναι πλέον εφικτό να γίνει ο έλεγχος στην **οριακή κατάσταση λειτουργικότητας καθώς και ο έλεγχος περιορισμού βλαβών**.

Αυτό θα επιτευχθεί με τον φορέα που τα φορτία είναι κατευθείαν τοποθετημένα στις δοκούς.

6.2 Έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας

Εκτός από τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας, βασικοί είναι και οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, οι οποίοι ασχολούνται με την επιβεβαίωση, ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Τόσο οι μετατοπίσεις, όσο και οι ταλαντώσεις σχετίζονται περισσότερο με την ακαμψία παρά με την αντοχή του φορέα. Με την τάση προς μεγαλύτερα ανοίγματα και με χρήση χαλύβων μεγαλύτερης αντοχής, ο έλεγχος των μετατοπίσεων έχει γίνει περισσότερο σημαντικός τα τελευταία χρόνια.

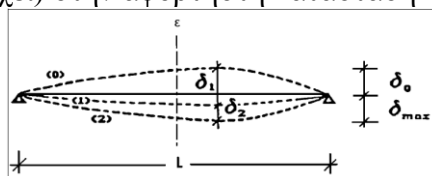
Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκριση τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων. Για παράδειγμα, τα όρια βελών για στέγες δεν είναι τόσο αυστηρά όσο για δάπεδα. Το συνολικό βέλος δ_{max} αποτελείται από επιμέρους συνιστώσες ως εξής:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0, \text{ όπου:}$$

δ_1 βέλος λόγω μόνιμων δράσεων

δ_2 βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει) στην αφόρτηστη κατάσταση



Συνθήκες	Όρια	
	δ_{max}	δ_2
Στέγες (γενικά)	L/200	L/250
Στέγες που συχνά φέρουν προσωπικό άλλο από αυτό για συντήρηση	L/250	L/300
Πατώματα (γενικά)	L/250	L/300
Πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα	L/250	L/350
Πατώματα που υποστηρίζουν υποστυλώματα (εκτός εάν το βέλος κάμψης έχει ληφθεί υπ' όψη στην καθολική ανάλυση για τον προσδιορισμό της έσχατης οριακής κατάστασης)	L/400	L/500
Όπου το δ_{max} μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου	L/250	

Πίνακας 6.2. Όρια βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων στο κτίριο αυτό θα θεωρηθεί ότι:

$$\delta \leq \frac{L}{250}$$

Ελέγχουμε εάν τα μέλη που ελέγξαμε σε οριακή κατάσταση αστοχίας στις αντίστοιχες οριακής καταστάσεις σε λειτουργικότητα (υπό συνθήκες φορτίσεων λειτουργίας με τους συνδυασμούς λειτουργικότητας ΟΚΛ):

Βρίσκεται αρχικά το μεγαλύτερο βέλος της δυσμενέστερης δοκού και συγκρίνεται με το δ_{max} . Υπάρχουν στην κατασκευή 16 διαφορετικές δοκοί, με κριτήριο το μήκος τους και θα ελεγχθεί μία προς μία για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

- Δοκός $l=7,7m$ SHS 300X20 επιπέδου $H=34,6m$ για συνδυασμό ΟΚΛ2Υ
 $\delta=0,00795m$

$$\delta = 0,00795m < \frac{l}{250} = \frac{7,7m}{250} = 0,031m$$

- Δοκός $l=4,25m$ SHS 260X14,2 επιπέδου $H=25,4m$ για συνδυασμό ΟΚΛ2Υ
 $\delta=0,00117m$

$$\delta = 0,00117m < \frac{l}{250} = \frac{4,25m}{250} = 0,017m$$

- Δοκός $l=3,25m$ SHS 260X14,2 επιπέδου $H=31,4m$ για συνδυασμό ΟΚΛ2Χ
 $\delta=0,00042m$

$$\delta = 0,00042m < \frac{l}{250} = \frac{3,25m}{250} = 0,013m$$

- Δοκός $l=5,6m$ SHS 300X20 επιπέδου $H=34,6m$ για συνδυασμό ΟΚΛ2Χ
 $\delta=0,0022m$

$$\delta = 0,0022m < \frac{l}{250} = \frac{5,6m}{250} = 0,023m$$

- Δοκός $l=7,5m$ SHS 340X120 επιπέδου $H=3m$ για συνδυασμό ΟΚΛ6Χ
 $\delta=0,013m$

$$\delta = 0,013m < \frac{l}{250} = \frac{7,5m}{250} = 0,03m$$

- Δοκός $l=3m$ SHS360X20 επιπέδου $H=3m$ για συνδυασμό ΟΚΛ10
 $\delta=0,00083m$

$$\delta = 0,00083m < \frac{l}{250} = \frac{3m}{250} = 0,012m$$

- Δοκός $l=2,6m$ SHS 260X14,2 επιπέδου $H=10m$ για συνδυασμό ΟΚΛ6X
 $\delta = 0,00068m$
$$\delta = 0,00068m < \frac{l}{250} = \frac{2,6m}{250} = 0,011m$$
- Δοκός $l=5,21m$ SHS 260X14,2 επιπέδου $H=31,4m$ για συνδυασμό ΟΚΛ10
 $\delta = 0,0146m$
$$\delta = 0,0146m < \frac{l}{250} = \frac{5,21m}{250} = 0,021m$$
- Δοκός $l=6,24m$ SHS 220X12,5 επιπέδου $H=6m$ για συνδυασμό ΟΚΛ3
 $\delta = 0,0063m$
$$\delta = 0,0063m < \frac{l}{250} = \frac{6,24m}{250} = 0,025m$$
- Δοκός $l=4,8m$ SHS 260X14,2 επιπέδου $H=25,4m$ για συνδυασμό ΟΚΛ10
 $\delta = 0,0044m$
$$\delta = 0,0044m < \frac{l}{250} = \frac{4,8m}{250} = 0,019m$$
- Δοκός $l=1,8m$ SHS 180X12,5 επιπέδου $H=34,6m$ για συνδυασμό ΟΚΛ6X
 $\delta = 0,0002m$
$$\delta = 0,0002m < \frac{l}{250} = \frac{1,8m}{250} = 0,007m$$
- Δοκός $l=9,3m$ SHS 240X14,2 επιπέδου $H=31,4m$ για συνδυασμό ΟΚΛ2X
 $\delta = 0,017m$
$$\delta = 0,017m < \frac{l}{250} = \frac{9,3m}{250} = 0,037m$$
- Δοκός $l=2,1m$ SHS 140X10 επιπέδου $H=31,4m$ για συνδυασμό ΟΚΛ4X
 $\delta = 0,00015m$
$$\delta = 0,00015m < \frac{l}{250} = \frac{2,1m}{250} = 0,0084m$$
- Δοκός $l=3,12m$ SHS 340X20 επιπέδου $H=3m$ για συνδυασμό ΟΚΛ8X
 $\delta = 0,00092m$
$$\delta = 0,00092m < \frac{l}{250} = \frac{3,12m}{250} = 0,013m$$

- Δοκός $l=3,25m$ SHS300X20 επιπέδου $H=3m$ για συνδυασμό ΟΚΛ2Υ
 $\delta = 0,0016m$

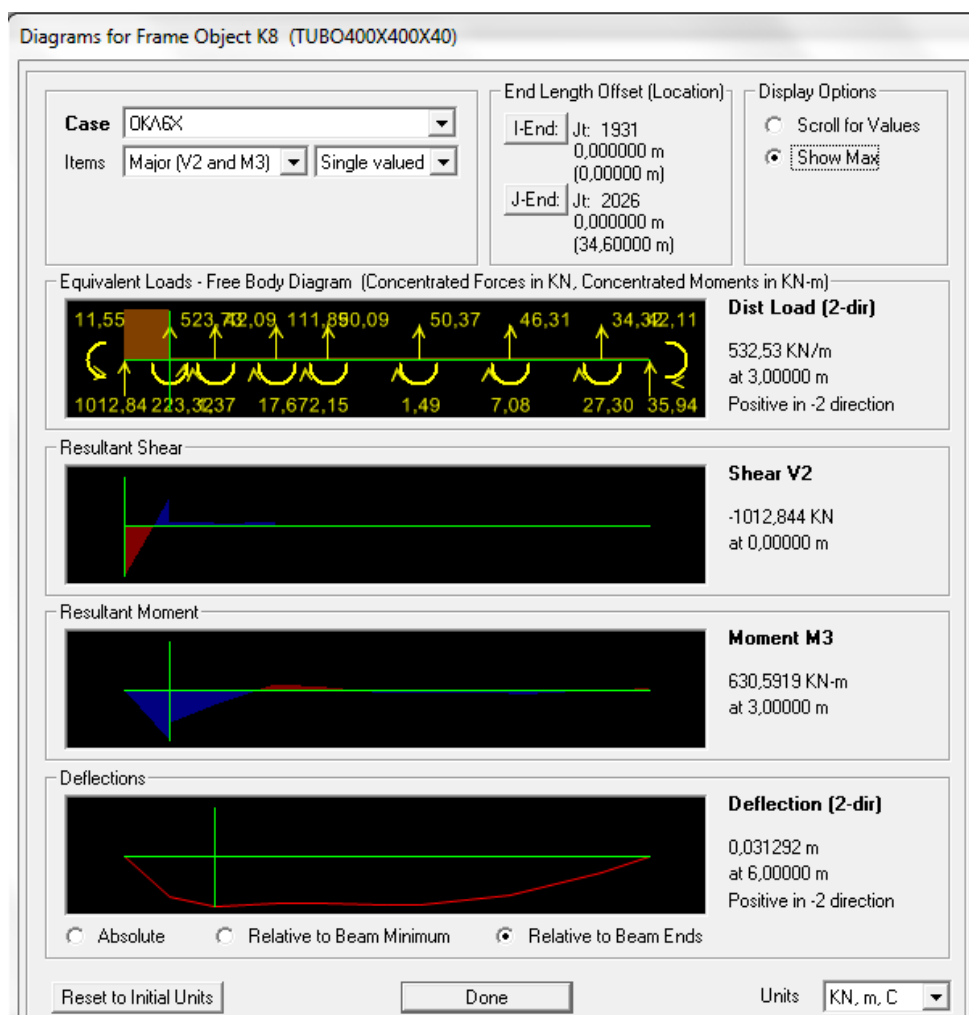
$$\delta = 0,0016m < \frac{l}{250} = \frac{3,25m}{250} = 0,013m$$

- Δοκός $l=2m$ SHS300X20 επιπέδου $H=3m$ για συνδυασμό ΟΚΛ2Υ
 $\delta = 0,0006m$

$$\delta = 0,0006m < \frac{l}{250} = \frac{2m}{250} = 0,008m$$

- Υποστύλωμα K8 διατομής SHS 400X40 για συνδυασμό ΟΚΛ6Χ

Αφού τα υποστυλώματα της κατασκευής έχουν το ίδιο μήκος, θα βρεθεί το δυσμενέστερο, με το μεγαλύτερο βέλος, και θα ελεγχθεί αν είναι εντός ορίων.

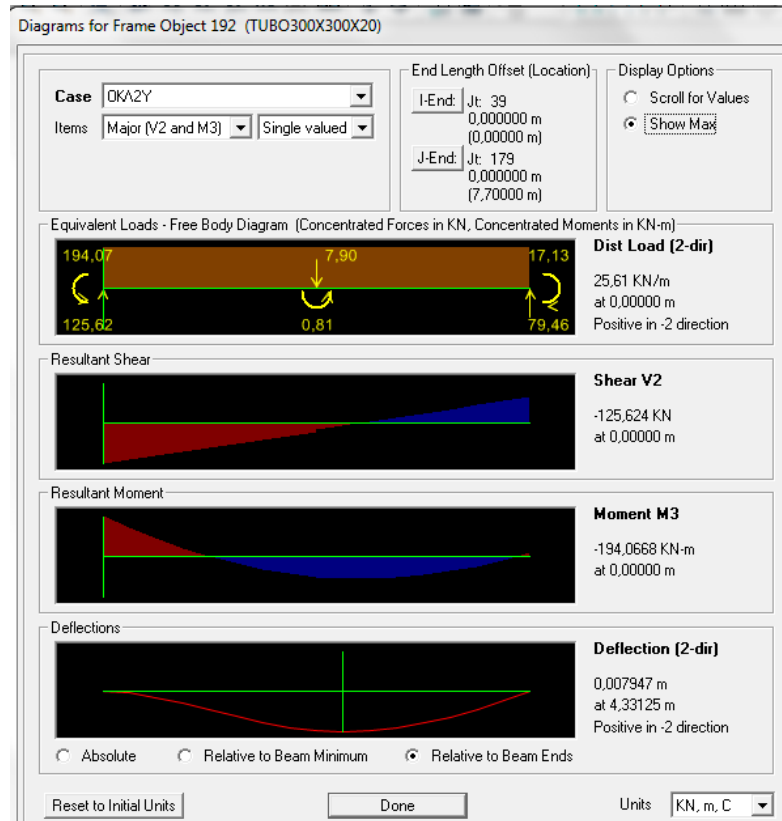


Εικόνα 6.5. Αποτελέσματα για το υποστύλωμα K₈

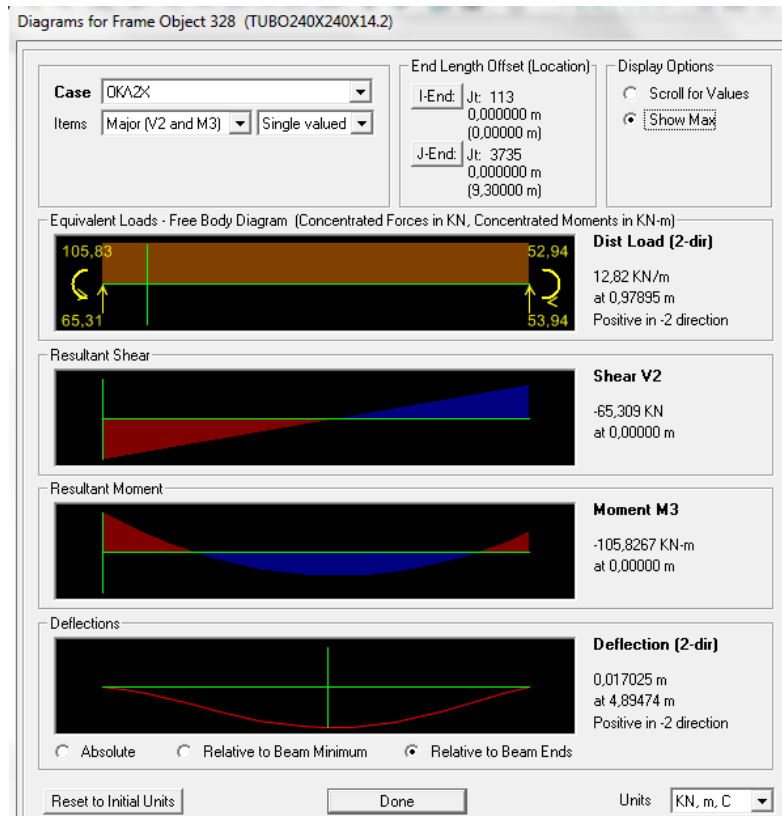
Ισχύει ότι: $\delta = 0,0313m \leq \frac{L}{250} = \frac{34,6m}{250} = 0,139m$

Είναι εντός ορίων τα βέλη για όλες τις δοκούς και τα υποστυλώματα του φορέα

Παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών (συμπεριλαμβανομένου και των βελών) σε ορισμένες δοκούς της κατασκευής όπως τα δίνει το SAP2000.



Εικόνα 6.6. Δοκός μήκους $l=7,7m$ για συνδυασμό OKAZY



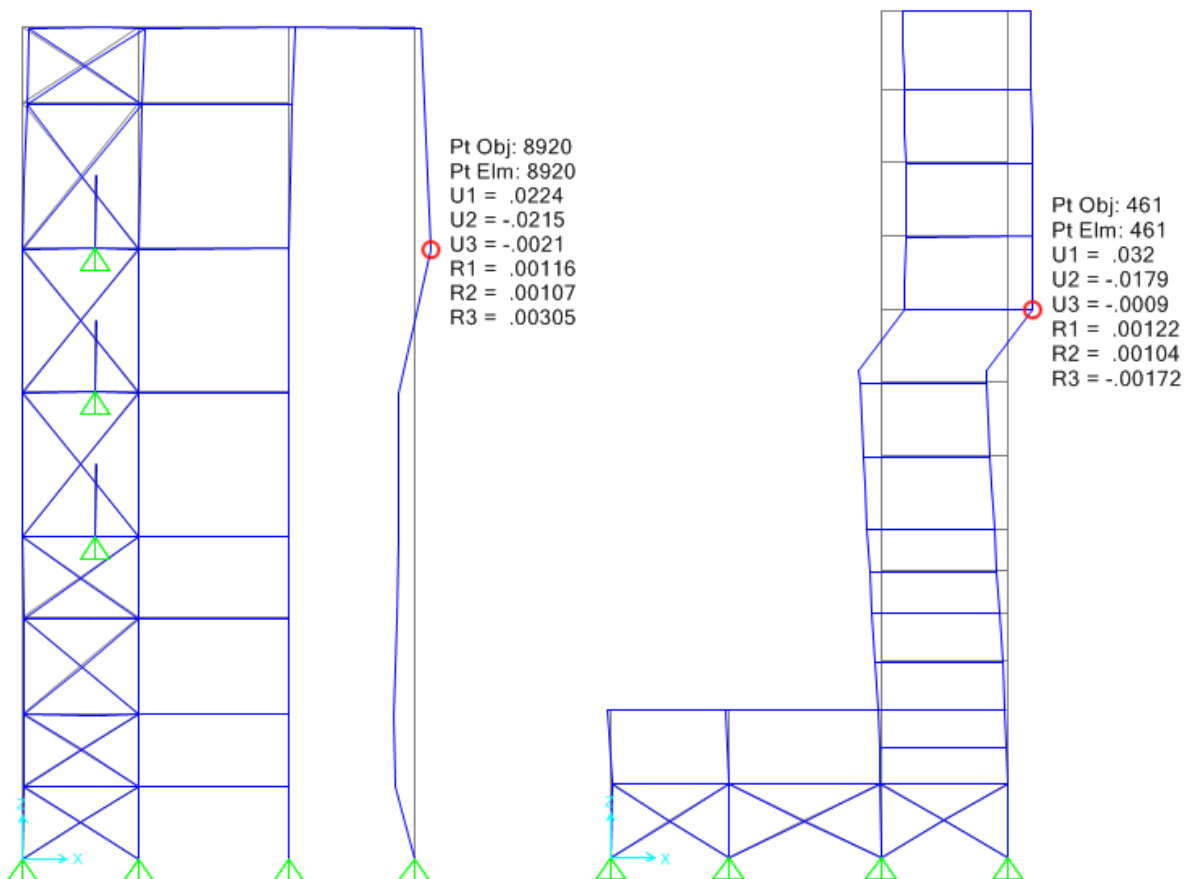
Εικόνα 6.7. Δοκός $l=9,3m$ για συνδυασμό OKAZX

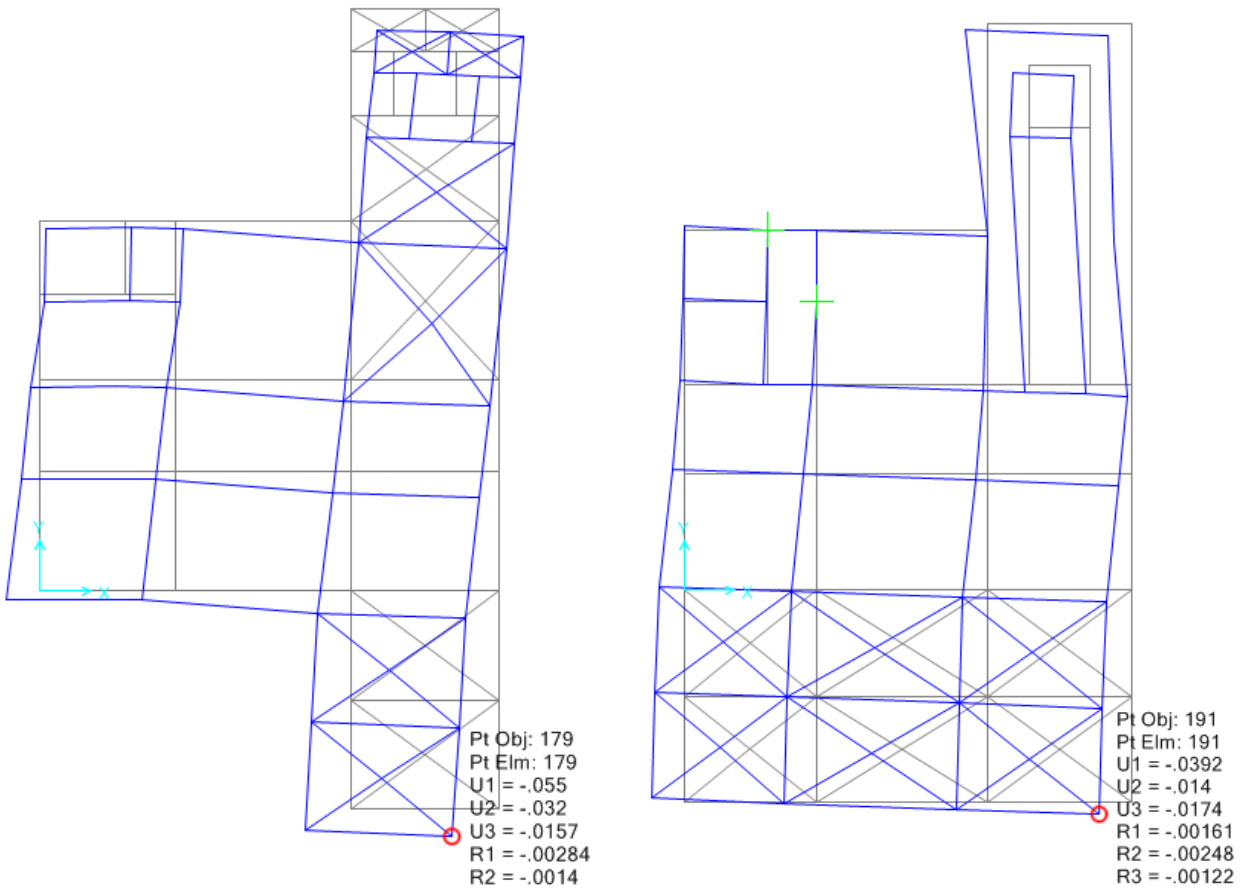
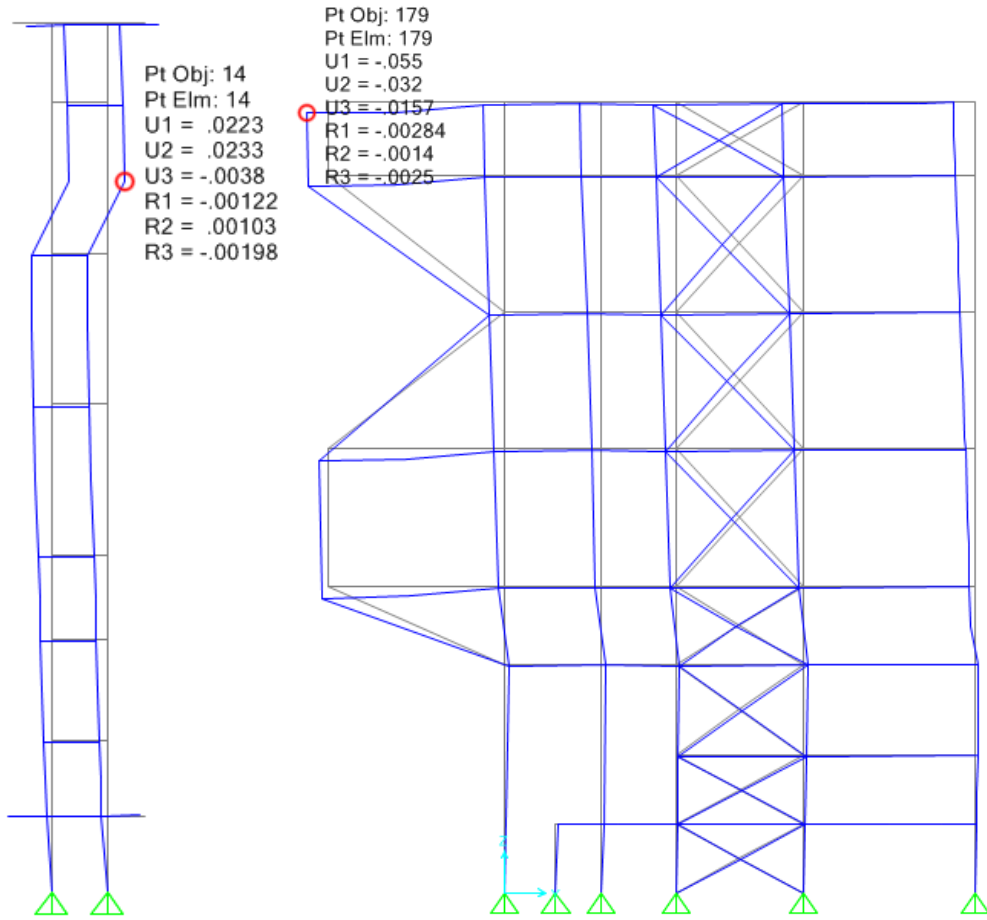
6.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών αποτελεί θεμελιώδη αρχή που πρέπει να καλύπτεται με ικανοποιητική αξιοπιστία για φορείς σε σεισμικές περιοχές. Σύμφωνα με την παρακάτω απαίτηση, ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών. Έτσι σύμφωνα με τον EC8 σε κτίρια με οργανισμό πλήρωσης από τοιχοποιία ή γυαλί αλλά και σε περίπτωση που τα χωρίσματα είναι από μεταλλικό σκελετό θα ελέγχεται ότι η γωνιακή παραμόρφωση, σε όλους τους περιμετρικούς τοίχους, λαμβανόμενης υπόψη και της σχετικής στροφής. Οι μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων για να μην σπάσουν τα διαχωριστικά είναι:

- ❖ 0,5% για ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα (πχ γυαλί, τούβλα)
- ❖ 0,7% για μη ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία (πχ πανέλα)

Τα αποτελέσματα των μετακινήσεων της κατασκευής την ώρα του σεισμού φαίνονται παρακάτω, όπως τα έδωσε το SAP2000:





Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Σε κάθε όροφο θα πρέπει να βρεθεί το drift story από το οποίο θα συγκριθούν τα αποτελέσματα για να επιβεβαιωθεί ότι δεν υπάρχει πρόβλημα μεγάλων μετατοπίσεων κατά την διάρκεια του σεισμού. Για κάθε όροφο θα βρεθεί η μέγιστη μετατόπιση και κατά την διεύθυνση x-x και κατά την y-y, και θα ελέγχεται συνέχεια εάν το drift story είναι εντός ορίων, αλλιώς θα πρέπει να γίνονται οι απαιτούμενες αλλαγές στο φορέα μας, ώστε να είναι τα ποσοστά αυτά εντός των απαραίτητων ορίων.

Από τον τύπο:
$$\frac{\delta_{2ου} - \delta_{1ου}}{\text{υψομετρική διαφορά ορόφων}}$$
 θα υπολογιστεί το drift κάθε ορόφου.

Για κάθε όροφο θα βρεθούν οι μετατοπίσεις κατά τις διευθύνσεις x-x και y-y για τον δυσμενέστερο συνδυασμό του σεισμού.

Από τον παραπάνω τύπο θα υπολογιστούν τα drift του κάθε ορόφου και μετά θα ελεγχθούν αν είναι εντός των επιθυμητών ορίων.

Παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα των μετατοπίσεων που έδωσε το SAP2000 για τα πιο κρίσιμα σημεία του φορέα, ώστε να συγκριθούν τα drift:

Όροφος Μελέτης	Διεύθυνση	Όροφος	Σημείο	X	Y	Z	Ux-x	Uy-y	Υψομετρική Διαφορά	Drift X	Drift Y	
STORY 8	X-X	STORY8	179	16,25	-7,7	34,6	-0,0550		3,2	-0,06%		
		STORY7	183	16,25	-7,7	31,4	-0,0530			0,49%		
		STORY8	2016	16,25	13,1	34,6	0,0296					
		STORY7	8919	16,25	13,1	31,4	0,0140					
	Y-Y	STORY8	179	16,25	-7,7	34,6		-0,0320				-0,08%
		STORY7	183	16,25	-7,7	31,4		-0,0295				
		STORY8	2016	16,25	13,1	34,6		-0,0319				-0,10%
		STORY7	8919	16,25	13,1	31,4		-0,0287				
STORY 7	X-X	STORY7	92	16,25	0	31,4	-0,0378		6	-0,08%		
		STORY6	89	16,25	0	25,4	-0,0331			-0,14%		
		STORY7	8919	16,25	13,1	31,4	0,0140			-0,03%		
		STORY6	8920	16,25	13,1	25,4	0,0224			0,60%		
		STORY7	163	11,04	20,6	31,4	0,0318					
		STORY6	161	11,04	20,6	25,4	0,0336					
		STORY7	33	12,54	19,1	31,4	0,0133					
	Y-Y	STORY6	35	12,54	19,1	25,4	-0,0224					
		STORY7	92	16,25	0	31,4		-0,0292				-0,13%
		STORY6	89	16,25	0	25,4		-0,0217				
		STORY7	8919	16,25	13,1	31,4		-0,0287				-0,12%
		STORY6	8920	16,25	13,1	25,4		-0,0215				
		STORY7	163	11,04	20,6	31,4		-0,0217				-0,14%
		STORY6	161	11,04	20,6	25,4		-0,0131				
STORY 6	X-X	STORY7	33	12,54	19,1	31,4		-0,0229			-0,12%	
		STORY6	35	12,54	19,1	25,4		-0,0160				
		STORY6	89	16,25	0	25,4	-0,0331			-0,03%		
		STORY5	84	16,25	0	19,4	-0,0311			0,61%		
		STORY6	162	16,25	20,6	25,4	0,0222			-0,04%		
	Y-Y	STORY5	150	16,25	20,6	19,4	-0,0143					
		STORY6	35	12,54	19,1	25,4	-0,0224					
		STORY5	37	12,54	19,1	19,4	-0,0200					
		STORY6	89	16,25	0	25,4		-0,0217			-0,12%	
		STORY5	84	16,25	0	19,4		-0,0143				
STORY6	162	16,25	20,6	25,4		-0,0216			-0,12%			
STORY5	150	16,25	20,6	19,4		-0,0144						
STORY6	35	12,54	19,1	25,4		-0,0160				-0,10%		
STORY5	37	12,54	19,1	19,4		-0,0099						

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Όροφος Μελέτης	Διεύθυνση	Όροφος	Σημείο	X	Y	Z	Ux-x	Uy-y	Υψωμετρική Διαφορά	Drift X	Drift Y	
STORY 5	X-X	STORY5	191	16,25	-7,7	19,4	-0,0392		6	-0,12%		
		STORY4	272	16,25	-7,7	13,4	-0,0320			-0,01%		
		STORY5	8923	16,25	13,1	19,4	-0,0223			-0,17%		
		STORY4	8924	16,25	13,1	13,4	-0,0215					
		STORY5	149	11,04	20,6	19,4	-0,0288					
	Y-Y	STORY4	126	11,04	20,6	13,4	-0,0188					
		STORY5	191	16,25	-7,7	19,4		-0,0140				
		STORY4	272	16,25	-7,7	13,4		-0,0093			-0,08%	
		STORY5	8923	16,25	13,1	19,4		-0,0144				
		STORY4	8924	16,25	13,1	13,4		-0,0079			-0,11%	
STORY 4	X-X	STORY5	149	11,04	20,6	19,4		-0,0082			-0,07%	
		STORY4	126	11,04	20,6	13,4		-0,0042				
		STORY4	271	16,25	0	13,4		-0,0266				
	Y-Y	STORY3	328	16,25	0	10		-0,0214				
		STORY4	8924	16,25	13,1	13,4		-0,0215				
		STORY3	8927	16,25	13,1	10		-0,0239				
STORY 3	X-X	STORY4	271	16,25	0	13,4		-0,0088	3,4	-0,15%		
		STORY3	328	16,25	0	10		0,0063		-0,44%		
	Y-Y	STORY4	8924	16,25	13,1	13,4		-0,0079				-0,39%
		STORY3	8927	16,25	13,1	10		0,0053				
STORY 2	X-X	STORY3	8927	16,25	13,1	10		-0,0239	4	0,12%		
		STORY2	8932	16,25	13,1	6		-0,0287				
	Y-Y	STORY3	8927	16,25	13,1	10		0,0053			0,04%	
STORY 1	X-X	STORY2	8932	16,25	13,1	6		0,0037	3			
		STORY1	107	4,8	7,5	6		-0,0024		-0,01%		
		STORY1	100	4,8	7,5	3		-0,0020		-0,45%		
		STORY2	8932	16,25	13,1	6		-0,0287				
	Y-Y	STORY1	8933	16,25	13,1	3		-0,0153				0,08%
		STORY2	107	4,8	7,5	6		0,0081				0,06%
		STORY1	100	4,8	7,5	3		0,0056				
		STORY2	8932	16,25	13,1	6		0,0037				
STORY 1	X-X	STORY1	8933	16,25	13,1	3		0,0019	3			
		ΘΕΜΕΛΙΑ	1931	16,25	13,1	0		0,0000		-0,51%		
		STORY1	439	7,92	2,25	3		-0,0080		-0,27%		
	Y-Y	ΘΕΜΕΛΙΑ	419	7,92	2,25	0		0,0000				0,06%
		STORY1	8933	16,25	13,1	3		0,0019				
		ΘΕΜΕΛΙΑ	1931	16,25	13,1	0		0,0000				0,33%
ΘΕΜΕΛΙΑ	419	7,92	2,25	0		0,0000						

Πίνακας 6.3. Εύρεση drift κάθε ορόφου της κατασκευής

Παρατηρείται ότι όλες οι γωνιακές παραμορφώσεις είναι μικρότερες από τις μέγιστες τιμές. Άρα μπορούν να τοποθετηθούν οποιοδήποτε είδος διαχωριστικού χωρίς πρόβλημα.

6.4 Ικανοτικός έλεγχος

Ο ικανοτικός σχεδιασμός επιδιώκει να εξασφαλίσει στη κατασκευή της ιδιότητα για την μεγαλύτερη απορρόφηση ενέργειας χωρίς ολική ή μερική αστοχία (κατάρρευση).

Βασίζεται στη:

- Χρήση αποθεμάτων αντοχής της κατασκευής
- Ιεράρχηση βλαβών και εξασφάλιση εκδήλωσης τους με την επιθυμητή σειρά
- Κατανομή των βλαβών σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερο αριθμό δομικών στοιχείων

6.4.1 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί, διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στην θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και τις κεφαλοδοκούς. Οι κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας συνίσταται να τοποθετούνται στα ίδια φαινόμενα με τους οριζόντιους συνδέσμους.

Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας μπορούν να συνοψισθούν ως εξής:

- ❖ Παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά την διαμήκη διεύθυνση του κτιρίου και μεταφορά τους στην θεμελίωση
- ❖ Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος που παρέχει πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα
- ❖ Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά την διάρκεια της ανέγερσής της

Είναι φανερό ότι εκτός των άλλων φορτίων που προκαλούν οριζόντιες δυνάμεις στα κατά μήκος συστήματα δυσκαμψίας (άνεμος, σεισμός, γερανογέφυρες, θερμοκρασιακές μεταβολές, αρχικές ατέλειες), τα τελευταία θα πρέπει επιπλέον να διαθέτουν πρόσθετη αντοχή για την παραλαβή των απαιτούμενων δυνάμεων πλευρικής στήριξης των υποστυλωμάτων.

Για να πραγματοποιηθεί ο ικανοτικός έλεγχος θα πρέπει αρχικά να βρεθεί ο δυσμενέστερος σύνδεσμος δυσκαμψίας.

Με την εντολή:

Display – show tables – design data – steel frame – steel summary data

Επιτυγχάνεται η εύρεση του δυσμενέστερου συνδέσμου δυσκαμψίας (brace), ο οποίος θα είναι αυτός με το μεγαλύτερο ratio unitless όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

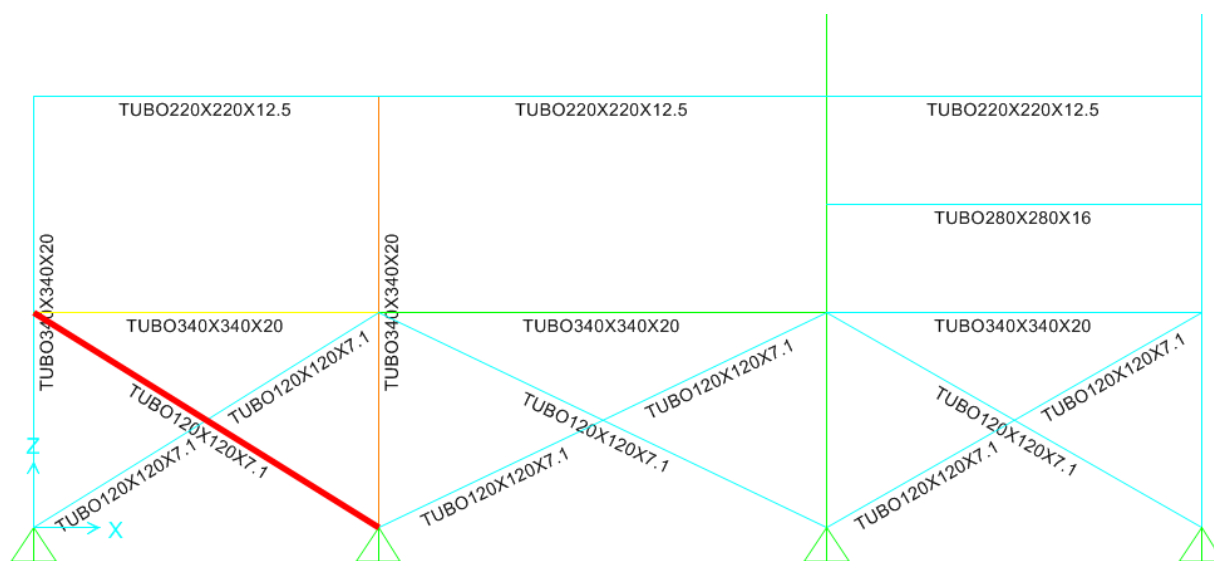
Steel Design 1 - Summary Data - EUROCODE 3-1993

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Steel Design 1 - Summary Data - EUROCODE 3-1993

	Frame Text	DesignSect Text	DesignType Text	Status Text	Ratio Unitless	RatioType Text	Combo Text	Location m
	429	TUBO160X160X10	Beam	No Messages	0,15316	PMM	ΣΕΙΣΜΟΣ1X	3,23908
	431	TUBO160X160X10	Beam	No Messages	0,093274	PMM	OKA7	3,23908
	433	TUBO160X160X10	Beam	No Messages	0,127578	PMM	ΣΕΙΣΜΟΣ1X	3,23908
	434	TUBO160X160X10	Beam	No Messages	0,110106	PMM	ΣΕΙΣΜΟΣ1X	0
	435	TUBO160X160X10	Beam	No Messages	0,065781	PMM	OKA7	3,23908
	436	TUBO160X160X10	Beam	No Messages	0,074333	PMM	OKA7	0
	4	TUBO260X260X14.2	Beam	No Messages	0,226592	PMM	ΣΕΙΣΜΟΣ1X	0
	8	TUBO260X260X14.2	Beam	No Messages	0,17151	PMM	ΣΕΙΣΜΟΣ1Y	3
	9	TUBO120X120X7.1	Brace	No Messages	0,462767	PMM	ΣΕΙΣΜΟΣ1X	3,46185
▶	41	TUBO120X120X7.1	Brace	No Messages	0,503842	PMM	ΣΕΙΣΜΟΣ1X	2,83019
	54	TUBO120X120X7.1	Brace	No Messages	0,230364	PMM	ΣΕΙΣΜΟΣ1X	3,006
	64	TUBO120X120X7.1	Brace	No Messages	0,17622	PMM	OKA9X	2,83019
	65	TUBO120X120X7.1	Brace	No Messages	0,18403	PMM	OKA6X	0
	74	TUBO120X120X7.1	Brace	No Messages	0,38819	PMM	ΣΕΙΣΜΟΣ1X	3,006
	85	TUBO120X120X7.1	Brace	No Messages	0,375202	PMM	ΣΕΙΣΜΟΣ1X	0
	96	TUBO120X120X7.1	Brace	No Messages	0,332568	PMM	ΣΕΙΣΜΟΣ1X	3,46185
	107	TUBO120X120X7.1	Brace	No Messages	0,320547	PMM	ΣΕΙΣΜΟΣ1X	0
	154	TUBO140X140X10	Brace	No Messages	0,269337	PMM	OKA9X	2,3817
	156	TUBO140X140X10	Brace	No Messages	0,277982	PMM	OKA9X	0
	160	TUBO140X140X10	Brace	No Messages	0,106185	PMM	OKA11X	2,42074
	177	TUBO140X140X10	Brace	No Messages	0,110713	PMM	OKA10	0

Πίνακας 6.4. Εύρεση δυσμενέστερου συνδέσμου δισκαμψίας (brace)



Σχήμα 6.12. Σύνδεσμος δισκαμψίας 41 στο επίπεδο $y=20,6$

Και τα αποτελέσματα του συνδέσμου δυσκαμψιάς 497 και του υποστυλώματος K_9 είναι σύμφωνα με το SAP2000:

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN, m, C
Combo : ΣΕΙΣΜΟΣ4X							
Units : KN, m, C							
Frame : 41	Design Sect: TUB0120X120X7.1						
X Mid : 2,400	Design Type: Brace						
Y Mid : 20,600	Frame Type: Braced Frame						
Z Mid : 1,500	Sect Class : Class 1						
Length : 5,660	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 2,830	RLLF : 1,000						
Area : 0,003	SMajor : 1,140E-04	rMajor : 0,046	AUMajor: 0,002				
IMajor : 6,839E-06	SMInor : 1,140E-04	rMInor : 0,046	AUMInor: 0,002				
IMInor : 6,839E-06	ZMajor : 1,359E-04	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMInor : 1,359E-04	Fy : 355000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
2,830	-153,170	-0,264	1,474	-0,683	-0,267	1,052	
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMInor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,504	= 0,446	+ 0,007	+ 0,050	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-153,170	343,305	1034,664	822,120	343,305		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	-0,264	43,859	43,859	43,049			
Minor Moment	1,474	43,859	43,859				
	K Factor	L Factor	k Factor	k1t Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	0,500	1,212	0,953	1,000		
Minor Moment	1,000	1,000	1,500				
SHEAR DESIGN							
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	0,685	317,501	0,002	OK	0,000		
Minor Shear	0,521	317,501	0,002	OK	0,000		

Εικόνα 6.8. Αποτελέσματα εντατικών μεγεθών για τον ενδιαφερόμενο σύνδεσμο δυσκαμψιάς 41

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN, m, C
Combo : OKA7							
Units : KN, m, C							
Frame : K2	Design Sect: TUB0340X340X20						
X Mid : 4,800	Design Type: Column						
Y Mid : 20,600	Frame Type: Braced Frame						
Z Mid : 3,000	Sect Class : Class 1						
Length : 6,000	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 3,000	RLLF : 1,000						
Area : 0,026	SMajor : 0,003	rMajor : 0,131	AUMajor: 0,014				
IMajor : 4,386E-04	SMInor : 0,003	rMInor : 0,131	AUMInor: 0,014				
IMInor : 4,386E-04	ZMajor : 0,003	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMInor : 0,003	Fy : 355000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
3,000	-965,591	11,592	-676,110	-3,864	1384,740	-0,242	
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMInor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,980	= 0,176	+ 0,015	+ 0,789	0,950	Overstress	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-965,591	5473,099	8261,818	5473,099	6676,422		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	11,592	992,709	992,709	992,709			
Minor Moment	-676,110	992,709	992,709				
	K Factor	L Factor	k Factor	k1t Factor	C1 Factor		
Major Moment	3,349	0,500	1,259	1,000	1,000		
Minor Moment	2,593	0,500	1,159				
SHEAR DESIGN							
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	3,864	2534,043	0,002	OK	0,000		
Minor Shear	1384,740	2534,043	0,546	OK	0,000		

Εικόνα 6.9. Αποτελέσματα εντατικών μεγεθών για το ενδιαφερόμενο υποστυλώμα K_9

✓ Περιορισμός λυγηρότητας

Τα χαρακτηριστικά της διατομής SHS 120X7,1 είναι:

$$A = 30 \text{ cm}^2 \quad I = 683,9 \text{ cm}^4$$

Θλιβόμενη διαγώνιος

Όταν οι δύο διαγώνιες ράβδοι δε συνδέονται μεταξύ τους στο σημείο τομής τους, το μήκος λυγισμού κάθε διαγωνίου είναι ίσο προς το πραγματικό μήκος της (μετρούμενο μεταξύ θεωρητικών κόμβων του συνδέσμου). Σε περίπτωση σύνδεσης των διαγωνίων, το μήκος λυγισμού είναι ίσο προς το ήμισυ του μήκους της διαγωνίου, επειδή η ευσταθής εφελκόμενη διαγώνιος προσφέρει στο μέσο της θλιβόμενης πλευρική στήριξη.

$$l = 5,66 \text{ m}$$

Πρέπει να ισχύει:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2}}} = \frac{l}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{A}{I}} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{566 \text{ cm}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{30 \text{ cm}^2}{683,9 \text{ cm}^4}} \cdot \sqrt{\frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{21.000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}} = 1,48 < 1,5$$

Άρα η διατομή επαρκεί. Αφού μάλιστα έχουμε κοίλη διατομή, το $\bar{\lambda}$ θα είναι ίδιο και στις 2 διευθύνσεις.

Θεωρούμε ότι πρόκειται για κοίλες διατομές θερμής έλασης, οπότε έχουμε καμπύλη λυγισμού $\alpha \rightarrow \chi = 0,9$

Δρώσα αξονική δύναμη: $N_{sd} = N_{Ed} + N_{Vd} = 153,17 \text{ kN} + 219,21 \text{ kN} = 372,38 \text{ kN}$

Όπου:

$N_{Ed} = 153,17 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{Vd} = 219,21 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (OKA11X)

Και συνεπώς ο έλεγχος διαγωνίου ικανοποιείται όπως φαίνεται παρακάτω.

$$N_{Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 30 \cdot 35,5}{1} = 958,5 \text{ kN} > N_{sd} = 372,38 \text{ kN}$$

Εφελκόμενη διαγώνιος

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_M} = \frac{30 \cdot 35,5}{1} = 1065 \text{ kN} > N_{sd} = 372,38 \text{ kN}$$

✓ Συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης

$$a_{cd} = \frac{1,2 \cdot N_{pd} - N_{Vd}}{N_{Ed}} = \frac{1,2 \cdot 1065 - 219,21}{153,17} = 6,92 > q = 4$$

Άρα $a_{cd} = 4$

Θεωρήθηκε λοιπόν ότι οι διαγώνιες του χιαστί συνδέσμου είναι ενεργές τόσο σε θλίψη, όσο και σε εφελκισμό.

✓ Έλεγχος υποστύλωματος K_2 πλαισίου υπογείου Β

Τα χαρακτηριστικά της διατομής SHS 340X20 είναι:

$$A = 260 \text{ cm}^2 \quad I = 43860 \text{ cm}^4$$

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{sd} = a_{cd} \cdot N_{Ed} + N_{vd} = 4 \cdot 479,742 + 965,591 = 2884,56 \text{ kN}$

Όπου:

$N_{Ed} = 479,742 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{vd} = 965,591 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (ΟΚΑ7)

Οι δρώσες ροπές είναι αμελητέες

Λόγω της ύπαρξης της πλάκας και των δοκών, λαμβάνεται ως μήκος λυγισμού του υποστύλωματος το καθαρό ύψος τους ορόφου, το οποίο εκτιμάται στο 90% του θεωρητικού ύψους.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{43860}{260}} = 12,99$$

$$\lambda_z = \frac{0,9 \cdot \text{ύψος ορόφου}}{\lambda_1 \cdot i} = \frac{0,9 \cdot 300 \text{ cm}}{93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} \cdot 12,99} = 0,272$$

Καμπύλη λυγισμού $a \rightarrow \chi = 0,97$

Έλεγχος λυγισμού:

$$N_{Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_M} = \frac{0,97 \cdot 260 \cdot 35,5}{1} = 8953,1 \text{ kN} > N_{sd} = 2884,56 \text{ kN}$$

✓ Έλεγχος κεφαλοδοκού

Ο χιαστί σύνδεσμος που μελετάται δεν ενώνεται με κάποια δοκό, οπότε δεν θα ελεγχθεί η επάρκεια κεφαλοδοκού.

Παρατήρηση: Η κεφαλοδοκός γενικώς πρέπει να ελέγχεται σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, ο έλεγχος αυτός μπορεί να παραλειφθεί όμως, εάν η κεφαλοδοκός θεωρείται ότι δεν είναι ευαίσθητη σε πλευρικό λυγισμό, λόγω του ότι είναι πλατειά και έχει σχετικά μικρό μήκος.

6.4.2 Ικανοτικός έλεγχος κόμβων

Σε πλαισιωτά και ισοδύναμα προς πλαισιωτά συστήματα, στους κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb}$$

Όπου:

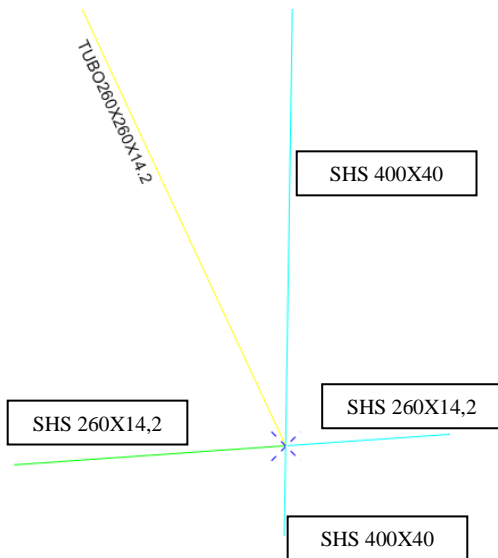
M_{RC} το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των **ροπών αντοχής** των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο

M_{RB} το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των **ροπών αντοχής** των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο

- Ο έλεγχος γίνεται και για τις δύο διευθύνσεις της σεισμικής δράσης (προκαλούν σεισμικές ροπές στις δοκούς με διαφορετικό πρόσημο)
- Δεν γίνεται έλεγχος στο δώμα πολυώροφων κτιρίων

Οι κόμβοι σε αυτήν την κατασκευή ποικίλουν και υπάρχουν κόμβοι με τελείως διαφορετική μορφή. Παρακάτω ελέγχονται ορισμένοι δυσμενέστεροι κόμβοι.

Στον κόμβο $x=0 / y=4,25 / z=25,4$ ισχύει ότι:



Οι ροπές αντοχής ισούνται με:

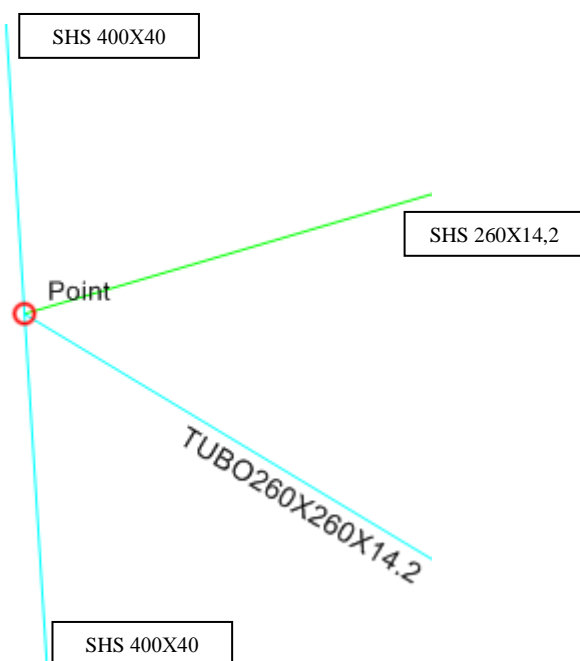
SHS 260Χ14,2 → 415,67 kNm

SHS 400Χ40 → 2519,86 kNm

Οπότε θα έχω:

$2519,67 + 2519,67 = 5039,34 \text{ kNm} > 1,3 \cdot (3 \times 415,67) = 1621,113 \text{ kNm}$

Στον κόμβο $x=16,25 / y=20,6 / z=25,4$ ισχύει ότι:



Οι ροπές αντοχής ισούνται με:

SHS 260X14,2 → 415,67 kNm

SHS 400X40 → 2519,86 kNm

Οπότε θα έχω:

$$2519,67 + 2519,67 = 5039,34 \text{ kNm} > 1,3 \cdot (2 \times 415,67) = 1080,742 \text{ kNm}$$



Εικόνα 6.10. Μορφή κόμβων

Σύμφωνα με τους ελέγχους του κεφαλαίου 6, δηλαδή:

- ✓ έλεγχος σε ΟΚΑ
- ✓ έλεγχος σε ΟΚΛ
- ✓ έλεγχος περιορισμού βλαβών
- ✓ ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας
- ✓ ικανοτικός έλεγχος κόμβων

Προκύπτει ότι η διαμόρφωση του φορέα σύμφωνα με τις διατομές που τοποθετήθηκαν (σχέδια στις σελίδες 108-113) επαρκεί και καλύπτει όλες τις ανάγκες και τους απαιτούμενους ελέγχους για αυτόν τον φορέα.

**Κεφάλαιο 7. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΙΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ
ΠΟΥ ΔΕΝ ΠΕΡΑΣΑΝ ΤΟΝ ΠΡΟΗΓΟΥΜΕΝΟ ΕΛΕΓΧΟ**

Τα υποστυλώματα $K_8, K_{23}, K_{24}, K_{25}$ δεν περνάνε τον έλεγχο στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, οπότε θα πρέπει να βρεθεί ένας τρόπος ώστε να περνάνε τους απαιτούμενους ελέγχους. Θα επιλέξουμε από τις παρακάτω περιπτώσεις, ποια μέθοδο θα χρησιμοποιηθεί:

- ✓ Να διαμορφωθούν αυτά τα υποστυλώματα σε σύμμικτα, οπότε θα μπορούν να δεχθούν όλο αυτό το φορτίο
- ✓ Να αντικατασταθούν οι διατομές SHS από διατομές διπλού T, με αποτέλεσμα να μπορούν να δεχθούν περισσότερο φορτίο
- ✓ Να τοποθετηθούν ελάσματα κατά μήκος του υποστυλώματος, ώστε να αυξηθεί η αντοχή τους και θα είναι και περισσότερο αισθητικά όμορφο
- ✓ Μία άλλη επιλογή θα ήταν να τοποθετηθεί συγκολλητή διατομή, την οποία μπορούμε να την επιλέξουμε εμείς και να έχει τις διαστάσεις που επιθυμούμε
- ✓ Παρατηρείται, πως εάν θεωρηθεί πάκτωση η έδραση των υποστυλωμάτων K_{23}, K_{24}, K_{25} τότε περνάνε τους απαιτούμενους ελέγχους σε ΟΚΑ, αλλά το μειονέκτημα είναι ότι θα αλλάξει όλη η στατική επίλυση του φορέα αυτού, με αποτέλεσμα να πρέπει να γίνουν πολλές αλλαγές, κατά την διάρκεια της εργασίας.

Από τις παραπάνω τρεις περιπτώσεις, θα επιλεγεί και θα μελετηθεί η τρίτη.

Παρακάτω φαίνονται αναλυτικά τα αποτελέσματα από τα υποστυλώματα που δεν πέρασαν τους απαιτούμενους ελέγχους:

Frame Text	DesignSect Text	DesignType Text	Status Text	Ratio Unitless	RatioType Text	Combo Text	Location m
K8	TUBO400x400x40	Column	Overstressed	1,686194	PMM	ΣΕΙΣΜΟΣ1X	3
K25	TUBO400x400x40	Column	Overstressed	1,181404	PMM	OKAZX	10
K24	TUBO400x400x40	Column	Overstressed	1,238915	PMM	OKAZX	10
K23	TUBO400x400x40	Column	Overstressed	1,088926	PMM	OKAZX	10

Πίνακας 7.1. Υποστυλώματα που δεν περνάνε τον έλεγχο στην ΟΚΑ

Το Ratio Unitless υποδηλώνει το ποσοστό με το οποίο δουλεύει το κάθε υποστυλώμα.

Και όπως φαίνεται από τον παραπάνω πίνακα, τα ποσοστά αυτά και για τα 4 υποστυλώματα, είναι παραπάνω από το 100%.

Παρακάτω φαίνονται αναλυτικά τα εντατικά μεγέθη που έχουν τα τέσσερα αυτά υποστυλώματα, καθώς επίσης και ο τρόπος που θα αντιμετωπιστεί αυτό το πρόβλημα

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							
Combo : OKA2X							
Units : KN, m, C							
Frame	: K23	Design Sect:	TUB0400X400X40				
X Mid	: 4,800	Design Type:	Column				
Y Mid	: 0,000	Frame Type:	Braced Frame				
Z Mid	: 17,300	Sect Class:	Class 1				
Length	: 34,600	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 10,000	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,058	SMajor	: 0,006	rMajor	: 0,148	AUMajor	: 0,032
IMajor	: 0,001	SMInor	: 0,006	rMInor	: 0,148	AUMInor	: 0,032
IMInor	: 0,001	ZMajor	: 0,008	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMInor	: 0,008	Fy	: 355000,000		
DESIGN MESSAGES							
Error: Section overstressed							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
10,000		-3386,170	60,156	-280,969	-6,016	61,397	0,000
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	1,007	= 0,884	+ 0,036	+ 0,167	0,950	Overstress	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-3386,170	3831,099	18589,091	4245,220	3831,099		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	60,156	2519,855	2519,855	2449,588			
Minor Moment	-280,969	2519,855	2519,855				
	K Factor	L Factor	k Factor	kIt Factor	C1 Factor		
Major Moment	2,231	0,289	1,500	0,844	1,000		
Minor Moment	2,358	0,289	1,500				
SHEAR DESIGN							
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	6,016	5962,454	0,001	OK	0,000		
Minor Shear	61,397	5962,454	0,010	OK	0,000		

Εικόνα 7.1. Εντατικά μεγέθη για το υποστόλωμα K₂₃

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							
Combo : OKA2X							
Units : KN, m, C							
Frame	: K24	Design Sect:	TUB0400X400X40				
X Mid	: 11,040	Design Type:	Column				
Y Mid	: 0,000	Frame Type:	Braced Frame				
Z Mid	: 17,300	Sect Class:	Class 1				
Length	: 34,600	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 10,000	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,058	SMajor	: 0,006	rMajor	: 0,148	AUMajor	: 0,032
IMajor	: 0,001	SMInor	: 0,006	rMInor	: 0,148	AUMInor	: 0,032
IMInor	: 0,001	ZMajor	: 0,008	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMInor	: 0,008	Fy	: 355000,000		
DESIGN MESSAGES							
Error: Section overstressed							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
10,000		-4352,575	49,069	-294,709	-4,907	80,996	0,000
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	1,239	= 1,034	+ 0,029	+ 0,175	0,950	Overstress	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-4352,575	4208,341	18589,091	4208,341	4471,601		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	49,069	2519,855	2519,855	2457,504			
Minor Moment	-294,709	2519,855	2519,855				
	K Factor	L Factor	k Factor	kIt Factor	C1 Factor		
Major Moment	2,241	0,289	1,500	0,853	1,000		
Minor Moment	2,168	0,289	1,500				
SHEAR DESIGN							
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	4,907	5962,454	0,001	OK	0,000		
Minor Shear	80,996	5962,454	0,014	OK	0,000		

Εικόνα 7.2. Εντατικά μεγέθη για το υποστόλωμα K₂₄

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							
Combo : OKA2X							
Units : KN, m, C							
Frame	: K25	Design Sect:	TUB0400X400X40				
X Mid	: 16,250	Design Type:	Column				
Y Mid	: 0,000	Frame Type:	Braced Frame				
Z Mid	: 17,300	Sect Class:	Class 1				
Length	: 34,600	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 10,000	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,058	SMajor	: 0,006	rMajor	: 0,148	AUMajor	: 0,032
IMajor	: 0,001	SMinor	: 0,006	rMinor	: 0,148	AUMinor	: 0,032
IMinor	: 0,001	ZMajor	: 0,008	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 0,008	Fy	: 355000,000		
DESIGN MESSAGES							
Error: Section overstressed							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
10,000	-3939,645	-24,013	-125,643	38,401	36,009	0,000	
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	1,181	= 1,092	+ 0,014	+ 0,075	0,950	Overstress	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-3939,645	3606,686	18589,091	3606,686	4692,068		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	-24,013	2519,855	2519,855	2459,905			
Minor Moment	-125,643	2519,855	2519,855				
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	2,436	0,289	1,500	0,879	1,000		
Minor Moment	2,112	0,289	1,500				
SHEAR DESIGN							
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	38,401	5962,454	0,006	OK	0,000		
Minor Shear	36,009	5962,454	0,006	OK	0,000		

Εικόνα 7.3. Εντατικά μεγέθη για το υποστύλωμα K₂₅

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							
Combo : ΣΕΙΣΗ0Σ4Υ							
Units : KN, m, C							
Frame	: K8	Design Sect:	TUB0400X400X40				
X Mid	: 16,250	Design Type:	Column				
Y Mid	: 19,100	Frame Type:	Braced Frame				
Z Mid	: 17,300	Sect Class:	Class 1				
Length	: 34,600	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 3,000	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,058	SMajor	: 0,006	rMajor	: 0,148	AUMajor	: 0,032
IMajor	: 0,001	SMinor	: 0,006	rMinor	: 0,148	AUMinor	: 0,032
IMinor	: 0,001	ZMajor	: 0,008	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 0,008	Fy	: 355000,000		
DESIGN MESSAGES							
Error: Section overstressed							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
3,000	-2166,145	764,102	-115,968	525,633	38,656	5,796	
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	1,686	= 1,170	+ 0,455	+ 0,061	0,950	Overstress	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-2166,145	1851,288	18589,091	1851,288	10682,239		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	764,102	2519,855	2519,855	2519,855			
Minor Moment	-115,968	2519,855	2519,855				
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	1,500	0,993	2,700		
Minor Moment	2,131	0,173	1,331				
SHEAR DESIGN							
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	550,556	5962,454	0,092	OK	0,000		
Minor Shear	38,656	5962,454	0,006	OK	0,000		

Εικόνα 7.4. Εντατικά μεγέθη για το υποστύλωμα K₈

Σύμφωνα με τα παραπάνω παρατηρούμε ότι το Ratio σε κάθε υποστύλωμα είναι κατά ελάχιστα παραπάνω από την μονάδα, και το μεγαλύτερο ποσοστό το έχει λόγω αξονικής δύναμης. Λόγω ροπών τα ποσοστά είναι ελάχιστα και μας δείχνουν τα αποτελέσματα ότι δεν υπάρχει πρόβλημα λόγω ροπών ή λυγηρότητας. Οπότε θα τοποθετηθούν ελάσματα στα τέσσερα αυτά υποστυλώματα, ώστε να παραλαμβάνουν τις αξονικές θλιπτικές δυνάμεις και τις ροπές.

Για τις διατομές αυτές ισχύει ότι: $A = 580 \text{ cm}^2$
 $I = 100.000 \text{ cm}^4$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ K₂₃

Από τα αποτελέσματα που έδωσε το SAP2000 παρατηρείτε ότι:

$$N_{b,Rd} = 3831, 1\text{kN} \quad N_{Ed} = 3386, 17\text{kN} \quad M_{22}=280, 97\text{kNm} \quad M_{33}=60,16\text{kNm}$$

Αφού λοιπόν η διαφορά την αξονικής αντοχής σε σχέση με την αξονική δράση που δέχεται το υποστύλωμα είναι κατά ελάχιστα μεγαλύτερη, τότε με ένα μικρό έλασμα το οποίο θα τοποθετηθεί και στις τέσσερις πλευρές της διατομής 400X40, θα είναι αρκετό ώστε να παραλαμβάνει όλη αυτή την αξονική δύναμη.

Έστω ότι τοποθετούμε ένα έλασμα 30cm X 1cm σε κάθε πλευρά, τότε θα έχουμε:

- ✓ $A = 580\text{cm}^2 + 4 \cdot 30\text{cm} \cdot 1\text{cm} = 700\text{cm}^2$
- ✓ $I = 100.000\text{cm}^4 + \left[1\text{cm} \cdot 30\text{cm} \cdot (20\text{cm} + 0,5\text{cm})^2 + \frac{1\text{cm} \cdot 30^3}{12} \right] \cdot 2 +$
 $\left[1\text{cm} \cdot 30\text{cm} \cdot (20\text{cm} + 0,5\text{cm})^2 + \frac{1^3 \cdot 30\text{cm}}{12} \right] \cdot 2 \rightarrow$
 $I = 159935\text{cm}^4$
- ✓ $W = \frac{I}{z_0} = \frac{159.935\text{cm}^4}{\frac{40\text{cm}}{2} + \frac{1\text{cm}}{2}} = 7801,71\text{cm}^3$ κοινό και για την ροπή M_{22} και για M_{33}

$$M_{22,Rd} = M_{33,Rd} = W \cdot f_y = 7801,71\text{cm}^3 \cdot 35,5\text{kN/cm}^2 = 2.769,61\text{kNm}$$

Οπότε θα πρέπει να ισχύουν:

- ❖ $N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 0,25 \cdot \frac{700 \cdot 35,5}{1} \leftrightarrow 3386,17\text{kN} < 6212,5\text{kN} \quad \text{OK}$
- ❖ $N_{Ed} \leq 2 \cdot \frac{0,5 \cdot h \cdot t \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 2 \cdot \frac{0,5 \cdot 41 \cdot 4,1 \cdot 35,5}{1} \leftrightarrow 3386,17\text{kN} < 5967,6\text{kN} \quad \text{OK}$
- ❖ $\left(\frac{M_{Ed,22}}{M_{N,Rd,22}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ed,33}}{M_{N,Rd,33}} \right)^\beta \leq 1$ όπου $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13 \cdot n^2} = \frac{1,66}{1-1,13 \cdot 0,136^2} = 1,696 < 6$

$$\text{Όπου } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{3386,17\text{kN}}{24850\text{kN}} = 0,136$$

Άρα:

$$\left(\frac{280,97}{2.769,61} \right)^{1,696} + \left(\frac{60,16}{2.769,61} \right)^{1,696} = 0,03 < 1 \quad \text{OK}$$

Έλεγχος υπό κάμψη και αξονική θλίψη

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y-Y

Η δυσκαμψία του υποστυλώματος είναι:

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{I_y}{L_y} = \frac{159935\text{cm}^4}{1000\text{cm}} = 159,94\text{cm}^3$$

Ενώ η δυσκαμψία της δοκού(591) και της αντηρίδας(132) είναι:

$$\text{Δοκός 591} \quad K_{12} = \alpha \cdot \frac{I_{12}}{L_{12}} = 0,75 \cdot \left(1 - 1 \cdot \frac{1042}{\frac{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^7 \cdot 5,259 \cdot 10^{-4}}{4,25^2}} \right) \cdot \frac{5,259 \cdot 10^{-4}}{4,25} = 91,2\text{cm}^3$$

$$\text{Αντηρίδα 132} \quad K_{11} = \alpha \cdot \frac{I_{11}}{L_{11}} = 0,75 \cdot \left(1 - 1 \cdot \frac{1386,3}{\frac{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^7 \cdot 1,97 \cdot 10^{-4}}{8,417^2}} \right) \cdot \frac{1,97 \cdot 10^{-4}}{8,417} = 13,33\text{cm}^3$$

$$\text{Επομένως} \quad n_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{12} + K_{11}} = \frac{159,94\text{cm}^3}{159,94\text{cm}^3 + 91,2\text{cm}^3 + 13,33\text{cm}^3} = 0,61$$

$$n_2 = 1 \quad \text{αφού αρθρώνεται το υποστύλωμα στην βάση του}$$

Από τον πίνακα βλέπουμε ότι $\beta=2,6$

$$\text{Άρα } L_{cr,y} = \beta \cdot L = 2,6 \cdot 10\text{m} = 26\text{m}$$

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Z-Z

Η δυσκαμψία του υποστυλώματος είναι:

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{I_z}{L_z} = \frac{159935\text{cm}^4}{1000\text{cm}} = 159,94\text{cm}^3$$

Ενώ η δυσκαμψία των δοκών(269 και 270) είναι:

$$\text{Δοκός 269} \quad K_{12} = \alpha \cdot \frac{I_{12}}{L_{12}} = 0,75 \cdot \left(1 - 1 \cdot \frac{44,45}{\frac{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^7 \cdot 5,806 \cdot 10^{-5}}{4,8^2}} \right) \cdot \frac{5,806 \cdot 10^{-5}}{4,8} = 9\text{cm}^3$$

$$\text{Δοκός 270} \quad K_{11} = \alpha \cdot \frac{I_{12}}{L_{12}} = 0,75 \cdot \left(1 - 1 \cdot \frac{12,8}{\frac{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^7 \cdot 5,806 \cdot 10^{-5}}{6,24^2}} \right) \cdot \frac{5,806 \cdot 10^{-5}}{6,24} = 6,95\text{cm}^3$$

$$\text{Επομένως} \quad n_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{12} + K_{11}} = \frac{159,94\text{cm}^3}{159,94\text{cm}^3 + 9\text{cm}^3 + 6,95\text{cm}^3} = 0,91$$

$$n_2 = 1 \quad \text{αφού αρθρώνεται το υποστύλωμα στην βάση του}$$

Από τον πίνακα βλέπουμε ότι $\beta=5$

$$\text{Άρα } L_{cr,y} = \beta \cdot L = 5 \cdot 10\text{m} = 50\text{m}$$

Υπολογισμός λυγηρότητας για τις διευθύνσεις y-y και z-z

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{A}{I}} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{2600\text{cm}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{700\text{cm}^2}{159935\text{cm}^4}} \cdot \sqrt{\frac{355 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{2100000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}} = 0,71 \rightarrow x_y = 0,85$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{A}{I}} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{5000\text{cm}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{700\text{cm}^2}{159935\text{cm}^4}} \cdot \sqrt{\frac{355 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{2100000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}} = 1,37 \rightarrow x_z = 0,41$$

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

Αφού $\psi=0$ τότε: $C_{my} = C_{mz} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6$

Και οι συντελεστές θα είναι:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{x_y \cdot N_{Rk}} \right] = 0,6 \cdot \left[1 + (0,71 - 0,2) \cdot \frac{3386,17\text{kN}}{0,85 \cdot 24850\text{kN}} \right] = 0,65$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left[1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{x_z \cdot N_{Rk}} \right] = 0,6 \cdot \left[1 + (1,37 - 0,2) \cdot \frac{3386,17\text{kN}}{0,41 \cdot 24850\text{kN}} \right] = 0,83$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,83 = 0,5$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,65 = 0,39$$

Για να επαρκεί η διατομή με το έλασμα που επιλέχθηκε θα πρέπει να ισχύουν οι σχέσεις:

$$\frac{N_{Ed}}{x_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,22}}{M_{22,Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed,33}}{M_{33,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{x_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,22}}{M_{22,Rd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,33}}{M_{33,Rd}} \leq 1$$

$$\checkmark \frac{N_{Ed}}{x_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,22}}{M_{22,Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Ed,33}}{M_{33,Rd}} = \frac{3386,17}{0,85 \cdot 24850} + 0,65 \cdot \frac{280,97}{2769,61} + 0,5 \cdot \frac{60,16}{2769,61} = 0,24 < 1$$

$$\checkmark \frac{N_{Ed}}{x_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,22}}{M_{22,Rd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,33}}{M_{33,Rd}} = \frac{3386,17}{0,41 \cdot 24850} + 0,39 \cdot \frac{280,97}{2769,61} + 0,83 \cdot \frac{60,16}{2769,61} = 0,39 < 1$$

Επομένως η διατομή του υποστυλώματος, τοποθετώντας το έλασμα **30cm X 1cm** σε κάθε πλευρά επαρκεί.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ K₂₄ και K₂₅

Από τα αποτελέσματα που έδωσε το SAP2000 παρατηρείτε ότι:

$$N_{b,Rd} = 4208,34 \text{ kN} \quad N_{Ed} = 4352,6 \text{ kN} \quad M_{22} = 294,71 \text{ kNm} \quad M_{33} = 49,1 \text{ kNm}$$

$$N_{b,Rd} = 3606,7 \text{ kN} \quad N_{Ed} = 3939,65 \text{ kN} \quad M_{22} = 125,64 \text{ kNm} \quad M_{33} = 24,1 \text{ kNm}$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω, δηλαδή για το υποστύλωμα K₂₃, θα τοποθετηθούν πάλι ελάσματα και στις 4 πλευρές των δυο αυτών υποστυλωμάτων με διατομές 1cm X 30cm.

Με παρόμοιο τρόπο, όπως παραπάνω, θα αποδείξουμε ότι έλασμα 1cm X 30cm σε κάθε πλευρά του υποστυλώματος, επαρκεί.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ K₈

Το υποστύλωμα αυτό, θα μελετηθεί με ένα πρόσθετο έλασμα στις πλευρές όπου δεν συνδέεται καμία δοκός.

Τα εντατικά μεγέθη είναι:

$$N_{Ed} = 2166,15 \text{ kN} \quad M_{33} = 765 \text{ kNm} \quad M_{22} = 116 \text{ kNm}$$

Οπότε τοποθετώντας ένα έλασμα αυτή την φορά 4cm X 37cm, μεγαλύτερων διαστάσεων από πριν, λόγω του μεγάλου κρίσιμου μήκους, αφού από την μια πλευρά του το υποστύλωμα δεν έχει καμία πλευρική εξασφάλιση. Τα ελάσματα θα τοποθετηθούν στις δυο πλευρές μόνο, αφού από τις δύο άλλες πλευρές έχουμε συνδέσεις με δοκούς και καθιστούν αδύνατη την συγκόλληση.

Άρα έχουμε:

$$\checkmark A = 580 \text{ cm}^2 + 2 \cdot 37 \text{ cm} \cdot 4 \text{ cm} = 876 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark I_{33} = 100000 \text{ cm}^4 + \left[4 \text{ cm} \cdot 37 \text{ cm} \cdot (20 \text{ cm} + 2 \text{ cm})^2 + \frac{4 \text{ cm} \cdot 37^3}{12} \right] \cdot 2 \rightarrow I_{33} = 277032,7 \text{ cm}^4$$

$$I_{22} = 100000 \text{ cm}^4 + \left[4 \text{ cm} \cdot 37 \text{ cm} \cdot (20 \text{ cm} + 2 \text{ cm})^2 + \frac{37 \text{ cm} \cdot 4^3}{12} \right] \cdot 2 \rightarrow I_{22} = 243658,7 \text{ cm}^4$$

$$\checkmark W_{33} = \frac{I_{33}}{z_0} = \frac{277032,7 \text{ cm}^4}{\frac{40 \text{ cm} + 4 \text{ cm}}{2}} = 12592,4 \text{ cm}^3 \quad \text{όπου } z_0 \rightarrow \text{στατικό ύψος διατομής}$$

$$\checkmark W_{22} = \frac{I_{22}}{z_0} = \frac{243658,7 \text{ cm}^4}{\frac{40 \text{ cm} + 4 \text{ cm}}{2}} = 11075,4 \text{ cm}^3$$

$$M_{33,Rd} = W_{33} \cdot f_y = 12592,4 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 4470,3 \text{ kNm}$$

$$\text{Ενώ το } M_{22,Rd} = W_{22} \cdot f_y = 11075,4 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 = 3931,8 \text{ kNm}$$

Οπότε θα πρέπει να ισχύουν:

$$\text{❖ } N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 0,25 \cdot \frac{876 \cdot 35,5}{1} \leftrightarrow 2166,15 \text{ kN} < 7774,5 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$\text{❖ } N_{Ed} \leq 2 \cdot \frac{0,5 \cdot h \cdot t \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 2 \cdot \frac{0,5 \cdot 44 \cdot 4,4 \cdot 35,5}{1} \leftrightarrow 2166,15 \text{ kN} < 6872,8 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$\text{❖ } \left(\frac{M_{Ed,22}}{M_{N,Rd,22}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ed,33}}{M_{N,Rd,33}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{όπου } \alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13 \cdot n^2} = \frac{1,66}{1-1,13 \cdot 0,07^2} = 1,67 < 6$$

$$\text{Όπου } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2166,15 \text{ kN}}{31098 \text{ kN}} = 0,07$$

Άρα:

$$\left(\frac{280,97}{2769,61} \right)^{1,696} + \left(\frac{60,16}{2769,61} \right)^{1,696} = 0,03 < 1 \quad \text{OK}$$

Έλεγχος υπό κάμψη και αξονική θλίψη

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Z-Z

Η δυσκαμψία του υποστυλώματος είναι:

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{I_z}{L_z} = \frac{277032,7 \text{ cm}^4}{3400 \text{ cm}} = 81,5 \text{ cm}^3$$

Ενώ η δυσκαμψία των δοκών (269 και 270) είναι:

$$\text{Δοκός 101} \quad K_{12} = \alpha \cdot \frac{I_{12}}{L_{12}} = 0,75 \cdot \left(1 - 1 \cdot \frac{206,2}{\frac{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^7 \cdot 3,938 \cdot 10^{-5}}{5,21^2}} \right) \cdot \frac{3,938 \cdot 10^{-5}}{5,21} = 5,28 \text{ cm}^3$$

$$\text{Επομένως} \quad n_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{12}} = \frac{81,5 \text{ cm}^3}{81,5 \text{ cm}^3 + 5,28 \text{ cm}^3} = 0,94$$

$n_2 = 1$ αφού αρθρώνεται το υποστύλωμα στην βάση του

Από τον πίνακα βλέπουμε ότι $\beta = 3,5$

Άρα $L_{cr,y} = \beta \cdot L = 3,5 \cdot 34 \text{ m} = 119 \text{ m}$

Υπολογισμός λυγηρότητας για την διεύθυνση z-z

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{A}{I}} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{11900 \text{ cm}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{876 \text{ cm}^2}{277032,7 \text{ cm}^4}} \cdot \sqrt{\frac{355 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{2100000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}} = 2,77 \rightarrow x_z = 0,15$$

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

Αφού $\psi = 0$ τότε: $C_{my} = C_{mz} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6$

Και οι συντελεστές θα είναι:

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left[1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\frac{x_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} \right] = 0,6 \cdot \left[1 + (2,77 - 0,2) \cdot \frac{2166,15 \text{ kN}}{\frac{0,15 \cdot 31098 \text{ kN}}{1}} \right] = 1,32$$

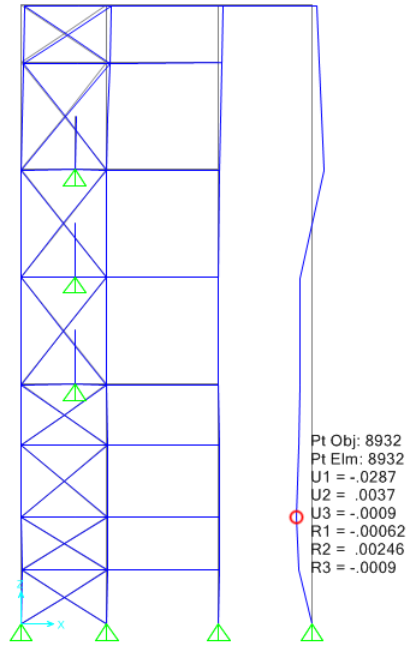
$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 1,32 = 0,79$$

Για να επαρκεί η διατομή με το έλασμα που επιλέχθηκε θα πρέπει να ισχύουν οι σχέσεις:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed,22}}{\frac{M_{22,Rd}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,33}}{\frac{M_{33,Rd}}{\gamma_{M_1}}} \leq 1$$

$$\checkmark \frac{N_{Ed}}{\frac{x_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M_1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Ed,33}}{\frac{M_{33,Rd}}{\gamma_{M_1}}} = \frac{2166,15}{\frac{0,15 \cdot 31098}{1}} + 1,32 \cdot \frac{765}{\frac{4470,3}{1}} = 0,69 < 1$$

Επομένως η διατομή του υποστυλώματος, τοποθετώντας το έλασμα **37cm X 4cm** σε κάθε πλευρά επαρκεί.



Εικόνα 7.5. Μετακινήσεις υποστυλώματος K₈ για σεισμό

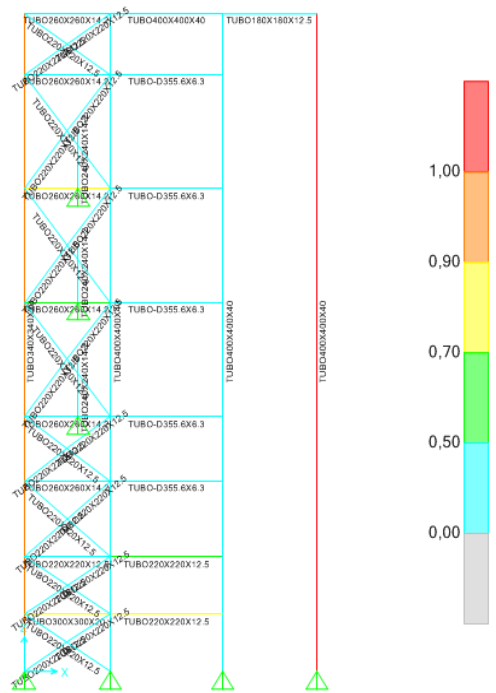
Steel Stress Check Information (EUROCODE 3-1993)

Frame ID: K8 Analysis Section: TUBO400x400x40
 Design Code: EUROCODE 3-1993 Design Section: TUBO400x400x40

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AKL + B-MAJ + B-MIN	----//--MAJ-SHR---MIN-SHR--/ RATIO	RATIO
ΣΕΙΣΜΟΣ3Y	25,40	0,232 (C)	=	0,163 + 0,060 + 0,010	0,003	0,002
ΣΕΙΣΜΟΣ3Y	31,40	0,167 (C)	=	0,134 + 0,018 + 0,015	0,003	0,002
ΣΕΙΣΜΟΣ3Y	31,40	0,161 (C)	=	0,126 + 0,021 + 0,014	0,003	0,006
ΣΕΙΣΜΟΣ3Y	34,60	0,157 (C)	=	0,110 + 0,015 + 0,032	0,003	0,006
ΣΕΙΣΜΟΣ4Y	0,00	1,192 (C)	=	1,184 + 0,007 + 0,000	0,175	0,006
ΣΕΙΣΜΟΣ4Y	3,00	1,686 (C)	=	1,170 + 0,455 + 0,061	0,092	0,006

Modify/Show Overwrites: Display Details for Selected Item: Display Complete Details:

Strength Deflection



Εικόνα 7.6. Αναλυτικά το υποστόλιωμα K₈

Μήκος ελασμάτων

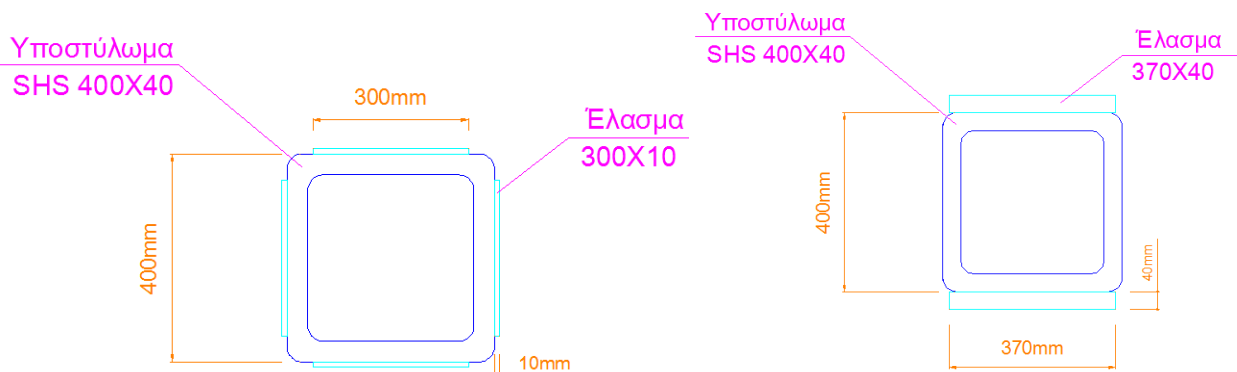
Τα ελάσματα αυτά μπορούμε να τα τοποθετήσουμε είτε σε ολόκληρο το μήκος του υποστυλώματος, είτε μόνο στο μήκος που χρειάζεται (αφού πρώτα υπολογιστεί αυτό το), για τους εξής λόγους:

- ✚ Οικονομία στον χάλυβα
- ✚ Αισθητικά πιο όμορφη κατασκευή
- ✚ Σε ορισμένα σημεία θα έχουμε πρόβλημα με τις συγκολλήσεις των δοκών

Για τα υποστυλώματα K_{23} K_{24} K_{25} θα τοποθετηθούν τα ελάσματα 30cm X 1cm και στις τέσσερις πλευρές της διατομής, τα οποία θα εκτίνονται σε μήκος από την βάση του υποστυλώματος έως 10m, δηλαδή εκεί που αρχίζει ο Β' όροφος. Διότι:

- ✓ Υποστύλωμα K_{23}
 Πάνω από τα 10m η αξονική δύναμη πέφτει στα $N_{Ed} = 2596kN < N_{b,Rd} = 10188kN$ όπως μας δίνει το πρόγραμμα την αξονική αντοχής, η οποία θα είναι ελαφρός αλλαγμένη λόγω του κρίσιμου μήκους. Οπότε τα ελάσματα θα φτάνουν από το ύψος ± 0.00 έως τα 10m
- ✓ Υποστύλωμα K_{24}
 Πάνω από τα 10m η αξονική δύναμη πέφτει στα $N_{Ed} = 3521kN < N_{b,Rd} = 4208,34kN$ όπως μας δίνει το πρόγραμμα την αξονική αντοχής, η οποία θα είναι ελαφρός αλλαγμένη λόγω του κρίσιμου μήκους. Οπότε τα ελάσματα θα φτάνουν από το ύψος ± 0.00 έως τα 10m
- ✓ Υποστύλωμα K_{25}
 Πάνω από τα 10m η αξονική δύναμη πέφτει στα $N_{Ed} = 3474kN < N_{b,Rd} = 3606,7kN$ όπως μας δίνει το πρόγραμμα την αξονική αντοχής, η οποία θα είναι ελαφρός αλλαγμένη λόγω του κρίσιμου μήκους. Οπότε τα ελάσματα θα φτάνουν από το ύψος ± 0.00 έως τα 10m
- ✓ Υποστύλωμα K_8
 Γι αυτό το υποστύλωμα θα τοποθετηθεί έλασμα 37cm X 4cm στις δύο πλευρές μόνο (αυτές που δεν συνδέονται με καμία δοκό) και θα συνεχίζει σε όλος το μήκος, δηλαδή από το επίπεδο ± 0.00 έως τα 34,6m

Παρακάτω φαίνονται τα σχέδια των διατομών, τα οποία έχουν συγκολλητά ελάσματα:



Εικόνα 7.7. Τα υποστυλώματα K_{23} και K_8 με τα ελάσματά τους

Κεφάλαιο 8. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μιας μεταλλικής κατασκευής, αποτελούν οι συνδέσεις των μελών της. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν την δυνατότητα ανάπτυξης ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών, έτσι ώστε να εκμεταλλευόμαστε στο έπακρο την αντοχή και την πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου. Επειδή όμως η συμπεριφορά των συνδέσεων δεν είναι τόσο καλά γνωστή όπως των μελών, απαιτείται μια συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτήν των μελών.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται επίσης κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη. Δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου, θα πρέπει δε να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσω υψηλής ειδικευσης. Επίσης, θα πρέπει να παρέχουν την δυνατότητα επιθεώρησης κατά την διάρκεια της κατασκευής.

Ανάλογα με τον τρόπο συνδέσεις, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

- ❖ Συνδέσεις με μηχανικά μέσα: κοχλίες, ήλοι, πείροι κτλ
- ❖ Συγκολλήσεις: εσωραφές και εξωραφές

Οι εσωραφές, οι εξωραφές, οι κοχλιώσεις και οι ήλώσεις θα πρέπει να χρησιμοποιούνται αποκλειστικά στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα ή σε συνδυασμούς. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίωση ή ήλωση τείνουν να είναι πολύ μεγάλες και δαπανηρές, και έτσι οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση και κοχλίωσης αποτελούν την πιο διαδεδομένη μορφή συνδέσεων.

Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από την από την διατομή των προς σύνδεση στοιχείων (δοκών, υποστυλωμάτων) και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Η διάκριση γίνεται ως προς τον τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού. Η σύνδεση μπορεί να είναι συγκολλητή, με μετωπικές πλάκες, με εγκάρσια συγκόλληση στο πέλμα του υποστυλώματος ελάσματα, με χρήση γωνιακών, με απλή έδραση των σιδηροδοκών επί συγκολλητών χαλύβδινων τάκων ή χωρίς καμία σύνδεση των σιδηροδοκών. Τα παραπάνω αποτελούν μόνο παραδείγματα συνδέσεων, δεδομένου ότι υπάρχει μια μεγάλη ποικιλία διαμόρφωσης κόμβων για τις διάφορες περιπτώσεις.

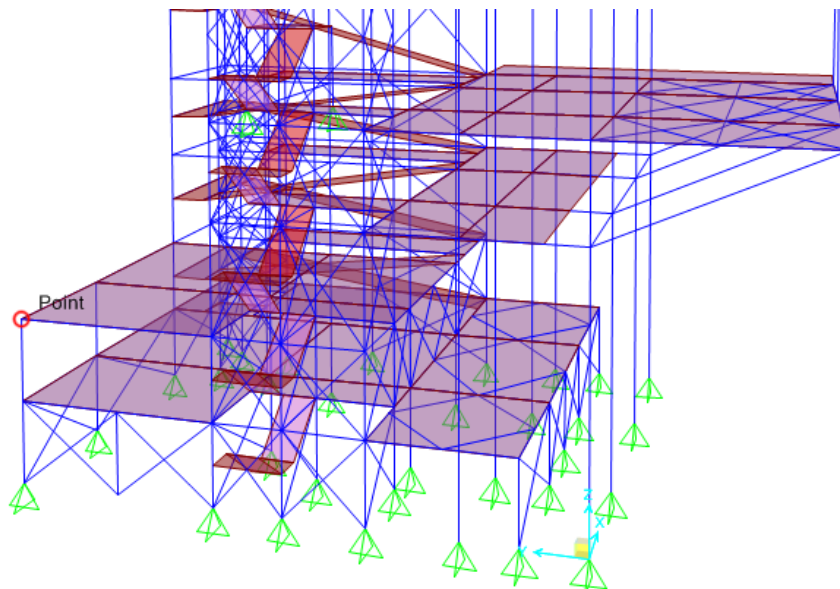
Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή, την ακαμψία και στροφική ικανότητα του κόμβου. Με κριτήριο την αντοχή οι κόμβοι χαρακτηρίζονται **πλήρους ή μερικής αντοχής**, αν η ροπή αντοχής τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από την ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Οι κόμβοι αντιμετωπίζονται ως **αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι**. Αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, άκαμπτοι ως πακτώσεις, ημιάκαμπτοι με την βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Στη παρούσα διπλωματική εργασία θα μελετηθούν οι εξής συνδέσεις:

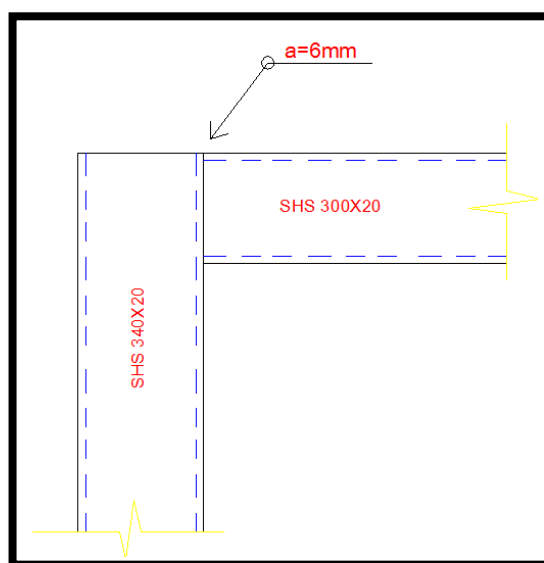
- Συνδέσεις υποστυλώματος με δοκό
- Αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος
- Έδραση υποστυλωμάτων

8.1 Συνδέσεις υποστυλωμάτων με δοκό

Μελετάται η σύνδεση του υποστυλώματος K_1 SHS340X20 με την δοκό 71 διατομής SHS300X20, η οποία συναντάται στην τοποθεσία: $x = 0$ / $y = 20,6m$ / $z = 6m$



Εικόνα 8.1. Σημείο μελέτης σύνδεσης



Σχήμα 8.1. Το υποστόλωμα και η δοκός που θα μελετηθούν για την συγκόλληση

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

Τέμνουσα δύναμη: $V_{Ed} = 115,6kN$
 Αξονική δύναμη: $N_{Ed} = 37,7kN$
 Καμπτική ροπή: $M_{Ed} = 133,6kN$

Επιλέγεται πάχος συγκόλλησης $a = 6mm$

▪ **Ροπές αδράνειας της συγκόλλησης**

Η ροπή αδράνειας της συγκόλλησης κατά τον άξονα x-x και y-y ισούται, διότι έχουμε συμμετρική συγκόλληση.

$$I_y = I_z = 2 \cdot \frac{0,6\text{cm} \cdot (30\text{cm})^3}{12} + 2 \cdot 0,6\text{cm} \cdot 30\text{cm} \cdot (15\text{cm})^2 = 10800\text{cm}^4$$

Ενώ η πολική ροπή αδράνειας θα είναι:

$$I_p = I_y + I_z = 2 \cdot 10800 = 21600\text{cm}^4$$

▪ **Έλεγχος συγκόλλησης**

Η συγκόλληση καταπονείται από ορθές τάσεις λόγω της καμπτικής ροπής M_{Ed} και της αξονικής δύναμης N_{Ed} , ενώ από διατμητικές τάσεις λόγω της τέμνουσας V_{Ed} . Τα ακραία σημεία της συγκόλλησης είναι τα περισσότερο καταπονούμενα σημεία και εκεί γίνεται ο έλεγχος αντοχής της συγκόλλησης.

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης

$$t_{\min} = \min(30\text{mm}, 34\text{mm}) = 30\text{mm}$$

$$\text{Πάχος συγκόλλησης } a = 6\text{mm} < 0,7 \cdot t_{\min} = 0,7 \cdot 30\text{mm} = 21\text{mm}$$

Διατμητική τάση στην συγκόλληση

Οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στην συγκόλληση λόγω στρέψης και διάτμησης δίνονται από τις σχέσεις:

$$\tau_{Ed,z} = \frac{V_{Ed}}{A} + \frac{M_{\text{στρέψης}}}{I} \cdot y \quad \text{και} \quad \tau_{Ed,y} = \frac{M_{\text{στρέψης}}}{I} \cdot z$$

Οπότε επειδή δεν υπάρχει ροπή στρέψης θα έχουμε:

$$\tau_{Ed,z} = \frac{V_{Ed}}{A} = \frac{115,6\text{kN}}{4 \cdot 0,6\text{cm} \cdot 30\text{cm}} = 1,61\text{kN/cm}^2$$

Ορθή τάση στην συγκόλληση

Η ορθή τάση που οφείλεται στην καμπτική ροπή και στην αξονική δύναμη που ασκείται στην συγκόλληση ισούται με:

$$\sigma_x = \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot z + \frac{N_{Ed}}{A}$$

Οπότε:

$$\sigma_x = \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot z + \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{13360\text{kNcm}}{10800\text{cm}^4} \cdot \left(\frac{30\text{cm}}{2}\right) + \frac{37,7\text{kN}}{4 \cdot 0,6\text{cm} \cdot 30\text{cm}} = 19,1\text{kN/cm}^2$$

Αντοχή συγκολλήσεων

Η συνισταμένη τάση στην συγκόλληση υπολογίζεται ως:

$$\sqrt{(\sigma_1)^2 + (\tau_{Ed,z})^2} = \sqrt{\left(\frac{19,1\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)^2 + \left(\frac{1,61\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)^2} = 19,17\text{kN/cm}^2$$
$$< \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{51\text{kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25} = 26,17\text{kN/cm}^2$$

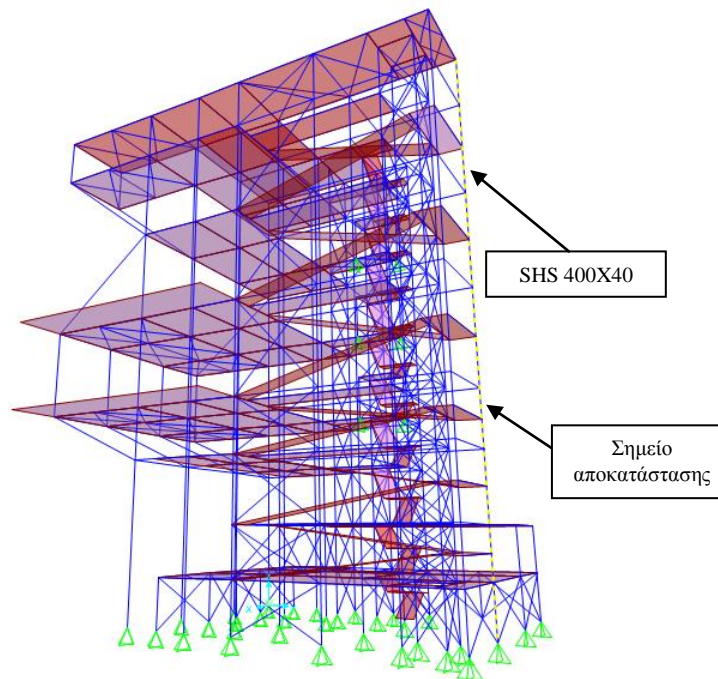
Όπου ο συντελεστής συσχέτισεως $\beta_w = 0,9$ για χάλυβα S355

Οπότε η συγκόλληση επαρκεί για τον κόμβο.

8.2 Αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος

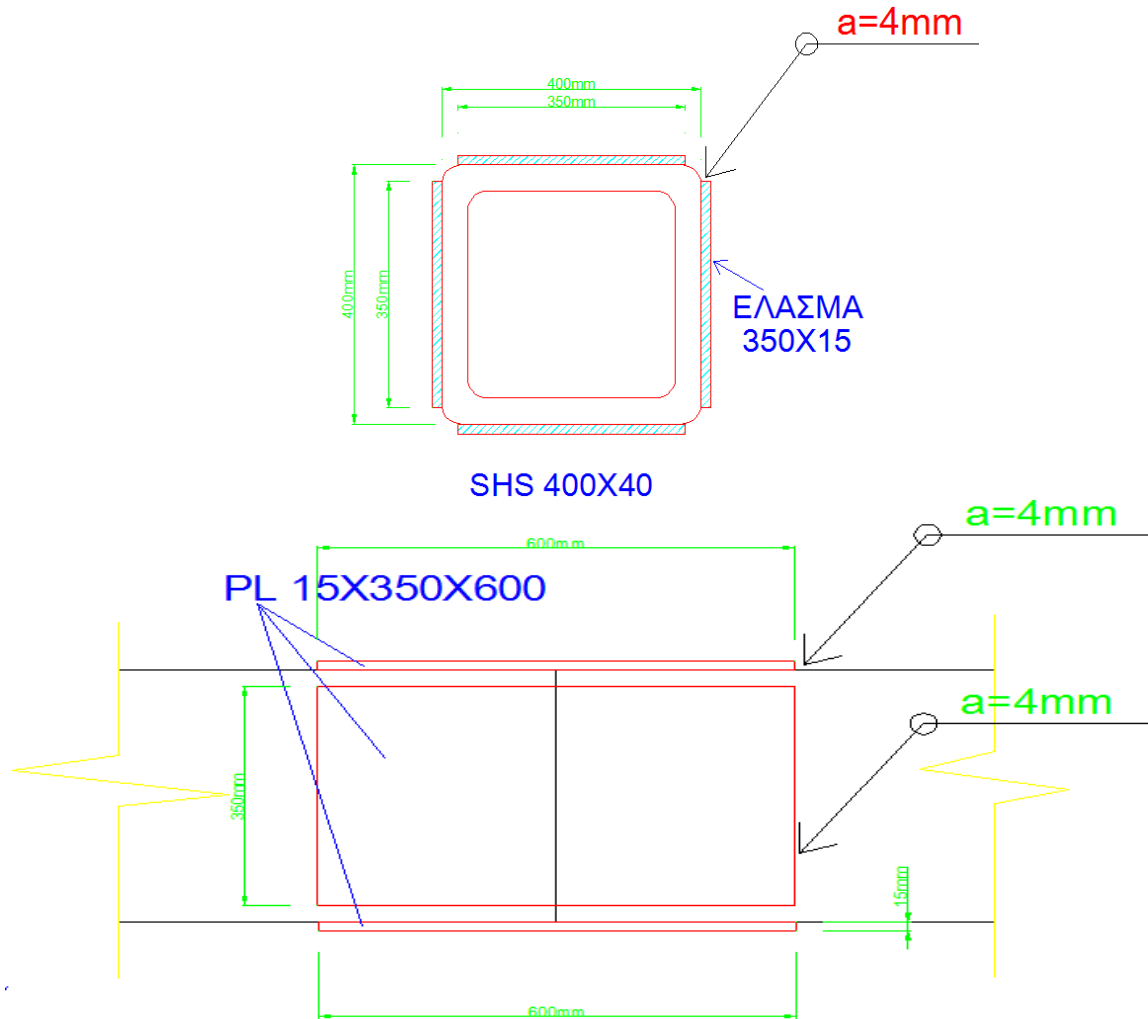
Θα μελετηθεί η αποκατάσταση συνέχειας του υποστυλώματος K_3 με διατομή 400X40 που συναντάται στις συντεταγμένες $x = 11,04\text{m}$ $y = 20,6\text{m}$

Εφόσον η διατομή είναι κοίλη, η αποκατάσταση της συνέχειας δε γίνεται να πραγματοποιηθεί με κοχλίες παρά μόνο με συγκόλληση.



Εικόνα 8.2. Με διακεκομμένη γραμμή φαίνεται το υποστυλώμα που θα μελετηθεί

Το σημείο αποκατάστασης για το υποστυλώμα K_3 θα είναι 12m από την βάση θεμελίωσης του. Δηλαδή θα βρίσκεται στον Α' όροφο.



Σχήμα 8.2. Γεωμετρία της συγκόλλησης στο σημείο συνέχειας

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

Τέμνουσα δύναμη: $V_{Ed,22} = 64\text{kN}$ $V_{Ed,33} = 105\text{kN}$
 Αξονική δύναμη: $N_{Ed} = 590\text{kN}$
 Καμπτική ροπή: $M_{Ed,22} = 20\text{kNm}$ $M_{Ed,33} = 51,5\text{kNm}$

Αφού λοιπόν θα τοποθετηθεί έλασμα και από τις τέσσερις πλευρές για την αποκατάσταση της συνέχειας του υποστυλώματος, επαρκεί να ελεγχθούν τα μέγιστα από τα εντατικά μεγέθη. Επιλέγεται έλασμα διαστάσεων **350mm X 15mm**.

▪ *Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης*
 Η αντοχή σε διάτμηση δίνεται από την σχέση:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{210\text{cm}^2 \cdot 35,5\text{kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1} = 4304,2\text{kN} > V_{Ed} = 105\text{kN}$$

Ισχύει ακόμα ότι: $V_{b,Ed} = 105\text{kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 2152,1\text{kN}$
 Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω διάτμησης.

▪ **Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή**

Η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής του υποστυλώματος για διατομές κατηγορίας 1 δίνεται από την σχέση:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{y,pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1606 \text{cm}^3 \cdot 35,5 \text{kN/cm}^2}{1} = 570,1 \text{kNm} > M_{Ed} = 51,5 \text{kNm}$$

▪ **Έλεγχος επάρκειας κορμού και πέλματος υποστυλώματος σε θλίψη**

$$F_{c,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}} = \frac{57910 \text{kNcm}}{40 \text{cm} - 4 \text{cm}} = 1608,6 \text{kN}$$

$$F_{c,Ed} = \frac{M_{c,Ed}}{h - t_{fb}} = \frac{5150 \text{kNcm}}{40 \text{cm} - 4 \text{cm}} = 143,1 \text{kN}$$

Όπου: $F_{c,Rd} = 1608,6 \text{kN} > F_{c,Ed} = 143,1 \text{kN}$

▪ **Αντοχή συγκολλήσεων**

Η ροπή αδράνειας της συγκόλλησης υπολογίζεται από την σχέση:

$$I = 2 \cdot \frac{a_w \cdot d_b^3}{12} + 2 \cdot a_f \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 2 \cdot a_w \cdot (b - t - 2 \cdot r) \cdot \left(\frac{h}{2} - t\right)^2$$

$$I = 2 \cdot \frac{0,4 \text{cm} \cdot (35 \text{cm})^3}{12} + 2 \cdot 0,4 \text{cm} \cdot 35 \text{cm} \cdot \left(\frac{40 \text{cm}}{2}\right)^2 + 2 \cdot 0,4 \text{cm} \cdot (35 \text{cm} - 4 \text{cm} - 2 \cdot 1) \cdot \left(\frac{40 \text{cm}}{2} - 4 \text{cm}\right)^2$$

$$I = 17220,9 \text{cm}^4$$

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης:

$$a = 4 \text{mm} < 0,7 \cdot t_{\min} = 0,7 \cdot 40 \text{mm} = 28 \text{mm}$$

▪ **Τάση στην συγκόλληση του κορμού**

Η τάση που προκαλεί στην συγκόλληση η τέμνουσα δύναμη είναι διατμητική, παράλληλη στον άξονα της συγκόλλησης και ίση με:

$$\tau_{\text{παρ}} = \frac{V_{b,Ed}}{2 \cdot d_b \cdot a} = \frac{105 \text{kN}}{2 \cdot 35 \text{cm} \cdot 0,4 \text{cm}} = 3,75 \text{kN/cm}^2$$

▪ **Τάση στην συγκόλληση του πέλματος**

Η καμπτική ροπή $M_{b,Ed}$ προκαλεί τριγωνικό διάγραμμα ορθών τάσεων $\sigma_{\text{παρ}}$ κάθετα στην ραφή. Στις ακραίες θέσεις η ορθή τάση λόγω της καμπτικής ροπής θα είναι:

$$\sigma_{\text{καθ}} = \frac{M_{b,Ed} \cdot d_b}{2 \cdot I} = \frac{5150 \text{kNcm} \cdot 35 \text{cm}}{2 \cdot 17220,9 \text{cm}^4} = 5,24 \text{kN/cm}^2$$

▪ **Αντοχή συγκολλήσεων**

Ισχύει:

$$\sigma_{\text{καθ}} = 5,24 \text{kN/cm}^2 < \frac{f_u}{\gamma_{M_2}} = 40,8 \text{kN/cm}^2$$

$$\sqrt{(\sigma_{\text{καθ}})^2 + (\tau_{\text{παρ}})^2} = \sqrt{(5,24)^2 + (3,75)^2} = 6,45 \text{kN/cm}^2 < \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = 26,17 \text{kN/cm}^2$$

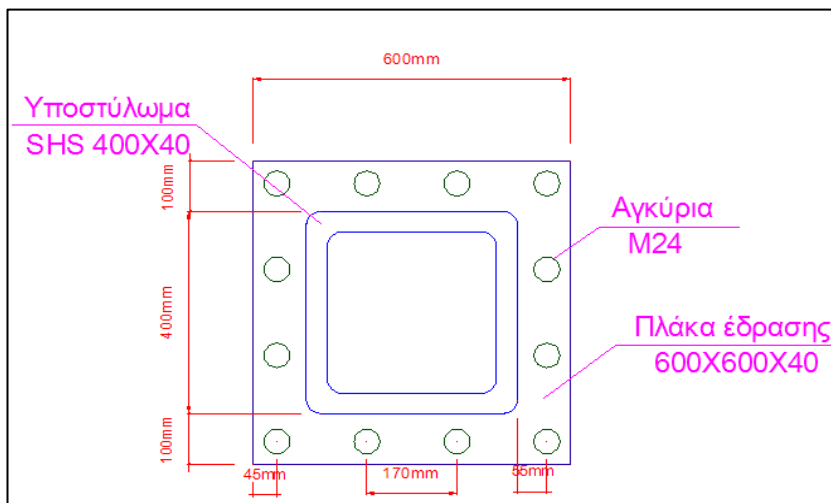
Άρα η συγκόλληση επαρκεί για την αποκατάσταση της συνέχειας στο υποστόλωμα

8.3 Έδραση υποστυλώματος

Η τυπική διαδικασία σύνδεσης της ανωδομής με το θεμέλιο είναι η ενσωμάτωση σε αυτό, κατά τη φάση της σκυροδέτησης, των αγκυρίων επί των οποίων, κατά τη φάση ανέγερσης, συνδέεται κοχλιωτά η πλάκα έδρασης του υποστυλώματος. Προκειμένου να διατηρηθούν κατά τη σκυροδέτηση τα αγκύρια σε σταθερές μεταξύ τους αποστάσεις, συνδέονται με επίπεδη πλάκα (καλίμπρα) μικρού πάχους, της οποίας συνήθως η τελική ανώτερη επιφάνεια συμπίπτει με την επιφάνεια του σκυροδέματος. Σε πακτωμένη έδραση τα αγκύρια διατάσσονται εκτός των πελμάτων της διατομής, ώστε να δημιουργηθούν οι απαιτούμενοι μοχλοβραχίονες για την αντιμετώπιση των ροπών.

Τα μεταλλικά υποστυλώματα του κτιρίου αυτού είναι αρθρωτά στο έδαφος. Θεωρούμε πλάκα έδρασης 600X600X40 και διαστάσεις θεμελίου 800X800X1500.

Εξετάζεται υποστύλωμα SHS400X40, το οποίο τυχαία επιλέγεται και είναι το K_{19} και συντεταγμένες $x = 4,8m$ $y = 4,25m$



Σχήμα 8.3. Έδραση υποστυλώματος K_{19}

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

Τέμνουσα δύναμη: $V_{Ed,22} = 46,1kN$ $V_{Ed,33} = 28,9kN$

Αξονική δύναμη: $N_{Ed} = 2354N$

Καμπτική ροπή: $M_{Ed,22} = 0kNm$ $M_{Ed,33} = 0kNm$ → αφού αρθρώνονται

Αγκύρια

Επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν 12 αγκύρια M24 όπως φαίνεται στην παραπάνω εικόνα, με τα εξής χαρακτηριστικά:

Εμβαδόν σπειρώματος: $A_S = 3,53cm^2$

Ποιότητα αγκυρίου: 4,6

$f_{yb} = 240MPa$

$f_{ub} = 400MPa$

▪ Διαστάσεις ενεργού θεμελίου

Είναι $\max b_2 = 3 \cdot b_1 = 3 \cdot 600 = 1800mm$

$\max d_2 = 3 \cdot d_1 = 3 \cdot 600 = 1800mm$

Η επιφάνεια $A_{C1} = b_2 \cdot d_2$ του θεμελίου και συγχρόνως ισχύει;

$h \geq b_2 - b_1 = 1200mm$

$h \geq d_2 - d_1 = 1200mm$

άρα:

$A_{C0} = b_1 \cdot d_1 = 600 \cdot 600 = 360000mm^2$

$A_{C1} = b_2 \cdot d_2 = 1800 \cdot 1800 = 3240000mm^2$

▪ **Αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος**

Η συγκεκριμένη αντοχή δίνεται από την σχέση:

$$F_{Rd_u} = A_{C_0} \cdot f_{Cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{C_1}}{A_{C_0}}} \leq 3 \cdot f_{cd} \cdot A_{C_0}$$

$$\rightarrow F_{Rd_u} = 360000 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot \sqrt{\frac{3240000}{360000}} = 21,6 \cdot 10^6 \text{ N} \leq 3 \cdot 360000 \cdot \frac{30}{1,5}$$

Ο συντελεστής υλικού του κόμβου, με υπόθεση αντοχής κονιάματος πρέπει να είναι μεγαλύτερη από $0,2 \cdot$ αντοχή του σκυροδέματος θεμελίωσης

Και ακόμα επειδή για το πάχος του κονιάματος των 30mm ισχύει:

$$0,2 \cdot \min(d_1, b_1) = 120\text{mm} > 30\text{mm} = \text{πάχος κονιάματος}$$

$$\beta_j = 2/3$$

Η αντοχή επαφής της έδρασης υπολογίζεται από την σχέση:

$$f_{jd} = \frac{\beta_j \cdot F_{Rd_u}}{b_{eff} \cdot l_{eff}} = \frac{\frac{2}{3} \cdot 21,6 \cdot 10^6}{360000} = 40\text{N/mm}^2$$

▪ **Ενεργός επιφάνεια έδρασης**

Το ενεργό πλάτος έδρασης c , δίνεται από την σχέση:

$$c \leq t \cdot \left(\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M_0}} \right)^{0,5} = 40 \cdot \left(\frac{355}{3 \cdot 40 \cdot 1} \right)^{0,5} = 68,8\text{mm}$$

και η ενεργός επιφάνεια:

$$A_{eff} = (400 + 2c)^2 - (400 + 2c - t_w - 2c) \cdot (400 - 2 \cdot t_f - 2c) \leftrightarrow$$

$$A_{eff} = (400 + 2 \cdot 68,8)^2 - (400 - 40) \cdot (400 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 68,8) = 223349,8\text{mm}^2$$

▪ **Έλεγχος αντοχής έδρασης σε θλίψη**

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} = 204,5 \cdot 10^3 \cdot 40 = 8180\text{kN} > N_{Ed} = 2345\text{kN}$$

Όπου η $N_{Ed} = 2345\text{kN}$ είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού

• **Ροπή αντοχής της έδρασης**

Ενεργό μήκος τμήματος της πλάκας έδρασης υπό την επίδραση των εφελκόμενων αγκυριών.

$$e_x = \frac{600\text{mm} - 400\text{mm}}{2} - 55\text{mm} = 45\text{mm}$$

$$m_x = 100\text{mm} - 45\text{mm} - 0,8 \cdot 10\text{mm} \cdot \sqrt{2} = 43,7\text{mm}$$

$$e = \frac{600\text{mm} - 400\text{mm}}{2} = 100\text{mm}$$

$$w = 400\text{mm}$$

$$b_p = 600\text{mm}$$

Κυκλικές μορφές αστοχίας:

$$l_{eff,cp} = \min(2\pi \cdot m_x / \pi \cdot m_x + w / \pi \cdot m_x + 2 \cdot e)$$

$$l_{eff,cp} = \min(2\pi \cdot 43,7\text{mm} / \pi \cdot 43,7 + 400 / \pi \cdot 43,7 + 2 \cdot 100)$$

$$l_{eff,cp} = \min(276,6\text{mm} / 537,3\text{mm} / 337,3\text{mm}) = 274,6\text{mm}$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας:

$$l_{eff,nc} = \min(4 \cdot m_x + 1,25 \cdot e_x / e + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x / 0,5 \cdot b_p, 0,5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x)$$

$$l_{eff,nc} = \min(4 \cdot 43,7\text{mm} + 1,25 \cdot 45\text{mm} / 100 + 2 \cdot 43,7\text{mm} + 0,625 \cdot 45\text{mm} / 0,5 \cdot 600 / 0,5 \cdot 400 + 2 \cdot 43,7 + 0,625 \cdot 45)$$

$$l_{eff,nc} = \min(231,1\text{mm} / 215,5\text{mm} / 300\text{mm} / 315,5\text{mm}) = 215,5\text{mm}$$

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 215,5\text{mm} \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 274,6\text{mm}$$

Άρα

$$l_{eff,1} = 215,5\text{mm} \text{ και } l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 215,5\text{mm}$$

- **Αντοχή τμήματος της πλάκας έδρασης προς την πλευρά των εφελκόμενων αγκυρίων**

Επειδή

$$L_b = 8 \cdot d + t_g + t_p + t_{wa} + 0,5 \cdot t_n = 8 \cdot 24 + 30 + 40 + 8 + 0,5 \cdot 20 = 280\text{mm}$$

$$L_b = 280\text{mm} > \frac{8,8 \cdot m^3 \cdot A_s}{\sum I_{eff,1} \cdot t_f^3} = \frac{8,8 \cdot 43,7^3 \cdot 353}{215,5 \cdot 40^3} = 18,79\text{mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum I_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 0,25 \cdot \frac{21,55\text{cm} \cdot (4\text{cm})^2 \cdot 35,5\text{kN/cm}^2}{1} = 3060,1\text{kNcm}$$

$$n = e_{min} = 45\text{mm} < 1,25 \cdot m = 1,25 \cdot 43,7 = 54,6\text{mm}$$

Η αντοχή ενός κοχλία σε εφελκυσμό υπολογίζεται ως εξής:

$$B_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_b}} = \frac{0,9 \cdot \frac{40\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 3,53\text{cm}^2}{1,25} = 101,66\text{kN}$$

Πρώτη μορφή αστοχίας

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 3060,1\text{kNcm}}{4,37\text{cm}} = 2801\text{kN}$$

Δεύτερη μορφή αστοχίας

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd} + n \cdot \sum B_{t,Rd}}{m + e_x} = \frac{2 \cdot 3060,1\text{kNcm} + 4,5 \cdot 4 \cdot 101,66}{4,37\text{cm} + 4,5\text{cm}} = 896\text{kN}$$

Τρίτη μορφή αστοχίας

$$F_{T,3,Rd} = \sum B_{t,Rd} = 4 \cdot 101,66 = 406,64\text{kN}$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd} / F_{T,2,Rd} / F_{T,3,Rd}) = \min(2801\text{kN} / 896\text{kN} / 406,64\text{kN}) = 406,64\text{kN}$$

• *Ενεργός επιφάνεια*

Για ταυτόχρονη συνύπαρξη θλιπτικής δύναμης και ροπής ισχύουν:

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} - \sum F_{t,Rd} \leftrightarrow 2345 \text{ kN} = A_{eff} \cdot 4 - 406,64 \leftrightarrow A_{eff} = 687,89 \text{ cm}^2$$

$$M_{Rd} = \sum F_{t,Rd} \cdot r_b + A_{eff} \cdot f_{jd} \cdot r_c = 406,64 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{400}{2} + 55 \right) + 687,89 \cdot 10^2 \cdot 40 \cdot 226$$

$$M_{Rd} = 725,55 \text{ kNm} > M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$$

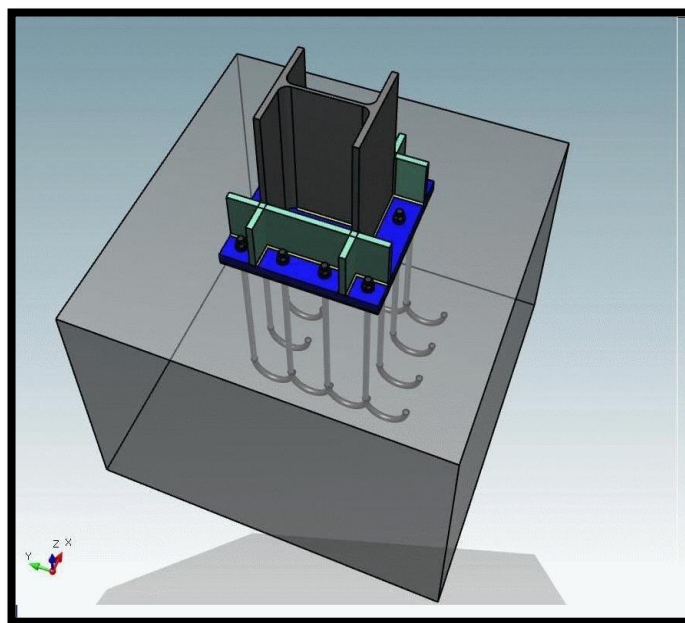
Όπου:

$$A_{eff} = x_0 \cdot (2 \cdot c + b_{eff}) \rightarrow 687,89 \cdot 10^2 = x_0 \cdot (2 \cdot 45,4 + 400) \rightarrow$$

$$x_0 = 104,2 \text{ mm} < t_f + 2 \cdot c = 20 + 2 \cdot 45,4 = 110,8 \text{ mm}$$

$$r_c = \frac{400}{2} + 45,4 - \frac{104,2}{2} = 193,3 \text{ mm}$$

$$r_b = \frac{400}{2} + 55 = 255 \text{ mm}$$



Εικόνα 8.3. Έδραση υποστύλωματος σε 3D μορφή

Κεφάλαιο 9. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΙ ΗΛΟΙ

Η κατασκευή αυτή αποτελείται από πολλές διατομές σκυροδέματος, οι οποίες θα πρέπει σαφώς να διαστασιολογούνται με την σειρά τους.

Τα στοιχεία αυτά είναι:

- ✓ Οι σύμμικτες πλάκες όπου παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία
- ✓ Οι σύμμικτες πλάκες που παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία στο υπόγειο
- ✓ Οι ράμπες
- ✓ Τα θεμέλια

❖ **Μελέτη σύμμικτων πλακών**

Στα μεταλλικά κτίρια, οι πλάκες έχουν ποικίλους ρόλους:

- Λειτουργία ως στοιχεία πλάκας προς παραλαβή και μεταφορά των κατακόρυφων στοιχείων φορτίων στις δοκούς
- Λειτουργία ως πέλαμα των σύμμικτων δοκών, μέσω της διατμητικής σύνδεσης τους με την σιδηροδοκό
- Λειτουργία ως διαφράγματα προς μεταφορά εντός του επιπέδου των οριζόντιων φορτίων στο σύστημα που εξασφαλίζει την πλευρική ευστάθεια του κτιρίου

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4, περιλαμβάνει δύο στάδια, την “φάση σκυροδέτησης” και την “φάση λειτουργίας”. Κατά την φάση κατασκευής, δηλαδή πριν την σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στην ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά την φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα, δρουν πλέον σύμμικτα, ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά την διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σε αυτή την φάση από την σύμμικτη δράση δύο υλικών.

➤ **Φάση κατασκευής**

Στην φάση κατασκευής, ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία στο χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αστοχίας διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης (Μέρος 1.3). Στην περίπτωση που για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου, ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

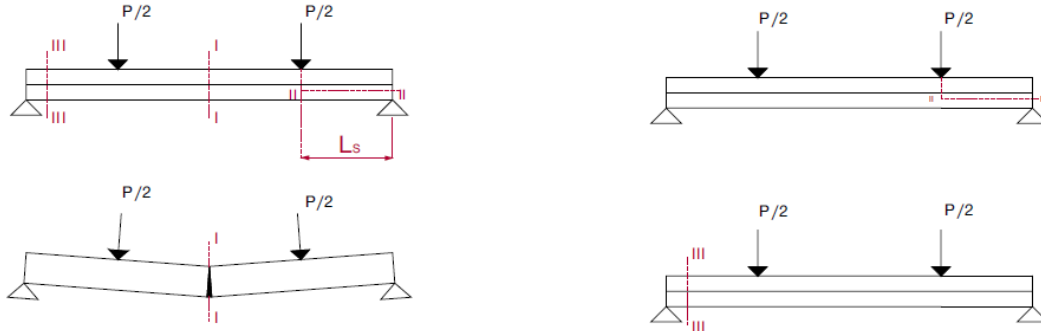
➤ **Φάση λειτουργίας**

Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι αρνητικής και θετικής ροπής κάμψης, καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκουσ διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες θα πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα όρια. Ο παραπάνω σχεδιασμός έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας έχει ως σκοπό την αποτροπή των μορφών αστοχίας που περιγράφονται παρακάτω.

❖ Μορφές αστοχίας σύμμικτων πλακών

Οι σύμμικτες πλάκες δύναται να αστοχήσουν με μια από τις παρακάτω μορφές αστοχίας:

- Καμπτική αστοχία (κρίσιμη διατομή I)
- Διαμήκης διατμητική αστοχία (κρίσιμη διατομή II)
- Κατακόρυφη διατμητική αστοχία (κρίσιμη διατομή III)



Σχήμα 9.1. Μορφές αστοχίας σύμμικτων πλακών

Καμπτική αστοχία

Η καμπτική μορφή αστοχίας επιτυγχάνεται μόνο όταν είναι εξασφαλισμένη η πλήρης διατμητική σύνδεση μεταξύ του χαλυβδόφυλλου και του σκυροδέματος. Σ' αυτήν την περίπτωση, κρίσιμη είναι η διατομή στο άνοιγμα (διατομή I) καθ' ύψος της οποίας εκδηλώνονται κατακόρυφες ρωγμές.

Αστοχία σε διαμήκη διάτμηση

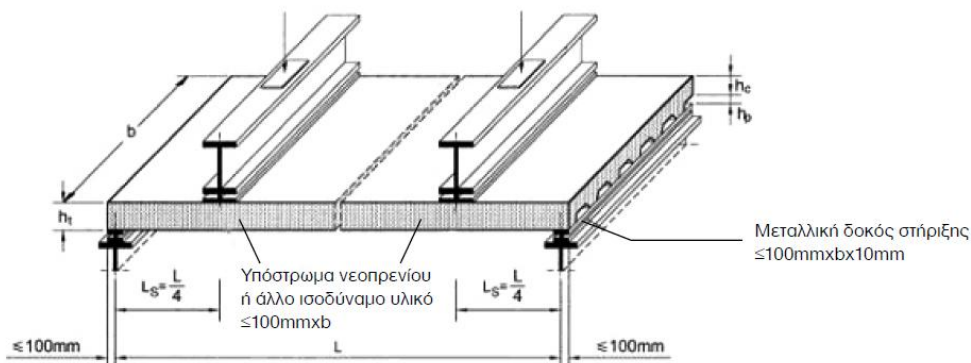
Όταν οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που εμφανίζονται στην διεπιφάνεια χαλυβδόφυλλου – σκυροδέματος, δεν περιλαμβάνονται επαρκώς, τότε η διατομή στο άνοιγμα της πλάκας (διατομή I) παύει να είναι κρίσιμη. Αντιθέτως κρίσιμη είναι η οριζόντια διατομή κατά μήκος του διατμητικού μήκους L_s σε μια από τις στηρίξεις (διατομή II) στην οποία εμφανίζεται σχετική ολίσθηση μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος. Προφανώς η αστοχία σε αυτήν την περίπτωση επέρχεται για φορτίο μικρότερο αυτού που επέρχεται καμπτική αστοχία.

Αστοχία σε κατακόρυφη διάτμηση (τέμνουσα)

Η κατακόρυφη διατμητική αστοχία είναι καθοριστική σε σύμμικτες πλάκες με μεγάλο ύψος, μικρό άνοιγμα και σχετικά μεγάλα φορτία. Κρίσιμη διατομή είναι η διατομή III.

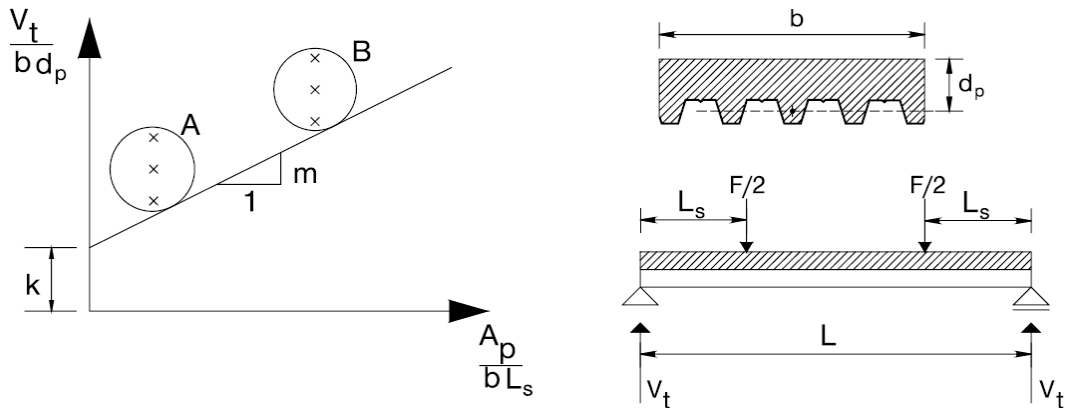
Σημαντικό ρόλο στις σύμμικτες πλάκες όσον αφορά τη συμπεριφορά τους και τις μορφές αστοχίας κατέχει το χαλυβδόφυλλο, διότι είναι αυτό το οποίο καθορίζει το είδος της διατμητικής σύνδεσης με το σκυρόδεμα. Ο προσδιορισμός της αντοχής της σύμμικτης πλάκας έναντι διαμήκους διάτμησης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 εξαρτάται από τις χαρακτηριστικές παραμέτρους m , k , οι οποίες καθορίζονται μετά από κατάλληλη πειραματική διαδικασία.

Η πειραματική διαδικασία είναι συγκεκριμένη και περιγράφεται αναλυτικά στον Ευρωκώδικα 4. Τα δοκίμια είναι σύμμικτες πλάκες με διαστάσεις που προκύπτουν από το Σχήμα 9.2.



Σχήμα 9.2. Πειραματική διάταξη για τον υπολογισμό των συντελεστών m και k

Η αμφιέριστη πλάκα φορτίζεται με δύο συγκεντρωμένα φορτία σε ίση απόσταση από τις στήριξης ούτως το διατμητικό άνοιγμα του φορέα να είναι $L_s = L/4$. Διεξάγονται δύο σειρές πειραμάτων (A, B), κάθε μια από τις οποίες περιλαμβάνει τρία δοκίμια. Στη σειρά A τα δοκίμια έχουν μεγάλο διατμητικό άνοιγμα, ενώ στη σειρά B μικρό διατμητικό άνοιγμα. Με βάση τα αποτελέσματα των πειραμάτων προσδιορίζεται η ευθεία από την οποία υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές παράμετροι και m και k (Σχήμα 9.3).

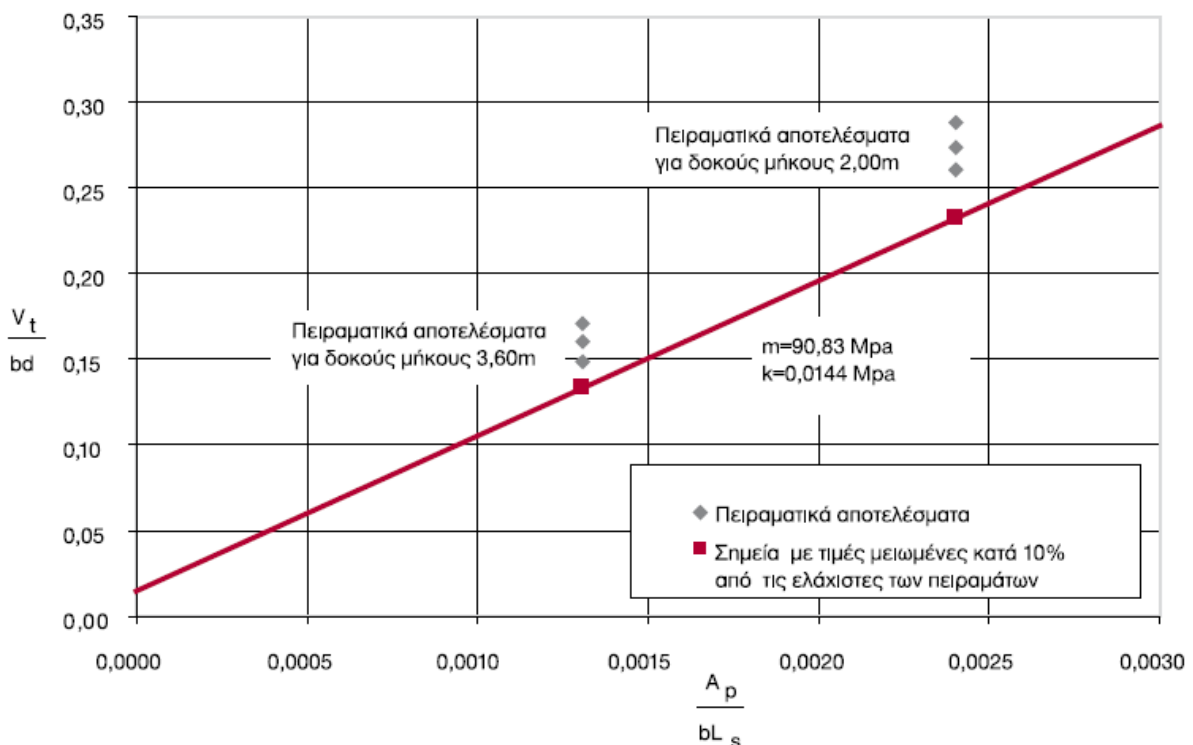


Σχήμα 9.3. Πειραματική διάταξη για τον υπολογισμό των m και k

Οι τιμές υπολογίστηκαν από το διάγραμμα του Σχήματος 9.4.

Οι συντελεστές αυτοί ισχύουν:

- ✚ Για πάχη πλάκας ίσα ή μικρότερα από αυτά των δοκιμών ($d \leq 20\text{cm}$)
- ✚ Για πάχη χαλυβδόφυλλων ίσα ή μεγαλύτερα από αυτά των δοκιμών ($t \geq 0,75\text{cm}$)
- ✚ Για σκυροδέματα με $f_{ck} \geq 20\text{Mpa}$ (C20/25 και άνω)
- ✚ Για χαλυβδόφυλλα με $f_y \geq 293\text{Mpa}$ (πρακτικά Fe320G και άνω)



Σχήμα 9.4. Υπολογισμός των συντελεστών από τα πειραματικά αποτελέσματα

9.1 Διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών

Από τους πίνακες οι οποίοι έχουν συνταχθεί για διάφορα πάχη χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 οι ποιότητες σκυροδέματος και στατικά συστήματα, δίνονται οι παρακάτω δυνατότητες:

- ✓ Με δεδομένο άνοιγμα είναι εφικτή η εύρεση του πάχους της πλάκας που ικανοποιεί συγκεκριμένη απαίτηση οριακού φορτίου.
- ✓ Με δεδομένο το πάχος της πλάκας είναι εφικτός ο προσδιορισμός του ανοίγματος που ικανοποιεί συγκεκριμένη απαίτηση οριακού φορτίου.
- ✓ Με δεδομένο το πάχος της πλάκας και το μήκος του ανοίγματος είναι εφικτός ο προσδιορισμός του μέγιστου φορτίου που μπορεί να αναλάβει το σύστημα.

Παράλληλα στους πίνακες αυτούς επισημαίνεται η πιθανή ανάγκη για προσωρινή υποστήριξη του χαλυβδόφυλλου κατά τη φάση σκυροδέτησης καθώς και ο αριθμός των απαιτούμενων στηριγμάτων. Όπως φαίνεται και παρακάτω θα τοποθετηθεί τελικά μία στήριξη σε κάθε άνοιγμα.

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα, ο οποίος μας δίνει τις τιμές του ωφέλιμου φορτίου που μπορεί να παραλάβει η πλάκα μας χρησιμοποιώντας το χαλυβδόφυλλο:

- ✓ συγκεκριμένου πάχους ($t = 1,25\text{mm}$).
- ✓ μέγιστου ανοίγματος μεταξύ των δοκών $L = \frac{6,24m}{2} = 3,12m$, αφού θα τοποθετηθούν προσωρινές στηρίξεις στο μέσο του ανοίγματος, θα πρέπει να λάβουμε υπόψη μας το μέγιστο αυτό άνοιγμα.
- ✓ ύψους της πλάκας μας ($h_c = 0,23m$) και θα λάβουμε υπόψη μας $h_c = 0,20m$, αφού θα είμαστε και πάλι υπέρ της ασφαλείας.

Προκύπτει ότι για τα χαρακτηριστικά της πλάκας μας, το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο που μπορούμε να εφαρμόσουμε είναι $Q = 8,68\text{kN/m}^2$ (από γραμμική παρεμβολή). Στη δική μας κατασκευή έχουμε λάβει ωφέλιμο φορτίο ίσο προς:

$$q = 5\text{kN/m}^2 < Q = 8,68\text{kN/m}^2$$

Αναλυτικά, ο έλεγχος επάρκειας των σύμμικτων πλακών της κατασκευής μας, έγινε με χρήση του προγράμματος SymDeck Designer, το οποίο είναι ένα πρόγραμμα ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 που αναπτύχθηκε από την εταιρία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και κυκλοφορεί δωρεάν στο διαδίκτυο. Οι κανονισμοί στους οποίους βασίζεται η λειτουργία του είναι:

- I. Ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 1.3
- II. Ο Ευρωκώδικας 4 – Μέρος 1.1
- III. Ο ΕΚΩΣ 2000



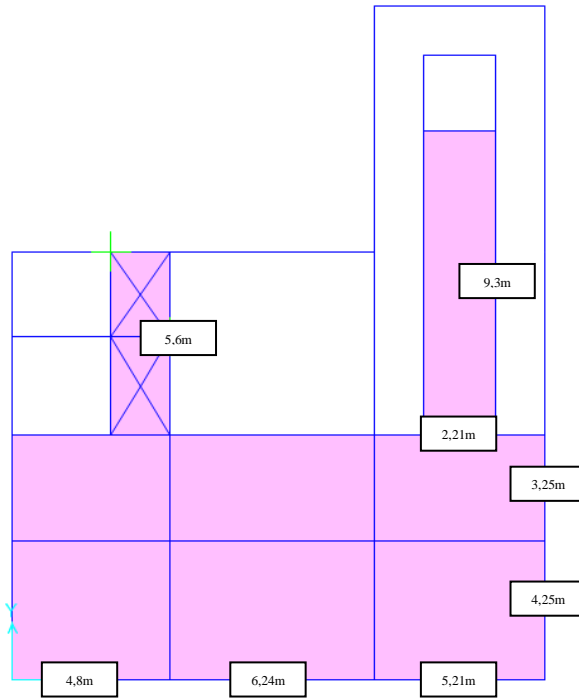
Πάχος χαλυβδόφυλλου: $t=1,25\text{ mm}$
 Σκυρόδεμα: C20/25
 Χάλυβας οπλισμού: S500

Οπλισμοί στις θέσεις των αρνητικών ροιών								
h_c (m)	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20
Οπλισμός	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/15	Φ8/15	Φ10/20	Φ10/20	Φ10/15	Φ10/15

Πάχος πλάκας	Άνοιγμα L (m)																				
	h_c (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	
0,13	25,76	20,20	16,49	13,85	11,86	9,88	7,61	5,94	4,67	3,68	2,89	2,26	1,74	1,31	0,95	0,64					
0,14	27,29	21,38	17,44	14,63	12,52	10,88	8,55	6,68	5,25	4,14	3,26	2,55	1,97	1,48	1,08	0,74					
0,15	28,80	22,55	18,37	15,40	13,16	11,42	10,03	8,21	6,54	5,24	4,20	3,37	2,68	2,11	1,63	1,22	0,88	0,58			
0,16	30,28	23,69	19,29	16,15	13,79	11,96	10,49	8,98	7,15	5,73	4,60	3,68	2,93	2,31	1,79	1,34	0,96	0,64			
0,17	31,74	24,81	20,18	16,88	14,41	12,48	10,94	9,68	7,77	6,22	5,00	4,00	3,19	2,51	1,95	1,46	1,05	0,70			
0,18	33,17	25,91	21,06	17,60	15,01	12,99	11,38	10,06	8,38	6,72	5,39	4,32	3,44	2,72	2,10	1,58	1,14	0,76			
0,19	34,76	26,99	21,93	18,31	15,56	13,49	11,80	10,42	9,00	7,21	5,79	4,64	3,70	2,92	2,26	1,70	1,23	0,82			
0,20	35,96	28,05	22,77	19,00	16,18	13,98	12,22	10,78	{ 9,58	7,70 }	6,16	4,96	3,96	3,12	2,42	1,82	1,31	0,88			

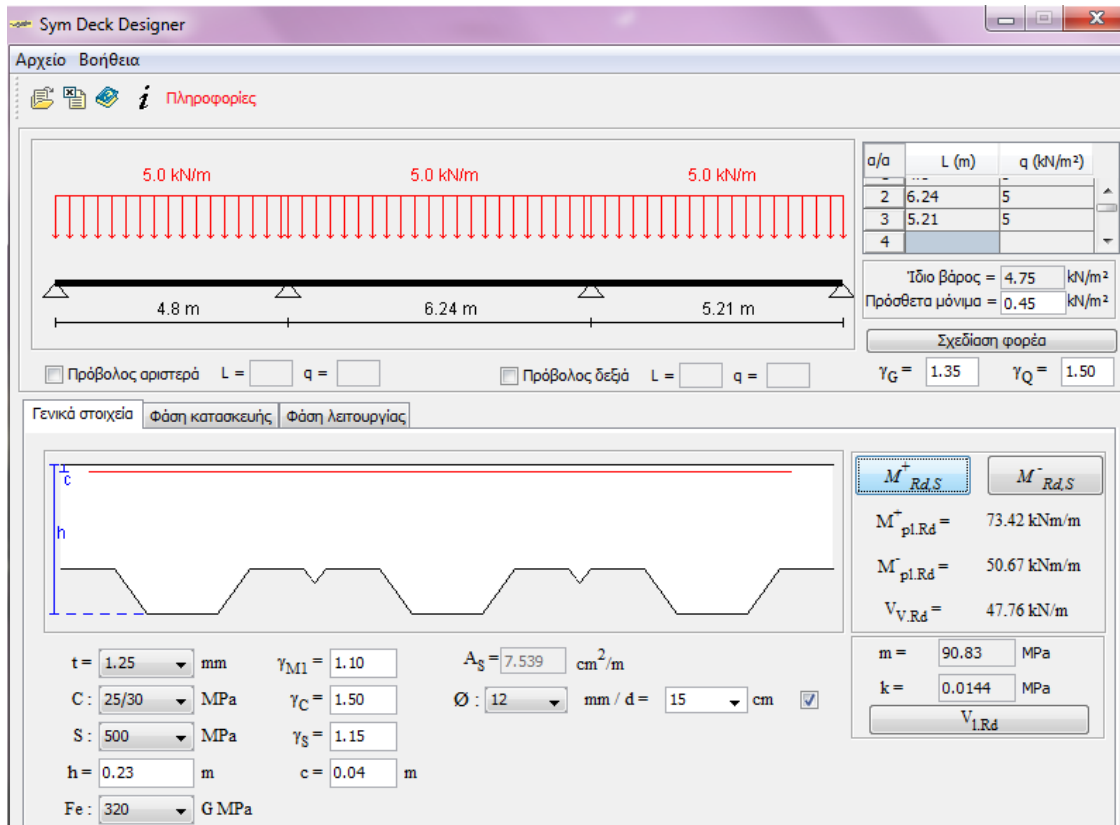
Μέγιστες τιμές του ωφέλιμου φορτίου (kN/m²)

Πίνακας 9.1. Πίνακας διαστασιολόγησης σύμμικτης πλάκας από τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα SYMDECK 73
 Για τον έλεγχο και διαστασιολόγηση των πλακών θα επιλεγθεί τυχαία ένα επίπεδο στην κατασκευή και θα διαστασιολογηθούν οι πλάκες. Έστω ότι επιλέγεται το επίπεδο $z=25,4m$



Σχήμα 9.5. Γεωμετρία ορόφου στο επίπεδο $z=25,4m$

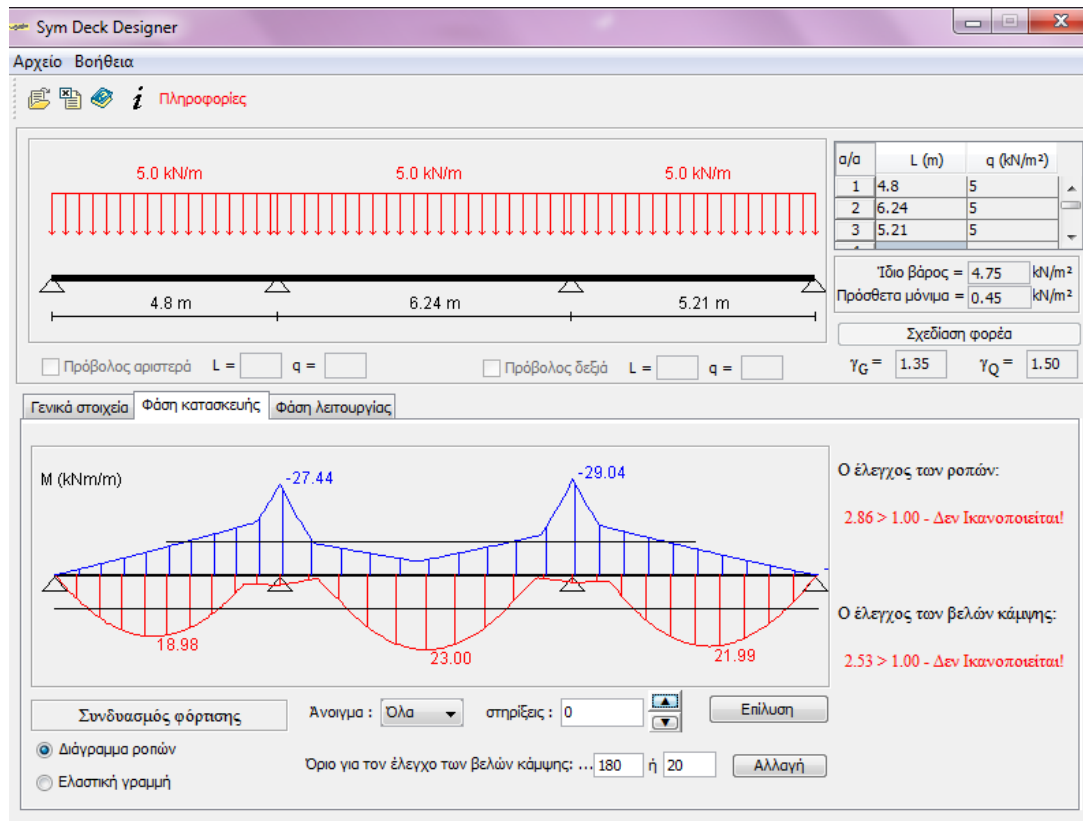
Θα περαστούν στο πρόγραμμα SymDeck Designer τα στοιχεία των πλακών, τα φορτία και τα στοιχεία από το χαλυβδόφυλλο και τον απαιτούμενο οπλισμό.



Εικόνα 9.1 Γραφικό περιβάλλον προγράμματος SymDeck Designer

Έλεγχοι στην Φάση Κατασκευής

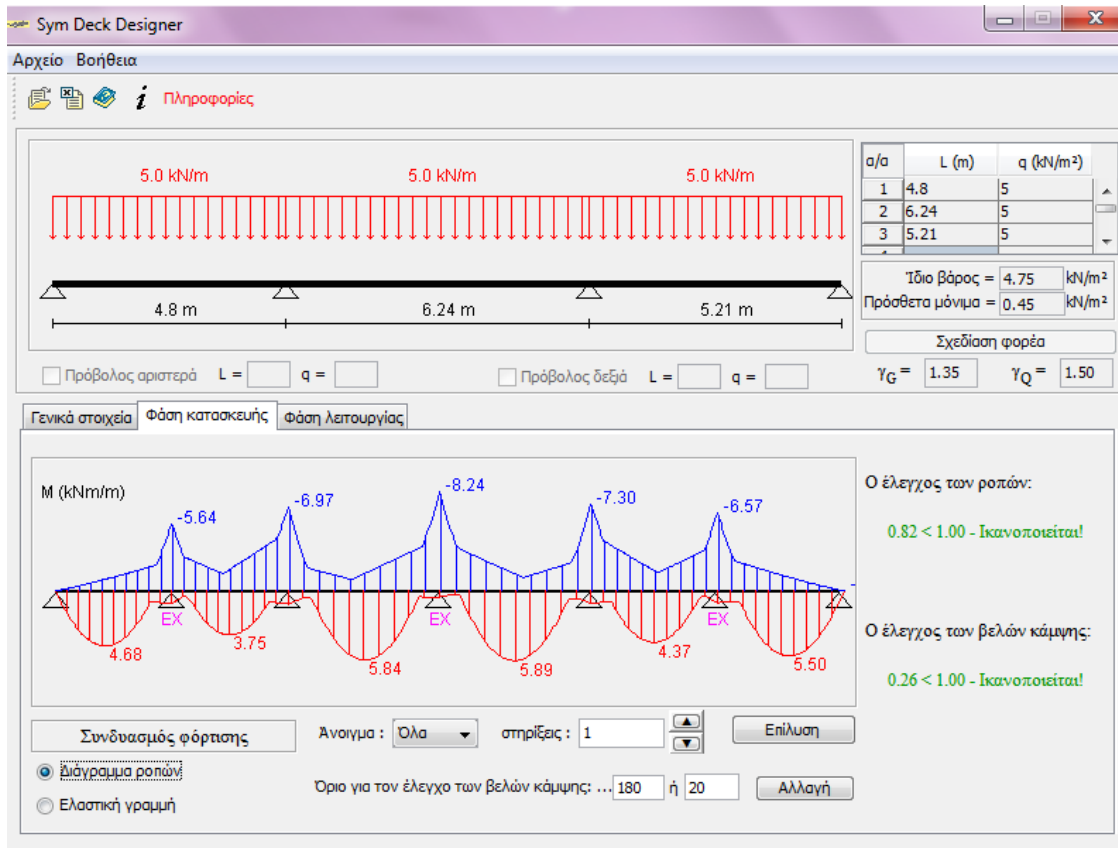
Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αστοχίας διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν στις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης. Στην περίπτωση όπου για δεδομένο πάχους χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται, να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4. Παρακάτω φαίνεται το διάγραμμα ροπών για το χαλυβδόφυλλο κατά την φάση κατασκευής



Εικόνα 9.2. Έλεγχοι τις σύμμικτης πλάκας κατά την φάση κατασκευής

Όπως φαίνεται και από την παραπάνω εικόνα, το χαλυβδόφυλλο δεν είναι ικανό να παραλάβει τα φορτία του νωπού σκυροδέματος και τα υπόλοιπα φορτία διάστρωσης. Με αποτέλεσμα να τοποθετηθούν ενδιάμεσες στηρίξεις στα ανοίγματα, όπου θα "ανακουφίσουν" το χαλυβδόφυλλο έως ότου πήξει το σκυρόδεμα και μπορεί πλέον να παραλαμβάνει ροπές.

Θα τοποθετηθεί σε κάθε άνοιγμα μία στήριξη, η οποία θα μειώσει τις καμπτικές ροπές σε μεγάλο βαθμό και το χαλυβδόφυλλο θα είναι ικανό πλέον να περάσει τους απαιτούμενους ελέγχους.



Εικόνα 9.3. Έλεγχοι τις σύμμικτης πλάκας κατά την φάση κατασκευής με ενδιάμεσες στηρίξεις

❖ Έλεγχος καμπτικής αντοχής

Ο συνδυασμός φόρτισης είναι:

$$\gamma_G \cdot G_p + (\gamma_G \cdot G_c + 0,75 \cdot \gamma_Q) + \gamma_Q \cdot Q_{σκ}$$

Όπου:

- Το φορτίο $Q_{σκ}$ είναι ένα φορτίο 0,75kN το οποίο εφαρμόζεται σε μια περιοχή 3m X 3m (σε κάτοψη) και λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς η δυσμενέστερη θέση του στο φορέα.
- Το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, G_c , μαζί με το φορτίο 0,75kN εφαρμόζεται ή μόνο στο άνοιγμα όπου εφαρμόζεται το φορτίο σκυροδέτησης ή σε όλο το φορέα έτσι ώστε να προκύπτει η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση.
- G_p είναι το ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου.

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης πραγματοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι $0,82 < 1$

❖ Έλεγχος βελών κάμψης

Φορτίο επίλυσης : g

Όρια για τον έλεγχο των βελών κάμψης: 1/180 ή 20mm

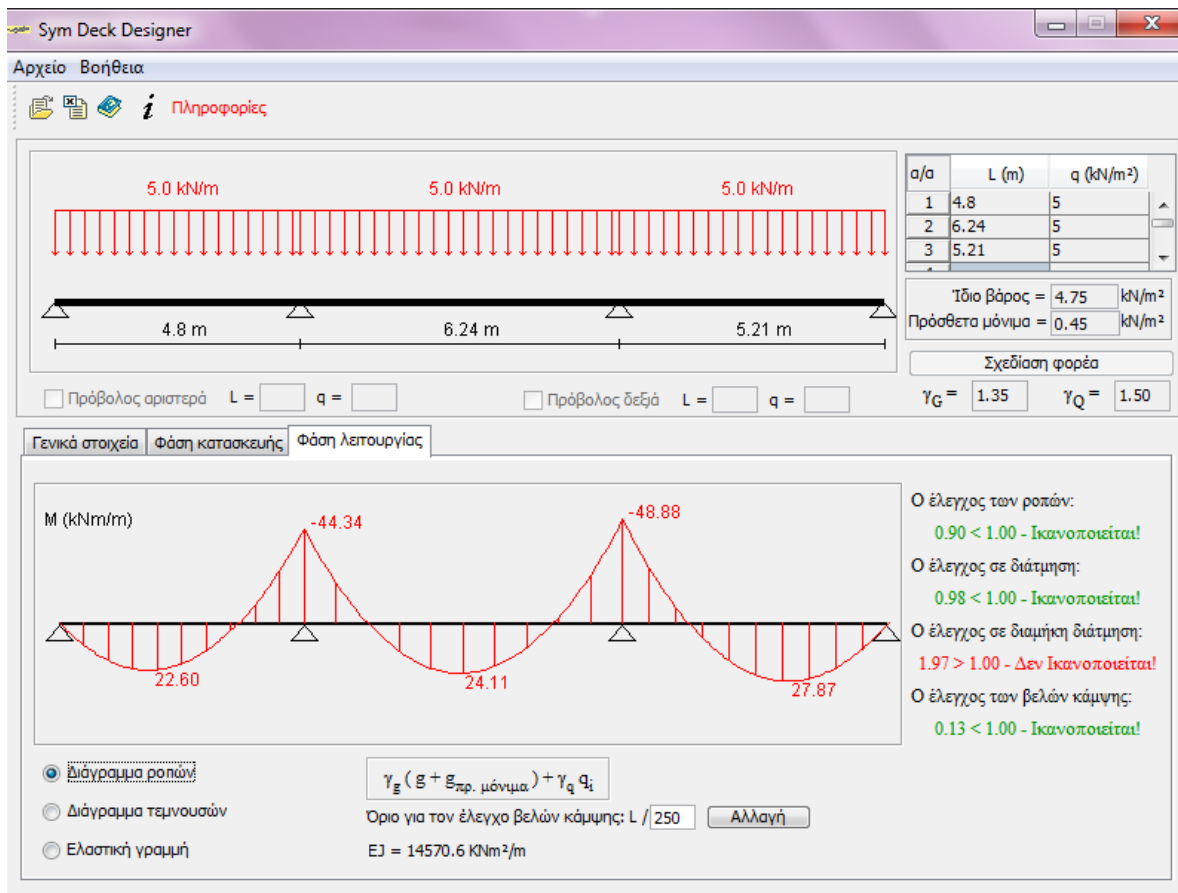
Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι $0,26 < 1$

Έλεγχοι στην Φάση Κατασκευής

Στη φάση λειτουργίας, το στατικό σύστημα του φορέα θεωρείται αυτό που προκύπτει μετά την απομάκρυνση των τυχών ενδιάμεσων υποστυλώσεων. Τα φορτία που δρουν σ' αυτή τη φάση στη σύμμικτη πλάκα είναι το ίδιο βάρος G και το ωφέλιμο φορτίο Q . για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών του σύμμικτου φορέα λόγω των παραπάνω δράσεων, θεωρείται η επιβολή του ωφέλιμου φορτίου Q σ' όλη την επιφάνεια του φορέα.

Διενεργούνται δύο έλεγχοι:

- Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας
 $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$
- Έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας
 $1 \cdot G + 1 \cdot Q$



Εικόνα 9.4. Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας κατά τη φάση λειτουργίας

❖ Έλεγχος καμπτικής αντοχής

Ο συνδυασμός φόρτισης είναι:

$$\gamma_G \cdot (g + g_{\text{πρόσθετα}}) + \gamma_Q \cdot q$$

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης πραγματοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι $0,9 < 1$

❖ Έλεγχος έναντι εγκάρσιας διάτμησης

Ο συνδυασμός φόρτισης είναι:

$$\gamma_G \cdot (g + g_{\text{πρόσθετα}}) + \gamma_Q \cdot q$$

Ο έλεγχος έναντι εγκάρσιας διάτμησης πραγματοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε εγκάρσια διάτμηση είναι $0,98 < 1$

❖ Έλεγχος βελών κάμψης

Ο συνδυασμός φόρτισης είναι:

$$g + g_{\text{πρόσθετα}} + q$$

Όρια για τον έλεγχο των βελών κάμψης: $1/250$

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι $0,13 < 1$

Παρατηρείται στην παραπάνω εικόνα ότι ο έλεγχος των ροπών, της διάτμησης και των βελών κάμψης ικανοποιείται. Αυτό εξαρτάται πάρα πολύ από τον οπλισμό που τοποθετήθηκε στην πλάκα μας. Δηλαδή τον οπλισμό **Φ12/15** (Εικόνα 9.1.)

Ο έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση δεν ικανοποιείται, όσο και να αλλάξουμε τα στοιχεία του χαλυβδόφυλλου. Γι αυτόν τον λόγο απαραίτητη προϋπόθεση είναι να τοποθετηθούν διατμητικοί ήλοι, ικανοί να παραλάβουν την διαμήκη διάτμηση.

9.2 Τοποθέτηση διατμητικών ήλων

Η συγκόλληση των ήλων προδιαγράφεται στο EN 14555. Η συγκόλληση γίνεται με τη βοήθεια ειδικής μηχανής σε 4 φάσεις:

- Προσαρμογή κεφαλής του ήλου στο πιστόλι συγκόλλησης και εφαρμογή κεραμικού δακτυλίου στην βάση του.
- Με την πίεση την σκανδάλης του πιστολιού ανυψώνεται λίγο ο ήλος και με την διοχέτευση υψηλού ρεύματος δημιουργείται ηλεκτρικό τόξο μεταξύ της βάσης του ήλου και του μητρικού μετάλλου, το οποίο περιορίζεται εντός του κεραμικού δακτυλίου.
- Το μητρικό μέταλλο και η βάση του δακτυλίου λιώνουν υπό την επίδραση του ηλεκτρικού τόξου και μετά το τέλος του χρόνου συγκόλλησης πιέζεται ο ήλος στο τήγμα.
- Απομάκρυνση του πιστολιού και του κεραμικού δακτυλίου. Η βάση του ήλου στην τελική κατάσταση είναι εξογκωμένη λόγω υπερχειλίσης του τήγματος. Ο ρόλος του κεραμικού δακτυλίου είναι συνεπώς ο προσδιορισμός του ηλεκτρικού τόξου και ο σχηματισμός της βάσης του ήλου.

Η παραλαμβανόμενη από τον ήλο δύναμη εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως η ελάχιστη τιμή από τις:

$$\checkmark P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right) / \gamma_v$$

$$\checkmark P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v$$

Όπου:

d = διάμετρος κορμού του ήλου

f_u = ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου ≤ 500MP_a

f_{ck}, E_{cm} = θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right) \quad \text{για } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{για } \frac{h}{d} > 4$$

h = ύψος ήλου

γ_v = 1,25 επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

Και επειδή οι ήλοι θα είναι συγκολλημένοι διαμέσω χαλυβδόφυλλων, δεν θα πρέπει η αντοχή των ήλων να ξεπερνά την αντοχή των φύλλων σε σύνθλιψη, όπου δίνεται από την σχέση:

$$P_{pb,Rd} = k_{\phi} \cdot d \cdot t \cdot f_{yp,d}$$

Όπου:

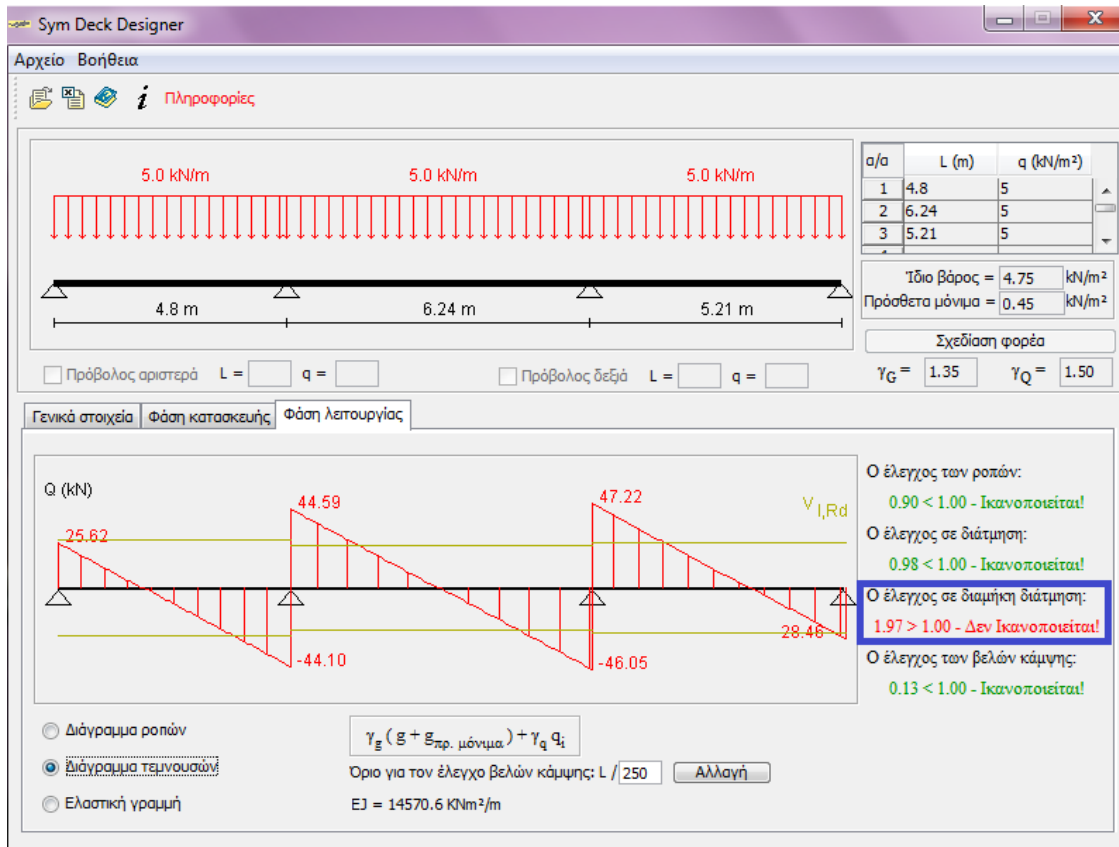
k_φ = 1 + α/d_{d0} ≤ 6

d_{d0} = διάμετρος της ραφής στην βάση του ήλου λαμβανόμενη 1,1 φορές τη διάμετρο του ήλου

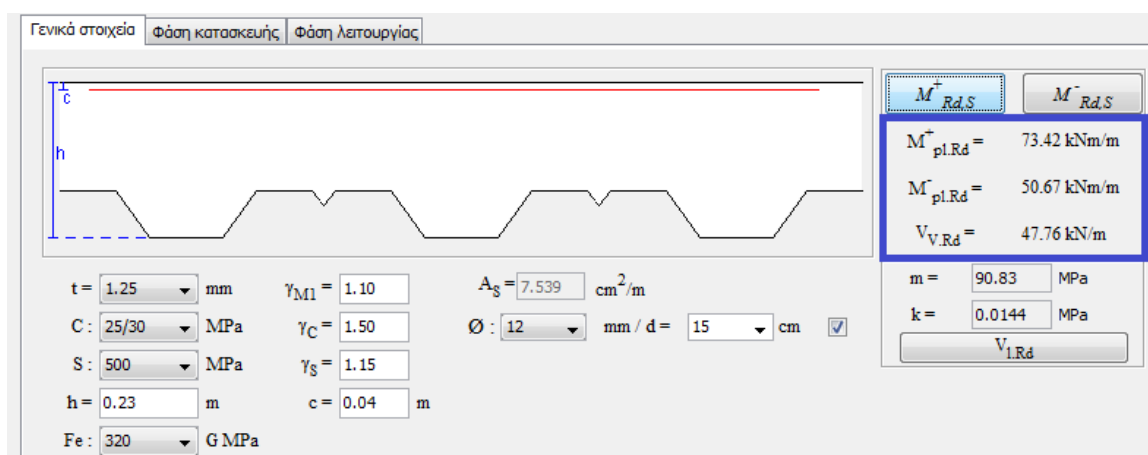
α = απόσταση του τελευταίου ήλου από την άκρη του φύλλου

t = πάχος του φύλλου

Όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα, τα αποτελέσματα που δίνει το πρόγραμμα SymDeck Designer για την αντοχή του χαλυβδόφυλλου, δεν επαρκεί για να παραλάβει την διαμήκη διάτμηση. Παρ' όλου που έγιναν πολλές προσπάθειες για την επίτευξη αυτού του στόχου, δεν ικανοποιήθηκε η απαίτηση αυτή, με αποτέλεσμα να πρέπει να τοποθετηθούν διατμητικοί συνδέσμοι στην πλάκα.



Εικόνα 9.5. Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση σύμφωνα με το SymDeck Designer



Εικόνα 9.6. Αντοχές χαλυβδόφυλλου

Παρατηρείται ότι η ροπή αντοχής του σκυροδέματος είναι:

$$M_{pl,Rd} = 7342 \text{ kNcm} = b_{eff} \cdot z_0 \cdot f_{cd} \cdot \frac{z_0}{2} = 750 \text{ cm} \cdot z_0 \cdot 0,85 \cdot \frac{2,5}{1,5} \cdot \frac{z_0}{2} \leftrightarrow z_0 = 3,72 \text{ cm} < c = 4 \text{ cm}$$

Άρα ο Ουδέτερος Άξονας της πλαστικοποιημένης διατομής βρίσκεται εντός του πάχους της πλάκας του σκυροδέματος σε βάθος $z_0 = 3,72 \text{ cm}$. Και επομένως δεν επηρεάζεται η ροπή αντοχής από τον οπλισμό της πλάκας, όπως έχει θεωρηθεί στην παραπάνω σχέση.

$$\text{Άρα: } P_{Dc} = b_{eff} \cdot z_0 \cdot f_{yd} = 750 \text{ cm} \cdot 3,72 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot \frac{2,5 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 3952,5 \text{ kN}$$

Επιλέγονται ήλοι διαμέτρου $\Phi 16$, ύψους $h=140 \text{ mm} \leq h_p + 75 \text{ mm}$ και αντοχής **S235**

$$\text{Οριακή αντοχή ήλου: } P_{Rd} = \begin{cases} 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{(\pi \cdot d^2)}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} = 0,8 \cdot 36 \cdot \frac{(\pi \cdot 1,6^2)}{4} \cdot \frac{1}{1,25} = 46,32 \text{ kN} \\ 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = 0,29 \cdot 1 \cdot 1,6^2 \cdot \frac{\sqrt{2,5 \cdot 3050}}{1,25} = 51,86 \text{ kN} \end{cases}$$

Οπότε για $\Phi 16$ και **S235** $\rightarrow P_{Rd} = 46,32 \text{ kN}$

Και λόγω ότι οι αυλακώσεις είναι κάθετες στην δοκό, θα πρέπει να υπολογίσουμε τον μειωτικό συντελεστή:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1$$

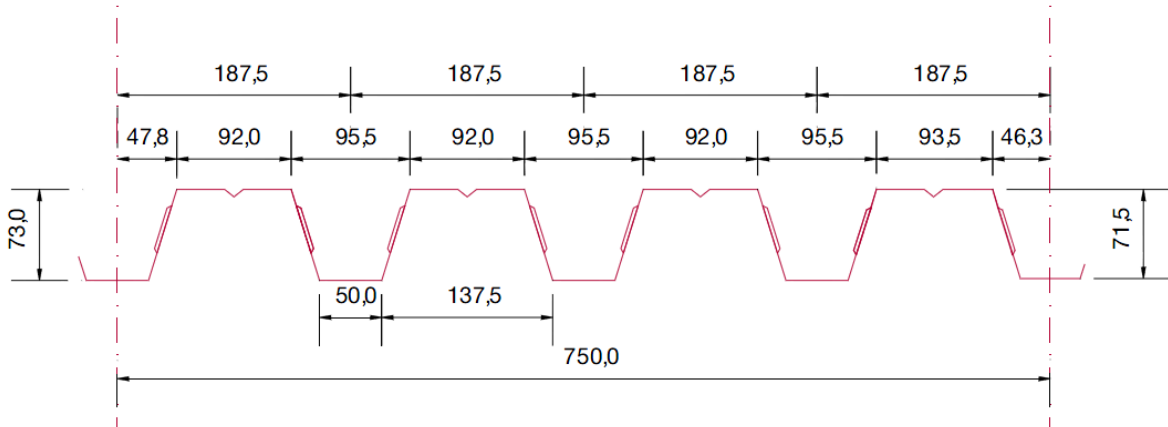
Όπου:

b_0 = μέσο πλάτος αυλακώσεων τουλάχιστον ίσο με 50mm

h_p = ύψος μεταλλικού φύλλου

N_r = αριθμός διατμητικών ήλων σε κάθε αυλάκωση στη σύνδεση με την δοκό, πάντα όμως ≤ 2

Τα στοιχεία αυτά τα παίρνουμε από το παρακάτω σχέδιο:



Σχήμα 9.6. Γεωμετρία χαλυβδόφυλλου Symdeck 73

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{2}} \cdot \frac{72,75}{71,5} \cdot \left(\frac{140}{71,5} - 1 \right) = 0,48$$

$$\text{Όπου } P_{Rd}' = k_t \cdot P_{Rd} = 0,48 \cdot 46,32\text{kN} = 22,35\text{kN}$$

$$\text{Απαιτούμενος αριθμός ήλων: } n = \frac{P_{Dc}}{P_{Rd}'} = \frac{3952,5}{22,35} \approx 177 \text{ ήλοι}$$

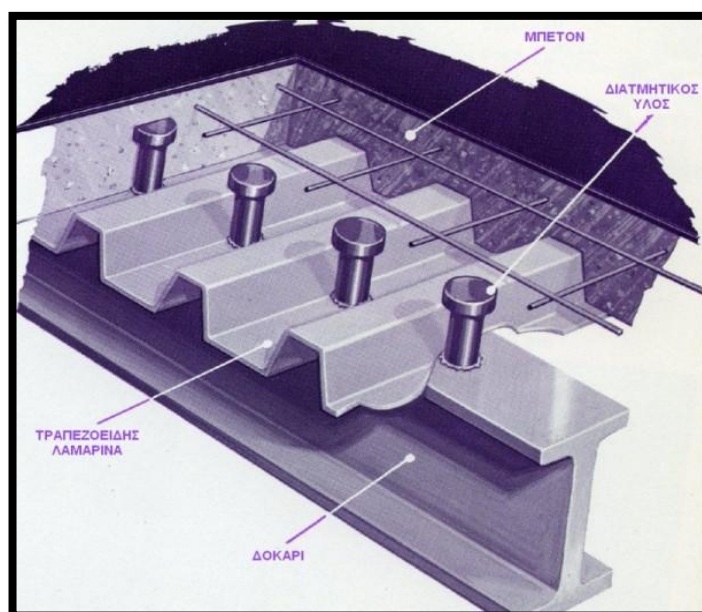
$$\text{Διαμήκης απόσταση μεταξύ: } 5d \leq e_L \leq 80\text{cm} \leftrightarrow 8\text{cm} \leq e_L \leq 80\text{cm}$$

Και το μήκος που θα τοποθετηθούν ήλοι είναι $L=16,3\text{m}$

$$e_L = \frac{16,3\text{m}}{177/2} = 18,4\text{cm} \rightarrow \mathbf{2\Phi 16/180 \ S235}$$



Εικόνα 9.7. Σύμμικτη πλάκα με διατμητικούς ήλους



Εικόνα 9.8. Εσωτερικό σύμμικτης πλάκας με διατμητικούς ήλους

9.3 Διαστασιολόγηση θεμελίου

Το ιδιαίτερο στοιχείο το οποίο χαρακτηρίζει τα θεμέλια (πέδιλα) των πολυώροφων κτιρίων από χάλυβα είναι το σχετικά μεγάλο κατακόρυφο φορτίο, το οποίο καταλήγει στην έδραση των υποστυλωμάτων (άνω στάθμης θεμελίου) και τα οριζόντια φορτία (λόγω ανέμου και σεισμού) τα οποία εναλλάσσονται συνέχεια. Για την ενίσχυση της ευστάθειας του θεμελίου, κατασκευάζεται με σημαντικό όγκο σκυροδέματος, σε μορφή ορθογωνίου παραλληλεπιπέδου, κεντρικά συνήθως ως προς το υποστύλωμα.

Όταν η έδραση του θεμελίου είναι σε χαμηλότερη στάθμη και ο όγκος του ορθογωνίου παραλληλεπιπέδου είναι βυθισμένος στο έδαφος, κατασκευάζεται στυλίσκος, ώστε η έδραση του μεταλλικού υποστυλώματος να γίνει πάνω από την επιφάνεια του εδάφους, με διαστάσεις επαρκείς για την άνετη τοποθέτηση της πλάκας έδρασης και των αγκυρίων.

Σε θεμέλια υποστυλωμάτων, τα οποία αποτελούν στοιχεία κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, είναι δυνατόν να αναπτυχθούν σημαντικές κατακόρυφες δυνάμεις αρνητικές αντιδράσεις (εξόγκισης των αγκυρίων) και μεγάλες επίσης οριζόντιες δυνάμεις. Οι δυνάμεις εξόγκισης αντιμετωπίζονται με μεγαλύτερη βύθιση των αγκυρίων μέσα στο σκυρόδεμα ή και πρόσθετα μέτρα αγκύρωσης μέσα στη μάζα του σκυροδέματος. Οι μεγάλες οριζόντιες δυνάμεις, που επηρεάζουν δυσμενώς την ευστάθεια του θεμελίου, μπορεί να αντιμετωπίζονται με ενοποίηση του θεμελίου των δύο υποστυλωμάτων, που περιέχουν τον κατακόρυφο σύνδεσμο δυσκαμψίας.

Η τυπική διαδικασία σύνδεσης της ανωδομής με το θεμέλιο είναι η ενσωμάτωση σε αυτό κατά τη φάση σκυροδέτησης των αγκυρίων επί των οποίων, κατά τη φάση ανέγερσης, συνδέεται κοχλιωτά η πλάκα έδρασης του υποστυλώματος. Είναι φανερό ότι η τοποθέτηση των αγκυρίων πρέπει να γίνεται με μεγάλη ακρίβεια, με τη βοήθεια τοπογραφικών οργάνων, ώστε ανεμπόδιστα να προσαρμοσθεί η ανωδομή. Όταν τα αγκύρια δεν είναι έτοιμα βιομηχανικά προϊόντα, αλλά προέρχονται από κυκλικές ράβδους στις οποίες εν συνεχεία διαμορφώνεται σπείρωμα, η αντοχή τους σε εφελκυσμό λαμβάνεται μειωμένη κατά 15% κατά σχετική πρόβλεψη του Ευρωκώδικα 3.

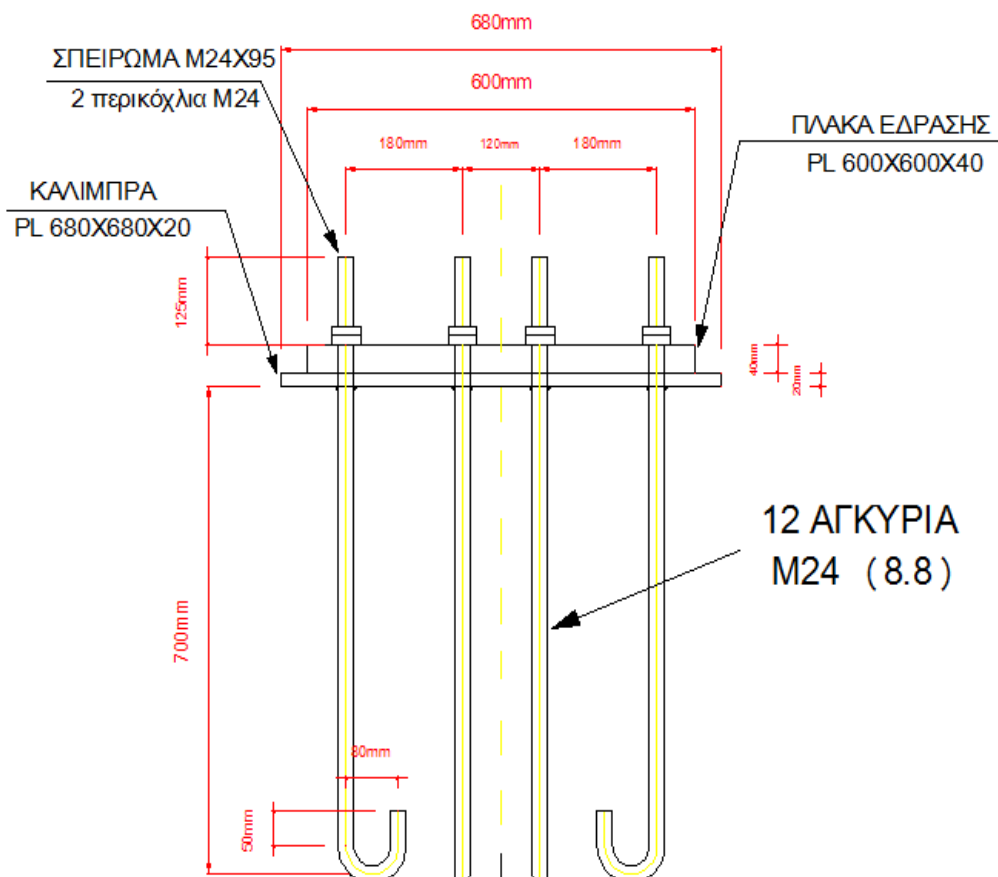
Αρθρωτή έδραση πραγματοποιείται τυπικά με δύο αγκύρια τοποθετούμενα εκατέρωθεν του κορμού του υποστυλώματος επί του ισχυρού άξονα αδρανείας του. Συνηθέστερα όμως επιδιώκεται να διαμορφώνεται με τέσσερα αγκύρια, που τοποθετούνται μεταξύ των πελμάτων του υποστυλώματος προκειμένου να εξασφαλιστεί κατά την ανέγερση μια ελάχιστη απαιτούμενη ευστάθεια του.

Το υποστύλωμα K_{11} είναι το δυσμενέστερο με αξονική δύναμη 4689,7kN και μηδενική ροπή για τον συνδυασμό OKA2X, αφού όλα τα υποστυλώματα είναι αρθρωτά στην βάση τους. Και τα φορτία είναι:

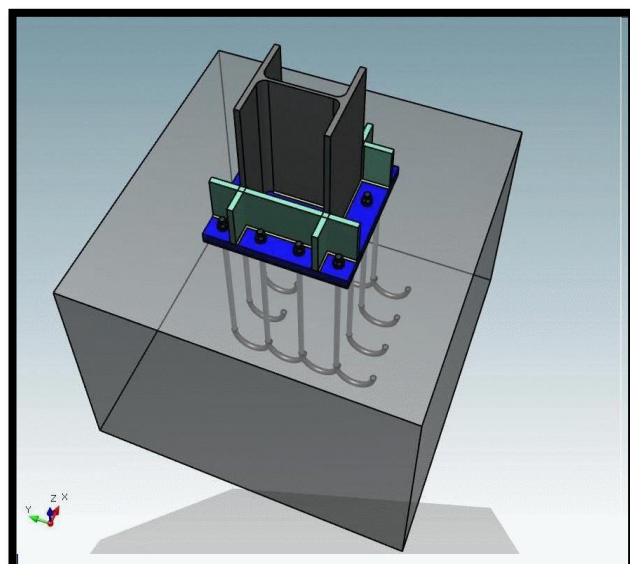
DEAD	1322,2kN
LIVE	839,4kN
DEAD_PLUS	367,1kN
GROUND	852,4kN
WINDX	15,2kN
WINDY	12,2kN
SNOW	18,2kN
TEMPERATURE	31kN

Έτσι λοιπόν βάση των παραπάνω εντατικών μεγεθών θα διαστασιολογηθεί το θεμέλιο.

Θα τοποθετηθεί πλάκα έδρασης 600X600X40 με 12 αγκύρια M12 όπως έχει βρεθεί στο κεφάλαιο 7 και παρακάτω φαίνονται τα σχέδια σχετικά με την τοποθέτηση αυτή των αγκυρίων και του υποστυλώματος.



Σχήμα 9.7. Γεωμετρικά στοιχεία για την θεμελίωση των υποστρωμάτων



Εικόνα 9.9. Απεικόνιση μεταλλικού υποστρώματος στην έδραση

Κεφάλαιο 10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου, το οποίο έχει πολύ ιδιαίτερη γεωμετρία. Ο σχεδιασμός του υπό μελέτη κτιρίου γίνεται τόσο με βάση την επάρκεια σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με γνώμονα την απαίτηση να αποτελεί μια λειτουργική μονάδα για την κάλυψη των αναγκών για τις οποίες κατασκευάστηκε. Από την μελέτη προέκυψε ότι η κατασκευή μας είναι ικανή να παραλάβει τις καταπονήσεις από τα προβλεπόμενα φορτία σχεδιασμού και παράλληλα τα αποτελέσματα όλων των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν, βρέθηκαν εντός των προβλεπόμενων από τους κανονισμούς ορίων.

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των δράσεων επί της κατασκευής, και συγκεκριμένα, τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται μέσω των δυσμενέστερων συνδυασμών δράσεων, βλέπουμε ότι κύρια φόρτιση στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι ο σεισμός, λόγω του μεγάλου όγκου και βάρους της κατασκευής. Για το λόγο αυτό, η τοποθέτηση μετωπικών υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας για την παραλαβή των σεισμικών φορτίων είναι καθοριστικής σημασίας.

Πρέπει να επισημανθεί ότι το κτίριο μελετήθηκε με χρήση Ευρωκωδίκων και των Εθνικών Προσαρτημάτων. Για να μην αστοχεί καμία διατομή στο υπό μελέτη κτίριο, επιλέχθηκαν μεγαλύτερες διατομές των δομικών στοιχείων και παράλληλα προστέθηκαν υποστυλώματα και δικτυώματα για να παραλαμβάνουν τα τεράστια κατακόρυφα φορτία λόγω βάρους και τις σεισμικές δράσεις που θα αναπτυχθούν, καθώς επίσης και τις οριζόντιες μετακινήσεις του κτιρίου.

Η διαστασιολόγηση βασίστηκε στην πλήρη αξιοποίηση της αντοχής των περισσότερων μελών της κατασκευής, δηλαδή επιλέχθηκαν διατομές για τα μέλη, οι οποίες ικανοποιούσαν τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, και οι οποίες παράλληλα οδηγούσαν στο μέγιστο δυνατό συντελεστή εκμετάλλευσης τους.

Όσα υποστυλώματα δεν ήταν ικανά να περάσουν τους απαιτούμενους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας, τοποθετήθηκαν σε αυτά ελάσματα, προσδίδοντάς τους μεγαλύτερη αντοχή, ικανή να παραλάβει όλα τα δρώσα φορτία.

Για τα δάπεδα της κατασκευής και τις ράμπες επιλέχθηκε να τοποθετηθεί σύμμικτη πλάκα (διατμητική σύνδεση της πλάκας με την δοκό). Η χρήση της σύμμικτης πλάκας αποτελούσε οικονομικότερη λύση από μια πλάκα με οπλισμένο σκυρόδεμα, διότι εκμεταλλευόμαστε πλήρως τις ιδιότητες των δύο συνεργαζόμενων υλικών, ήτοι την καλή αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη και του χάλυβα σε εφελκυσμό. Επίσης η εφαρμογή της σύμμικτης πλάκας στο κτίριο, αυξάνει κατά πολύ την ταχύτητα ανέγερσης στο κτίριο.

Όσον αφορά την σεισμική φόρτιση, έγινε ανάλυση με την δυναμική φασματική μέθοδο (πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιόμορφη ταλάντωσης). Με την εκμετάλλευση της ανελαστικής συμπεριφοράς του κτιρίου, οδηγούμαστε σε οικονομικότερο σχεδιασμό, καθώς επιτρέπουμε στην κατασκευή να παραμορφώνεται στην πλαστική περιοχή, κατά την διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού. Απαιτήθηκαν 120 ιδιόμορφες έτσι ώστε το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών να συμπληρώνει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος κατά x και y . Στην 1^η ιδιόμορφη, με ιδιοπερίοδο $T=1,15\text{sec}$, λαμβάνει μέρος το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας κατά X (ίσο με 23,6%) και στην 3^η ιδιόμορφη με ιδιοπερίοδο $T=0,75\text{sec}$, λαμβάνει μέρος το μεγαλύτερο ποσοστό κατά Y (ίσο με 30%). Οι ιδιοπερίοδοι διαφέρουν κατά πολύ, πράγμα που σημαίνει ότι το κτίριο έχει διαφορετική δυσκαμψία σε κάθε κύρια διεύθυνση.

Επιπλέον, το συμπέρασμα από την μελέτη των συνδέσμων είναι ότι οι διατομές των δοκών, των συνδέσμων δυσκαμψίας και των υποστυλωμάτων είναι κοίλες, η σύνδεση διατομών απευθείας με κοχλίες είναι δύσκολη. Για τον λόγο αυτό, η σύνδεση των κόμβων θα γίνεται με συγκόλληση, η αποκατάσταση συνέχειας γίνεται με συγκόλληση λεπίδας. Τέλος η έδραση των υποστυλωμάτων πραγματοποιείται με 12 αγκύρια M24.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005)
‘Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων’
Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005)
‘Σιδηρές κατασκευές – Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3’ Τόμος Ι
Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2004)
‘Σιδηρές κατασκευές – Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3’ Τόμος ΙΙ
Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
4. Βάγιας Ι. (2003)
‘Σιδηρές κατασκευές ανάλυση και διαστασιολόγηση’
Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
5. Βάγιας Ι. (2001)
‘Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα’ εκδ. 2^η
Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
6. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε.
‘Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου SymDeck 73’
www.elastron.gr
7. Ερμόπουλος Ι. (2005)
‘Ευρωκώδικας 1 – βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεων επί των κατασκευών – ερμηνευτικά
παραδείγματα και σχόλια εφαρμογής’
Εκδόσεις Κλειδάριθμος, εκδ 2^η, Αθήνα
8. Computers and Structures
‘SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures – STEEL DESIGN
MANUAL’
Berkeley, California, USA
9. Καλλιρρόη Ι. Κατωπόδη (2013)
‘Σχεδιασμός εμπορικού μεταλλικού κτιρίου’
Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
10. Νικόλαος Γ. Χαιρέτης (2013)
‘Συγκριτική μελέτη στέγης με φέροντα οργανισμό από χάλυβα και αλουμίνιο’
Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
11. Νεφέλη Μαρία Σ. Μπομπότη (2012)
Σχεδιασμού πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας’
Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
12. Ιστοσελίδα εταιρίας CSI (Computers and Structures, Inc.)
Για εγχειρίδια προγράμματος SAP2000 v15
<http://www.csiberkeley.com/support/watch-and-learn>
13. CEN (April 2002)
‘EN1991-1-5, Eurocode 1, Action on structures, Part 1-1: General actions-densities, self weight,
imposed loads for buildings’
Brussels
14. CEN (May 2005)
‘EN1993-1-5, Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1-1: General structural’s rules’
Brussels
15. CEN (December 2004)
‘EN1998-1, Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules,
seismic actions and rules for buildings’
Brussels