



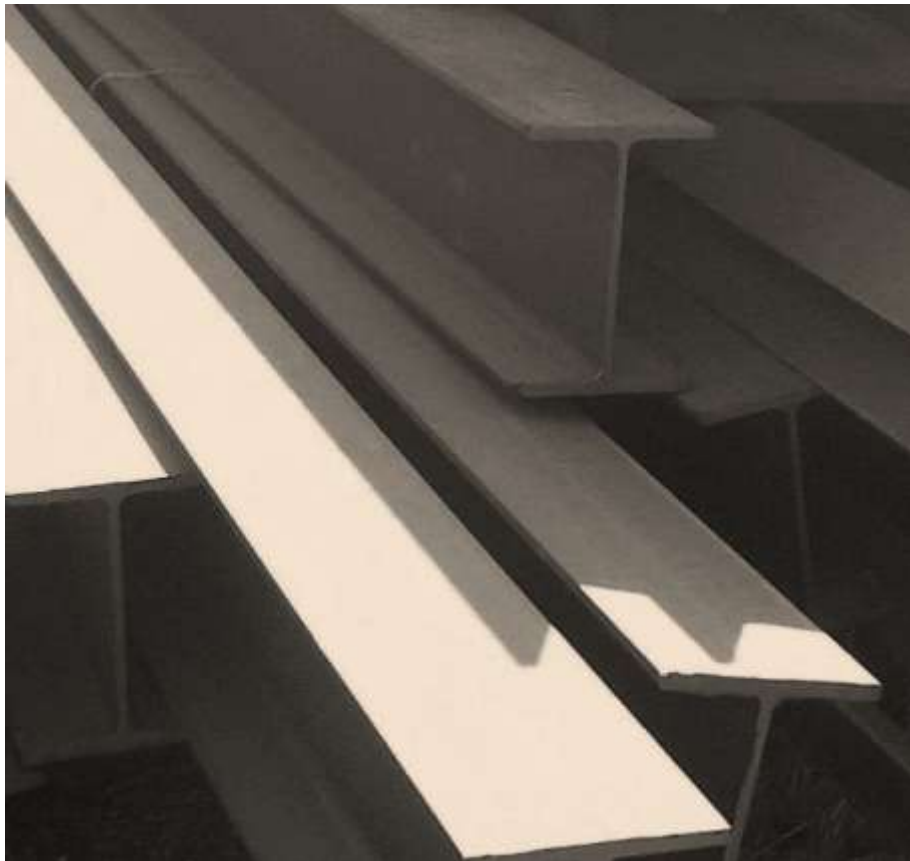
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΕΤΡΑΩΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ



ΚΟΥΛΟΠΟΥΛΟΥ ΓΕΩΡΓΙΑ-ΣΤΥΛΙΑΝΗ
ΠΑΡΑΣΚΕΥΑ ΜΑΡΙΑ

Επιβλέπων καθηγητής: ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ
Αθήνα, 2011

Πρόλογος

Αντικείμενο της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας αποτελεί η παρουσίαση δύο εναλλακτικών τρόπων σχεδιασμού ενός τετραώροφου μεταλλικού κτηρίου. Η ανάλυση του φορέα στα πλαίσια της Εργασίας πραγματοποιήθηκε για το σύνολο των περιπτώσεων με χρήση του προγράμματος SAP2000. Η περαιτέρω υπολογισμοί που απαιτήθηκαν κατά το σχεδιασμό έγιναν «με το χέρι» βάσει των προδιαγραφών των Ευρωκωδίκων. Επίσης, μελετήθηκαν και σχεδιάστηκαν με το πρόγραμμα STEELCON χαρακτηριστικές συνδέσεις από τους δύο φορείς.

Πριν ξεκινήσει η περιγραφή της Εργασίας είναι πρόπον να γίνει αναφορά στους ανθρώπους που κατέστησαν δυνατή αυτή την προσπάθεια. Πρωτίστως ευχαριστούμε θερμά τον Καθηγητή κ. Γιώργο Ιωαννίδη που μας έδωσε την ευκαιρία να ασχοληθούμε με τα ενδιαφέροντα ζητήματα των χαλύβδινων κατασκευών. Έχουμε ακόμα την υποχρέωση να ευχαριστήσουμε τον Υποψήφιο Διδάκτορα κ. Ανδρέα Σπηλιόπουλο για τη σημαντική συνδρομή του σε θέματα που μας απασχόλησαν για τη διεκπεραίωση της Εργασίας αυτής.

Κουλοπούλου Γεωργία-Στυλιανή

Παρασκευά Μαρία

Πίνακας περιεχομένων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Η παραγωγή του χάλυβα	1
1.2 Φυσικές και μηχανικές ιδιότητες του δομικού χάλυβα	2
1.3 Ο χάλυβας στις μεταλλικές κατασκευές	2
1.4 Πλεονεκτήματα-μειονεκτήματα του χάλυβα στις κατασκευές	3

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

2.1 Μέσα ανάλυσης της κατασκευής	7
2.2 Γεωμετρία του φορέα	9
2.3 Προσομοίωση του φορέα	11
2.3.1 Μεταλλικός φορέας 1: κατακόρυφοι σύνδεσμοι κατά τις δύο διευθύνσεις	15
2.3.2 Μεταλλικός φορέας 2: κατακόρυφοι σύνδεσμοι κατά τη μία διεύθυνση	18
2.4 Δράσεις επί της κατασκευής	20
2.5 Σεισμικές δράσεις	26
2.6 Συνδυασμοί φορτίσεων	36

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΣ ΦΟΡΕΑΣ 1 ΜΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗ Χ ΚΑΙ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

3.1 Εισαγωγή	42
3.2 Στατική ανάλυση	43
3.3 Δυναμική ανάλυση	45
3.4 Διαστασιολόγηση και έλεγχος στοιχείων του φορέα με τον EC3	
3.4.1 Διαδοκίδα	48
3.4.2 Κύριες δοκοί κατά την εγκάρσια διεύθυνση y	51
3.4.3 Κύριες δοκοί κατά τη διαμήκη διεύθυνση x	56
3.4.4 Υποσύλωμα	56

3.4.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	61
3.5 Διατομές φορέα	63
3.6 Ιδιομορφική ανάλυση	67
3.7 Έλεγχος περιορισμού βλαβών	70
3.8 Έλεγχος επιρροών 2 ^{ης} τάξης	72
3.9 Ικανοτικός έλεγχος	72
3.9.1 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	72
3.9.2 Δοκοί και υποστυλώματα	73
3.9.3 Πίνακες ικανοτικών ελέγχων σε μορφή Excel	76
3.10 Τελικός φορέας	80
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΣ ΦΟΡΕΑΣ 2 ΜΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΚΑΙ ΠΛΑΙΣΙΑ ΚΑΤΑ ΤΗ Χ	
4.1 Εισαγωγή	81
4.2 Στατική ανάλυση	82
4.3 Δυναμική ανάλυση	84
4.4 Διαστασιολόγηση και έλεγχος στοιχείων του φορέα με τον EC3	
4.4.1 Διαδοκίδες	86
4.4.2 Κύριες δοκοί κατά την εγκάρσια διεύθυνση γ	86
4.4.3 Κύριες δοκοί κατά τη διαμήκη διεύθυνση χ	86
4.4.4. Υποστυλώματα	
4.4.4.1 Υποστύλωμα κατά τη γ διεύθυνση	90
4.4.4.2 Υποστύλωμα που ανήκει σε πλαίσιο	90
4.4.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	99
4.5 Έλεγχος περιορισμού βλαβών	99
4.6 Έλεγχος επιρροών 2 ^{ης} τάξης	101
4.7 Διατομές φορέα	102

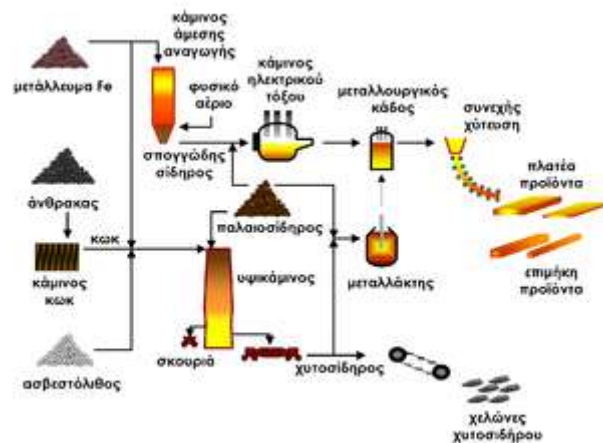
4.8 Ιδιομορφική ανάλυση	106
4.9 Ικανοτικός έλεγχος	111
4.9.1 Δοκοί	111
4.9.2 Υποστυλώματα	112
4.9.3 Πίνακες ικανοτικών ελέγχων σε μορφή Excel	115
4.10 Τελικός φορέας	122
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	123
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ	
6.1 Εισαγωγή	127
6.2 Έλεγχοι συνδέσεων	127
6.3 Σύνδεση δοκού με υποστύλωμα και κατακόρυφο σύνδεσμο	129
6.4 Αρθρωτή σύνδεση δοκού-υποστυλώματος	134
6.5 Σύνδεση ροπής δοκού-υποστυλώματος	141
6.6 Έδραση υποστυλώματος	144

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

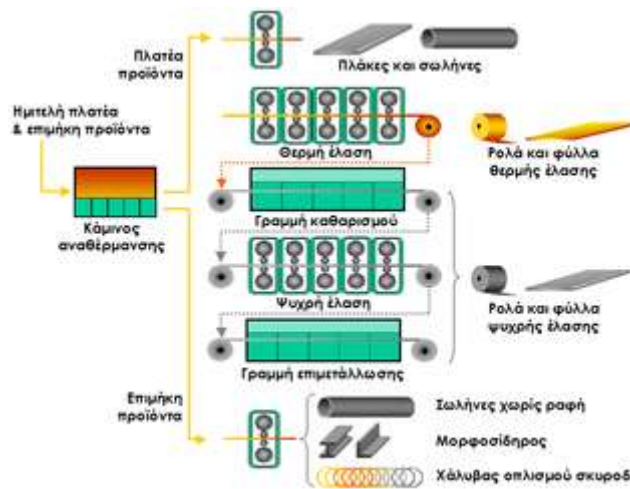
1.1 Η παραγωγή του χάλυβα

Ο χάλυβας παράγεται με τρεις βασικές μεθόδους:

- Με αναγωγή σιδηρομεταλλευμάτων σε υψικάμινο για την παραγωγή χυτοσιδήρου και τη μετατροπή του χυτοσιδήρου σε χάλυβα μέσα σε μεταλλάκτη με εμφύσηση οξυγόνου
- Με την άμεση αναγωγή σιδηρομεταλλευμάτων (δηλ. αναγωγή σε στερεά κατάσταση) σε φρεατώδη κάμινο για την παραγωγή σπογγώδους σιδήρου (στα αγγλικά, Direct Reduced Iron ή DRI) και τη μετατροπή του σπογγώδους σιδήρου σε χάλυβα μέσα σε κάμινο (κλίβανο) ηλεκτρικού τόξου
- Με την ανάττηξη παλαιοσιδήρου (σκραπ) σε κάμινο (κλίβανο) ηλεκτρικού τόξου (Electric Arc Furnance ή EAF)



Εικόνα 1. Σχηματικό διάγραμμα της παραγωγής χυτοσιδήρου και ημιτελών προϊόντων χάλυβα



Εικόνα 2. Σχηματικό διάγραμμα της παραγωγής τελικών προϊόντων χάλυβα

1.2 Φυσικές και μηχανικές ιδιότητες του δομικού χάλυβα

Οι κυριότερες φυσικές ιδιότητες του δομικού χάλυβα, με μεγάλη σημασία για τις μεταλλικές κατασκευές, είναι:

- Ο υψηλός συντελεστής θερμικής διαστολής
- Η μεγάλη θερμική αγωγιμότητα
- Ελατότητα (δηλαδή η δυνατότητα μορφοποίησης τους σε επίπεδα ελάσματα)
- Ολκιμότητα (δηλαδή η δυνατότητα μορφοποίησης τους σε σύρματα)

Οι δύο πρώτες φυσικές ιδιότητες χαρακτηρίζουν και την ευαισθησία του υλικού στις θερμοκρασιακές μεταβολές και τη φωτιά.

Οι κυριότερες μηχανικές ιδιότητες του δομικού χάλυβα, καθοριστικές για τη χρήση του στη δόμηση, είναι:

- Η μεγάλη αντοχή στα διάφορα είδη καταπονήσεων (θλίψη, κάμψη, εφελκυσμός). Χρησιμοποιούνται λεπτές διατομές με μικρό ίδιο βάρος και επιτυγχάνεται οικονομία υλικού και χώρου.
- Το μεγάλο μέτρο ελαστικότητας ($E=2.1 \cdot 10^5$ MPa)

Σε αυτές οφείλονται οι τόσο υψηλές αντοχές του υλικού, με ανάπτυξη μικρών παραμορφώσεων.

1.3 Ο χάλυβας στις μεταλλικές κατασκευές

Ο όρος «μεταλλικές κατασκευές» (ή ακόμα και σιδηρές κατασκευές), έχει επικρατήσει να αναφέρεται κυρίως σε κατασκευές με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Ανάλογα με το είδος της καταπόνησης των μελών τους, αλλά και τη μορφή

τους, οι μεταλλικές κατασκευές διακρίνονται στις ακόλουθες τρεις κυρίως κατηγορίες, οι οποίες εμφανίζονται είτε μεμονωμένα είτε και σε συνδυασμό μεταξύ τους:

- Πλαισιωτές κατασκευές

Πρόκειται για επίπεδους ή χωρικούς φορείς που συντίθενται από ραβδωτά κυρίως μέλη, μέσω στερεών ή αρθρωτών κόμβων. Τα μέλη των κατασκευών της κατηγορίας αυτής καταπονούνται από αξονικές και διατμητικές δυνάμεις, καθώς και καμπτικές και στρεπτικές ροπές. Βιομηχανικά κτήρια και πολυώροφα κτήρια γραφείων, αποθηκευτικοί χώροι, χωροδικτυώματα, διάφορες μορφές σιδηρών γεφυρών, είναι μερικές από τις κατασκευές που ανήκουν στην κατηγορία αυτή.

- Κελυφωτές κατασκευές

Συντίθενται κυρίως από επιφανειακά μέλη (επίπεδα ή καμπυλωμένα χαλύβδινα φύλλα), με προεξάρχουσα καταπόνηση τον εφελκυσμό. Πολλές φορές συνδυάζονται και με ραβδωτά μέλη, τα οποία είτε προσδίδουν ακαμψία στο φορέα, ή ακόμη μεταφέρουν μέρος των φορτίων στο έδαφος. Στην κατηγορία αυτή, παραδείγματος χάριν, ανήκουν οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, σιλό, καπνοδόχοι και το κυρίως σώμα των πλοίων, αεροπλάνων και διαστημικών σκαφών.

- Αναρτημένες κατασκευές

Στις κατασκευές αυτές το βασικό κατασκευαστικό στοιχείο είναι τα καλώδια (ευθύγραμμα ή καμπυλωμένα), τα οποία υπόκεινται σε εφελκυστικές δυνάμεις. Οι οροφές χώρων μεγάλης επιφάνειας και οι κρεμαστές αποτελούν χαρακτηριστικά δείγματα της κατηγορίας αυτής.

Στην Ελλάδα κτήρια με φέροντα οργανισμό από χάλυβα κατασκευάζονται εδώ και αρκετά χρόνια, από τότε που η ύπαρξη του χάλυβα και η τεχνογνωσία για την εκμετάλλευσή του έκαναν την πρώτη τους εμφάνιση, κάπου στις αρχές του 20^{ου} αιώνα (εκτός Ελλάδας εμφανίστηκαν πολύ νωρίτερα).

1.4 Πλεονεκτήματα-μειονεκτήματα του χάλυβα στις κατασκευές

Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών στα οποία οφείλεται η ευρεία εξάπλωσή τους στις μέρες μας είναι τα ακόλουθα (τα περισσότερα οφείλονται στις ιδιότητες του δομικού χάλυβα):

- Η ολκιμότητα του χάλυβα: Δίνει τη δυνατότητα εκτεταμένης παραμόρφωσης του χάλυβα χωρίς όμως να αστοχεί. Το υλικό χρησιμοποιείται στο έπακρό

του και επιτυγχάνονται πρακτικά μεγάλες αντοχές σε κάμψη, θλίψη, διάτμηση, χρησιμοποιώντας μικρότερες και αισθητικά καλύτερες διατομές. Επίσης, μειώνονται τα μόνιμα φορτία της κατασκευής και υπάρχει κέρδος τόσο σε χώρο όσο και σε ποσότητα υλικού.

- Η τυποποίηση της παραγωγής του χάλυβα: Ο τρόπος παραγωγής του χάλυβα είναι πλήρως βιομηχανοποιημένος και συνεπώς οι αβεβαιότητες της τελικής ποιότητάς του είναι πολύ μικρές. Κατά μήκος ενός μεταλλικού μέλους πρότυπης διατομής από θερμής έλαση τόσο οι φυσικές του ιδιότητες όσο και οι μηχανικές του, παραμένουν σχεδόν ίδιες σε όλες τις διατομές.
- Δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων (άνω των 2km): Χρησιμοποιώντας μέλη ολόσωμων διατομών και δικτυώματα επιτυγχάνεται μεγάλη μείωση του ίδιου βάρους της κατασκευής.
- Μείωση των νεκρών φορτίων της κατασκευής
- Η ευκολία της προκατασκευής (άρα και ταχύτητα ανέγερσης): Τα μέλη παραγγέλλονται στη βιομηχανία παρασκευής τους και έρχονται έτοιμα στο εργοτάξιο, όπου ακολουθεί η επί τόπου συναρμολόγηση και ανέγερσή τους, χωρίς να απαιτείται χρόνος για καλούπωμα και ξεκαλούπωμα μετά από ορισμένες μέρες.
- Το μεγάλο πλήθος διατομών που διατίθενται στην αγορά
- Το μεγάλο πλήθος μέσων συνδέσεως που διατίθενται στην αγορά
- Η εξέλιξη της τεχνολογίας των συνδέσεων
- Η δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης του υλικού: Είναι δυνατόν τα μεταλλικά μέλη να καθαιρεθούν, να σταλούν σε χυτευτήρα όπου και γίνεται ανάτηξή τους για να προκύψουν νέα μέλη. Η σκουριά (δηλαδή η οξειδωση του μετάλλου) ξεκινά από την εξωτερική του επιφάνεια, προχωρά μέχρι ένα σημείο και μετά σταματά, αποτελεί δηλαδή ένδειξη του χρόνου έκθεσης του μετάλλου στο περιβάλλον αλλά είναι και η ασπίδα προστασίας του.
- Η δυνατότητα επέκτασης και τροποποίησης υφιστάμενων κατασκευών: Λόγω της μεγάλης ποικιλίας διατομών, σχημάτων σύνδεσης των μελών και των μεθόδων σύνδεσης αυτών, μια τροποποίηση μεταλλικού έργου δεν απαιτεί πολύ χρόνο.
- Η απαίτηση μικρότερης και οικονομικότερης θεμελίωσης: Οφείλεται κυρίως στο μικρό ίδιο βάρος τους. Οι εκσκαφές είναι συνήθως πιο ρηχές. Επιπλέον έχουμε τη δυνατότητα να τις κατασκευάσουμε με τέτοιο τρόπο ώστε να λειτουργούν από στατικής άποψης είτε ως αρθρώσεις είτε ως πακτώσεις, ανάλογα με την ποιότητα του εδάφους.
- Ο επιμερισμός των φορτίων στα μέλη της κατασκευής: Οφείλεται στο σύνθετο σκελετό των μεταλλικών κατασκευών. Η ροή όλων των φορτίων εκτός του σεισμού είναι επικάλυψη, δευτερεύουσες δοκοί, κύριοι φορείς, θεμελίωση. Θεωρώντας τον άνεμο ως κύρια δράση στην κατασκευή, τότε ο άνεμος των πλαγιών όψεων παραλαμβάνεται τελικώς από τους κύριους

φορείς (πλαίσια), ενώ ο άνεμος των προσόψεων από τους αντιανέμιους συνδέσμους και τους μετωπικούς στύλους.

- Ο εύκολος εντοπισμός των βλαβών: Οποιαδήποτε αστοχία γίνεται αμέσως αντιληπτή και οπτικά αφού μιλάμε για ένα μόνο υλικό. Άλλοτε τα μεγάλα βέλη κάμψης, άλλοτε τα τοπικά «τσακίσματα» των διατομών που οφείλονται σε τοπικό λυγισμό και άλλοτε η απόκλιση του κορμού των διατομών από την κατακόρυφο που οφείλονται σε πλευρικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, είναι καταφανείς ενδείξεις τοπικής ή καθολικής αστοχίας ενός μέλους ή και τμήματος του φορέα.
- Εύκολη αποκατάσταση των βλαβών: Αυτό συνεπάγεται μεγάλη διάρκεια ζωής των μεταλλικών κατασκευών.
- Η δυνατότητα πραγματοποίησης ελαστικού και ανελαστικού σχεδιασμού: Οφείλεται στη χρησιμοποίηση ενός και μόνο πλήρως βιομηχανοποιημένου και όλκιμου υλικού, δηλαδή το χάλυβα.

Μερικά από τα μειονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών αναφέρονται παρακάτω και είναι τα εξής:

- Το κόστος του υλικού (ως εισαγόμενο για την Ελλάδα προϊόν)
- Το αυξημένο κόστος συντήρησης (κυρίως για πρόληψη της σκουριάς): Προκαλείται λόγω οξείδωσης από το οξυγόνο του ατμοσφαιρικού αέρα και επιδεινώνεται με την παρουσία υγρασίας και αναθυμιάσεων.
- Κόστος πυροπροστασίας: Όταν ο χάλυβας μια κατασκευής θερμανθεί σε θερμοκρασία 700 °C χάνει σημαντικό μέρος της αντοχής του και υφίσταται σημαντικές επιμηκύνσεις, που γίνονται πολύ επικίνδυνες για την ασφάλεια του κτηρίου. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την ταχύτατη ανάπτυξη μεγάλων βελών κάμψης, τα οποία τελικά οδηγούν στη μερική ή και ολική κατάρρευση του φορέα, χωρίς να έχουν μεταβληθεί τα φορτία που φέρει.

Μέθοδοι πυροπροστασίας της κατασκευής είναι:

- ✓ Διάφορες επαλείψεις και επιστρώσεις, που σχηματίζουν ένα στρώμα διοξειδίου του άνθρακα υψηλής θερμομονωτικότητας
- ✓ Πληρώσεις του πυρήνα με μπετόν
- ✓ Προκαλύμματα, όπως ψευδοροφές, ποδιές, παραπέτα και λοιπές προστατευτικές κατασκευές από πυρίμαχα υλικά
- ✓ Πληρώσεις των σωληνωτών διατομών με νερό
- ✓ Χωρισμός σε ζώνες πυρομόνωσης
- ✓ Φράγματα πυρός
- ✓ Εξασφάλιση και προστασία οδών διαφυγής
- ✓ Ανιχνευτές θερμότητας
- ✓ Εγκαταστάσεις επισήμανσης πυρκαγιάς

- ✓ Σταθερά και κινητά μέσα κατάσβεσης



Εικόνα 3. Εθνικό Στάδιο Πεκίνου, Κίνα



Εικόνα 4. Κρεμαστή γέφυρα Millau, Γαλλία

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

2.1 Μέσα ανάλυσης της κατασκευής

Η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα SAP2000. Το πρόγραμμα αυτό αποτελεί ένα υπερσύγχρονο και πολυχρηστικό 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.



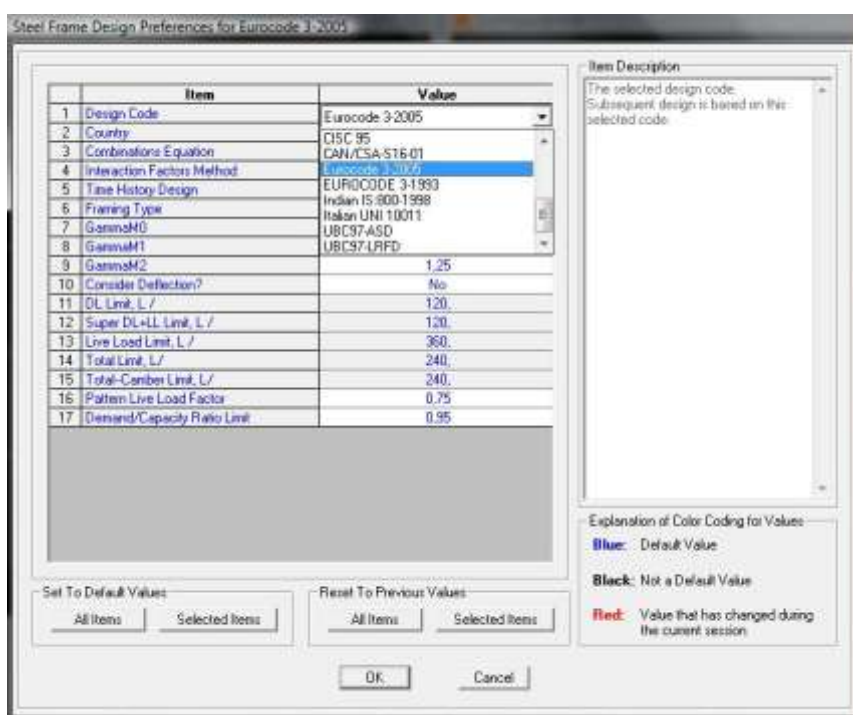
Εικόνα 5. Το περιβάλλον του προγράμματος

Το SAP2000 είναι εφοδιασμένο με όλους τους Ευρωπαϊκούς, Διεθνείς και Αμερικάνικους κανονισμούς. Παρέχει εξαιρετικές δυνατότητες για την προσομοίωση μεγάλης ποικιλίας δομημάτων, συμπεριλαμβανομένων γεφυρών, φραγμάτων, δεξαμενών και κτηρίων. Ένα χαρακτηριστικό του προγράμματος είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επίλυση είτε μεταλλικών κατασκευών είτε κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το γραφικό περιβάλλον δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates). Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιομάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.

Οι δυνατότητες στατικών φορτίσεων επιτρέπουν 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 βάσεις. Το πρόγραμμα υποστηρίζει ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Ritz, καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS, CQC ή GMC.

Το SAP2000 παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης, που συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών με AISC-ASD LRFD και EC3, διαστασιολόγηση μελών από σπλισμένο σκυρόδεμα με Αμερικάνικους κανονισμούς και EC2, καθώς και διαστασιολόγηση επιφανειακών στοιχείων.



Εικόνα 6. Διαθέσιμοι κανονισμοί για την ανάλυση μεταλλικών κατασκευών

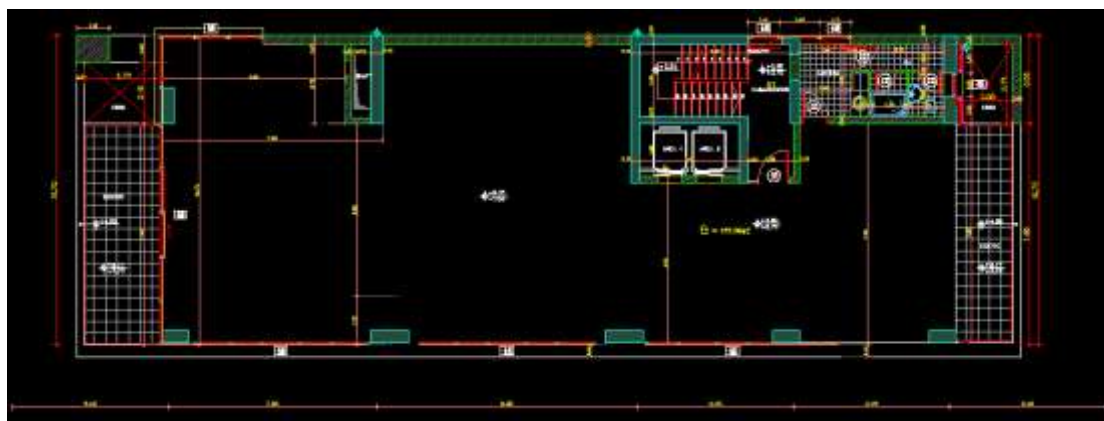
Με τη δυνατότητα του SAP2000 να κάνει αυτοματοποιημένα τον έλεγχο επάρκειας των διατομών με τον EC3-2005, με διαδοχικές δοκιμές επιλέχθηκαν οι διατομές στους υπό μελέτη φορείς, ώστε να μην αστοχούν στις επιβαλλόμενες φορτίσεις και να έχουν ένα ικανοποιητικό ποσοστό εξάντλησης. Ενδεικτικά έχει επιλυθεί ένα μέλος από κάθε στοιχείο για να δείξουμε ποιους ελέγχους πρέπει να ικανοποιεί με βάση την ένταση που αναπτύσσει. Πρέπει να τονιστεί εδώ ότι πέρα από τους ελέγχους αντοχής η κατασκευή θα πρέπει να πληροί και τους

κατάλληλους ικανοτικούς ελέγχους. Η εφαρμογή αυτών, αν και δεν γίνεται από το πρόγραμμα, παρουσιάζεται στη διπλωματική αυτή εργασία.

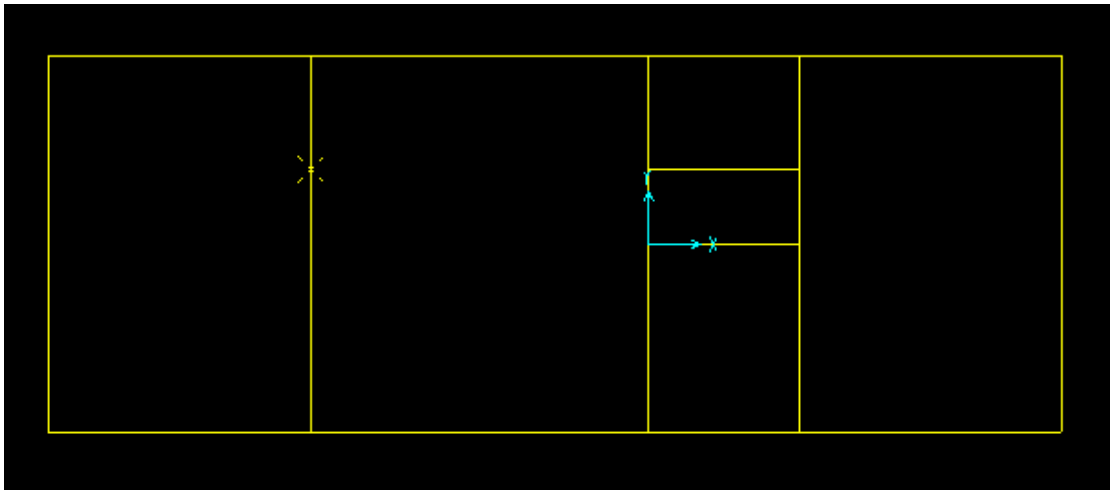
2.2 Γεωμετρία του φορέα

Η μόρφωση του φέροντος οργανισμού ενός κτηρίου ξεκινά από την αρχιτεκτονική μελέτη. Η μελέτη αυτή προσδιορίζει σε αρχικό στάδιο τις θέσεις των υποστυλωμάτων, τις στάθμες των ορόφων, τις θέσεις των τοίχων, των εσωτερικών και εξωτερικών ανοιγμάτων (πόρτες, παράθυρα), των κλιμακοστασίων κλπ. Με βάση αυτά τα δεδομένα σχεδιάζεται ο φέρων οργανισμός, ώστε να δημιουργηθούν διαδρομές για την ασφαλή παραλαβή και μεταφορά των φορτίων στη θεμελίωση. Στη διαδικασία αυτή εμπλέκονται διάφορες ειδικότητες επιστημόνων ώστε να διασφαλιστεί η αρχιτεκτονική λειτουργικότητα του κτηρίου, η στατική του επάρκεια, η ηλεκτρομηχανολογική του πληρότητα και η παροχή πυρασφάλειας. Η ανάλυση του φορέα, όσο σημαντική και αν είναι, δεν μπορεί να διορθώσει έναν κακό σχεδιασμό. Αντιθέτως, ο ορθός σχεδιασμός οδηγεί σε καλή συμπεριφορά του φορέα, ακόμα και αν η ανάλυση είναι απλουστευμένη. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι ουρανοξύστες των ΗΠΑ, που κατασκευάστηκαν στις αρχές του 20^{ου} αιώνα, υπολογίστηκαν με βάση απλοποιημένα προσομοιώματα, διαφορετικά για τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία (π.χ. η μέθοδος γνωστή ως wind moment design).

Στην παρούσα εργασία, η μόρφωση του φορέα έχει προκύψει από παραλλαγή υπάρχοντος κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα στην περιοχή της Αττικής. Με δεδομένη μια κάτοψη τυπικού ορόφου του υπάρχοντος κτηρίου, όπως αυτή φαίνεται στην *Εικόνα 3*, σχεδιάστηκε και η αντίστοιχη σε πρόγραμμα προσομοίωσης του φορέα (SAP2000), αποτελούμενη από μεταλλικά στοιχεία (*Εικόνα 4*).



Εικόνα 3. Κάτοψη τυπικού ορόφου στο Autocad



Εικόνα 4. Κάτοψη τυπικού ορόφου στο SAP2000

Συνεπώς, το υπό μελέτη κτήριο αποτελείται από μεταλλικό σκελετό και έχει διαστασιολογηθεί για χρήση ως χώρος γραφείων¹. Πρόκειται για 4ώροφο κτήριο με ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων $10\text{m} \times 27\text{m} = 270\text{m}^2$ και ύψος ορόφων 3,5m στο ισόγειο και 3m στους υπόλοιπους ορόφους. Επίσης, έχει προβλεφθεί υπερκατασκευή στέγης ύψους 2m στο κλιμακοστάσιο και στον ανελκυστήρα, για να παρέχεται έξοδος στον τελευταίο όροφο (βατή στέγη).

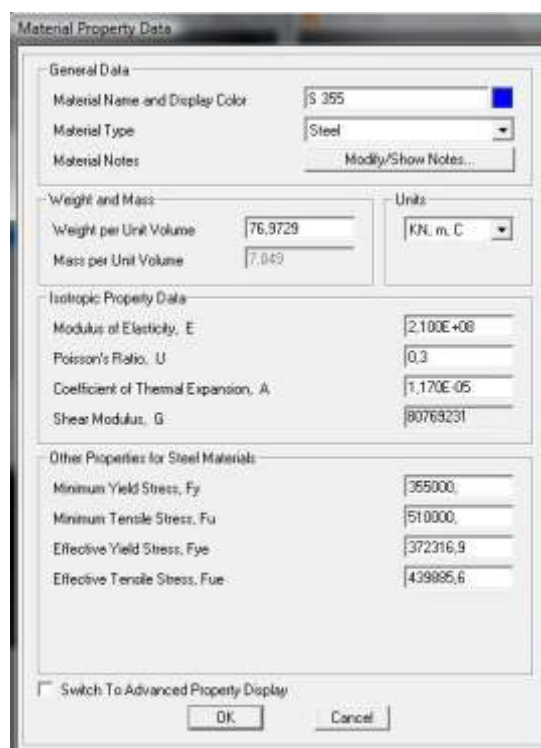
2.3 Προσομοίωση του φορέα

Το προσομοίωμα το οποίο θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση, πρέπει γενικώς να περιγράφει και να απεικονίζει με σαφήνεια και ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως συνόλου αλλά και των επιμέρους στοιχείων του (διατομές, μέλη, κόμβοι και εδράσεις), για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση. Θα πρέπει να περιλαμβάνει όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία της κατασκευής (κύρια πλαίσια στο χώρο, σύνδεσμοι, συνδέσεις, θεμελιώσεις), μέσω των οποίων θα μεταφερθούν με ασφάλεια στο έδαφος όλες οι δράσεις (κατακόρυφες και οριζόντιες) που ασκούνται επί αυτής. Θα πρέπει επίσης να περιλαμβάνει και όλα τα δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία (δευτερεύουσες δοκοί, τεγίδες, μηκίδες κλπ), τα οποία μεταβιβάζουν τις δράσεις στα κύρια φέροντα στοιχεία. Ενδεχομένως, για λόγους απλοποίησης του προσομοιώματος, μπορεί

¹ Η χρήση του κτηρίου προσδιορίζει και τις δράσεις επί του φορέα, βάση των οποίων ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα για να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

μερικά από τα δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία να παραλειφθούν, εάν αυτό έχει μικρή μόνον επιρροή στην κατανομή των εντατικών μεγεθών επί του φορέα, θα πρέπει όμως να περιληφθούν τα φορτία τα οποία φέρονται από τα στοιχεία αυτά². Το προσομοίωμα στις περισσότερες των περιπτώσεων κατασκευάζεται και αναλύεται γενικά ως χωρικό, λόγω της ευκολίας που παρέχει η χρήση Η/Υ.

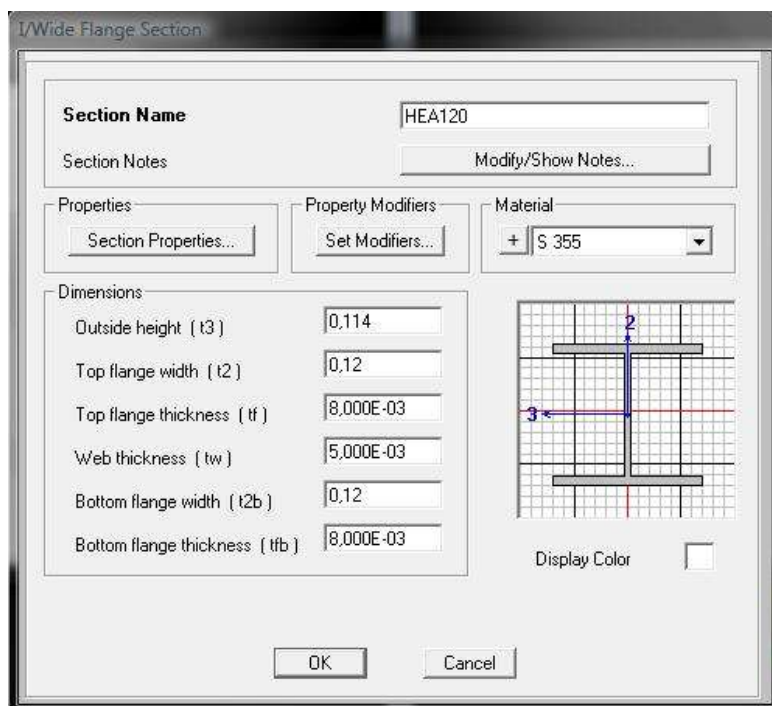
Για το σχεδιασμό του φορέα, τόσο για το βασικό όσο και για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων, μορφώνεται τρισδιάστατο μοντέλο αποτελούμενο αποκλειστικά από γραμμικά στοιχεία για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας (κατακόρυφους). Τα φέροντα στοιχεία είναι αμιγώς χαλύβδινα από πρότυπες ευρωπαϊκές διατομές. Για όλες τις διατομές έχει επιλεγεί ονομαστική ποιότητα χάλυβα S355 (Εικόνα 5) και το πρότυπο της διατομής (HEA, HEB, IPE κλπ) έχει επιλεγεί από βελτιστοποίηση με επαναληπτικές διαδικασίες στο πρόγραμμα SAP2000³, ώστε να ικανοποιεί τις απαιτήσεις του EC3-2005.



Εικόνα 5. Ιδιότητες χάλυβα S355

² Η πρακτική αυτή έχει υιοθετηθεί και στην υπόψη εργασία, όπως παρουσιάζεται στο κεφάλαιο με τη διαστασιολόγηση και το σχεδιασμό του φορέα.

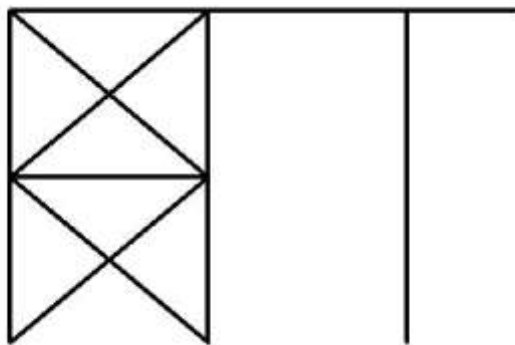
³ Η λειτουργίες του προγράμματος SAP2000 αναφέρονται σε επόμενο κεφάλαιο.



Εικόνα 6. Ιδιότητες πρότυπης ελατής διατομής θερμής έλασης

Κύριο χαρακτηριστικό της κατασκευής είναι οι **σύνδεσμοι δυσκαμψίας**. Αυτοί χρησιμεύουν κυρίως στην παραλαβή και μεταφορά στη θεμελίωση των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα του κτηρίου. Συμβάλλουν επιπλέον στην εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας των μελών των κυρίων πλαισίων και αποτελούν κεντρικά στοιχεία της διαδικασίας ανέγερσης.

Στον υπό μελέτη φορέα έχει επιλεγεί η κατασκευή μόνο κατακόρυφων συνδέσμων. Συγκεκριμένα, διαμορφώθηκαν σε επιλεγμένα φατνώματα μεταξύ υποστυλωμάτων δικτυωτού τύπου στοιχεία δυσκαμψίας, δισδιαγώνια τοποθετημένα (Εικόνα 7), τα οποία παραλαμβάνουν το σύνολο των οριζόντιων δυνάμεων και εξασφαλίζουν την κατά μήκος δυσκαμψία. Για τους σκοπούς τους οποίους εξυπηρετεί η παρούσα διπλωματική μελέτη, όπως αυτοί αναφέρθηκαν στην εισαγωγή, μορφώθηκαν δύο φορείς, ένας με συνδέσμους κατά τη x και y διεύθυνση και ένας με συνδέσμους μόνο κατά την y. Τα στατικά προσομοιώματα αυτών αναπτύσσονται παρακάτω.



Εικόνα 7. Τυπική διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων

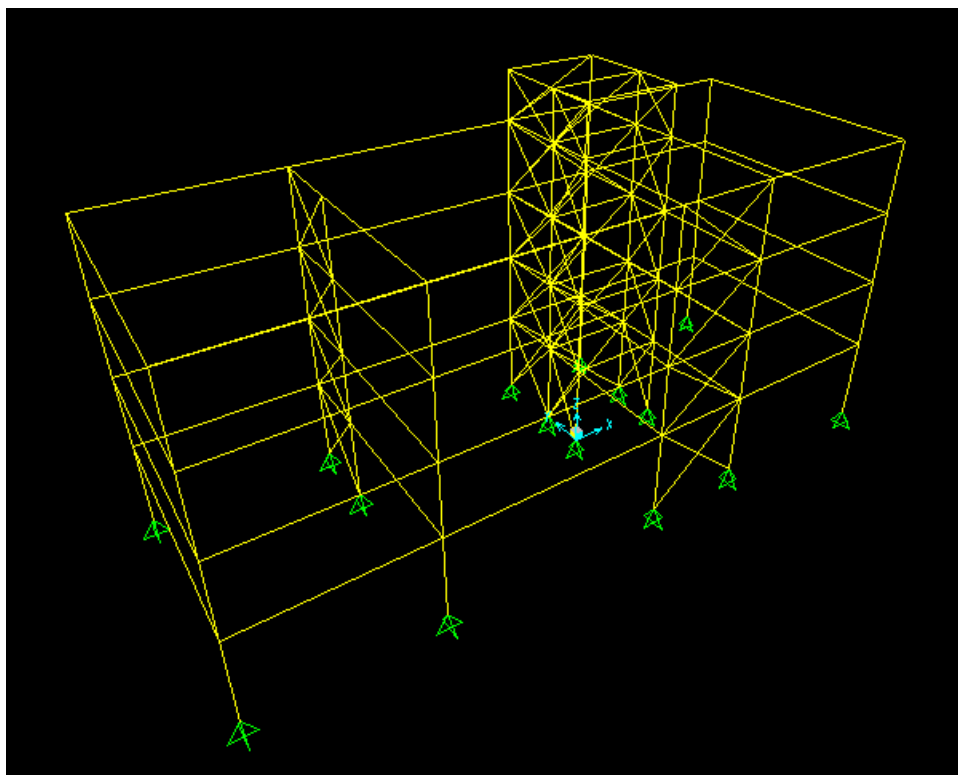
Στους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα όλες οι ράβδοι συνδέονται κατά κανόνα στα άκρα τους με απλές κοχλιωτές συνδέσεις και επομένως καταπονούνται από αξονικές μόνο δυνάμεις. Στην περίπτωση χιαστί συνδεσμολογίας επιτρέπεται να υποθεθεί ότι κατά τη δράση των οριζόντιων φορτίων, εκ των δύο διαγωνίων κάθε φατνώματος του συνδέσμου ενεργός είναι μόνο η εφελκυόμενη. Οι διαγώνιες μπορούν να αναπτύξουν, ως εφελκυόμενα στοιχεία, σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις προ της αστοχίας τους και έτσι οι σύνδεσμοι των μορφών αυτών δικαιολογούν μεγαλύτερες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς.

Το μεταλλικό κτήριο δεν διακρίνεται μόνο από το χαλύβδινο φέροντα οργανισμό του, ο οποίος δεν είναι συχνά ορατός στο χρήστη. Για το πλατύ κοινό, το κύριο χαρακτηριστικό των μεταλλικών κτηρίων είναι το εξωτερικό περίβλημα του κτηρίου, του οποίου πρέπει να ικανοποιεί ταυτόχρονα περισσότερες απαιτήσεις. Κατ' αρχήν να ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις θερμομόνωσης, ηχομόνωσης και προστασίας από την υγρασία. Πέραν αυτών όμως πρέπει να ανταποκρίνεται στις μορφολογικές απαιτήσεις, δεδομένου ότι η διαμόρφωση της πρόσοψης δίνει στο κτήριο την τελική του μορφή. Αλλά και τα ελαφρά ενδιάμεσα διαχωριστικά, οι ψευδοροφές και τα διπλά πατώματα είναι σημαντικά και ορατά στοιχεία του κτηρίου, διότι διαμορφώνουν τους χώρους λειτουργίας και χρήσης. Τα ανωτέρω στοιχεία παρόλο που δεν ανήκουν στο φέροντα οργανισμό του κτηρίου, παραλαμβάνουν και αυτά φορτία π.χ. χιονιού ή ανέμου, τα οποία και μεταφέρουν στο φέροντα οργανισμό. Θεωρούνται ως μη φέροντα, επειδή η επιλογή και ο σχεδιασμός τους αποτελεί συνήθως αντικείμενο της αρχιτεκτονικής μελέτης. Παρόλα αυτά, ο μηχανικός θα πρέπει να γνωρίζει ορισμένα στοιχεία τουλάχιστον

της διαμόρφωσης και στήριξης των μη φερόντων στοιχείων, από τα οποία εξαρτώνται η πυρασφάλεια, η θερμομόνωση, η ηχομόνωση, η υγραμόνωση και άλλες φυσικές ιδιότητες του κτηρίου και τελικώς η οικονομία και ο χρόνος κατασκευής.

Στα πλαίσια της εργασίας αυτής, τα φέροντα στοιχεία μας απασχόλησαν ως προς τα φορτία που μεταφέρουν στον μεταλλικό σκελετό του κτηρίου και δεν προσομοιάστηκαν στο πρόγραμμα. Συγκεκριμένα, ασχοληθήκαμε με τις εσωτερικές πλάκες των ορόφων, με την επικάλυψη της στέγης και τη χρήση δομικού γυαλιού στις προσόψεις. Τα φορτία αυτών αναφέρονται σε επόμενη παράγραφο.

2.3.1 Μεταλλικός φορέας 1 – κατακόρυφοι σύνδεσμοι κατά τη x και y διεύθυνση

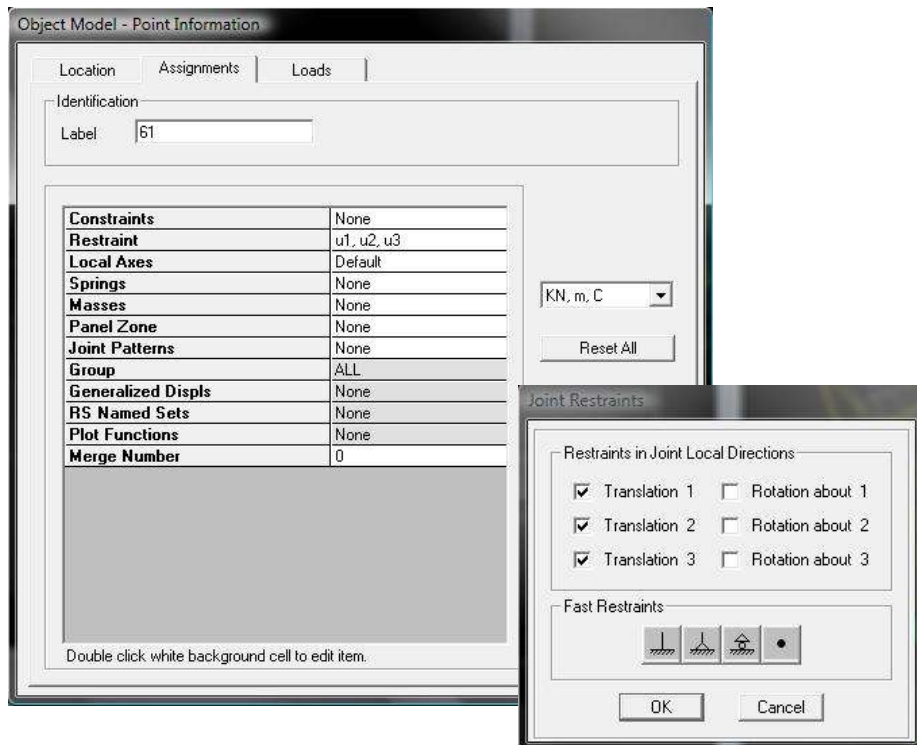


Εικόνα 8. Προοπτική απεικόνιση

Στατικό σύστημα, όπως το εικονιζόμενο, αποτελούμενο από δοκούς-υποστυλώματα-συνδέσμους δυσκαμψίας, τα οποία μεταφέρουν φορτία σε τρεις διευθύνσεις, πρέπει να διακριτοποιηθούν σε έναν αριθμό μελών από ράβδους δύο κόμβων. Κάθε ράβδος είναι ένα διαμήκης δομικό μέλος που έχει μια σταθερή, διπλά συμμετρική διατομή καθ' όλο το μήκος.

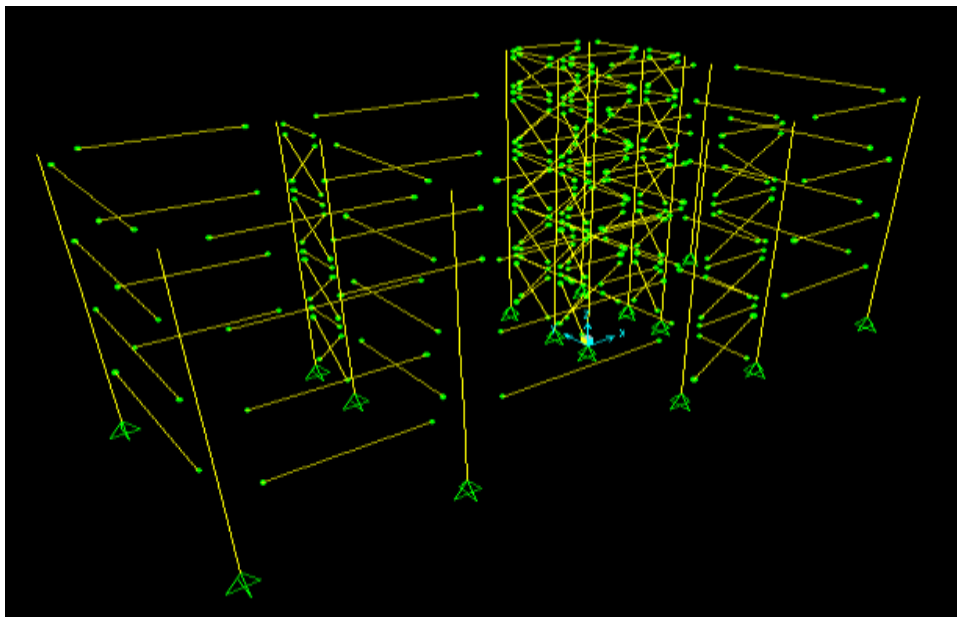
Η ανάληψη των οριζόντιων δυνάμεων γίνεται μέσω των χιαστί κατακόρυφων συνδέσμων που είναι τοποθετημένοι και κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, x και y.

Οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων στο επίπεδο θεμελίωσης είναι αρθρώσεις, καθώς δεν αγνοήθηκαν τα ελαστικά χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελίωσης. Καθ' ύψος τα υποστυλώματα συνδέονται μεταξύ τους με πακτώσεις.



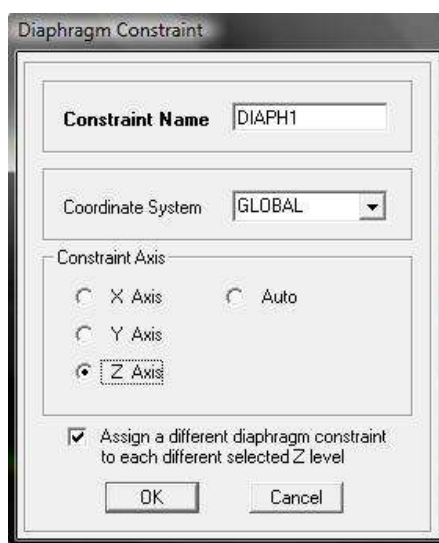
Εικόνα 9. Στήριξη στη θεμελίωση

Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων, καθώς και δοκών-δοκών, θεωρήθηκε ότι είναι αρθρώσεις, επειδή οι κόμβοι οριζόντιων-κατακόρυφων δομικών στοιχείων δε συμμετέχουν στην εξασφάλιση της πλευρικής ασφάλειας.

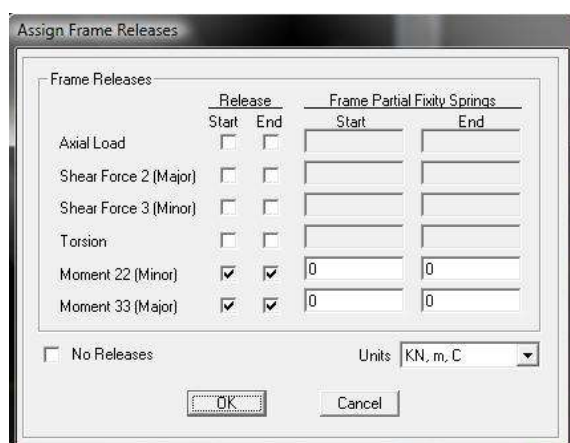


Εικόνα 10. Στατικό προσομοίωμα

Η παραπάνω θεώρηση δικαιολογείται ως εξής. Επειδή για τη δυναμική ανάλυση (σεισμική δράση) θεωρήθηκε ότι η διαφραγματική λειτουργία των πλακών (Εικόνα 9) είναι εξασφαλισμένη και η σεισμική διέγερση οριζόντια, από το στατικό μοντέλο αγνοήθηκαν οι ελευθερίες κίνησης στις οποίες αντιστοιχούν μηδενικές μάζες ή μηδενικές ροπές αδράνειας και λήφθηκαν υπόψη τρεις ελευθερίες κίνησης ανά κόμβο (δύο μετατοπίσεις και μία στροφή). Έτσι αναπαράγονται πλήρως οι αδρανειακές δυνάμεις και ροπές μέσα στα επίπεδα των στερεών δίσκων των πατωμάτων. Παραλείπονται βέβαια οι κατακόρυφες δυνάμεις, οι οποίες όμως είναι αμελητέες.

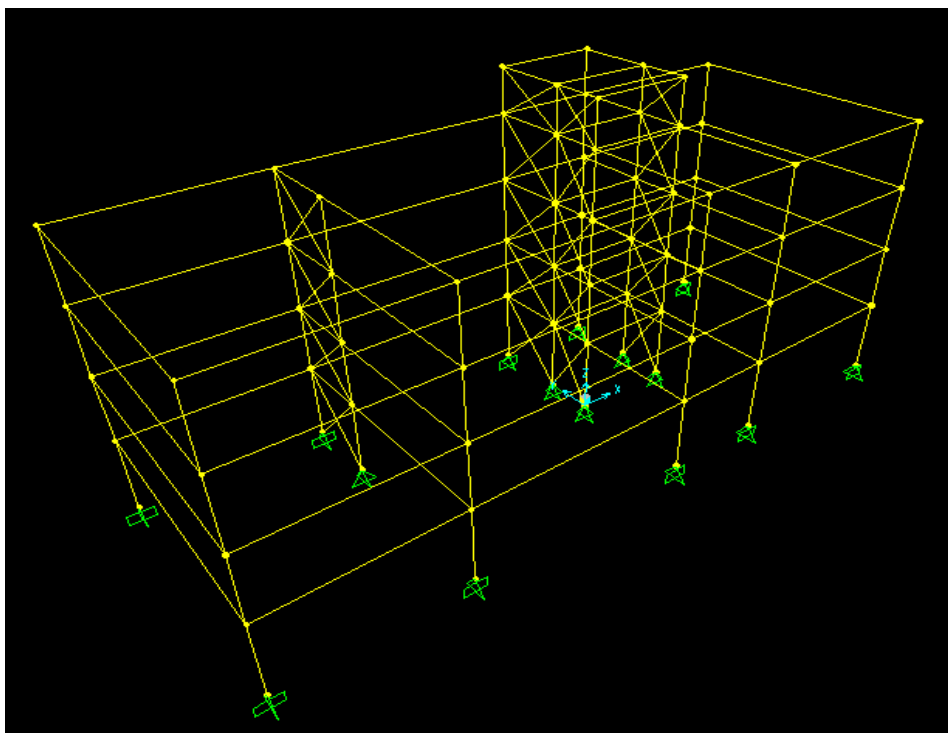


Εικόνα 11. Εισαγωγή διαφραγματικής λειτουργίας ανά όροφο



Εικόνα 12. Ορισμός άρθρωσης

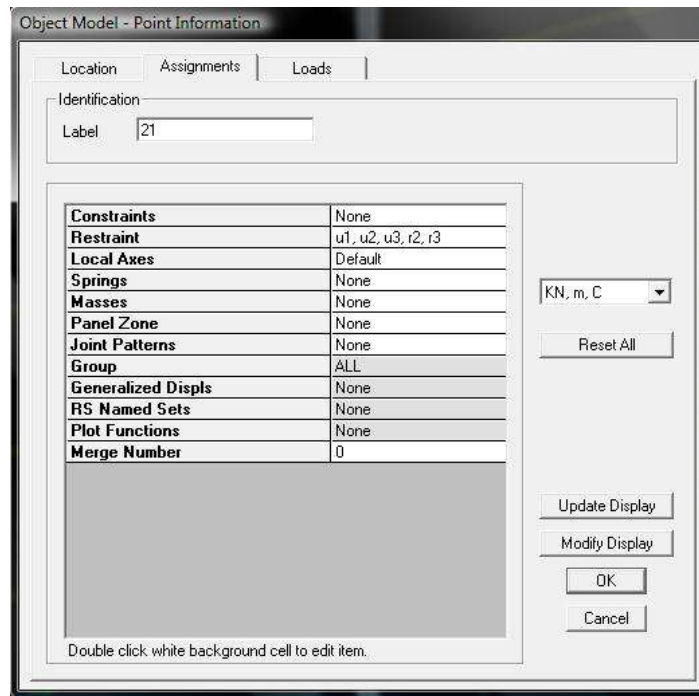
2.3.2 Μεταλλικός φορέας 2 – κατακόρυφοι σύνδεσμοι μόνο κατά την y διεύθυνση



Εικόνα 13. Προοπτική απεικόνιση

Έχοντας διατηρήσει το στατικό προσομοίωμα του φορέα στο οποίο έχουν σχεδιαστεί τα κύρια φέροντα στοιχεία, δοκοί, υποστυλώματα και σύνδεσμοι δυσκαμψίας, η διαφορά με τον προηγούμενο φορέα είναι ότι η τοποθέτηση των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων έγινε μόνο κατά την y διεύθυνση. Αυτό αλλάζει τη στατική λειτουργία του φέροντος οργανισμού.

Έτσι, η ανάληψη των οριζόντιων δυνάμεων γίνεται μέσω πολυώροφων πολύστυλων πλαισίων κατά τη διεύθυνση x και μέσω χιαστί συνδέσμων κατά τη διεύθυνση y . Επίσης, θεωρείται ότι τα υποστυλώματα είναι αρθρωτά συνδεδεμένα με τη θεμελίωση στο επίπεδο των χιαστί, ενώ είναι πακτωμένα στο επίπεδο των πλαισίων.



Εικόνα 14. Ορισμός μετακινήσεων κόμβων στη στάθμη θεμελίωσης

Όλες οι υπόλοιπες παραδοχές που αφορούν τη στατική λειτουργία του φορέα παραμένουν ως έχουν.

2.4 Δράσεις επί της κατασκευής

Μετά τη χωρική προσομοίωση του φορέα, την επιλογή των υλικών, τον καθορισμό των στηρίξεων και του τρόπου σύνδεσης των μελών του, ορίζονται τα φορτία που επιδρούν στην κατασκευή.

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με ικανοποιητικό βαθμό αξιοπιστίας και 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 τη διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος καθ' όλη τη διάρκεια της χρήσης για την οποία προορίζεται.

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Οι δράσεις των κατασκευών, προκειμένου να προσδιορισθούν τα αποτελέσματά τους, ορίζονται τελικά από έναν Κανονισμό, στον οποίο περιγράφεται τόσο η ποιοτική όσο και η ποσοτική τους διάσταση. Οι αριθμητικές τιμές που δίνονται για τις διάφορες δράσεις, έχουν προκύψει μετά από συστηματικές μετρήσεις ή μακρόχρονες μετεωρολογικές παρατηρήσεις και αντιστοιχούν σε μικρή και εκ των προτέρων καθοριζόμενη πιθανότητα υπέρβασής τους, ονομάζονται δε χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων. Στην Ελλάδα εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα λόγω των επιμέρους συνθηκών (κλιματολογικών, εδαφικών κλπ.) ιδιαίτερες πληροφορίες (π.χ. για χιόνι, άνεμο κλπ.).

Σε πρώτη φάση είναι σημαντικό να προσδιορίζουμε τη χρήση για την οποία προορίζεται το υπό μελέτη κτήριο, όπως αυτή ορίζεται στον EC1 (§6.3.1.1 Πίνακας 6.1). Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα, το κτήριο ανήκει στην κατηγορία Β, δηλαδή της χρήσης ως χώρος γραφείων.

Πίνακας 1. Κατηγορία χρήσης κτηρίου

Κατηγορία	Συγκεκριμένη χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν	C1:χώροι με τραπέζια C2:χώροι με σταθερά καθίσματα C3:χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού C4:χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες

		C5:χώροι με συγκέντρωση πλήθους
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώληση D2:χώροι σε πολυκαταστήματα

Οι δράσεις κατατάσσονται στις παρακάτω τρεις κατηγορίες ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο:

i. Μόνιμες δράσεις (G) – dead loads

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς⁴ και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα.

Στην διπλωματική τα μόνιμα φορτία αποτελούνται από το ίδιο βάρος των χαλύβδινων διατομών, της πλάκας σκυροδέματος, των επικαλύψεων και του εξωτερικού τοίχου. Το ίδιο βάρος των χαλύβδινων μελών υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα.

- Πλάκα σκυροδέματος

Θεωρούμε πλάκα ωπλισμένου σκυροδέματος που τοποθετείται στα δάπεδα όλων των ορόφων και της στέγης πάχους $h=15\text{cm}$ και φαινόμενου βάρους $\gamma_b= 25 \text{ kN/m}^3$ ⁵. Μετατρέπουμε αυτό το φορτίο σε επιφανειακά κατανεμημένο, πολλαπλασιάζοντας με τη διάσταση του πάχους της πλάκας. Άρα έχουμε μόνιμο φορτίο από το ι.β. πλάκας $3,75 \text{ kN/m}^2$.

- Επικαλύψεις

Για τις επικαλύψεις των εσωτερικών δαπέδων θεωρήθηκε μόνιμο φορτίο επικαλύψεων $1,7 \text{ kN/m}^2$.

Όσον αφορά την επικάλυψη της στέγης όμως, το φορτίο αυτό δεν μπορεί να είναι το ίδιο καθώς τα στοιχεία επικάλυψης έχουν αυξημένες απαιτήσεις υγραμόνωσης και θερμομόνωσης. Γι' αυτό το λόγο το μόνιμο φορτίο των επικαλύψεων για τη στέγη λήφθηκε στα $2,0 \text{ kN/m}^2$.

- Εξωτερικός τοίχος

⁴ Η περίοδος αναφοράς αντιστοιχεί στη διάρκεια ζωής σχεδιασμού του έργου. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EC1 δίνεται ενδεικτική τιμή 50 χρόνια ζωής για κτήρια όπως το υπό μελέτη.

⁵ Σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ §2.2, για περίπτωση συνήθων ποσοστών οπλισμού.

Για την εξωτερική τοιχοποιία υποθέσαμε ότι θα τοποθετηθεί γυάλινος τοίχος πάχους 20cm, γνωρίζοντας επίσης ότι η πυκνότητα του γυαλιού είναι 25kN/m^3 (EC1 Παράρτημα Α Πίνακας Α.5). Μετατρέπουμε αυτό το φορτίο σε γραμμικά κατανεμημένο επί της δοκού όπου εδράζεται ο τοίχος, πολλαπλασιάζοντας με τη διάσταση του πάχους του τοίχου και του ύψους του ορόφου. Άρα έχουμε μόνιμο φορτίο από τον εξωτερικό τοίχο $25\text{kN/m}^3 * 0,2\text{m} * 3\text{m} = 15\text{kN/m}$.

- Φορτίο ανελκυστήρα

Βάσει κανονισμού για κάθε 100kg ωφέλιμου βάρους τοποθετώ 1tn στη φόρτιση. Άρα για ανελκυστήρα χωρητικότητας 4 ατόμων έχουμε συνολικό φορτίο 32kN, το οποίο κατανέμουμε στις 4 κολόνες του τελευταίου ορόφου, δηλαδή 8kN ανά υποστύλωμα.

- Σκάλα

Επιλέγουμε βάσει κανονισμού 2 kN/m^2 , που οφείλεται στο ίδιο βάρος του υλικού κατασκευής καθώς και στις επικαλύψεις.

ii. Επιβαλλόμενες (μεταβλητές) δράσεις (Q)

Εντάσσονται γενικώς στην κατηγορία των μεταβλητών ελεύθερων δράσεων (variable-free). Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτηρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευόμενων υλικών, χιονιού ή ανέμου κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το φορτίο και η θέση τους, γι' αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις) και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Παρ' όλα αυτά, επειδή η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα με τις επιβαλλόμενες δράσεις είναι σχετικά μικρή, οι κανονισμοί προβλέπουν κάποια ποσοστά απομείωσής τους σε συγκεκριμένες περιπτώσεις.

Στα πλαίσια της συγκεκριμένης μελέτης και λαμβάνοντας υπόψη και τη γεωγραφική θέση του φορέα αγνοήσαμε τα φορτία χιονιού και ανέμου. Επομένως, η μόνη κατηγορία επιβαλλόμενων δράσεων που μας απασχόλησε είναι τα κινητά φορτία (live loads) της κατασκευής, τα οποία προκύπτουν από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κ.ά. όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε λειτουργία. Για τον προσδιορισμό της τιμής αυτών συμβουλευτήκαμε τον παρακάτω πίνακα του EC1 (§ 6.3.1.2 Πίνακας 6.2) και σύμφωνα και με τη χρήση του κτηρίου ορίσαμε κινητά φορτία μεγέθους 2kN/m^2 (με εξαίρεση τη στέγη όπου αυτά λήφθηκαν $1,5\text{kN/m}^2$) και για τη σκάλα $3,5\text{ kN/m}^2$.

Πίνακας 2. Επιβαλλόμενα φορτία ανάλογα με τη χρήση του κτηρίου (αφορά τα κινητά φορτία)

Κατηγορία φορτιζόμενης επιφάνειας	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
Κατηγορία Α -Δάπεδα -Σκάλες -Μπαλκόνια	1,5 έως 2,0 2,0 έως 4,0 2,5 έως 4,0	2,0 έως 3,0 2,0 έως 4,0 2,0 έως 3,0
Κατηγορία Β	2,0 έως 3,0	1,5 έως 4,5
Κατηγορία C -C1 -C2 -C3 -C4 -C5	2,0 έως 3,0 3,0 έως 4,0 3,0 έως 5,0 4,5 έως 5,0 5,0 έως 7,5	3,0 έως 4,0 2,5 έως 7,0 (4,0) 4,0 έως 7,0 3,5 έως 7,0 3,5 έως 4,5
Κατηγορία D -D1 -D2	4,0 έως 5,0 4,0 έως 5,0	3,5 έως 7,0 (4,0) 3,5 έως 7,0

Εδώ αξίζει να αναφερθεί ότι στον EC1 υπάρχει πίνακας (§6.3.4.1 Πίνακας 6.9) που κατηγοριοποιεί και τη στέγη ανάλογα με τη χρήση της και λειτουργεί βοηθητικά ως προς τον προσδιορισμό των δράσεων επί αυτής.

Πίνακας 3. Κατηγορία χρήσης στέγης

Κατηγορία φορτιζόμενης επιφάνειας	Χρήση
H	Στέγες μη προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως D χρήσης κτηρίων
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Στην περίπτωση μας, η στέγη κατατάσσεται στην κατηγορία I και σύμφωνα με τις διατάξεις του κανονισμού τα επιβαλλόμενα φορτία δίνονται από τον Πίνακα 2, ανάλογα με τη χρήση του κτηρίου (EC1 §6.3.4.1(2)).

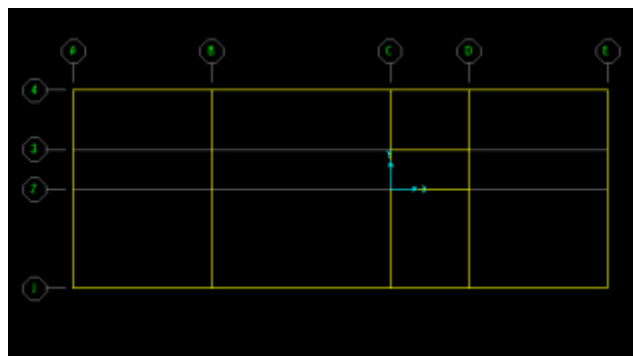
iii. Τυχηματικές δράσεις (A) – accidental loads

Πχ. εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά, τα οποία όμως δεν αποτέλεσαν αντικείμενο μελέτης στη συγκεκριμένη εργασία

Εισαγωγή φορτίων στο πρόγραμμα

Τα μόνιμα και κινητά φορτία που αναφέρθηκαν παραπάνω είναι εκφρασμένα ανά μονάδα επιφάνειας. Για αν εισαχθούν οι τιμές αυτών στο πρόγραμμα και ειδικότερα στις δοκούς πολλαπλασιάστηκαν με το πλάτος επιρροής των δοκών, όπως προκύπτει απ' τη γεωμετρία του φορέα, ώστε να βρεθεί το μέγεθος του γραμμικού φορτίου που τις αντιστοιχεί. Επίσης, στα μόνιμα των περιμετρικών δοκών προστέθηκαν 15kN/m για την προσομοίωση του φορτίου που δέχονται λόγω της εξωτερικής τοιχοποιίας.

Ενδεικτικά δίνονται οι τιμές για τη δοκό 14-A (label 212) του 1^{ου} ορόφου, με πλάτος επιρροής 3,5m.



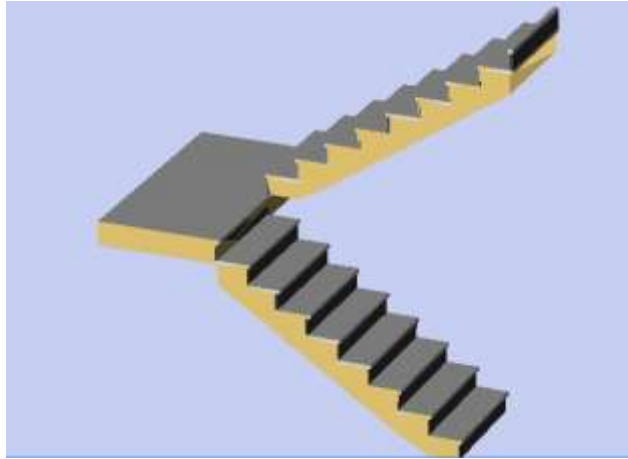
Εικόνα 15. Γεωμετρία κάτοψης



Εικόνα16. Ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία δοκού

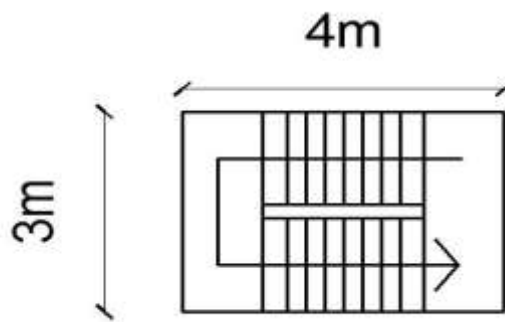
Για το κτήριο που μελετάμε στην παρούσα διπλωματική έχει προβλεφθεί η κατασκευή κλιμάκων. Τα φορτία αυτών επομένως πρέπει να ληφθούν υπόψη στη στατική φόρτιση του κτηρίου.

Για τις κλίμακες υποθέτουμε κατασκευή όπως η κάτωθι εικονιζόμενη:



Εικόνα17. Προσομοίωμα σκάλας

όπου το πλατύσκαλο κατασκευάζεται στο μέσο επίπεδο μεταξύ των ορόφων με την προσθήκη μεσοδόκαρου. Με απλοποιημένη διαδικασία και αφού επιλέξουμε κινητό φορτίο σκάλας, για κατηγορία χρήσης κτηρίου Β, $q=3,5 \text{ kN/m}^2$, μεταβιβάζουμε το επιφανειακά κατανεμημένο φορτίο στα τέσσερα υποστυλώματα που πλαισιώνουν ανά όροφο το κλιμακοστάσιο (Εικόνα 18). Έτσι σε κάθε υποστύλωμα τοποθετώ κινητό φορτίο $3,5 \text{ kN/m}^2 * 3\text{m} * 4\text{m} = 42 \text{ kN}$. Ομοίως και για το μόνιμο φορτίο της σκάλας.



Εικόνα18. Κάτοψη σκάλας

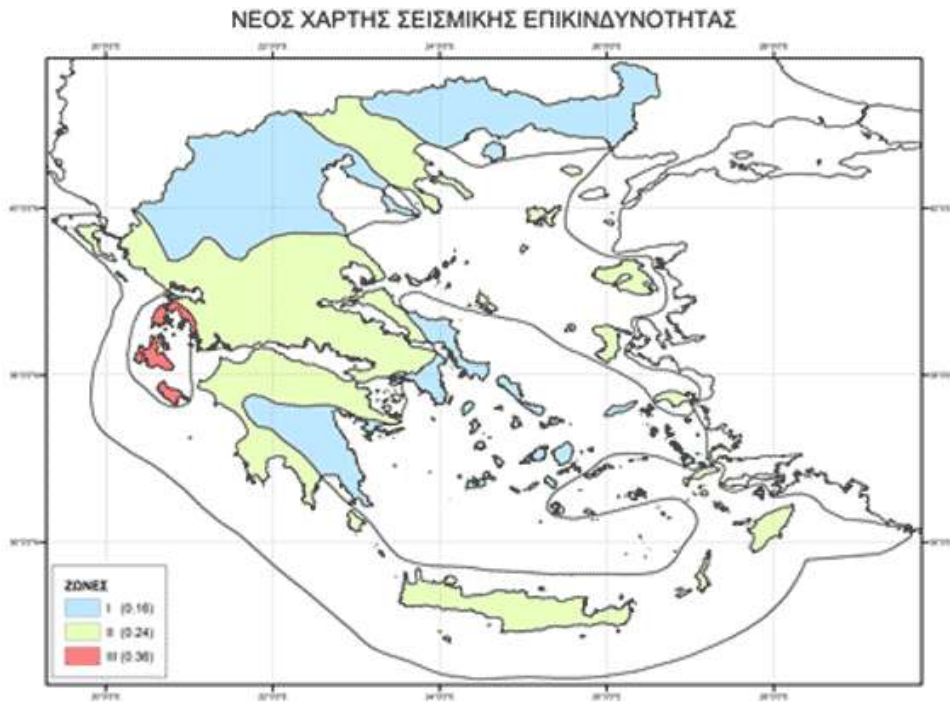
2.5 Σεισμικές δράσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως αποτέλεσμα τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Κατά κύριο λόγο, οι οριζόντιες από τις δυνάμεις αυτές θεωρούνται ως οι πλέον σημαντικές, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποβούν μοιραίες υπό ορισμένες συνθήκες.

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

Σεισμικές δράσεις, λοιπόν, είναι οι δράσεις που καταπονούν μια κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις. Η ιδιαιτερότητα τους οφείλεται στο γεγονός ότι δεν προκύπτουν από εξωτερικά επιβαλλόμενα φορτία αλλά από τις παραμορφώσεις που εισάγονται στην κατασκευή εξαιτίας των ταλαντευτικών κινήσεων του εδάφους που προκαλεί ο σεισμός. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στη μεταδιδόμενη σε αυτή κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από τη φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και τη συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή της μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κλπ.).

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων και ουσιαστικά η έννοια της επικινδυνότητας καθορίζεται συμβατικά από μία μόνο και μόνο παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού A , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Εξ ορισμού υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή (EC8 §3.2.1(1)) Για την Ελλάδα ισχύει ο παρακάτω Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας, ο οποίος χωρίζει τη χώρα σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας.



Εικόνα 79. Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας

Προσομοίωση της σεισμικής δράσης: Οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες, κάθετες μεταξύ τους και στατιστικά ανεξάρτητες (EC8 §3.2.2.1), και αποτυπώνονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις (EC8 §3.2.2.5(4)P) :

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

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

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

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

όπου

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

α_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$)

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

S είναι ο συντελεστής εδάφους

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού (η συνιστώμενη τιμή από τον EC8 είναι 0,2)

Οι τιμές των παραπάνω συντελεστών επιλέχτηκαν από τους σχετικούς πίνακες του Ευρωκώδικα 8 και παρουσιάζονται στη συνέχεια.

Τα ελαστικά φάσματα απόκρισης Τύπου 1 και 2 που προτείνονται από τον Ευρωκώδικα 8 διευκολύνουν τη μελέτη σε περίπτωση που δεν είναι γνωστή η γεωλογία των βαθύτερων στρωμάτων οπότε και χρησιμοποιούνται οι κατηγορίες εδαφών που ορίζονται από τον κανονισμό (A, B, C, D και E), βάση των οποίων λαμβάνονται οι συντελεστές T_B , T_C , T_D και S . Εδώ χρησιμοποιούμε τα δεδομένα για ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου 1⁶.

Κατηγορία εδάφους

Οι κατηγορίες εδάφους A, B, C, D, και E, που καθορίζονται από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται στον Πίνακα 4, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση (EC8 §3.1.2).

⁶ Εάν οι σεισμοί που συμβάλλουν περισσότερο στη σεισμική επικινδυνότητα που καθορίζεται για την περιοχή με σκοπό την πιθανολογική αξιολόγηση της διακινδύνευσης έχουν μέγεθος κύματος επιφανείας, M_s , όχι μεγαλύτερο από 5,5, συνιστάται η υιοθέτηση φάσματος τύπου 2.

Πίνακας 4. Κατηγορία εδάφους

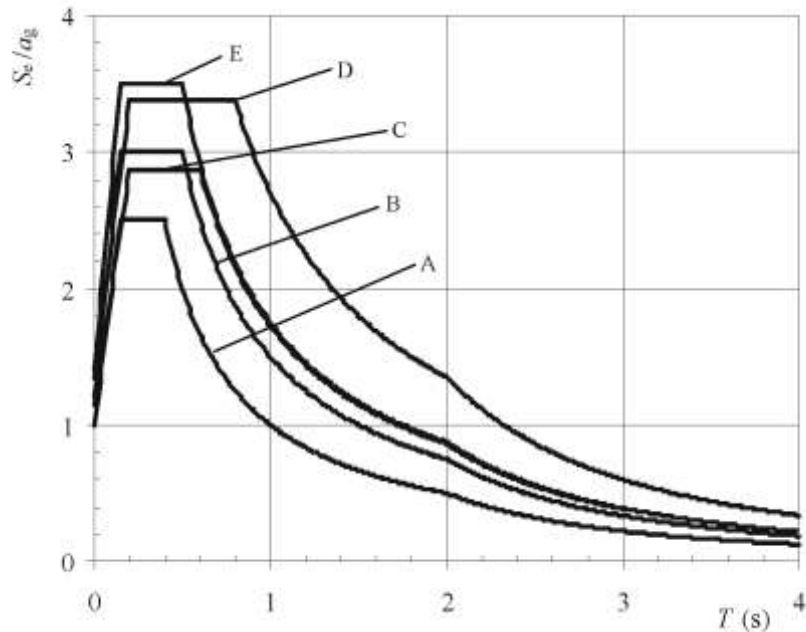
Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα λύος και πάχους που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό.

Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης Τύπου 1 εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους.

Πίνακας 5. Τιμές των παραμέτρων για τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Εμείς επιλέγουμε κατηγορία εδάφους C.



Εικόνα 20. Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε (5% απόσβεση)

Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Η κατασκευή της παρούσης εργασίας ανήκει σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I⁷, η οποία αντιστοιχεί σε σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A=0,16g$. Αυτό σημαίνει πως σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, αυτή η τιμή A έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα επόμενα 50 χρόνια ή περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια ($EC8 \text{ §}3.2.1(3)^8$).

Πίνακας 6. Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους Α

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I	II	III
Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους Α	0,16	0,24	0,36

⁷ Η κατασκευή βρίσκεται στην Ανατολική Αττική, στην περιοχή της Βούλας.

⁸ Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές για κάθε σεισμική ζώνη, αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς T_{NCR} της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης (ή, αντίστοιχα, την τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης σε 50 έτη, P_{NCR}) που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές (βλέπε 2.1(1)P). Γι' αυτήν την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_I ίσος με 1.0. Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς (βλέπε κατηγορίες σπουδαιότητας στις 2.1(3)P και (4)), η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου Α, a_g , είναι ίση με a_{gR} επί τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$). (Βλέπε Σημείωση στην 2.1(4)).

Συντελεστής σπουδαιότητας

Περαιτέρω κλιμάκωση της εδαφικής επιτάχυνσης εντός της ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας εισάγεται ανάλογα με τον συντελεστή σπουδαιότητας, ο οποίος εκφράζει την αύξηση ή τη μείωση της περιόδου επαναφοράς της ισχυρής σεισμικής δόνησης για μεγαλύτερης ή μικρότερης σπουδαιότητας κτήρια. (EC8 §2.1(2), (3) και (4)).

Τα κτήρια ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης τους σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο, και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης ή διακοπής λειτουργίας αυτών. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_i , σύμφωνα με τον πίνακα που ακολουθεί (EC8 Πίνακας 4.3). Οι τιμές που δίνονται προέρχονται από τον ΕΑΚ2000, ενώ αυτές εντός παρενθέσεως είναι οι προτεινόμενες από τον Ευρωκώδικα 8.

Η τιμή του γ_i για την κατηγορία σπουδαιότητας II θα είναι εξ ορισμού ίση με 1,0. Οι τιμές που αποδίδονται στο συντελεστή αυτό για τη χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι τιμές του γ_i μπορεί να είναι διαφορετικές για διαφορετικές σεισμικές ζώνες της χώρας, ανάλογα με τις σεισμικές συνθήκες διακινδύνευσης και με θέματα δημόσιας ασφάλειας. (EC8 §4.2.5(3) και (5))

Πίνακας 7. Κατηγορίες Σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτήρια	γ_i
I	Κτήρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.	0,85 (0,80)
II	Συνήθη κτήρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.	1,00
III	Κτήρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.	1,15 (1,20)
IV	Κτήρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.	1,30 (1,40)

Η κατασκευή μας πρόκειται να στεγάσει γραφεία και επομένως ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II με συντελεστή $\gamma_i=1,00$.

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 ελαστικό σύστημα. Γενικά εκφράζει την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλαστικής συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Στη συνήθη περίπτωση κτηρίων από το ίδιο υλικό σε όλους τους ορόφους και με ορθογωνική διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας, η τιμή του q ορίζεται για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση (x και y) του κτηρίου, ανάλογα με το αντίστοιχο δομικό σύστημα.

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

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

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στον Ευρωκώδικα 8. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

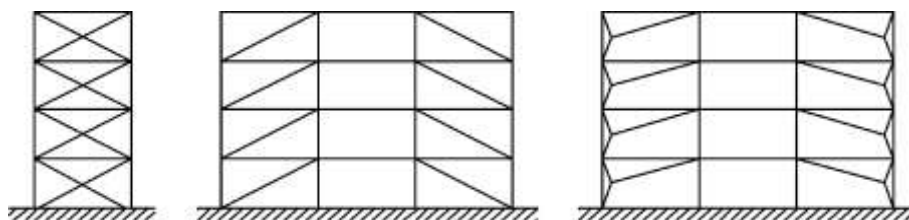
Σύμφωνα με τις απαιτήσεις του κανονισμού επιλέγουμε συντελεστή συμπεριφοράς q με βάση τους Πίνακες 8 και 9.

Πίνακας 8. Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστιμότητας	Φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς q
1^η Αρχή Περιορισμένη πλαστική συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5 - 2$
2^η Αρχή Πλάστική συμπεριφορά	ΚΠΧ (Μέτρια)	≤ 4 επίσης περιορίζεται από τις τιμές του Πίνακα 6
	ΚΠΥ (Υψηλή)	περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα 6

Στην 2^η αρχή, λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα μελών του φορέα (ζώνες απόδοσης ενέργειας) να ανθίστανται σε δράσεις σεισμού μέσω ανελαστικής συμπεριφοράς. Η τιμή του ανώτατου ορίου του q εξαρτάται από την Κατηγορία Πλαστιμότητας και τον τύπο του φορέα (όπως αυτός ορίζεται στον *EC8 §6.3.1*).

Επομένως, με βάση τον κανονισμό, το κτήριο κατατάσσεται στο στατικό σύστημα πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, όπου οι ζώνες απόδοσης ενέργειας θα πρέπει να βρίσκονται κυρίως στις εφελκόμενες ράβδους. Οι σύνδεσμοι λειτουργούν ως ενεργοί εφελκόμενοι, στους οποίους οι οριζόντιες δυνάμεις μπορούν να παραληφθούν από τις εφελκόμενες διαγωνίους μόνο, αμελώντας τις διαγωνίους σε θλίψη.



Εικόνα 21. Πλαίσια με διαγωνίους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (ζώνες απόδοσης ενέργειας μόνο σε εφελκόμενες διαγωνίους)

Φορείς οι οποίοι σχεδιάζονται σύμφωνα με τη 2^η αρχή θα ανήκουν στις κατηγορίες πλαστιμότητας ΚΠΜ ή ΚΠΥ. Οι κατηγορίες αυτές αντιστοιχούν σε

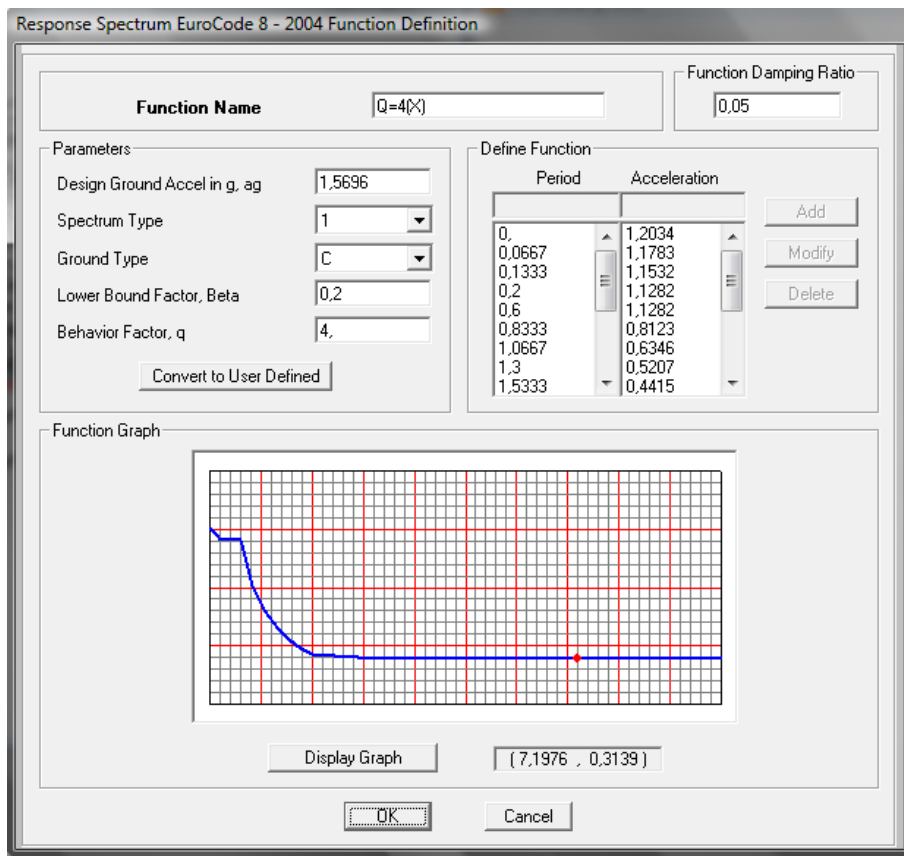
αυξημένη ικανότητα του φορέα να αποδίδει ενέργεια με πλαστικούς μηχανισμούς. Ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας, θα ικανοποιούνται ειδικές απαιτήσεις σε έναν ή περισσότερους από τους ακόλουθους τομείς: κατηγορία διατομών από χάλυβα και ικανότητα στροφής των συνδέσεων.

Για κανονικά συστήματα φορέων, ο συντελεστής συμπεριφοράς q θα πρέπει να λαμβάνεται με βάση τις ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς οι οποίες δίδονται στον Πίνακα 9.

Πίνακας 9. Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα		
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
Σύνδεσμοι μορφής V	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε EC8 Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	Βλέπε EC8 Κεφάλαιο 7	
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5\alpha_w/\alpha_1$

Με βάση όσα προαναφέρθηκαν στο πρόγραμμα εισάγεται το εικονιζόμενο φάσμα σχεδιασμού, το οποίο είναι ίδιο και για τους δύο φορείς και κατά τις δύο διευθύνσεις.



Εικόνα 82. Φάσμα επιτάχυνσης σχεδιασμού

2.6 Συνδυασμοί φορτίσεων

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, στην παράγραφο αυτή περιγράφονται οι αρχές και οι απαιτήσεις για ασφάλεια, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα των κατασκευών με βάση τη θεωρία των οριακών καταστάσεων και τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας.

Το κτήριο που περιλαμβάνει η μελέτη σχεδιάστηκε με σκοπό να ικανοποιεί τις ακόλουθες θεμελιώδεις απαιτήσεις:

1. Πρέπει να παραμείνει κατάλληλο για τη χρήση για την οποία προορίζεται
2. Πρέπει να παραλαμβάνει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις που πιθανόν να λάβουν χώρα κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης του.
3. Πρέπει να αποφεύγεται ο κίνδυνος να υποστεί δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις, προσκρούσεις ή συνέπειες ανθρώπινου λάθους, μέσω επιλογής κατάλληλων μέτρων (μέτρα προφύλαξης, επιλογή κατάλληλου δομικού συστήματος)

Ο έλεγχος των κατασκευών έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας επιτυγχάνεται με τη χρήση των λεγόμενων «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της, η οποία για κτηριακά έργα ανέρχεται στα 50 χρόνια.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται ως εξής:

- Καταστάσεις διαρκείας, που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσεις
- Παροδικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες (π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών)
- Τυχηματικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες (π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση)
- Καταστάσεις σεισμού, που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε

α) Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS-Ultimate limit states)

Η ΟΚΑ συνδέεται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος αυτού. Σχετίζεται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων, αφορά δε τις παρακάτω καταστάσεις:

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

β) Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS-Serviceability limit states)

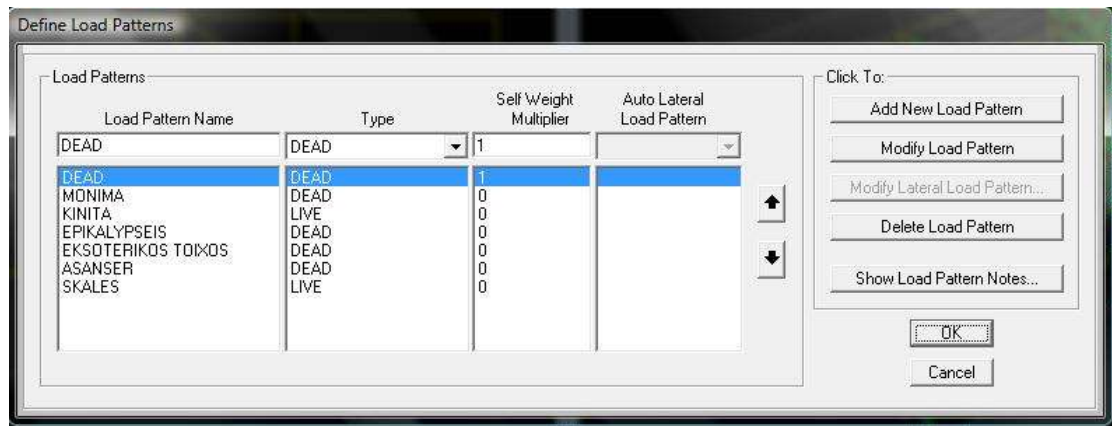
Η ΟΚΛ συνδέεται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού και αφορά:

- Τις λειτουργικές απαιτήσεις του φορέα ή ενός δομικού μέλους υπό συνθήκες συνήθους χρήσης
- Την άνεση των χρηστών
- Την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων (π.χ. έντονη καμπτική παραμόρφωση ή εκτεταμένη ρηγμάτωση)

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών, ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

- Μόνιμες (G), δηλαδή ίδια βάρη κατασκευής
- Μεταβλητές (Q, S, W), δηλαδή επιβεβλημένα (κινητά) φορτία, φορτία χιονιού και ανέμου αντίστοιχα
- Σεισμικές (E), οι οποίες μελετήθηκαν και ως στατικές και ως δυναμικές δράσεις

Οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των παραπάνω δράσεων προσδιορίστηκαν ανάλογα με το είδος και τη θέση της κατασκευής και παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Αναφορικά, δίνεται η Εικόνα 23 που δείχνει τις κατηγορίες φορτίων που εισάγαμε στο πρόγραμμα.



Εικόνα 23. Φορτία κατασκευής

Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην ΟΚΑ χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού). Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

- Για καταστάσεις παροδικές ή διάρκειας

$$\Sigma \gamma_{Gj} * G_{kj} + \gamma_p * P_k + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \Sigma \gamma_{Qi} * \psi_{oi} * Q_{ki}$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\Sigma \gamma_{GAj} * G_{kj} + \gamma_{pA} * P_k + A_d + \psi_{11} * Q_{k1} + \Sigma \psi_{2i} * Q_{ki}$$

- Για καταστάσεις σεισμού

$$\Sigma G_{kj} + P_k + \gamma_I * A_{Ed} + \Sigma \psi_{2i} * Q_{ki}$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

+ σημαίνει επαλληλία των φορτίσεων

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

P_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

Q_{k1} είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i

A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

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

γ_p , γ_{pA} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

γ_{Qi} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

γ_i είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας

ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_f χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων. Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση του ελέγχου αστοχίας ενός κτηρίου ή μέλους είναι:

1. Καταστάσεις διαρκείας και παροδικές
 - Για μόνιμες δράσεις $\gamma_{Gsup} = 1,35$ (δυσμενής επιρροή) $\gamma_{Ginf} = 1,00$ (ευμενής επιρροή)
 - Για μεταβλητές δράσεις $\gamma_Q = 1,50$
2. Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς $\gamma_A = 1,00$

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων αυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων.

Ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_i αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο, αλλά και για τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους.

Ενώ οι συντελεστές συνδυασμού ψ_i των μεταβλητών δράσεων χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων. Οι τιμές τους δίνονται στον αντίστοιχο πίνακα του Ευρωκώδικα 1.

Γενικά, θα ελέγχεται ότι $E_d < R_d$ όπου

E_d η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων π.χ. εντατικό μέγεθος M

R_d η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής π.χ. ροπή αντοχής διατομής M_{Rd}

Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις μπορεί να 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 την ακαμψία παρά με την αντοχή της κατασκευής. Για κατασκευές από χάλυβα, επαρκής ακαμψία εξασφαλίζεται γενικά υπολογίζοντας τις μετακινήσεις και εξασφαλίζοντας ότι αυτές είναι μικρότερες από τα προκαθορισμένα όρια. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται σε στη συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεως λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και με βάση ελαστική ανάλυση, ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

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

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

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\Sigma G_{kj} + P + Q_{k1} + \Sigma \psi_{0i} * Q_{ki}$$

- Συχνός συνδυασμός

$$\Sigma G_{kj} + P + \psi_{11} * Q_{k1} + \Sigma \psi_{2i} * Q_{ki}$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\Sigma G_{kj} + P + \Sigma \psi_{2i} * Q_{ki}$$

Γενικά θα ελέγχεται ότι $E_d < C_d$ όπου

E_d η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

C_d η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας

Στην παρούσα εργασία οι συνδυασμοί φορτίσεων που επιλέχθηκαν για την επίλυση είναι οι εξής:

1. ΟΚΑ-Δυσμενής συνδυασμός

$1,35g+1,5q$

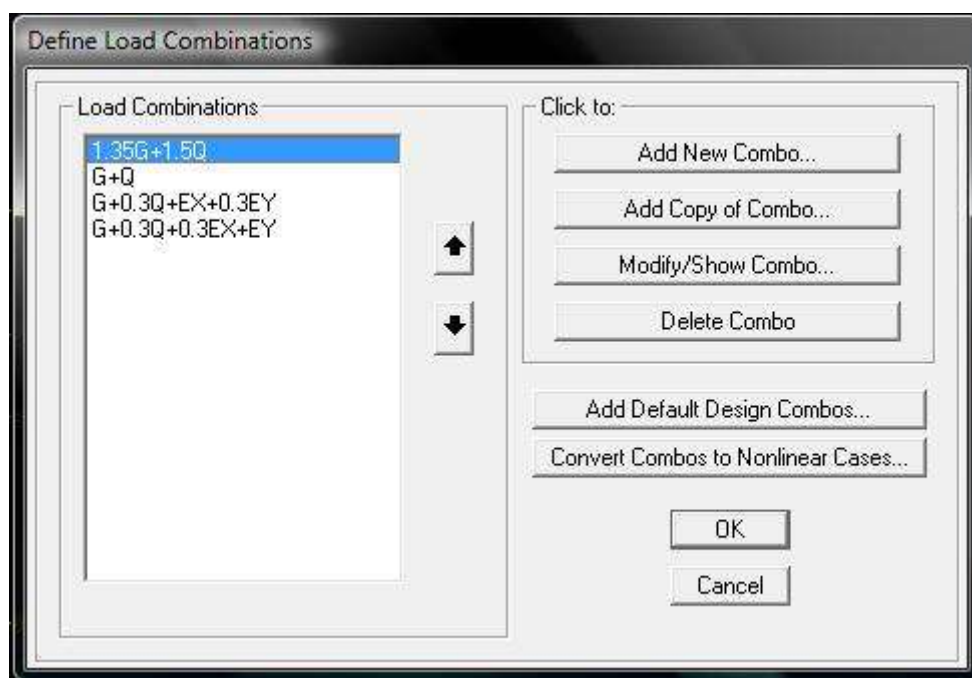
2. ΟΚΛ

$1,00g+1,00q$

3. Σεισμικοί συνδυασμοί

Σεισμός κατά x βασικός $g+0,3q+Ex+Ey$

Σεισμός κατά y βασικός $g+0,3q+Ey+Ex$



Εικόνα 94. Συνδυασμοί φορτίσεων στο SAP

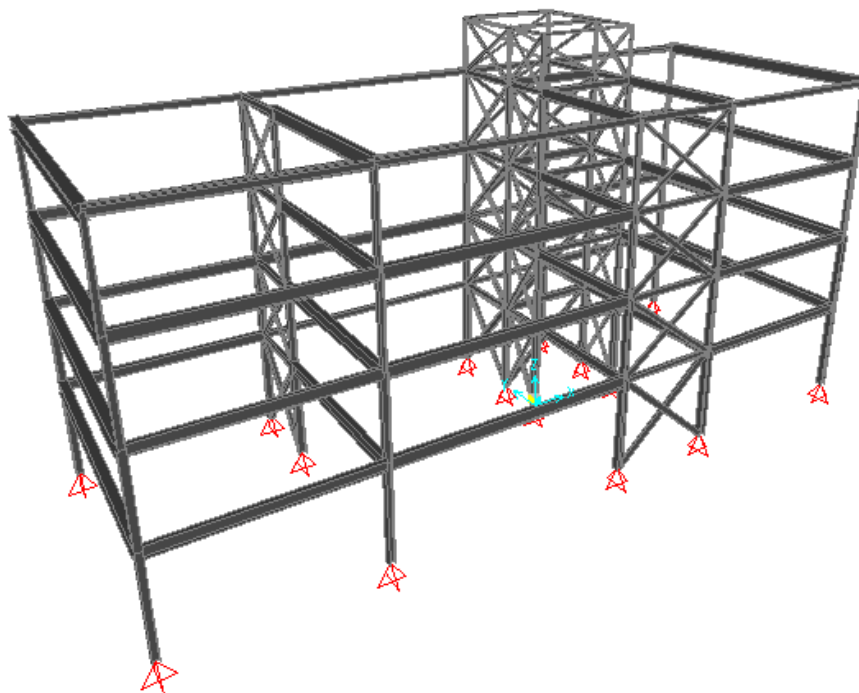
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΣ ΦΟΡΕΑΣ 1 ΜΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗ Χ ΚΑΙ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

3.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται ο σχεδιασμός του μεταλλικού φορέα 1, σύμφωνα με τις διατάξεις που επιβάλλουν οι Ευρωκώδικες 3 και 8.

Για την επίλυση του φορέα της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000. Το πρόγραμμα έχει τη δυνατότητα εύρεσης των εντατικών μεγεθών που καταπονούν τα στοιχεία της κατασκευής για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων που επιβάλλονται στο φορέα και περιλαμβάνει, επίσης, επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών σύμφωνα με τον EC3. Οι απαιτήσεις του ικανοτικού ελέγχου δεν εξασφαλίζονται από το πρόγραμμα, αλλά παρουσιάζονται στην παρούσα εργασία με τη βοήθεια των αποτελεσμάτων του προγράμματος και των ελέγχων του EC8.

Οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν, κατηγοριοποιήθηκαν ανά είδος ράβδου (κύριες δοκοί, υποστυλώματα και χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας). Ακολουθεί η παρουσίαση των ελέγχων που εφαρμόστηκαν σε έναν αντιπροσωπευτικό αριθμό στοιχείων του φορέα, τα οποία επιλέχθηκαν με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

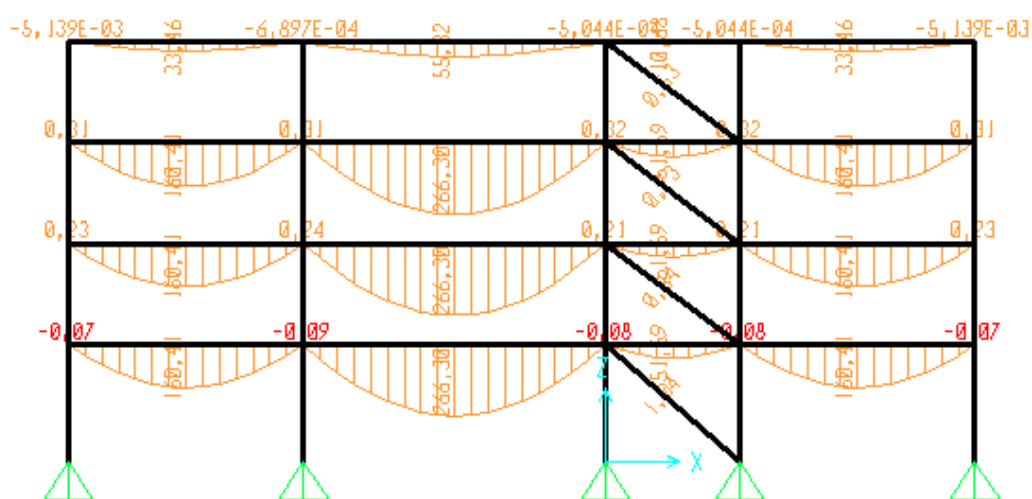


Εικόνα 10. Προοπτική απεικόνιση φορέα

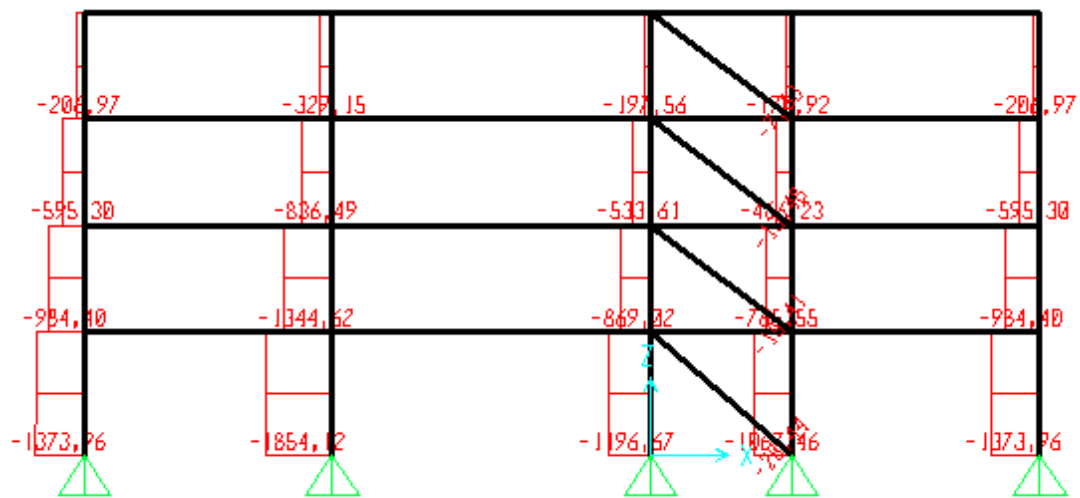
3.2 Στατική ανάλυση

Ο φέρων οργανισμός έχει και κατά τις δύο διευθύνσεις συνδέσμους δυσκαμψίας, οι οποίοι παραλαμβάνουν τις οριζόντιες δυνάμεις. Οι συνδέσεις οριζόντιων και κατακόρυφων στοιχείων θεωρούνται ως άκαμπτες και αμφιαρθρωτές. Η επίλυση γίνεται χωριστά για τις μόνιμες δράσεις G και τις μεταβλητές δράσεις Q . Στη συνέχεια, ο έλεγχος των στοιχείων γίνεται για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων.

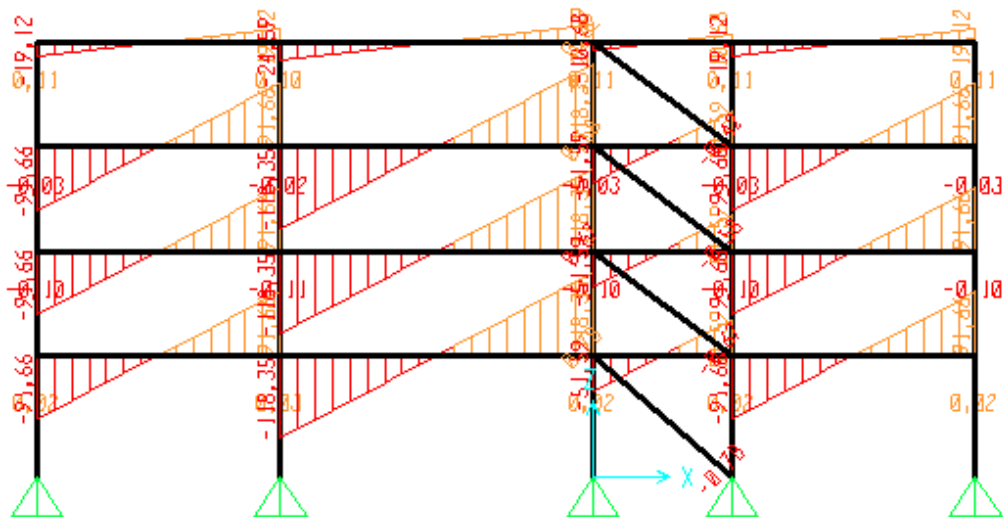
Στις εικόνες που ακολουθούν δίνονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών για την όψη πλαισίου κατά τη y διεύθυνση, όπως προέκυψαν για τον βασικό συνδυασμό δράσεων σε ΟΚΑ.



Εικόνα 11. Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,sl}$



Εικόνα 12. Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{sd}



Εικόνα 13. Διάγραμμα τεμνουσών δράσεων V_{sd}

3.3 Δυναμική ανάλυση

Η δυναμική ανάλυση του κτηρίου γίνεται με μάζες ορόφων αυτές που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό δράσεων $\Sigma G_{k,i} + 0,3Q_k$, ενώ η διαφραγματική λειτουργία λαμβάνεται υπόψη με κατάλληλη εντολή διαφράγματος που διατίθεται στο πρόγραμμα. Ο σχεδιασμός γίνεται με δυναμική φασματική μέθοδο και θεώρηση των 12 πρώτων ιδιομορφών του φορέα. Η επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων γίνεται με τον κανόνα της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC (Complete Quadratic Combination). Η χωρική επαλληλία για ταυτόχρονη δράση των δύο συνιστωσών του σεισμού (αγνοούμε την κατακόρυφη συνιστώσα) προς υπολογισμό πιθανής ακραίας τιμής τυχόντος μεγέθους απόκρισης γίνεται με τον κανόνα της απλής τετραγωνικής επαλληλίας SRSS (Square Root of the Sum of Squares). Η ταυτόχρονη δράση των δύο συνιστωσών του σεισμού ορίζεται ως εξής: $E = \pm E_i \pm 0,3E_j$ όπου i, j οι σεισμικές συνιστώσες κατά τις οριζόντιες διευθύνσεις x, y .

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: EX Notes:

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination:

- CQC GMC 1: 1. GMC 2: 0. Periodic + Rigid Type: SRSS
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Directional Combination:

- SRSS
- Absolute

Scale Factor:

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

Loads Applied:

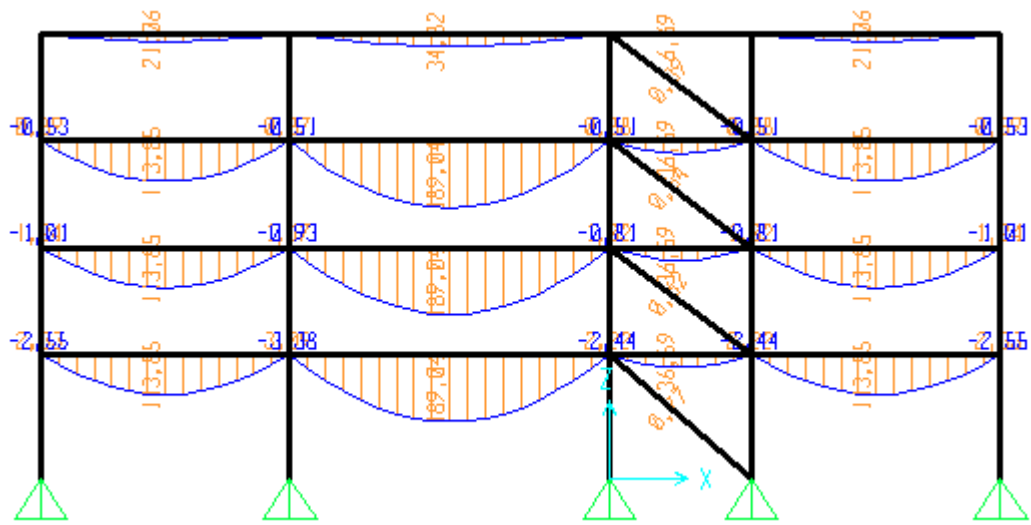
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Q=4(X)	1.
Accel	U2	Q=4(Y)	0.3

Show Advanced Load Parameters

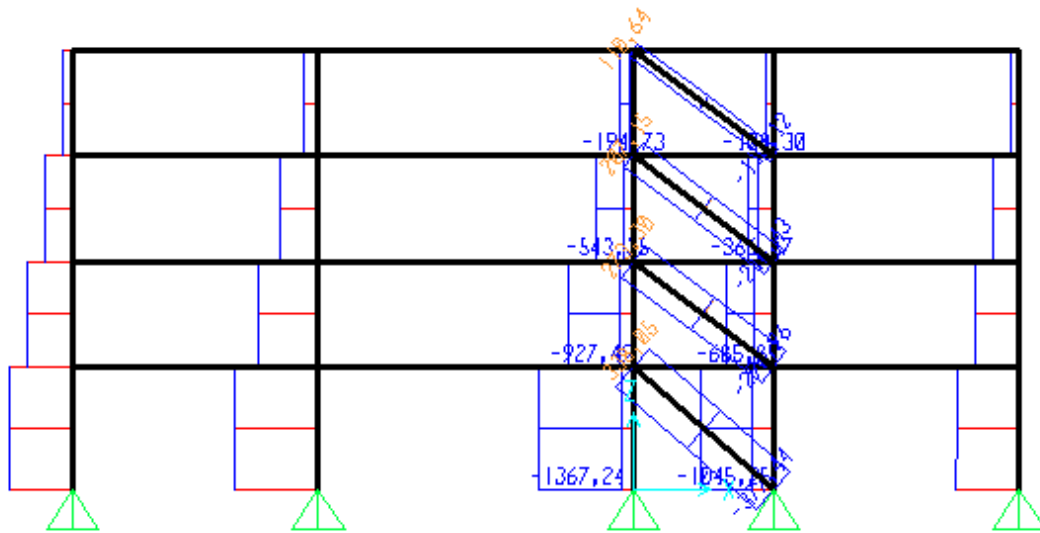
Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05

Εικόνα 14. Εισαγωγή δεδομένων για τη δυναμική ανάλυση

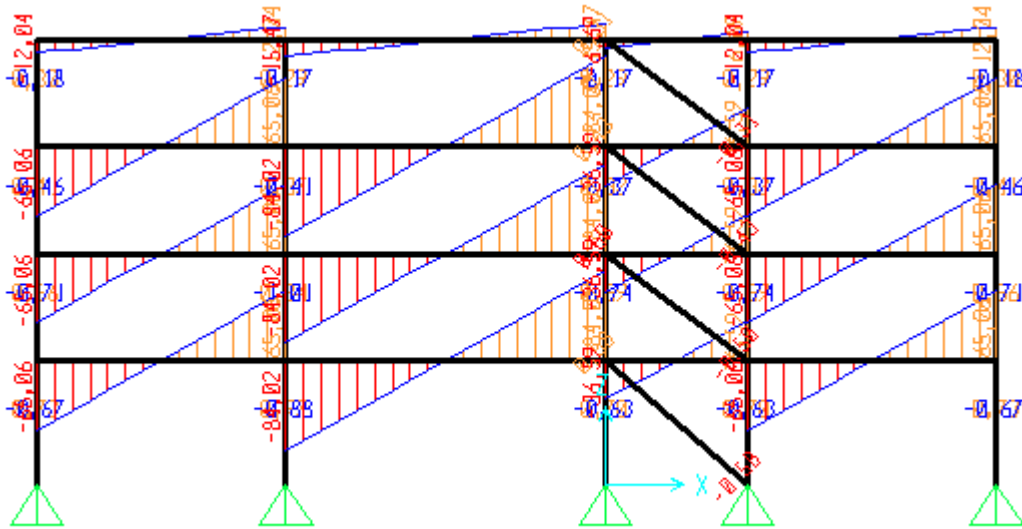
Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για το σεισμικό συνδυασμό G+0,3Q+Ex



Εικόνα 15. Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$



Εικόνα 16. Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed}



Εικόνα 17. Διάγραμμα τεμνουσών δράσεων V_{Ed}

Από τις τιμές που δίνονται στα παραπάνω διαγράμματα, διαπιστώνουμε ότι οι μέγιστες προκύπτουν από τον συνδυασμό δράσεων σε ΟΚΑ, άρα αυτός είναι και ο δυσμενέστερος με τον οποίο γίνεται και η διαστασιολόγηση των στοιχείων του φορέα.

Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι οι εσωτερικές δυνάμεις και ροπές σε μια στατικά ορισμένη κατασκευή πρέπει να υπολογίζονται χρησιμοποιώντας τις εξισώσεις στατικής ισορροπίας. Μπορούν γενικά να προσδιορίζονται χρησιμοποιώντας:

- Ελαστική καθολική ανάλυση
- Πλαστική καθολική ανάλυση.

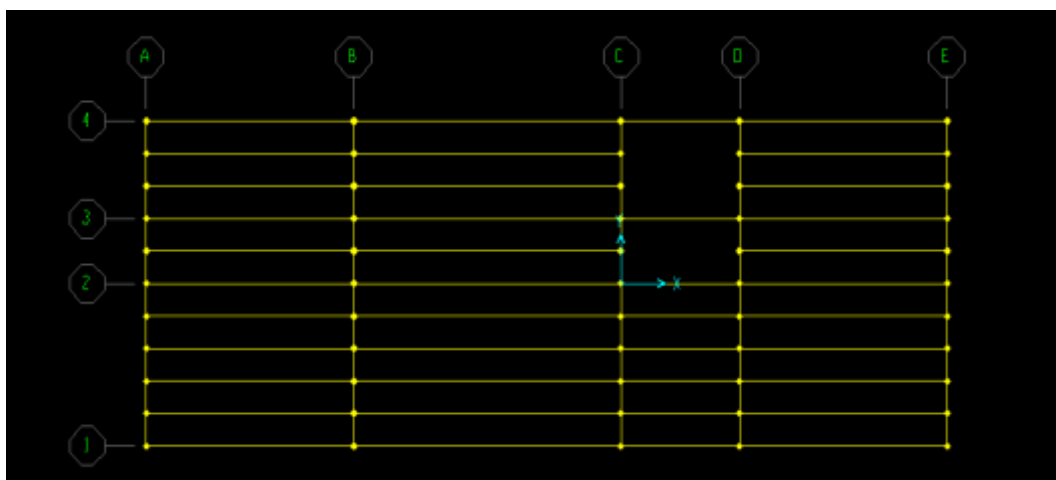
Στη συγκεκριμένη περίπτωση χρησιμοποιείται η πρώτη ανάλυση, όπου βασίζεται στην υπόθεση ότι η σχέση τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων του υλικού είναι γραμμική, όποια και να είναι η στάθμη της τάσης. Αυτή η υπόθεση μπορεί να διατηρείται τόσο για την 1^η τάξης, όσο και για τη 2^η τάξης ελαστική ανάλυση, ακόμα και όπου η αντοχή της διατομής βασίζεται στην πλαστική της αντοχή.

3.4 Διαστασιολόγηση και έλεγχος στοιχείων του φορέα με τον EC3

3.4.1 Διαδοκίδα

Θεωρούμε κύρια διεύθυνση την x , επειδή οι ορθογωνικές επιφάνειες έχουν την μικρή πλευρά κατά x και άρα αυτή είναι η κύρια διεύθυνση κάμψης της πλάκας σκυροδέματος. Κατά τη διεύθυνση αυτή λοιπόν, τοποθετούμε διαδοκίδες ανά 1 m, όπως αυτό υπαγορεύεται από τη γεωμετρία της κάτοψης.

Οι συνδέσεις μεταξύ των διαδοκίδων και των κυρίων δοκών λαμβάνονται ως αμφιαρθρωτές (συνδέσεις τέμνουσας).

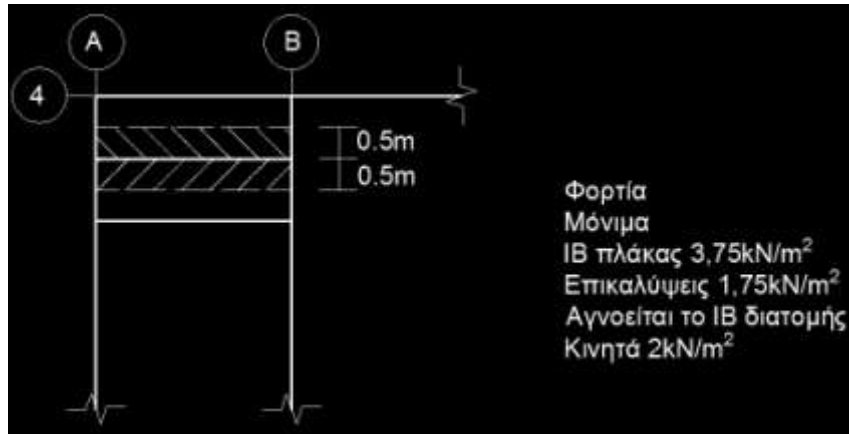


Εικόνα 18. Κάτοψη

Επιλύω την εσωτερική διαδοκίδα του τμήματος AB με επιφάνεια επιρροής 0,50 m εκατέρωθεν. Η δυσμενέστερη φόρτιση προκύπτει εκ των συνδυασμών:

- $1,35G+1,5Q$ ✓
- $G+0,3Q+E_x$
- $G+0,3Q+E_y$

και είναι η πρώτη, δηλαδή σε ΟΚΑ.



Εικόνα 19. Λεπτομέρεια διαδοκίδας

- Έλεγχος διατομής σε ΟΚΑ

Πλάτος ζώνης επιρροής: 1m

Μόνιμο φορτίο $g=1*(3,75+1,75)=5,5 \text{ kN/m}$

Κινητό φορτίο $q=1*2=2 \text{ kN/m}$

Συνδυασμός φορτίων $q_{sd}=1,35g+1,5q=10,43 \text{ kN/m}$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{sd} = \frac{q_{sd} * l^2}{8} = \frac{10,43 * 7^2}{8} = 63,88 \text{ kNm}$

Τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού $V_{sd} = \frac{q_{sd} * l}{2} = \frac{10,43 * 7}{2} = 36,51 \text{ kN}$

α) Έλεγχος σε κάμψη

Πρέπει $W_{pl,Rd} \geq \frac{M_{sd} * \gamma_{Mo}}{f_y} = \frac{6388 * 1,00}{35,5} = 180 \text{ cm}^3$

Επιλέγω διατομή ΙΡΕ240 με $W_{pl,y} = 366,6 \text{ cm}^3$

β) Έλεγχος σε διάτμηση

Πρέπει $V_{pl,Rd} = A_{vz} \frac{f_y}{\gamma_{Mo} * \sqrt{3}} = 19,14 \frac{35,5}{1,00 * \sqrt{3}} = 392,3 \text{ kN} > V_{sd} \quad \checkmark$

- Έλεγχος μέλους σε ΟΚΑ

Ο έλεγχος δεν απαιτείται γιατί θεωρούμε ότι οι διαδοκίδες συνδέονται με τα χαλυβδόφυλλα με διατμητικούς ήλους. Επομένως, πέραν της πλευρικής μετάθεσης, τα χαλυβδόφυλλα δεσμεύουν και τη στροφή της δοκού. Λόγω της σύνδεσης του άνω πέλματος της δοκού με τα χαλυβδόφυλλα, η στροφή της δοκού προκαλεί κάμψη στα φύλλα, τα οποία με τη σειρά τους αντιστέκονται στη στροφή.

➤ Έλεγχος σε ΟΚΛ

Συνδυασμός φορτίων $q_{sd}=1,00g+1,00q=7,5 \text{ kN/m}$

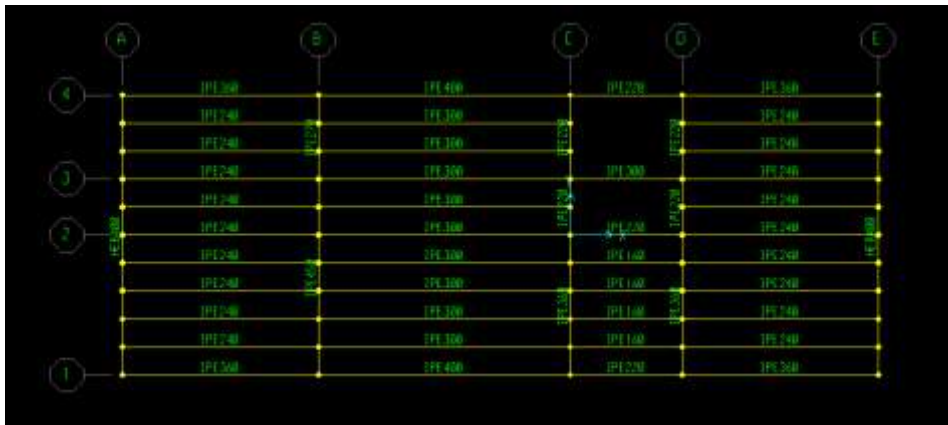
Έλεγχος βέλους κάμψης για μόνιμα και κινητά φορτία

$$w = \frac{5 \cdot q_{sd} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 0,075 \cdot 700^4}{384 \cdot 21000 \cdot 3892} = 2,87 \text{ cm} < w_{max} = \frac{700}{200} = 3,5 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Έλεγχος βέλους κάμψης για κινητά φορτία με $q_{Ed}=2 \text{ kN/m}$

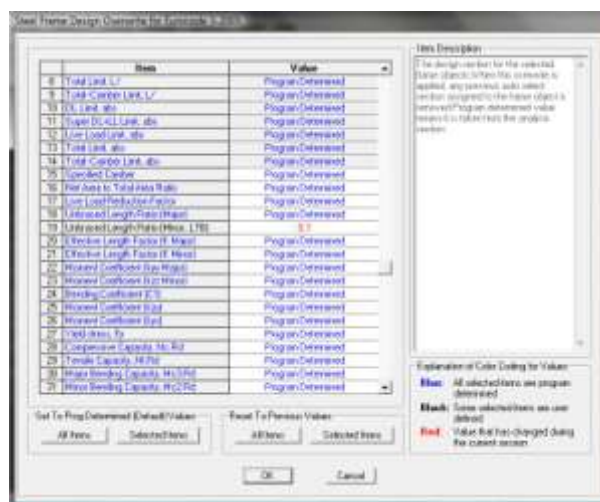
$$w = \frac{5 \cdot q_{sd} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 0,02 \cdot 700^4}{384 \cdot 21000 \cdot 3892} = 0,77 \text{ cm} < w_{max} = \frac{700}{250} = 2,8 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Με τον ίδιο τρόπο επιλέγονται οι διαδοκίδες και για τα υπόλοιπα τμήματα του φορέα και έχουν ως εξής:



Εικόνα 20. Κάτοψη-διατομές διαδοκίδων

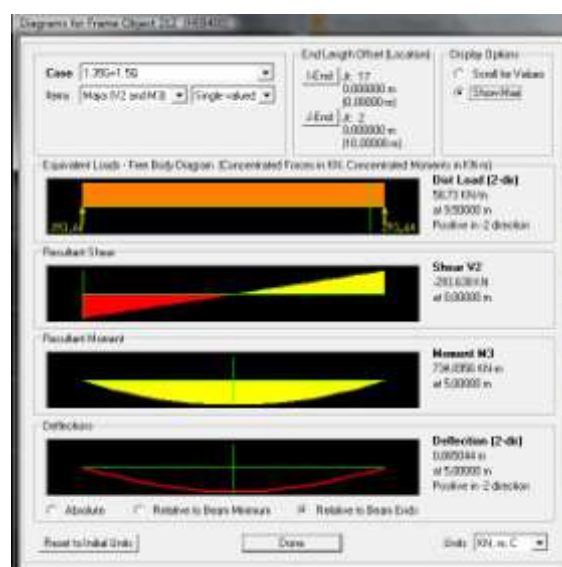
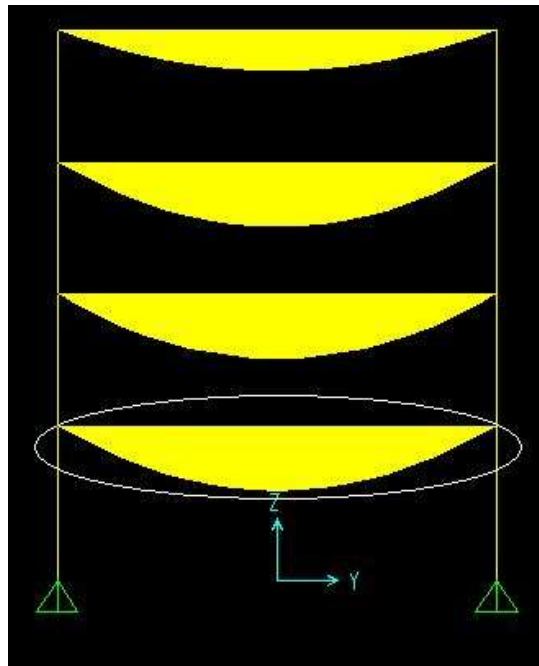
Οι διαδοκίδες δεν σχεδιάστηκαν στο πρόγραμμα. Εντούτοις, λήφθηκε υπόψη η επιρροή τους στο μήκος λυγισμού των δοκών περί τον ασθενή άξονα z.



Εικόνα 21. Μήκος λυγισμού

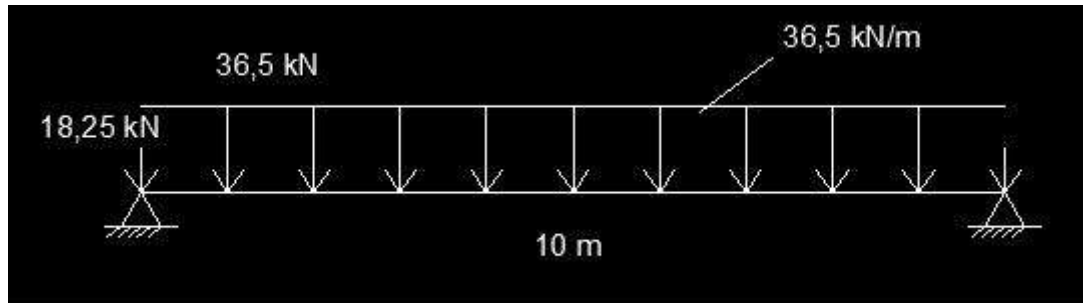
3.4.2 Κύριες δοκοί κατά την εγκάρσια διεύθυνση y

Όπως αναφέραμε και στις διαδοκίδες, ο δυσμενέστερος συνδυασμός φορτίσεων για τον οποίο γίνεται η διαστασιολόγηση και των δοκών είναι σε ΟΚΑ, πράγμα που αποδεικνύεται και στα κάτωθι διαγράμματα τα οποία λήφθηκαν από το πρόγραμμα SAP2000 και αφορούν τη δοκό 14-A (label 212).



Εικόνα 22. 1,35G+1,5Q

Οι διαδοκίδες μεταφέρουν τα φορτία μέσω των στηρίξεων τους στις κύριες δοκούς και λαμβάνω αυτά ως κατανεμημένο φορτίο για τη δοκό. Ακολουθούμε αυτή τη διαδικασία επίλυσης με σκοπό να ελέγξουμε την ταύτιση των αποτελεσμάτων με αυτά που δίνει το πρόγραμμα.



Εικόνα 23. Στατικό προσομοίωμα δοκού 14-A για ΟΚΑ

➤ Έλεγχος διατομής σε ΟΚΑ

Αγνοούμε το ίδιο βάρος της διατομής και προσθέτουμε το κατανεμημένο φορτίο απ' τον εξωτερικό τοίχο.

$$q_{sd} = (2 \cdot 18,25 \text{ kN/m} + 9 \cdot 36,51 \text{ kN/m}) / 10\text{m} + 1,35 \cdot 15 \text{ kN/m} = 56,75 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{56,75 \cdot 10^2}{8} = 709,4 \text{ kNm} \quad (\text{SAP2000: } M_{sd} = 734,1 \text{ kNm})$$

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l}{2} = \frac{56,75 \cdot 10}{2} = 283,75 \text{ kN} \quad (\text{SAP2000: } V_{sd} = 293,64 \text{ kN})$$

α) Έλεγχος σε κάμψη

Υποθέτουμε κατηγορία διατομής 1 ή 2.

$$\text{Πρέπει} \quad W_{pl,Rd} \geq \frac{M_{sd} \cdot \gamma_{Mo}}{f_y} = \frac{70940 \cdot 1,00}{35,5} = 1998 \text{ cm}^3$$

Επιλέγουμε διατομή HEB400 με $W_{pl,y} = 3232 \text{ cm}^3$

β) Έλεγχος σε διάτμηση

$$\text{Πρέπει} \quad V_{pl,Rd} = A_{vz} \frac{f_y}{\gamma_{Mo} \cdot \sqrt{3}} = 69,98 \frac{35,5}{1,00 \cdot \sqrt{3}} = 1434 \text{ kN} > V_{sd} \quad \checkmark$$

γ) Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

Εφόσον $V_{sd} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής της διατομής.

➤ Έλεγχος λειτουργικότητας σε ΟΚΛ

α) Έλεγχος βέλους κάμψης για μόνιμα και κινητά φορτία

Κάθε διαδοκίδα μεταφέρει τέμνουσα:

$$V = \frac{\frac{7,5kN}{m} * 7m}{2} = 26,25kN$$

Άρα στη δοκό έχουμε κατανεμημένο φορτίο:

$$q_{Ed} = (2 * 13,125 \text{ kN/m} + 9 * 26,25 \text{ kN/m}) / 10m + 15 \text{ kN/m} = 41,25 \text{ kN/m}$$

$$w = \frac{5 * q_{Ed} * l^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 0,4125 * 1000^4}{384 * 21000 * 57680} = 3,2 \text{ cm} < w_{max} = \frac{1000}{250} = 4 \text{ cm} \quad \checkmark$$

β) Έλεγχος βέλους κάμψης για κινητά φορτία

Κάθε διαδοκίδα μεταφέρει τέμνουσα:

$$V = \frac{\frac{2kN}{m} * 7m}{2} = 7kN$$

Άρα στη δοκό έχουμε κατανεμημένο φορτίο:

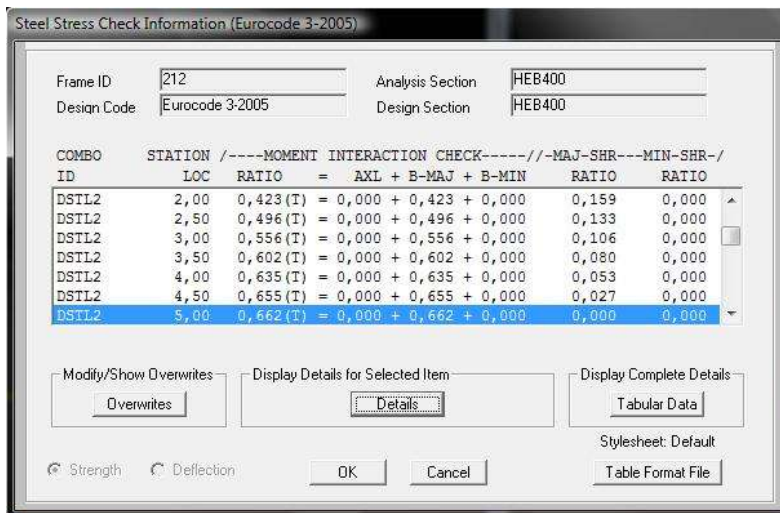
$$q_{Sd} = (2 * 3,5 \text{ kN/m} + 9 * 7 \text{ kN/m}) / 10m = 7 \text{ kN/m}$$

$$w = \frac{5 * q_{Sd} * l^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 0,07 * 1000^4}{384 * 21000 * 57680} = 0,75 \text{ cm} < w_{max} = \frac{1000}{300} = 3,33 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Έλεγχος μέλους δεν χρειάζεται γιατί είναι πλευρικά εξασφαλισμένες λόγω διαδοκίδας.

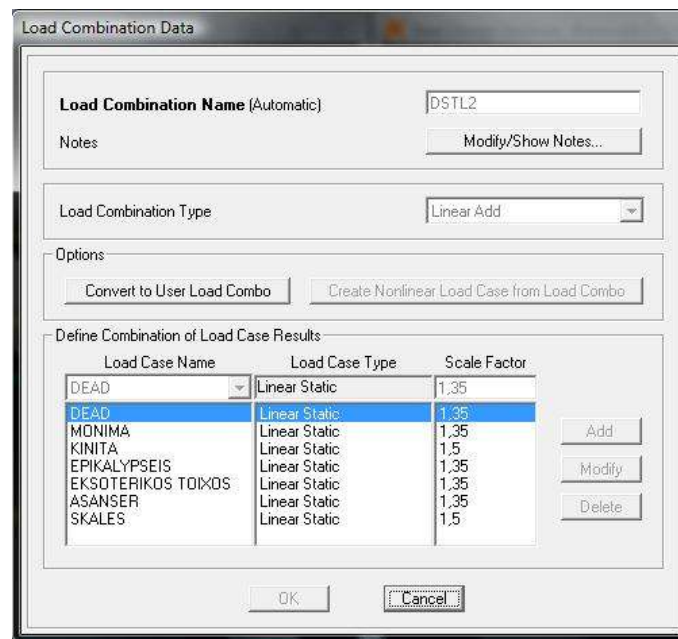
Αποτελέσματα προγράμματος

Το πρόγραμμα ελέγχει την επάρκεια του στοιχείου αυτού με βάση τα δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίσεων. Για τη δοκό αυτή είναι ο συνδυασμός DSTL2

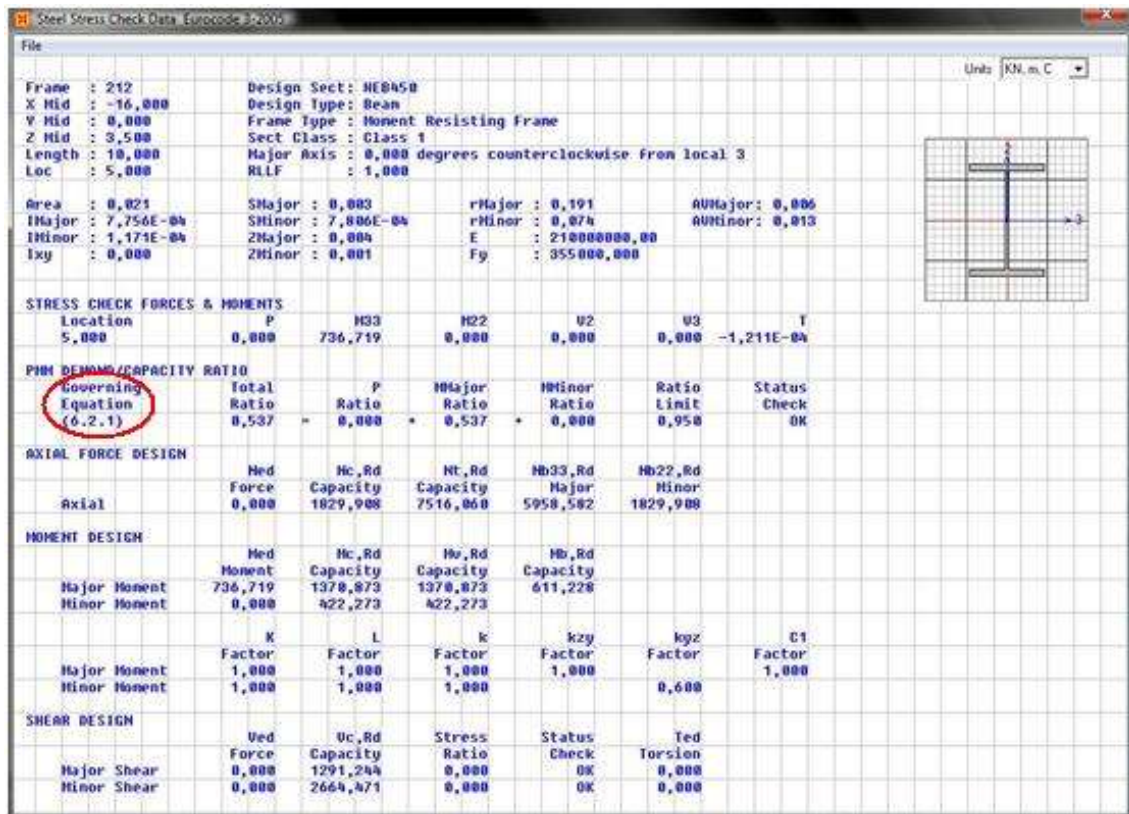


Εικόνα 24. Δυσμενέστερος συνδυασμός φορτίσεων για τη δοκό

ο οποίος εξ ορισμού του προγράμματος αντιστοιχεί στον συνδυασμό σε ΟΚΑ όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:



Εικόνα 25. DSTL2 -> συνδυασμός φορτίσεων σε ΟΚΑ



Εικόνα 26. Έλεγχος δοκού με το πρόγραμμα

Ως μία συντηρητική προσέγγιση για όλες τις κατηγορίες διατομών, μπορεί να χρησιμοποιείται μία γραμμική άθροιση των βαθμών αξιοποίησης για κάθε συνισταμένη τάση. Για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 που υπόκεινται στο συνδυασμό των N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ and $M_{z,Ed}$, αυτή η μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί χρησιμοποιώντας το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (6.2.1)$$

όπου N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ και $M_{z,Rd}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της αντοχής που εξαρτώνται από την κατάταξη των διατομών και περιλαμβάνουν κάθε μείωση που μπορεί να προκαλείται από την επιρροή της διάτμησης.

3.4.3 Κύριες δοκοί κατά τη διαμήκη διεύθυνση x

Γίνονται οι ίδιοι έλεγχοι, με τη διαφορά ότι τα φορτία υπολογίζονται ως εξής:

Πλάτος ζώνης επιρροής: 0,5m

Μόνιμο φορτίο $g=0,5*(3,75+1,75)=2,75$ kN/m

Κινητό φορτίο $q=0,5*2=1$ kN/m

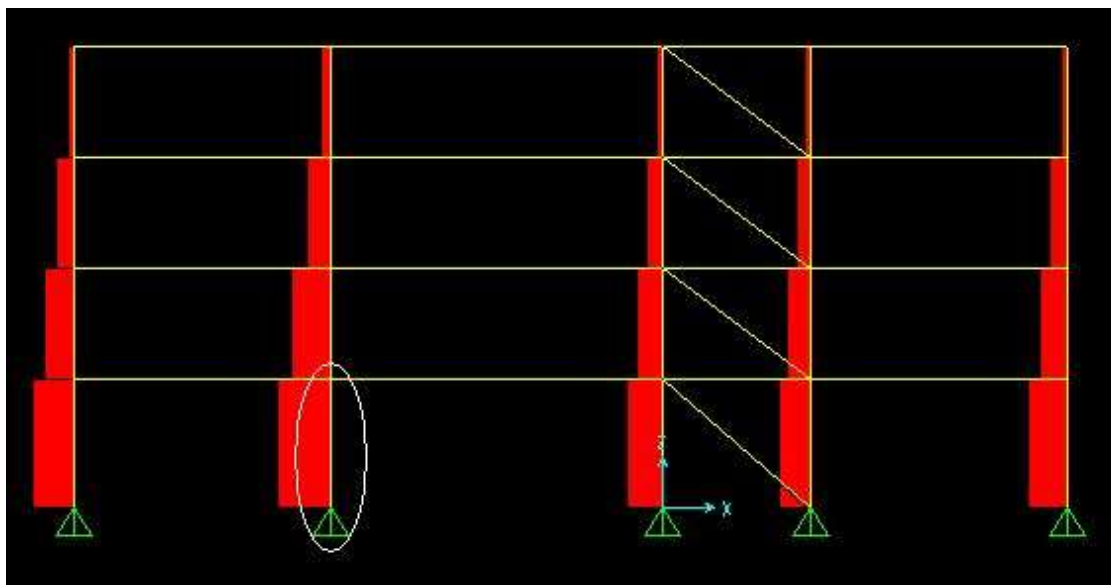
Φορτίο εξωτερικού τοίχου 15 kN/m

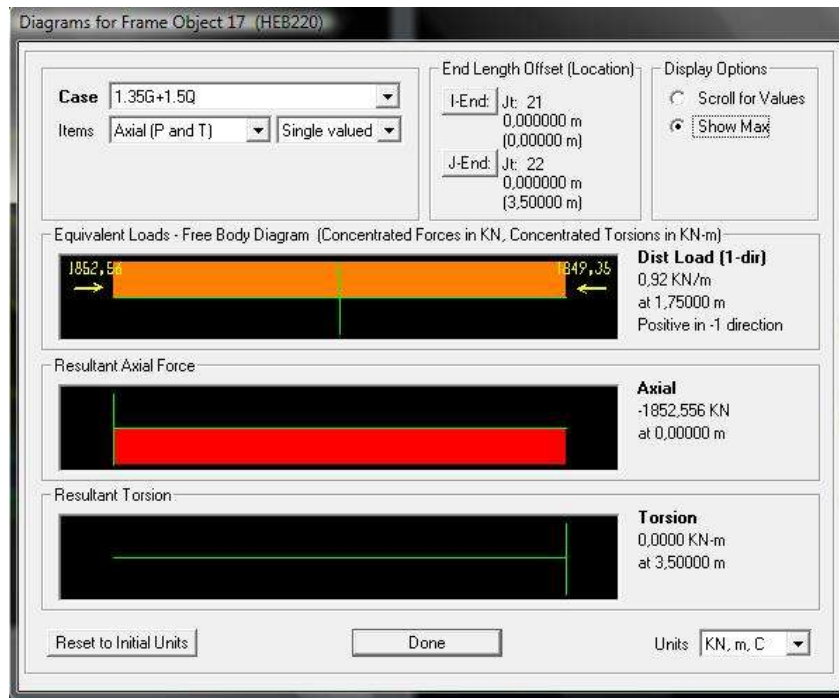
Συνδυασμός φορτίων $q_{Ed}=1,35g+1,5q+1,35*15= 25,46$ kN/m

3.4.4 Υποσύλωμα

Εφόσον επαληθεύεται η αξιοπιστία του SAP2000, τα υπόλοιπα εντατικά μεγέθη λαμβάνονται απ' ευθείας από το πρόγραμμα.

Διαστασιολογούμε και ελέγχουμε το υποσύλωμα (label 17) σε ΟΚΑ.





Εικόνα 27. 1,35G+1,5Q

- Έλεγχος διατομής σε θλίψη

Επιλέγω διατομή ώστε να ικανοποιείται ο έλεγχος:

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

Όπου $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{Mo}} = N_{pl,Rd}$ για διατομές κατηγορίας 1 και 2

Η δυσμενέστερη αξονική είναι $N_{sd}=1852,57$ kN

$$A \geq \frac{1852,57 * 1,00}{35,5} = 52,19 \text{ cm}^2$$

Επιλέγω διατομή με αρκετά μεγαλύτερο εμβαδό και πλαστική ροπή αντοχής, ώστε να ικανοποιούνται και οι παρακάτω έλεγχοι (επιρροής 2^{ης} τάξης, ικανοτικός).

Άρα επιλέγω διατομή HEB220 με $A=91,04 \text{ cm}^2$ (κατηγορία διατομής 1)

- Αντοχή μέλους σε καμπτικό λυγισμό λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

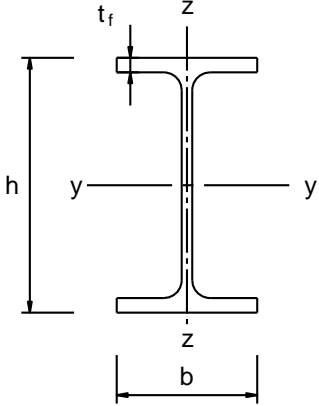
Προκειμένου το υποσύλωμα να είναι επαρκές, θα πρέπει να ισχύει και για τις δύο κύριες διευθύνσεις της διατομής η σχέση:

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

Όπου $N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$ (κατηγορία διατομής 1)

α) Έλεγχος λυγισμού περί τον άξονα γ-γ

Πίνακας 4. Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg); font-weight: bold; margin-right: 10px;">Ελαστές διατομές</div>  </div>	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	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

Είναι : $h/b=220/220=1 \leq 1,2$

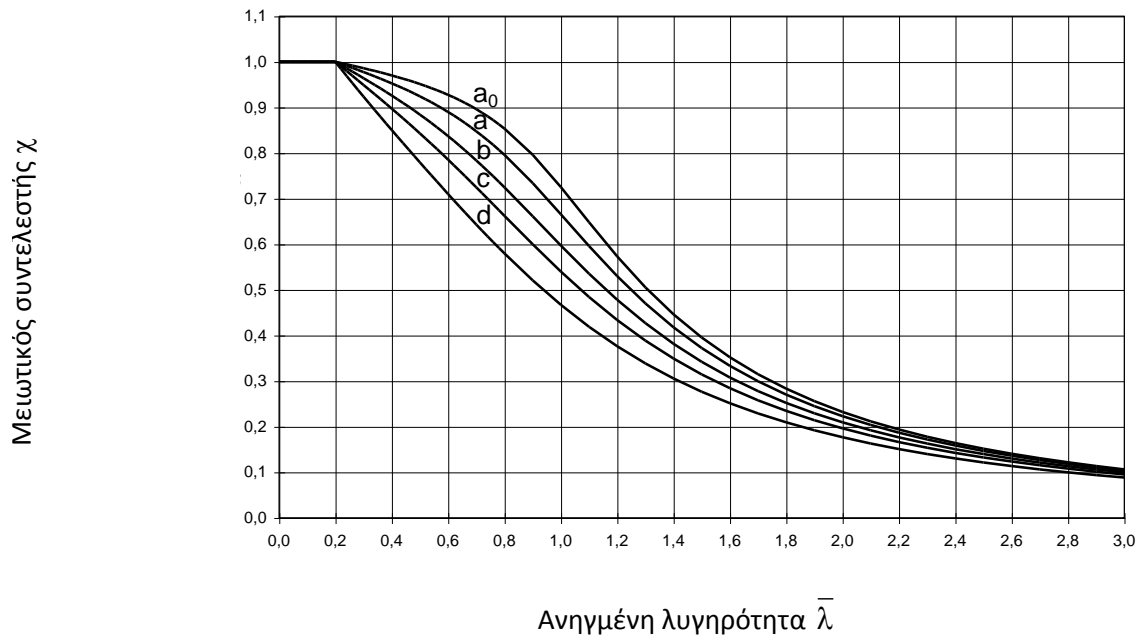
$t_f=16\text{mm} \leq 100\text{mm}$

Άρα για S 355 προκύπτει καμπύλη λυγισμού b

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{350}{9,43} = 37,12$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,4$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,49$$



Συνεπώς, $\chi_y = 0,8886$

Άρα

$$N_{b,Rd} = \frac{0,8886 \cdot 91,04 \cdot 35,5}{1,00} = 2871,88 \text{ kN} > N_{Sd} \text{ (SAP2000 } N_{b33} = 2790 \text{ kN)}$$

β) Έλεγχος λυγισμού περί τον άξονα z-z

Είναι : $h/b = 220/220 = 1 \leq 1,2$

$$t_f = 16 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Άρα για S 355 προκύπτει καμπύλη λυγισμού c

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{350}{5,59} = 62,61$$

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9 \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,4$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,81 \quad \text{και} \quad \chi_z = 0,6659$$

Άρα

$$N_{b,Rd} = \frac{0,6659 \cdot 91,04 \cdot 35,5}{1,00} = 2152,13 \text{ kN} > N_{Sd} \text{ (SAP2000 } N_{b22} = 2060 \text{ kN)}$$

Αποτελέσματα προγράμματος

Το πρόγραμμα ελέγχει την επάρκεια του υποστυλώματος με τον δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίσεων DSTL2

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 17 Analysis Section: HEB220
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HEB220

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
DSTL1	0,00	0,724 (C)	= 0,724 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
DSTL1	1,75	0,724 (C)	= 0,724 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
DSTL1	3,50	0,723 (C)	= 0,723 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
DSTL2	0,00	0,899 (C)	= 0,899 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
DSTL2	1,75	0,898 (C)	= 0,898 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
DSTL2	3,50	0,898 (C)	= 0,898 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
DSTL3	0,00	0,572 (C)	= 0,572 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data)

Strength Deflection OK Cancel Table Format File

Εικόνα 28. Δυσμενής συνδυασμός για το υποστώμα

Steel Stress Check Data - Eurocode 3-2005

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
 Combo : DSTL2
 Units : kN, m, C

Frame : 17 Design Sect: HEB220
 X Mid : -9,000 Design Type: Column
 Y Mid : -5,000 Frame Type: Nonent Resisting Frame
 Z Mid : 1,750 Sect Class: Class 1
 Length: 3,500 Major Axis: 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 0,000 RLLF : 1,000

Area : 0,000 SAmajor : 7,150E-04 rMajor : 0,094 sMAmajor : 0,002
 IMajor : 7,865E-05 SMInor : 2,583E-04 rMinor : 0,057 sMInor : 0,006
 IMInor : 2,841E-05 2MAjor : 8,820E-04 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 2MInor : 3,914E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M23	M22	M2	M3	T
0,000	-1852,556	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

PHI DESIGN CAPACITY RATIO

	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
Governing Equation (6.62)	0,899	0,899	0,000	0,000	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Med Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	M23,Rd Major	M22,Rd Minor
Axial	-1852,556	2860,141	3133,238	2790,775	2860,141

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	0,000	284,718	284,718	284,718
Minor Moment	0,000	138,962	138,962	

Εικόνα 29. Έλεγχος υποστυλώματος

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.62)$$

όπου N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα

χ_y and χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

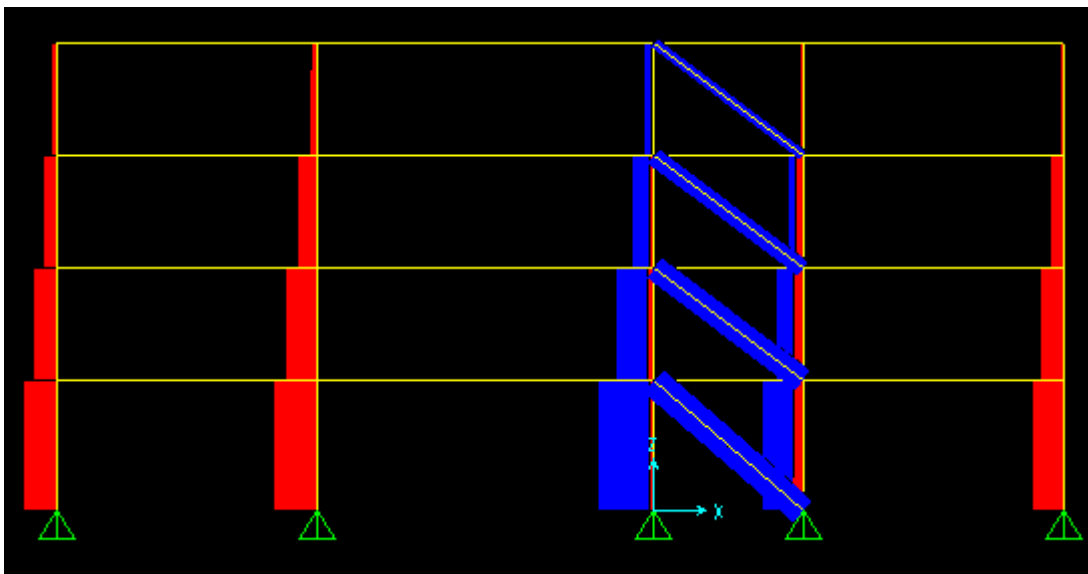
χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

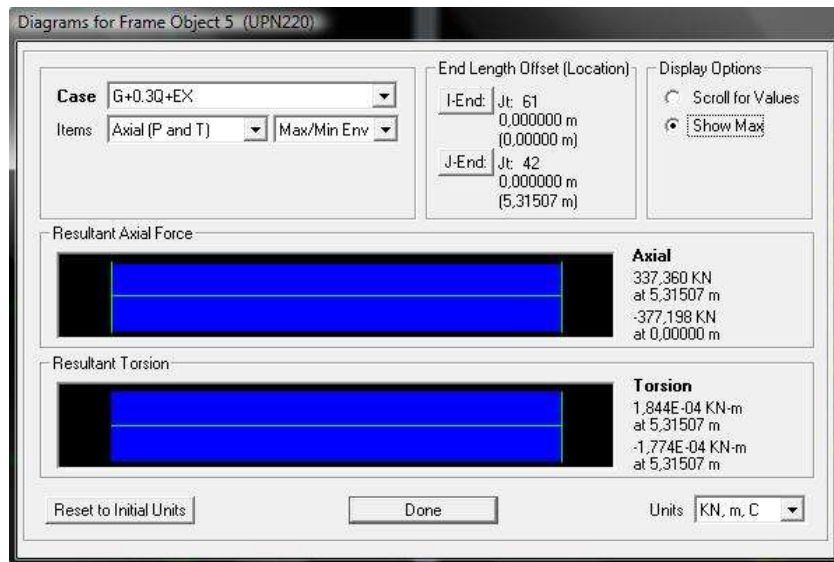
k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

3.4.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

➤ Έλεγχος διατομής σε εφελκυσμό

Επιλέγουμε διατομή βάση της αξονική που δίνεται στο πρόγραμμα για σεισμικό συνδυασμό κατά x. Ενδεικτικά, ο έλεγχος γίνεται για τη διαγώνιο του ισογείου.





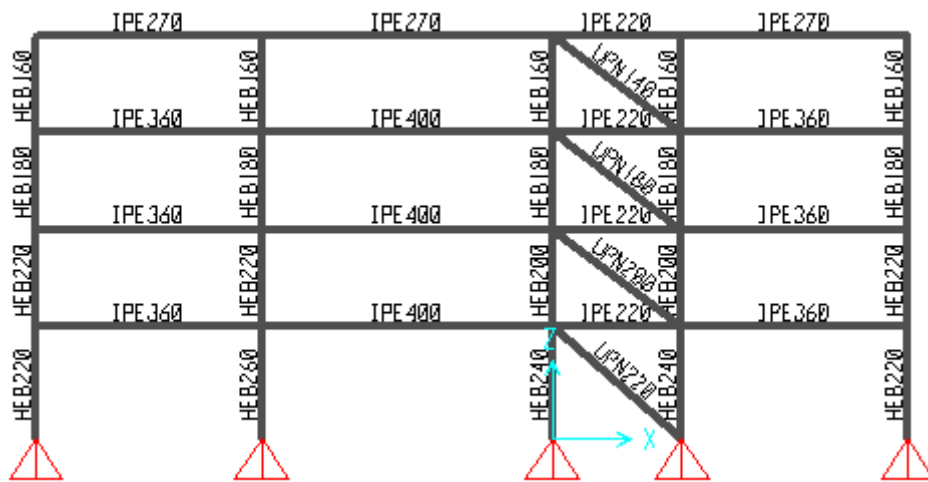
Εικόνα 30. G+0,3Q+Ex

Η δυσμενέστερη τιμή για την αξονική προκύπτει από το συνδυασμό $g+0,3q+Ex$ και είναι $N_{Ed}=377,20$ kN

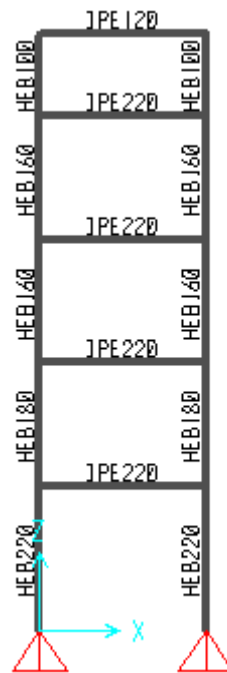
$$\text{Πρέπει } N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} \geq N_{Ed} \Rightarrow A \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_y} \Rightarrow A \geq 10,62 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Επιλέγουμε διατομή UPN220 με $A=37,40 \text{ cm}^2$, ώστε να ικανοποιείται και ο ικανοτικός έλεγχος.

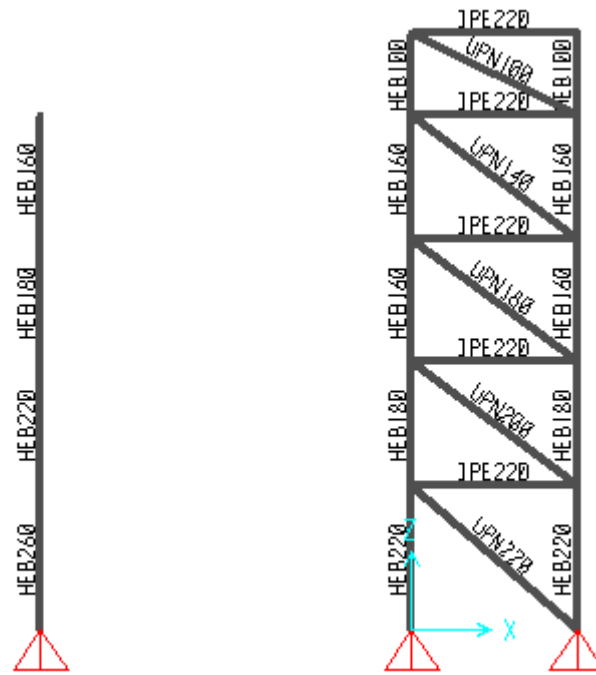
3.5 Διατομές φορέα



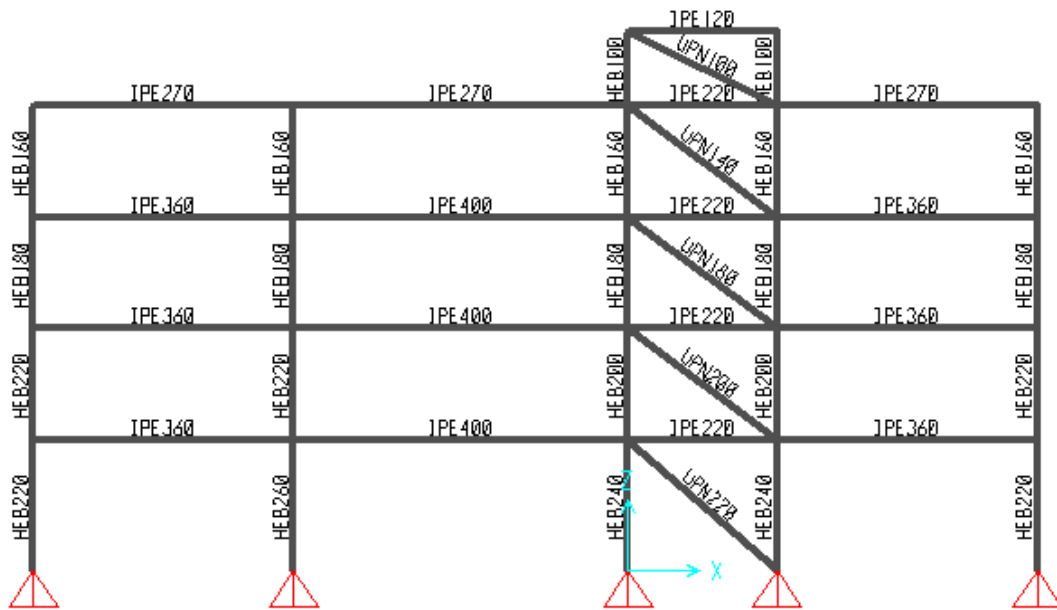
Εικόνα 31. Όψη xz (1)



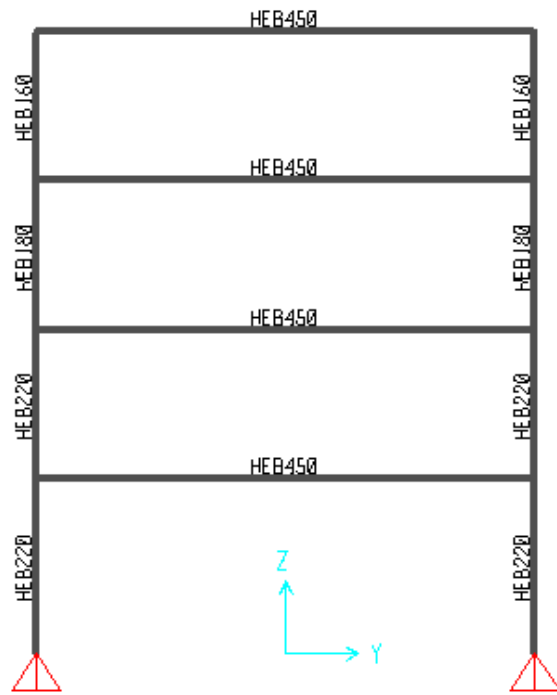
Εικόνα 32. Όψη xz (2)



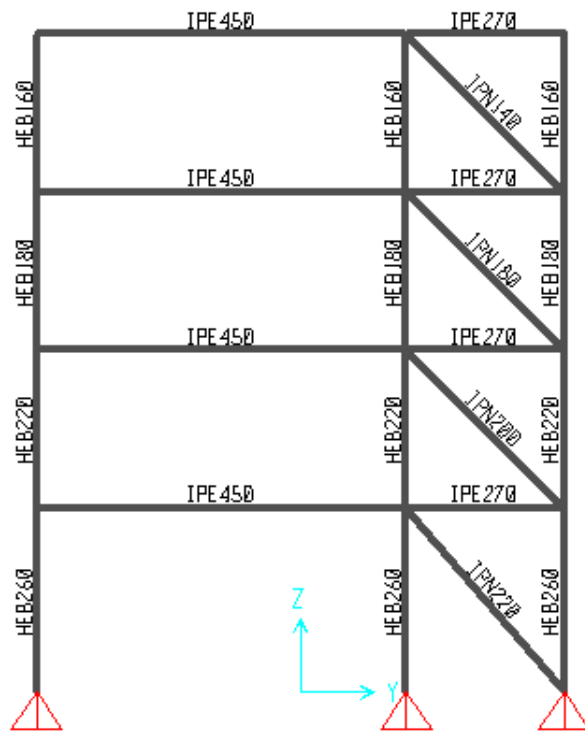
Εικόνα 33. Όψη xz (3)



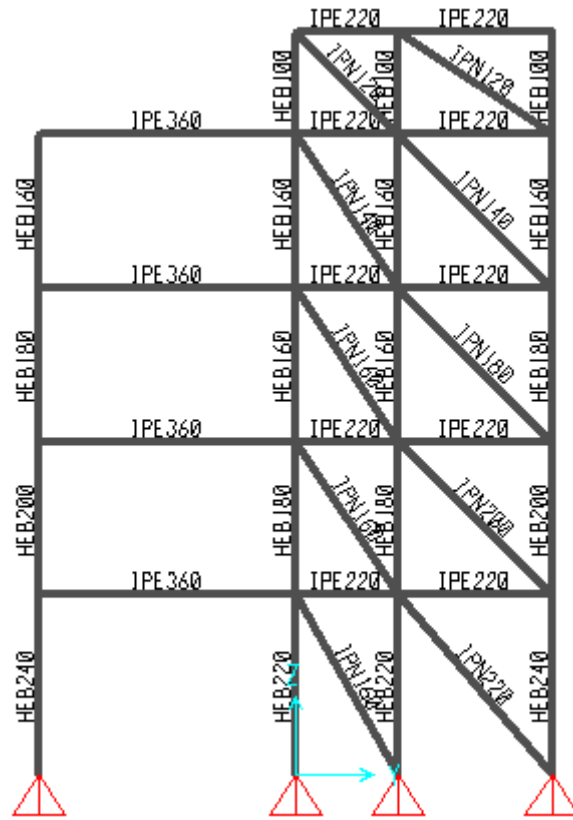
Εικόνα 34. Όψη xz (4)



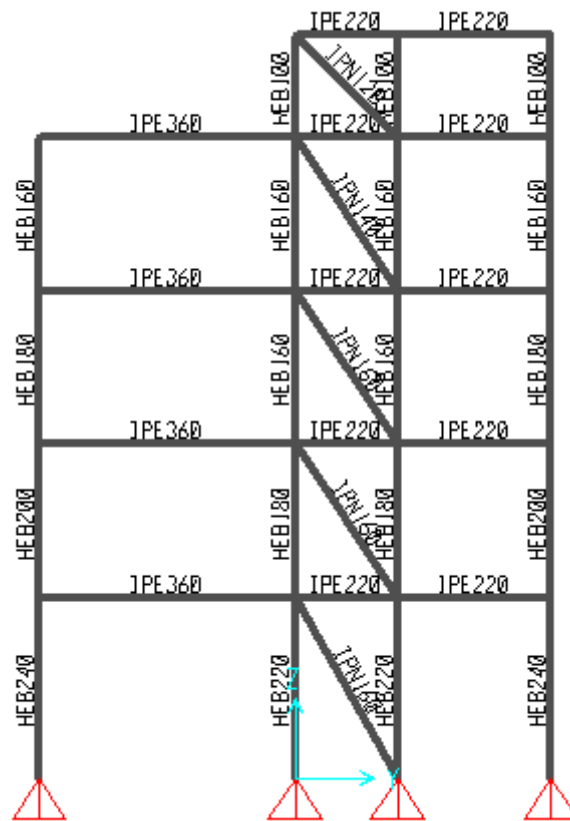
Εικόνα 35. Όψη yz (1), (5)



Εικόνα 36. Όψη yz (2)



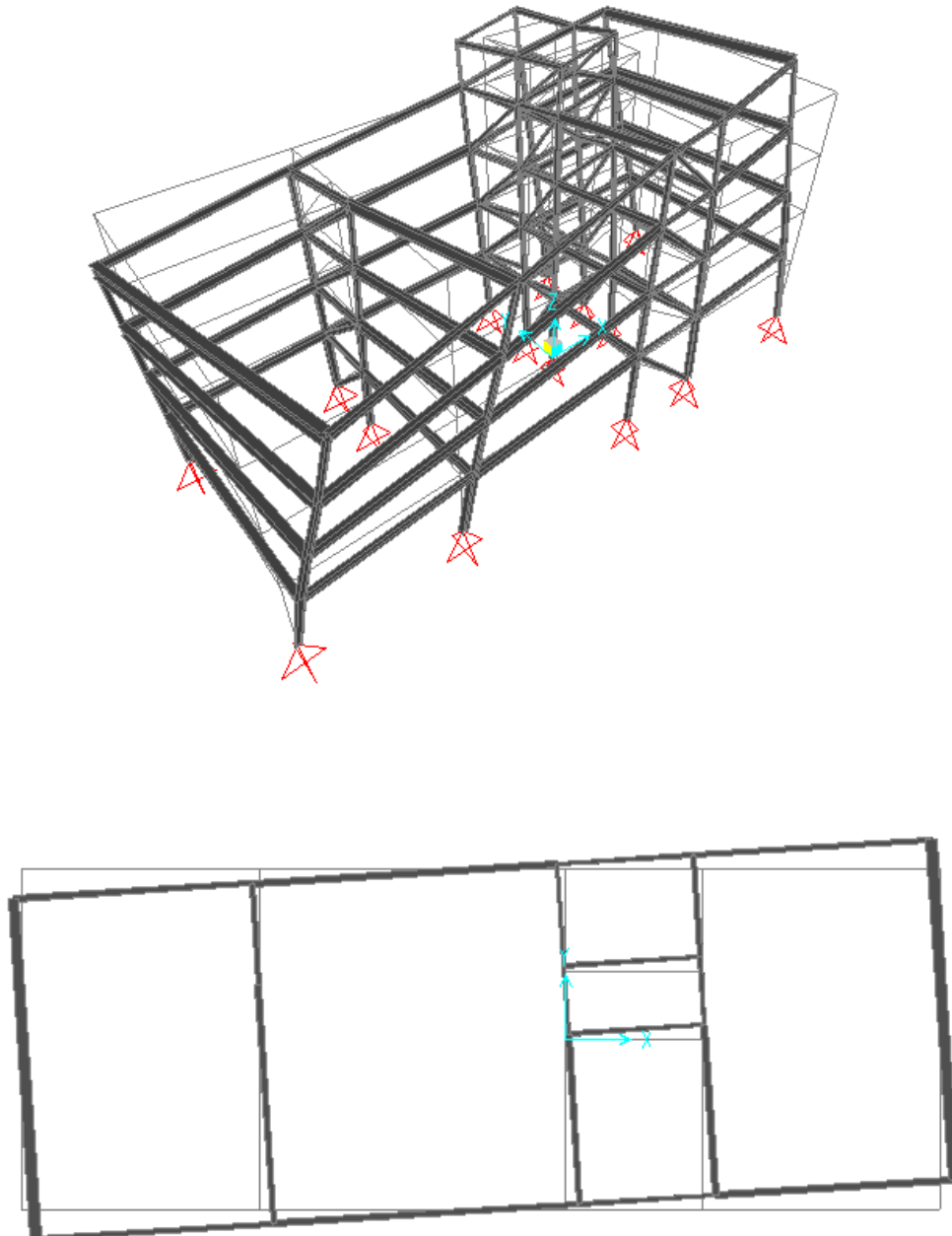
Εικόνα 37. Όψη yz (3)



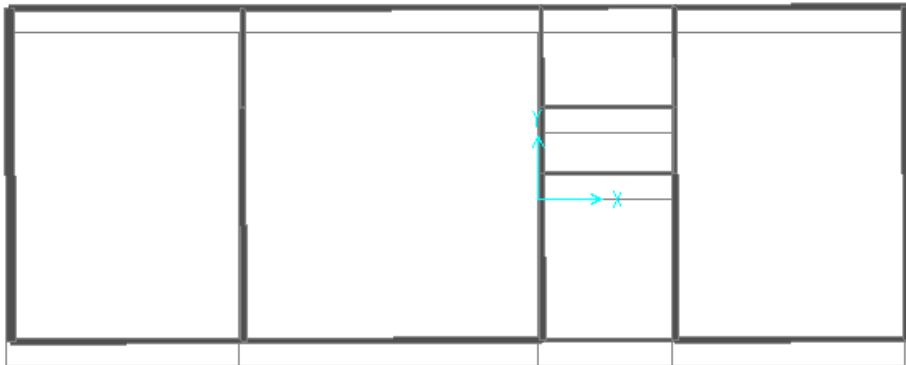
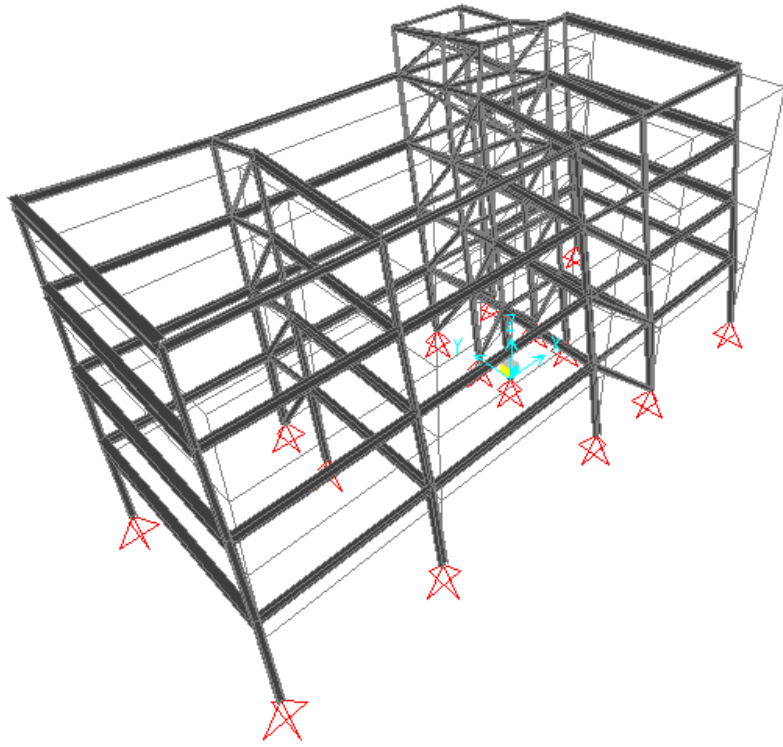
Εικόνα 38. Όψη yz (4)

3.6 Ιδιομορφική ανάλυση

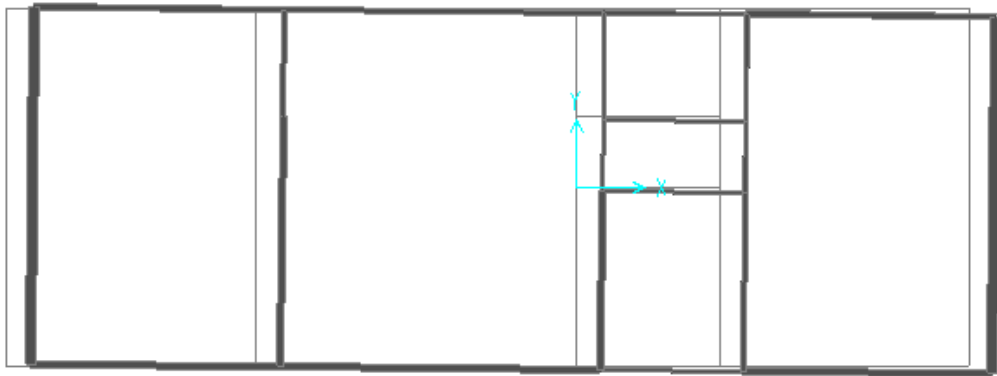
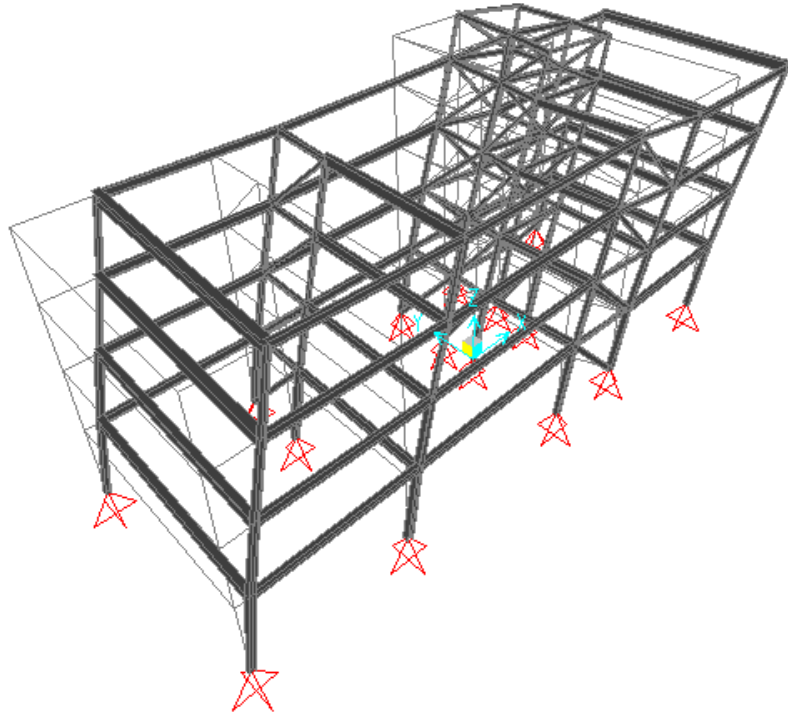
Η πρώτη ιδιομορφή του φορέα προκύπτει στρεπτική κατά z ($T=1,26310$ sec, Εικόνα 20) και η δεύτερη μεταφορική κατά y ($T=0,83867$ sec, Εικόνα 21). Η ιδιομορφή που αντιστοιχεί σε μεταφορική κίνηση κατά x είναι η τρίτη ($T=0,75721$ sec, Εικόνα 22).



Εικόνα 39. 1η ιδιομορφή, στρεπτική κατά z με $T=1,26310$ sec



Εικόνα 40. 2^η ιδιομορφή, μεταφορική κατά γ με $T=0,83867$ sec



Εικόνα 41. 3η ιδιομορφή, μεταφορική κατά x με $T=0,75721$ sec

Το πρόγραμμα λαμβάνει υπόψη τις 12 πρώτες ιδιομορφές. Πρέπει να ικανοποιείται η απαίτηση του κανονισμού ότι σε κάθε διεύθυνση ενεργοποιείται το 90% της μάζας. Παρατηρούμε ότι αυτό συμβαίνει στην 6^η ιδιομορφή κατά τη x διεύθυνση και στην 5^η κατά την y. Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι η θεώρηση για αμέλεια της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού δικαιολογείται από τον πίνακα που ακολουθεί. Βλέπουμε, λοιπόν, ότι στην κατακόρυφη διεύθυνση ενεργοποιούνται

αμελητέα ποσά της μάζας του κτηρίου στο σύνολο των ιδιομορφών που παρουσιάζει το πρόγραμμα (βλ πίνακα 2).

Πίνακας 5. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας			Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας αθροιστικά		
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,263101	0,01442	0,0001393	8,907E-07	0,01442	0,0001393	8,907E-07
2	0,838675	0,02222	0,8	0,0005023	0,03664	0,8	0,0005032
3	0,757215	0,78	0,02205	0,0001232	0,81	0,82	0,0006264
4	0,427313	0,002639	0,0002776	8,783E-08	0,82	0,82	0,0006265
5	0,293148	0,002449	0,14	0,00002368	0,82	0,96	0,0006502
6	0,264107	0,14	0,003071	0,00009717	0,96	0,97	0,0007473
7	0,249741	0,0005037	0,001131	0,00001012	0,96	0,97	0,0007574
8	0,18519	0,0001829	0,0002101	0,000001617	0,96	0,97	0,0007591
9	0,171157	0,0008388	0,02318	0,000009267	0,96	0,99	0,0007683
10	0,155309	0,02613	0,0009265	0,000001429	0,99	0,99	0,0007698
11	0,127811	0,0002865	0,006237	0,0001997	0,99	1	0,0009695
12	0,126031	1,046E-18	6,511E-19	0,09173	0,99	1	0,0927

Πίνακας 6. Ποσοστό συμμετοχής μαζών κατά τις διευθύνσεις x,y,z

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9761	99,0429
MODAL	Acceleration	UY	99,9976	99,8311
MODAL	Acceleration	UZ	17,7011	9,2698

3.7 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

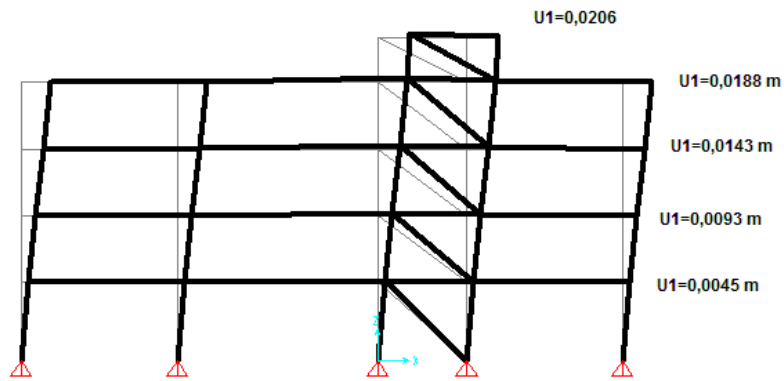
Προς περιορισμό των βλαβών του οργανισμού πλήρωσης στο σεισμό σχεδιασμού, η γωνιακή παραμόρφωση των πλαισίων σε κάθε όροφο και κάθε διεύθυνση του φορέα περιορίζεται σε $\gamma \leq 0,7\%$. Η γωνιακή παραμόρφωση γ δίνεται από τον τύπο

$$\gamma = \frac{\delta_o - \delta_u}{h} * \frac{q}{2,5}$$

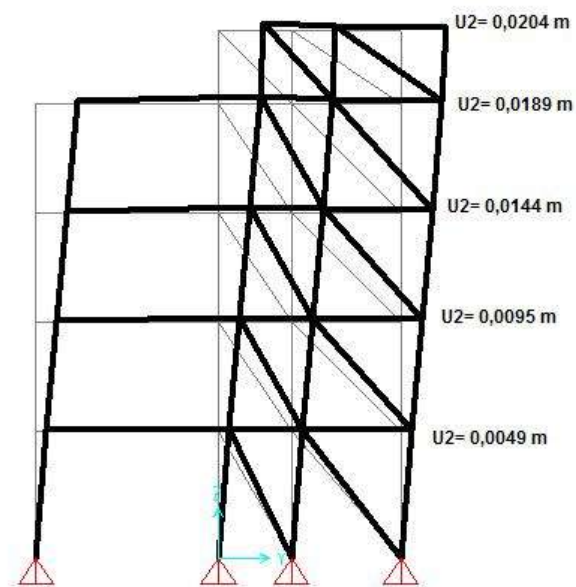
Όπου δ_o , δ_u μετατοπίσεις άνω και κάτω πλάκας ορόφου

h ύψος ορόφου

q συντελεστής συμπεριφοράς



Εικόνα 42. Οριζόντιες μετατοπίσεις ορόφων για σεισμική διέγερση E_x



Εικόνα 43. Οριζόντιες μετατοπίσεις ορόφων για σεισμική διέγερση E_y

Όροφος	Παραμόρφωση δο-δου (cm)		Γωνιακή παραμόρφωση (%)	
	E_x	E_y	γ_x	γ_y
1ος	0,45	0,49	0,21	0,22
2ος	0,48	0,46	0,26	0,25
3ος	0,50	0,49	0,27	0,26
4ος	0,45	0,45	0,24	0,24
5ος	0,18	0,15	0,14	0,12

3.8 Έλεγχος επιρροών 2ας τάξης

Οι επιρροές 2^{ης} τάξης επιτρέπεται να αγνοηθούν εφόσον σε κάθε όροφο και κάθε διεύθυνση του φορέα ισχύει για το δείκτη $\theta \leq 0,10$, ο οποίος και ορίζεται ως εξής:

$$\theta = \frac{N_{tot} * \delta}{V_{tot} * h}$$

Όπου N_{tot} , V_{tot} συνολική κατακόρυφη δύναμη και τέμνουσα ορόφου για το σεισμικό συνδυασμό

$\delta = q * \delta_{el}$ πλαστική σχετική μετατόπιση του κέντρου μάζας διαδοχικών διαφραγμάτων

q συντελεστής συμπεριφοράς

h ύψος ορόφου

Τα σχετικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Όροφος	Ύψος ορόφου (m)	N_{tot} (kN)	$V_{tot,x}$ (kN)	δ_x	θ_x	$V_{tot,y}$ (kN)	δ_y	θ_y
1	3,5	10692,72	897,77	0,0192	0,057	825,88	0,0196	0,072
2	3	7822,76	760,80	0,0348	0,119	660,20	0,038	0,15
3	3	4952,80	593,60	0,0536	0,150	520,45	0,0576	0,18
4	3	2082,84	330,40	0,0704	0,148	293,18	0,0756	0,18
5	2	121,90	43,83	0,0804	0,112	25,36	0,0816	0,19

Παρατηρείται ότι ισχύει και κατά τις δύο διευθύνσεις $\theta < 0,20$, οπότε μπορεί να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά οι επιρροές 2^{ης} τάξης με επαύξηση της σεισμικής δράσης κατά συντελεστή $\alpha = 1/(1-\theta)$.

3.9 Ικανοτικός έλεγχος

Επιδιώκουμε να εξασφαλιστεί πλάστιμη συμπεριφορά που προσφέρει απόδοση ενέργειας, ώστε να αποφεύγεται η ψαθυρή αστοχία ή ο πρόωρος σχηματισμός ασταθών μηχανισμών. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιείται η διαδικασία ικανοτικού σχεδιασμού, η οποία οδηγεί στην ιεράρχηση αντοχών των διαφόρων φερόντων στοιχείων και μορφών αστοχίας.

3.9.1 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η ανηγμένη λυγηρότητα των ράβδων δικτύωσης πρέπει να περιορίζεται μεταξύ των εξής ορίων: $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$

Με βάση την απαίτηση αυτή ελέγχονται οι διατομές των ράβδων αυτών, με την υπόθεση μισού μήκους λυγισμού. Ενδεικτικά, για την παραπάνω διαγώνιο του ισογείου διατομής UPN220 με

$$L_{cr} = 265,755 \text{ cm}$$

$$i_z = 2,3 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 76,4$$

$$\text{Πρέπει: } 1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0 \Rightarrow 1,3 \leq \frac{265,755}{76,4 * 2,3} \leq 2,0 \Rightarrow 1,3 \leq 1,51 \leq 2,0 \quad \checkmark$$

3.9.2 Δοκοί και υποστυλώματα

Ο ικανοτικός έλεγχος πραγματοποιείται μόνο στις δοκούς και τα υποστυλώματα που συντρέχουν στο σύνδεσμο, τα οποία ελέγχονται για ικανοτικά μεγέθη, με επαύξηση των εντατικών μεγεθών λόγω σεισμού με το συντελεστή $1,1 * \gamma_{ov} * \Omega$. Για τις δοκούς και τα υποστυλώματα που δεν συντρέχουν στο σύνδεσμο δεν απαιτείται ικανοτικός έλεγχος, καθότι αυτά παραλαμβάνουν μόνο τα φορτία βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού, μικρότερα από τα φορτία του βασικού συνδυασμού, οπότε οι έλεγχοι αντοχής προφανώς ικανοποιούνται.

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

όπου

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με τη ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{ed,G}$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα, που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις, οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στο συνδυασμό των δράσεων για για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,E}$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής. Από τον κανονισμό προτείνεται τιμή $\gamma_{ov} = 1,25$.⁹

⁹ Ο συντελεστής υπεραντοχής εκφράζει την πιθανότητα το πραγματικό όριο διαρροής να είναι μεγαλύτερο από το ονομαστικό όριο διαρροής (EC8 §6.1.3(2)). Επομένως, για να διαμορφώνονται πλαστικές ζώνες εκεί που προβλέπεται από το σχεδιασμό, πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη για το χάλυβα $f_{y,max} \leq 1,1 * \gamma_{ov} * f_y$ (EC8 §6.2(3)).

Ω είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ για όλες τις διαγωνίους του

πλαισιακού συστήματος συνδέσμων όπου $N_{pl,Rd}$: είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου i $N_{Ed,i}$: είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο i στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

Υπενθυμίζουμε ότι τα εντατικά μεγέθη του σεισμού πολλαπλασιάζονται, εκτός των παραπάνω συντελεστών, και με το συντελεστή $\alpha=1/(1-\theta)$.

Δοκός

Ενδεικτικά ελέγχεται η δοκός του 1^{ου} ορόφου, τα εντατικά μεγέθη της οποίας είναι:

$N_{Ed,G}$: υπολογίζεται με βάση την αξονική της διαγωνίου και τη γωνία που σχηματίζει με την οριζόντιο για το συνδυασμό G+0,3Q

$N_{Ed,G} = 15,20 \text{ kN}$

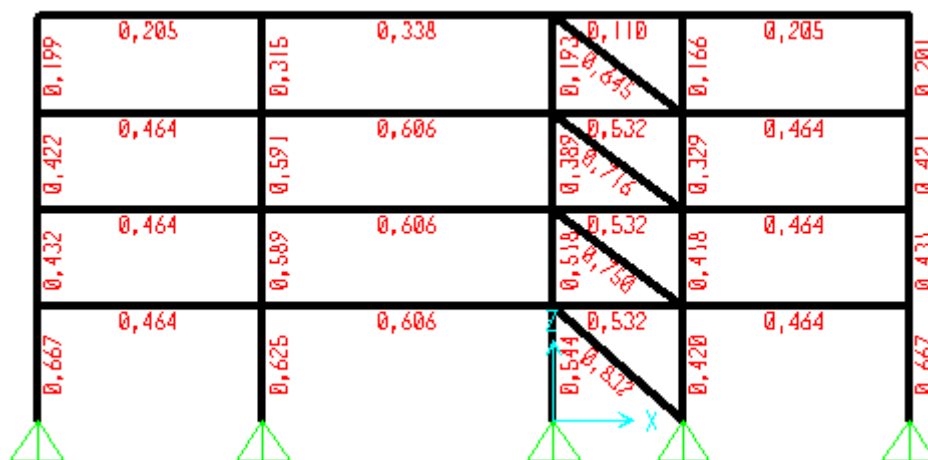
$N_{Ed,E}$: υπολογίζεται με βάση την αξονική της διαγωνίου και τη γωνία που σχηματίζει με την οριζόντιο για το σεισμό Ex

$N_{Ed,E} = 268,87 \text{ kN}$

$N_{pl,Rd}$: απ' ευθείας απ' το πρόγραμμα

$N_{pl,Rd} = 968,33 \text{ kN}$

$\Omega = 1/0,832 = 1,2$ (όπως φαίνεται από την Εικόνα 27)



Εικόνα 44. Συντελεστές $1/\Omega_i$

$$N_{pl,Rd} (M_{Ed}) \geq N_{ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \Rightarrow 968,33 \geq 15,20 + 1,1*1,25*1,2*268,87 \quad \checkmark$$

Υποσύλωμα

Ελέγχουμε το υποσύλωμα του ισογείου στο οποίο συντρέχει η διαγώνιος, τα εντατικά μεγέθη λαμβάνονται απ' ευθείας απ' το πρόγραμμα και είναι:

$$N_{Ed,G} = 774,61 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,E} = 592,63 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 2539,48 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} (M_{Ed}) \geq N_{ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \Rightarrow 2539,48 \geq 774,61 + 1,1*1,25*1,2*592,63 \quad \checkmark$$

Ο ικανοτικός έλεγχος ικανοποιείται για όλες τις δοκούς και τα υποστυλώματα που συντρέχουν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Επομένως, ο φορέας παραμένει ως έχει.

3.9.4 Πίνακες ικανοτικών ελέγχων σε μορφή Excel

Πίνακας 4. Δοκοί

Όψη πλαισίου xz	Όροφος	Label	Διατομές	$N_{Ed,G}$	$N_{Ed,E}$	Ω	θ_x	α	N_{Ed}	$N_{pl,Rd}$	$N_{Ed}/N_{pl,Rd}$
1	1ος	89	IPE 220	15,20	268,87	1,20	0,06	-	458,84	968,33	0,47
	2ος	90	IPE 220	7,36	225,40	1,20	0,12	1,14	429,51	968,33	0,44
	3ος	91	IPE 220	4,77	169,97	1,20	0,15	1,18	334,72	968,33	0,35
	4ος	92	IPE 220	1,18	89,31	1,20	0,15	1,17	174,15	968,33	0,18
3	1ος	121	IPE 220	5,62	307,14	1,07	0,06	-	457,50	968,33	0,47
	2ος	122	IPE 220	3,76	271,73	1,07	0,12	1,14	457,55	968,33	0,47
	3ος	123	IPE 220	10,16	215,50	1,07	0,15	1,18	383,18	968,33	0,40
	4ος	124	IPE 220	8,83	123,31	1,07	0,15	1,17	221,76	968,33	0,23
	5ος	196	IPE 220	0,54	34,49	1,07	0,112	1,13	57,69	968,33	0,06
4	1ος	137	IPE 220	8,76	291,43	1,20	0,06	-	490,82	968,33	0,51
	2ος	138	IPE 220	9,74	243,48	1,20	0,12	1,14	466,89	968,33	0,48
	3ος	139	IPE 220	12,11	183,38	1,20	0,15	1,18	368,97	968,33	0,38
	4ος	140	IPE 220	10,16	98,33	1,20	0,15	1,17	201,06	968,33	0,21
	5ος	194	IPE 220	0,35	7,29	1,20	0,112	1,13	13,93	968,33	0,01

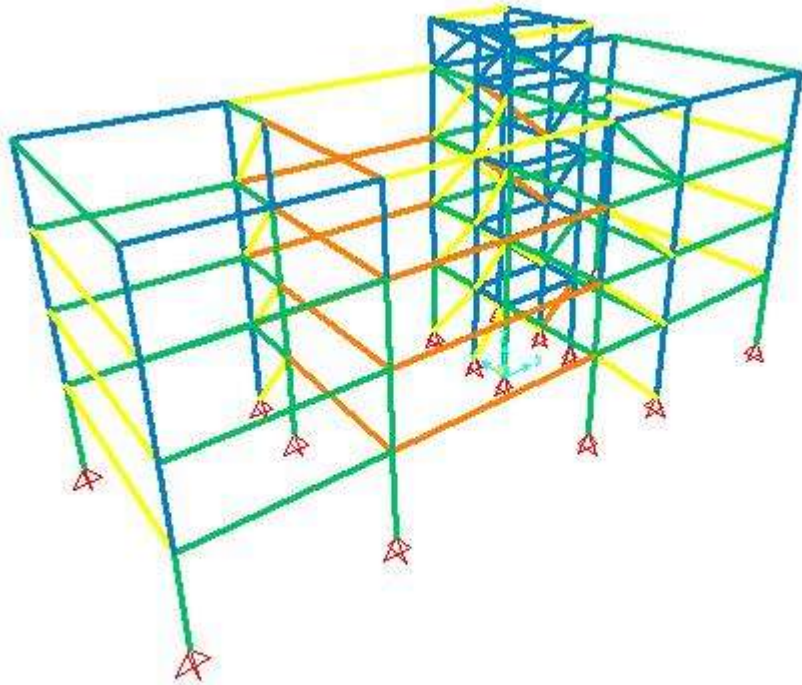
Όψη πλαισίου yz	Όροφος	Label	Διατομές	$N_{Ed,G}$	$N_{Ed,E}$	Ω	θ_x	α	N_{Ed}	$N_{pl,Rd}$	$N_{Ed}/N_{pl,Rd}$
2	1ος	165	IPE 270	15,76	269,07	1,16	0,072	-	444,18	1476,64	0,30
	2ος	166	IPE 270	11,83	213,82	1,16	0,15	1,18	412,36	1476,64	0,28
	3ος	167	IPE 270	12,80	152,37	1,16	0,18	1,22	308,67	1476,64	0,21
	4ος	168	IPE 270	8,72	74,36	1,16	0,18	1,22	153,12	1476,64	0,10
3	1ος	173	IPE 220	9,59	88,79	1,15	0,072	-	150,36	1104,79	0,14
		177	IPE 220	26,63	309,86	1,15	0,072	-	517,87	1041,66	0,50
	2ος	174	IPE 220	10,51	111,44	1,15	0,15	1,176471	218,36	1104,79	0,20
		178	IPE 220	29,56	254,77	1,15	0,15	1,176471	504,75	1041,66	0,48
	3ος	175	IPE 220	8,42	103,53	1,15	0,18	1,219512	208,58	1104,79	0,19
		179	IPE 220	31,18	193,52	1,15	0,18	1,219512	405,32	1041,66	0,39
	4ος	176	IPE 220	2,31	74,17	1,15	0,18	1,219512	145,70	1104,79	0,13
		180	IPE 220	20,06	105,52	1,15	0,18	1,219512	224,06	1041,66	0,22
	5ος	197	IPE 220	2,85034	9	1,15	0,19	1,234568	20,47	1104,79	0,02
		198	IPE 220	2,59	6,25	1,15	0,19	1,234568	14,82	1041,66	0,01
4		185	IPE 220	1,59	104,45	1,11	0,072	-	161,00	1104,79	0,15
		186	IPE 220	7,76	84,09	1,11	0,15	1,176471	158,75	1104,79	0,14
		187	IPE 220	10,80	58,31	1,11	0,18	1,219512	119,33	1104,79	0,11
		188	IPE 220	9,30	28,23	1,11	0,18	1,219512	61,85	1104,79	0,06
		199	IPE 220	0,28	15,54	1,11	0,19	1,234568	29,57	1104,79	0,03

Πίνακας 5. Υποστυλώματα

Όψη πλαisiού xz	Όροφος	Label	Διατομές	$N_{Ed,G}$	$N_{Ed,E}$	Ω	θ_x	α	N_{Ed}	$N_{pl,Rd}$	$N_{Ed}/N_{pl,Rd}$
1	1ος	33	HEB 240	774,61	592,63	1,20	0,06	-	1752,45	3295,59	0,53
	2ος	34	HEB 200	562,98	364,51	1,20	0,12	1,14	1245,66	2411,21	0,52
	3ος	35	HEB 180	344,83	198,52	1,20	0,15	1,18	730,19	1975,94	0,37
	4ος	36	HEB 160	125,12	69,61	1,20	0,15	1,17	259,92	1857,36	0,14
2	1ος	41	HEB 220	505,83	437,15	1,07	0,06	-	1148,98	2790,78	0,41
	2ος	42	HEB 180	377,20	256,59	1,07	0,12	1,14	805,69	1975,94	0,41
	3ος	43	HEB 160	261,71	160,78	1,07	0,15	1,18	540,00	1574,88	0,34
	4ος	44	HEB 160	158,46	69,88	1,07	0,15	1,17	279,13	1574,88	0,18
	5ος	161	HEB 100	40,88	7,62	1,07	0,11	1,13	53,51	880,40	0,06
3	1ος	45	HEB 240	552,95	757,84	1,20	0,06	-	1806,51	3295,59	0,55
	2ος	46	HEB 200	411,51	449,72	1,20	0,12	1,14	1255,87	2411,21	0,52
	3ος	47	HEB 180	272,90	235,45	1,20	0,15	1,18	731,09	1975,94	0,37
	4ος	48	HEB 160	122,31	84,30	1,20	0,15	1,17	285,98	1857,36	0,15
	5ος	157	HEB 100	18,20	3,86	1,20	0,11	1,13	25,40	880,40	0,03

Όψη πλαisiού yz	Όροφος	Label	Διατομές	$N_{Ed,G}$	$N_{Ed,E}$	Ω	θ_x	α	N_{Ed}	$N_{pl,Rd}$	$N_{Ed}/N_{pl,Rd}$
2	1ος	25	HEB 260	951,37	738,60	1,16	0,07	-	2127,41	3719,57	0,57
	2ος	26	HEB 220	718,52	436,01	1,16	0,15	1,18	1535,27	2881,67	0,53
	3ος	27	HEB 180	480,42	230,62	1,16	0,18	1,22	928,23	1975,94	0,47
	4ος	28	HEB 160	244,01	79,63	1,16	0,18	1,22	398,62	1574,88	0,25
3	1ος	37	HEB 220	538,40	582,53	1,15	0,07	-	1461,93	2790,78	0,52
		41	HEB 220	505,83	416,90	1,15	0,07	-	1166,77	2790,78	0,42
	2ος	38	HEB 180	421,18	437,52	1,15	0,15	1,18	1237,21	1975,94	0,63
		42	HEB 180	377,20	227,02	1,15	0,15	1,18	800,63	1975,94	0,41
	3ος	39	HEB 160	304,05	256,58	1,15	0,18	1,22	800,11	1574,88	0,51
		43	HEB 160	261,71	144,39	1,15	0,18	1,22	540,88	1574,88	0,34
	4ος	40	HEB 160	183,92	122,39	1,15	0,18	1,22	420,54	1574,88	0,27
		44	HEB 160	158,46	84,55	1,15	0,18	1,22	321,93	1574,88	0,20
	5ος	159	HEB 100	18,81	9,40	1,15	0,19	1,23	37,21	880,40	0,04
		161	HEB 100	40,89	5,19	1,15	0,19	1,23	51,04	880,40	0,06
4	1ος	53	HEB 220	459,83	433,61	1,11	0,07	-	1121,63	2790,78	0,40
	2ος	54	HEB 180	349,95	261,92	1,11	0,15	1,18	820,24	1975,94	0,42
	3ος	55	HEB 160	249,92	143,65	1,11	0,18	1,22	517,30	1574,88	0,33
	4ος	56	HEB 160	154,71	60,33	1,11	0,18	1,22	267,00	1574,88	0,17
	5ος	160	HEB 100	21,79	15,94	1,11	0,19	1,23	51,82	880,40	0,06

3.10 Τελικός φορέας



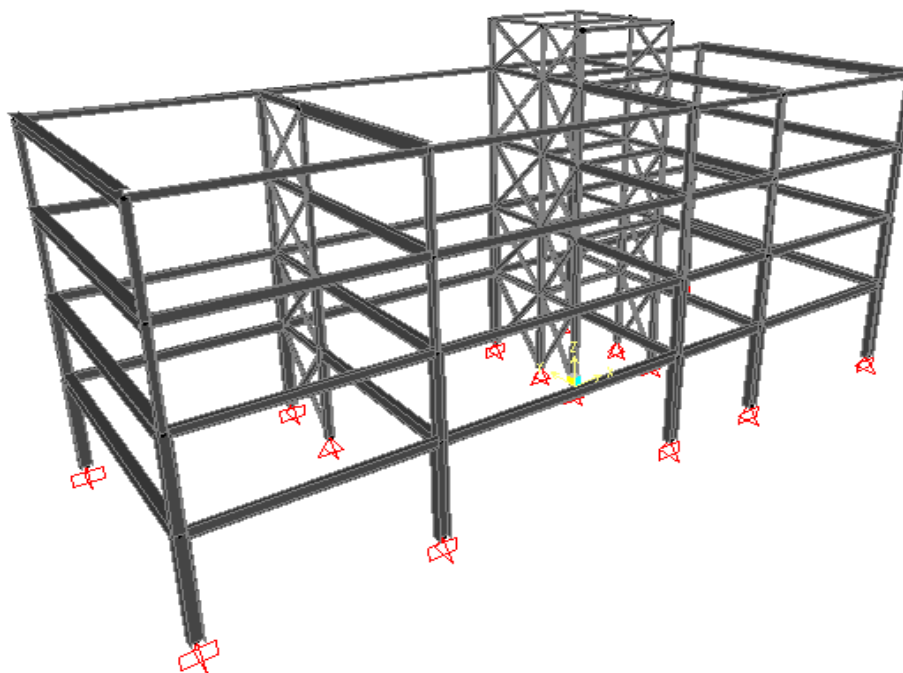
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΣ ΦΟΡΕΑΣ 2 ΜΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΚΑΙ ΠΛΑΙΣΙΑ ΚΑΤΑ ΤΗ Χ

4.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται ο σχεδιασμός του μεταλλικού φορέα 2, σύμφωνα με τις διατάξεις που επιβάλλουν οι Ευρωκώδικες 3 και 8.

Για την επίλυση του φορέα της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε επίσης το πρόγραμμα SAP2000, το οποίο μας επιτρέπει μέσω επαναληπτικών διαδικασιών να διαστασιολογήσουμε τα στοιχεία του φορέα, επιλέγοντας τις βέλτιστες διατομές που ικανοποιούν τους αντίστοιχους ελέγχους. Οι απαιτήσεις του ικανοτικού ελέγχου δεν εξασφαλίζονται από το πρόγραμμα, αλλά παρουσιάζονται στην παρούσα εργασία με τη βοήθεια των αποτελεσμάτων του προγράμματος ώστε να πληρούν τους απαιτούμενους ελέγχους του Ευρωκώδικα 8.

Οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν, κατηγοριοποιήθηκαν ανά είδος ράβδου (κύριες δοκοί, υποστυλώματα και χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας) και ακολουθεί η παρουσίαση αυτών για ένα αντιπροσωπευτικό δείγμα στοιχείων.

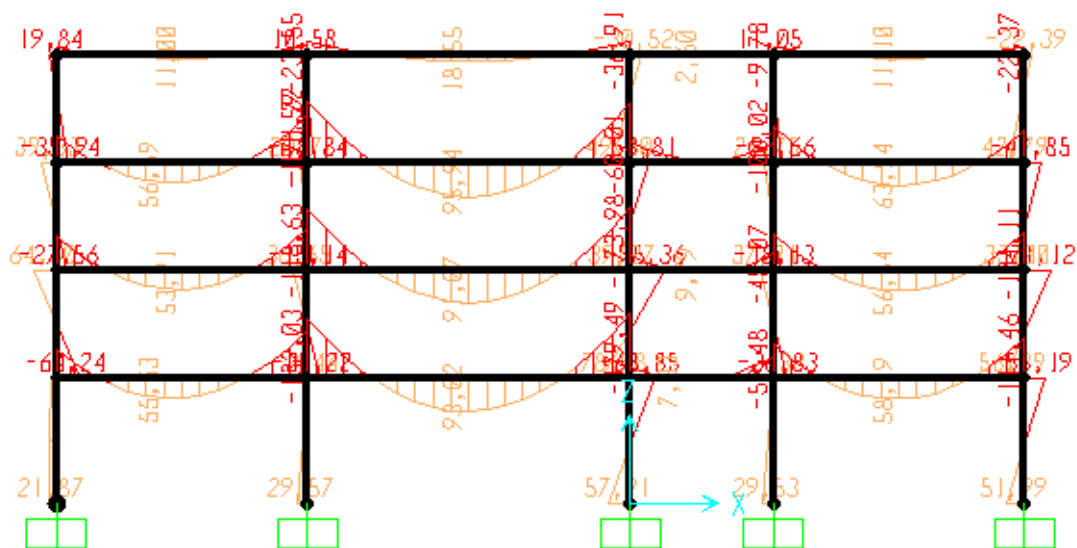


Εικόνα 45. Προοπτική απεικόνιση κτηρίου

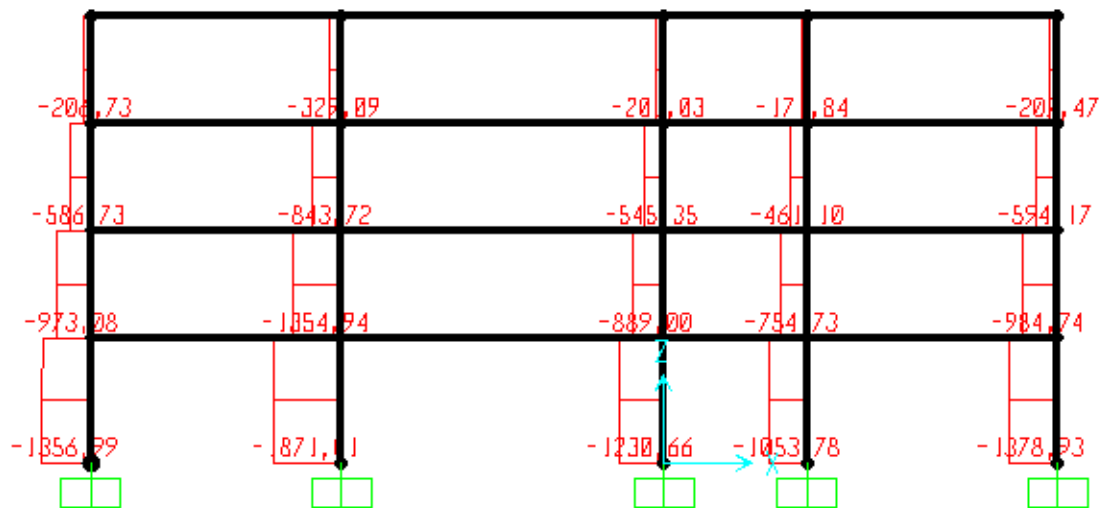
4.2 Στατική ανάλυση

Για τους σκοπούς της ανάλυσης, ο φέρων οργανισμός του κτηρίου προσομοιώνεται ως πλαίσιο στο χώρο. Εντούτοις, όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, η λειτουργία των πλαισίων αυτών είναι διαφορετική στις δύο διευθύνσεις. Κατά τη y διεύθυνση η ύπαρξη των συνδέσμων δυσκαμψίας βοηθάει στην παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων, οπότε η λειτουργία των δοκών επιλέγεται ως αμφιαρθρωτή. Στη x διεύθυνση, όμως, έχουμε πλαίσιακή λειτουργία του φορέα, όπου οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων παραλαμβάνουν ροπές. Οι συνδέσεις οριζόντιων και κατακόρυφων στοιχείων θεωρούνται ως άκαμπτες. Η επίλυση γίνεται χωριστά για τις μόνιμες δράσεις G και τις μεταβλητές δράσεις Q . Στη συνέχεια, ο έλεγχος των στοιχείων γίνεται για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων.

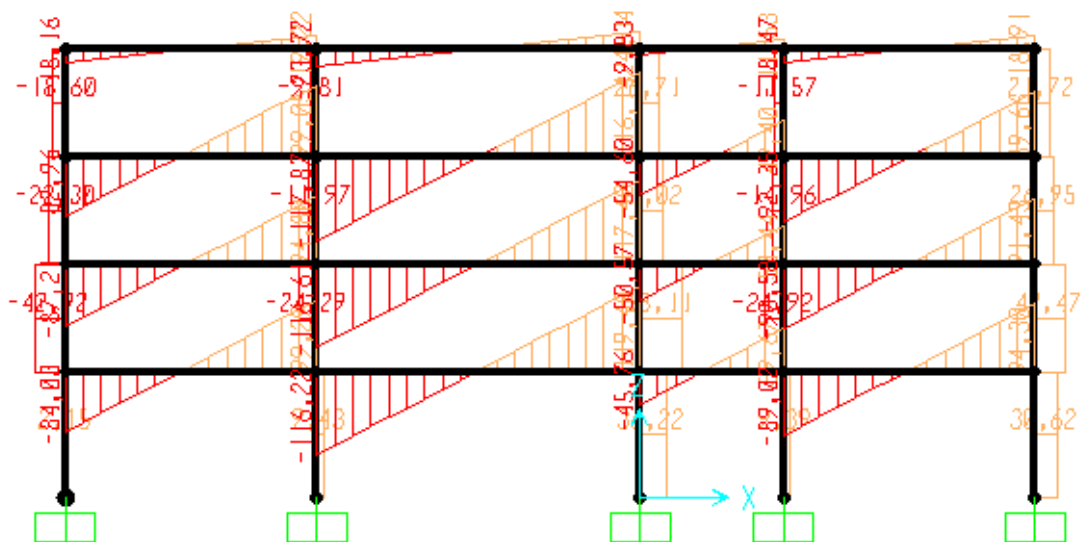
Στις εικόνες που ακολουθούν δίνονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών για την όψη πλαισίου κατά τη x διεύθυνση, όπως προέκυψαν για τον βασικό συνδυασμό δράσεων σε ΟΚΑ.



Εικόνα 46. Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,sd}$



Εικόνα 47. Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{sd}



Εικόνα 48. Διάγραμμα τεμνουσών δράσεων V_{sd}

4.3 Δυναμική ανάλυση

Και σε αυτή την περίπτωση ισχύει ό,τι και στην παράγραφο 3.3. Αφού έχουμε επιλέξει συντελεστή συμπεριφοράς για τα πλαίσια $q=4$.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: EX Notes:

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination:

- CQC GMC f1: 1.0
- SRSS GMC f2: 0.0
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- Absolute

Scale Factor:

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Q=4(X)	1.0
Accel	U2	Q=4(Y)	0.3

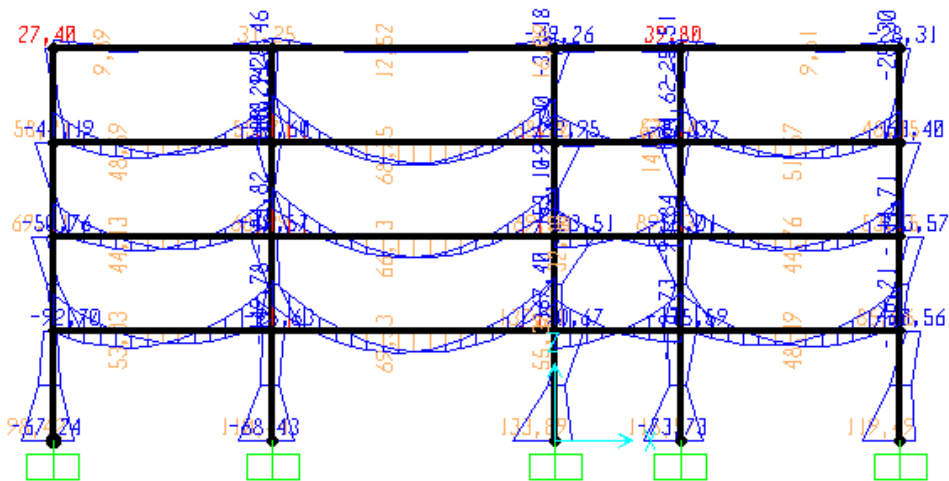
Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

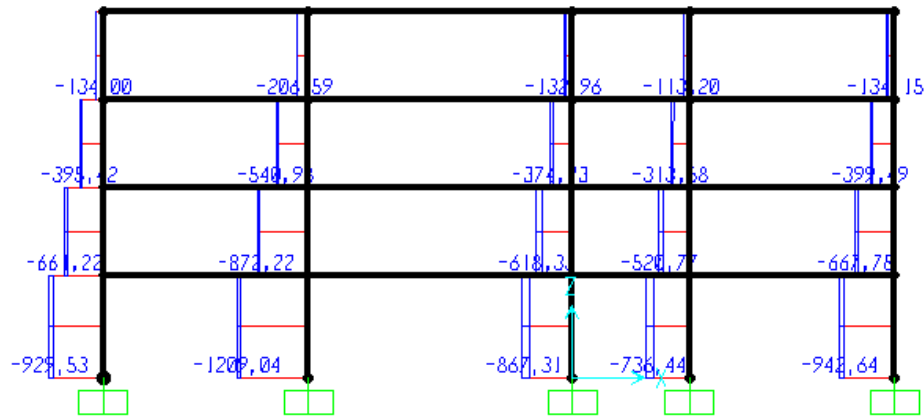
Modal Damping: Constant at 0.05

Εικόνα 5. Εισαγωγή δεδομένων για τη δυναμική ανάλυση

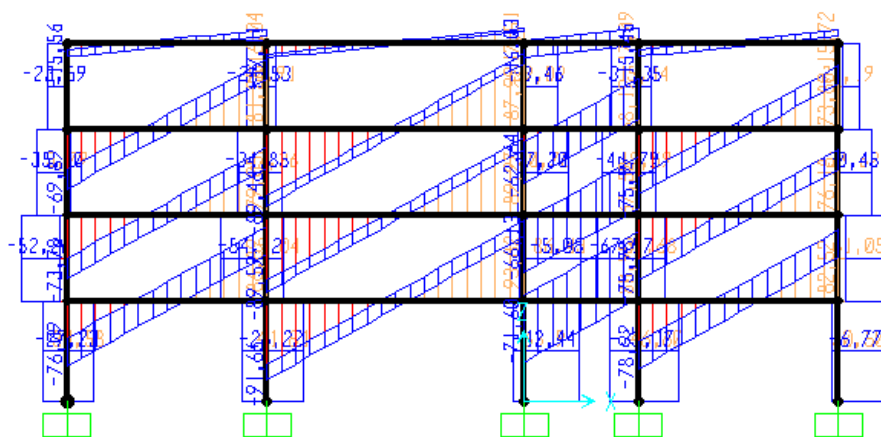
Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για το σεισμικό συνδυασμό G+0,3Q+Ex



Εικόνα 49. Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$



Εικόνα 50. Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed}



Εικόνα 51. Διάγραμμα τεμνουσών δράσεων V_{Ed}

Από τις τιμές που δίνονται στα παραπάνω διαγράμματα, διαπιστώνουμε ότι οι μέγιστες προκύπτουν από τον συνδυασμό δράσεων σε ΟΚΑ, άρα αυτός είναι και ο δυσμενέστερος με τον οποίο γίνεται και η διαστασιολόγηση των στοιχείων του φορέα.

4.4 Διαστασιολόγηση και έλεγχος στοιχείων του φορέα με τον EC3

4.4.1 Διαδοκίδα

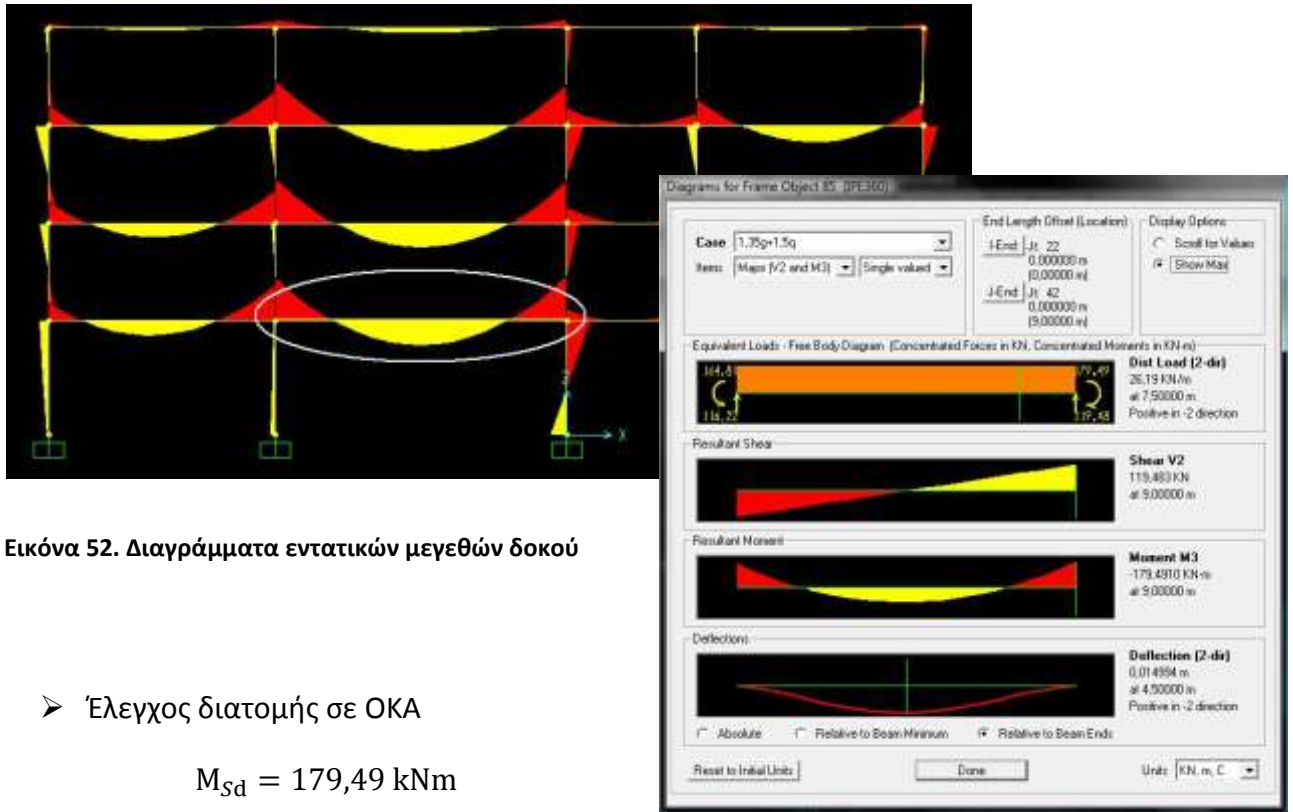
Η θεώρηση ότι υπάρχουν διαδοκίδες, που μέσω των στηρίξεων τους μεταφέρουν τα φορτία των πλακών στις κύριες δοκούς, γίνεται όπως και στον προηγούμενο φορέα, με σκοπό να ελεγχθούν τα αποτελέσματα του προγράμματος και να επαληθευτούν οι όποιες θεωρήσεις έχουν γίνει (π.χ. ως προς τα πλάτη επιρροής των δοκών, ως προς το στατικό μοντέλο των δοκών κτλ.). Η διαδικασία είναι η ίδια και δεν παρουσιάζεται.

4.4.2 Κύριες δοκοί κατά την εγκάρσια διεύθυνση y

Οι κύριες δοκοί, που βρίσκονται κατά την y διεύθυνση και λειτουργούν ως αμφιαρθρωτές, υπόκεινται στα ίδια κατακόρυφα φορτία με το φορέα 1, με αποτέλεσμα να διαστασιολογούνται και να ελέγχονται με τους ίδιους ελέγχους του EC3. Επομένως, η παράγραφος αυτή παραλείπεται.

4.4.3 Κύριες δοκοί κατά τη διαμήκη διεύθυνση x

Αντίθετα, κατά την x διεύθυνση, οι δοκοί λειτουργούν εντός των πλαισίων και έτσι απαιτείται εκ νέου έλεγχος και διαστασιολόγηση με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που λαμβάνουμε απ' το πρόγραμμα. Ενδεικτικά, παρουσιάζονται αυτά για τη δοκό του ισογείου (label 85).



Εικόνα 52. Διαγράμματα εντατικών μεγεθών δοκού

- Έλεγχος διατομής σε ΟΚΑ

$$M_{Sd} = 179,49 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 119,48 \text{ kN}$$

- α) Έλεγχος σε κάμψη

$$\text{Πρέπει } W_{pl,Rd} \geq \frac{M_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{17949 \cdot 1,00}{35,5} = 510 \text{ cm}^3$$

Επιλέγω διατομή IPE360 με $W_{pl,y} = 1019 \text{ cm}^3$

- β) Έλεγχος σε διάτμηση

$$\text{Πρέπει } V_{pl,Rd} = A_{vz} \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 35,14 \frac{35,5}{1,00 \cdot \sqrt{3}} = 1247,47 \text{ kN} > V_{Sd} \quad \checkmark$$

- γ) Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

Εφόσον $V_{Sd} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής της διατομής.

- Έλεγχος λειτουργικότητας σε ΟΚΑ

α) Έλεγχος βέλους κάμψης για μόνιμα και κινητά φορτία

Πλάτος ζώνης επιρροής: 0,5m

Αγνοούμε το ίδιο βάρος της διατομής και προσθέτουμε το κατανεμημένο φορτίο απ' τον εξωτερικό τοίχο.

Μόνιμο φορτίο $g=0,5*(3,75+1,75)+15=17,75\text{kN/m}$

Κινητό φορτίο $q=0,5*2=1\text{ kN/m}$

$q_{Ed}=1,00g+1,00q =18,75\text{kN/m}$

$$w = \frac{q_{Ed} * l^4}{384 * E * I_y} = \frac{0,1875 * 900^4}{384 * 21000 * 16270} = 0,94\text{cm} < w_{max} = 900/250 = 3,6\text{cm} \quad \checkmark$$

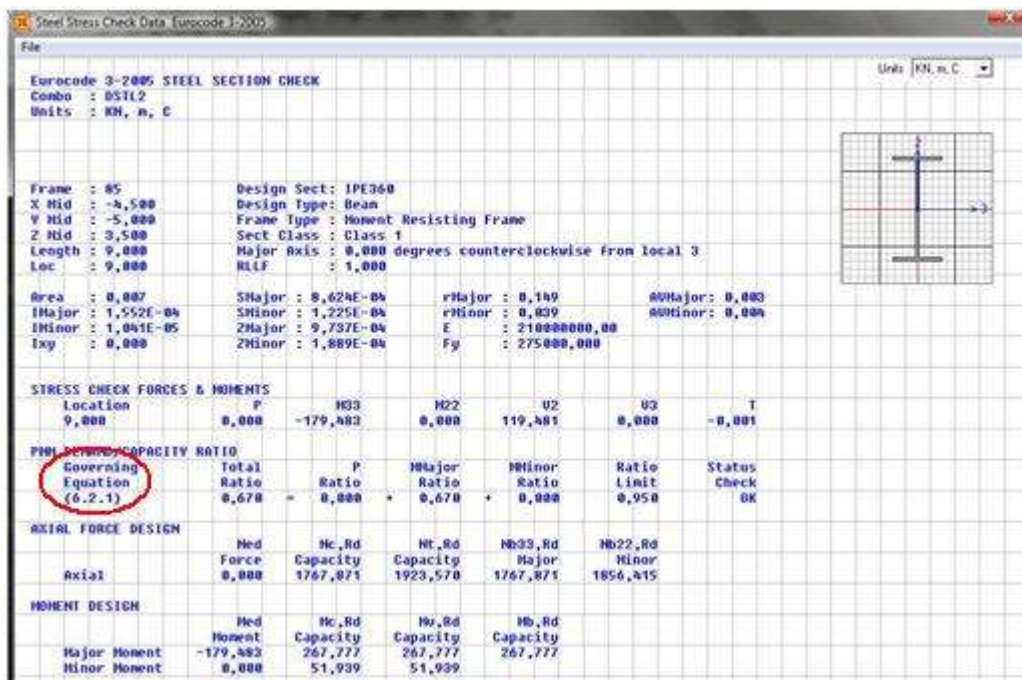
β) Έλεγχος βέλους κάμψης για κινητά φορτία

$q_{Ed}=1\text{ kN/m}$

$$w = \frac{q_{Ed} * l^4}{384 * E * I_y} = \frac{0,01 * 900^4}{384 * 21000 * 57680} = 0,05\text{cm} < w_{max} = 900/300 = 3\text{cm} \quad \checkmark$$

Έλεγχος μέλους δεν χρειάζεται γιατί είναι πλευρικά εξασφαλισμένες λόγω διαδοκίδας.

Αποτελέσματα προγράμματος



Εικόνα 53. Έλεγχος δοκού με το πρόγραμμα

Όπως βλέπουμε από τα αποτελέσματα του προγράμματος, η δοκός ελέγχεται με βάση τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τον συνδυασμό φορτίσεων $1,35g+1,50q$ (εξ ορισμού στο πρόγραμμα αναφέρεται ως DSTL2) και κρίσιμος έλεγχος είναι ο έλεγχος διατομής και όχι ο έλεγχος μέλους. Ο έλεγχος αυτός (EC3 εξίσωση 6.2) δίνεται παρακάτω:

Ως μία συντηρητική προσέγγιση για όλες τις κατηγορίες διατομών, μπορεί να χρησιμοποιείται μία γραμμική άθροιση των βαθμών αξιοποίησης για κάθε συνισταμένη τάση. Για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 που υπόκεινται στο συνδυασμό των N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ and $M_{z,Ed}$, αυτή η μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί χρησιμοποιώντας το παρακάτω κριτήριο:

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

όπου N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ και $M_{z,Rd}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της αντοχής που εξαρτώνται από την κατάταξη των διατομών και περιλαμβάνουν κάθε μείωση που μπορεί να προκαλείται από την επιρροή της διάτμησης.

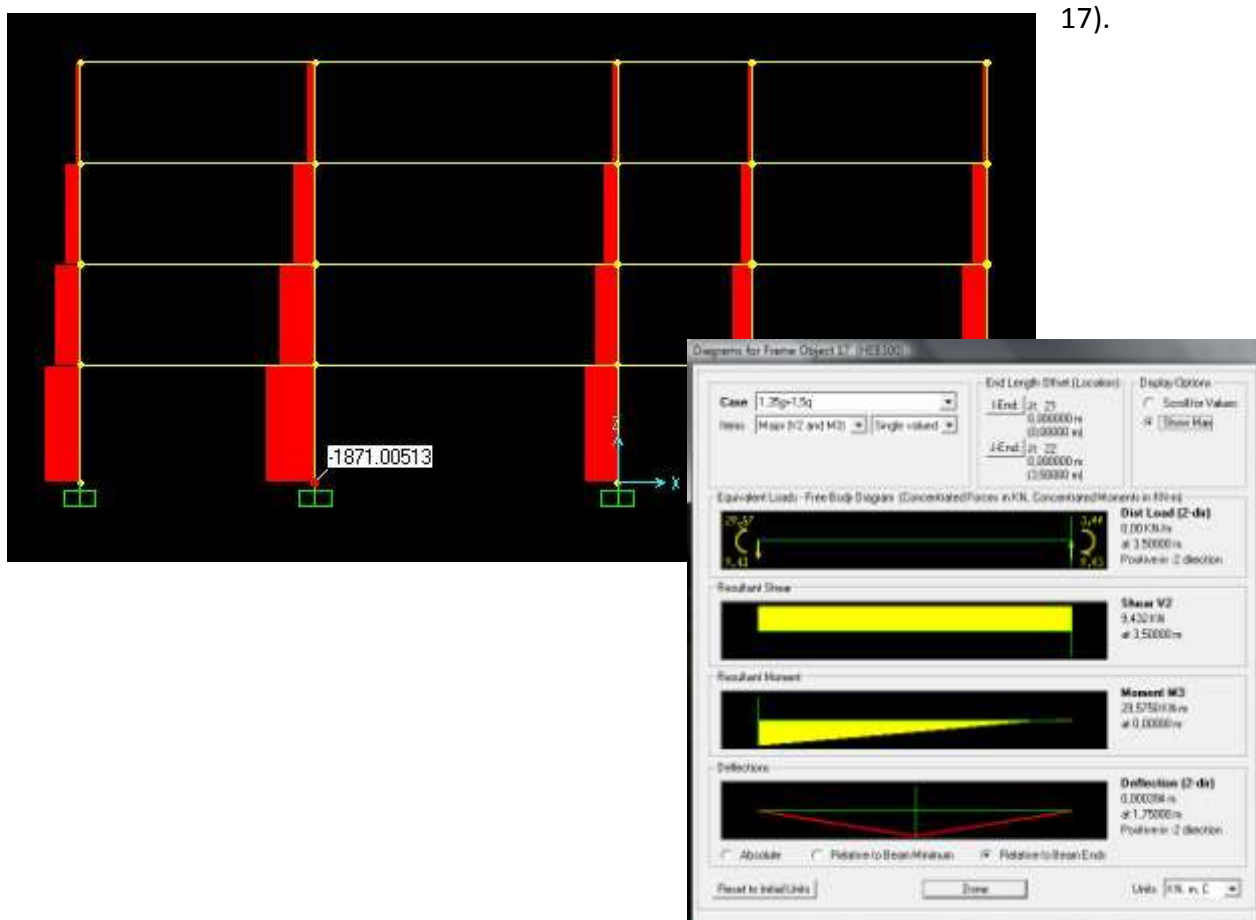
4.4.4 Υποσύλωμα

4.4.4.1 Υποσύλωμα κατά τη γ διεύθυνση

Τα υποστυλώματα κατά τη διεύθυνση αυτή, όπου και υπάρχουν οι χιαστί σύνδεσμοι διαστασιολογούνται και ελέγχονται με τον ίδιο τρόπο όπως και στο μεταλλικό φορέα 1 (έλεγχος διατομής σε θλίψη, αντοχή μέλους σε καμπτικό λυγισμό λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης). Η διαδικασία παραλείπεται ως ίδια.

4.4.4.2 Υποστυλώματα που ανήκει σε πλαίσιο

Το υποσύλωμα που διαστασιολογείται και ελέγχεται βρίσκεται στο ισόγειο (label 17).



Εικόνα 54. Διαγράμματα εντατικών μεγεθών υποστυλώματος

Από το πρόγραμμα λαμβάνουμε τις δρώσες τιμές σχεδιασμού, όπως προκύπτουν από το δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίσεων, τον συνδυασμό σε ΟΚΑ.

$$N_{Sd}=1871,00 \text{ kN} \quad \text{και} \quad M_{Sd}=29,57 \text{ kNm} \quad \text{και} \quad V_{Sd}=9,43 \text{ kN}$$

➤ Έλεγχος διατομής σε ΟΚΑ

α) Έλεγχος σε θλίψη

Επιλέγω διατομή ώστε να ικανοποιείται ο έλεγχος:

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

Όπου $N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = N_{pl,Rd}$ για διατομές κατηγορίας 1 και 2

$$A \geq \frac{1871 * 1,00}{35,5} = 51,49 \text{ cm}^2$$

β) Έλεγχος σε κάμψη

Πρέπει $W_{pl,Rd} \geq \frac{M_{Ed} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2957 * 1,00}{35,5} = 68,7 \text{ cm}^3$

Επιλέγω διατομή με αρκετά μεγαλύτερο εμβαδό και πλαστική ροπή αντοχής, ώστε να ικανοποιούνται και οι παρακάτω έλεγχοι (επιρροής 2^{ης} τάξης, ικανοτικός).

Άρα διαλέγω διατομή ΗΕΒ300 με $A=149,1 \text{ cm}^2$, $W_{pl,Rd}=1869 \text{ cm}^3$ και $N_{pl,Rd}=5293,05 \text{ kN}$.

β) Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές διπλής συμμετρίας I- και H- ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα γ-γ όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad \text{και} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Αλλά $N_{Ed}=1871 \text{ kN} \geq 0,25 * 5293,05=1323,3 \text{ kN}$

Επομένως η αξονική επηρεάζει την πλαστική ροπή αντοχής, άρα πρέπει να ισχύει

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

Όπου $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a)$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 1871 / 5293,05 = 0,35$$

$$a = (A - 2bt_f) / A = (149,1 - 2 * 30 * 1,9) / 149,1 = 0,24$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1869 * 35,5}{1,00} = 66349,5 \text{ kNcm}$$

$$M_{N,y,Rd} = 66349,5 \cdot (1 - 0,35) / (1 - 0,5 \cdot 0,24) = 49008,15 \text{ kNcm} \geq M_{Ed} = 2957 \text{ kNcm} \quad \checkmark$$

γ) Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} \frac{f_y}{\gamma_{Mo} \cdot \sqrt{3}} = 47,43 \frac{35,5}{1,00 \cdot \sqrt{3}} = 972,12 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 6,3 \text{ kN} \leq 0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 972,12 = 486,06 \text{ kN} \quad \checkmark$$

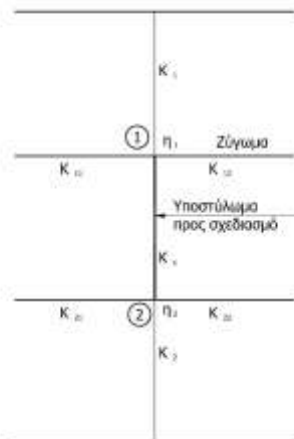
Επομένως δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη αλληλεπίδραση ροπών-τεμνουσών.

➤ Έλεγχος μέλους σε ΟΚΑ λόγω κάμψης και αξονικής θλίψης

i. Καμπτικός λυγισμός εντός του επιπέδου του μεταθετού πλαισίου

Υπολογισμός μήκος λυγισμού

- Συντελεστές κατανομής η_1 και η_2



Ο συντελεστής κατανομής (η) εξαρτάται από:

- τη ροπή αδράνειας του εκάστοτε μέλους
- το μήκος του
- τη μεταθετότητα ή μη και τη δυνατότητα στροφής των άκρων του και
- την ύπαρξη ή μη αξονικής δύναμης

Οι συντελεστές κατανομής των άκρων του υπό εξέταση υποστυλώματος, είναι οι εξής:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad \text{και} \quad \eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

όπου K_c , K_1 και K_2 είναι συντελεστές ενεργού δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων και K_{11} , K_{12} , K_{21} και K_{22} οι συντελεστές ενεργού δυσκαμψίας των δοκών. Στην προκειμένη περίπτωση έχουμε μόνο K_c και K_{12} , ενώ στον κόμβο 2 έχουμε απόκλιση επομένως $\eta_2 = 0$.

Ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας για το υπό εξέταση υποστυλώμα δίνεται ως εξής:

$$K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

όπου

I_c : η ροπή αδράνειας του υποστυλώματος
 L_c : το μήκος του υποστυλώματος

Οι συντελεστές ενεργού δυσκαμψίας των ζυγωμάτων είναι:

$$K_e = \alpha \frac{I_e}{L_e}$$

όπου

I_e : η ροπή αδράνειας του μέλους

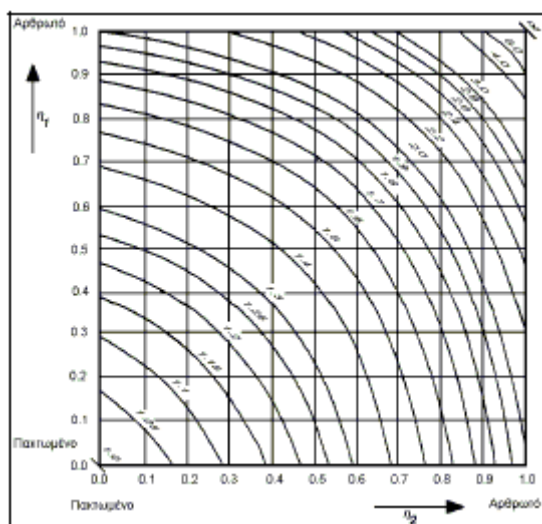
L_e : το μήκος του μέλους και

α : συντελεστής που εξαρτάται από τις συνθήκες στροφικής δέσμευσης των απομακρυσμένων άκρων του μέλους και δίνεται από τον παρακάτω πίνακα.

Θεωρούμε ότι οι δοκοί που συντρέχουν στους κόμβους 1 και 2 δεν υπόκεινται σε αξονική δύναμη και ότι το απομακρυσμένο άκρο τους είναι πλήρως πακτωμένο.

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{2 * \frac{5513}{300}}{2 * \frac{5513}{300} + \frac{7999}{700} + \frac{7999}{900}} = 0,64$$

$$\eta_2 \approx 1$$



Εικόνα 55. Συντελεστές ισοδύναμου μήκους λυγισμού L_{cr}/L για υποσύλωμα με μεταθετά άκρα

$$k_y = 2,8 \text{ (SAP } k_y = 3,12)$$

Άρα

$$L_{cr} = k_y * l = 3,12 * 3,5 = 10,92\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1092}{12,99} = 84,06$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,4$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 1,1$$

Για τη συγκεκριμένη διατομή έχουμε $h/b=300/300=1 \leq 1,2$ και $t_f=19\text{mm} \leq 100\text{mm}$

Άρα, για S355, προκύπτει καμπύλη λυγισμού b και $\chi_y = 0,5352$.

ii. Καμπτικός λυγισμός εκτός του επιπέδου του μεταθετού πλαισίου

$$L_{cr} = 3,5\text{m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{350}{7,58} = 46,17$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,4$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,60$$

Για τη διατομή έχουμε $h/b=300/300=1 \leq 1,2$ και $t_f=19\text{mm} \leq 100\text{mm}$

Άρα, για S355, προκύπτει καμπύλη λυγισμού c και $\chi_z = 0,7854$.

iii. Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

α) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό για υποσύλωμα σταθερής διατομής, μη προστατευόμενης πλευρικά, που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα (lateral torsional buckling)

Η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού για διατομές διπλής συμμετρίας z_i δίνεται από τον τύπο:

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

Ο συντελεστής k αφορά τη στροφή του άκρου στο εγκάρσιο προς τη φόρτιση επίπεδο και είναι ανάλογος του συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού θλιβόμενου στοιχείου.

Ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου και λαμβάνεται ίσος προς 1,0 εκτός εάν έχουμε λάβει ειδικά μέτρα πάκτωσης έναντι στρέβλωσης.

Για απλές στηρίξεις $k=1,0$ και $k_w=1,0$

Εάν θεωρήσω ότι το φορτίο εφαρμόζεται στο ΚΒ της διατομής τότε $z_g=0$

Υπολογισμός του συντελεστή C_1 :

Λόγος ακραίων ροπών $\psi=0,091$

Δεν υπάρχει εγκάρσιο φορτίο : $\mu_0=100$, $C_2=0$

$$I = \frac{1}{7} + \frac{\psi}{4,6} + \frac{\psi^2}{7} - \frac{1+\psi}{2,3\mu_0} + \frac{0,39}{\mu_0} = 0,149$$

$$C_1 = \frac{1}{\sqrt{2I}} = 1,899 \text{ (SAP } C_1=2,043)$$

Επομένως, η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμτικού λυγισμού είναι $M_{cr}=299000$ kNcm

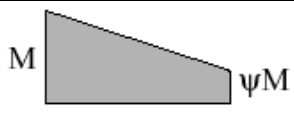
$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1869 \cdot 35,5}{299000}} = 0,47$$

Πρόκειται για ελατή διατομή με $h/b = 1 \leq 2$ άρα έχουμε καμπύλη λυγισμού a και $\chi_{LT}=0,9333$

iv. Έλεγχος ευστάθειας

Ο έλεγχος λυγισμού θα γίνει με την μέθοδο 2, όπως αυτή παρουσιάζεται στο παράρτημα Β του EC3.

Πίνακας 7. Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής για τη Μέθοδο 2

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή	C_{my} και C_{mz} και C_{mLT}	
		Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	

Λαμβάνουμε τις τιμές των συντελεστών από τον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 8. Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

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

k_{yz}	διατομές I διατομές RHS	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	διατομές I διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	διατομές I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
<p>Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{zy} μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$.</p>			

Πίνακας 3. Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη που υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

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

		για $\bar{\lambda}_z < 0,4$:
		$k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1

Τα αποτελέσματα δίνονται αναλυτικά:

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0,5596 \left(1 + (1,1 - 0,2) \frac{1871}{0,5907 * 5293,05 / 1,00} \right) = 0,827$$

$$\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq 0,5596 \left(1 + 0,8 \frac{1871}{0,5907 * 5293,05 / 1,00} \right)$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0,4 \left(1 + (2 * 0,52 - 0,6) \frac{1871}{0,8317 * 5293,05 / 1,00} \right) = 0,755$$

$$\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq 0,4 \left(1 + 1,4 \frac{1871}{0,8317 * 5293,05 / 1,00} \right)$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = \left[1 - \frac{0,1 * 0,52}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{1871}{0,8317 * 5293,05 / 1,00} \right] = 0,929$$

$$\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] \geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{1871}{0,8317 * 5293,05 / 1,00} \right]$$

$$k_{yz} = 0,6 * k_{zz} = 0,453$$

Άρα

$$k_{yy} = 0,827 \text{ (sap 0,862)}$$

$$k_{zz} = 0,755 \text{ (sap 0,764)}$$

$$k_{zy} = 0,929 \text{ (sap 0,909)}$$

$$k_{yz} = 0,453 \text{ (sap 0,458)}$$

Έλεγχος λυγισμού

EC3 εξ. 6.61

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} = \frac{1871}{0,5907 * 5293,05 / 1,00} + 0,862 \frac{2957,5}{0,9630 * 66349,5 / 1,00} =$$

$$0,66 + 0,04 = 0,70$$

EC3 εξ. 6.62

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} = \frac{1871}{0,8317 * 5293,05 / 1,00} + 0,909 \frac{2957,5}{0,9630 * 66349,5 / 1,00} =$$

$$0,43 + 0,04 = 0,47$$

Αποτελέσματα από το πρόγραμμα

Eurocode 2-2005 STEEL SECTION CHECK
 Combo : 05112
 Units : kN, m, C

Frame : 17 Design Sect: HEB300
 X Mid : -9,000 Design Type: Column
 Y Mid : -5,000 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : 1,750 Sect Class : Class 2
 Length : 3,500 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local X
 Loc : 0,000 RLF : 1,000

Area : 0,014 SMajor : 0,002 sMajor : 0,130 ASMajor : 0,000
 IMajor : 2,410E-04 IMIner : 5,702E-04 sMinor : 0,077 ASMinor : 0,078
 IMIner : 0,552E-05 SMinor : 0,002 S : 210000000,00
 Ixy : 0,000 SIner : 0,629E-04 Sy : 355400,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M22	M33	M12	M13	T
0,000	-1071,050	29,407	0,000	9,340	0,500	0,000

FBI INTERACTION RATIO						
Covering Equation (6.61)	Total Ratio	P	Major Ratio	Minor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.61)	0,722	- 0,698	+ 0,000	+ 0,032	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Req	Rs, Rd	Rs, Rd	Rs32, Rd	Rs22, Rd
Force	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor
Max	-1071,050	2712,662	5070,118	2712,662	4000,376

MOMENT DESIGN					
	Req	Rs, Rd	Rs, Rd	Rs, Rd	
Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	
Major Moment	29,407	605,617	605,617	605,617	
Minor Moment	0,000	300,339	300,339		

	R	L	K	Kxy	Kyz	CT
Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	3,725	1,000	0,002	0,999		2,000
Minor Moment	1,000	1,000	0,744		0,458	

Εικόνα 56. Έλεγχος υποστυλώματος

Το πρόγραμμα εμφανίζει το δυσμενέστερο έλεγχο για το υποστυλώμα που αντιστοιχεί στην εξίσωση 6.61.

4.4.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος τους έχει γίνει στον μεταλλικό φορέα 1.

4.5 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

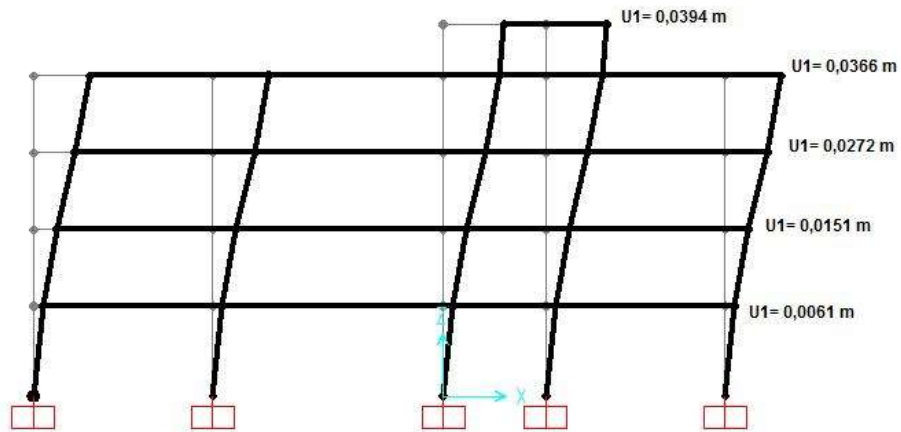
Προς περιορισμό των βλαβών του οργανισμού πλήρωσης στο σεισμό σχεδιασμού, η γωνιακή παραμόρφωση των πλαισίων σε κάθε όροφο και κάθε διεύθυνση του φορέα περιορίζεται σε $\gamma \leq 0,7\%$. Η γωνιακή παραμόρφωση γ δίνεται από τον τύπο

$$\gamma = \frac{\delta_o - \delta_u}{h} * \frac{q}{2,5}$$

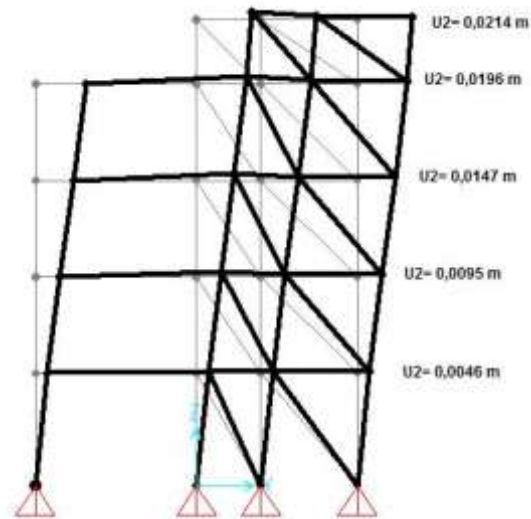
Όπου δ_o , δ_u μετατοπίσεις άνω και κάτω πλάκας ορόφου

h ύψος ορόφου

q συντελεστής συμπεριφοράς



Εικόνα 57. Οριζόντιες μετατοπίσεις ορόφων για σεισμική διέγερση E_x



Εικόνα 58. Οριζόντιες μετατοπίσεις ορόφων για σεισμική διέγερση E_y

Όροφος	Παραμόρφωση δο-δου (cm)		Γωνιακή παραμόρφωση (%)	
	E_x	E_y	γ_x	γ_y
1ος	0,61	0,46	0,28	0,21
2ος	0,9	0,49	0,48	0,26
3ος	1,21	0,52	0,65	0,27
4ος	0,94	0,49	0,50	0,26
5ος	0,28	0,18	0,22	0,14

4.6 Έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης

Οι επιρροές 2^{ης} τάξης επιτρέπεται να αγνοηθούν εφόσον σε κάθε όροφο και κάθε διεύθυνση του φορέα ισχύει για το δείκτη $\theta \leq 0,10$, ο οποίος και ορίζεται ως εξής:

$$\theta = \frac{N_{tot} * \delta}{V_{tot} * h}$$

Όπου N_{tot} , V_{tot} συνολική κατακόρυφη δύναμη και τέμνουσα ορόφου για το σεισμικό συνδυασμό

$\delta = q * \delta_{el}$ πλαστική σχετική μετατόπιση του κέντρου μάζας διαδοχικών διαφραγμάτων

q συντελεστής συμπεριφοράς

h ύψος ορόφου

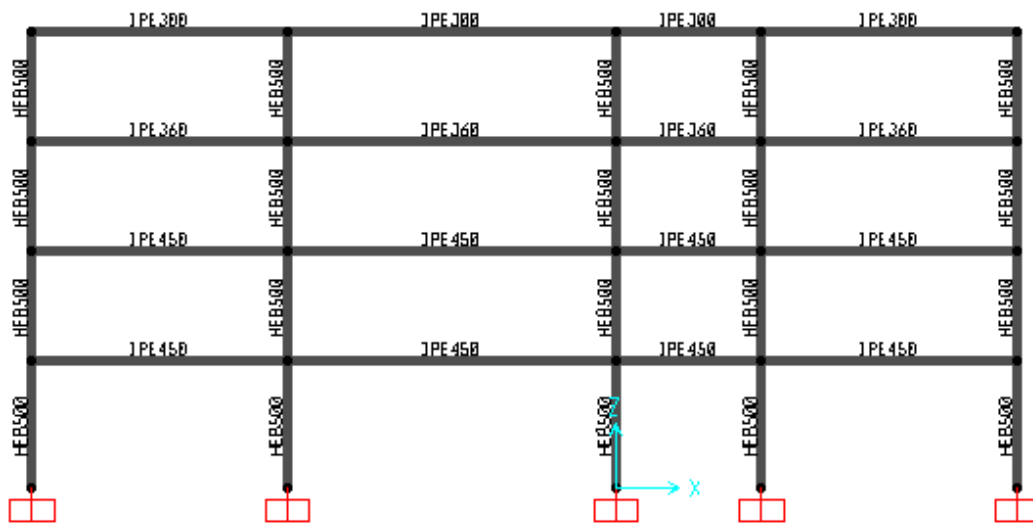
Τα σχετικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Όροφος	Ύψος ορόφου (m)	N_{tot} (kN)	$V_{tot,x}$ (kN)	δ_x	θ_x	$V_{tot,y}$ (kN)	δ_y	θ_y
1	3,5	11096,34	559,72	0,0252	0,14			
2	3	8298,86	654,34	0,0616	0,26			
3	3	5501,38	446,14	0,1108	0,45			
4	3	2703,9	324,62	0,1448	0,40			
5	2	123,1	43,98	0,1576	0,22			

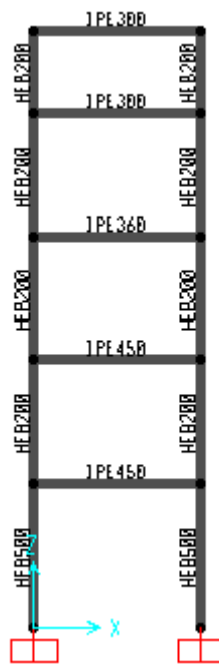
Παρατηρούμε ότι ο συντελεστής θ ξεπερνά την τιμή 0,20, επομένως πρέπει να επανασχεδιαστεί το πλαίσιο.

Αυτή τη φορά η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των διατομών γίνεται με τη βοήθεια του προγράμματος SAP2000. Οι διατομές παρουσιάζονται στα επόμενα σχήματα. Όμως, για την ολοκλήρωση του φορέα πρέπει να ικανοποιείται ο ικανοτικός έλεγχος που ακολουθεί.

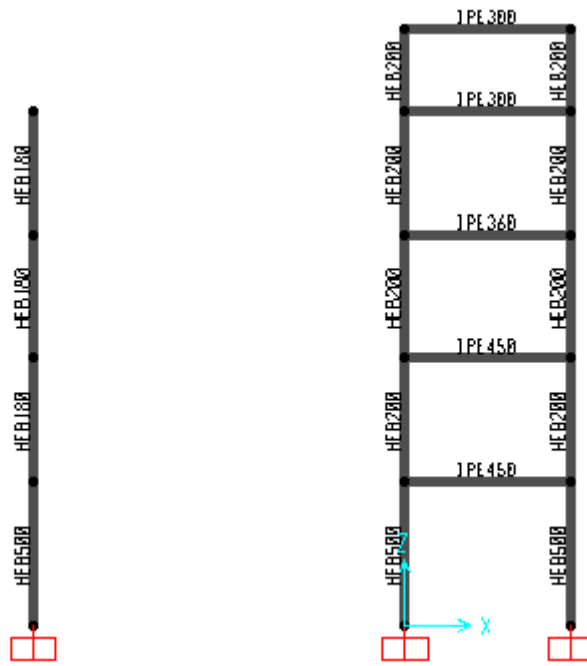
4.8 Διατομές φορέα



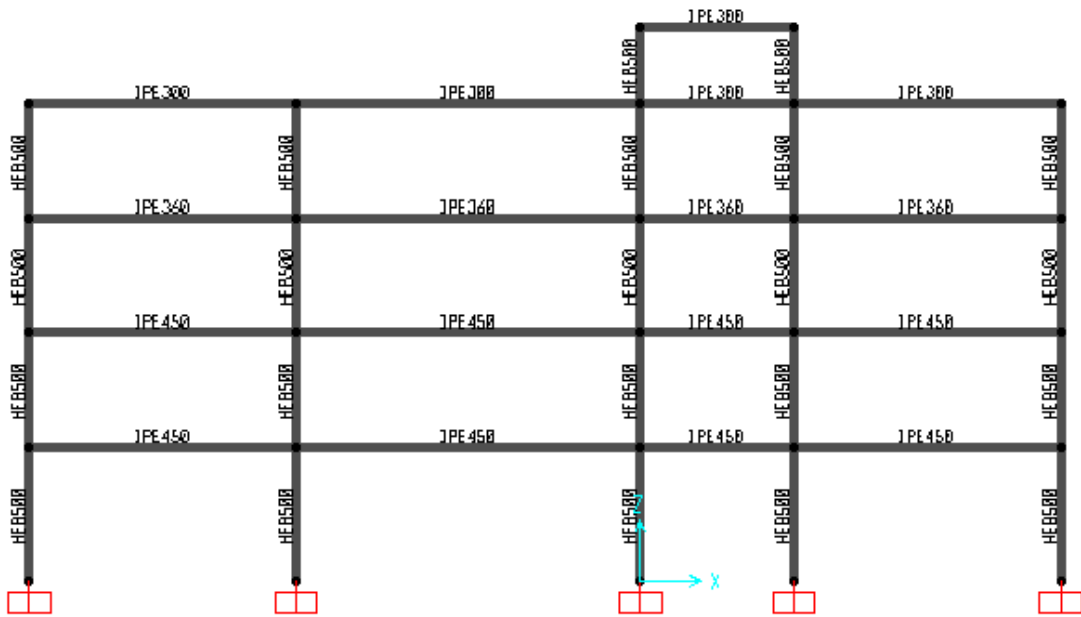
Εικόνα 59. Όψη xz (1)



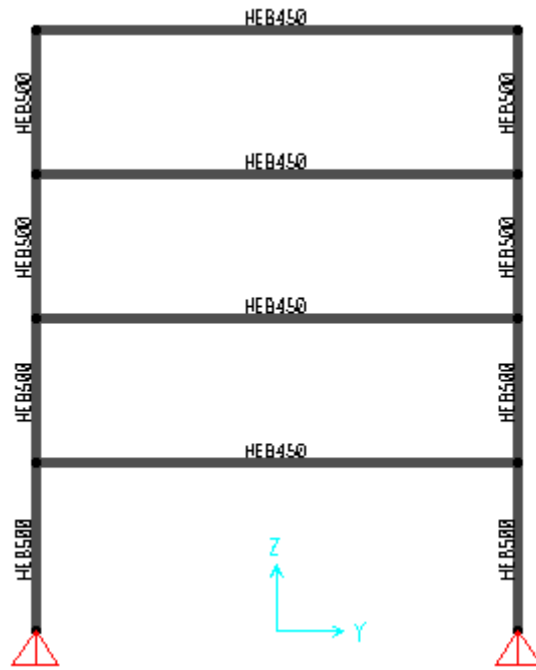
Εικόνα 60. Όψη xz (2)



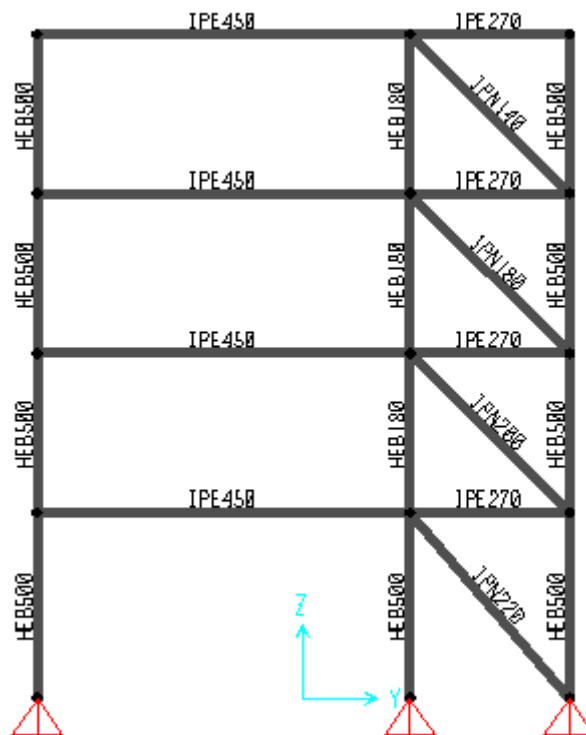
Εικόνα 61. Όψη xz (3)



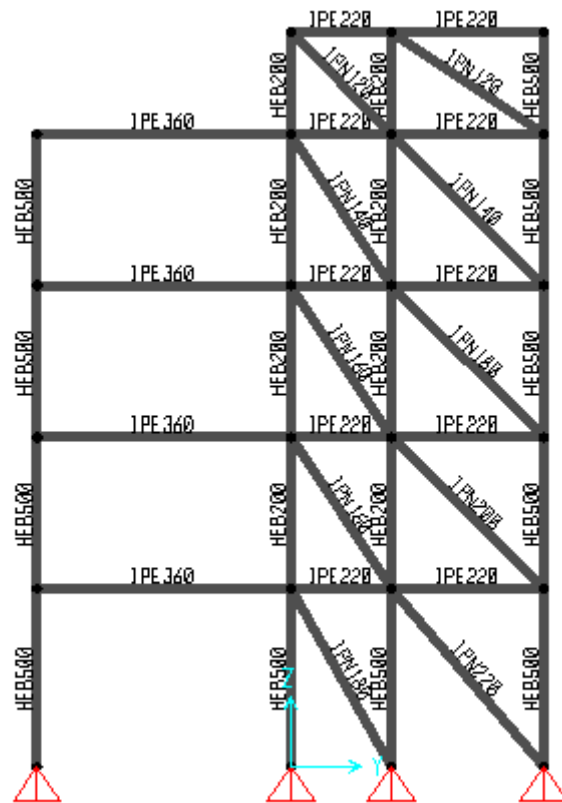
Εικόνα 62. Όψη xz (4)



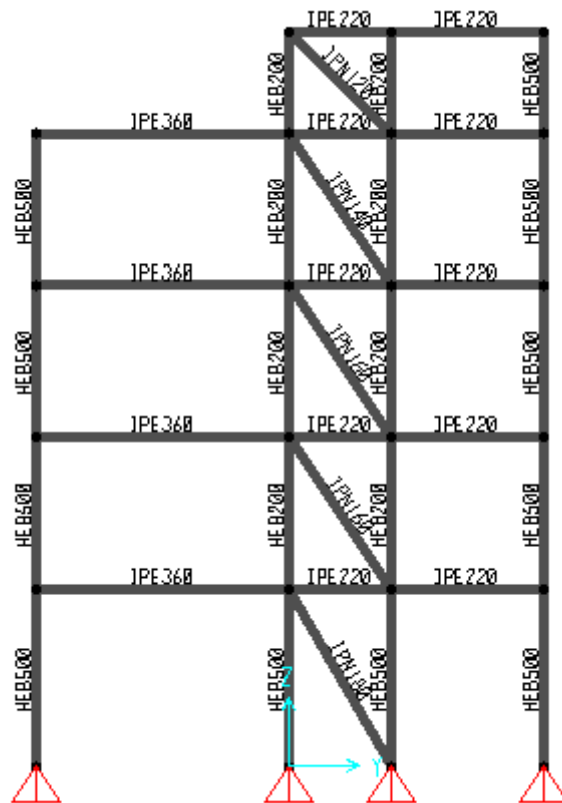
Εικόνα 63. Όψη yz (1), (5)



Εικόνα 64. Όψη yz (2)



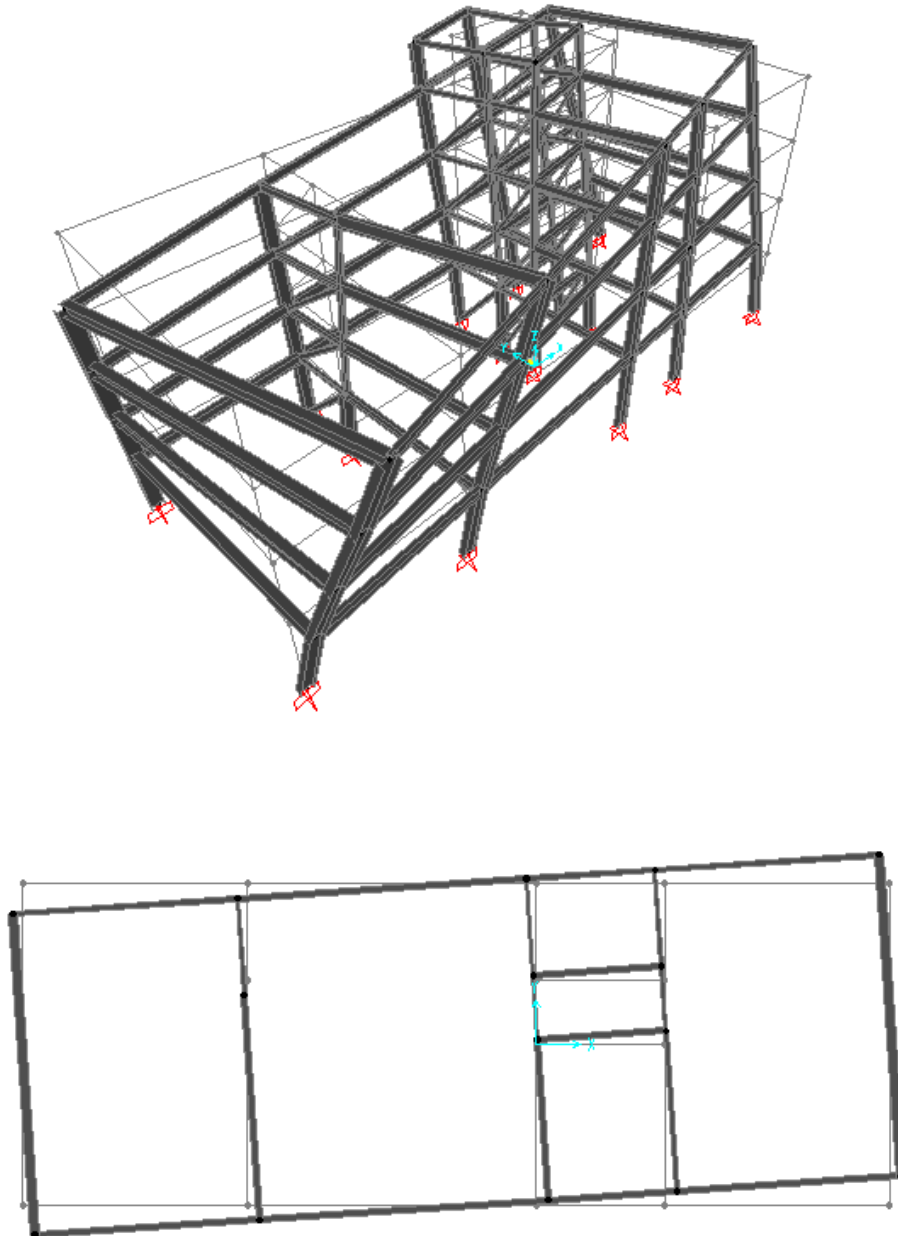
Εικόνα 65. Όψη yz (3)



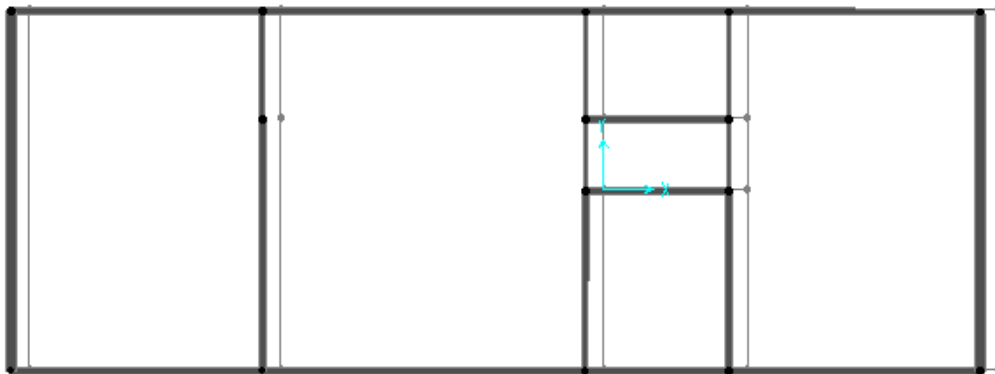
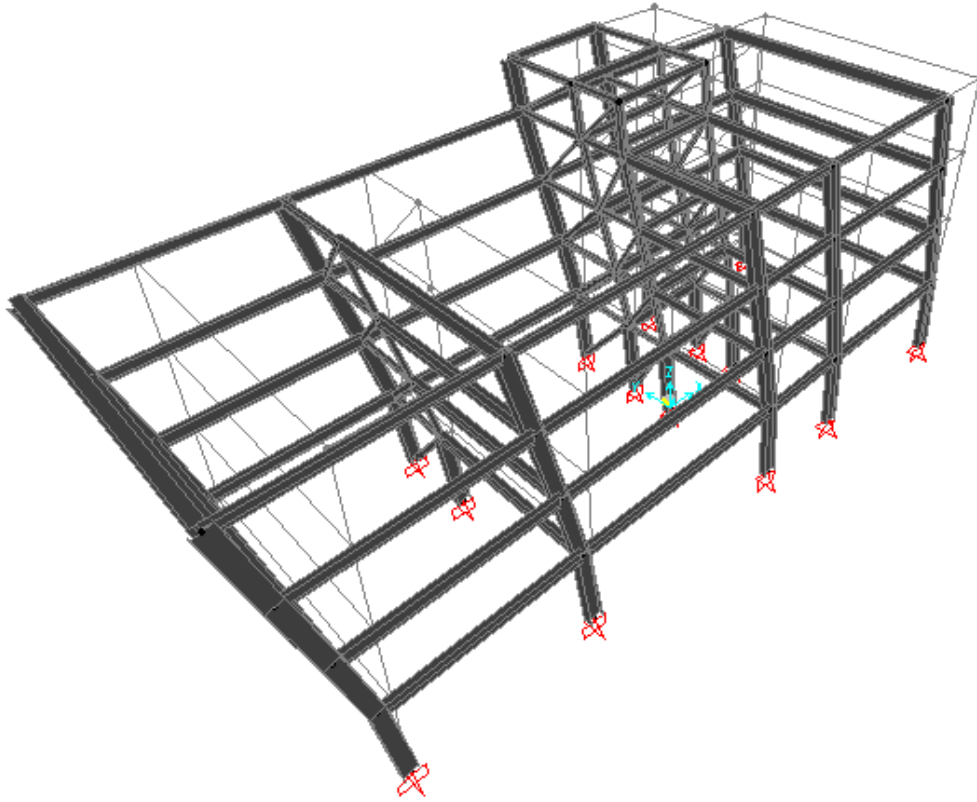
Εικόνα 66. Όψη yz (4)

4.8 Ιδιομορφική ανάλυση

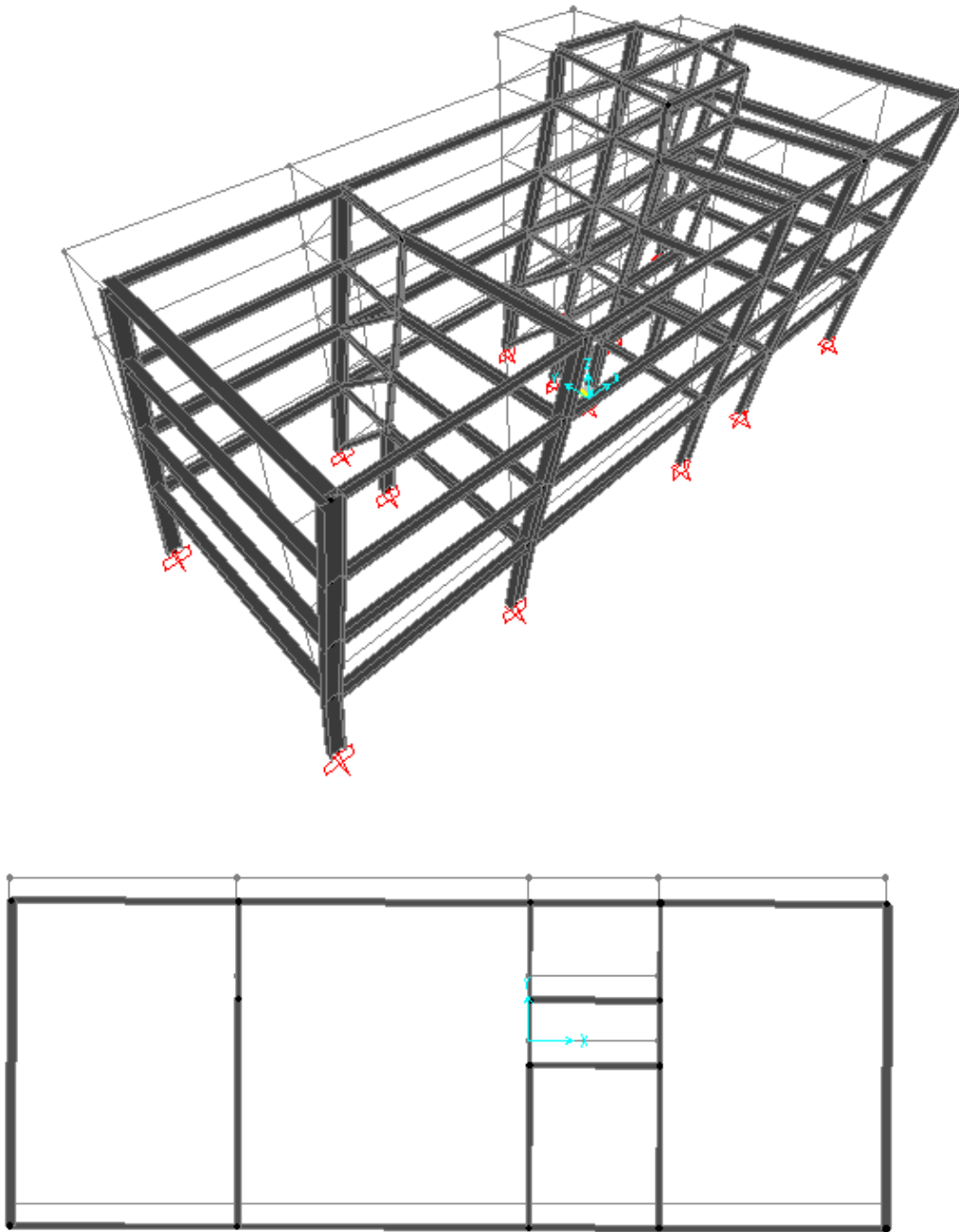
Η πρώτη ιδιομορφή του φορέα προκύπτει στρεπτική κατά z ($T=1,18640$ sec, Εικόνα 22) και η δεύτερη μεταφορική κατά x ($T=0,82793$ sec, Εικόνα 23). Η ιδιομορφή που αντιστοιχεί σε μεταφορική κίνηση κατά y είναι η τρίτη ($T=0,78051$ sec, Εικόνα 24).



Εικόνα 67. 1η ιδιομορφή, στρεπτική κατά z με $T=1,18640$ sec



Εικόνα 68. 2η ιδιομορφή, μεταφορική κατά x με $T=0,82793$ sec



Εικόνα 69. 3η ιδιομορφή, μεταφορική κατά y με $T=0,78051$ sec

Πρέπει να ικανοποιείται η απαίτηση του κανονισμού ότι σε κάθε διεύθυνση ενεργοποιείται το 90% της μάζας. Παρατηρούμε ότι αυτό συμβαίνει στην 6^η ιδιομορφή κατά τη x διεύθυνση και στην 5^η κατά την y .

Πίνακας 9. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

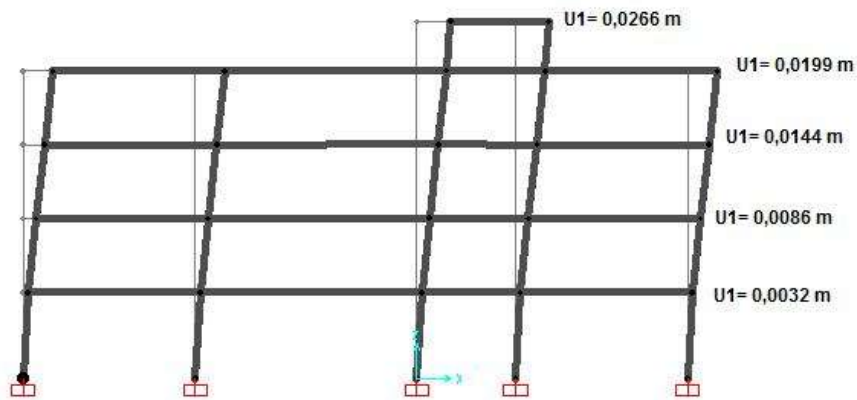
Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας			Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας αθροιστικά		
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,186401	0,00088	0,00088	0,00001277	0,00088	0,00088	0,00001277
2	0,827934	0,75732	0,00399	0,000002755	0,75819	0,00487	0,00001553
3	0,780511	0,00368	0,8166	0,00038	0,76187	0,82147	0,0004
4	0,385358	0,00005001	0,00048	0,00004779	0,76192	0,82195	0,00044
5	0,277695	0,00047	0,14652	0,00045	0,76239	0,96847	0,00089
6	0,265286	0,1657	0,00036	5,745E-07	0,92809	0,96883	0,00089
7	0,191235	0,00006956	0,00026	0,00000766	0,92816	0,96909	0,0009
8	0,157735	0,00001998	0,02522	0,00002115	0,92818	0,99431	0,00092
9	0,128471	0,05119	0,00006147	0,000002859	0,97937	0,99437	0,00092
10	0,122628	0,00089	0,00037	0,00003211	0,98025	0,99474	0,00096
11	0,111922	0,00046	0,00487	0,00012	0,98071	0,99961	0,00108
12	0,105161	0,00605	0,00015	0,00038	0,98676	0,99975	0,00146

Επίσης, ισχύει η θεώρηση για αμέλεια της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού λόγω ενεργοποίησης μικρών ποσοστών μάζας κατά τη διεύθυνση z.

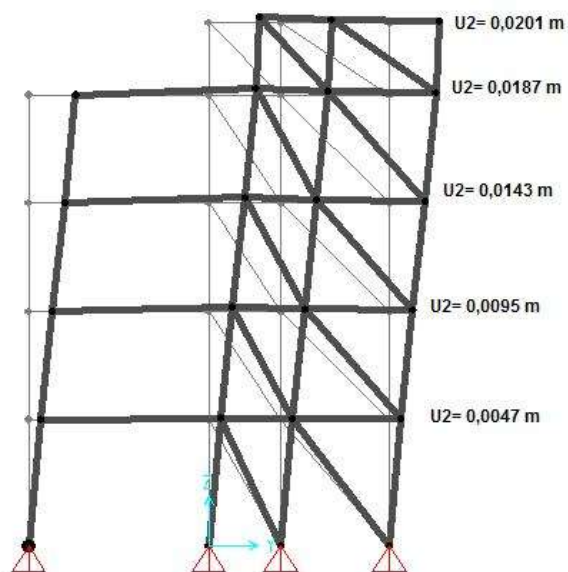
Πίνακας 10. Ποσοστό συμμετοχής μαζών κατά τις διευθύνσεις x,y,z

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9839	98,6761
MODAL	Acceleration	UY	99,9998	99,9755
MODAL	Acceleration	UZ	5,985	0,1461

Γίνεται εκ νέου έλεγχος περιορισμού βλαβών και επιρροής 2^{ης} τάξης, οι οποίοι και ικανοποιούνται.



Εικόνα 70. Οριζόντιες μετατοπίσεις ορόφων για σεισμική διέγερση E_x



Εικόνα 71. Οριζόντιες μετατοπίσεις ορόφων για σεισμική διέγερση E_y

Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Όροφος	Παραμόρφωση δο-δου (cm)		Γωνιακή παραμόρφωση (%)	
	E_x	E_y	γ_x	γ_y
1ος	0,32	0,47	0,15	0,21
2ος	0,53	0,48	0,28	0,26
3ος	0,58	0,48	0,31	0,26
4ος	0,55	0,44	0,29	0,23
5ος	0,23	0,14	0,18	0,11

Έλεγχος επιρροής 2^{ης} τάξης

Όροφος	Ύψος ορόφου (m)	N _{tot} (kN)	V _{tot,x} (kN)	δ _x	θ _x	V _{tot,y} (kN)	δ _y	θ _y
1	3,5	13184,76	851,32	0,0124	0,055	950,82	0,0188	0,074
2	3	9413,56	661,98	0,0332	0,16	836,78	0,038	0,14
3	3	5802,27	514,49	0,0505	0,19	641,57	0,0572	0,17
4	3	2482,31	316,43	0,0727	0,19	360,66	0,0748	0,17
5	2	224,67	44,26	0,0884	0,15	38,33	0,0804	0,19

Παρατηρείται ότι ισχύει και κατά τις δύο διευθύνσεις $0,10 < \theta < 0,20$ (πλην του 1^{ου} ορόφου στη διεύθυνση x). Οπότε μπορεί να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά οι επιρροές 2^{ης} τάξης με επαύξηση της σεισμικής δράσης κατά συντελεστή $\alpha = 1/(1-\theta)$.

4.9 Ικανοτικός έλεγχος

Ο ικανοτικός έλεγχος γίνεται για τις δοκούς και τα υποστυλώματα που βρίσκονται κατά τη διεύθυνση των πλαισίων, ενώ τα μέλη που ανήκουν στην άλλη διεύθυνση ελέγχτηκαν ικανοτικά στον προηγούμενο φορέα.

4.9.1 Δοκοί

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (6.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.4)$$

όπου

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

N_{Ed} είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού,

M_{Ed} είναι η ροπή κάμψης σχεδιασμού,

V_{Ed} είναι η τέμνουσα σχεδιασμού,

$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ είναι αντοχές σχεδιασμού σύμφωνα με το EN 1993,

$V_{Ed,G}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις,

$V_{Ed,M}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών $M_{pl,Rd,A}$ και $M_{pl,Rd,B}$ με αντίθετα πρόσημα στις διατομές των άκρων A και B της δοκού.

Σημείωση: $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$ είναι η πιο δυσμενής συνθήκη, η οποία αντιστοιχεί σε μια δοκό με άνοιγμα L και πλάστιμες ζώνες και στα δύο άκρα.

Ενδεικτικά ελέγχεται η 9m δοκός του 1^{ου} ορόφου, τα εντατικά μεγέθη της οποίας είναι:

$$V_{Ed,G} = 85,75 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = 2 * M_{pl,Rd} / L = 2 * 576,49 / 9 = 128,11 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα } V_{Ed} = 213,86 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 183,76 \text{ kNm}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{213,86}{866,98} = 0,25 < 0,5$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{183,76}{576,49} = 0,32 < 1,0$$

Η ίδια διαδικασία επαναλαμβάνεται για τις υπόλοιπες δοκούς, με τη διαφορά ότι τα εντατικά μεγέθη του σεισμού είναι επαυξημένα με το συντελεστή α. Ο ικανοτικός έλεγχος ικανοποιείται.

4.9.3 Υποστυλώματα

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

όπου

$N_{Ed,G} (M_{Ed,G}, V_{Ed,G})$ είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στις μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E} (M_{Ed,E}, V_{Ed,E})$ είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στη σεισμική δράση σχεδιασμού

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής

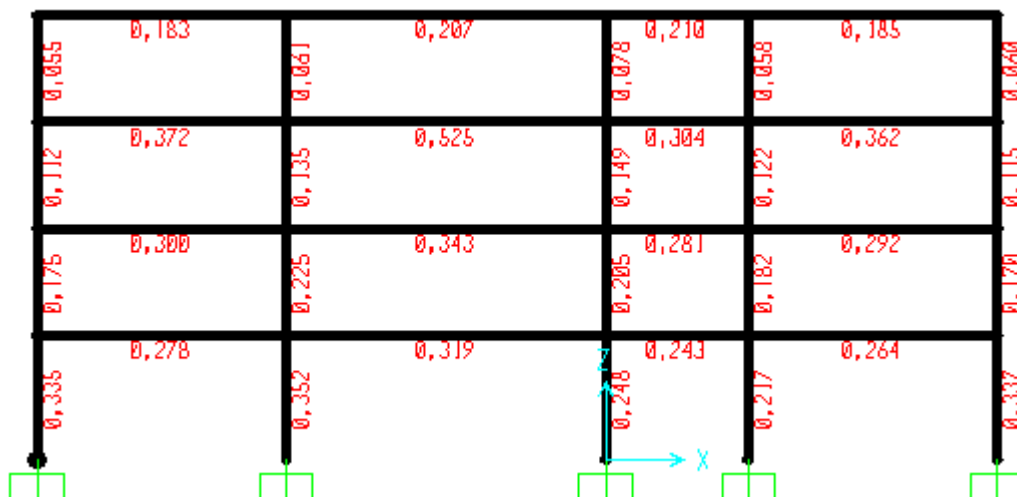
Ω είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν πλαστικές ζώνες. $M_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη δοκό i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και $M_{pl,Rd,i}$ είναι η αντίστοιχη πλαστική ροπή.)

Ο έλεγχος αντοχής των υποστυλωμάτων θα πρέπει να πραγματοποιείται σύμφωνα με το EN 1993-1-1:2004, Κεφάλαιο 6.

Ελέγχουμε το υποσύλωμα του 1^{ου} ορόφου.

$$\gamma_{ov} = 1,25$$

$$\Omega = 1/0,525 = 1,905$$



Εικόνα 72. Συντελεστές $1/\Omega_i$

$$N_{Ed,G} = 1200,61 \text{ kN} \quad , \quad N_{Ed,E} = 20,69 \text{ kN} \quad \text{άρα} \quad N_{Ed} = 1270,51 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,G} = 27,21 \text{ kNm} \quad , \quad M_{Ed,E} = 164,07 \text{ kNm} \quad \text{άρα} \quad M_{Ed} = 456,96 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,G} = 6,93 \text{ kN} \quad , \quad V_{Ed,E} = 49,52 \text{ kN} \quad \text{άρα} \quad V_{Ed} = 136,63 \text{ kN}$$

Τα παραπάνω εντατικά μεγέθη πρέπει να ικανοποιούν τους ελέγχους που δίνονται στον Ευρωκώδικα 3 στο Κεφάλαιο 6. Συγκεκριμένα, γίνεται έλεγχος διατομής σε κάμψη, διάτμηση και θλίψη και στη συνέχεια έλεγχος μέλους λόγω κάμψης και αξονικής θλίψης. Να σημειωθεί ότι δεν απαιτείται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω αξονικής ή τέμνουσας, όπου ισχύουν τα παρακάτω:

$$\alpha) V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,Rd}$$

$$\beta) N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad \text{και} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

4.9.3 Πίνακες ικανοτικών ελέγχων σε μορφή Excel

Πίνακας 6. Δοκοί κατά τη διεύθυνση των πλαισίων (x)

Όψη πλαισίου xz (1)	Όροφος	Label	Διατομές	M_{Ed}	M_{pl}	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$	$V_{ed,G}$	$V_{Ed,M}$	V_{Ed}	V_{pl}	V_{Ed}/V_{pl}	
	1ος	81	IPE 450		160,17	576,49	0,28	69,61	164,71	234,33	866,98	0,27
		85	IPE 450		183,76	576,49	0,32	85,75	128,11	213,86	866,98	0,25
		89	IPE 450		140,23	576,49	0,24	42,77	288,25	331,01	866,98	0,38
		93	IPE 450		151,98	576,49	0,26	67,36	164,71	232,07	866,98	0,27
	2ος	82	IPE 450		173,18	576,49	0,30	68,34	164,71	233,05	866,98	0,27
		86	IPE 450		197,75	576,49	0,34	83,33	128,11	211,44	866,98	0,24
		90	IPE 450		162,21	576,49	0,28	41,94	288,25	330,18	866,98	0,38
		94	IPE 450		168,06	576,49	0,29	66,70	164,71	231,41	866,98	0,27
	3ος	83	IPE 360		128,66	345,68	0,37	66,66	98,77	165,43	590,28	0,28
		87	IPE 360		158,60	345,68	0,46	84,41	76,82	161,23	590,28	0,27
		91	IPE 360		105,20	345,68	0,30	40,12	172,84	212,96	590,28	0,36
		95	IPE 360		125,11	345,68	0,36	65,68	98,77	164,45	590,28	0,28
	4ος	84	IPE 300		39,22	213,75	0,18	12,67	61,07	73,74	436,56	0,17
		88	IPE 300		44,23	213,75	0,21	16,27	47,50	63,77	436,56	0,15
		92	IPE 300		44,95	213,75	0,21	9,10	106,88	115,97	436,56	0,27
96		IPE 300		39,64	213,75	0,19	12,68	61,07	73,75	436,56	0,17	

Όψη πλασιού xz (2)	Όροφος	Label	Διατομές	M _{Ed}	M _{pl}	M _{Ed} /M _{pl,Rd}	V _{ed,G}	V _{Ed,M}	V _{Ed}	V _{pl}	V _{Ed} /V _{pl}
	1ος	105	IPE 450	94,37	576,49	0,16	11,78	164,71	176,49	866,98	0,20
	2ος	106	IPE 450	51,51	576,49	0,09	8,83	164,71	173,54	866,98	0,20
	3ος	107	IPE 360	45,97	345,68	0,13	8,54	98,77	107,30	590,28	0,18
	4ος	108	IPE 300	37,39	213,75	0,17	27,58	61,07	88,65	436,56	0,20
	5ος	22	IPE 300	14,33	213,75	0,07	5,16	61,07	66,23	436,56	0,15

Όψη πλασιού xz (3)	Όροφος	Label	Διατομές	M _{Ed}	M _{pl}	M _{Ed} /M _{pl,Rd}	V _{ed,G}	V _{Ed,M}	V _{Ed}	V _{pl}	V _{Ed} /V _{pl}
	1ος	121	IPE 450	87,66	576,49	0,15	4,02	164,71	168,73	866,98	0,19
	2ος	122	IPE 450	48,86	576,49	0,08	1,97	164,71	166,68	866,98	0,19
	3ος	123	IPE 360	41,04	345,68	0,12	1,54	98,77	100,30	590,28	0,17
	4ος	124	IPE 300	24,46	213,75	0,11	1,00	61,07	62,07	436,56	0,14
	5ος	158	IPE 300	16,42	213,75	0,08	9,23	61,07	70,30	436,56	0,16

Όψη πλασιού xz (4)	Όροφος	Label	Διατομές	M _{Ed}	M _{pl}	M _{Ed} /M _{pl,Rd}	V _{ed,G}	V _{Ed,M}	V _{Ed}	V _{pl}	V _{Ed} /V _{pl}
	1ος	129	IPE 450	153,01	576,49	0,27	67,35	164,71	232,06	866,98	0,27
		133	IPE 450	182,15	576,49	0,32	85,03	128,11	213,14	866,98	0,25
		137	IPE 450	133,01	576,49	0,23	33,91	288,25	322,15	866,98	0,37
		141	IPE 450	147,35	576,49	0,26	66,96	164,71	231,67	866,98	0,27
	2ος	130	IPE 450	169,11	576,49	0,29	66,15	164,71	230,86	866,98	0,27
		134	IPE 450	199,92	576,49	0,35	85,30	128,11	213,41	866,98	0,25
		138	IPE 450	162,84	576,49	0,28	35,37	288,25	323,61	866,98	0,37
		142	IPE 450	171,50	576,49	0,30	68,02	164,71	232,73	866,98	0,27
	3ος	131	IPE 360	125,38	345,68	0,36	65,08	98,77	163,84	590,28	0,28
135		IPE 360	166,81	345,68	0,48	84,34	76,82	161,16	590,28	0,27	

		139	IPE 360	105,79	345,68	0,31	34,49	172,84	207,33	590,28	0,35
		143	IPE 360	129,97	345,68	0,38	66,75	98,77	165,52	590,28	0,28
	4ος	132	IPE 300	40,46	213,75	0,19	12,73	61,07	73,80	436,56	0,17
		136	IPE 300	43,32	213,75	0,20	15,98	47,50	63,48	436,56	0,15
		140	IPE 300	50,13	213,75	0,23	22,15	106,88	129,03	436,56	0,30
		144	IPE 300	40,28	213,75	0,19	13,16	61,07	74,24	436,56	0,17
	5ος	9	IPE 300	32,61	213,75	0,15	6,12	61,07	67,19	436,56	0,15

Πίνακας 7. Υποστυλώματα κατά τη διεύθυνση των πλαισίων (x)

Διατομές	N_{pl}	M_{pl}	V_{pl}	$0,25 \cdot N_{pl}$	$0,5h_w t_w f_y / \gamma_{M0}$	$0,5 V_{pl}$
HEB 500	8165,00	1709,33	1844,63	2041,25	2117,58	922,32
HEB 200	2840,00	228,08	508,91	1420,00	271,58	254,46

		XZ1 $\Omega=1,905$									
1ος όροφος ($\Theta_x=0,055$)	Label	Διατομές	$N_{Ed,G}/M_{Ed,G}/V_{ed,G}$			$N_{Ed,E}/M_{Ed,E}/V_{ed,E}$			N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}
	1	HEB 500	908,97	22,01	1,48	66,02	156,33	41,55	1081,91	431,49	110,31
	17	HEB 500	1200,61	27,21	6,93	26,69	164,07	49,52	1270,51	456,96	136,63
	33	HEB 500	803,19	55,40	29,84	126,80	168,48	54,09	1135,33	496,71	171,52
	49	HEB 500	703,66	27,31	7,04	101,02	170,49	56,17	968,27	473,88	154,17
	65	HEB 500	921,13	44,43	25,00	65,11	156,20	41,42	1091,66	453,58	133,48

Έλεγχος διατομής			Έλεγχος μέλους						
N_{Ed}/N_{pl}	M_{Ed}/M_{pl}	V_{Ed}/V_{pl}	M_b	N_{b33}	k_{yy}	6.61	N_{b22}	k_{zy}	6.62
0,13	0,25	0,06	1661,19	4355,68	1,18	0,55	6371,87	0,98	0,42
0,16	0,27	0,07	1661,19	5580,47	0,81	0,45	6371,87	0,96	0,46
0,14	0,29	0,09	1661,19	6137,77	0,59	0,36	6371,87	0,97	0,47
0,12	0,28	0,08	1661,19	6248,18	0,71	0,36	8249,49	0,99	0,40
0,13	0,27	0,07	1661,19	4355,68	0,50	0,39	6371,87	0,91	0,42

2ος όροφος ($\Theta_x=0,16$)	Label	Διατομές	$N_{Ed,G}/M_{Ed,G}/V_{Ed,G}$			$N_{Ed,E}/M_{Ed,E}/V_{Ed,E}$			N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}
	2	HEB 500	650,96	45,60	26,99	45,95	89,33	43,33	794,25	324,17	162,10
	18	HEB 500	868,09	26,48	15,04	18,41	120,69	65,32	925,51	402,85	218,74
	34	HEB 500	577,85	54,53	36,11	89,28	138,38	77,59	856,25	486,04	278,06
	50	HEB 500	505,31	26,09	14,79	71,32	146,52	83,27	727,72	482,99	274,46
	66	HEB 500	657,61	37,64	24,92	45,48	88,92	43,05	799,43	314,90	159,18
Έλεγχος διατομής			Έλεγχος μέλους								
N_{Ed}/N_{pl}	M_{Ed}/M_{pl}	V_{Ed}/V_{pl}	M_b	N_{b33}	k_{yy}	6.61	N_{b22}	k_{zy}	6.62		
0,10	0,19	0,09	1661,19	8249,49	0,66	0,23	8249,49	0,99	0,29		
0,11	0,24	0,12	1661,19	7255,39	0,42	0,23	6800,70	0,93	0,36		
0,10	0,28	0,15	1661,19	8249,49	0,70	0,31	8249,49	0,99	0,39		
0,09	0,28	0,15	1661,19	8249,49	0,82	0,33	8249,49	0,99	0,38		
0,10	0,18	0,09	1661,19	8249,49	0,66	0,22	8249,49	0,99	0,28		

3ος όροφος ($\Theta_x=0,19$)	Label	Διατομές	$N_{Ed,G}/M_{Ed,G}/V_{ed,G}$			$N_{Ed,E}/M_{Ed,E}/V_{ed,E}$			N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}
	3	HEB 500	392,56	31,68	23,92	20,61	60,74	31,44	459,23	228,17	125,63
	19	HEB 500	537,70	15,77	13,08	8,09	89,52	48,58	563,87	305,36	170,23
	35	HEB 500	353,12	56,35	37,64	42,15	106,33	58,79	489,47	400,32	227,82
	51	HEB 500	308,01	15,61	13,01	34,09	114,05	63,21	418,29	384,55	217,49
	67	HEB 500	395,64	40,71	27,15	20,58	60,55	31,38	462,21	236,58	128,66
Έλεγχος διατομής			Έλεγχος μέλους								
N_{Ed}/N_{pl}	M_{Ed}/M_{pl}	V_{Ed}/V_{pl}	M_b	N_{b33}	k_{yy}	6.61	N_{b22}	k_{zy}	6.62		
0,06	0,13	0,07	1661,19	8249,49	0,63	0,14	8249,49	0,99	0,19		
0,07	0,18	0,09	1661,19	8249,49	0,77	0,21	8249,49	0,99	0,25		
0,06	0,23	0,12	1661,19	8249,49	0,65	0,22	8249,49	0,99	0,30		
0,05	0,22	0,12	1661,19	8249,49	0,78	0,23	8249,49	1,00	0,28		
0,06	0,14	0,07	1661,19	8249,49	0,63	0,15	8249,49	0,99	0,20		

4ος όροφος ($\Theta_x=0,19$)	Label	Διατομές	$N_{Ed,G}/M_{Ed,G}/V_{ed,G}$			$N_{Ed,E}/M_{Ed,E}/V_{ed,E}$			N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}
	4	HEB 500	133,84	30,00	14,24	6,85	26,31	14,55	156,00	115,11	61,31
	20	HEB 500	209,42	16,25	7,23	2,72	37,22	25,02	218,22	136,65	88,17
	36	HEB 500	128,64	50,02	25,10	14,10	46,87	32,81	174,25	201,64	131,24
	52	HEB 500	112,87	15,91	6,55	11,40	50,66	35,76	149,75	179,79	122,23
	68	HEB 500	134,70	36,25	17,35	6,83	26,32	14,59	156,79	121,39	64,55
Έλεγχος διατομής			Έλεγχος μέλους								
N_{Ed}/N_{pl}	M_{Ed}/M_{pl}	V_{Ed}/V_{pl}	M_b	N_{b33}	k_{yy}	6.61	N_{b22}	k_{zy}	6.62		
0,02	0,07	0,03	1661,19	8249,49	0,69	0,07	8249,49	1,00	0,09		
0,03	0,08	0,05	1661,19	8249,49	0,89	0,10	8249,49	1,00	0,11		
0,02	0,12	0,07	1661,19	8249,49	0,73	0,11	8249,49	1,00	0,14		
0,02	0,11	0,07	1661,19	8249,49	0,94	0,12	8249,49	1,00	0,13		

0,02	0,07	0,03	1661,19	8249,49	0,42	0,05	8249,49	0,99	0,09
-------------	-------------	-------------	---------	---------	------	-------------	---------	------	-------------

XZ2 Ω= 5,714											
Όροφος	Label	Διατομές	N _{Ed,G} /M _{Ed,G} /V _{ed,G}			N _{Ed,E} /M _{Ed,E} /V _{ed,E}			N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}
1ος (Θx=0,055)	37	HEB 500	580,10	15,27	5,51	245,71	182,98	70,28	1733,52	874,22	335,42
	53	HEB 500	474,68	18,10	8,48	201,90	182,98	70,28	1422,45	877,05	338,39
2ος (Θx=0,16)	38	HEB 200	454,61	0,66	0,38	167,47	19,38	13,77	1390,52	108,97	77,33
	54	HEB 200	369,21	2,18	1,03	123,02	19,38	13,77	1056,71	110,49	77,98
3ος (Θx=0,19)	39	HEB 200	339,72	0,28	0,00	109,67	24,98	15,78	854,54	117,54	74,08
	55	HEB 200	273,25	2,44	1,53	70,74	25,19	15,78	683,36	148,48	93,01
4ος (Θx=0,19)	40	HEB 200	204,22	4,98	2,39	52,07	17,49	11,52	506,09	106,38	69,18
	56	HEB 200	166,89	7,49	3,97	32,97	17,49	11,52	358,03	108,89	70,76
5ος (Θx=0,15)	21	HEB 200	27,01	8,35	5,70	13,78	10,64	8,13	103,08	67,09	50,58
	70	HEB 200	24,04	8,15	5,92	18,38	10,64	8,13	125,51	66,89	50,80
Έλεγχος διατομής			Έλεγχος μέλους								
N_{Ed}/N_{pl}	M_{Ed}/M_{pl}	V_{Ed}/V_{pl}	M _b	N _{b33}	k _{yy}	6.61	N _{b22}	k _{zy}	6.62		
0,21	0,51	0,18	1661,19	6540,63	0,65	0,61	6371,87	0,96	0,78		
0,17	0,51	0,18	1661,19	8249,49	0,89	0,64	8249,49	1,00	0,70		
0,49	0,48	0,15	220,11	2093,25	0,63	0,97	1834,44	0,60	0,87		
0,37	0,48	0,15	220,11	2093,25	0,64	0,82	1834,44	0,80	0,98		
0,30	0,52	0,15	220,11	2287,11	1,06	0,94	1834,44	0,96	0,98		
0,24	0,65	0,18	220,11	2287,11	0,94	0,93	1834,44	0,79	0,90		
0,18	0,47	0,14	220,11	2130,68	0,69	0,57	1834,44	0,96	0,74		
0,13	0,48	0,14	220,11	2673,15	0,84	0,55	1834,44	0,99	0,68		

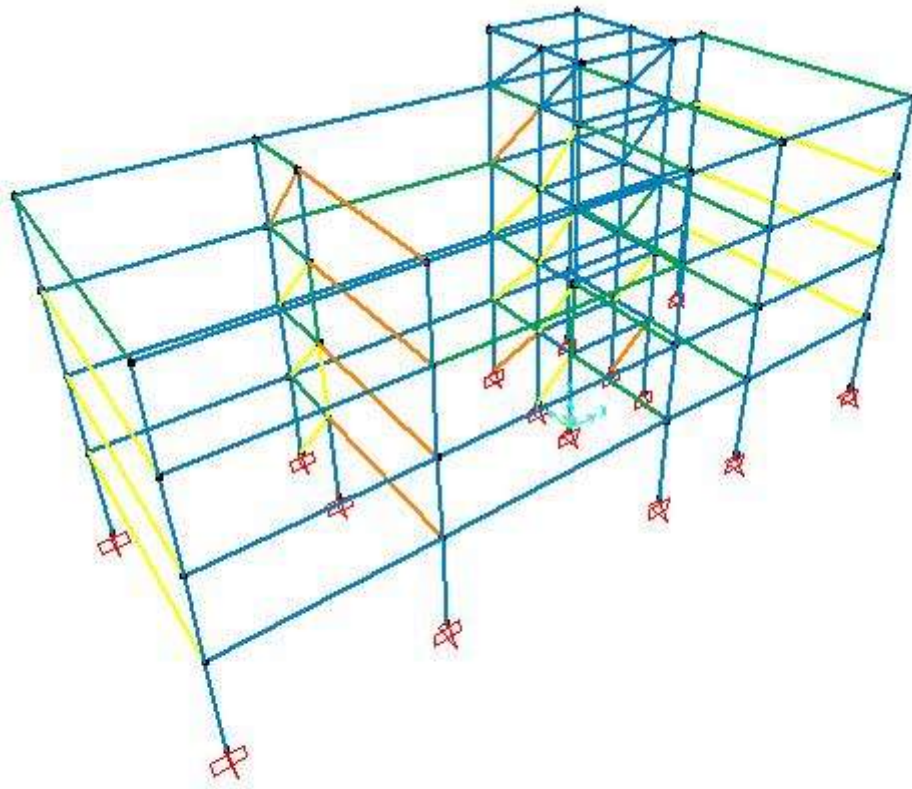
0,04	0,29	0,10	220,11	2673,15	0,63	0,23	2673,15	1,00	0,34
-------------	-------------	-------------	--------	---------	------	-------------	---------	------	-------------

XZ3 $\Omega=6,579$

Όροφος	Label	Διατομές	$N_{Ed,G}/M_{Ed,G}/V_{Ed,G}$			$N_{Ed,E}/M_{Ed,E}/V_{Ed,E}$			N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}
1ος ($\Theta x=0,055$)	41	HEB 500	488,03	9,62	4,03	175,17	182,08	69,82	1590,92	1156,02	443,63
	57	HEB 500	373,64	10,15	4,59	144,21	69,89	182,03	1281,60	450,19	1150,67
2ος ($\Theta x=0,16$)	42	HEB 200	372,37	0,50	0,00	102,06	19,59	13,89	970,32	115,27	81,38
	58	HEB 200	278,91	0,80	0,30	75,92	22,11	13,89	723,69	130,33	81,68
3ος ($\Theta x=0,19$)	43	HEB 200	257,52	0,20	0,00	63,21	25,45	15,98	534,35	111,66	69,98
	59	HEB 200	201,43	0,90	0,54	34,66	25,46	15,98	353,23	112,40	70,52
4ος ($\Theta x=0,19$)	44	HEB 200	156,82	0,87	0,40	32,20	17,48	11,38	297,84	77,42	50,24
	60	HEB 200	130,24	0,40	0,20	11,94	17,48	11,39	182,53	76,95	50,08
5ος ($\Theta x=0,15$)	10	HEB 200	38,31	4,17	2,70	10,48	12,14	9,50	115,91	94,06	73,04
	11	HEB 200	40,00	4,27	2,67	6,27	12,14	9,48	86,42	94,16	72,86

Έλεγχος διατομής			Έλεγχος μέλους						
N_{Ed}/N_{pl}	M_{Ed}/M_{pl}	V_{Ed}/V_{pl}	M_b	N_{b33}	k_{yy}	6.61	N_{b22}	k_{zy}	6.62
0,19	0,68	0,24	1661,19	8249,49	0,75	0,71	8249,49	0,99	0,88
0,16	0,26	0,62	1661,19	8249,49	0,74	0,36	8249,49	0,99	0,42
0,34	0,51	0,16	220,11	2092,93	0,97	0,97	1834,44	0,87	0,98
0,25	0,57	0,16	220,11	2092,93	1,02	0,95	1834,44	0,98	0,97
0,19	0,49	0,14	220,11	2673,15	0,99	0,70	1834,44	0,98	0,79
0,12	0,49	0,14	220,11	2673,15	0,96	0,62	1834,44	0,99	0,70
0,10	0,34	0,10	220,11	2130,68	0,97	0,48	1834,44	0,98	0,51
0,06	0,34	0,10	220,11	2673,15	0,99	0,42	2673,15	0,99	0,42
0,04	0,41	0,14	220,11	2673,15	0,75	0,36	2673,15	1,00	0,47

4.10 Τελικός φορέας



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Μετά την ανάλυση και επίλυση των δύο μεταλλικών φορέων, θεωρούμε σκόπιμο να επισημάνουμε κάποιες διαφορές και ομοιότητές τους.

1. Βάρος κατασκευών

Από το πρόγραμμα λήφθηκαν οι παρακάτω πίνακες στους οποίους δίνονται οι τύποι διατομών, καθώς και ο αριθμός, το μήκος και το συνολικό βάρος τους.

Πίνακας 11. Μεταλλικός φορέας 1

TABLE: Material List 2 - By Section Property				
Section	ObjectType	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
Text	Text	Unitless	m	KN
IPE360	Frame	20	124	66,763
IPE450	Frame	4	28	20,482
HEB220	Frame	15	49	33,289
IPE220	Frame	37	118	29,187
IPE270	Frame	10	58	19,65
HEB160	Frame	19	57	22,955
HEB240	Frame	4	14	11,013
UPN180	Frame	3	15	3,237
UPN140	Frame	3	15	2,355
UPN220	Frame	3	15,94522	4,609
UPN100	Frame	2	8,94427	0,928
UPN200	Frame	3	15	3,729
IPN220	Frame	2	9,21954	2,821
IPN120	Frame	3	9,26241	1,017
IPN140	Frame	4	15,69638	2,217
IPN160	Frame	6	22,48446	3,971
IPN180	Frame	2	8,48528	1,831
IPN200	Frame	2	8,48528	2,197
HEB200	Frame	4	12	6,955
HEB260	Frame	3	10,5	9,173
IPE400	Frame	6	54	33,534
HEB180	Frame	15	45	21,933
IPE120	Frame	2	8	0,788
HEB100	Frame	6	12	2,291
HEB450	Frame	8	80	130,374
Total weight				437,299

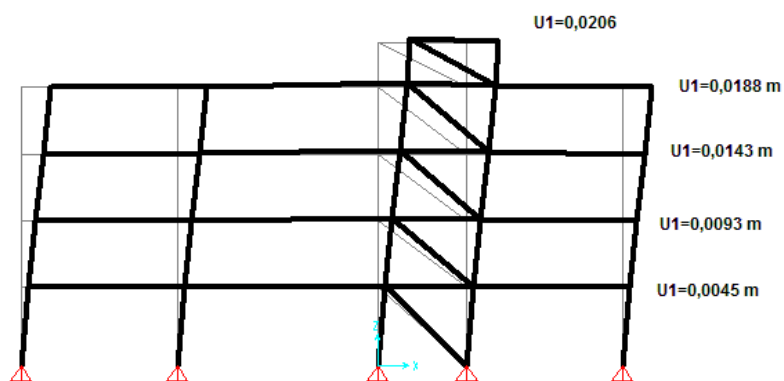
Πίνακας 12. Μεταλλικός φορέας 2

TABLE: Material List 2 - By Section Property				
Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength m	TotalWeight KN
IPE360	Frame	18	102	54,918
IPE450	Frame	24	152	111,19
HEB500	Frame	47	146,5	262,044
IPE300	Frame	13	74	29,551
HEB200	Frame	16	44	25,503
IPE220	Frame	20	50	12,367
IPE270	Frame	4	12	4,065
HEB450	Frame	8	80	130,374
HEB180	Frame	3	9	4,387
IPN140	Frame	4	15,69638	2,217
IPN180	Frame	4	16,54754	3,572
IPN220	Frame	2	9,21954	2,821
IPN160	Frame	4	14,42221	2,547
IPN200	Frame	2	8,48528	2,197
IPN120	Frame	3	9,26241	1,017
Total weight				648,77

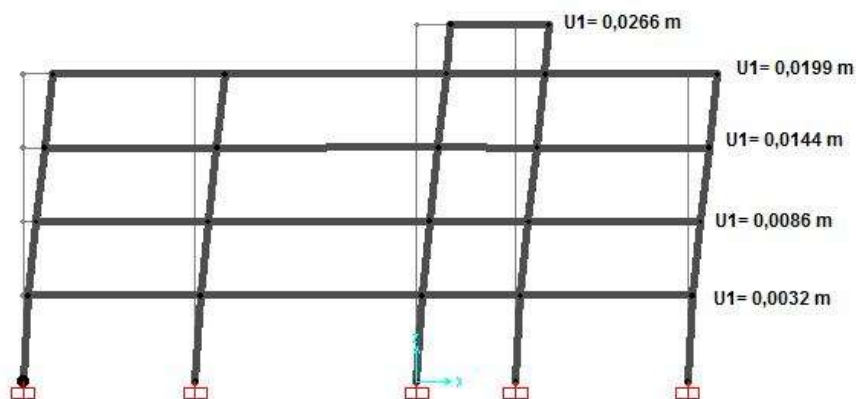
Αυτό που παρατηρούμε είναι ότι ο Μεταλλικός φορέας 2 προέκυψε πιο βαρύς σε σύγκριση με τον 1. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι διατομές έπρεπε να είναι αρκετά μεγάλες ώστε να ικανοποιούνται οι έλεγχοι του ικανοτικού, 2^{ης} τάξης και γωνιακών παραμορφώσεων.

2. Μέγιστες μετακινήσεις κόμβων και γωνιακές παραμορφώσεις

Για ίδια δεδομένα φάσματος σχεδιασμού και συντελεστή συμπεριφοράς, προκύπτουν για την ίδια όψη πλαισίου οι μετακινήσεις που φαίνονται στις εικόνες:



Εικόνα 73. Οριζόντιες μετατοπίσεις ορόφων για σεισμική διέγερση Ex



Εικόνα 74. Οριζόντιες μετατοπίσεις ορόφων για σεισμική διέγερση Ex

Παρατηρούμε ότι στον Μεταλλικό φορέα 1 η ύπαρξη των συνδέσμων αυξάνει τη γενική ευστάθεια της κατασκευής, χωρίς να χρησιμοποιήσουμε μεγάλες διατομές στα υπόλοιπα μέλη (υποστυλώματα, δοκοί). Σε αντίθεση ο φορέας 2 χρειάστηκε αρκετά μεγάλες διατομές στα υποστυλώματα, ώστε οι μετακινήσεις να είναι εντός των επιτρεπτών ορίων. Γι'αυτό το λόγο δεν υπάρχουν σημαντικές διαφορές στις τιμές των μετακινήσεων ανά όροφο. Το ίδιο ισχύει και για τις γωνιακές παραμορφώσεις.

Πίνακας 13. Μεταλλικός φορέας 1

Όροφος	Γωνιακή παραμόρφωση (%)	
	γ_x	γ_y
1ος	0,21	0,22
2ος	0,26	0,25
3ος	0,27	0,26
4ος	0,24	0,24
5ος	0,14	0,12

Πίνακας 14. Μεταλλικός φορέας 2

Όροφος	Γωνιακή παραμόρφωση (%)	
	γ_x	γ_y
1ος	0,15	0,21
2ος	0,28	0,26
3ος	0,31	0,26
4ος	0,29	0,23
5ος	0,18	0,11

3. Ιδιομορφές

Η απαίτηση του κανονισμού για συγκέντρωση των ταλαντωμένων μαζών σε κατ' ελάχιστο ποσοστό 90% ικανοποιείται και στους δύο φορείς, για σεισμό κατά x στην 5^η ιδιομορφή και κατά y στην 6^η ιδιομορφή.

1^η ιδιομορφή και στους δύο στρεπτική

2^η ιδιομορφή: μεταφορική κατά y στον 1 / μεταφορική κατά x στον 2

3^η ιδιομορφή: μεταφορική κατά x στον 1 / μεταφορική κατά y στον 2

4. Βαθμός δυσκολίας ελέγχων

Και στους δύο φορείς έγιναν οι απαιτούμενοι έλεγχοι διατομής, οι οποίοι ήταν εύκολο να εφαρμοστούν. Στη συνέχεια, όσον αφορά τα υποστυλώματα, γίνανε οι έλεγχοι μέλους, οι οποίοι όμως διαφοροποιούνται στους δύο φορείς. Στον 1^ο φορέα έγινε έλεγχος σε λυγισμό λόγω αξονικής ενώ στον 2^ο υπήρχε σύνθετη καταπόνηση -ροπή και αξονική- και ο έλεγχος που χρειάστηκε να γίνει είναι έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Στον τελευταίο αυτό έλεγχο, οι παράμετροι που έπρεπε να υπολογιστούν απαιτούσαν πολλές υπολογιστικές πράξεις και αυτό αύξησε το βαθμό δυσκολίας.

Όσον αφορά τους ικανοτικούς ελέγχους πάλι στον 1ο φορέα η διαδικασία ήταν ευκολότερη απ' ότι στο 2ο. Συγκεκριμένα, στον 1ο φορέα απαιτούνταν να γίνει μόνο έλεγχος σε αξονική και στις δοκούς και στα υποστυλώματα, ενώ στο 2ο οι έλεγχοι ήταν περισσότεροι και διαφορετικοί για κάθε μέλος.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ

6.1 Εισαγωγή

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν τον συνολικό φορέα. Αλλά και τα προκατασκευασμένα τμήματα αποτελούνται από επιμέρους μέλη τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Συνεπώς οι συνδέσεις παίζουν καθοριστικό ρόλο στη μόρφωση και την αντοχή του τελικού φορέα. Γι' αυτό ο σχεδιασμός των συνδέσεων αποτελεί βασικό κομμάτι της μελέτης μιας μεταλλικής κατασκευής.

Προκειμένου να εκμεταλλευτούμε στον έπακρον την αντοχή και την πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου, οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα για ανάπτυξη ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών. 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 αυτή των μελών.

Η μόρφωση των συνδέσεων θα πρέπει να γίνεται με τέτοιο τρόπο, ώστε να καθιστά την κατασκευή και την ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη. Επίσης, οι συνδέσεις θα πρέπει να μην είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου και να ελαχιστοποιούν τη χρήση μέσων υψηλής ειδίκευσης. Τέλος, οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα επιθεώρησης κατά την διάρκεια της κατασκευής.

Οι εσωραφές, οι εξωραφές, οι κοχλίωσεις και οι ηλώσεις θα πρέπει να χρησιμοποιούνται στις συνδέσεις είτε ανεξάρτητα, είτε σε συνδυασμούς. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίωση ή ήλωση τείνουν να είναι πολλές και δαπανηρές, και έτσι οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση ή με συνδυασμό συγκόλλησης και κοχλίωσης αποτελούν την πιο διαδεδομένη μορφή συνδέσεων.

6.2 Έλεγχοι συνδέσεων

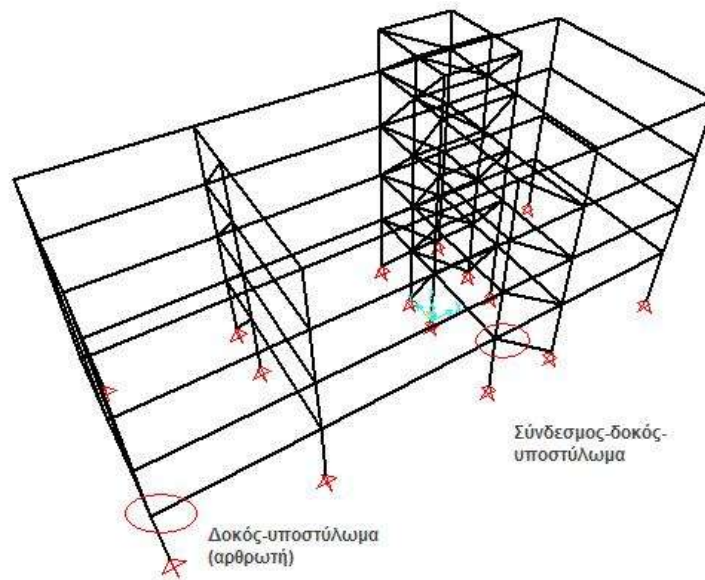
Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων (δοκών, υποστυλωμάτων) και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Η διάκριση γίνεται ως προς τον τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού. Η σύνδεση μπορεί να είναι συγκολλητή, με μετωπικές πλάκες, με εγκάρσια συγκολλητά 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, τη δυσκαμψία και στροφική ικανότητα του κόμβου. Με κριτήριο την αντοχή οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως πλήρους ή μερικής αντοχής, αν η ροπή αντοχής τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην αντίστοιχη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Οι κόμβοι αντιμετωπίζονται ως αρθρωτοί αν η ροπή αντοχής τους είναι μικρότερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού που συνδέουν. Με κριτήριο της δυσκαμψία οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι.

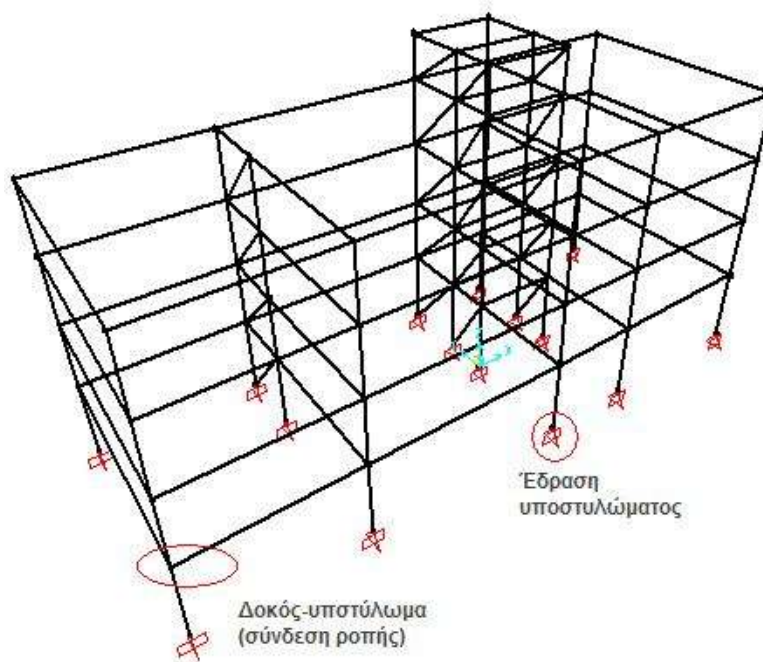
Στη συγκεκριμένη εργασία θα μελετήσουμε τη σύνδεση μελών σε τέσσερις χαρακτηριστικές θέσεις οι οποίες φαίνονται στα παρακάτω σχήματα. Οι συνδέσεις που εξετάζουμε είναι:

- Αρθρωτή σύνδεση δοκού-υποστυλώματος
- Συνδέσμου δυσκαμψίας με δοκό
- Σύνδεση ροπής δοκού-υποστυλώματος

- Έδραση υποστυλώματος

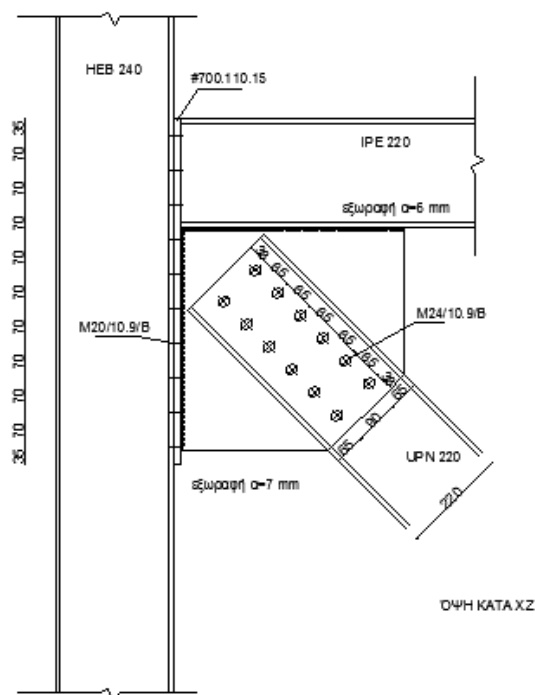


Εικόνα 75. Μεταλλικός φορέας 1



Εικόνα 76. Μεταλλικός φορέας 2

6.3 Σύνδεση δοκού με υποστύλωμα και κατακόρυφο σύνδεσμο



Για κοχλιωτές συνδέσεις τέμνουσας, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού των κοχλιών θα πρέπει να είναι υψηλότερη από 1,2 φορές τη φέρουσα αντοχή σχεδιασμού (EC8 §6.5.5(5)).

Διατμητική δύναμη σχεδιασμού

$$N_{Ed,ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ} = 1,1 * 1,25 * N_{pl} = 1,1 * 1,25 * (37,4 * 35,5 / 1,00) = 1826 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ,z} = 1826 * \sin 41,2 = 1202,8 \text{ kN}$$

Η σύνδεση της δοκού στο υποστύλωμα έχει διαμορφωθεί ως απλή σύνδεση τέμνουσας και υλοποιείται μέσω μετωπικής πλάκας συγκολλημένης στη δοκό, η οποία στη συνέχεια κοχλιώνεται στο υποστύλωμα. Η σύνδεση του συνδέσμου στον κόμβο γίνεται μέσω ελασμάτων, τα οποία συγκολλούνται στη δοκό κατά την οριζόντια διεύθυνση και κοχλιώνονται στα πέλματα του κατακόρυφου συνδέσμου.

- Έλεγχος κοχλίωσης επί των πελμάτων του υποστυλώματος

Επιλέγουμε μετωπική πλάκα ποιότητας S355 και πάχους $t=15 \text{ mm}$.

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} * m = \frac{0,6 * \frac{100 \text{ kN}}{\text{cm}^2} * 3,14 \text{ cm}^2}{1,25} * 20 = 3014,4 \text{ kN} > N_{Ed,ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ,z}$$

Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών

Ελάχιστες αποστάσεις

$$\min e_1 = 1,2d_0 = 1,2 \cdot 22 = 26,4 \text{ mm}$$

$$\min p_1 = 2,2d_0 = 2,2 \cdot 22 = 48,4 \text{ mm}$$

$$\min e_2 = 1,2d_0 = 1,2 \cdot 22 = 26,4 \text{ mm}$$

$$\min p_2 = 2,4d_0 = 2,4 \cdot 22 = 52,8 \text{ mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις

$$\max e_1 = 40\text{mm} + 4t = 40 + 4 \cdot 15 = 61,32 \text{ mm}$$

$$\max p_1 = \min(14t; 200\text{mm}) = \min(14 \cdot 15; 200) = 200 \text{ mm}$$

$$\max e_2 = 40\text{mm} + 4t = 40 + 4 \cdot 15 = 61,32 \text{ mm}$$

$$\max p_2 = \min(14t; 200\text{mm}) = \min(14 \cdot 15; 200) = 200 \text{ mm}$$

Επιλέγουμε:

$$e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$p_1 = 70 \text{ mm}$$

$$e_2 = 45 \text{ mm}$$

$$p_2 = 74 \text{ mm}$$

Συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{3 \cdot 22}; \frac{70}{3 \cdot 22} - \frac{1}{4}; \frac{100}{51,0}; 1 \right\}$$
$$= \min \{0,53; 0,81; 1,96; 1\} = 0,53$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \{4; 2,5\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,53 \cdot 51,0 \cdot 2 \cdot 1,5}{1,25} \cdot 20 = 3243,6 \text{ kN} > N_{Ed, \Sigma \Gamma \Delta \text{ΕΣΜΟΥ}, z}$$

- Έλεγχος συγκόλλησης της μετωπικής πλάκας στη δοκό

Αντοχή συγκολλήσεων

Η δύναμη μεταβιβάζεται απ' τη δοκό στη μετωπική πλάκα μέσω της συγκόλλησης. Θεωρούμε ότι η συγκόλληση έχει μήκος ίσο με το ευθύγραμμο τμήμα του κορμού, το ευθύγραμμο τμήμα των πελμάτων εσωτερικά και ίσο με το μήκος των πελμάτων εξωτερικά.

$$\text{Άρα } L=2*159+2*110+4*36=1012 \text{ mm}=101,2 \text{ cm}$$

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης

$$\text{Πάχος συγκόλλησης } a= 3 \text{ mm} < 0,70*t_{\min}= 0,70*7\text{mm}=4,9 \text{ mm}$$

Έλεγχος συγκόλλησης

Για τον έλεγχο της συγκόλλησης πρέπει να ισχύει το ακόλουθο κριτήριο:

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

Χρησιμοποιούμε τη σχέση:

$$f_{vw} = \frac{f_u}{\sqrt{3}\beta_w\gamma_{M2}} = \frac{51}{\sqrt{3} * 0,98 * 1,25} = 26,17 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Οπότε } F_{w,Rd} = f_{vw,d}A_w = 26,17 * 0,3 * 101,2 = 794,52 \text{ kN} > F_{w,Ed}=473,68 \text{ kN}$$

- Έλεγχος κοχλίωσης κομβοελασμάτων και συνδέσμου

Διατμητική δύναμη σχεδιασμού

Όπως έχει προκύψει από τον ικανοτικό έλεγχο για τη σύνδεση αυτή θα χρησιμοποιήσουμε τύπου Β και η διατμητική δύναμη σχεδιασμού θα είναι $N_{Ed}=1826 \text{ kN}$.

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

$$F_{v,Rd} = n \frac{a_v A f_{ub}}{\gamma_{M2}} m = 1 * \frac{0,6*4,52*100}{1,25} * 12 = 2603,5 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών

Ελάχιστες αποστάσεις

$$\text{mine}_1= 1,2d_0= 1,2*24= 28,8 \text{ mm}$$

$$\text{minp}_1= 2,2d_0= 2,2*24= 52,8 \text{ mm}$$

$$\text{mine}_2= 1,2d_0= 1,2*24= 28,8 \text{ mm}$$

$$\text{minp}_2= 2,4d_0= 2,4*24= 52,8 \text{ mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις

$$\max e_1 = 40\text{mm} + 4t = 40 + 4 \cdot 15 = 61,32 \text{ mm}$$

$$\max p_1 = \min(14t; 200\text{mm}) = \min(14 \cdot 15; 200) = 200 \text{ mm}$$

$$\max e_2 = 40\text{mm} + 4t = 40 + 4 \cdot 15 = 61,32 \text{ mm}$$

$$\max p_2 = \min(14t; 200\text{mm}) = \min(14 \cdot 15; 200) = 200 \text{ mm}$$

Επιλέγουμε:

$$e_1 = 38 \text{ mm}$$

$$p_1 = 65 \text{ mm}$$

$$e_2 = 65 \text{ mm}$$

$$p_2 = 90 \text{ mm}$$

Συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_o}; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{38}{3 \cdot 26}; \frac{65}{3 \cdot 26} - \frac{1}{4}; \frac{100}{51,0}; 1 \right\}$$
$$= \min \{0,49; 0,83; 1,96; 1\} = 0,49$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_o} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \{5,3; 2,5\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,49 \cdot 51,0 \cdot 2,4 \cdot 1,5}{1,25} \cdot 12 = 2159,1 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Παρατηρούμε πως ισχύει και το κριτήριο ολκιμότητας:

$$F_{b,Rd} = 2159,1 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 2603,5 \text{ kN}$$

- Έλεγχος συγκόλλησης του κομβοελάσματος στη δοκό και στο υποσύλωμα

Αντοχή συγκολλήσεων

Η δύναμη μεταβιβάζεται από το σύνδεσμο στα δύο κομβοελάσματα, που κοχλιώνονται πάνω στα πέλατα του συνδέσμου και από τα κομβοελάσματα στη δοκό και στο υποσύλωμα μέσω της συγκόλλησης. Τα κομβοελάσματα θα είναι ποιότητας S355 και πάχους $t = 15 \text{ mm}$. Θα βρούμε το απαραίτητο μήκος συγκόλλησης μέσω του γνωστού ελέγχου.

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης στη δοκό

$$\text{Πάχος συγκόλλησης } a = 6 \text{ mm} < 0,7 \cdot 9,2 \text{ mm} = 6,44 \text{ mm}$$

Έλεγχος συγκόλλησης

$$f_{vw} = \frac{f_u}{\sqrt{3}\beta_w\gamma_{M2}} = \frac{51}{\sqrt{3} * 0,98 * 1,25} = 26,17 \frac{kN}{cm^2}$$

$$F_{w,Rd} = 26,17 * 0,6 * L > 1374 = N_{Ed,ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ,x}$$

Άρα L= 90 cm συνολικά (δηλαδή 22,5 cm ανά πλευρά κομβοελάσματος)

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης στο υποστύλωμα

Πάχος συγκόλλησης $a = 7 \text{ mm} < 0,7 * 17 \text{ mm} = 11,9 \text{ mm}$

Έλεγχος συγκόλλησης

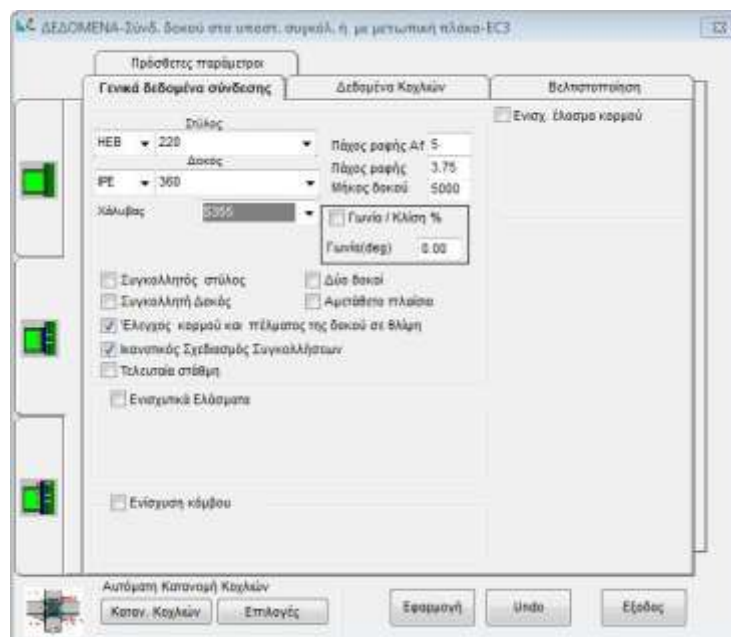
$$F_{w,Rd} = 26,17 * 0,7 * L > 1203 \text{ kN} = N_{Ed,ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ,z}$$

Άρα L=70 cm συνολικά (δηλαδή 17,5 cm ανά πλευρά κομβοελάσματος)

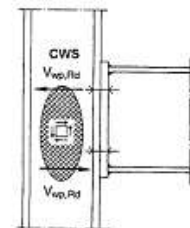
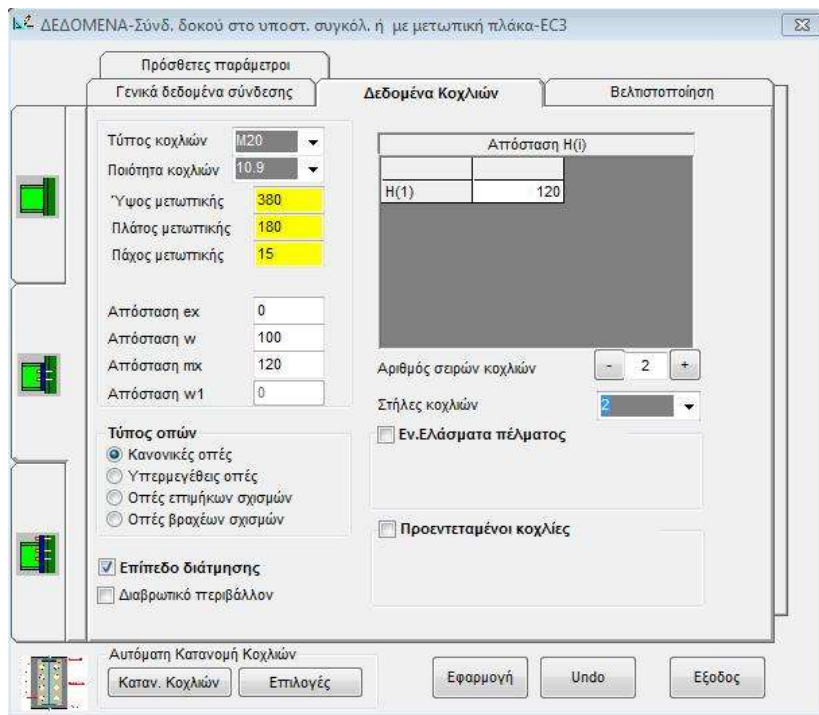
6.4 Αρθρωτή σύνδεση δοκού-υποστυλώματος

Η σύνδεση έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος STEELCON και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται παρακάτω με μορφή εικόνων.

Σε πρώτη φάση εισάγουμε τα δεδομένα των συνδεόμενων μελών, δηλαδή τις διατομές και την ποιότητα του χάλυβα.



Επιλέγουμε τύπο και ποιότητα κοχλιών, καθώς και τις διαστάσεις της μετωπικής πλάκας και τέλος, μετά από δοκιμές, καταλήγουμε στις μεταξύ αποστάσεις τους.



Το πρόγραμμα κάνει τους εξής ελέγχους:

- Κορμού υποστυλώματος σε τέμνουσα $V_{wp,Rd}$

Σε ένα μονόπλευρο κόμβο η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

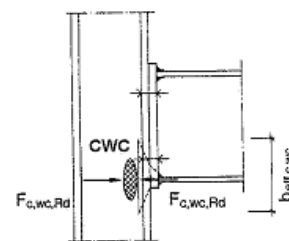
$$V_{wp,Rd} = \frac{0,90A_{vc}f_{y,wc}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

όπου

A_{vc} :η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος

$f_{y,wc}$:το όριο διαρροής του υποστυλώματος

γ_{M0} :1,00



- Κορμού υποστυλώματος σε θλίψη $F_{c,wc,Rd}$

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσια θλίψη του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad \text{και} \quad F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$$

όπου

ω : μειωτικός συντελεστής για την αλληλεπίδραση με διάτμηση που εξαρτάται από την παράμετρο μετασχηματισμού β

k_{wc} : μειωτικός συντελεστής

ρ : μειωτικός συντελεστής για το λυγισμό του ελάσματος που εξαρτάται από τη λυγηρότητα του ελάσματος

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s) + s_p$$

t_p : το πάχος της μετωπικής πλάκας

t_{fb} : το πάχος του πέλματος της δοκού

a_b : το πάχος της συγκόλλησης

t_{fc} : το πάχος του πέλματος του υποστυλώματος

s_p είναι το μήκος που προκύπτει από προβολή 45° μέσω της μετωπικής πλάκας (τουλάχιστον t_p και μέχρι $2t_p$, με την προϋπόθεση ότι το τμήμα της μετωπικής πλάκας πλησίον του πέλματος είναι επαρκές).

$s=r_c$ η ακτίνα καμπυλότητας για υποστύλωμα ελατής διατομής

- Πέλματος και κορμού δοκού σε θλίψη $F_{c,fb,Rd}$

Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ενός πέλματος δοκού και της παρακείμενης θλιβόμενης ζώνης του κορμού της, δίνεται από την επόμενη σχέση:

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd}/(h-t_{fb})$$

όπου:

h : το ύψος της συνδεόμενης δοκού.

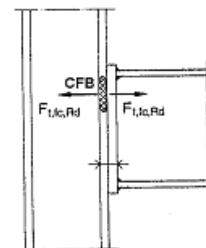
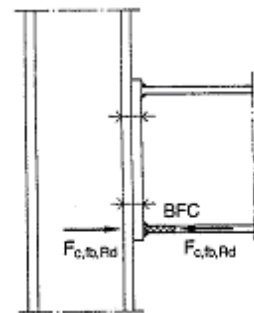
$M_{c,Rd}$: η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής της δοκού.

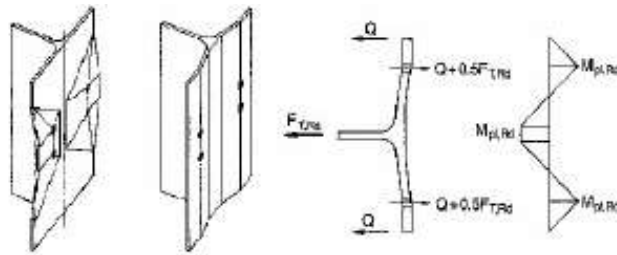
t_{fb} : το πάχος πέλματος της συνδεόμενης δοκού.

- Πέλματος υποστυλώματος σε κάμψη $F_{t,fc,Rd}$

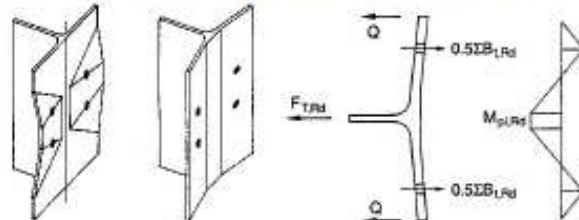
Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας ενός μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος σε εγκάρσια κάμψη, σε συνδυασμό με τους κοχλίες σε εφελκυσμό, πρέπει να προσδιορίζεται με βάση ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ, και για τις δύο περιπτώσεις:

- για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλιών που απαιτείται να παραλάβει εφελκυσμό
- για κάθε ομάδα σειρών κοχλιών που απαιτείται να παραλάβουν εφελκυσμό

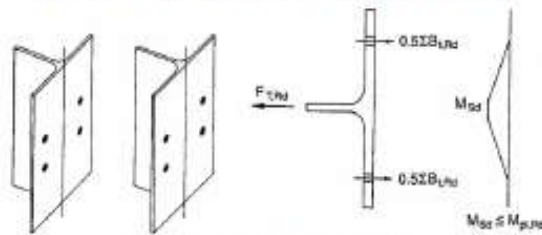




Σχήμα 6: Μηχανισμός 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος)



Σχήμα 7: Μηχανισμός 2 (Αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος)



Σχήμα 8: Μηχανισμός 3 (Αστοχία κοχλία)

Πίνακας 15. Αντοχή σχεδιασμού ενός πέλματος βραχέος του

Μηχανισμός 1 (Πλήρης διαρροή του πέλματος)	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$
Μηχανισμός 2 (Αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος)	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n\Sigma F_{t,Rd}}{m + n}$
Μηχανισμός 3 (Αστοχία κοχλία)	$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd}$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25\Sigma I_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25\Sigma I_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$$

$$n = e_{min} \text{ αλλά } n \leq 1,25m$$

$F_{t,Rd}$: η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κοχλία

$\Sigma F_{t,Rd}$: η συνολική τιμή του $F_{t,Rd}$ για όλους τους κοχλίες στο βραχύ του

Πίνακας 16. Ενεργά μήκη μη ενισχυμένου πέλατος υποστυλώματος

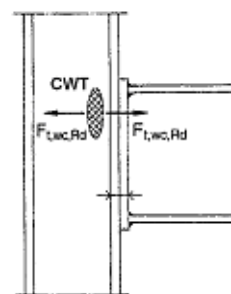
Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$
Εσωτερική σειρά κοχλιών	$2m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Ακραία σειρά κοχλιών	Το μικρότερο από: $2m$ $nm + 2e_1$	Το μικρότερο από: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	Το μικρότερο από: $nm + p$ $2e_1 + p$	Το μικρότερο από: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Μηχανισμός 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ αλλά $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	

- Κορμού υποστυλώματος σε εφελκυσμό $F_{t,wc,Rd}$

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσιο εφελκυσμό του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{Mo}}$$

Για μία κοχλιωτή σύνδεση το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wc}$ του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος του που αντιστοιχεί στο πέλαμα του υποστυλώματος.

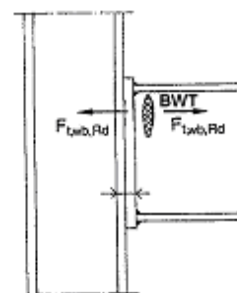


- Κορμού δοκού σε εφελκυσμό $F_{t,wb,Rd}$

Σε μία κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κορμού της δοκού πρέπει να υπολογίζεται από τη σχέση:

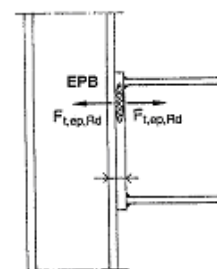
$$F_{t,wb,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{Mo}}$$

Το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wb}$ του κορμού της δοκού σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος του που αντιστοιχεί στη μετωπική πλάκα σε κάμψη, για μία μεμονωμένη σειρά κοχλιών ή μια ομάδα κοχλιών.



- Μετωπικής πλάκας σε κάμψη $F_{t,ep,Rd}$

Ισχύουν οι τύποι του Πίνακα 1 με διαφορετικά ενεργά μήκη στην περίπτωση της μετωπικής πλάκας.



Πίνακας 17. Ενεργά μήκη μετωπικής πλάκας

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$
Σειρά κοχλιών εκτός εφελκόμενου πέλματος δοκού	Το μικρότερο από: $2m_x$ $nm_x + w$ $nm_x + 2e$	Το μικρότερο από: $4m_x + 1,25e_x$ $e+2m_x+0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w+2m_x+0,625e_x$	—	—
Πρώτη σειρά κοχλιών κάτω από το εφελκόμενο πέλμα της δοκού	$2nm$	am	$nm + p$	$0,5p + am - (2m + 0,625e)$
Άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών	$2nm$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Άλλη ακραία σειρά κοχλιών	$2nm$	$4m + 1,25e$	$nm + p$	$2m+0,625e+0,5p$
Μηχανισμός 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ αλλά $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	

Τα αποτελέσματα δίνονται στην εικόνα που ακολουθεί:

The screenshot shows a software window with the following data:

Πλάκα: 1000x1000, πάχος (αρχικό) = 0,002 + %βελτίωση = 0,003	My	Mz
Σειρά κοχλιών No	Row (+) 1	Row (-)
Καρμύς υποστυλίου στο πέλμα V _{Ed} , Rd (kN)	814,204	
Καρμύς υποστυλίου στο πέλμα F _c , w, Rd (kN)	832,741	
Πέλας και καρμύς δοκού οι θέσεις F _c , p, Rd (kN)	1641,582	
Καρμύς υποστυλίου στο εσωτερικό F _t , w, Rd (kN)	822,199	
Πέλας υποστυλίου σε κλίση F _t , c, Rd (kN)	825,890	Fm, 2
Μετωπική πλάκα σε κλίση F _t , p, Rd (kN)	258,704	Fm, 2
Καρμύς δοκού οι θέσεις F _t , w, Rd (kN)	828,480	
Τελική αντοχή σειράς κοχλιών F _t , Rd (kN)	298,704	

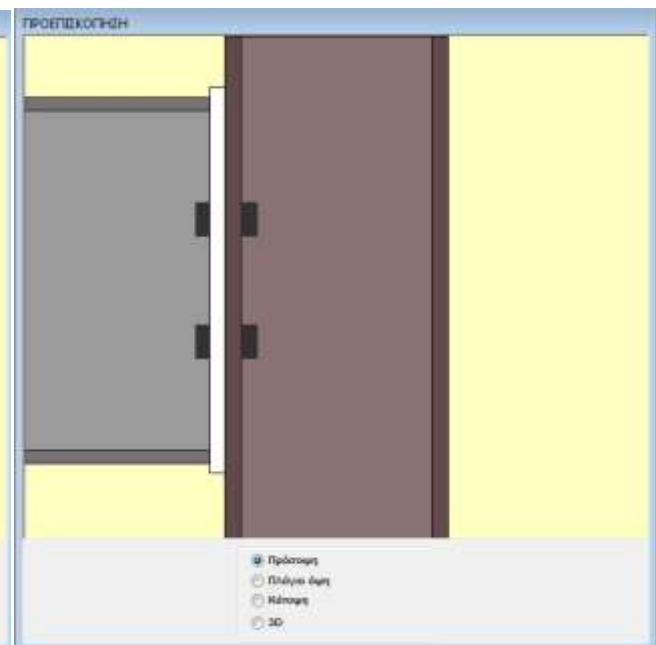
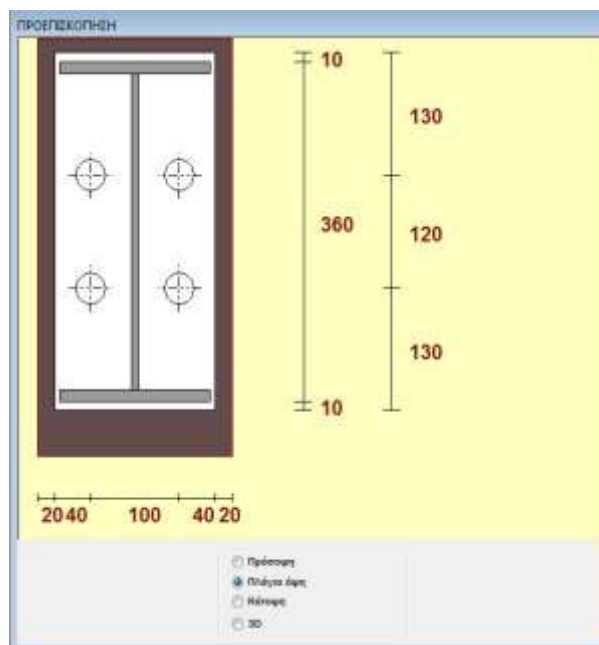
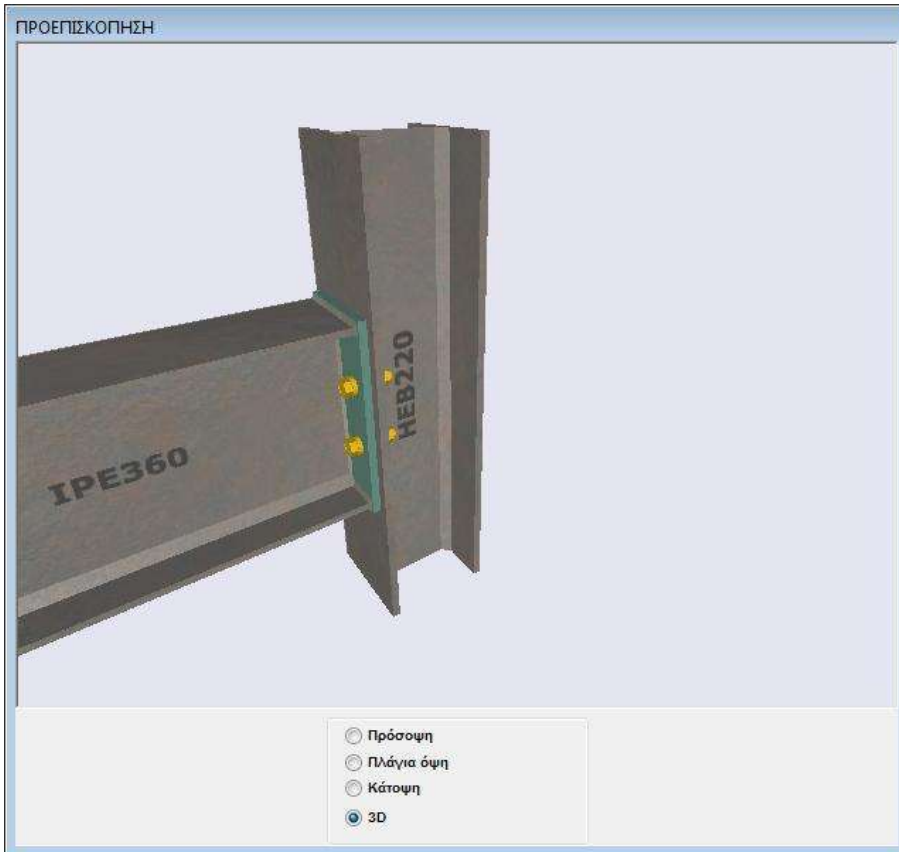
Αντοχή 1000 - 10,0	Αντοχή σε τμήματα	Αντοχή σε τμήματα	Αντοχή σε τμήματα	Αντοχή σε τμήματα	Αντοχή σε τμήματα
Αντοχή κλίση σε τμήματα	80,888	Συνολ. No	1	94,819	Vz
Αντοχή κλίση σε σκέληρα βελτίως	208,888	Συνολ. No	1		Vy
Αντοχή κλίση σε εσωτερικό	176,480				

Ροπή αντοχής	My,Rd	Mz,Rd
	-91,87	
	-1,00	

Τέμνουσα αντοχής	Vz,Rd	Vy,Rd
	169,22	
	0,00	

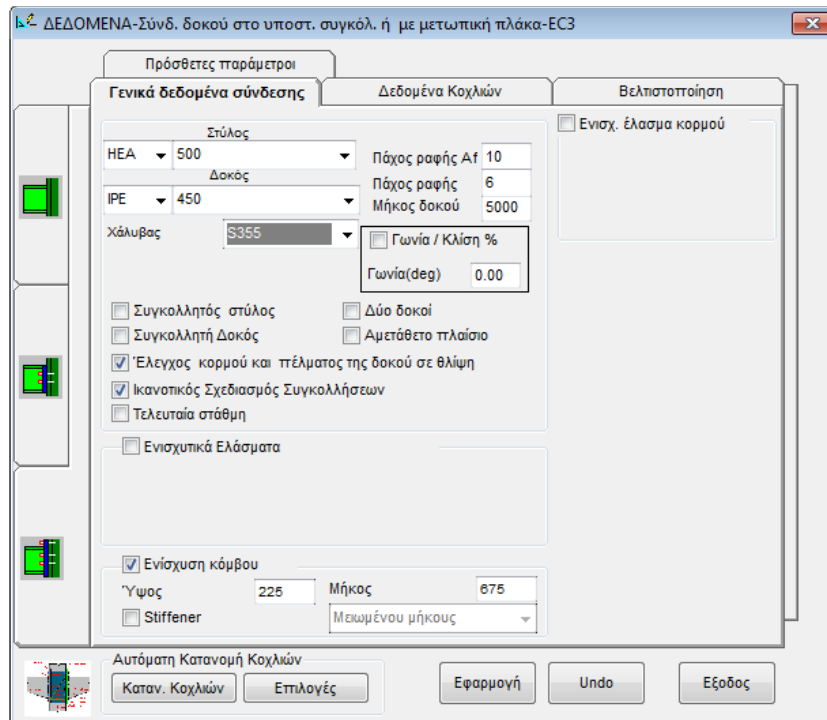
Επομένως, η σύνδεση επαρκεί αφού $V_{Ed}=100 \text{ kN} < V_{z,Rd}= 169,22 \text{ kN}$.

Παρουσιάζεται η τελική σύνδεση.

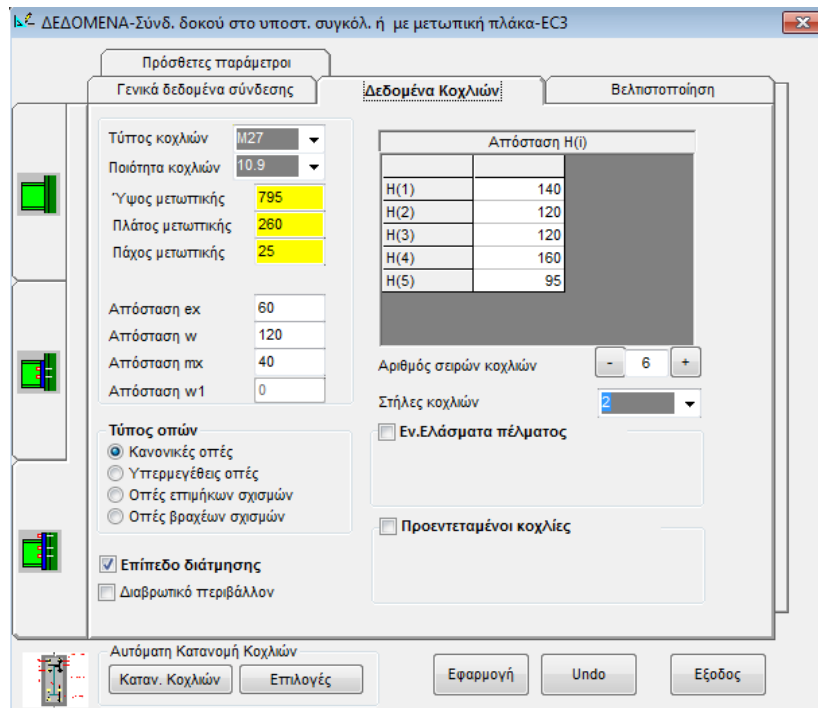


6.5 Σύνδεση ροπής δοκού-υποστυλώματος

Οι έλεγχοι γίνονται όπως και προηγουμένως και χάριν συντομίας παρουσιάζονται τα αποτελέσματα και η μορφή της σύνδεσης στις παρακάτω εικόνες.



Εικόνα 77. Εισαγωγή δεδομένων για τα συνδεόμενα μέλη



Εικόνα 78. Εισαγωγή δεδομένων για τους κοχλίες και τη μετωπική πλάκα

Κόμβος : -99-ΦΟΡ : -99 Αποτελέσματα - Σύνδ. δοκού στο υποστ. συγκόλ. ή μετωπική πλάκα-EC3 Αποτε...

Αποτελέσματα Δυσκαμψίας **Αποτελέσματα Αντοχής** M-Φ Διάγραμμα M/Mrd,b-Φ Διάγραμμα

Ραφές δοκού-Μετωπικής πλάκας $[\sigma]w = 0.000 < fu/[\gamma]w = 0.408$

Σειρά κοχλιών Νο

Κορμός υποστυλώματος σε τέμνουσα $V_{wp,Rd}$ (kN)	1386.796	My	Row (=) 1	Mz	Row (=)
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη F_c,wc,Rd (kN)	844.165		Column ()		Column ()
Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη F_c,fb,Rd (kN)	1511.618				
Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό F_t,wc,Rd (kN)	732.533				
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη F_t,fc,Rd (kN)	600.398	Fm:2			
Μετωπική πλάκα σε κάμψη F_t,ep,Rd (kN)	590.642	Fm:2			
Κορμός δοκού σε εφελκυσμό F_t,wb,Rd (kN)	-				
Τελική αντοχή σειράς κοχλιών $F_{ti,Rd}$ (kN)	590.642				

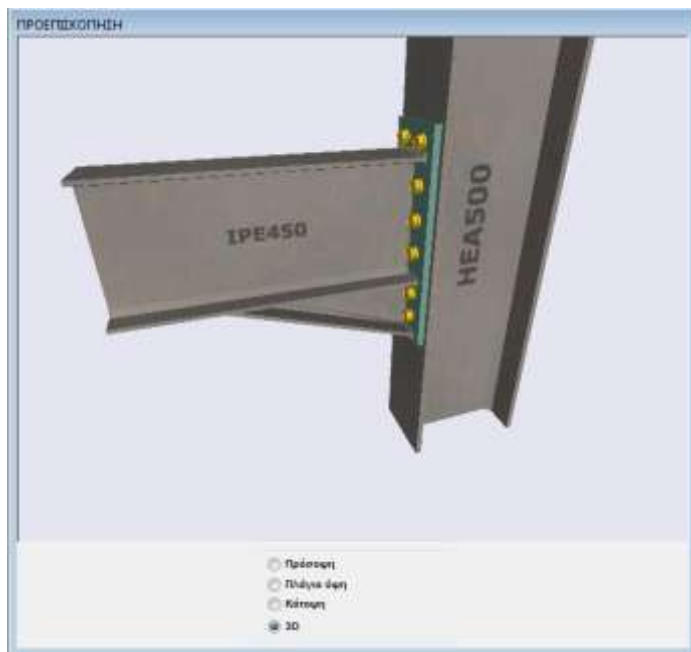
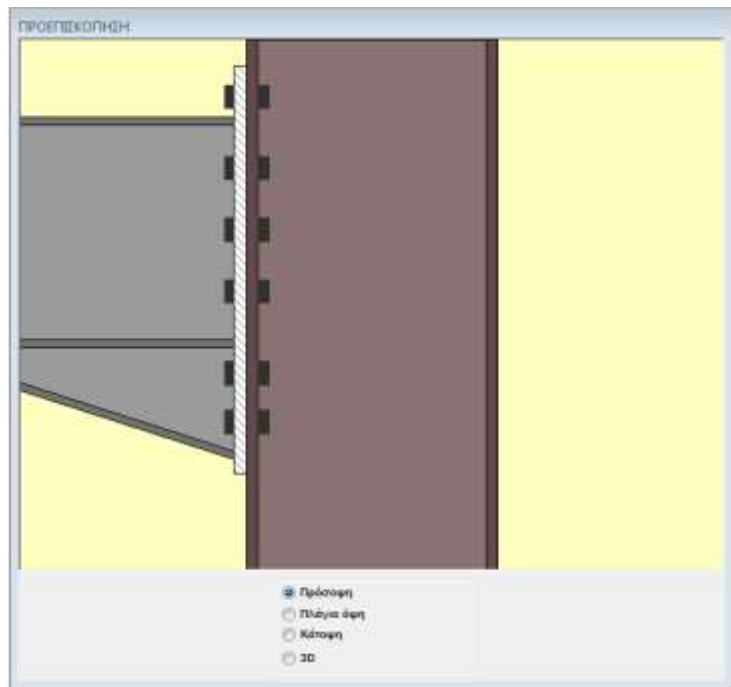
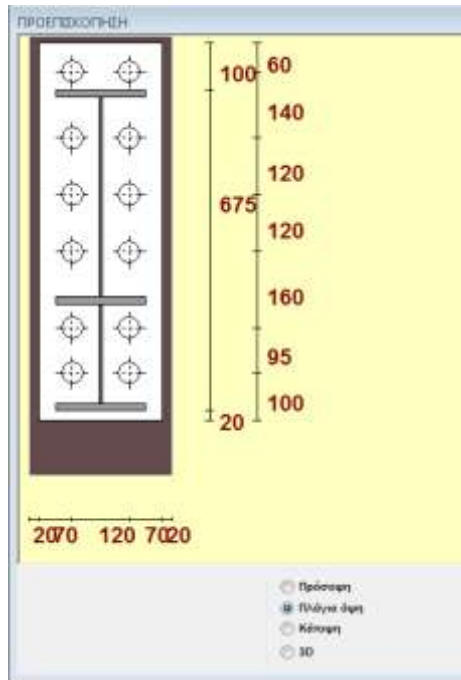
Αντοχή 1M27 - 10.9		Αντοχή σε τέμνουσα για κάθε σειρά κοχλιών	
Αντοχή κοχλία σε τέμνουσα	183.600	Εξωτερική	Εσωτερική
Αντοχή κοχλία σε σύνθλιψη άντυγος	422.280	Σειρά Νο 1	132.818 Vz
Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό	330.480	Σειρά Νο 1	Vy

Ροπή αντοχής	My,Rd	-561.92	Mz,Rd	
	My,Sd	-1.00	Mz,Sd	
Τέμνουσα αντοχής	Vz,Rd	796.91	Vy,Rd	
	Vz,Sd	0.00	Vy,Sd	

Έξοδος

Εικόνα 79. Αποτελέσματα προγράμματος

Η σύνδεση επαρκεί αφού $M_{Ed} = 480 \text{ kNm} < M_{y,Rd} = 561,92 \text{ kNm}$ και $V_{Ed} = 150 \text{ kN} < V_{z,Rd} = 796,91 \text{ kN}$



6.6 Έδραση υποστυλώματος

Αρχικά εισάγουμε τα δεδομένα που αφορούν τα χαρακτηριστικά του υποστυλώματος (τύπος διατομής και ποιότητα χάλυβα), καθώς και της πλάκας σκυροδέματος (διαστάσεις και ποιότητα σκυροδέματος).

ΔΕΔΟΜΕΝΑ-Σύνδεση Θεμελίωσης-EC3

Γενικά δεδομένα σύνδεσης

Αγκύρια/Ελάσματα

Στύλος HEA 500

Aw 6 Συγκολλητός στύλος

Af 10 Μήκος υποστυλώματος 3500

Χάλυβας S235

Σκυρόδεμα C20/25

Το πλάσιο είναι μεταθετό στην ισχυρή διεύθυνση του Στύλου.

Το πλάσιο είναι μεταθετό στην ασθενή διεύθυνση του Στύλου.

Θεμελίωση

Ar 1000

Br 1000

H 1500

Πλευρά A Πεδίου 2760

Πλευρά B Πεδίου 2400

Πάχος κονιάματος 45

Υλικό κονιάματος C20/25

Οπλισμός

Διαμήκης οπλισμός

fy 0.5 Επικάλυψη(mm) 50

Διεύθυνση A D 12 / 200

Διεύθυνση B D 14 / 150

Εγκάρσιος οπλισμός

fy 0.5 D 12 / 200

Θεώρηση ρηγματωμένου σκυροδ.

Χρήση ραφών χαμηλής αντοχής

Concrete design against edge failure using the anchors resistance in shear

Εφαρμογή Undo Εξοδος

Για την υλοποίηση της σύνδεσης απαιτείται η χρήση αγκυρίων, τα χαρακτηριστικά των οποίων φαίνονται στην επόμενη εικόνα:

ΔΕΔΟΜΕΝΑ-Σύνδεση Θεμελίωσης-EC3

Γενικά δεδομένα σύνδεσης

Αγκύρια/Ελάσματα

Σταγία κοχλίων

do M30 Fe510

Αρνηση ελαστικών οροφών

tp 12

Τετράγωνο έλασμα

Επίπεδο διάτμησης

Σχεδ. με αντοχή βραχέας T

Τα σκυροδέματα πληρούν το EN1090

Στοιχείο διάτμησης

Τύπος

Μήκος 0 Περιστροφή 90

Εισαγωγικά ελάσματα

Capacity Design

Ισχυρός Αξονας

Ασθενής Αξονας

Πάχος 0

Υψος 0

Πάχος συνικόλλ. 0

Πλάκα Έδρασης

Hr = 700

Rp = 420

tp = 35

Αποστάσεις Αγκύριων

W = 250

W1 =

hsk1 = es

hsk2 = es

Τύπος σύνδεσης

1 σαρύ/2 στήλες

2 σαρύ/2 στήλες

4 σαρύ/2 στήλες

2 σαρύ/2 στήλες - ενισχ.

2 σαρύ/4 στήλες - ενισχ.

2 σαρύ/3 στήλες

2 σαρύ/3 στήλες - ενισχ.

3 σαρύ/3 στήλες - ενισχ.

4 σαρύ/4 στήλες - ενισχ.

Εφαρμογή Undo Εξοδος

Η κατηγορία αυτή περιλαμβάνει συνδέσεις που αφορούν την έδραση υποστυλωμάτων σε θεμέλια από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι τύποι συνδέσεων, που

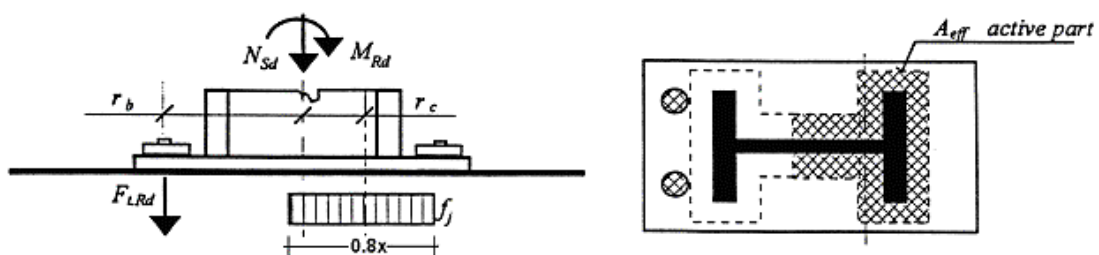
καλύπτονται από το πρόγραμμα είναι οι εξής :

- Αρθρωτή σύνδεση με πλάκα έδρασης
- Σύνδεση ροπής με πλάκα έδρασης
- Σύνδεση ροπής με πλάκα έδρασης και ενισχυτικά ελάσματα

Η μέθοδος επίλυσης και των τριών παραπάνω τύπων στηρίζεται στην μέθοδο των "βασικών στοιχείων" δηλαδή η συνολική αντοχή της σύνδεσης βρίσκεται μέσω της αντοχής των επιμέρους βασικών στοιχείων που την αποτελούν .

Τα "βασικά στοιχεία" για τους παραπάνω τύπους είναι τα εξής :

- Αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη



Η αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη δίνεται από τη σχέση:

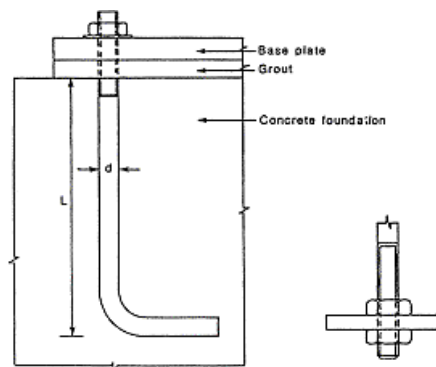
$$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

Η ενεργός επιφάνεια έδρασης υπολογίζεται μέσω της σχέσης:

$$c = t \left(\frac{f_y}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}} \right)^{0.5}$$

Μέσω τις ενεργού επιφάνειας και των δρώντων εντατικών μεγεθών γίνεται η επίλυση του κόμβου με σκοπό την εύρεση του μήκους της θλιβόμενης ζώνης αρα και της δρώσας θλιπτικής δύναμης μέσω της οποίας γίνεται ο έλεγχος επάρκειας.

- Αντοχή αγκυρίων σε εφελκυσμό



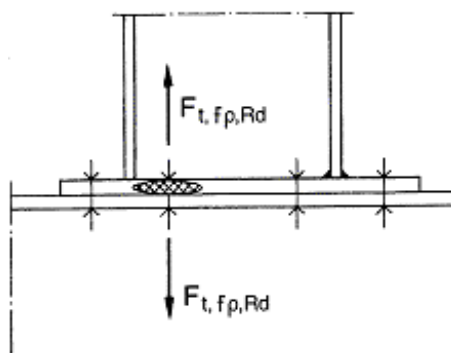
Η αντοχή ενός αγκυρίου σε εφελκυσμό δίνεται απο τη σχέση:

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{u,a} \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

Με γνωστή την θλιβόμενη ζώνη σκυροδέματος βρίσκεται η δρώσα ευφελκυστική δύναμη στα αγκύρια με την οποία γίνεται ο έλεγχος αντοχής τους.

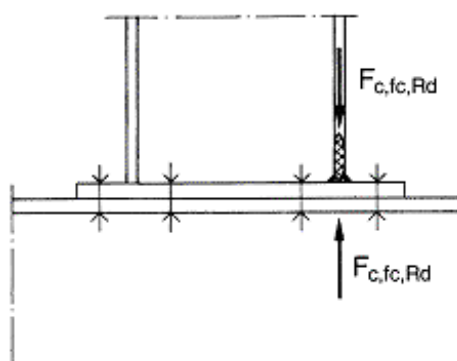
Επιπλέον βρίσκεται το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης βαση των διατάξεων του EC2 λαμβανομένου υπόψη και του τύπου του αγκυρίου.

- Αντοχή της πλάκας έδρασης σε κάμψη



Η εύρεση της αντοχής της πλάκας έδρασης σε κάμψη γίνεται μέσω της θεώρησης ισοδύναμων βραχέων T (αναλυτική αναφορά στη συγκεκριμένη μέθοδο γίνεται στο τμήμα του εγχειριδίου που αφορά τη σύνδεση δοκού σε υποστύλωμα).

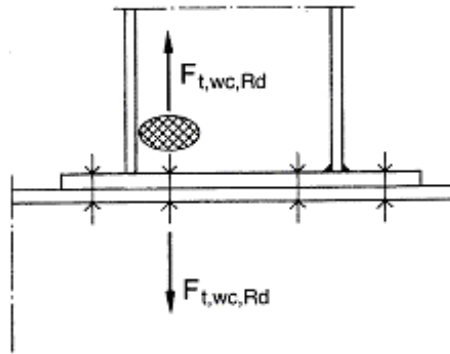
- Πέλμα και κορμός στύλου σε θλίψη



Η αντοχή σε θλίψη του πέλματος και της συνεργαζόμενης θλιβόμενης ζώνης του στύλου δίνεται από τον τύπο:

$$F_{c,fc,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{Fc})$$

- Κορμός στύλου σε εφελκυσμό



Η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό δίνεται από τον τύπο:

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,twc} * t_{wc} * f_{y,wc} k_{wc} / \gamma_{Mo}$$

- Αντοχή συγκολλήσεων

Επιπλέον των ελέγχων των "βασικών στοιχείων" γίνεται έλεγχος της αντοχής των συγκολλησέων (σύλου-πλάκας έδρασης, ενισχυτικών ελασμάτων) σε σχέση με τις δρώσες τάσεις που τις καταπονούν. Ο έλεγχος της αντοχής των συγκολλήσεων γίνεται με τη χρήση των παρακάτω τύπων του EC3 (Annex M):

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{Mw}) \quad \sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{Mw}$$

$$\text{όπου: } \sigma_{\perp} = N_{sd} / A_w + M_{y,sd} / w_y + M_{z,sd} / w_z \quad \tau_{\perp} = V_{z,sd} / A_w \quad \tau_{//} = V_{y,sd} / A_w$$

- Αντοχή σε τέμνουσα

Όσον αφορά την αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα γίνονται οι εξής έλεγχοι:

- α) αντοχή των αγκυρίων σε τέμνουσα (όταν δεν υπάρχει στοιχείο διάτμησης)
- β) αντοχή της πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγος (όταν δεν υπάρχει στοιχείο διάτμησης)
- γ) αντοχή του στοιχείου διάτμησης σε κάμψη και τέμνουσα

Για την έυρεση της αντοχής ενός αγκυρίου σε τέμνουσα χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις του EC3:

$$f_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ua} f_s}{\gamma_{mb}} \quad , \text{ για ποιότητες αγκυρίων 4.6 / 5.6 / 8.8}$$

$$f_{v,Rd} = \frac{0,5 f_{ua} f_s}{\gamma_{mb}} \quad , \text{ για ποιότητες αγκυρίων 4.8 / 5.8 / 10.9}$$

$$f_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ua} f}{\gamma_{mb}} \quad , \text{ για όλες τις ποιότητες αγκυρίων όταν το επίπεδο διάτμησης περνάει από το σπείρωμα του αγκυρίου.}$$

Για την εύρεση της αντοχής της πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγος στη θέση ένος αγκυρίου, χρησιμοποιείται η σχέση:

$$f_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_{ua} \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

Για τα αγκύρια εκείνα που υπόκεινται ταυτόχρονα σε τέμνουσα και εφελκυσμό γίνεται απομείωση της αντοχής τους σε τέμνουσα βάση των τύπων:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

Για κάθε σειρά αγκυρίων βρίσκεται η ελάχιστη αντοχή σε τέμνουσα από τους ελέγχους που προαναφέρθηκαν ενώ η τελική αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα βρίσκεται από το άθροισμα των αντοχών των επιμέρους σειρών της σύνδεσης.

Στην περίπτωση που υπάρχει στοιχείο διάτμησης θεωρείται ότι αυτό παραλαμβάνει αποκλειστικά την δρώσα τέμνουσα και οι παραπάνω έλεγχοι που αφορούν τα αγκύρια παραλείπονται. Στη θέση τους γίνεται ο έλεγχος του στοιχείου διάτμησης σε κάμψη και διάτμηση του οποίου η εύρεση της αντοχής του στους προαναφερθέντες ελέγχους γίνεται με χρήση των παρακάτω σχέσεων του EC3:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{m0}}, V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

Τα αποτελέσματα δίνονται στην εικόνα που ακολουθεί:

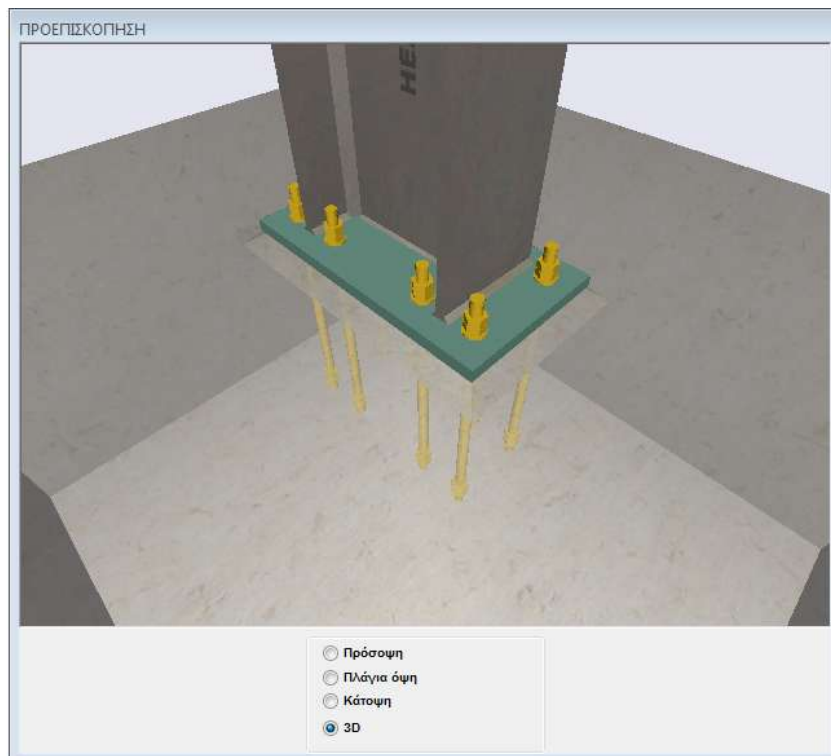
Καμβός: 99-ΦCP - 99 Αποτελέσματα - Σύνδεση Θεμελίωσης-EC3

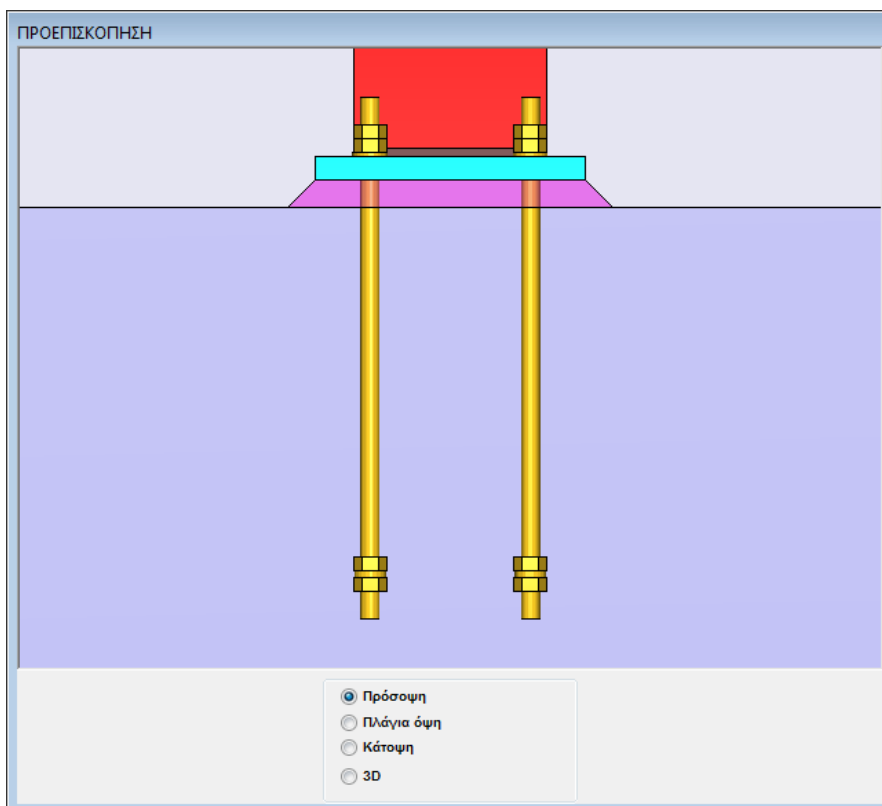
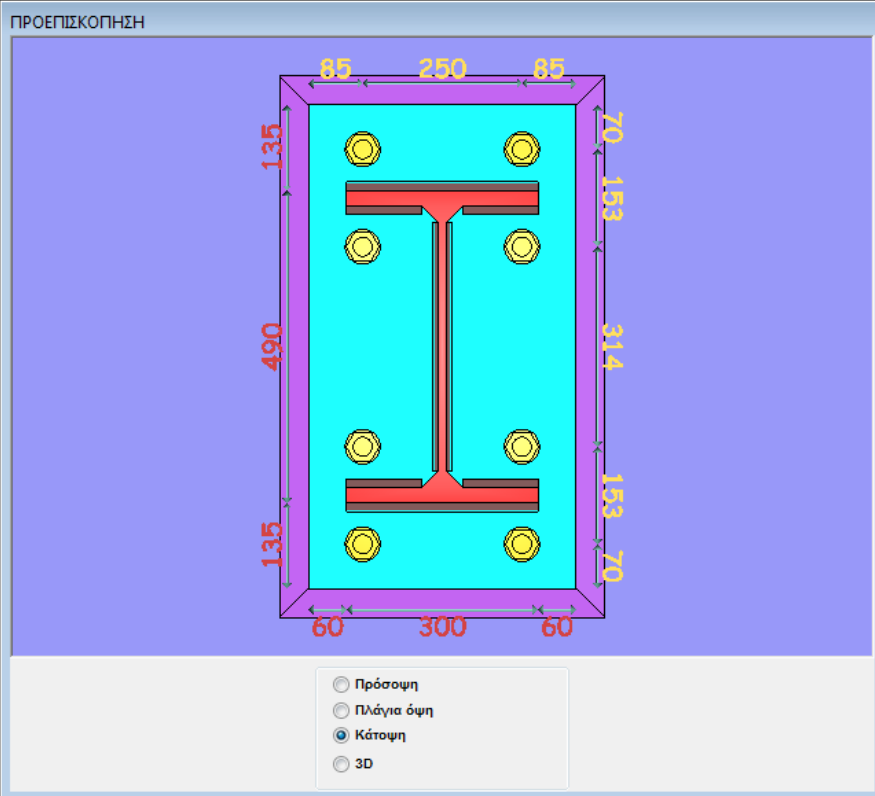
Αποτελέσματα	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης	Δυσκαμψία
Αντοχή των συγκολλητών	Σύνδεση σε δάμνηση	Εισαγωγικά ελάσματα
Έλεγχος συγκόλλ. για τα φορτία σχεδιασμού με το κρ. Von Mises (Κανονική συγκ.)	Πλάκα έδρασης σε σύνθλιψη άνωγας - yy	Κάρα ενσχ. ελάσματα σε κάμψη
0.85	0.00	---
Έλεγχος συγκόλλ. για τα φορτία σχεδιασμού με το κρ. Von Mises (Συγκ. και άλλες εντάσεις)	Πλάκα έδρασης σε σύνθλιψη άνωγας - zz	Διαπερυσμένα ενσχ. ελάσματα σε κάμψη
0.87	0.02	---
Έλεγχος της συγκόλλ. μεταξύ του κυρίου ενσχ. ελ. και της πλάκας έδρασης	Αγκύρα σε δάμνηση	Κάρα ενσχ. ελάσματα σε δάμνηση
---	0.13	---
Έλεγχος της συγκόλλ. μεταξύ του δευτ. ενσχ. ελάσματος και της πλάκας έδρασης	Στοιχείο δάμνησης σε διαξονική κάμψη	Διαπερυσμένα ενσχ. ελάσματα σε δάμνηση
---	---	---
Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. μεταξύ κυρίου ενσχ. ελ. και πλάκας άνωγας	Στοιχείο δάμνησης σε δάμνηση - yy	Αγκύρωση
---	---	Σύνδεση σε αξονική καταπόνηση και διαξονική κάμψη
Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. μεταξύ κυρίου ενσχ. ελ. και δευτ. ενσχ. ελ.	Στοιχείο δάμνησης σε δάμνηση - zz	0.92
---	---	Εκπελάτωση στην κάρα κάμψη
Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. του πέλματος του στοιχείου δάμνησης	Σκυρόδεμα σε σύνθλιψη άνωγας - yy	0.40
---	---	Εκπελάτωση στην διαπερυσμένα κάμψη
Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. του καρπού του στοιχείου δάμνησης	Σκυρόδεμα σε σύνθλιψη άνωγας - zz	0.00
---	---	Εκπελάτωση στην αξονική καταπόνηση
Έλεγχος συγκόλλησης του στ. δάμν. με την πλάκα έδρασης	Αγκύρωση	0.53
---	Τύπος Αγκυρώσεως: Αγκύρα με κάλυ πλάκα	
	Έλεγχος κίνου σκυροδέματος	
	1.00	
	Έλεγχος διάσπασης σκυροδέματος	

	Έλεγχος οπισθέης παρούσας σκυροδέματος	
	0.37	
	Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης	
	10	
	Απαιτούμενη διάσπαση ελάσματος (διάμετρος ή πλεον)	
	40	
		Έλεγχος σπύλου
		Υποσπύλωμα σε αξονική καταπόνηση και διαξονική κάμψη
		0.05
		Υποσπύλωμα σε δάμνηση - yy διεύθυνση
		0.00
		Υποσπύλωμα σε δάμνηση - zz διεύθυνση
		0.10

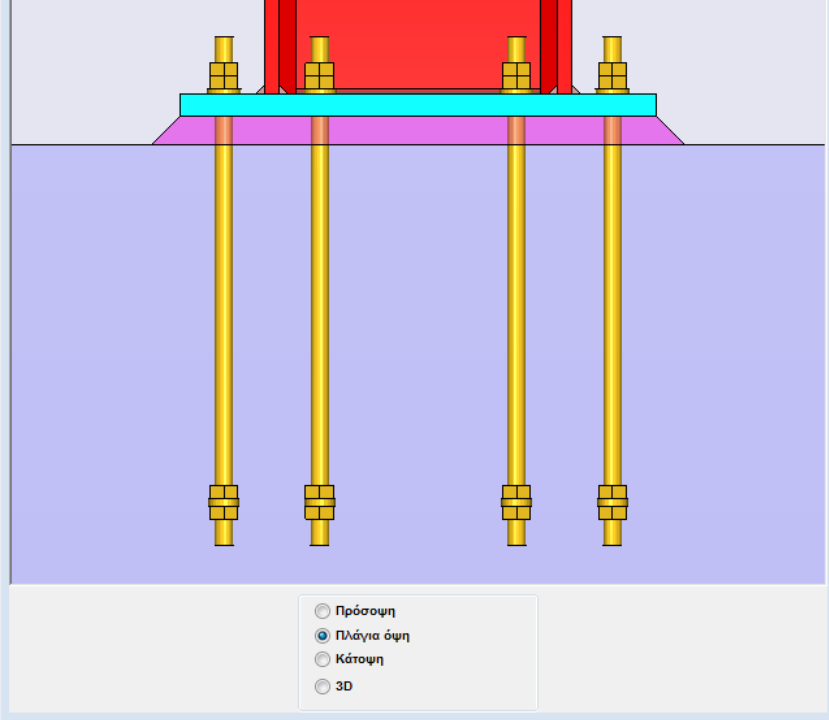
Έξοδος

Όπως φαίνεται οι λόγοι των εντατικών μεγεθών προς τα αντίστοιχα μεγέθη αντοχής της σύνδεσης είναι μικρότεροι της μονάδας, επόμενως η σύνδεση επαρκεί και είναι η ακόλουθη:





ΠΡΟΕΠΙΣΚΟΠΗΣΗ



ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
2. Ι. Χ. Ερμόπουλος «Ευρωκώδικα 1, Βασικές αρχές και δράσεις επί των κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
3. Ι. Κ. Βάγιας «Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
4. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης «Σιδηρές κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος Ι, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
5. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης «Σιδηρές κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
6. Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, ENV 1991-1-1: 2002
7. Ευρωκώδικας 3: «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια, CEN, prENV 1993-1-1:2005
8. Ευρωκώδικας 3: “Design of steel structures” Part 1.8: Design of joints, CEN, prENV 1993-1-8: 2003
9. Ευρωκώδικας 8: «Αντισεισμικός σχεδιασμός» Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια, CEN, ENV 1998-1:2004
10. Εγχειρίδια προγραμμάτων SAP2000, STEELCON