



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΕΛΟΠΟΝΝΗΣΟΥ  
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ  
ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ PUSHOVER  
ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ**

**ΠΑΠΟΥΤΣΗ ANNA-MΑΡΙΑ Α.Μ. 7510  
ΣΙΔΗΡΟΠΟΥΛΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ Α.Μ.7527**

**ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ ΚΑΘΗΓΗΤΕΣ:  
ΚΑΛΑΠΟΔΗΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ  
ΣΤΑΘΑΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ**

**ΠΑΤΡΑ 2024**



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο μελέτης της παρούσας πτυχιακής είναι ο σεισμικός σχεδιασμός και η αποτίμηση της αντοχής μονώροφου βιομηχανικού κτιρίου από χάλυβα, συγκεκριμένα ενός ελαιοτριβείου, με εφαρμογή των Ευρωκωδίκων 0,1,3 και 8. Αρχικά, γίνεται μια αναφορά στις μεταλλικές κατασκευές από χάλυβα κ έπειτα περιγράφεται το υπό μελέτη κτίριο. Αναλύονται οι δράσεις επί της κατασκευής και περιγράφεται η διαδικασία ανάλυσης και διαστασιολόγησης, η οποία έγινε με τη χρήση του προγράμματος SAP2000. Στη συνέχεια, με τη χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk γίνεται ο υπολογισμός των συνδέσεων. Τέλος, παρουσιάζεται η ανάλυση Pushover με τη μέθοδο των μετατοπίσεων και στις δύο κατευθύνσεις x και y καταλήγοντας έτσι στην καμπύλη αντίστασης του μονώροφου φορέα.

## ABSTRACT

The subject of this thesis is the seismic design, the assessment of endurance and the feasibility study of a single-storey industrial steel building, specifically an oil press building, in accordance with Eurocodes 0,1,3 and 8. After a brief report about steel constructions this thesis continues with a description of the reference building. Furthermore, the load case analysis is also presented along with the dimensioning process using the software "SAP2000", in addition to the software "Robot Structural Analysis" by Autodesk that was used for the dimensioning of the connections. Finally, Pushover analysis has been performed.

## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε ιδιαιτέρως τον Δρ. Νικόλαο Σταθά, έκτακτο Διδάσκοντα στη βαθμίδα του Επίκ. Καθηγητή του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστημίου Πελοποννήσου καθώς και τον Δρ. Νικόλαο Καλαπόδη, πρώην έκτακτο Διδάσκοντα στη βαθμίδα του Επίκ. Καθηγητή του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστημίου Πελοποννήσου για την επίβλεψη, την καθοδήγηση καθώς και τη συνεχή υποστήριξή τους καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της πτυχιακής μας εργασίας.

Τέλος, θα θέλαμε να πούμε ένα μεγάλο ευχαριστώ στις οικογένειες μας για τη στήριξη καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μας.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	i
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	iii
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ .....	iv
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ .....	vi
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ .....	vi
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ .....	vii
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ - ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ .....	1
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	1
1.2 Ο ΧΑΛΥΒΑΣ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ.....	2
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ – ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΛΕΤΗΣ.....	4
2.1 ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	4
2.2 ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ .....	5
2.3 ΥΛΙΚΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....	7
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	9
3.1 ΓΕΝΙΚΑ .....	9
3.2 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ .....	9
3.3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	9
3.4 ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ .....	10
3.5 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ.....	13
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ .....	18
4.1 ΓΕΝΙΚΑ .....	18
4.2 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	18
4.3 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ .....	20
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	22

5.1 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ.....	22
5.2 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ.....	23
5.3 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ $q$ .....	25
5.4 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ .....	28
5.5 ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (CAPACITY CURVE).....	29
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	33
6.1 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ .....	33
6.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ.....	33
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	43
7.1 ΣΥΝΔΕΣΗ ΖΥΓΩΜΑΤΩΝ .....	43
7.2 ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ – ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ .....	49
7.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ – ΜΗΚΙΔΑΣ.....	57
7.4 ΕΔΡΑΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ.....	60
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ PUSHOVER .....	69
8.1 ΓΕΝΙΚΑ .....	69
8.2 ΑΝΑΛΥΣΗ .....	70
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	82
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	84

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1 ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ $F_y$ ΚΑΙ ΤΗΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ $F_u$ ΓΙΑ ΕΝ ΘΕΡΜΩ ΕΛΑΤΟΥΣ ΧΑΛΥΒΑ <sup>[24]</sup> .....	8
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΦΟΡΤΙΖΟΜΕΝΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ <sup>[14]</sup> .....	10
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.2 ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ ΓΙΑ ΣΤΕΓΕΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ Η <sup>[5]</sup> .....	10
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.3 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Μ <sup>[23]</sup> .....	11
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4 ΣΥΝΙΣΤΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ $C_e$ ΓΙΑ ΔΙΑΦΟΡΑ ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ <sup>[23]</sup> .....	11
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.5 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ ΣΤΟ ΕΔΑΦΟΣ, $S_k$ , ΣΥΝΑΡΤΗΣΗ ΤΟΥ ΥΨΟΜΕΤΡΟΥ ΓΙΑ ΤΙΣ ΤΡΕΙΣ ΖΩΝΕΣ ΤΗΣ ΕΛΛΑΔΟΣ <sup>[21]</sup> .....	13
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.6 ΧΑΡΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ <sup>[12]</sup> .....	15
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.7 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ $\Gamma_1$ <sup>[11]</sup> .....	16
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.8 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΕΔΑΦΟΥΣ <sup>[11]</sup> .....	17
ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ $\Psi$ <sup>[13]</sup> .....	20
ΠΙΝΑΚΑΣ 5.1 ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΤΙΜΕΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ $Q$ <sup>[13]</sup> .....	28
ΠΙΝΑΚΑΣ 5.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ <sup>[17]</sup> .....	29
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.1 ΤΕΛΙΚΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ .....	42

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

ΣΧΗΜΑ 2.1 ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΦΟΡΕΑ. ....	4
ΣΧΗΜΑ 2.2 Όψη του υπο μελετη φορέα. ....	4
ΣΧΗΜΑ 2.3 Κατοψη του υπο μελετη φορέα. ....	5
ΣΧΗΜΑ 2.4 ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ ΜΕΛΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....	7
ΣΧΗΜΑ 5.1 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΚΑΙ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ <sup>[4]</sup> .....	27
ΣΧΗΜΑ 5.2 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ <sup>[18]</sup> .....	30
ΣΧΗΜΑ 5.3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΗΜΕΙΟΥ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ <sup>[18]</sup>	31
ΣΧΗΜΑ 5.4 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΤΟΥ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟ ΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ <sup>[18]</sup> .....	32
ΣΧΗΜΑ 8.1 ΘΕΣΕΙΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ .....	71
ΣΧΗΜΑ 8.2 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ ΜΕ ΤΙΣ ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΠΟΥ ΕΧΟΥΝ ΑΝΑΠΤΥΧΘΕΙ ΣΤΟ ΒΗΜΑ 7 ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Υ ...	77
ΣΧΗΜΑ 8.3 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ ΜΕ ΤΙΣ ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΠΟΥ ΕΧΟΥΝ ΑΝΑΠΤΥΧΘΕΙ ΣΤΟ ΒΗΜΑ 8 ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Υ ...	77
ΣΧΗΜΑ 8.4 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ ΜΕ ΤΙΣ ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΠΟΥ ΕΧΟΥΝ ΑΝΑΠΤΥΧΘΕΙ ΣΤΟ ΒΗΜΑ 10 ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Υ .	78
ΣΧΗΜΑ 8.5 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ ΜΕ ΤΙΣ ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΠΟΥ ΕΧΟΥΝ ΑΝΑΠΤΥΧΘΕΙ ΣΤΟ ΒΗΜΑ 12 ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Υ .	78
ΣΧΗΜΑ 8.6 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ ΜΕ ΤΙΣ ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΠΟΥ ΕΧΟΥΝ ΑΝΑΠΤΥΧΘΕΙ ΣΤΟ ΒΗΜΑ 4 ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Χ ...	79
ΣΧΗΜΑ 8.7 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ ΜΕ ΤΙΣ ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΠΟΥ ΕΧΟΥΝ ΑΝΑΠΤΥΧΘΕΙ ΣΤΟ ΒΗΜΑ 11 ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Χ .	79
ΣΧΗΜΑ 8.8 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ ΜΕ ΤΙΣ ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΠΟΥ ΕΧΟΥΝ ΑΝΑΠΤΥΧΘΕΙ ΣΤΟ ΒΗΜΑ 12 ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Χ .	80
ΣΧΗΜΑ 8.9 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ ΜΕ ΤΙΣ ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΠΟΥ ΕΧΟΥΝ ΑΝΑΠΤΥΧΘΕΙ ΣΤΟ ΒΗΜΑ 15 ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Χ .	80
ΣΧΗΜΑ 8.10 ΕΜΦΑΝΙΣΗ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Υ .....	81



ΣΧΗΜΑ 8.11 ΕΜΦΑΝΙΣΗ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Χ.....	81
--------------------------------------------------------------------	----

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

ΕΙΚΟΝΑ 1.1 ΦΟΡΕΑΣ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ.....	1
ΕΙΚΟΝΑ 5.1 (Α) ΑΝΕΠΙΘΥΜΗΤΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (Β) ΕΠΙΘΥΜΗΤΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ <sup>[4]</sup> .....	23
ΕΙΚΟΝΑ 6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΝΕΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ .....	34
ΕΙΚΟΝΑ 6.2 ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΚΑΝΝΑΒΟΥ .....	34
ΕΙΚΟΝΑ 6.3 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΟΥ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ .....	35
ΕΙΚΟΝΑ 6.4 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ.....	35
ΕΙΚΟΝΑ 6.5 ΛΙΣΤΑ ΑΥΤΟΜΑΤΗΣ ΕΠΙΛΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΥΠΟΣΤΥΚΩΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ ΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ .....	36
ΕΙΚΟΝΑ 6.6 ΛΙΣΤΑ ΑΥΤΟΜΑΤΗΣ ΕΠΙΛΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΑΜΕΙΒΟΝΤΕΣ ΚΑΤΑ ΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ.....	36
ΕΙΚΟΝΑ 6.7 ΛΙΣΤΑ ΑΥΤΟΜΑΤΗΣ ΕΠΙΛΟΓΗΣ ΓΙΑ ΜΗΚΙΔΕΣ-ΤΕΓΙΔΕΣ-ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ .....	37
ΕΙΚΟΝΑ 6.8 ΣΧΕΔΙΑΣΗ ΜΕΛΟΥΣ .....	37
ΕΙΚΟΝΑ 6.9 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ .....	38
ΕΙΚΟΝΑ 6.10 ΑΠΕΛΕΥΘΕΡΩΣΗ ΡΟΠΩΝ.....	38
ΕΙΚΟΝΑ 6.11 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	39
ΕΙΚΟΝΑ 6.12 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ LOAD PATTERNS .....	39
ΕΙΚΟΝΑ 6.13 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ SNOW .....	40
ΕΙΚΟΝΑ 6.14 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΕΠΙΚΑΛΥΨΗΣ.....	41
ΕΙΚΟΝΑ 6.15 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΚΙΝΗΤΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ .....	41
ΕΙΚΟΝΑ 6.16 ΜΟΡΦΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕΤΑ ΤΗ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ-ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ .....	42
ΕΙΚΟΝΑ 7.1 ΣΥΝΔΕΣΗ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ.....	44
ΕΙΚΟΝΑ 7.2 ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ .....	49
ΕΙΚΟΝΑ 7.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΜΗΚΙΔΑΣ.....	57
ΕΙΚΟΝΑ 7.4 ΈΔΡΑΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ.....	60
ΕΙΚΟΝΑ 8.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ .....	71
ΕΙΚΟΝΑ 8.2 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΖΥΓΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟ.....	72
ΕΙΚΟΝΑ 8.3 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ .....	72
ΕΙΚΟΝΑ 8.4 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ.....	72
ΕΙΚΟΝΑ 8.5 ΟΡΙΣΜΟΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ .....	73
ΕΙΚΟΝΑ 8.6 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ LOAD CASE ΠΟΥ ΠΕΡΙΕΧΕΙ ΤΗΝ ΠΛΕΥΡΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΑΓΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Υ .....	74
ΕΙΚΟΝΑ 8.7 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΟ PUSHOVER_Υ.....	74
ΕΙΚΟΝΑ 8.8 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ LOAD CASE ΠΟΥ ΠΕΡΙΕΧΕΙ ΤΗΝ ΠΛΕΥΡΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΑΓΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Χ.....	75
ΕΙΚΟΝΑ 8.9 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΟ PUSHOVER_Χ.....	75

ΕΙΚΟΝΑ 8.10 ΚΟΜΒΟΣ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗΣ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ .....	76
ΕΙΚΟΝΑ 8.11 ΠΑΡΑΘΥΡΟ ΠΟΥ ΕΜΦΑΝΙΖΕΤΑΙ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ .....	76

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ - ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

### 1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τις τελευταίες δεκαετίες ανεγείρονται όλο και περισσότερες χαλύβδινες κατασκευές, κυρίως βιομηχανικές εγκαταστάσεις, στέγαστρα και αποθήκες. Η προετοιμασία των ολυμπιακών αγώνων της Αθήνας το 2004 είχε καθοριστική επίδραση στην ανάπτυξη μεταλλικών κτιρίων, καθώς χωρίς τη χρήση χάλυβα δε θα ήταν εφικτή η ολοκλήρωση τους εγκαίρως.

Αντικείμενο της παρούσας πτυχιακής εργασίας είναι η μελέτη (ανάλυση και διαστασιολόγηση) ενός μονώροφου μεταλλικού κτιρίου βιομηχανικής χρήσης. Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος στατικών και δυναμικών αναλύσεων ηλεκτρονικού υπολογιστή SAP2000 και βασίστηκε στους Ευρωκώδικες:

EN 1990 Ευρωκώδικας 0 : Βασικές αρχές σχεδιασμού

EN 1991 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις στις κατασκευές

EN 1993 Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα

EN 1998 Ευρωκώδικας 8: Σχεδιασμός αντισεισμικών κατασκευών

Οι κανονισμοί για τους Ευρωκώδικες αναγνωρίζουν την ευθύνη που έχουν οι ελεγκτικοί μηχανισμοί σε κάθε Κράτος Μέλος και έχουν διασφαλίσει το δικαίωμά του να καθορίζουν τιμές σχετικές με ρυθμιστικά θέματα ασφαλείας σε εθνικό επίπεδο όπου αυτές συνεχίζουν να διαφέρουν από Κράτος σε Κράτος.



*Εικόνα 1.1 Φορέας από χάλυβα.*

## 1.2 Ο ΧΑΛΥΒΑΣ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων κτιριακών και λοιπών έργων. Είναι κράμα με βασικό συστατικό το σίδηρο ( Fe ) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία, όπως Άνθρακας ( C ), Μαγγάνιο ( Mn ), Πυρίτιο ( Si ), Νικέλιο ( Ni ), Χαλκός ( Cu ), Χρώμιο ( Cr ), Μολυβδαίνιο ( Mo ), Βανάδιο ( V ), Ζιρκόνιο ( Zr ), Θείο ( S ), Φώσφορος ( P ), ορισμένα εκ των οποίων είναι ανεπιθύμητα, επειδή επηρεάζουν δυσμενώς κάποια χαρακτηριστικά του χάλυβα.

Η ποσοστιαία συμμετοχή των στοιχείων αυτών προσδιορίζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα (αντοχή, συγκολλησιμότητα, ευαισθησία στη διάβρωση, ολκιμότητα), μικρή δε μεταβολή της αναλογίας αυτής οδηγεί στη δημιουργία άλλου είδους χάλυβα. Έτσι, αναφορικά με την περιεκτικότητα σε άνθρακα, που είναι από τα κυριότερα συστατικά του χάλυβα, αυτή ποικίλει από 0,15% έως 1,70%, οι συνήθεις δε δομικοί χάλυβες έχουν περιεκτικότητα σε άνθρακα μεταξύ 0,15% και 0,29%.

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

- Ο υψηλός συντελεστής θερμικής διαστολής
- Η μεγάλη θερμική αγωγιμότητα
- Η ελατότητα (δηλαδή η δυνατότητα μορφοποίησης του σε επίπεδα ελάσματα)
- Η ολκιμότητα (δηλαδή η δυνατότητα μορφοποίησης του 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 ( $E=2.1 \times 10^5$  MPa)

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

Κάποια από τα πλεονεκτήματα που προσφέρει ο χάλυβας ως κύριο δομικό υλικό σε ένα κτίριο το οποίο προορίζεται ειδικά για βιομηχανική χρήση είναι τα εξής:

1. Το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και σεισμικές δυνάμεις,
2. Η ταχύτητα κατασκευής.
3. Το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του.
4. Η επισκευασιμότητά του καθώς και η δυνατότητα τροποποίησης και ενίσχυσης υπάρχουσας κατασκευής.
5. Δυνατότητα κατασκευής μεγάλων ανοιγμάτων
6. Αντισεισμική προστασία κυρίως χάρη στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα
7. Φιλικά προς το Περιβάλλον. Ο χάλυβας είναι 100% ανακυκλώσιμος. Τα προγράμματα ανακύκλωσης του χάλυβα διαφυλάσσουν τους φυσικούς πόρους και ελαττώνουν σημαντικά την παραγωγή αποβλήτων. Επίσης, μεγάλο μέρος των κατασκευών, γίνονται σε κλειστό χώρο. Αυτό συνεπάγεται μείωση της ρύπανσης προς το περιβάλλον, μείωση ή ελαχιστοποίηση της ηχορύπανσης

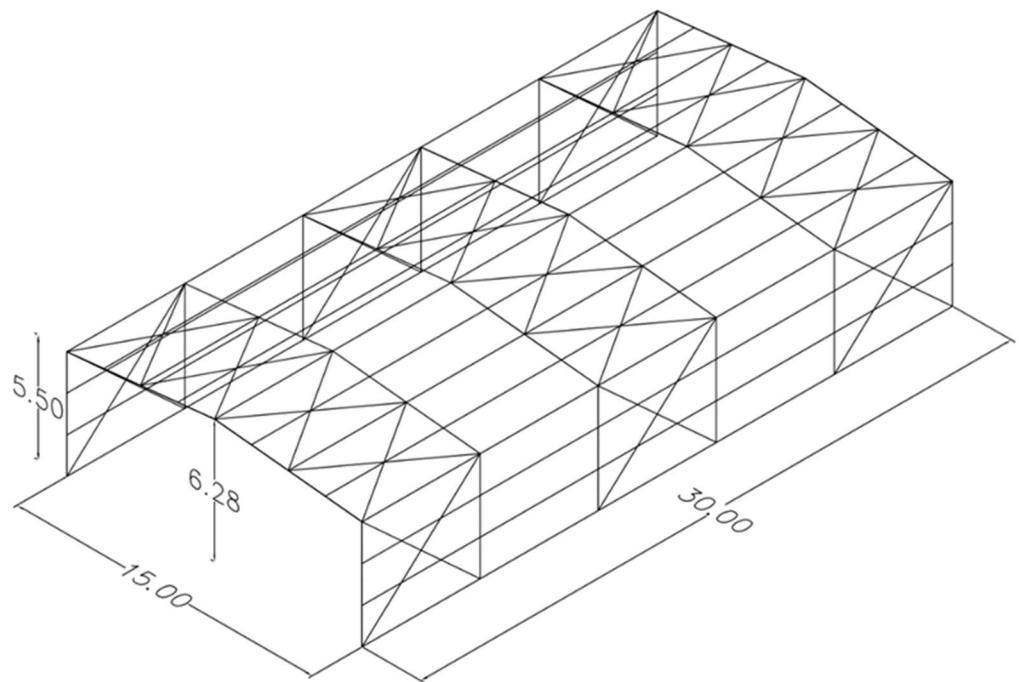
Έναντι των ανωτέρω, υπάρχουν και ορισμένα μειονεκτήματα τα οποία συνοψίζονται παρακάτω:

1. Η ευαισθησία στη διάβρωση και την πυρκαγιά,
2. Η απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού.
3. Ειδικός υπολογισμός συνδέσεων.

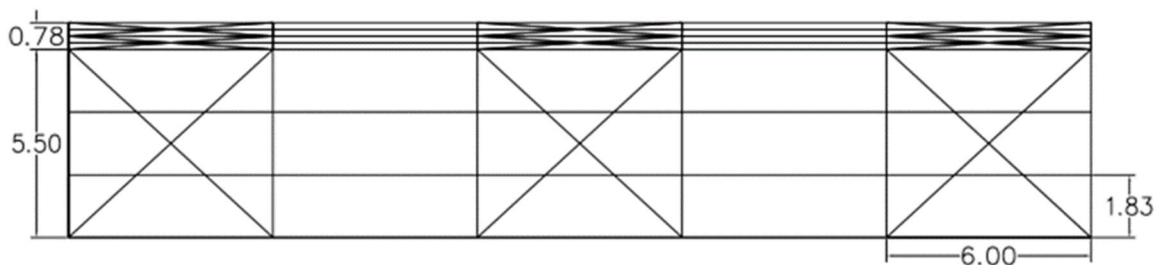
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ – ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΛΕΤΗΣ

### 2.1 ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

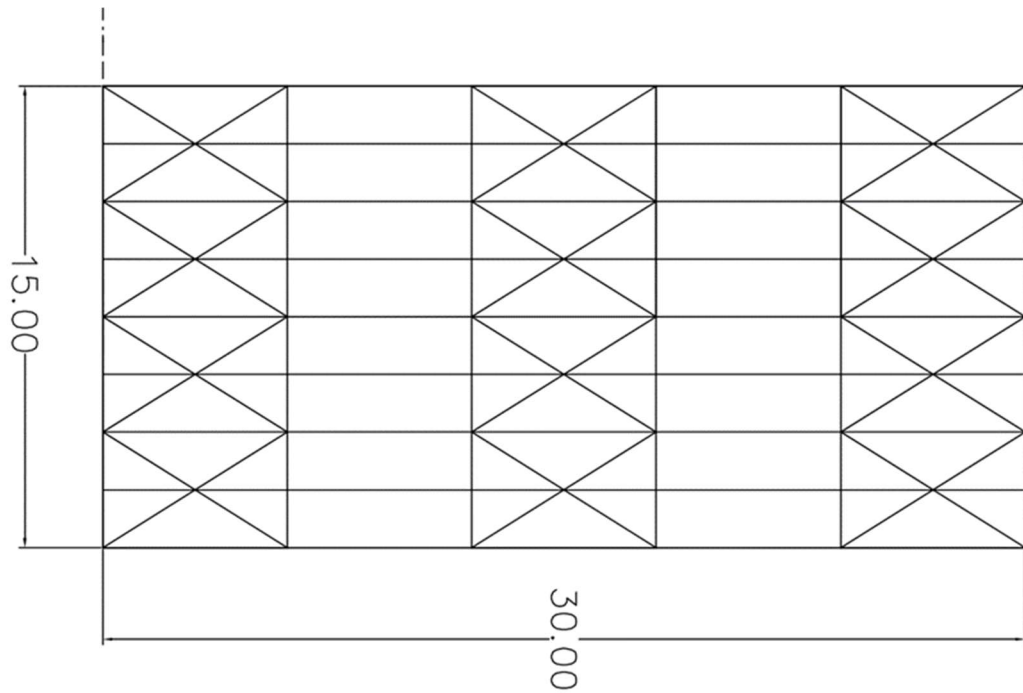
Η παρούσα πτυχιακή εργασία έχει ως αντικείμενο τη διαστασιολόγηση και τη στατική μελέτη ενός μονώροφου ελαιοτριβείου μεταλλικής κατασκευής που πρόκειται να κατασκευαστεί στην περιοχή της Καλαμάτας. Πιο συγκεκριμένα, το ελαιοτριβείο έχει ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων (15x30)m και αποτελείται από 6 κύριους φορείς - πλαίσια ανά 6m. Το μέγιστο ύψος του κτιρίου είναι 6,28m και η στέγη είναι δίρριχη με κλίση 6°.



Σχήμα 2.1 Τρισδιάστατη απεικόνιση του υπό μελέτη φορέα.



Σχήμα 2.2 Όψη του υπό μελέτη φορέα.



Σχήμα 2.3 Κάτοψη του υπό μελέτη φορέα.

## 2.2 ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

### i. Κύριοι φορείς:

Οι **κύριοι φορείς** είναι συνήθως πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν τη δυνατότητα παραλαβής κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (ανέμου, σεισμού). Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών πρέπει να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών.

Όπως προαναφέρθηκε, το συγκεκριμένο κτίριο αποτελείται από 6 πλαίσια ανά 6m, τα οποία αποτελούνται από υποστυλώματα και ζύγωμα με κλίση 6°. Επιλέχθηκαν διατομές **HEB** για υποστυλώματα και **IPE** για αμείβοντες. Από ανάλυση προέκυψαν οι βέλτιστες διατομές **HEB360** και διατομές **IPE270**.

### ii. Τεγίδες:

Οι **τεγίδες** είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως τα βάρη των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατόν από τις τεγίδες να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου ή ο σκελετός ψευδοροφής. Οι τεγίδες διατάσσονται, κατά κανόνα, ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις. Οι τεγίδες του κτιρίου είναι διατεταγμένες ανά 1.88m και οι διατομές που επιλέχθηκαν είναι **IPE140**.

iii. Μηκίδες:

Οι **μηκίδες** είναι οριζόντιες δοκοί που τοποθετούνται, ανά αποστάσεις, σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Κύρια φόρτιση για τις μηκίδες είναι η ανεμοπίεση. Οι μηκίδες του κτιρίου είναι διατεταγμένες ανά 1.83m και οι διατομές που επιλέχθηκαν είναι **IPE140**.

iv. Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας:

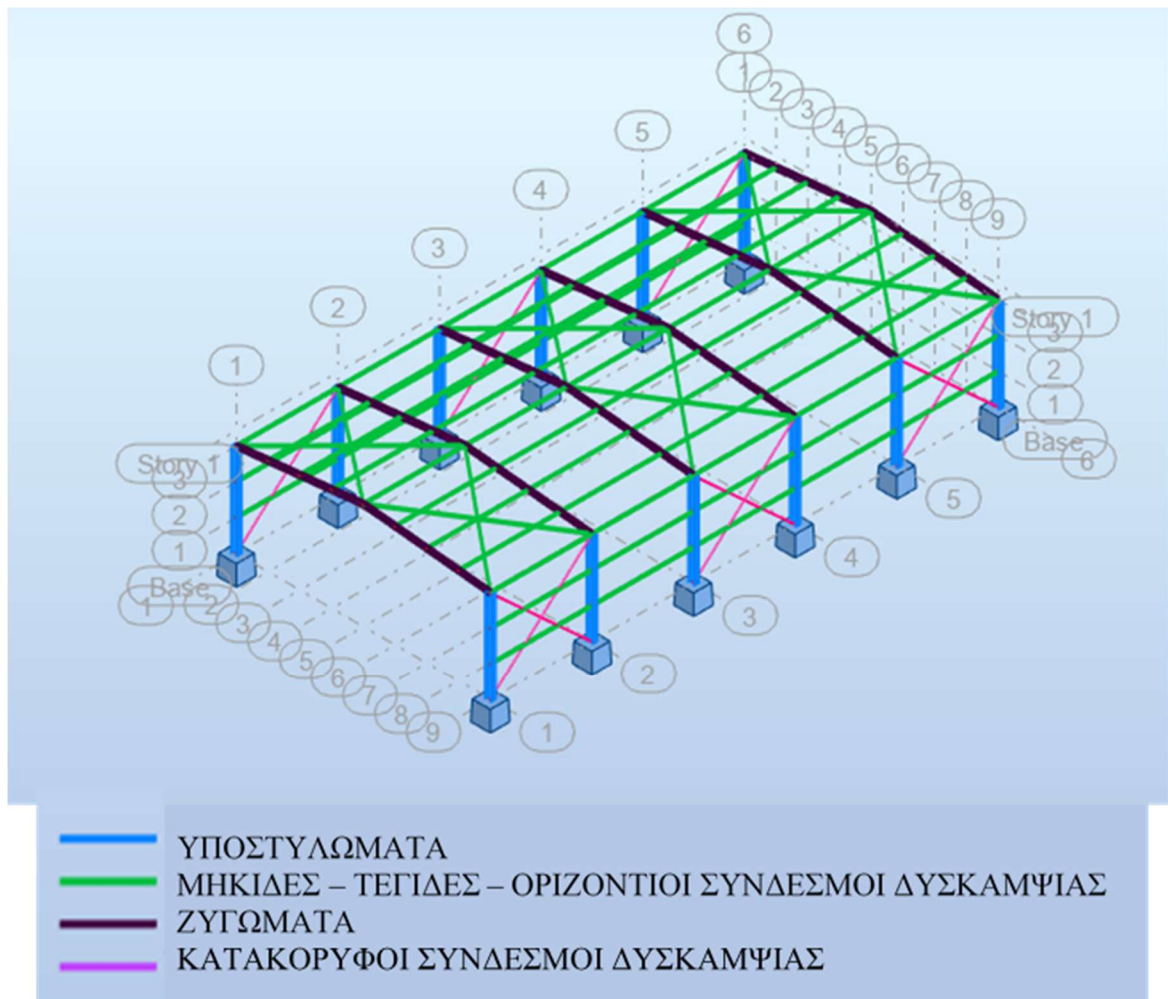
Οι **οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας** είναι κατά κανόνα δικτυωτοί φορείς που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγμάτων των πλαισίων και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων, ορισμένες τεγίδες και πρόσθετες διαγώνιες ράβδους. Σκοπός των επιμέρους αυτών φορέων είναι η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων, που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης καθέτως προς τα επίπεδα των κυρίων φορέων, στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Για τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέχθηκαν διατομές **IPE140**.

v. Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας:

Οι **κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας** είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί, διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνουν από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνίσταται να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα, στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι. Για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέχθηκαν διατομές **CHS88.9\*3.2** (TUBO-D88.9\*3.2).

Οι βέλτιστες διατομές που επιλέχθηκαν παραπάνω προέκυψαν ύστερα από ανάλυση και θα αναφερθούμε περαιτέρω σε επόμενο κεφάλαιο.





Σχήμα 2.4 Απεικόνιση μελών κατασκευής

### 2.3 ΥΛΙΚΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε για όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας **S275**.

Οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y$  και θραύσης  $f_u$  για εν θερμό ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1 (Πίνακας 2.1).

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>EN 10025-2</b>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
<b>EN 10025-3</b>				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
<b>EN 10025-4</b>				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
<b>EN 10025-5</b>				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
<b>EN 10025-6</b>				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Πίνακας 2.1 Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής  $f_y$  και της οριακής εφελκυστικής αντοχής  $f_u$  για εν θερμό ελατούς χάλυβα.<sup>[24]</sup>

Οι παράμετροι του υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες, οι οποίοι δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10025 του Ευρωκώδικα 3, πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

–μέτρο ελαστικότητας: **E=210000MPa**

–μέτρο διάτμησης: **G=E/[2(1+ν)]=81000MPa**

–λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: **ν=0,3**

–συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής: **α=12 x 10-6 (για T < 1000°C)**

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3:ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

### 3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις (φορτία) και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος για τη χρήση για την οποία προορίζεται σε όλη τη διάρκεια αυτή.

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να είναι επαρκής ως προς την:

- Αντοχή
- λειτουργικότητα και
- ανθεκτικότητα.

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που ασκούνται σε μία κατασκευή ή μέλος αυτής, δεν είναι πάντοτε δυνατή με ακρίβεια. Ακόμα και αν η φόρτιση είναι γνωστή σε κάποια θέση μίας κατασκευής, η κατανομή αυτής σε διάφορα μέλη της καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις. Φορτία και δυνάμεις, που δρουν σε μια κατασκευή, διακρίνονται σε δυο βασικές κατηγορίες: Τα μόνιμα (dead loads) και τα κινητά φορτία ή δυνάμεις (live loads and forces). Φορτία διαφόρων κατηγοριών μπορούν να δρουν συνδυαστικά όπου ο υπολογισμός γίνεται με τη μέθοδο των οριακών καταστάσεων.

### 3.2 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

Το μόνιμο φορτίο (dead load) είναι ένα σταθερής θέσης φορτίο βαρύτητας, διότι ενεργεί συνεχώς επί μιας κατασκευής εν λειτουργία με κατεύθυνση το κέντρο της γης, δηλαδή είναι στατικό φορτίο. Στο μόνιμο φορτίο περιλαμβάνεται το ίδιο βάρος της κατασκευής και τα συνεχώς επ' αυτής φερόμενα στοιχεία κατά τη διάρκεια ζωής της (π.χ. εξαρτήματα, μονώσεις, επιστρώσεις, τοίχοι κτλ.)

Ως τιμές των μόνιμων δράσεων, οι οποίες και πρόκειται να δράσουν στον φορέα και θα εισαχθούν στο στατικό μας προσομοίωμα θα είναι οι κάτωθι:

Ίδιο βάρος χάλυβα:  $\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$

Επικαλύψεις:  $g=0.18 \text{ kN/m}^2$  (Η τιμή αυτή έχει ληφθεί από κατασκευαστικές προδιαγραφές [28] )

### 3.3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ

Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο (δυσμενείς φορτίσεις). Τα κινητά φορτία αποτελούνται μόνο από τα κατακόρυφα φορτία που δρουν στην στέγη.

Οι στέγες σύμφωνα με τον EN1991-1-1 κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την προσβασιμότητά τους, όπως φαίνεται στον πίνακα 3.1

ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΦΟΡΤΙΖΟΜΕΝΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ	ΣΥΓΚΕΚΡΙΜΕΝΗ ΧΡΗΣΗ
<b>H</b>	Στέγες <b>μη-προσβάσιμες</b> παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
<b>I</b>	Στέγες <b>προσβάσιμες</b> για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D
<b>K</b>	Στέγες προσβάσιμες για <b>ειδικές χρήσεις</b> , όπως ελικοδρόμια.

Πίνακας 3.1 Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών <sup>[14]</sup>

Η οροφή του μεταλλικού κτιρίου που μελετάμε ανήκει στην κατηγορία **H** (στέγες μη προσβάσιμες).

Τα επιβαλλόμενα φορτία για τις στέγες της κατηγορίας H συνοψίζονται στον πίνακα 3.2.

Στέγη	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Κατηγορία H</b>	<b>0.00-1.00</b>	<b>0.90-1.50</b>

Πίνακας 3.2 Επιβαλλόμενα φορτία για στέγες κατηγορίας H <sup>[5]</sup>

Στο στατικό προσομοίωμα επιλέχθηκε ως επιβαλλόμενο φορτίο  $q=0.5 \text{ kN/m}^2$ , προτεινόμενη τιμή του Εθνικού Προσαρτήματος, θεωρώντας ότι δρα στους αμείβοντες. Επομένως, το φορτίο Q προκύπτει ίσο με **3 kN/m**.

### 3.4 ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ

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

Το χιόνι χαρακτηρίζεται ως μια στατική δράση, μεταβλητή ως προς το χρόνο αλλά σταθερή ως προς το χώρο. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μια στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ.) του έργου, ενώ η πυκνότητά του μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσής του στη συγκεκριμένη θέση.

Το φορτίο χιονιού στην στέγη,  $s$ , βάσει τον EN1991-1-3, προκύπτει από το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος,  $s_k$ , (σε  $\text{KPa}^{[3]}$ ) και το οποίο τροποποιείται με μια σειρά συντελεστών οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη τους:

- τη διαφοροποίηση του φορτίου από το έδαφος στην στέγη (συντελεστής σχήματος,  $\mu$ ),

Γωνία κλίσης της στέγης $\alpha$ (°)	Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού $\mu_1$	Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού $\mu_2$
$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	0,8	0,8
$15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	0,8	$0,8+0,6(\alpha-15)/30$
$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$0,8(60-\alpha)/30$	$1,1(60-\alpha)/30$
$\alpha \geq 60^\circ$	0,0	0,0

Πίνακας 3.3 Συντελεστής  $\mu$  <sup>[23]</sup>

- την έκθεση της στέγης στα καιρικά φαινόμενα (συντελεστής έκθεσης,  $C_e$ ) και

Συνθήκες έκθεσης της κατασκευής	$C_e$
Κανονικές συνθήκες	1.00
Ισχυροί άνεμοι	0.80
Προστατευμένες κατασκευές	1.20

Πίνακας 3.4 Συνιστώμενες τιμές του  $C_e$  για διάφορα τοπογραφικά χαρακτηριστικά <sup>[23]</sup>

- την επίδραση της θερμοκρασίας στην συσσώρευση του χιονιού στην στέγη (θερμικός συντελεστής,  $C_t$ ). Ο θερμικός συντελεστής λαμβάνεται γενικώς ίσος με την μονάδα:  $C_t=1$ .

Είναι δηλαδή:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

Το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος,  $s_k$ , εξαρτάται από την γεωγραφική θέση και το υψόμετρο της περιοχής σύμφωνα με τον EN1991-1-3.

Οι τρεις ζώνες στις οποίες χωρίζεται η Χώρα είναι οι εξής:

~ Ζώνη Α: Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας

~ Ζώνη Γ: Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια

~ Ζώνη Β: Υπόλοιπη Χώρα

Επειδή το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος εξαρτάται, με παραβολικό τρόπο, και από το υψόμετρο της περιοχής, δίνεται η σχέση μεταβολής του χαρακτηριστικού φορτίου συναρτήσει του υψομέτρου.

Η σχέση που προέκυψε για την Ελλάδα είναι:

$$s_k = (0,420 \cdot Z - 0,030) \left[ 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right]$$

Όπου:

A: το υψόμετρο της περιοχής σε m, στην προκειμένη περίπτωση A=21m

Z: αριθμός που παίρνει τις τιμές 1, 2 και 4 για τις τρεις ζώνες Α, Β και Γ αντίστοιχα.

Μιας και το ελαιοτριβείο θα χτιστεί στην Καλαμάτα, βρισκόμαστε στη **Ζώνη Α**. Επομένως, έχουμε **Z=1**.

Στο Εθνικό Προσάρτημα η παραπάνω σχέση απλοποιήθηκε ως εξής:

$$s_k = s_{k,0} \left[ 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right]$$

Όπου:

$s_{k,0}$  το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος στην στάθμη της θάλασσας και το οποίο παίρνει τις τιμές 0.4, 0.8 και 1.7kPa για τις τρεις ζώνες Α, Β και Γ αντίστοιχα.

Συγκεκριμένα, εμείς έχουμε  $s_{k,0}=0.4 \text{ KN/m}^2$

Υψόμετρο A (m)		Ζώνη A	Ζώνη B	Ζώνη Γ
από	έως			
0	100	0.40	0.81	1.72
100	200	0.42	0.84	1.78
200	300	0.44	0.89	1.88
300	400	0.48	0.95	2.02
400	500	0.52	1.04	2.21
500	600	0.57	1.14	2.43
600	700	0.63	1.27	2.69
700	800	0.70	1.41	2.99
800	900	0.79	1.57	3.34
900	1000	0.88	1.75	3.72
1000	1100	0.98	1.95	Απαιτείται Ειδική μελέτη
1100	1200	1.08	2.17	
1200	1300	1.20	2.41	
1300	1400	1.33	2.66	
1400	1500	0.40	0.80	
1500	Και άνω	Δεν καλύπτεται από τον Ευρωκώδικα		

Πίνακας 3.5 Χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος,  $s_k$ , συνάρτηση του υψομέτρου για τις τρεις ζώνες της Ελλάδος [21]

Άρα:

$$s = \mu_i C_e C_{ts} s_k = 0.8 * 1 * 1 * 0.4 \Rightarrow s = 0.32 \text{ KN/m}^2$$

### 3.5 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Αναλυτικότερα, τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος επιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους. Επομένως, είναι πολύ σημαντικό να ξεκαθαριστεί ότι ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου πρόσημου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Αναφερόμενοι στις αναπτυσσόμενες αδρανειακές δυνάμεις εννοούμε ουσιαστικά τις δυνάμεις εκείνες οι οποίες τείνουν να διατηρήσουν την αρχική κατάσταση της κατασκευής έναντι της εναλλασσόμενης κίνησης εδάφους στο οποίο αυτή εδράζεται. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

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

καλύπτονται τα λεγόμενα έργα «κανονικού κινδύνου», δηλαδή έργα των οποίων η ενδεχόμενη βλάβη περιορίζεται στο ίδιο το έργο, στο περιερχόμενο του και στην άμεση γειτονία του.

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

Εφόσον, η σεισμική δόνηση για την οποία γίνεται η μελέτη μιας κατασκευής έχει μικρή πιθανότητα να συμβεί κατά τη διάρκεια της ζωής της, θα ήταν αντισυμβαλλόμενο να σχεδιαστεί έτσι ώστε να μην πάθει καμία ζημιά (δηλαδή να συμπεριφερθεί ελαστικά) όταν συμβεί αυτός ο σεισμός και να μην εκμεταλλευτεί η ικανότητά της να μπορεί να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή χωρίς να χάνει την αντοχή και την δυσκαμψία της. Με άλλα λόγια, είναι περισσότερο οικονομικό η κατασκευή να πάθει κάποιες μικρές ζημιές εάν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού, οι οποίες θα επισκευαστούν μετά το σεισμό, παρά να κατασκευαστεί εξ αρχής τόσο ισχυρή ώστε να μπορεί να ανταπεξέλθει σε αυτό το σεισμό χωρίς καθόλου ζημιές. Φυσικά, πρέπει να ληφθούν κατάλληλα μέτρα ώστε οι ζημιές να είναι ελεγχόμενες και επισκευάσιμες. Αυτή η φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού, η οποία έχει υιοθετηθεί από όλους τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, διέπεται από τις παρακάτω βασικές αρχές:

- Σε μικρούς σεισμούς, η κατασκευή πρέπει να μην υποστεί ζημιές (ελαστική συμπεριφορά).
- Σε μεγάλους σεισμούς με μικρή πιθανότητα να συμβούν στη χρήσιμη ζωή του έργου, η κατασκευή επιτρέπεται να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή και επομένως να υποστεί ζημιές. Οι ζημιές αυτές πρέπει να είναι περιορισμένης έκτασης και επιδιορθώσιμες.
- Πρέπει να εξασφαλιστεί ότι δεν θα υπάρξει κανένας κίνδυνος κατάρρευσης. Για το λόγο αυτό πρέπει να αποκλειστούν μορφές αστοχίας που εγκυμονούν κίνδυνο κατάρρευσης, όπως ο σχηματισμός μαλακού ορόφου (μηχανισμός κατάρρευσης) και ψαθυρές μορφές αστοχίας (π.χ. διατμητική αστοχία).

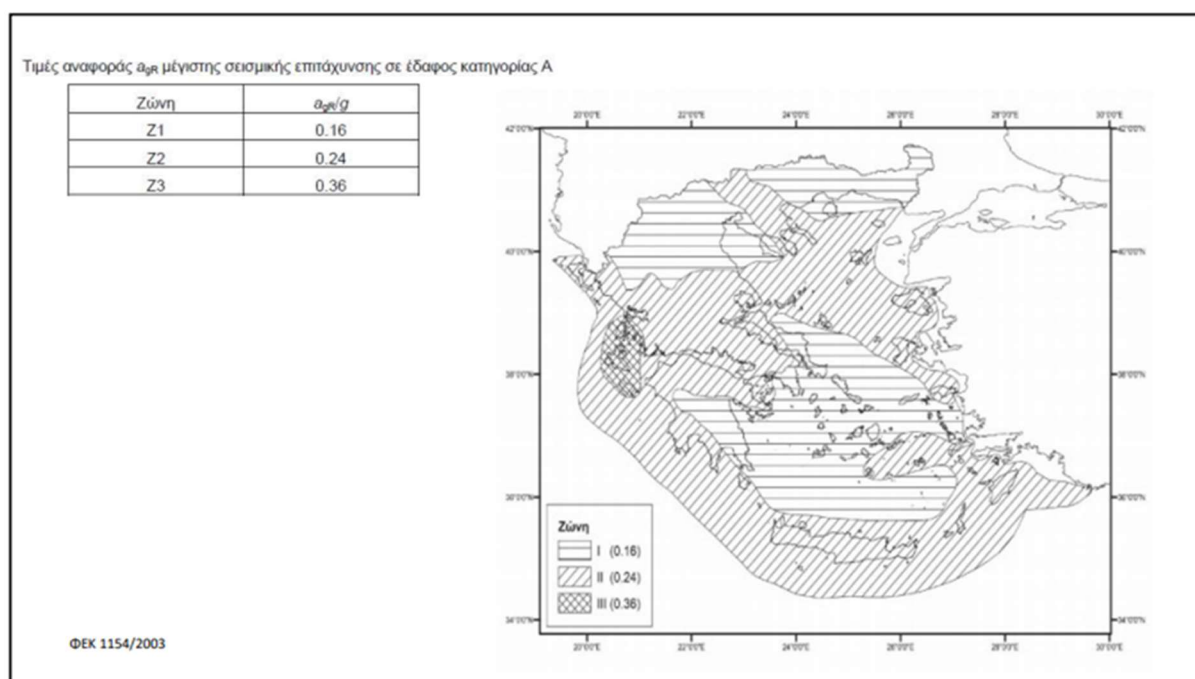


### 3.5.1 ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΜΕΓΙΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ

Βασική παράμετρο του Αντισεισμικού Κανονισμού αποτελούν οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, δηλαδή η ένταση των σεισμικών δονήσεων με βάση την οποία σχεδιάζονται οι κατασκευές σε κάθε περιοχή. Οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού των κατασκευών εξαρτώνται από τη σεισμική επικινδυνότητα κάθε περιοχής. Συγκεκριμένα η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I έως III) των οποίων τα όρια και οι τιμές τους καθορίζονται στο χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000. Γι αυτό το λόγο αποτελεί αναπόσπαστο τμήμα του Αντισεισμικού Κανονισμού.

Οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους του Πίνακα 3.6 εκτιμάται, σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, ότι έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

Ευρισκόμενοι στη Ζώνη II έχουμε  $a_{gR}=0.24$



Πίνακας 3.6 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας <sup>[12]</sup>

### 3.5.2 ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

Η εδαφική επιτάχυνση κλιμακώνεται μέσα στην ίδια τη ζώνη ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων, μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$ , ο οποίος εκφράζει μικρότερες ή μεγαλύτερες απαιτήσεις απόκρισης. Σύμφωνα, λοιπόν, με τον αντισεισμικό κανονισμό (ΕΑΚ 2000) υπάρχουν τέσσερις κατηγορίες που αναλύονται στη συνέχεια (πίνακας 3.7). Ο καταμερισμός των χρήσεων σε αυτές τις κατηγορίες γίνεται ανάλογα με τον κίνδυνο

που συνεπάγεται για τον άνθρωπο καθώς και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή λειτουργίας τους.

Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια		
Κατηγορία σπουδαιότητας	$\gamma_i$	Περιγραφή
I	0.80	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	1.00	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	1.20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1.40	Κτίρια 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.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας $\gamma_i$	0.80	1.00	1.20	1.40

Πίνακας 3.7 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων και συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_i$  <sup>[11]</sup>

### 3.5.3 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ

Στον EC8 προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E ανάλογα με τη στρωματογραφία και τις παραμέτρους που περιγράφονται παρακάτω (πίνακας 3.8). Υπάρχουν και δύο ειδικές κατηγορίες εδαφών, οι S<sub>1</sub> και S<sub>2</sub>, για τις οποίες απαιτούνται ειδικές μελέτες για τον καθορισμό των σεισμικών δράσεων. Στην πτυχιακή αυτή θεωρήθηκε κατηγορία εδάφους D.

**Κατάταξη εδαφών**

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$	$N_{SPT}$	$c_u$ (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού	> 800	–	–
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	360 - 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων	180 - 360	15 - 50	70 - 250
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	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές $v_s$ κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s			
S <sub>1</sub>	Αποθέσεις που αποτελούνται ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ( $PI > 40$ ) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S <sub>2</sub>	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S <sub>1</sub>			

Πίνακας 3.8 Κατηγορίες εδάφους [11]

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

### 4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σ' αυτήν. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ), συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Γίνεται διάκριση μεταξύ οριακών καταστάσεων αστοχίας (Ο.Κ.Α.) και των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.). Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς ενεργούν ταυτόχρονα.

Οι σχετικές καταστάσεις σχεδιασμού θα πρέπει να επιλέγονται σε συνάρτηση με τις συνθήκες υπό τις οποίες η φέρουσα κατασκευή καλείται να επιτελέσει τη λειτουργία της, διακρίνονται δε στις εξής:

- Με διάρκεια (persistent), οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
- Παροδικές (transient), οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή της επισκευής του.
- Τυχηματικές (accidental), οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές περιπτώσεις συνθηκών οι οποίες αφορούν στον φορέα ή στην έκθεσή του, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή οι συνέπειες τοπικής αστοχίας.
- Έναντι σεισμού (seismic), οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στον φορέα, όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά συμβάντα.

### 4.2 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Αυτές σχετίζονται εξ ορισμού με την ασφάλεια των ανθρώπων και/ή την ασφάλεια του φορέα, υπό ορισμένες δε συνθήκες, και αυτές που αφορούν την προστασία των περιεχομένων.

Θα ελέγχονται, εφόσον βέβαια έχουν εφαρμογή, οι ακόλουθες Ο.Κ.Α.

- απώλεια ισορροπίας του θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, όπου ως κρίσιμοι παράγοντες αναδεικνύονται μικρές διακυμάνσεις στην τιμή ή στη χωρική κατανομή των δράσεων ενιαίας προέλευσης, ενώ δεν είναι κρίσιμη η αντοχή/αντίσταση των υλικών

- καθαυτή δομική αστοχία, λόγω υπερβάλλουσας παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του σε μηχανισμό, θραύσης, απώλειας ευστάθειας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, συμπεριλαμβανομένων των στηρίξεων και των θεμελίων, όπου κρίσιμη αναδεικνύεται η αντοχή/αντίσταση των υλικών (ή του εδάφους, αντίστοιχα)

- αστοχία η οποία προκαλείται από κόπωση ή άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται από το χρόνο.

#### 4.2.1 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΥΝΔΥΑΣΜΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Οι συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και είναι οι εξής:

(α) Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

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

(β) Για τυχηματικές καταστάσεις

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

(γ) Για καταστάσεις σεισμού

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

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών συνδυασμού  $\psi_i$ , που ορίζει το Εθνικό Προσάρτημα και οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi_i$  του φορτίου χιονιού S, του ανέμου W και του επιβαλλόμενου φορτίου q που δρουν σε μια κατασκευή δίνονται στον πίνακα 4.1.

Δράσεις	$\psi^0$	$\psi^1$	$\psi^2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία Ε: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρους οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρους οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία Η: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός-πυρκαϊάς) σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Πίνακας 4.1 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi$  <sup>[13]</sup>

### 4.3 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Πρόκειται για τις οριακές καταστάσεις, οι οποίες αφορούν:

- τη λειτουργία ενός φορέα ή ενός δομικού μέλους υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης
- την άνεση των ανθρώπων
- την εξωτερική εμφάνιση των κατασκευών (σε σχέση με τη λειτουργικότητα, λ.χ. ρηγματώσεις, αισθητά βέλη)

Στην πράξη ο έλεγχος των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας (σε σχέση πάντα με τα προαναφερόμενα) θα αφορά :

- τις παραμορφώσεις
- τις δονήσεις και ταλαντώσεις
- βλάβες (όπως η ρηγμάτωση)

#### 4.3.1 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΥΝΔΥΑΣΜΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Οι συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας καθορίζονται

σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 (§ 6.5.3) και είναι οι εξής:

α) Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

β) Συχνός συνδυασμός

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

Χρησιμοποιείται για αναστρέψιμες οριακές καταστάσεις

γ) Οιονεί – μόνιμος συνδυασμός

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

Χρησιμοποιείται για μακροχρόνιες επιδράσεις και για την εμφάνιση του φορέα

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών συνδυασμού  $\psi_i$ , που ορίζει το Εθνικό Προσάρτημα, δίνονται στον πίνακα 4.1.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός αναφέρεται στο σχεδιασμό κατασκευών ικανών να ανθίστανται επαρκώς σε σεισμικές διεγέρσεις με σκοπό τη μεγιστοποίηση της ασφάλειας των ανθρώπων. Κάθε κατασκευή είναι ξεχωριστή λόγω της περιοχής, της γεωλογίας του εδάφους αλλά και γεωμετρικών και σχεδιαστικών χαρακτηριστικών του κτιρίου.

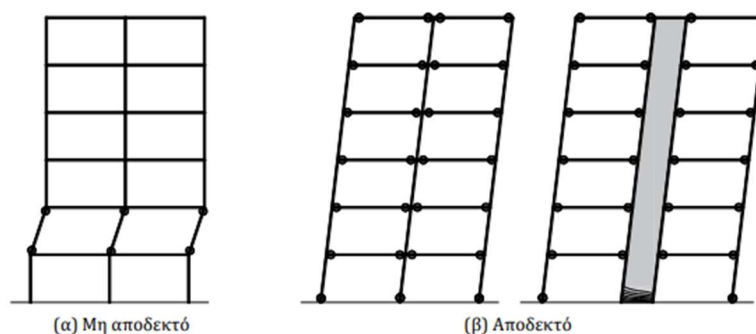
Τα τελευταία έτη ενσωματώνονται αρχές και διατάξεις του Ευρωπαϊκού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ευρωκώδικας 8 – Αντισεισμικός Σχεδιασμός) στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ 2000), ο οποίος έχει ως στόχο να βελτιώσει την ασφάλεια των κτιρίων υπό ανέγερση. Σύμφωνα με αυτόν, η διαχείριση της σεισμικής κρίσης ενός μεγάλου και καταστροφικού σεισμού αφορά όχι μόνο το κάθε κτίριο μεμονωμένα αλλά το σύνολο του δομημένου περιβάλλοντος που έχει οικοδομηθεί σε διαφορετικές χρονικές περιόδους με διαφορετικούς κανονισμούς, ή και χωρίς κανένα κανονισμό.

### 5.1 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

Ένας από τους βασικούς κανόνες της φιλοσοφίας αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η αποφυγή του κινδύνου μερικής ή ολικής κατάρρευσης ακόμη και εάν συμβεί σεισμός μεγαλύτερος του σεισμού σχεδιασμού. Για να εξασφαλιστεί αυτό απαιτείται να ικανοποιούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- Η μετελαστική απόκριση της κατασκευής πρέπει να έχει πλάστιμη μορφή. Αυτό εξασφαλίζεται με κατάλληλη όπλιση των διατομών στις οποίες προβλέπεται να συμβούν πλαστικές αρθρώσεις, κυρίως μέσω κατάλληλου οπλισμού περίσφιγξης.
- Οι πλαστικές αρθρώσεις πρέπει να κατανέμονται σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερο πλήθος φερόντων στοιχείων. Αυτό εξασφαλίζεται με σωστή κατανομή των δυσκαμψιών.
- Αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας όπως είναι η αστοχία σε διάτμηση. Αυτό εξασφαλίζεται μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού έναντι τέμνουσας.
- Αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου, δηλαδή συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων του μαλακού ορόφου (Εικόνα 5.1). Αυτό εξασφαλίζεται μέσω του ικανοτικού ελέγχου κόμβων.





Εικόνα 5.1 (α) Ανεπιθύμητη μορφή αστοχίας (β) Επιθυμητή κατανομή πλαστικών αρθρώσεων<sup>[4]</sup>

Με τον όρο ικανοτικές δράσεις νοούνται οι δράσεις που αντιστοιχούν στις συνθήκες ισορροπίας, όταν στις θέσεις που προβλέπεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται ροπή ίση με το υπολογιστικό άνω όριο της ροπής αντοχής της διατομής, λαμβανομένου υπόψη του πραγματικού οπλισμού και της υπεραντοχής. Δηλαδή, η ικανοτική ένταση αντιστοιχεί στη μέγιστη ένταση που μπορεί να αναπτυχθεί στην κατασκευή για ελαστοπλαστική συμπεριφορά, με την παραδοχή ότι στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων έχει εξαντληθεί η αντοχή των διατομών.

## 5.2 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ

Η πλαστιμότητα εκφράζει την ευκολία παραμόρφωσης του φορέα χωρίς μεγάλη μείωση της αντοχής του. Σύμφωνα με τον αντισεισμικό σχεδιασμό λοιπόν, οι κατασκευές επιτρέπεται να διαρρεύσουν αν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού, αλλά θα πρέπει οι βλάβες που θα υποστούν να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες. Να παραμορφωθούν πλαστικά και έτσι ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας να καταναλωθεί σαν έργο πλαστικής παραμόρφωσης. Το πόσο μεγάλες βλάβες θα υποστεί η κατασκευή εξαρτάται από το πόσο πολύ θα παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή. Αυτό εξαρτάται από το πόσο πολύ μεγαλύτερη είναι η μέγιστη ανελαστική μετακίνηση  $d_m$  που θα αναπτυχθεί σε σύγκριση με τη μετακίνηση διαρροής  $d_y$ . Ποσοτικά, αυτό μετριέται με το δείκτη πλαστιμότητας  $\mu$ , ο οποίος ορίζεται από τη σχέση:

$$\mu = \frac{d_m}{d_y}$$

Όσο μεγαλύτερος από τη μονάδα είναι ο δείκτης πλαστιμότητας που θα αναπτυχθεί σε ένα σεισμό, τόσο μεγαλύτερη είναι η πλαστική παραμόρφωση της κατασκευής, άρα τόσο μεγαλύτερες οι βλάβες. Επομένως, για να περιορίσουμε τις βλάβες πρέπει να εξασφαλίσουμε ότι, εάν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού, η κατασκευή δεν θα αναπτύξει δείκτη πλαστιμότητας μεγαλύτερο από κάποια μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή.

Η πλαστιμότητα εξασφαλίζεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των μελών της. Ο χάλυβας χαρακτηρίζεται ως όλκιμο υλικό, έχει δηλαδή μεγάλη πλαστιμότητα, άρα έχει και μεγαλύτερα περιθώρια αναλήψεως φορτίων.

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί καθορίζουν έμμεσα, μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  που περιγράφεται παρακάτω, τη μέγιστη τιμή του επιτρεπόμενου δείκτη πλαστιμότητας, με βάση το υλικό και το στατικό σύστημα, ώστε να εξασφαλιστεί το κριτήριο του περιορισμού των βλαβών. Οι τιμές αυτές έχουν προκύψει από παρατηρήσεις μετά από σεισμούς και πληθώρα πειραματικών και αναλυτικών διερευνήσεων.

Η επαρκής πλαστιμότητα μιας κατασκευής επιτρέπει στα μέλη της να αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις χωρίς να χάνουν την αντοχή τους μετά τη διαρροή. Η πλαστική συμπεριφορά επιτρέπει μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις, διατηρώντας την αντοχή και επιτρέποντας την απορρόφηση και την απελευθέρωση της σεισμικής ενέργειας μέσω σταθερών βρόχων υστέρησης.

Οι ανελαστικές παραμορφώσεις εμφανίζονται στα μέλη μιας κατασκευής όταν διαρρεύσουν. Η διαρροή συμβαίνει όταν η ένταση σε μια διατομή ξεπεράσει την αντοχή της. Οι θέσεις στις οποίες αναμένεται να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις μπορούν να εντοπιστούν με βάση την κατανομή των εντατικών μεγεθών από τα κατακόρυφα φορτία και τη σεισμική δράση. Συνήθως, αυτές οι θέσεις βρίσκονται στα άκρα των δοκών, στην κορυφή και στη βάση των υποστυλωμάτων, καθώς και σε περιοχές με μεγάλο συγκεντρωμένο φορτίο. Πρόκειται για τοπικές εκδηλώσεις «ελεγχόμενων» ζημιών.

Ο σχεδιασμός νέων κατασκευών λαμβάνει υπόψη τις κρίσιμες περιοχές στις δοκούς και τα υποστυλώματα, οι οποίες εκτείνονται σε συγκεκριμένες αποστάσεις από τα άκρα των μελών και για τις οποίες λαμβάνονται αυξημένα μέτρα, ώστε να ανταπεξέλθουν στις αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης σε περιπτώσεις ακραίας σεισμικής έντασης.

Καθώς η ένταση σε μια κατασκευή αυξάνεται, τα μέλη της διαρρέουν σταδιακά, επεκτείνοντας τις περιοχές στα άκρα των μελών που επιτρέπουν ανελαστική συμπεριφορά. Αυτές οι περιοχές, γνωστές ως πλαστικές αρθρώσεις, είναι οι ζώνες όπου τα μέλη της κατασκευής αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις υπό σεισμική φόρτιση. Το υπόλοιπο τμήμα κάθε μέλους παραμένει ελαστικό. Οι πλαστικές αρθρώσεις επιτρέπουν την ανακατανομή της έντασης στην κατασκευή, αυξάνοντας το φορτίο που μπορεί να αντέξει η κατασκευή συνολικά.

Με τις πλαστικές αρθρώσεις, η κατασκευή μπορεί να απορροφά και να απελευθερώνει σεισμική ενέργεια, επιτυγχάνοντας έτσι υψηλή αντοχή και ευκαμψία κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.

### 5.3 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ $q$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς,  $q$ , εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό φάσμα. Εκφράζει δε γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς.

Η διαστασιολόγηση μιας κατασκευής έναντι σεισμικών φορτίων βασίζεται στο ότι η κατασκευή πρέπει να συμπεριφέρεται ελαστικά για οριζόντια φορτία μικρότερα ή ίσα της δύναμης διαρροής  $F_y$ . Στις συνήθεις περιπτώσεις, δεν εξετάζεται στη μελέτη η συμπεριφορά της κατασκευής μετά τη διαρροή και το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας εξασφαλίζεται με την κατάλληλη επιλογή του οριζόντιου φορτίου σχεδιασμού  $F_d$  που θα ληφθεί υπόψη για τη διαστασιολόγηση της κατασκευής. Η κατασκευή πρέπει να συμπεριφέρεται ελαστικά τουλάχιστον για οριζόντιο φορτίο ίσο με  $F_d$  και να διαθέτει ικανοποιητική πλαστιμότητα για τον περιορισμό των βλαβών.

Πρέπει να σημειωθεί ότι το γεγονός ότι μία κατασκευή σχεδιάζεται να συμπεριφέρεται ελαστικά έως οριζόντιο φορτίο  $F_d$ , δεν σημαίνει ότι θα διαρρεύσει όταν το οριζόντιο φορτίο γίνει ίσο με  $F_d$ . Αυτό συμβαίνει γιατί στο σχεδιασμό λαμβάνονται υπόψη διάφοροι συντελεστές ασφαλείας (π.χ. συντελεστές ασφαλείας υλικών), οι αντοχές των υλικών λαμβάνονται υπόψη με τη χαρακτηριστική και όχι με τη μέση τιμή τους, εφαρμόζονται ελάχιστες διαστάσεις διατομών και οπλισμού, κ.α., με αποτέλεσμα η πραγματική δύναμη διαρροής να είναι σημαντικά μεγαλύτερη από τη δύναμη σχεδιασμού. Η διαφορά μεταξύ  $F_y$  και  $F_d$  ονομάζεται υπεραντοχή και συμβολίζεται με  $\gamma_{Rd}$ . Επομένως, ισχύει η εξής σχέση μεταξύ δύναμης διαρροής και δύναμης σχεδιασμού:

$$F_y = \gamma_{Rd} \cdot F_d$$

Είναι προφανές ότι η τιμή του σεισμικού φορτίου σχεδιασμού  $F_d$ , η οποία καθορίζει την επιτάχυνση διαρροής  $a_y$  (αφού  $F_y = m a_y$ ) σύμφωνα με την παραπάνω σχέση, επηρεάζει την πλαστιμότητα  $\mu$  που θα αναπτυχθεί. Επομένως, για να εξασφαλιστεί ότι η πλαστιμότητα  $\mu$  δεν θα υπερβεί κάποια επιτρεπόμενη τιμή πρέπει και το σεισμικό φορτίο σχεδιασμού  $F_d$  να είναι μεγαλύτερο ή ίσο από κάποια αντίστοιχη ελάχιστη τιμή, η οποία προκύπτει διαιρώντας το ελαστικό φορτίο με ένα συντελεστή  $q$  που ονομάζεται συντελεστής συμπεριφοράς, δηλαδή:

$$q = \frac{F_e}{F_d}$$

όπου  $F_e$  είναι η μέγιστη δύναμη που θα αναπτυσσόταν στην κατασκευή για ελαστική συμπεριφορά (εάν είχε ικανοποιητική αντοχή ώστε να μη διαρρέει στον εξεταζόμενο σεισμό) και  $F_y$  η δύναμη διαρροής. Σημειώνεται ότι ο όρος συντελεστής συμπεριφοράς χρησιμοποιείται στους Ευρωπαϊκούς κανονισμούς (ΕΚ8, ΕΑΚ).

Σε μονοβάθμια συστήματα,  $F_e = ma_e$ , όπου  $a_e$  είναι η μέγιστη ελαστική επιτάχυνση που μπορεί να υπολογιστεί από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού με βάση την ιδιοπερίοδο  $T$  και την απόσβεση  $\zeta$  της κατασκευής. Επομένως,  $F_e = m \cdot S_e(T, \zeta)$  και το φορτίο σχεδιασμού ισούται με:

$$F_d = \frac{F_e}{q} m \cdot \left( \frac{S_e(T, \zeta)}{q} \right)$$

όπου  $S_e(T, \zeta)$  η ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού και ο όρος μέσα σε παρένθεση ονομάζεται επιτάχυνση σχεδιασμού και στον ΕΚ8 συμβολίζεται με  $S_d(T, \zeta)$ .

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί ορίζουν τη μέγιστη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  που επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη στη μελέτη, με βάση το υλικό κατασκευής και το στατικό σύστημα. Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, οι επιτρεπόμενες τιμές  $q$  έχουν προκύψει από τις επιτρεπόμενες τιμές  $\mu$  με βάση τη σχέση πλαστιμότητας – συντελεστή συμπεριφοράς που αναφέρονται στη συνέχεια.

Σύμφωνα με την τυπική διαδικασία του αντισεισμικού σχεδιασμού, γίνεται ελαστική ανάλυση για οριζόντιο φορτίο  $F_d = F_e/q$  και η κατασκευή διαστασιολογείται με τα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης. Η ελαστική δύναμη  $F_e$  υπολογίζεται για την ιδιοπερίοδο της κατασκευής που προκύπτει για δυσκαμψία  $K_{e,d} = 0.50 K_i$ , όπου  $K_i$  είναι η αρχική δυσκαμψία για αρηγμάτωτες διατομές.

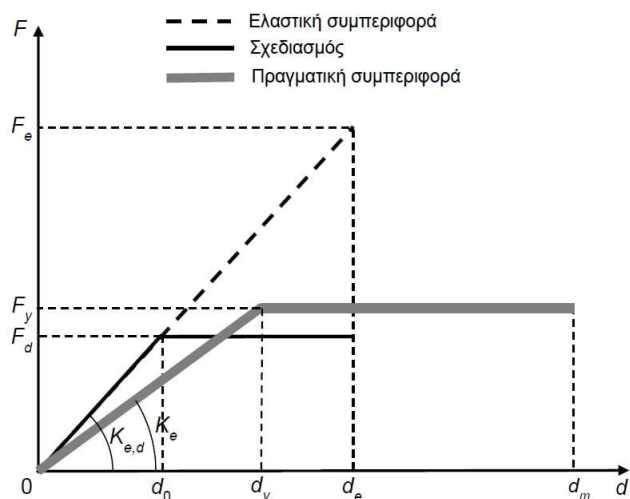
Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, το οριζόντιο φορτίο  $F_y$  στο οποίο πραγματικά διαρρέει η κατασκευή είναι μεγαλύτερο από το φορτίο σχεδιασμού  $F_d$  λόγω της υπεραντοχής. Αντίστοιχα με το συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  ορίζουμε το συντελεστή συμπεριφοράς διαρροής  $q_y$  ως:

$$q_y = \frac{F_e}{F_y}$$

Χρησιμοποιώντας τις παρακάτω εξισώσεις προκύπτει ότι:

$$\left. \begin{aligned} F_y &= \gamma_{Rd} \cdot F_d \\ q &= \frac{F_e}{F_d} \\ q_y &= \frac{F_e}{F_y} \end{aligned} \right\} q = \gamma_{Rd} \cdot q_y$$

Με βάση τα παραπάνω, στο Σχ. 5.1 παρουσιάζεται η συμπεριφορά ενός μονοβάθμιου συστήματος τόσο σύμφωνα με τον αντισεισμικό σχεδιασμό για ελαστική συμπεριφορά (διακεκομμένη γραμμή) και ανελαστική συμπεριφορά (συνεχής λεπτή γραμμή) όσο και στην πραγματικότητα (χοντρή γκρι γραμμή). Και στις δύο περιπτώσεις η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής είναι χωρίς κράτυνση (οριζόντιος μετελαστικός κλάδος).



Σχήμα 5.1 Συμπεριφορά κατασκευών σύμφωνα με το σχεδιασμό και πραγματική ανελαστική συμπεριφορά<sup>[4]</sup>

Μέγιστες τιμές του  $q$  δίδονται στον Πίνακα 5.1 με βάση τον ΕΑΚ 2000 ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι για τον σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (πλάστιμη συμπεριφορά).

Στην περίπτωση μας ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  ισούται με 4.

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

Σε περίπτωση επιθυμητής ελαστικής συμπεριφοράς λαμβάνεται  $q = 1$ .

*Πίνακας 5.1 Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q<sup>[13]</sup>*

#### 5.4 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Περιγράφουν μια περιοριστική κατάσταση βλαβών, που μπορεί να θεωρηθεί ικανοποιητική για δεδομένο κτίριο και εδαφική κίνηση. Η περιγραφή βασίζεται στις βλάβες του κτιρίου, στην απειλή της ανθρώπινης ζωής και τη λειτουργικότητα μετά το σεισμό.

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικών και οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού, οι οποίες ορίζονται συναρτήσει του βαθμού βλάβης των δομικών στοιχείων, ως εξής, ειδικώς για τις ανάγκες του κανονισμού:

- «Περιορισμένες Βλάβες» (Α):

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι αμελητέες. Ως αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται οι αραιές τριχοειδείς καμπτικές ρωγμές, χωρίς ευδιάκριτες μόνιμες μετακινήσεις υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων. Κατά την διάρκεια του σεισμού δεν διακόπτεται καμία λειτουργία του κτιρίου εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες.

- «Σημαντικές Βλάβες» (B):

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Ως αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται οι καμπτικές ρωγμές και διατμητικές ρωγμές, περιορισμένες απολεπίσεις σκυροδέματος, τοπικοί λυγισμοί διαμήκων ράβδων οπλισμού και άνοιγμα ορισμένων αγκίστρων συνδετήρων σε ορισμένα υποστυλώματα ή τοιχώματα. Κατά την διάρκεια του σεισμού δεν αποκλείονται ακόμη σοβαροί τραυματισμοί ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού.

- «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ):

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμα την δυνατότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει κανένα ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι μερικής ή ολικής κατάρρευσης, ακόμα και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Ως αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται οι εκτεταμένες θραύσεις και η αποδιοργάνωση του πυρήνα σκυροδέματος μελών, οι τοπικές θραύσεις οπλισμών και το άνοιγμα συνδετήρων. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει ή παρουσιάζονται εκτεταμένες αποδιοργανώσεις και καταπτώσεις μεγάλων τεμαχίων τοίχων ή ολόκληρων φατνωμάτων.

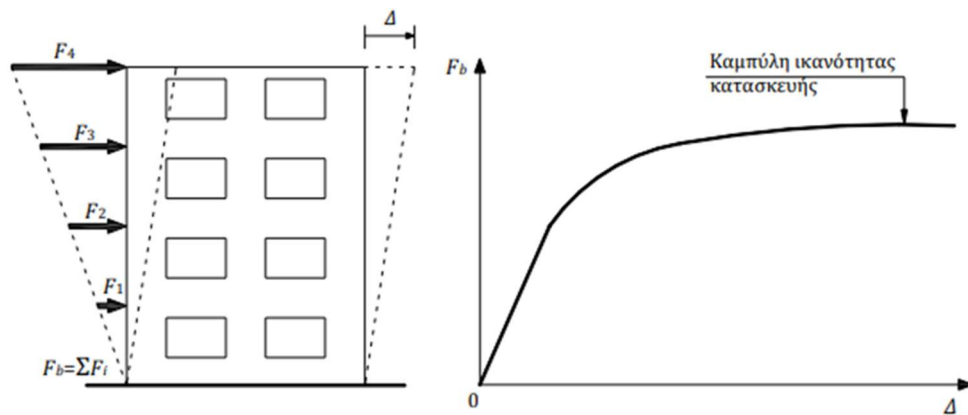
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά το σεισμό	Προστασία ζωής ενοίκων	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 5.2 Στάθμες επιτελεστικότητας <sup>[17]</sup>

## 5.5 ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (CAPACITY CURVE)

Ο καθορισμός των διαφόρων σταθμών επιτελεστικότητας με βάση τον ΕΑΚ 2000 γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής.

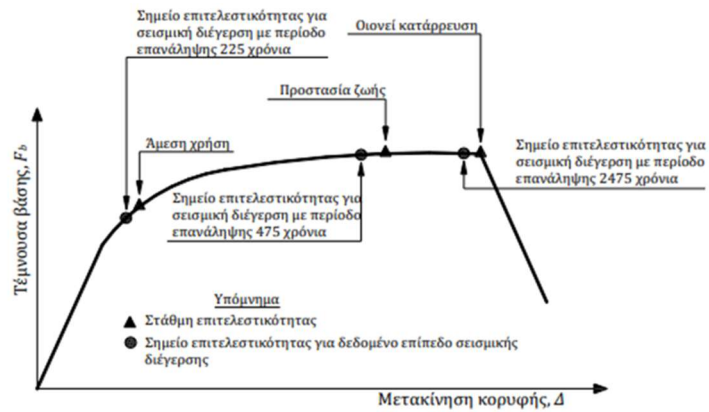
Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης  $d_r$  ενός σημείου αναφοράς (σε κτίρια συνήθως χρησιμοποιείται η μετακίνηση  $\Delta$  του κέντρου μάζας του ανώτερου ορόφου) για διάφορες τιμές του συνολικού οριζόντιου φορτίου  $F_b$  (δηλαδή της τέμνουσας βάσης) και για δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους (Σχ. 5.1). Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή, ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκες κατανομές που βασίζονται στις μετακινήσεις των ορόφων λαμβάνοντας υπόψη και τη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμός της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει σε κάθε βήμα.



Σχήμα 5.2 Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας πολυώροφου κτιρίου <sup>[18]</sup>

Για να ελεγχθεί εάν μία κατασκευή ικανοποιεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας πρέπει να ελεγχθεί εάν, για το σεισμό σχεδιασμού με την αντίστοιχη περίοδο επανάληψης, η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) αντιστοιχεί σε σημείο επιτελεστικότητας (performance point) πάνω στην καμπύλη ικανότητας που βρίσκεται πριν την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

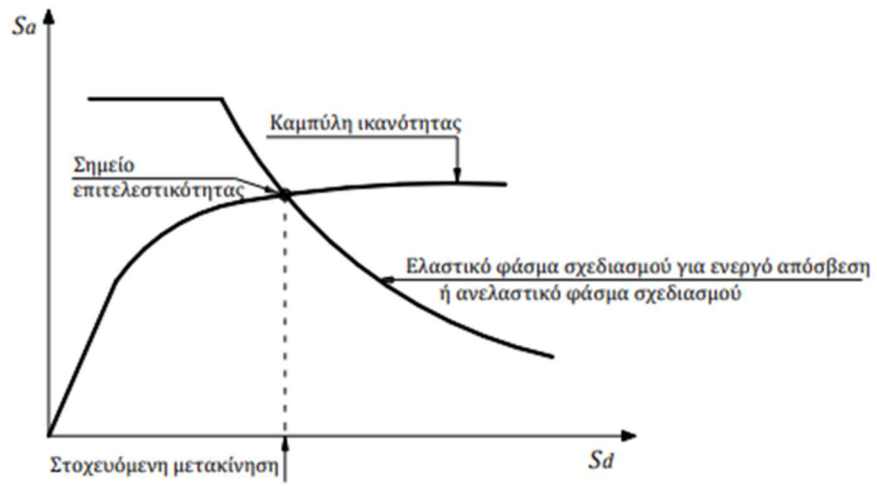




Σχήμα 5.3 Σύγκριση σημείου επιτελεστικότητας για το σεισμό σχεδιασμού και αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας <sup>[18]</sup>

Για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης, συνήθως, χρησιμοποιείται η στατική μη-γραμμική ανάλυση, γνωστή και ως Μέθοδος pushover.

Η γενική φιλοσοφία υπολογισμού που ακολουθείται είναι ότι για τη στοχευόμενη μετακίνηση η ικανότητα της κατασκευής να παραλαμβάνει σεισμικά φορτία (capacity) πρέπει να είναι ίδια με την αντίστοιχη απαίτηση σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού (demand). Δηλαδή, το σημείο επιτελεστικότητας προκύπτει ως το σημείο τομής του φάσματος ικανότητας της κατασκευής (το φάσμα ικανότητας προκύπτει από μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε μορφή ADRS: Acceleration - Displacement Response Spectrum) και του ανελαστικού φάσματος (επίσης σε μορφή ADRS) για την αντίστοιχη πλαστιμότητα ή του ελαστικού φάσματος για την ενεργό απόσβεση (Σχ. 5.3). Στην απεικόνιση των φασμάτων σε μορφή ADRS, ο κατακόρυφος άξονας αντιστοιχεί στη φασματική ψευδοεπιτάχυνση PSA και ο οριζόντιος στη φασματική μετακίνηση SD. Τα φάσματα ADRS δίνουν τη σχέση μεταξύ της επιτάχυνσης της κατασκευής, και επομένως του σεισμικού φορτίου που αναπτύσσεται, και της μετακίνησης που αυτό προκαλεί.



Σχήμα 5.4 Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονό βάρμιου συστήματος <sup>[18]</sup>

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

### 6.1 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

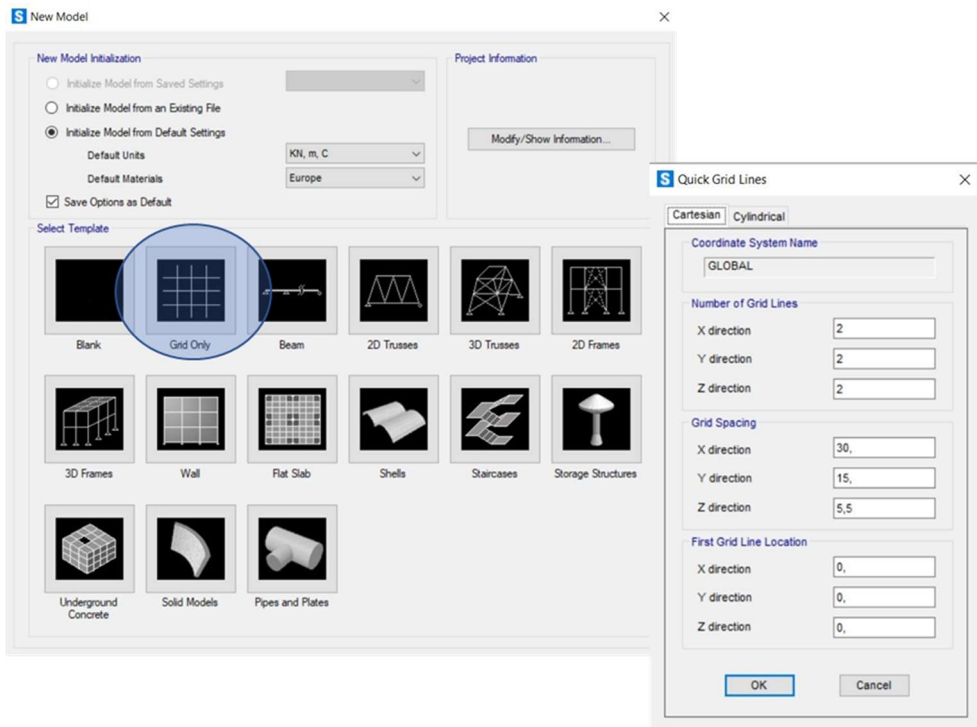
Για την προσομοίωση, διαστασιολόγηση και ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SAP2000 (Computers and Structures Inc.). Το συγκεκριμένο λογισμικό:

- Διαθέτει εύκολο και ευέλικτο περιβάλλον, σχεδιαστικά εργαλεία AutoCAD, που είναι ήδη γνωστά, και δίνει τη δυνατότητα πολλαπλών παραθύρων απεικόνισης του φορέα (3D, xy, xz, yz) για καλύτερη εποπτεία.
- Είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων των Ευρωκωδίκων και των Αμερικανικών κανονισμών.
- Διαθέτει δυνατότητες στατικής και δυναμικής ανάλυσης, τόσο γραμμικής όσο και μη γραμμικής ανάλυσης, συνδυασμού διαφορετικών ειδών ραβδωτών, πλαισιακών και πεπερασμένων στοιχείων καθώς και ειδικών μη-γραμμικών συνδέσμων και ελατηρίων για εξειδικευμένες αναλύσεις. Στα πλαίσια της δυναμικής ανάλυσης, συμπεριλαμβάνονται δυνατότητες φασματικής ανάλυσης και δυναμικής ανάλυσης με επαλληλία των ιδιομορφών ή απευθείας ολοκλήρωση με διάφορες μεθόδους αριθμητικής ολοκλήρωσης.
- Παρέχει πολλούς διαφορετικούς τύπους στοιχείων, όπως πλαισιακά στοιχεία (frame elements) για προσομοίωση ράβδων δικτυωμάτων και δοκών, επιφανειακά στοιχεία όπως κελύφη (shell) και επίπεδα (plane) στοιχεία, μη γραμμικά στοιχεία σύζευξης (nonlinear links) και τρισδιάστατα στοιχεία (solid elements).
- Επιτρέπει την εφαρμογή διαφορετικών ειδών δράσεων, όπως φορτία βαρύτητας, θερμοκρασιακών μεταβολών, κατανεμημένα φορτία, επικόμβιες φορτίσεις, κ.λπ.

### 6.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

Παρακάτω, αναλύεται η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την επιλογή των διατομών του φορέα. Αρχικά, έγινε η εισαγωγή των συντεταγμένων για τη δημιουργία του καννάβου αναφοράς των συντεταγμένων της κατασκευής.

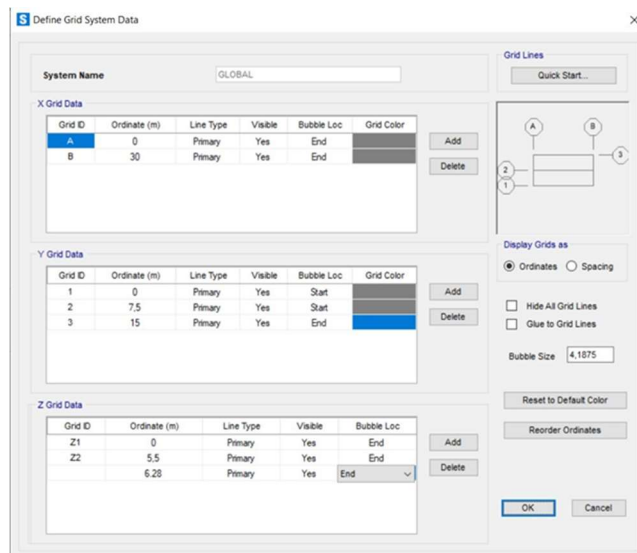
[File->New Model](#)



Εικόνα 6.1 Εισαγωγή νέου μοντέλου

Define->Coordinate Systems/Grids

Επιλογή “Modify/Show System”

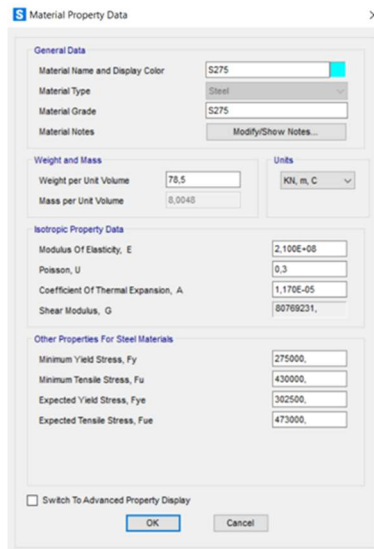


Εικόνα 6.2 Συντεταγμένες καννάβου

Στη συνέχεια, επιλέγονται τα υλικά της κατασκευής.

Define->Materials->Add New Material

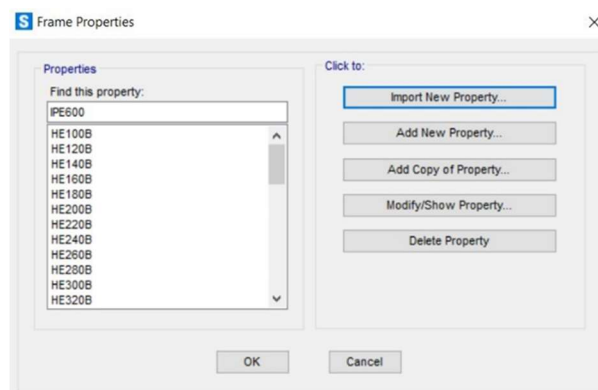
Το υλικό το οποίο επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί είναι χάλυβας κατηγορίας S275 του οποίου τα χαρακτηριστικά μπορούμε να βρούμε στον Ευρωκώδικα 3.



Εικόνα 6.3 Καθορισμός χαρακτηριστικών του δομικού χάλυβα

Έπειτα γίνεται η εισαγωγή των πρότυπων διατομών από το αρχείο Euro.pro. Επιλέγουμε και εισάγουμε τις διατομές από HE100B έως HE550B , IPE100 έως IPE600 και κάποιες διατομές TUBO

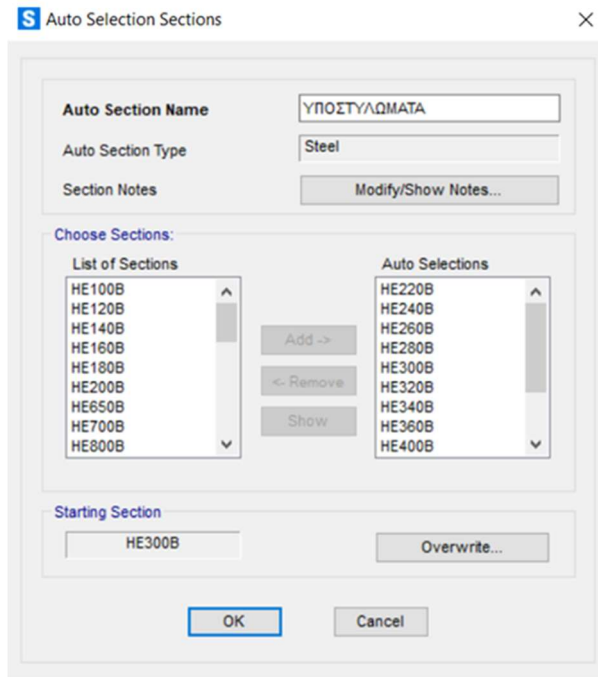
Define->Section Properties->Frame Sections->Import New Property



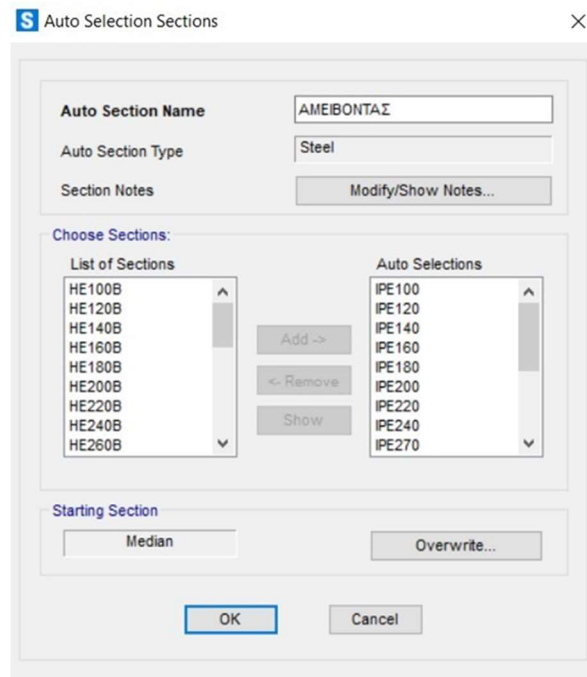
Εικόνα 6.4 Εισαγωγή διατομών

Το πρόγραμμα έχει τη δυνατότητα να κάνει τη βέλτιστη επιλογή ανάμεσα από τις διατομές που είναι διαθέσιμες στην λίστα που θα καθορίσουμε. Η επιλογή γίνεται με βάση τους ελέγχους επάρκειας που καθορίζουν οι κανονισμοί. Θα δημιουργήσουμε λοιπόν τρεις λίστες, μια για τα υποστυλώματα, μία για τους αμείβοντες και μία για μηκίδες, τεγίδες και οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Έτσι για τη δημιουργία των λιστών ακολουθούμε τις παρακάτω εντολές.

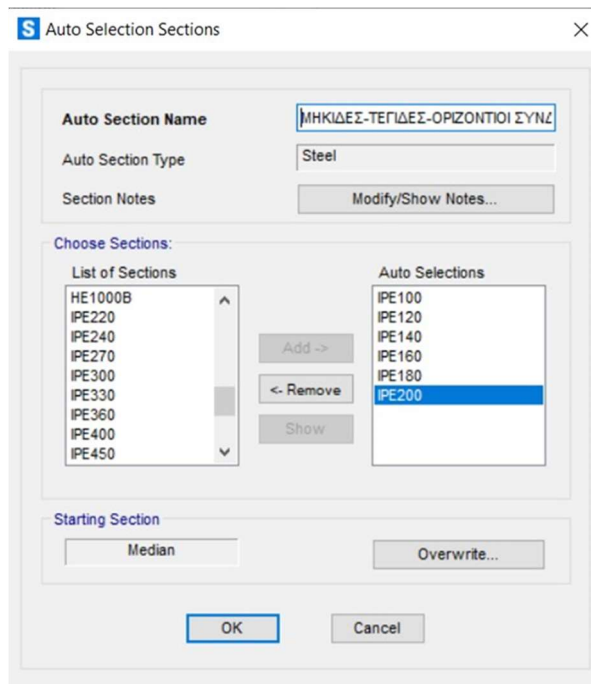
Define->Section Properties->Frame Sections->Add New Property->Auto Select List



Εικόνα 6.5 Λίστα αυτόματης επιλογής διατομών ΥΠΟΣΤΥΚΩΜΑΤΩΝ κατά το σχεδιασμό



Εικόνα 6.6 Λίστα αυτόματης επιλογής διατομών για τους ΑΜΕΙΒΟΝΤΕΣ κατά το σχεδιασμό



Εικόνα 6.7 Λίστα αυτόματης επιλογής για ΜΗΚΙΔΕΣ-ΤΕΓΙΔΕΣ-ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ κατά το σχεδιασμό

Για το σχεδιασμό λοιπόν του μοντέλου ακολουθούμε τις παρακάτω εντολές.

#### Draw->Draw Frame/Cable/Tendon

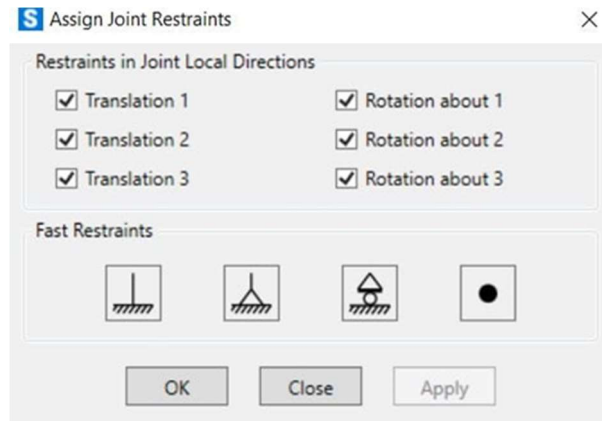
Επιλέγουμε τη λίστα από την οποία θέλουμε να εισάγουμε τις διατομές ανάλογα με το τι μέλος σχεδιάζουμε και έπειτα χαράσσουμε τη γραμμή που ορίζει γραμμικό πεπερασμένο στοιχείο.

Line Object Type	Straight Frame
Section	ΑΜΕΙΒΟΝΤΑΣ
Moment Releases	Continuous
Local Axis Rotation	0,
XY Plane Offset Normal	0,
Drawing Control Type	None <space bar>

Εικόνα 6.8 Σχεδίαση μέλους

Για την προσομοίωση των στηρίξεων του φορέα στο έδαφος επιλέχθηκαν συνθήκες πάκτωσης.

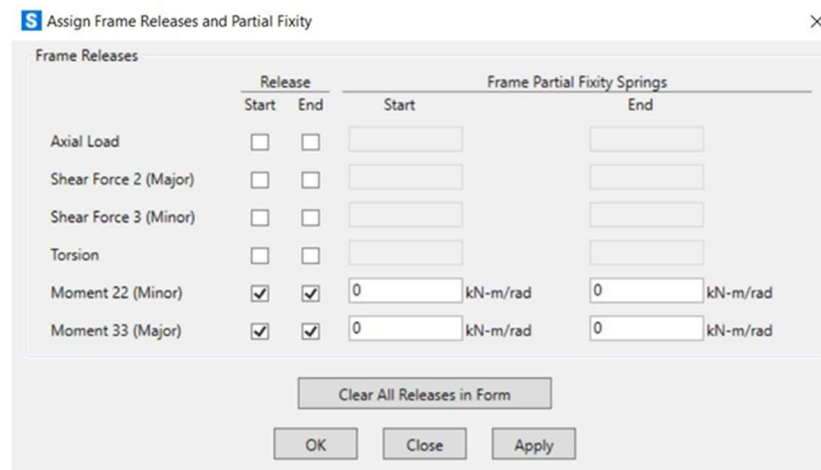
#### Assign->Joint-Restraints



Εικόνα 6.9 Καθορισμός στηρίξεων

Προκειμένου να απελευθερωθούν οι ροπές στα άκρα όλων των συνδέσμων δυσκαμψίας επιλέγονται όλοι οι σύνδεσμοι.

Assign->frame->releases/partial fixity

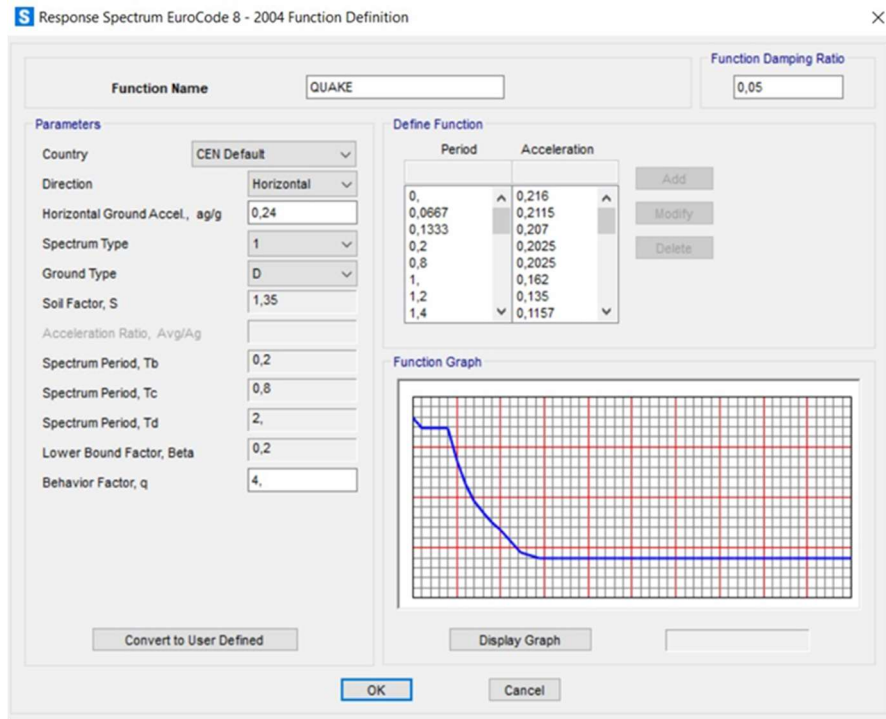


Εικόνα 6.10 Απελευθέρωση ροπών

Με βάση τον Ευρωκώδικα 8 σε περίπτωση που η κατασκευή σχεδιάζεται να συμπεριφέρεται ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού (απορρόφηση ενέργειας μέσω πλαστικής συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων), δεν απαιτείται ανελαστική ανάλυση, αλλά γίνεται ελαστική ανάλυση με βάση μειωμένο φάσμα σχεδιασμού σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα. Η μείωση του ελαστικού φάσματος γίνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Καθορίζεται, λοιπόν το φάσμα σχεδιασμού, το οποίο παρέχεται έτοιμο από τη βιβλιοθήκη του SAP2000, ώστε να πραγματοποιηθεί η φασματική ανάλυση.

Define->Functions->Response Spectrum

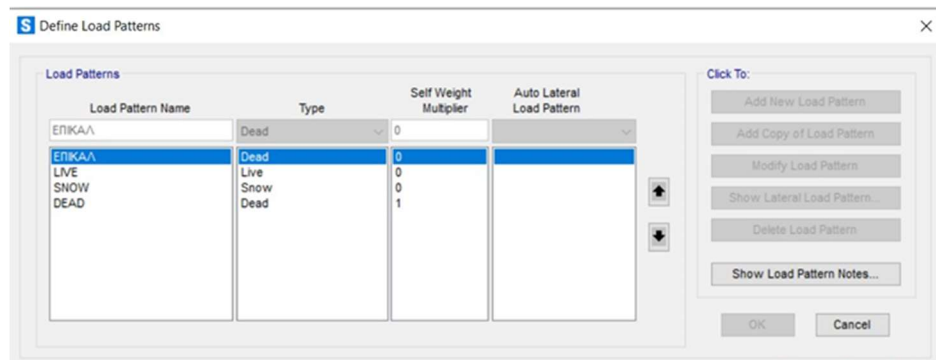




Εικόνα 6.11 Καθορισμός φάσματος σχεδιασμού

Για την πραγματοποίηση της στατικής ανάλυσης πρέπει να εφαρμόσουμε τα μόνιμα και τα ωφέλιμα φορτία στην κατασκευή και έπειτα να πραγματοποιήσουμε τη γραμμική, στατική ανάλυση.

### Define->Load Patterns->Add new load pattern



Εικόνα 6.12 Καθορισμός των LOAD PATTERNS

Δημιουργούμε συνδυασμούς δράσεων οι οποίοι αποσκοπούν στην παραγωγή οριακών καταστάσεων καταπόνησης.

### Define->Load Combinations->Add New Combo

$$1.35G + 1.5Q + 0.75SNOW$$

$$1.35G + 1.05Q + 1.5SNOW$$

$$G + 0.3Q + 0.3SNOW \pm RS\_X \pm 0.3RS\_Y$$

$$G + 0.3Q + 0.3SNOW \pm 0.3RS\_X \pm RS\_Y$$

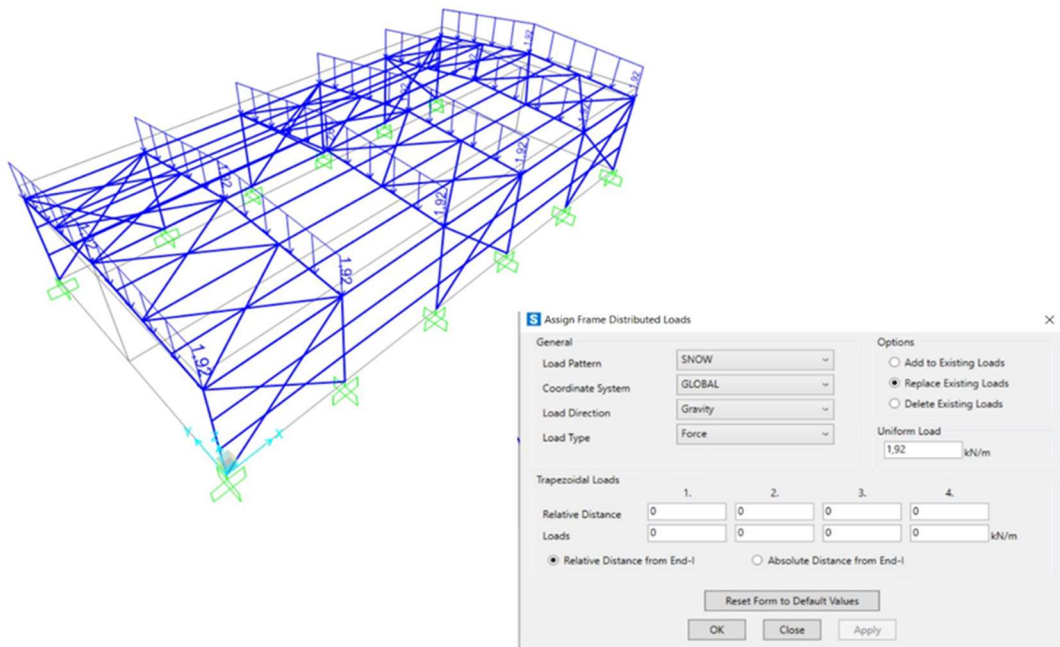
Έπειτα από τη δημιουργία συνδυασμών δράσεων ακολούθησε η επιβολή των φορτίων του χιονιού, του κινητού και της επικάλυψης (εικόνες 6.13, 6.14, 6.15) τα οποία από επιφανειακά μετατρέπονται σε γραμμικά και προκύπτουν τα εξής:

$$\text{Χιόνι: } 0.32 * 6 = 1.92 \text{ kN/m}$$

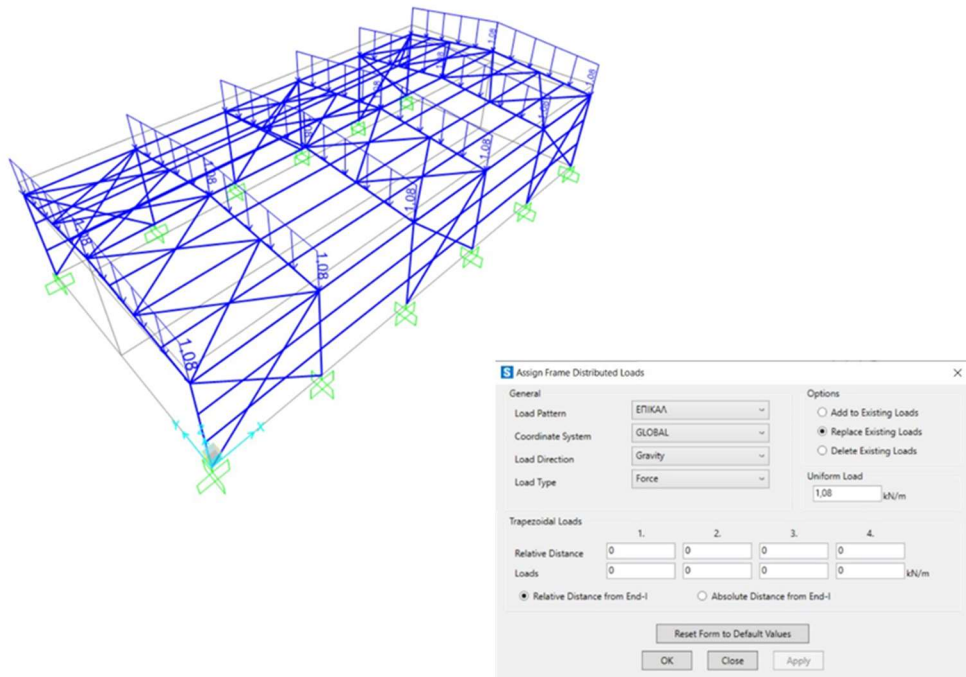
$$\text{Κινητό: } 0.5 * 6 = 3 \text{ kN/m}$$

$$\text{Επικάλυψη: } 0.18 * 6 = 1.08 \text{ kN/m}$$

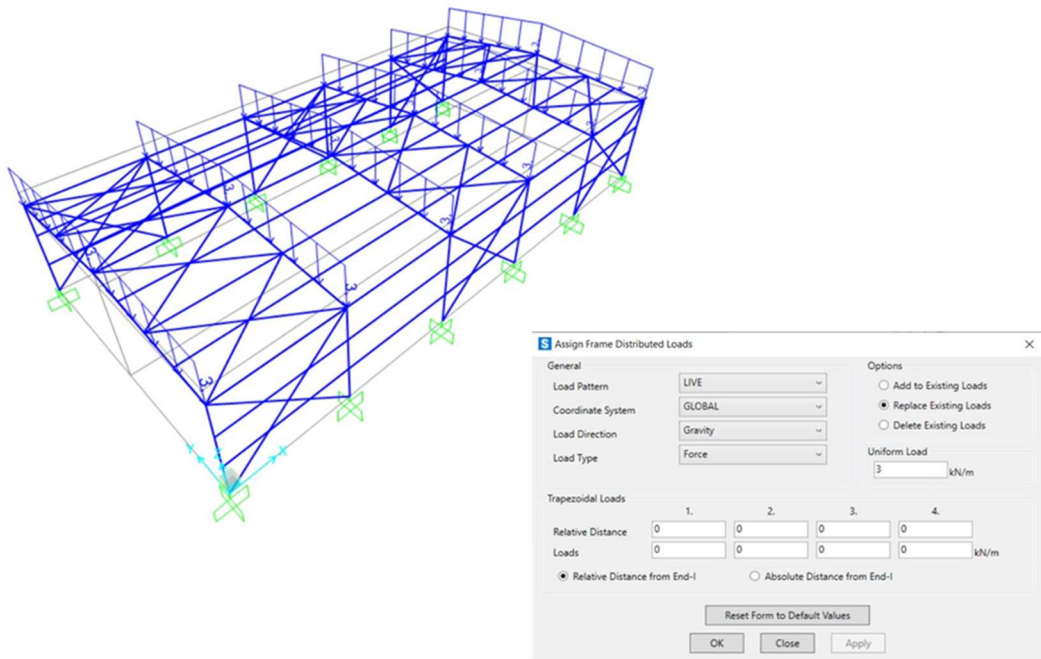
### Define->Load Patterns



Εικόνα 6.13 Σχεδιασμός φόρτισης SNOW



Εικόνα 6.14 Σχεδιασμός φόρτισης ΕΠΙΚΑΛΥΨΗΣ

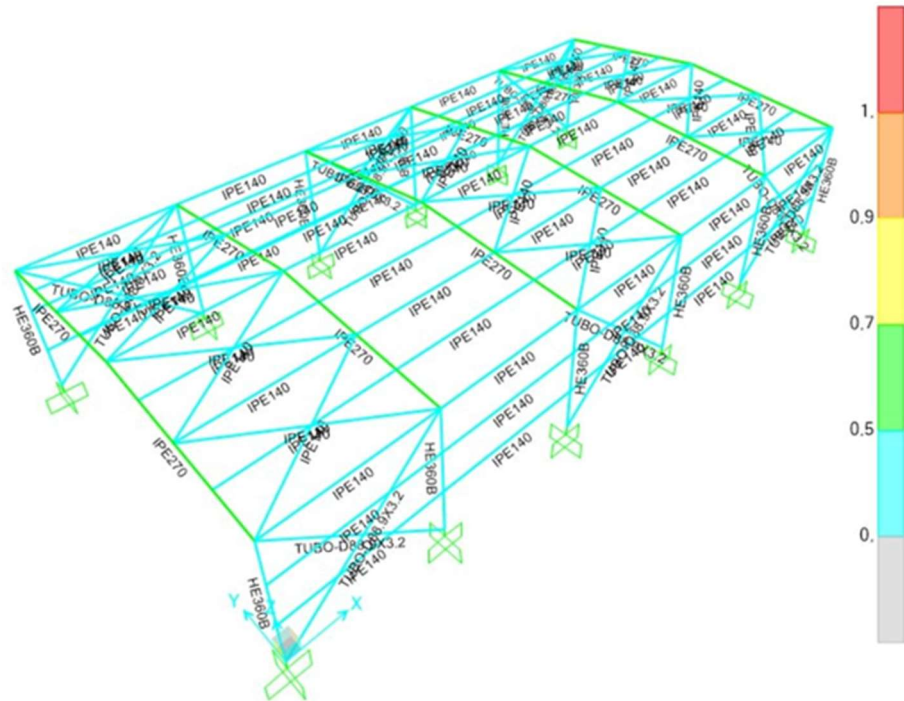


Εικόνα 6.15 Σχεδιασμός φόρτισης κινητού φορτίου

Με επαναληπτικές διαδικασίες αυξομειώνονται οι διατομές των στοιχείων του φορέα χειροκίνητα, έτσι ώστε με την εκτέλεση της ανάλυσης μέσω του προγράμματος να επαρκούν

έναντι των δεδομένων ελέγχων και επιπλέον να είναι οικονομική η ανέγερση της κατασκευής. Η τελική μόρφωση του φορέα παρουσιάζεται παρακάτω, (Εικόνα 6.15).

Design->Steel Frame Design -> Start Design /Check of Structure



Εικόνα 6.16 Μόρφωση του φορέα μετά τη διαστασιολόγηση-Τρισδιάστατη απεικόνιση

Επομένως, οι διατομές που επιλέχθηκαν φαίνονται στον πίνακα 6.1.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	HEB360
ΑΜΕΙΒΟΝΤΕΣ	IPE270
ΜΗΚΙΔΕΣ-ΤΕΓΙΔΕΣ-ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	IPE140
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	CHS88.9x3.2 (TUBO-D88.9*3.2)

Πίνακας 6.1 Τελικές διατομές

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Κάθε κατασκευή αποτελείται από διάφορα στοιχεία ή μέλη, τα οποία ενώνονται μεταξύ τους με τη βοήθεια κάποιων μέσων συνδέσεως. Οι συνδέσεις αναλαμβάνουν τη μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων της κατασκευής και ουσιαστικά την τελική ροή των δράσεων επί της κατασκευής. Ως μέσα συνδέσεως έχουμε την ήλωση (riveting), τη κοχλίωση (bolting) και τη συγκόλληση (welding). Πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η πλήρης εκμετάλλευση της αντοχής και της πλαστιμότητας των συνδεόμενων μελών και να υπολογίζονται κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη.

Στην παρούσα πτυχιακή οι συνδέσεις διαστασιολογήθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional 2024 της Autodesk. Συγκεκριμένα, μελετήθηκαν οι παρακάτω συνδέσεις:

- Σύνδεση ζυγωμάτων IPE 270
- Σύνδεση υποστυλώματος HEB 360 – ζυγώματος IPE 270
- Σύνδεση υποστυλώματος HEB 360 – μηκίδας IPE 140
- Έδραση μεταλλικού υποστυλώματος HEB 360

### 7.1 ΣΥΝΔΕΣΗ ΖΥΓΩΜΑΤΩΝ

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν την σύνδεση προέρχονται από τον συνδυασμό σε ΟΚΑ με βασικό μεταβλητό φορτίο το φορτίο χιονιού.

$$1,35G+1,05Q+1,5\cdot S$$

$$N_{b,Ed} = -38.64 \text{ [kN]} \text{ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ}$$

$$V_{b,Ed} = 1.09 \text{ [kN]} \text{ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ}$$

$$M_{b,Ed} = -51.09 \text{ [kNm]} \text{ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ}$$

Για την σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν 10 κοχλίες M16 ποιότητας 10.9 και μετωπική πλάκα διαστάσεων 290mm x 135mm x 20mm ποιότητας S235.



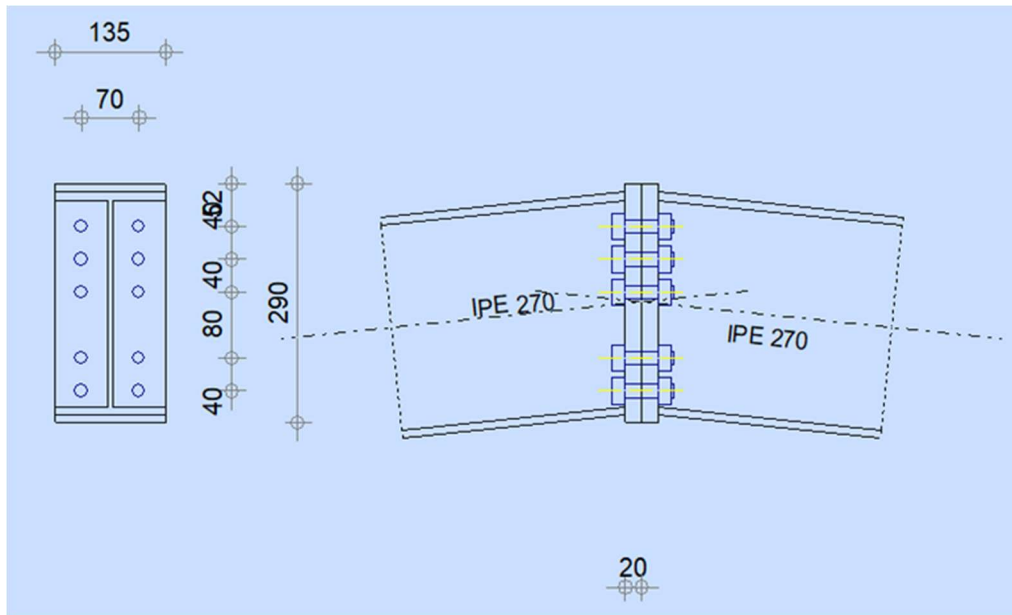
Robot Structural Analysis Professional 2024

**Design of fixed beam-to-beam connection**

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio  
0.52



Εικόνα 7.1 Σύνδεση ζυγώματος

## **RESULTS**

### **BEAM RESISTANCES**

#### **COMPRESSION**

$A_b = 45.94$ [cm <sup>2</sup> ]	Area	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$N_{cb,Rd} = 1263.49$ [kN]	Design compressive resistance of the section	EN1993-1-1:[6.2.4]

#### **SHEAR**

$A_{vb} = 22.14$ [cm <sup>2</sup> ]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$		
$V_{cb,Rd} = 351.49$ [kN]	Design sectional resistance for shear	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0.00 < 1.00	verified (0.00)

#### **BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)**

$W_{plb} = 484.03$ [cm <sup>3</sup> ]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{b,pl,Rd} = 133.11$ [kN*m]	Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

#### **BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT**

$W_{pl} = 484.03$ [cm <sup>3</sup> ]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{cb,Rd} = 133.11$ [kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]

#### **FLANGE AND WEB - COMPRESSION**

$M_{cb,Rd} = 133.11$ [kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 260$ [mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 512.35$ [kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

### **GEOMETRICAL PARAMETERS OF A CONNECTION**

## EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - FRONT PLATE

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	26	-	32	-	40	164	208	164	208	122	156	122	156
2	26	-	32	-	60	164	145	145	145	120	60	60	60
3	26	-	32	-	60	164	145	145	145	120	60	60	60
4	26	-	32	-	40	164	145	145	145	80	40	40	40
5	26	-	32	-	40	164	145	145	145	122	92	92	92

m	– Bolt distance from the web
m <sub>x</sub>	– Bolt distance from the beam flange
e	– Bolt distance from the outer edge
e <sub>x</sub>	– Bolt distance from the horizontal outer edge
p	– Distance between bolts
l <sub>eff,cp</sub>	– Effective length for a single bolt row in the circular failure mode
l <sub>eff,nc</sub>	– Effective length for a single bolt row in the non-circular failure mode
l <sub>eff,1</sub>	– Effective length for a single bolt row for mode 1
l <sub>eff,2</sub>	– Effective length for a single bolt row for mode 2
l <sub>eff,cp,g</sub>	– Effective length for a group of bolts in the circular failure mode
l <sub>eff,nc,g</sub>	– Effective length for a group of bolts in the non-circular failure mode
l <sub>eff,1,g</sub>	– Effective length for a group of bolts for mode 1
l <sub>eff,2,g</sub>	– Effective length for a group of bolts for mode 2

## CONNECTION RESISTANCE FOR COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} )$$

$$N_{j,Rd} = 1263.49 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.03 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.03)$$

## CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

$$F_{t,Rd} = 113.04 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bolt resistance for tension} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 260.58 \quad [\text{kN}] \quad \text{Punching shear resistance of a bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

F <sub>t,fc,Rd</sub>	– column flange resistance due to bending
F <sub>t,wc,Rd</sub>	– column web resistance due to tension
F <sub>t,ep,Rd</sub>	– resistance of the front plate due to bending
F <sub>t,wb,Rd</sub>	– resistance of the web in tension

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd} ) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd} ) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

### RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

F <sub>t1,Rd,comp</sub> - Formula	F <sub>t1,Rd,comp</sub>	Component
F <sub>t1,Rd</sub> = Min ( F <sub>t1,Rd,comp</sub> )	226.08	Bolt row resistance
F <sub>t,ep,Rd(1)</sub> = 226.08	226.08	Front plate - tension
F <sub>t,wb,Rd(1)</sub> = 297.00	297.00	Beam web - tension
B <sub>p,Rd</sub> = 521.15	521.15	Bolts due to shear punching
F <sub>c,fb,Rd</sub> = 512.35	512.35	Beam flange - compression

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formula</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Component</b>
-----------------------------------------	-------------------------------	------------------

### RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formula</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Component</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	165.86	Bolt row resistance
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226.08$	226.08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(2)} = 262.81$	262.81	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 521.15$	521.15	Bolts due to shear punching
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 512.35 - 226.08$	286.27	Beam flange - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 424.38 - 226.08$	198.30	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 391.94 - 226.08$	165.86	Beam web - tension - group

### RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formula</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Component</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	51.94	Bolt row resistance
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226.08$	226.08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(3)} = 262.81$	262.81	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 521.15$	521.15	Bolts due to shear punching
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 512.35 - 391.94$	120.41	Beam flange - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 347.35 - 165.86$	181.49	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 217.80 - 165.86$	51.94	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 598.06 - 391.94$	206.12	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 500.84 - 391.94$	108.90	Beam web - tension - group

### RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formula</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Component</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	68.47	Bolt row resistance
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226.08$	226.08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(4)} = 262.81$	262.81	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 521.15$	521.15	Bolts due to shear punching
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 512.35 - 443.88$	68.47	Beam flange - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 331.30 - 51.94$	279.36	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 181.50 - 51.94$	129.56	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 504.97 - 217.80$	287.17	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 290.40 - 217.80$	72.60	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 755.68 - 443.88$	311.80	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 573.44 - 443.88$	129.56	Beam web - tension - group

### RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 5

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formula</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Component</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0.00	Bolt row resistance
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226.08$	226.08	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(5)} = 262.81$	262.81	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 521.15$	521.15	Bolts due to shear punching
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 512.35 - 512.35$	0.00	Beam flange - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 357.31 - 68.47$	288.83	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 240.30 - 68.47$	171.83	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 530.99 - 120.41$	410.57	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 349.20 - 120.41$	228.79	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 704.66 - 286.27$	418.39	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 458.10 - 286.27$	171.83	Beam web - tension - group



$F_{t5,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t5,Rd,comp}$	Component
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_{i=1}^4 F_{tj,Rd} = 955.37 - 512.35$	443.01	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_{i=1}^4 F_{tj,Rd} = 741.15 - 512.35$	228.79	Beam web - tension - group

### SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	237	226.08	-	-	226.08	297.00	226.08	521.15
2	197	165.86	-	-	226.08	262.81	226.08	521.15
3	117	51.94	-	-	226.08	262.81	226.08	521.15
4	77	68.47	-	-	226.08	262.81	226.08	521.15
5	37	-	-	-	226.08	262.81	226.08	521.15

### CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 97.64 \text{ [kN*m]} \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.52 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.52)$$

### CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{v,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 96.51 \text{ [kN]} \quad \text{Shear resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113.04 \text{ [kN]} \quad \text{Tensile resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 113.07 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of an intermediate bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 163.23 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of an outermost bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226.08	-7.73	226.08	118.29	110.56	125.59
2	226.08	-7.73	165.86	86.79	79.06	144.81
3	226.08	-7.73	51.94	27.18	19.45	181.16
4	226.08	-7.73	68.47	35.83	28.10	175.88
5	226.08	-7.73	0.00	0.00	-7.73	193.02

$F_{tj,Rd,N}$  – Bolt row resistance for simple tension

$F_{tj,Ed,N}$  – Force due to axial force in a bolt row

$F_{tj,Rd,M}$  – Bolt row resistance for simple bending

$F_{tj,Ed,M}$  – Force due to moment in a bolt row

$F_{tj,Ed}$  – Maximum tensile force in a bolt row

$F_{vj,Rd}$  – Reduced bolt row resistance

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 820.46 \text{ [kN]} \quad \text{Connection resistance for shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.00 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.00)$$

## WELD RESISTANCE

$A_w =$	59.42	[cm <sup>2</sup> ]	Area of all welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	37.34	[cm <sup>2</sup> ]	Area of horizontal welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	22.08	[cm <sup>2</sup> ]	Area of vertical welds	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	7439.16	[cm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	-72.45	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-58.21	[MPa]	Stress in a vertical weld	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	0.49	[MPa]	Tangent stress	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0.80		Correlation coefficient	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	144.91 < 360.00	verified	(0.40)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	116.42 < 360.00	verified	(0.32)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	72.45 < 259.20	verified	(0.28)

## CONNECTION STIFFNESS

$t_{wash} =$	4	[mm]	Washer thickness	[6.2.6.3(2)]
$h_{head} =$	12	[mm]	Bolt head height	[6.2.6.3(2)]
$h_{nut} =$	16	[mm]	Bolt nut height	[6.2.6.3(2)]
$L_b =$	52	[mm]	Bolt length	[6.2.6.3(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Stiffness coefficient of bolts	[6.3.2(1)]

## STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	$h_j$	$k_3$	$k_4$	$k_5$	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Sum	24.16	431.24
1	237	$\infty$	$\infty$	50	4	9.56	226.55
2	197	$\infty$	$\infty$	24	3	6.81	134.12
3	117	$\infty$	$\infty$	24	3	4.04	47.33
4	77	$\infty$	$\infty$	16	3	2.33	17.98
5	37	$\infty$	$\infty$	38	4	1.42	5.27

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 179 \text{ [mm]} \quad \text{Equivalent force arm} \quad [6.3.3.1(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 14 \text{ [mm]} \quad \text{Equivalent stiffness coefficient of a bolt arrangement} \quad [6.3.3.1(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1(4)]$$

$$S_{j,ini} = 90561.18 \text{ [kN*m]} \quad \text{Initial rotational stiffness} \quad [6.3.1(4)]$$

$$\mu = 1.00 \quad \text{Stiffness coefficient of a connection} \quad [6.3.1(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1(4)]$$

$$S_j = 90561.18 \text{ [kN*m]} \quad \text{Final rotational stiffness} \quad [6.3.1(4)]$$

### **Connection classification due to stiffness.**

$$S_{j,rig} = 12899.53 \text{ [kN*m]} \quad \text{Stiffness of a rigid connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 806.22 \text{ [kN*m]} \quad \text{Stiffness of a pinned connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGID}$$

## **WEAKEST COMPONENT:**

BEAM FLANGE AND WEB - COMPRESSION

### 7.2 ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ – ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν την σύνδεση προέρχονται από τον συνδυασμό σε ΟΚΑ με βασικό μεταβλητό φορτίο το φορτίο χιονιού.

1,35G+1,05Q+1,5·S

Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού των συνδεόμενων μελών είναι:

- για το ζύγωμα:  $M_{b,Ed}=121.25$  [kNm],  $V_{b,Ed}=55.08$  [kN],  $N_{b,Ed}=-38.64$  [kN]
- για το υποστύλωμα:  $M_{c,Ed}=120.18$  [kNm],  $V_{c,Ed}=43.62$  [kN],  $N_{c,Ed}=-56.35$  [kN]

Για την σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν 8 κοχλίες M20 ποιότητας 8.8 και μετωπική πλάκα διαστάσεων 455mm x 135mm x 20mm ποιότητας S275. Πρέπει να σημειωθεί ότι στη συγκεκριμένη περίπτωση τοποθετήθηκε έλασμα για την ενίσχυση του κόμβου όπως φαίνεται παρακάτω (Εικόνα 7.2).



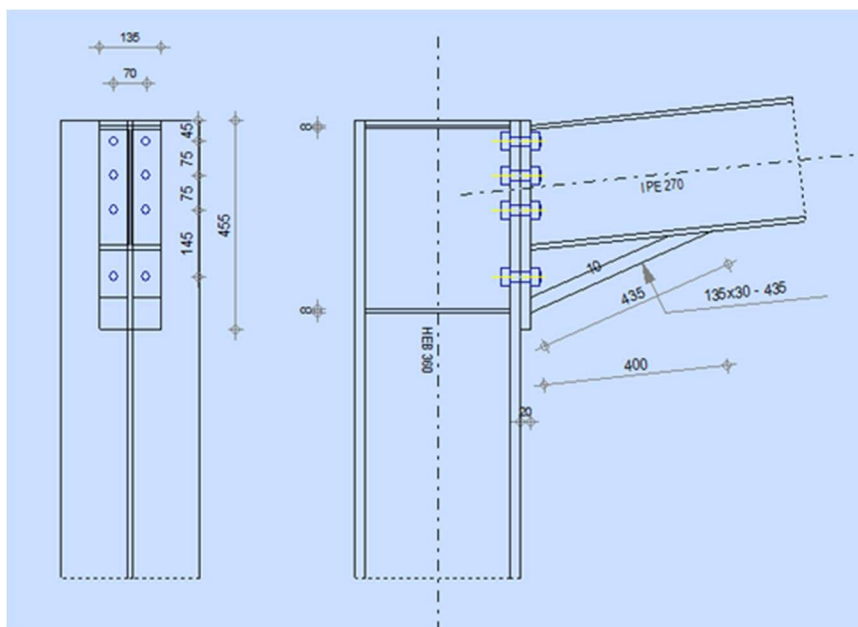
Robot Structural Analysis Professional 2024

#### Design of fixed beam-to-column connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio  
0.92



Εικόνα 7.2 Σύνδεση υποστυλώματος-ζυγώματος

## RESULTS

### BEAM RESISTANCES

#### COMPRESSION

$A_b = 45.94$	[cm <sup>2</sup> ]	Area	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$N_{cb,Rd} = 1263.49$	[kN]	Design compressive resistance of the section	EN1993-1-1:[6.2.4]

#### SHEAR

$A_{vb} = 35.64$	[cm <sup>2</sup> ]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd} = 565.83$	[kN]	Design sectional resistance for shear	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		$0.10 < 1.00$	verified (0.10)

#### BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$W_{plb} = 484.03$	[cm <sup>3</sup> ]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{b,pl,Rd} = 133.11$	[kN*m]	Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

#### BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT

$W_{pl} = 1017.85$	[cm <sup>3</sup> ]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{cb,Rd} = 279.91$	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]

#### FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 279.91$	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 385$	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} = 727.19$	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

#### WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

##### Bearing:

$\beta = -1.00$	[deg]	Angle between the front plate and the beam	
$\gamma = -1.00$	[deg]	Inclination angle of the bracket plate	
$b_{eff,c,wb} = 252$	[mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} = 22.14$	[cm <sup>2</sup> ]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0.76$		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 238.36$	[MPa]	Maximum compressive stress in web	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 0.83$		Reduction factor conditioned by compressive stresses	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd1} = 856.65$	[kN]	Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]

##### Buckling:

$d_{wb} = 220$	[mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1.20$		Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0.69$		Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd2} = 594.52$	[kN]	Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]

Final resistance:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 594.52 \quad [\text{kN}] \quad \text{Beam web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

## COLUMN RESISTANCES

### WEB PANEL - SHEAR

$$M_{b1,Ed} = 121.25 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Bending moment (right beam)} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0.00 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Bending moment (left beam)} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 43.62 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear force (lower column)} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear force (upper column)} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 318 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 360.03 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear force acting on the web panel} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 60.60 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Shear area of the column web} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 60.60 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 287 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance between the centroids of stiffeners} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 10.44 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of the column flange for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 1.32 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 1.32 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 ( A_{vs} \cdot f_{y,wc} ) / ( \sqrt{3} \gamma_{M0} ) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 947.84 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of the column web panel for shear} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0.38 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.38)$$

### WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

$$t_{wc} = 12 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective thickness of the column web} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 349 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective width of the web for compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 60.60 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.77 \quad \text{Reduction factor for interaction with shear} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 39.43 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Maximum compressive stress in web} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1.00 \quad \text{Reduction factor conditioned by compressive stresses} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 18.28 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Area of the web stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1429.42 \quad [\text{kN}] \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Buckling:

$$d_{wc} = 261 \quad [\text{mm}] \quad \text{Height of compressed web} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0.81 \quad \text{Plate slenderness of an element} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0.93 \quad \text{Reduction factor for element buckling} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2.95 \quad \text{Stiffener slenderness} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1.00 \quad \text{Buckling coefficient of the stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1361.56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1361.56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

### WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM TOP FLANGE

Bearing:

$t_{wc} =$	12	[mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	326	[mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	60.60	[cm <sup>2</sup> ]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0.79		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	39.43	[MPa]	Maximum compressive stress in web	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1.00		Reduction factor conditioned by compressive stresses	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	18.28	[cm <sup>2</sup> ]	Area of the web stiffener	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	1392.13	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]

Buckling:

$d_{wc} =$	261	[mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0.79		Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0.95		Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	2.95		Stiffener slenderness	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1.00		Buckling coefficient of the stiffener	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	1345.59	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]

Final resistance:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd,upp} =$	1345.59	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]

## GEOMETRICAL PARAMETERS OF A CONNECTION

### EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - COLUMN FLANGE

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	7	-	115	-	75	45	57	45	57	97	9	9	9
2	7	-	115	-	75	45	172	45	172	150	75	75	75
3	7	-	115	-	110	45	172	45	172	220	110	110	110
4	7	-	115	-	145	45	57	45	57	167	44	44	44

### EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - FRONT PLATE

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	26	-	32	-	75	164	191	164	191	157	156	156	156
2	26	-	32	-	75	164	145	145	145	150	75	75	75
3	26	-	32	-	110	164	145	145	145	220	110	110	110
4	26	-	32	-	145	164	145	145	145	227	145	145	145

m	- Bolt distance from the web
m <sub>x</sub>	- Bolt distance from the beam flange
e	- Bolt distance from the outer edge
e <sub>x</sub>	- Bolt distance from the horizontal outer edge
p	- Distance between bolts
l <sub>eff,cp</sub>	- Effective length for a single bolt row in the circular failure mode
l <sub>eff,nc</sub>	- Effective length for a single bolt row in the non-circular failure mode
l <sub>eff,1</sub>	- Effective length for a single bolt row for mode 1
l <sub>eff,2</sub>	- Effective length for a single bolt row for mode 2
l <sub>eff,cp,g</sub>	- Effective length for a group of bolts in the circular failure mode
l <sub>eff,nc,g</sub>	- Effective length for a group of bolts in the non-circular failure mode
l <sub>eff,1,g</sub>	- Effective length for a group of bolts for mode 1
l <sub>eff,2,g</sub>	- Effective length for a group of bolts for mode 2

## CONNECTION RESISTANCE FOR COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp} )$$

$$N_{j,Rd} = 1189.03 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.03 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.03)$$

## CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

$$F_{t,Rd} = 141.12 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bolt resistance for tension} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 389.05 \quad [\text{kN}] \quad \text{Punching shear resistance of a bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$  – column flange resistance due to bending

$F_{t,wc,Rd}$  – column web resistance due to tension

$F_{t,ep,Rd}$  – resistance of the front plate due to bending

$F_{t,wb,Rd}$  – resistance of the web in tension

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd} ) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd} ) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

### RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formula</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Component</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} ( F_{t1,Rd,comp} )$	153.57	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(1)} = 282.24$	282.24	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(1)} = 153.57$	153.57	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(1)} = 282.24$	282.24	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(1)} = 297.00$	297.00	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 778.11$	778.11	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta = 947.84$	947.84	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} = 1361.56$	1361.56	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} = 727.19$	727.19	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} = 594.52$	594.52	Beam web - compression

### RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formula</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Component</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} ( F_{t2,Rd,comp} )$	128.16	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(2)} = 282.24$	282.24	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(2)} = 153.57$	153.57	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(2)} = 282.24$	282.24	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(2)} = 262.81$	262.81	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 778.11$	778.11	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^1 F_{ti,Rd} = 947.84 - 153.57$	794.26	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1361.56 - 153.57$	1207.99	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 727.19 - 153.57$	573.61	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 594.52 - 153.57$	440.94	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 564.48 - 153.57$	410.91	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 281.73 - 153.57$	128.16	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 530.26 - 153.57$	376.68	Front plate - tension - group

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formula</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Component</b>
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 419.01 - 153.57$	265.44	Beam web - tension - group

### RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formula</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Component</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	153.57	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(3)} = 282.24$	282.24	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(3)} = 153.57$	153.57	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(3)} = 282.24$	282.24	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(3)} = 262.81$	262.81	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 778.11$	778.11	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 947.84 - 281.73$	666.10	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1361.56 - 281.73$	1079.83	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 727.19 - 281.73$	445.46	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 594.52 - 281.73$	312.78	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 564.48 - 128.16$	436.32	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 583.13 - 128.16$	454.97	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 846.72 - 281.73$	564.99	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 605.47 - 281.73$	323.74	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 487.17 - 128.16$	359.01	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 335.78 - 128.16$	207.62	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 790.28 - 281.73$	508.55	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 618.66 - 281.73$	336.93	Beam web - tension - group

### RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formula</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Component</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	153.57	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(4)} = 282.24$	282.24	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(4)} = 153.57$	153.57	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(4)} = 282.24$	282.24	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(4)} = 262.81$	262.81	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 778.11$	778.11	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 947.84 - 435.31$	512.53	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1361.56 - 435.31$	926.25	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 727.19 - 435.31$	291.88	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 594.52 - 435.31$	159.21	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 564.48 - 153.57$	410.91	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 496.37 - 153.57$	342.80	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 846.72 - 281.73$	564.99	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 691.94 - 281.73$	410.20	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1128.96 - 435.31$	693.65	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 711.71 - 435.31$	276.41	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 552.84 - 153.57$	399.27	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 462.64 - 153.57$	309.07	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 779.99 - 281.73$	498.25	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 598.77 - 281.73$	317.03	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1083.10 - 435.31$	647.79	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 881.65 - 435.31$	446.35	Beam web - tension - group

### SUMMARY TABLE OF FORCES

<b>Nr</b>	<b>h<sub>j</sub></b>	<b>F<sub>ij,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,fc,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wc,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,ep,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wb,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,Rd</sub></b>	<b>B<sub>p,Rd</sub></b>
1	355	153.57	282.24	153.57	282.24	297.00	282.24	778.11



Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
2	280	128.16	282.24	153.57	282.24	262.81	282.24	778.11
3	205	153.57	282.24	153.57	282.24	262.81	282.24	778.11
4	60	153.57	282.24	153.57	282.24	262.81	282.24	778.11

### CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 131.13 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.92 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.92)$$

### CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{v,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 94.08 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 141.12 \quad [\text{kN}] \quad \text{Tensile resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 304.91 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of an intermediate bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 263.86 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of an outermost bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	282.24	-9.66	153.57	142.01	132.35	125.14
2	282.24	-9.66	128.16	118.50	108.84	136.33
3	282.24	-9.66	153.57	142.01	132.35	125.14
4	282.24	-9.66	153.57	142.01	132.35	125.14

$F_{tj,Rd,N}$  – Bolt row resistance for simple tension

$F_{tj,Ed,N}$  – Force due to axial force in a bolt row

$F_{tj,Rd,M}$  – Bolt row resistance for simple bending

$F_{tj,Ed,M}$  – Force due to moment in a bolt row

$F_{tj,Ed}$  – Maximum tensile force in a bolt row

$F_{vj,Rd}$  – Reduced bolt row resistance

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 511.74 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.11 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.11)$$

### WELD RESISTANCE

$$A_w = 101.98 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Area of all welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 69.68 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Area of horizontal welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 32.30 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Area of vertical welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 22546.92 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 82.87 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Normal stress in a weld} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 71.04 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Stress in a vertical weld} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 17.05 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tangent stress} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{Correlation coefficient} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	165.73 < 404.71	verified	(0.41)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	145.12 < 404.71	verified	(0.36)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	82.87 < 309.60	verified	(0.27)

## **CONNECTION STIFFNESS**

$t_{wash} =$	4	[mm]	Washer thickness	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14	[mm]	Bolt head height	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20	[mm]	Bolt nut height	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	68	[mm]	Bolt length	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	6	[mm]	Stiffness coefficient of bolts	[6.3.2.(1)]

## **STIFFNESSES OF BOLT ROWS**

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Sum	6.23	152.16
1	355	0	239	64	0	0.80	28.55
2	280	1	1260	31	1	2.78	77.88
3	205	1	1260	45	1	2.06	42.19
4	60	1	1221	59	1	0.59	3.55

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 244 \text{ [mm]} \quad \text{Equivalent force arm} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 3 \text{ [mm]} \quad \text{Equivalent stiffness coefficient of a bolt arrangement} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$A_{vc} =$	60.60	[cm <sup>2</sup> ]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta =$	1.00		Transformation parameter	[5.3.(7)]
$z =$	244	[mm]	Lever arm	[6.2.5]
$k_1 =$	9	[mm]	Stiffness coefficient of the column web panel subjected to shear	[6.3.2.(1)]
$k_2 =$	$\infty$		Stiffness coefficient of the compressed column web	[6.3.2.(1)]

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 25147.34 \text{ [kN*m]} \quad \text{Initial rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2.42 \quad \text{Stiffness coefficient of a connection} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 10396.26 \text{ [kN*m]} \quad \text{Final rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

### **Connection classification due to stiffness.**

$S_{j,rig} =$	12899.53	[kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} =$	806.22	[kN*m]	Stiffness of a pinned connection	[5.2.2.5]

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGID}$$

## **WEAKEST COMPONENT:**

COLUMN WEB - TENSION

### 7.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ – ΜΗΚΙΔΑΣ

Για τη σύνδεση του υποστυλώματος με τη μηκίδα χρησιμοποιήθηκαν 2 κοχλίες κατηγορίας M16 και ποιότητας 4.8 και τοποθετήθηκε έλασμα 112mm x 85mm x 8mm. Επίσης, η δυσμενέστερη εντατική της κατάσταση προέρχεται από την οριακή κατάσταση αστοχίας με κύρια μεταβλητή δράση το φορτίο χιονιού (1,35G+1,05Q+1,5·S) και καταπονείται από αξονική δύναμη  $N_{Ed} = 1.04$  [kN], διατμητική δύναμη  $V_{Ed} = -0.01$  [kN] και καμπτική ροπή  $M_{Ed} = -0.11$  [kNm].



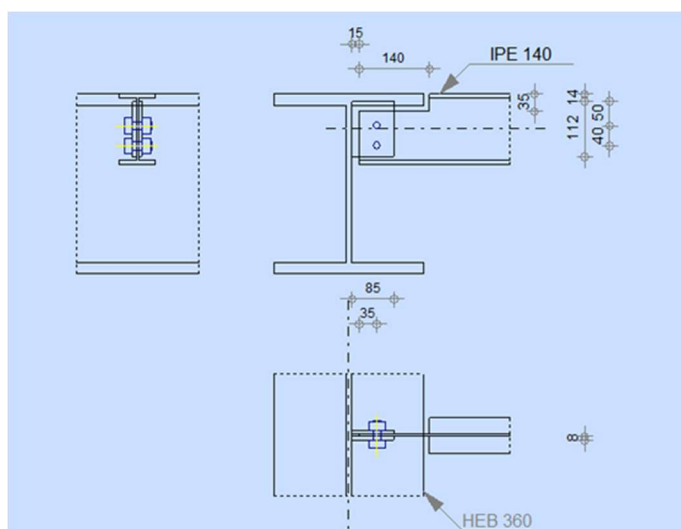
Robot Structural Analysis Professional 2024

#### Calculation of the beam-to-beam (web) connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio  
0.12



Εικόνα 7.3 Σύνδεση υποστυλώματος-μηκίδας

## RESULTS

### BOLTS CONNECTING BEAM WITH PLATE

#### BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} = 77.21$  [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

#### Bolt bearing on the beam

Direction x

$k_{1x} = 1.41$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $1.41 > 0.00$  **verified**

$\alpha_{bx} = 0.65$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0.65 > 0.00$  **verified**

$F_{b,Rd1x} = 23.66$  [kN] Bearing resistance of a single bolt

$$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified	
$\alpha_{bz} = 0.49$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.49 > 0.00$	verified	
$F_{b,Rd1z} = 31.74$	[kN] Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

### Bolt bearing on the plate

Direction x			
$k_{1x} = 1.41$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$1.41 > 0.00$	verified	
$\alpha_{bx} = 0.65$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.65 > 0.00$	verified	
$F_{b,Rd2x} = 80.54$	[kN] Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z			
$k_{1z} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified	
$\alpha_{bz} = 0.41$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.41 > 0.00$	verified	
$F_{b,Rd2z} = 89.69$	[kN] Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

### FORCES ACTING ON BOLTS IN THE PLATE - BEAM CONNECTION

#### Bolt shear

$e = 56$	[mm] Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web		
$M_0 = 0.09$	[kN*m] Real bending moment		$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} = 0.52$	[kN] Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force		$F_{Nx} =  N_{b,Ed}  / n$
$F_{Vz} = 0.00$	[kN] Component force in a bolt due to influence of the shear force		$F_{Vz} =  V_{b,Ed}  / n$
$F_{Mx} = 2.36$	[kN] Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction		$F_{Mx} =  M_0  * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0.00$	[kN] Component force in a bolt due to influence of the moment on the z direction		$F_{Mz} =  M_0  * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 2.88$	[kN] Design total force in a bolt on the direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 0.00$	[kN] Design total force in a bolt on the direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 2.88$	[kN] Resultant shear force in a bolt		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 23.6$	[kN] Effective design capacity of a bolt on the direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} = 31.7$	[kN] Effective design capacity of a bolt on the direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$		$ 2.88  < 23.66$	verified (0.12)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$		$ 0.00  < 31.74$	verified (0.00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$2.88 < 77.21$	verified (0.04)

### VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (AXIAL FORCE)

#### PLATE

$A_{nt} = 1.76$	[cm <sup>2</sup> ] Net area of the section in tension		
$A_{nv} = 4.16$	[cm <sup>2</sup> ] Area of the section in shear		
$V_{effRd} = 126.59$	[kN] Design capacity of a section weakened by openings		$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|0.5 \cdot N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0.52| < 126.59 \quad \text{verified} \quad (0.00)$$

### BEAM

$$A_{nt} = 1.03 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 2.44 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = 74.37 \text{ [kN]} \text{ Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |1.04| < 74.37 \quad \text{verified} \quad (0.01)$$

## VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (SHEAR FORCE)

### PLATE

$$A_{nt} = 2.08 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 5.04 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = 115.80 \text{ [kN]} \text{ Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-0.00| < 115.80 \quad \text{verified} \quad (0.00)$$

### BEAM

$$A_{nt} = 1.22 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 2.30 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = 57.58 \text{ [kN]} \text{ Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-0.01| < 57.58 \quad \text{verified} \quad (0.00)$$

## VERIFICATION OF A PLATE WEAKENED BY OPENINGS

$$A_t = 5.40 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of tension zone of the gross section}$$

$$A_{t,net} = 3.96 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.66 < 0.80$$

$$W_{net} = 16.89 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Elastic section modulus}$$

$$M_{c,Rdnet} = 4.65 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Design resistance of the section for bending}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |-0.05| < 4.65 \quad \text{verified} \quad (0.01)$$

$$A_v = 8.96 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Effective section area for shear}$$

$$A_v = h_p \cdot t_p$$

$$A_{v,net} = 6.08 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of a section effective for shear}$$

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 142.26 \text{ [kN]} \text{ Design plastic resistance for shear}$$

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

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |-0.00| < 142.26 \quad \text{verified} \quad (0.00)$$

## VERIFICATION OF A BEAM SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$$A_t = 2.94 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of tension zone of the gross section}$$

$$A_{t,net} = 2.10 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of the section in tension}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.64 < 0.80$$

$$W_{net} = 8.67 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Elastic section modulus}$$

$$M_{c,Rdnet} = 2.38 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Design resistance of the section for bending}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |-0.09| < 2.38 \quad \text{verified} \quad (0.04)$$

$$A_v = 4.93 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Effective section area for shear}$$

$$A_{v,net} = 3.24 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Net area of a section effective for shear}$$

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 78.35 \text{ [kN]} \text{ Design plastic resistance for shear}$$

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

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |-0.01| < 78.35 \quad \text{verified} \quad (0.00)$$

## WELD RESISTANCE

### BUTT WELD CONNECTING PLATE WITH PRINCIPAL BEAM

$A_w =$	5.60	[cm <sup>2</sup> ]	Area of welds	
$\sigma_N =$	0.93	[MPa]	Stress from axial force	$\sigma_N = 0.5 \cdot N_{b,Ed} / A_s$
$\sigma_M =$	-5.21	[MPa]	Stress due to bending	$\sigma_M = 0.5 \cdot M_0 / W_{ys}$
$\sigma =$	-4.28	[MPa]	Maximum normal stress	$\sigma = \sigma_N + \sigma_M$
$\tau =$	-0.01	[MPa]	Tangent stress	$\tau = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / A_s$
$\beta_w =$	0.85		Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\sqrt{[\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$			4.28 < 404.71	verified (0.01)

### 7.4 ΕΔΡΑΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Για τη διαμόρφωση της σύνδεσης χρησιμοποιούνται πλάκα έδρασης 720mm x 600mm x 25mm ποιότητας S235, 4 αγκύρια διαμέτρου M33 και ποιότητας 6.8 και σκυρόδεμα ποιότητας C20/25. Τα αγκύρια είναι ευθύγραμμα με μήκος 820mm, εντός του θεμελίου. Η πλάκα αγκύρωσης των αγκυρίων, εντός του θεμελίου έχει διαστάσεις 100mm x 100mm x 10mm. Μεταξύ της πλάκας έδρασης και του θεμελίου τοποθετείται στρώση κονιάματος πάχους 30mm. Η σύνδεση σχεδιάστηκε με τα εντατικά μεγέθη του δυσμενέστερου συνδυασμού (1,35G+1,05Q+1,5·S), τα οποία είναι:  $M_{Ed,y} = -109.68$  [kNm],  $M_{Ed,z} = 0.31$  [kNm],  $V_{Ed,y} = 0.89$  [kN],  $V_{Ed,z} = 43.66$  [kN],  $N_{Ed} = -57.13$  [kN].



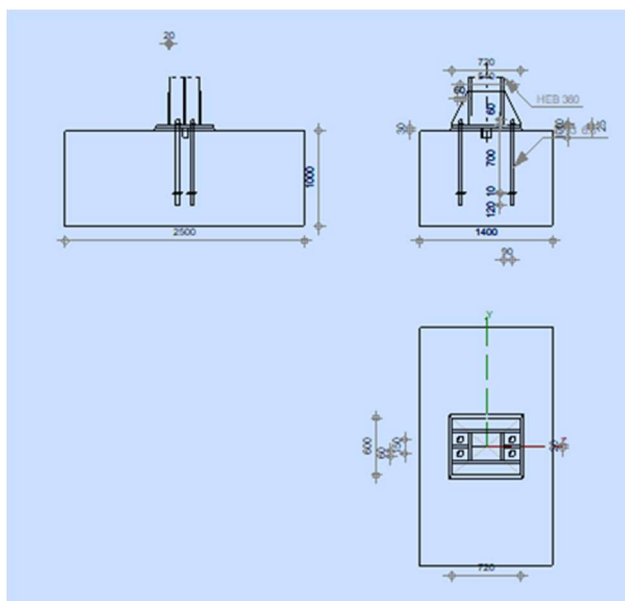
Robot Structural Analysis Professional 2024

#### Fixed column base design

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio  
0.98



Εικόνα 7.4 Έδραση μεταλλικού υποστυλώματος

## RESULTS

### COMPRESSION ZONE

#### COMPRESSION OF CONCRETE

$f_{cd} =$	13.33	[MPa]	Design compressive resistance	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	20.24	[MPa]	Design bearing resistance under the base plate	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	53	[mm]	Additional width of the bearing pressure zone	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	129	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	406	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	523.87	[cm <sup>2</sup> ]	Area of the joint between the base plate and the foundation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	4714.87	[cm <sup>2</sup> ]	Maximum design area of load distribution	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	2095.50	[kN]	Bearing resistance of concrete	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0.67		Reduction factor for compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$				
$f_{jd} =$	26.67	[MPa]	Design bearing resistance	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	2887.92	[cm <sup>2</sup> ]	Bearing area for compression	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	1056.27	[cm <sup>2</sup> ]	Bearing area for bending My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	910.11	[cm <sup>2</sup> ]	Bearing area for bending Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	7701.12	[kN]	Bearing resistance of concrete for compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	2816.72	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	2426.97	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending Mz	[6.2.8.3.(1)]

#### COLUMN FLANGE AND WEB IN COMPRESSION

$CL =$	1.00		Section class	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	9811.14	[cm <sup>3</sup> ]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	2698.06	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	454	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	5944.17	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	5676.51	[cm <sup>3</sup> ]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	1561.04	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	320	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	4878.25	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

#### RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	7701.12	[kN]	Resistance of a spread footing for axial compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{C,Rd,y} =$	2816.72	[kN]	Resistance of spread footing in the compression zone	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{C,Rd,z} =$	2426.97	[kN]	Resistance of spread footing in the compression zone	[6.2.8.3]

### TENSION ZONE

### STEEL FAILURE

$A_b = 6.94$	[cm <sup>2</sup> ]	Effective anchor area	[Table 3.4]
$f_{ub} = 600.00$	[MPa]	Tensile strength of the anchor material	[Table 3.4]
$\beta = 0.85$		Reduction factor of anchor resistance	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1} = 254.84$	[kN]	Anchor resistance to steel failure	[Table 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1.20$		Partial safety factor	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 480.00$	[MPa]	Yield strength of the anchor material	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$			
$F_{t,Rd,s2} = 277.60$	[kN]	Anchor resistance to steel failure	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s} = 254.84$	[kN]	Anchor resistance to steel failure	

### PULL-OUT FAILURE

$f_{ck} = 20.00$	[MPa]	Characteristic compressive strength of concrete	EN 1992-1:[3.1.2]
$A_h = 91.45$	[cm <sup>2</sup> ]	Bearing area of the head	CEB [15.1.2.3]
$p_k = 150.00$	[MPa]	Characteristic strength of concrete (pull-out)	CEB [15.1.2.3]
$\gamma_{Mp} = 2.16$		Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / \gamma_{Mp}$			
$F_{t,Rd,p} = 635.05$	[kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.3]

### CONCRETE CONE FAILURE

$h_{ef} = 670$	[mm]	Effective anchorage depth	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 698.02$	[kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 2010$	[mm]	Critical width of the concrete cone	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 1005$	[mm]	Critical edge distance	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 40401.00$	[cm <sup>2</sup> ]	Maximum area of concrete cone	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 15120.00$	[cm <sup>2</sup> ]	Actual area of concrete cone	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 0.37$		Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.2.4]
$c = 430$	[mm]	Minimum edge distance from an anchor	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 0.8$		Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1.0$		Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm] / 200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} = 1.0$		Shell spalling factor	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1.0$		Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2.1/6$		Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$			
$F_{t,Rd,c} = 100.18$	[kN]	Design anchor resistance to concrete cone failure	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

### SPLITTING FAILURE

$h_{ef} = 670$	[mm]	Effective anchorage depth	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 698.02$	[kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1340$	[mm]	Critical width of the concrete cone	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 670$	[mm]	Critical edge distance	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 17956.00$	[cm <sup>2</sup> ]	Maximum area of concrete cone	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 8195.00$	[cm <sup>2</sup> ]	Actual area of concrete cone	CEB [9.2.5]



$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$\psi_{A,N} = 0.46$	Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.2.5]
$c = 430$ [mm]	Minimum edge distance from an anchor	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\psi_{s,N} = 0.8$	Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1.0$	Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1.00$	Shell spalling factor	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1.00$	Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\psi_{h,N} = 0.82$	Coeff. related to the foundation height	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2.16$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^{0*} \psi_{A,N} \psi_{s,N} \psi_{ec,N} \psi_{re,N} \psi_{ucr,N} \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 108.30$ [kN]	Design anchor resistance to splitting of concrete	CEB [9.2.5]

### TENSILE RESISTANCE OF AN ANCHOR

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$	
$F_{t,Rd} = 100.18$ [kN]	Tensile resistance of an anchor

### BENDING OF THE BASE PLATE

#### Bending moment $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 353$ [mm]	Effective length for a single bolt row for mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 353$ [mm]	Effective length for a single bolt row for mode 2	[6.2.6.5]
$m = 65$ [mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 15.17$ [kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 15.17$ [kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 936.09$ [kN]	Resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 319.34$ [kN]	Resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 200.37$ [kN]	Resistance of a plate for mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 200.37$ [kN]	Tension resistance of a plate	[6.2.4]

#### Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 353$ [mm]	Effective length for a single bolt row for mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 353$ [mm]	Effective length for a single bolt row for mode 2	[6.2.6.5]
$m = 65$ [mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 15.17$ [kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 15.17$ [kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 936.09$ [kN]	Resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 319.34$ [kN]	Resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 200.37$ [kN]	Resistance of a plate for mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,z} = 200.37$ [kN]	Tension resistance of a plate	[6.2.4]

### RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE TENSION ZONE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$	
$F_{T,Rd,y} = 200.37$ [kN]	Resistance of a column base in the tension zone
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$	
$F_{T,Rd,z} = 200.37$ [kN]	Resistance of a column base in the tension zone

### CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1.0$ (6.24)	0.01 < 1.00	verified	(0.01)
---------------------------------------	-------------	----------	--------

$e_y =$	1920	[mm]	Axial force eccentricity	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	227	[mm]	Lever arm $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	270	[mm]	Lever arm $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	112.92	[kN*m]	Connection resistance for bending	[6.2.8.3]

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0.97 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.97)$$

$e_z =$	5	[mm]	Axial force eccentricity	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	160	[mm]	Lever arm $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	75	[mm]	Lever arm $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	25.47	[kN*m]	Connection resistance for bending	[6.2.8.3]

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0.01 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.01)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.98 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.98)$$

## SHEAR

### BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

#### Shear force $V_j, Ed, y$

$\alpha_{d,y} = 2.14$  Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear [Table 3.4]

$\alpha_{b,y} = 1.00$  Coeff. for resistance calculation  $F_{1,vb,Rd}$  [Table 3.4]

$k_{1,y} = 2.50$  Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear [Table 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 709.50$  [kN] Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

#### Shear force $V_j, Ed, z$

$\alpha_{d,z} = 0.86$  Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear [Table 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0.86$  Coeff. for resistance calculation  $F_{1,vb,Rd}$  [Table 3.4]

$k_{1,z} = 2.50$  Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear [Table 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 608.14$  [kN] Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

### SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

$\alpha_b = 0.30$  Coeff. for resistance calculation  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 8.55$  [cm<sup>2</sup>] Area of bolt section [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 600.00$  [MPa] Tensile strength of the anchor material [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1.25$  Partial safety factor [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 121.52$  [kN] Shear resistance of a bolt - without lever arm [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2.00$  Factor related to the fastening of an anchor in the foundation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 1.78$  [kN\*m] Characteristic bending resistance of an anchor CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 59$  [mm] Lever arm length CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1.20$  Partial safety factor CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 50.30$  [kN] Shear resistance of a bolt - with lever arm CEB [9.3.1]

### CONCRETE PRY-OUT FAILURE

$N_{Rk,c} = 216.40$  [kN] Design uplift capacity CEB [9.2.4]

$k_3 = 2.00$  Factor related to the anchor length CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2.16$  Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 200.37$  [kN] Concrete resistance for pry-out failure CEB [9.3.1]

### CONCRETE EDGE FAILURE

### Shear force $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}$	$1195$	[k]	Characteristic resistance of an anchor	CEB
$=$	$91$	[N]		[9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,y}$	$0.14$		Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB
$=$				[9.3.4]
$\Psi_{h,V,y}$	$1.21$		Factor related to the foundation thickness	CEB
$=$				[9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,y}$	$0.77$		Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB
$=$				[9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,y}$	$1.00$		Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB
$=$				[9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,y}$	$1.00$		Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB
$=$				[9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,y}$	$1.00$		Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB
$=$				[9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc}$	$2.16$		Partial safety factor	CEB
				[3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \Psi_{A,V,y} \cdot \Psi_{h,V,y} \cdot \Psi_{s,V,y} \cdot \Psi_{ec,V,y} \cdot \Psi_{\alpha,V,y} \cdot \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,c,y}$	$71.58$	[kN]	Concrete resistance for edge failure	CEB [9.3.1]

### Shear force $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}$	$264$	[k]	Characteristic resistance of an anchor	CEB
$=$	$76$	[N]		[9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z}$	$1.00$		Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4]
$=$				
$\Psi_{h,V,z}$	$1.00$		Factor related to the foundation thickness	CEB
$=$				[9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z}$	$1.00$		Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB
$=$				[9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z}$	$1.00$		Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB
$=$				[9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z}$	$1.00$		Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB
$=$				[9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z}$	$1.00$		Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB
$=$				[9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc}$	$2.16$		Partial safety factor	CEB
				[3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \Psi_{A,V,z} \cdot \Psi_{h,V,z} \cdot \Psi_{s,V,z} \cdot \Psi_{ec,V,z} \cdot \Psi_{\alpha,V,z} \cdot \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,c,z}$	$122.57$	[kN]	Concrete resistance for edge failure	CEB [9.3.1]

### SPLITTING RESISTANCE

$C_{f,d}$	$0.30$		Coeff. of friction between the base plate and concrete	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$	$57.13$	[kN]	Compressive force	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$				
$F_{f,Rd}$	$17.14$	[kN]	Slip resistance	[6.2.2.(6)]

### BEARING PRESSURE OF THE WEDGE ONTO CONCRETE

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$				
$F_{v,Rd,wg,y}$	$186.67$	[kN]	Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete	

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$				
$F_{v,Rd,wg,z}$	$102.67$	[kN]	Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete	

### SHEAR CHECK

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,y}$	$404.99$	[kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0.00 < 1.00$		verified	(0.00)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 320.99$ [kN] Connection resistance for shear			CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0.14 < 1.00$	verified	(0.14)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0.14 < 1.00$	verified	(0.14)

## **STIFFENER CHECK**

### **Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)**

$M_1 = 5.84$ [kN*m] Bending moment acting on a stiffener			
$Q_1 = 64.87$ [kN] Shear force acting on a stiffener			
$z_s = 136$ [mm] Location of the neutral axis (from the plate base)			
$I_s = 17325.58$ [cm <sup>4</sup> ] Moment of inertia of a stiffener			
$\sigma_d = 3.75$ [MPa] Normal stress on the contact surface between stiffener and plate		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g = 8.38$ [MPa] Normal stress in upper fibers		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau = 9.01$ [MPa] Tangent stress in a stiffener		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 16.05$ [MPa] Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0.06 < 1.00$	verified	(0.06)

### **Trapezoid plate parallel to the column web**

$M_1 = 5.84$ [kN*m] Bending moment acting on a stiffener			
$Q_1 = 64.87$ [kN] Shear force acting on a stiffener			
$z_s = 117$ [mm] Location of the neutral axis (from the plate base)			
$I_s = 20071.92$ [cm <sup>4</sup> ] Moment of inertia of a stiffener			
$\sigma_d = 2.66$ [MPa] Normal stress on the contact surface between stiffener and plate		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g = 7.81$ [MPa] Normal stress in upper fibers		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau = 9.01$ [MPa] Tangent stress in a stiffener		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 15.83$ [MPa] Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0.06 < 1.00$	verified	(0.06)

## **WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE**

$\sigma_{\perp} = 14.82$ [MPa] Normal stress in a weld		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 14.82$ [MPa] Perpendicular tangent stress		[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0.08$ [MPa] Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = 2.18$ [MPa] Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0.85$ Resistance-dependent coefficient		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0.05 < 1.00$	verified (0.05)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)	$0.07 < 1.00$	verified (0.07)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)	$0.06 < 1.00$	verified (0.06)

## VERTICAL WELDS OF STIFFENERS

### Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)

$\sigma_{\perp} =$	23.89	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	23.89	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	22.52	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	61.69	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0.85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0.15 < 1.00 <span style="color: green;">verified</span> (0.15)

### Trapezoid plate parallel to the column web

$\sigma_{\perp} =$	0.00	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0.00	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	39.66	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0.00	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0.85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0.17 < 1.00 <span style="color: green;">verified</span> (0.17)

## TRANSVERSAL WELDS OF STIFFENERS

### Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)

$\sigma_{\perp} =$	31.85	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	31.85	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	23.25	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	75.37	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0.85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0.19 < 1.00 <span style="color: green;">verified</span> (0.19)

### Trapezoid plate parallel to the column web

$\sigma_{\perp} =$	31.85	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	31.85	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	25.82	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	77.84	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0.85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0.19 < 1.00 <span style="color: green;">verified</span> (0.19)

## CONNECTION STIFFNESS

### Bending moment $M_j, E_d, y$

$b_{eff} =$	129	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	406	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$				
$k_{13,y} =$	26	[mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
$l_{eff} =$	353	[mm]	Effective length for a single bolt row for mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	65	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	9	[mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$L_b =$	346	[mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]

$\lambda_{0,y} =$	0.41	Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	44566.20 [kN*m]	Initial rotational stiffness	[Table 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	494761.91 [kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$		SEMI-RIGID	[5.2.2.5.(2)]

### Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$			
$k_{13,z} =$	34 [mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]

$l_{eff} =$	353 [mm]	Effective length for a single bolt row for mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	65 [mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]

$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z} =$	9 [mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]

$L_b =$	346 [mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]
---------	----------	---------------------------	--------------

$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,z} =$	3 [mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]

$\lambda_{0,z} =$	0.85	Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	363436.83 [kN*m]	Initial rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	116162.84 [kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$		RIGID	[5.2.2.5.(2)]

### **WEAKEST COMPONENT:**

FOUNDATION - CONCRETE CONE PULL-OUT FAILURE

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ

### PUSHOVER

#### 8.1 ΓΕΝΙΚΑ

Όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί, όπως ο Ευρωπαϊκός κανονισμός για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών (Ευρωκώδικας 8, 2004), τα πρότυπα του Αμερικάνικου συλλόγου πολιτικών μηχανικών για τη σεισμική αποκατάσταση υφιστάμενων κατασκευών (ASCE, 2007) και ο Ελληνικός κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2012) προτείνουν ότι η διαθέσιμη πλαστιμότητα μιας κατασκευής θα πρέπει να προσδιορίζεται μέσω μιας στατικής, ανελαστικής ανάλυσης Pushover.

Η προτίμηση των κανονισμών στην ανάλυση Pushover αποδίδεται στο συνδυασμό της ακριβέστερης προσέγγισης της συμπεριφοράς των μελών μέσω της ενσωμάτωσης μη-γραμμικών προσομοιωμάτων των υλικών, ενώ η σεισμική ένταση εκφράζεται απλά μέσω μίας αυξανόμενης οριζόντιας στατικής φόρτισης. Η οριζόντια φόρτιση κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση του δομήματος. Ως κατάρρευση ορίζεται η δημιουργία πλαστικού μηχανισμού, ή η αδυναμία του φορέα να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας. Οι προκύπτουσες παραμορφώσεις της κατασκευής συγκρίνονται έπειτα με τα όρια παραμόρφωσης που ορίζουν οι στάθμες επιτελεστικότητας.

Η χρήση της μεθόδου έχει μια σειρά στόχων:

- Τη δημιουργία της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- Την τεκμηρίωση της ύπαρξης, ή μη επαρκούς υπεραντοχής στο κτίριο (λόγος  $a_u/a_1$ ).
- Την εποπτεία της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού.

Η μη γραμμική ανάλυση υπερέχει της κλασικής ελαστικής καθώς παρουσιάζει τα ακόλουθα πλεονεκτήματα.

- Είναι πιο ακριβής διότι δεν βασίζεται μόνο στη δυσκαμψία των μελών, αλλά συνεκτιμά και την αντοχή τους. Επίσης, καθιστά δυνατό τον έλεγχο της δυνατότητας παραμόρφωσης όπως αυτή διαμορφώνεται βάσει π.χ. της περίσφιγξης και της λεπτομέρειας όπλισης.
- Εξασφαλίζεται η εποπτεία κατανομής των βλαβών στον φορέα.
- Γίνεται απαλλαγή από ικανοτικά προσομοιώματα.
- Μπορεί να ελεγχθεί η επάρκεια του φορέα για πολλές επιτελεστικότητες ταυτόχρονα (Άμεση χρήση, Προστασία ζωής, Αποφυγή κατάρρευσης).
- Παρέχει πληροφόρηση σχετικά με την μορφή της δομικής ανεπάρκειας και βοηθάει να σχεδιαστεί η ενίσχυση είτε με αύξηση της αντοχής, είτε με αύξηση της πλαστιμότητας, είτε με συνδυασμό τους.

Σύμφωνα με τα παραπάνω στο τέλος μιας στατικής μελέτης με βάση τη μη γραμμική ανάλυση επιτυγχάνεται ο πληρέστερος έλεγχος της συμπεριφοράς της κατασκευής, ενώ παράλληλα εξασφαλίζεται η οικονομικότητα χωρίς υποχωρήσεις στην ασφάλεια.

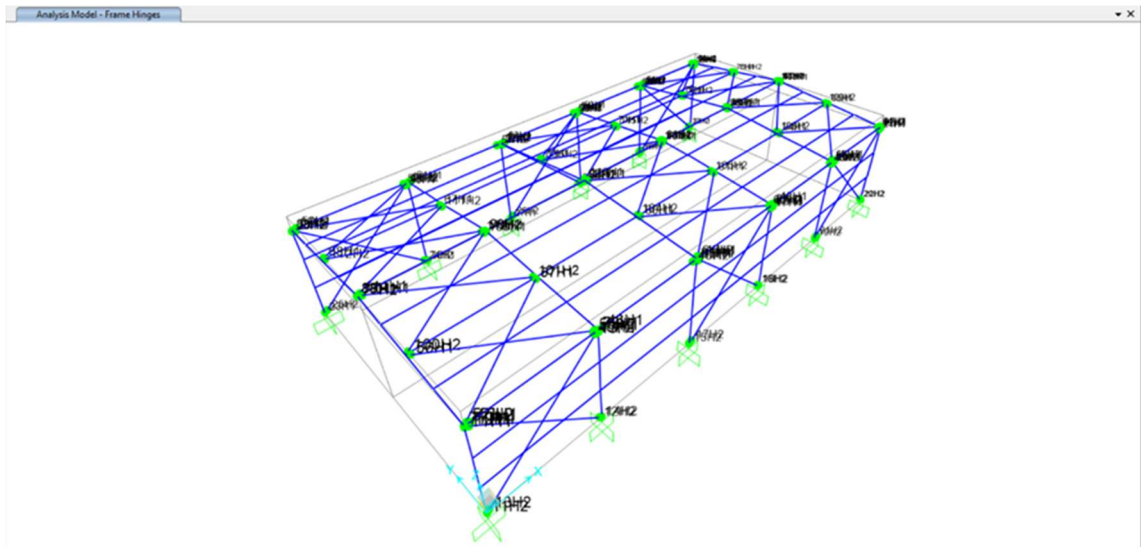
Η εξαγωγή της καμπύλης ικανότητας γίνεται είτε με αύξηση του επιβαλλόμενου φορτίου, είτε με αύξηση επιβαλλόμενων μετατοπίσεων και εύρεση του φορτίου που ισορροπεί τις παραμορφώσεις αυτές. Η πρώτη περίπτωση αναφέρεται ως «Μέθοδος ελέγχου Δυνάμεων» (Load control) και η δεύτερη περίπτωση «Μέθοδος ελέγχου Μετακινήσεων» (Displacement control).

Στην παρούσα πτυχιακή χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των μετατοπίσεων. Η μέθοδος σχετίζεται με επιβολή μετακινήσεων και εύρεση του συντελεστή που πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα εξωτερικά φορτία ώστε η προκύπτουσα μετατόπιση στον κόμβο ελέγχου να προκύψει ίση με τη δεδομένη. Ως δεδομένο τίθεται η μέγιστη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου, που στην προκειμένη περίπτωση είναι ο κόμβος 87, και διαιρώντας την τιμή αυτή με τον αριθμό βημάτων προκύπτει η μετακίνηση κάθε βήματος. Ως άγνωστες παράμετροι είναι οι επικόμβιες μετατοπίσεις της κατασκευής (εκτός από τη δεδομένη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου) και ο φορτιστικός συντελεστής λ.

## 8.2 ΑΝΑΛΥΣΗ

Επιλέχθηκε η τοποθέτηση πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα, στους αμείβοντες, στους κατακόρυφους και οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και στην κεφαλοδοκό (Σχήμα 8.1).

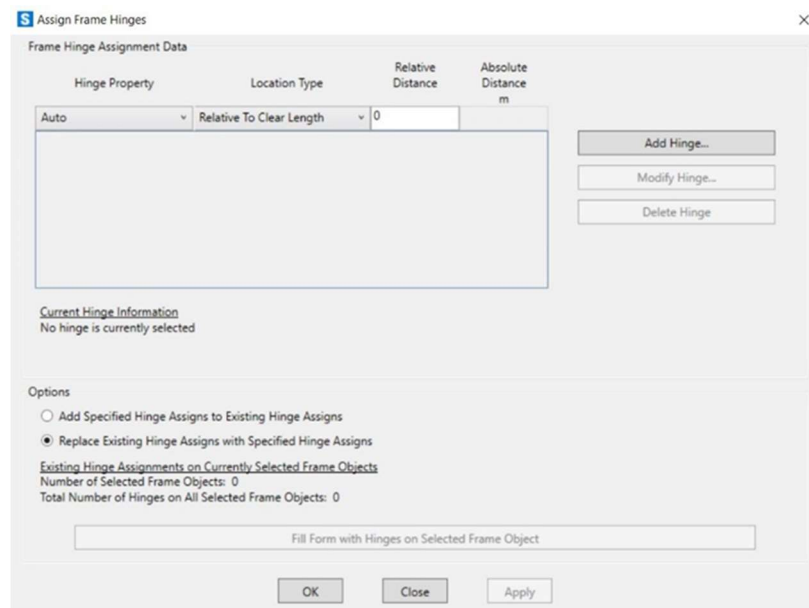




Σχήμα 8.1 Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων

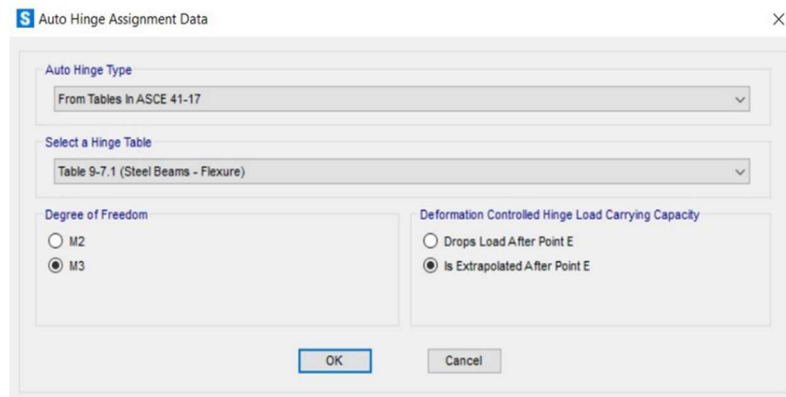
Πρώτα, επιλέγονται τα μέλη όπου εισάγονται πλαστικές αρθρώσεις (hinges) με βάση τα πρότυπα του Αμερικανικού Κανονισμού για τη σεισμική αποκατάσταση υφιστάμενων κατασκευών (ASCE, 2017).

Assign -> Frame -> Hinges



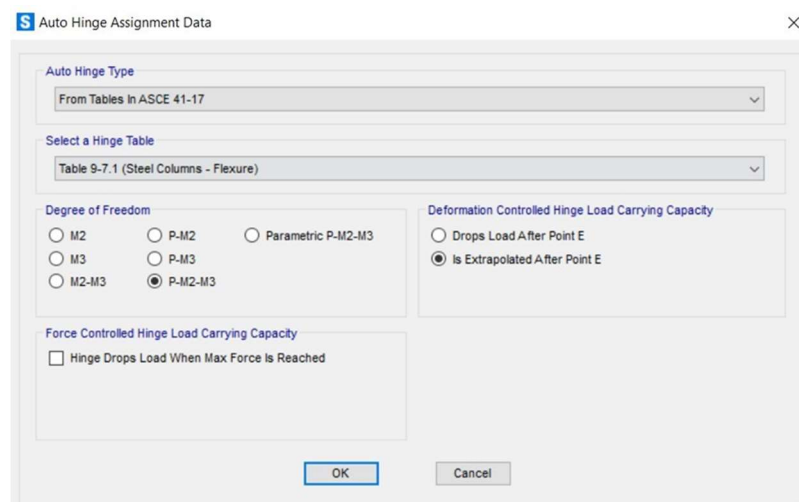
Εικόνα 8.1 Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων

Για τα ζυγώματα και την κεφαλοδοκό (Εικόνα 8.2):



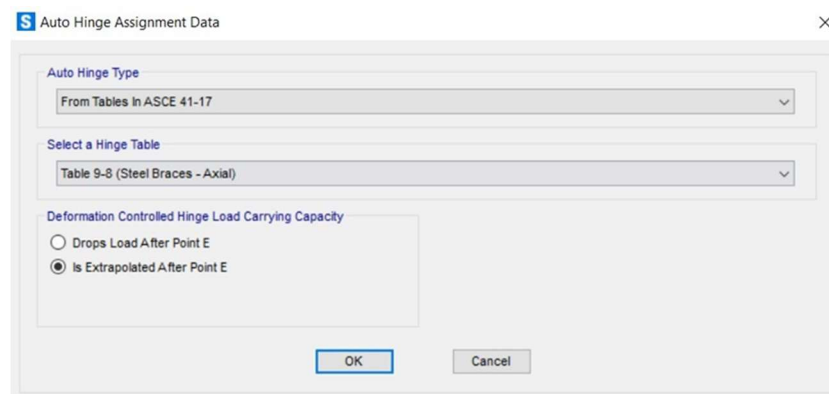
Εικόνα 8.2 Πλαστικές αρθρώσεις για ζυγώματα και κεφαλοδοκό

Για τα υποστυλώματα (Εικόνα 8.3):



Εικόνα 8.3 Πλαστικές αρθρώσεις υποστυλωμάτων

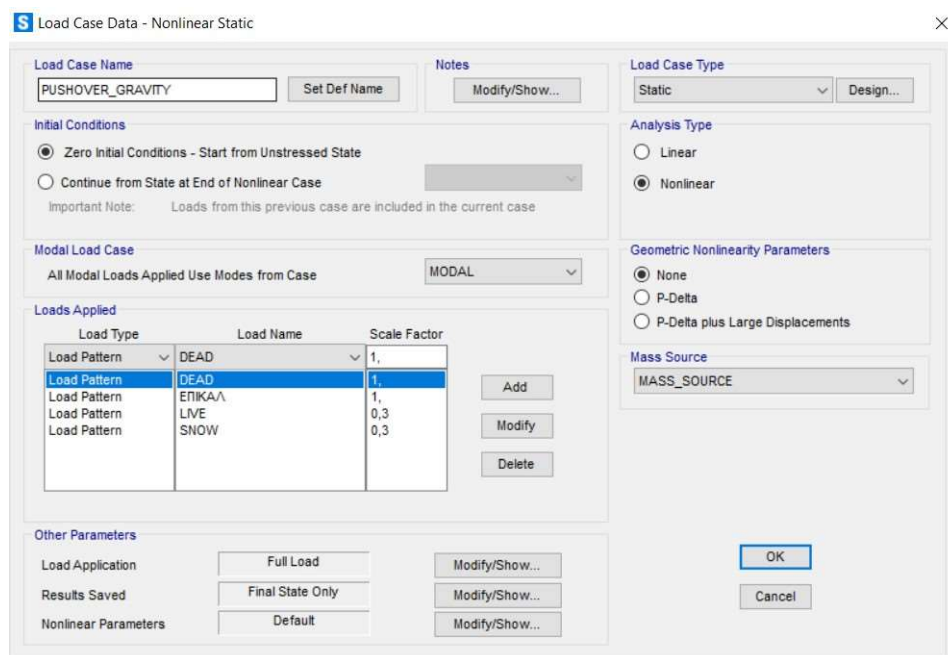
Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας (Εικόνα 8.4):



Εικόνα 8.4 Πλαστικές αρθρώσεις για συνδέσμους δυσκαμψίας

## 8.2.1 ΟΡΙΣΜΟΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΒΟΛΗ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ.

Όπως είναι γνωστό, η σεισμική δράση δεν εφαρμόζεται σε έναν αφόρτιστο φορέα, αλλά σε έναν φορέα στον οποίο ενεργούν ήδη κάποια κατακόρυφα φορτία. Ορίζουμε λοιπόν, μια πρώτη ανελαστική στατική ανάλυση (**PUSHOVER\_GRAVITY**), η οποία θα αφορά αποκλειστικά τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στον φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού, (Εικόνα 8.5).

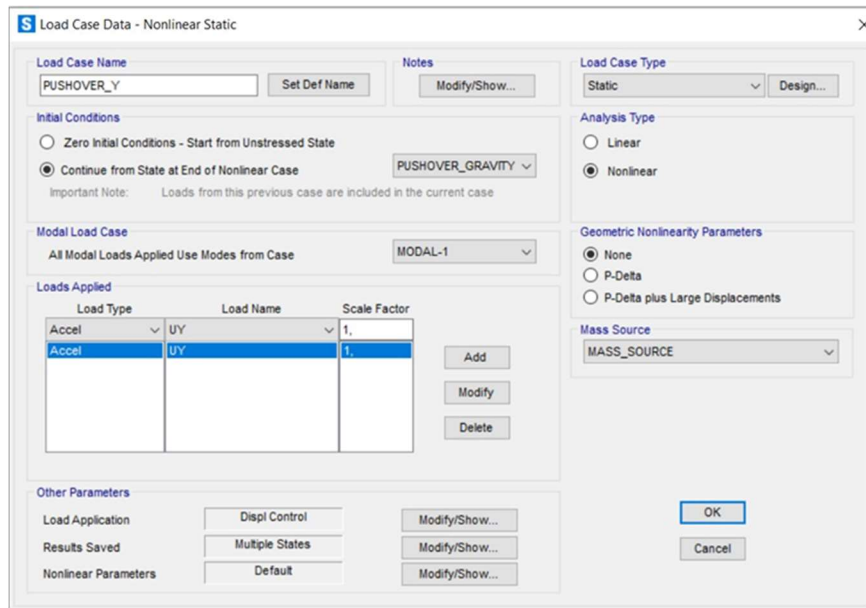


Εικόνα 8.5 Ορισμός ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τα κατακόρυφα φορτία

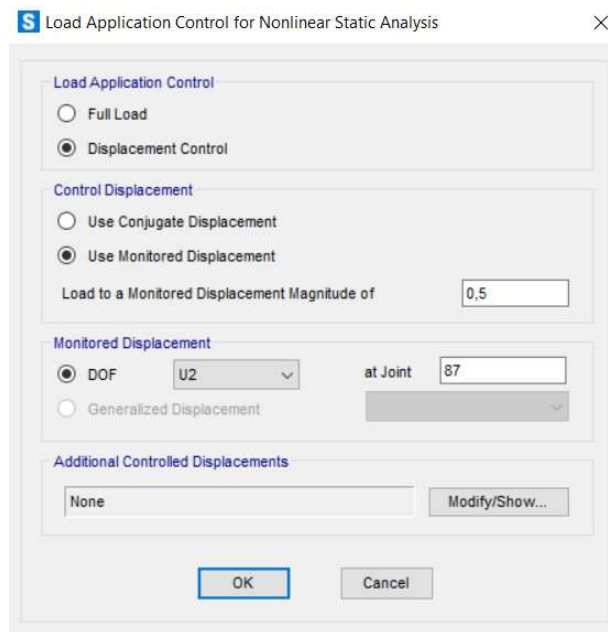
Πλέον μπορεί να οριστεί η ανελαστική στατική ανάλυση για τον άξονα Y.

**Define** → **Load Cases** → **Add New Load Case** και ονομασία **PUSHOVER\_Y**.

Η συγκεκριμένη ανάλυση θα οριστεί με αρχικές συνθήκες που προέκυψαν από το τέλος της προηγούμενης ανελαστικής ανάλυσης (**PUSHOVER\_GRAVITY**), δηλαδή με τα κατακόρυφα φορτία να δρουν ήδη στον φορέα, χρησιμοποιώντας τη μέθοδο των μετατοπίσεων. (Εικόνα 8.6 & 8.7)

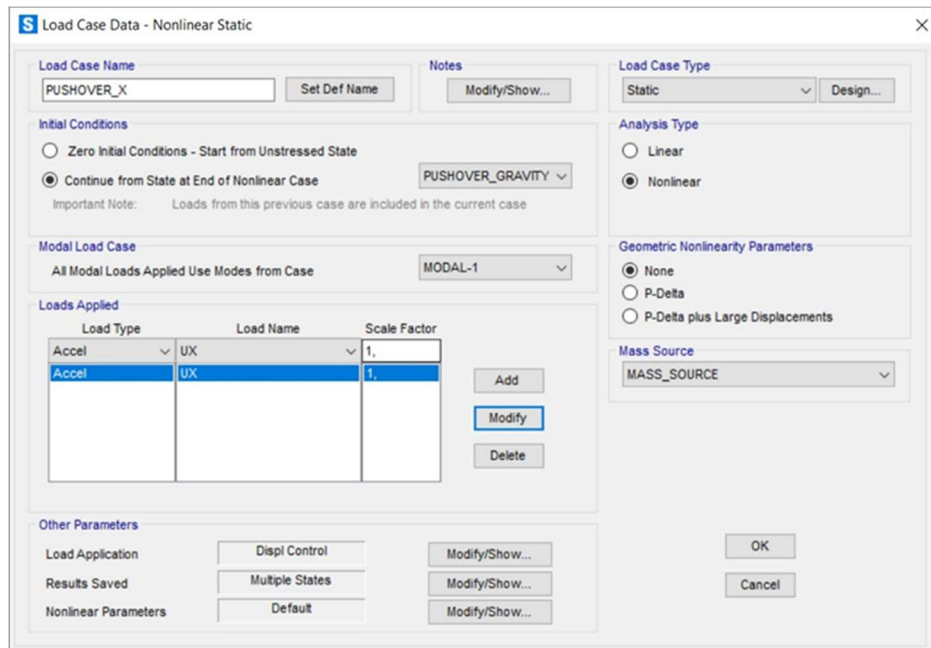


Εικόνα 8.6 Καθορισμός της LOAD CASE που περιέχει την Πλευρική Δύναμη για την πραγματοποίηση της Μη Γραμμικής Ανάλυσης για τον άξονα Y

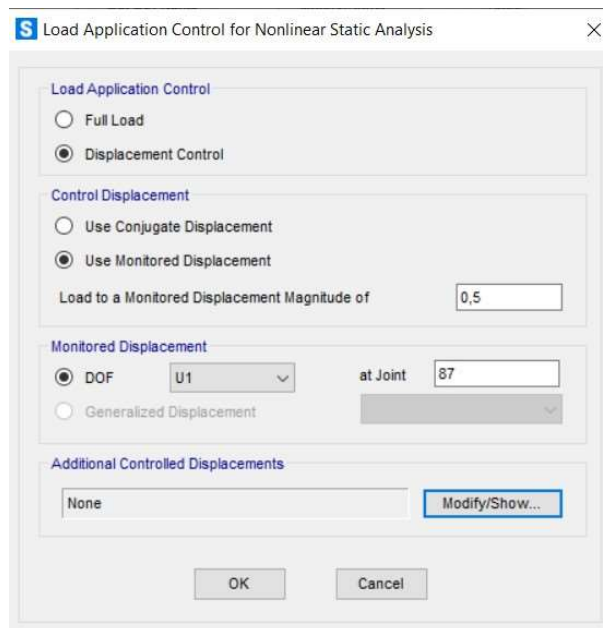


Εικόνα 8.7 Παράμετροι ανελαστικής στατικής ανάλυσης για το PUSHOVER\_Y

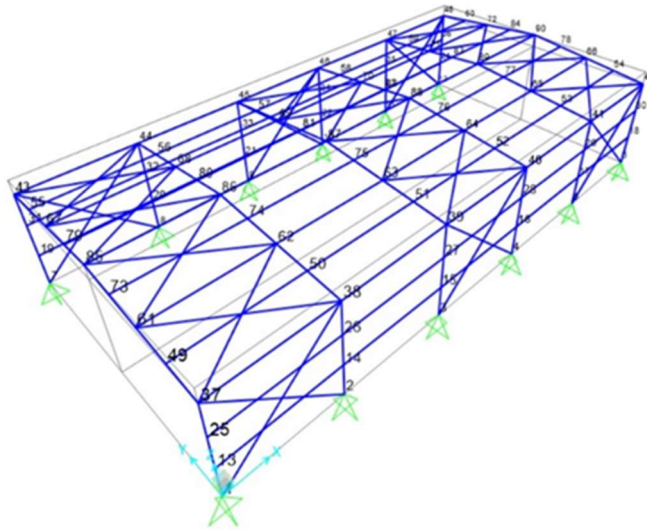
Ομοίως και για τον X άξονα, (Εικόνα 8.8 & 8.9).



Εικόνα 8.8 Καθορισμός της LOAD CASE που περιέχει την Πλευρική Δύναμη για την πραγματοποίηση της Μη Γραμμικής Ανάλυσης για τον άξονα X



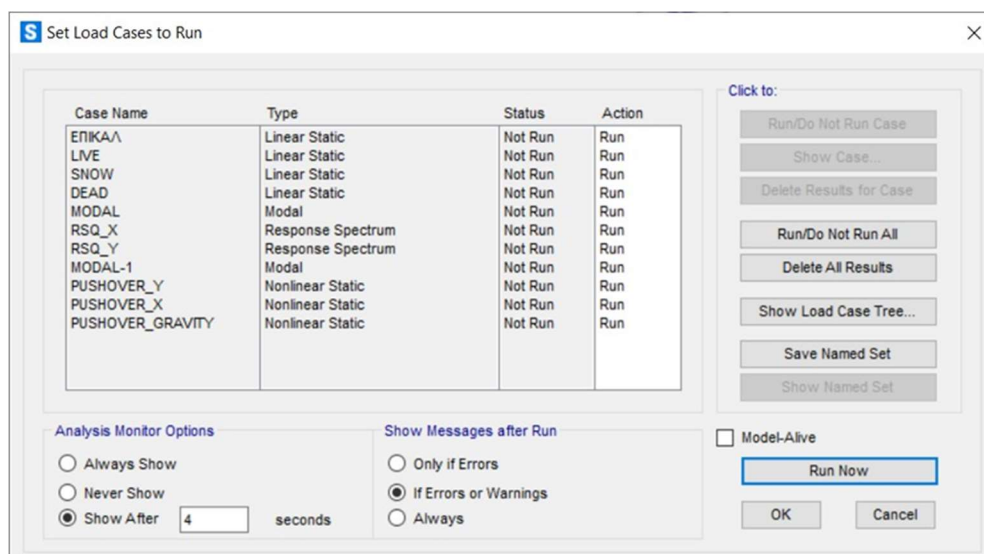
Εικόνα 8.9 Παράμετροι ανελαστικής στατικής ανάλυσης για το PUSHOVER\_X



Εικόνα 8.10 Κόμβος παρακολούθησης της ανάλυσης

Μετά από αυτές τις ενέργειες εκτελούμε την ανελαστική στατική ανάλυση ταυτόχρονα με τις συμβατικές ελαστικές αναλύσεις, επιλέγοντας:

Analyze->Run analysis->Run now



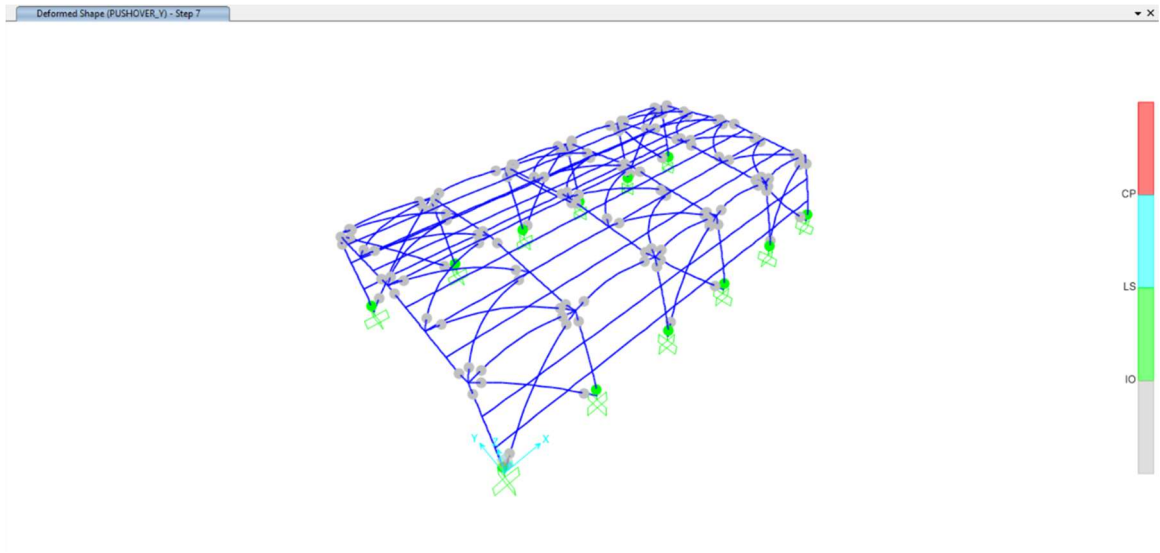
Εικόνα 8.11 Παράθυρο που εμφανίζεται πριν την εκτέλεση της ανάλυσης

Παρουσιάζεται η σταδιακή εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων (hinges) που σχηματίζονται με την διαδοχή των βημάτων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Ο χρωματισμός της κάθε πλαστικής άρθρωσης δηλώνει τις στάθμες επιτελεστικότητας. Το SAP2000 τις ορίζει ως εξής:

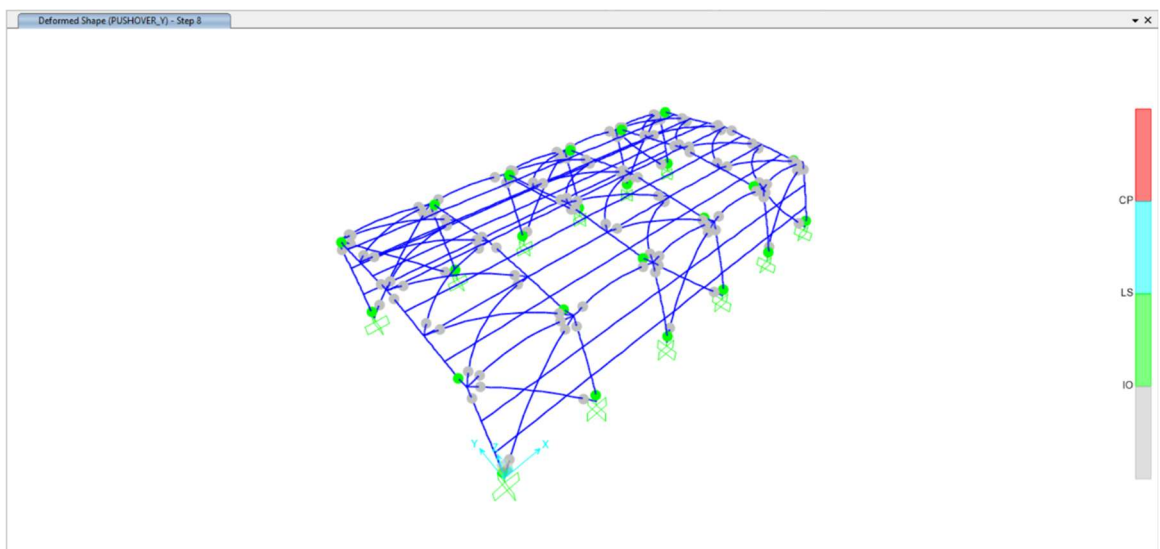
- άμεση χρήση μετά το σεισμό (IO – Immediate Occupancy) (πράσινο)

- προστασία ανθρώπινης ζωής (LS – Life Safety) (γαλάζιο)
- αποφυγή κατάρρευσης (CP – Collapse Prevention) (κόκκινο)

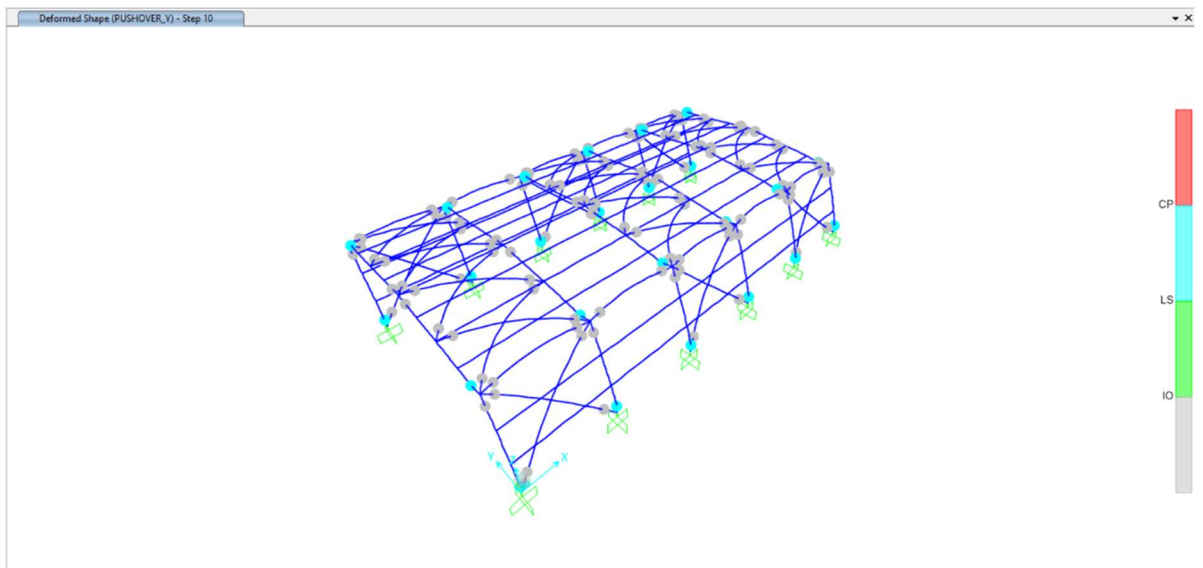
Απεικονίζονται οι παραμορφωμένες καταστάσεις του φορέα, σε κάθε βήμα όπου υπάρχει μεταβολή των πλαστικών αρθρώσεων της ανάλυσης (Σχ.8.2 έως 8.9).



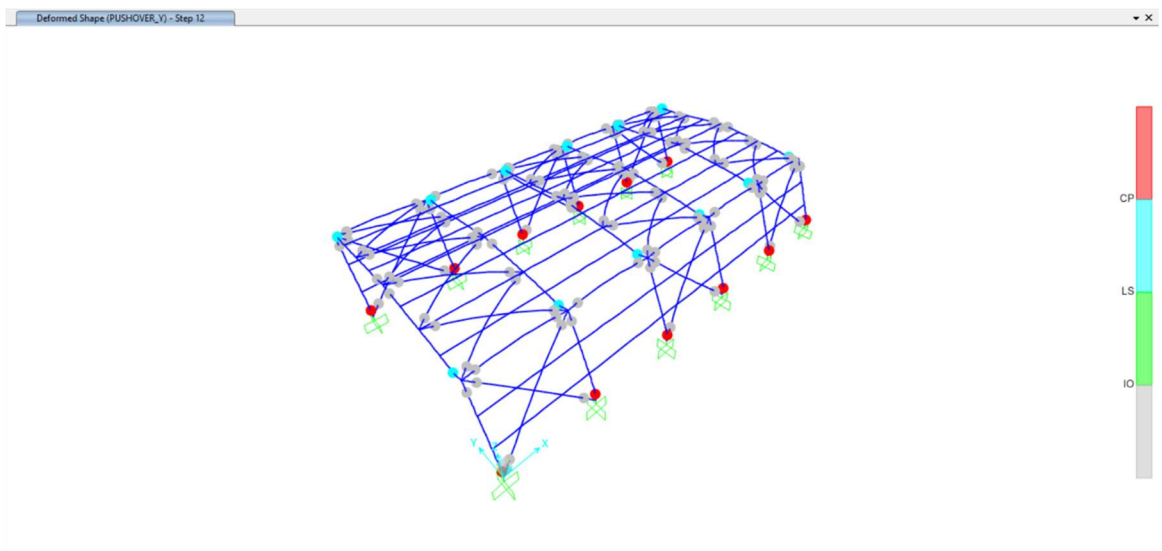
Σχήμα 8.2 Παραμορφωμένος φορέας με τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν αναπτυχθεί στο βήμα 7 για τον άξονα Y



Σχήμα 8.3 Παραμορφωμένος φορέας με τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν αναπτυχθεί στο βήμα 8 για τον άξονα Y

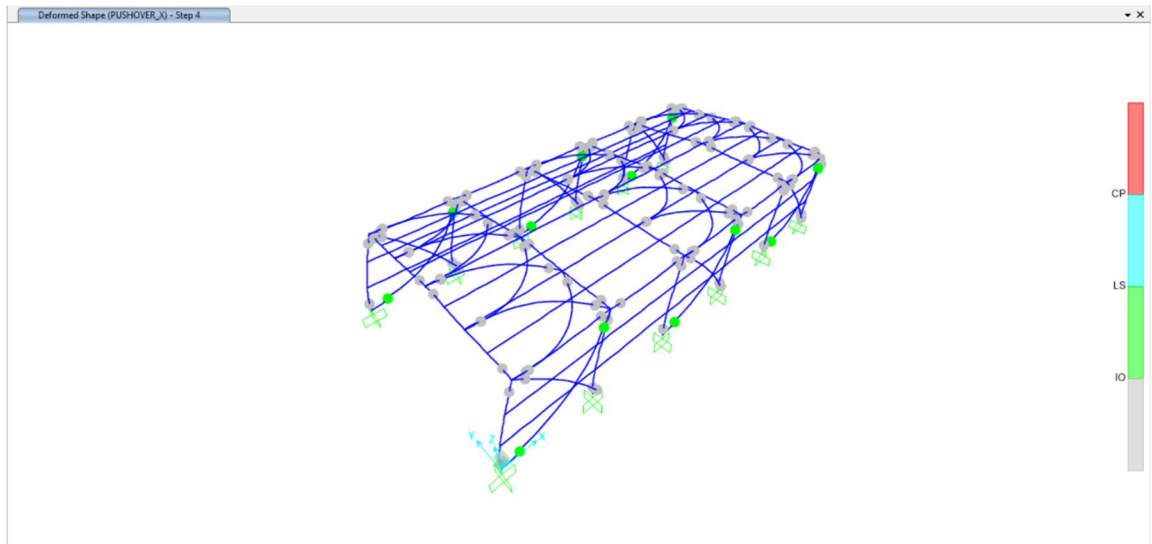


Σχήμα 8.4 Παραμορφωμένος φορέας με τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν αναπτυχθεί στο βήμα 10 για τον άξονα Y

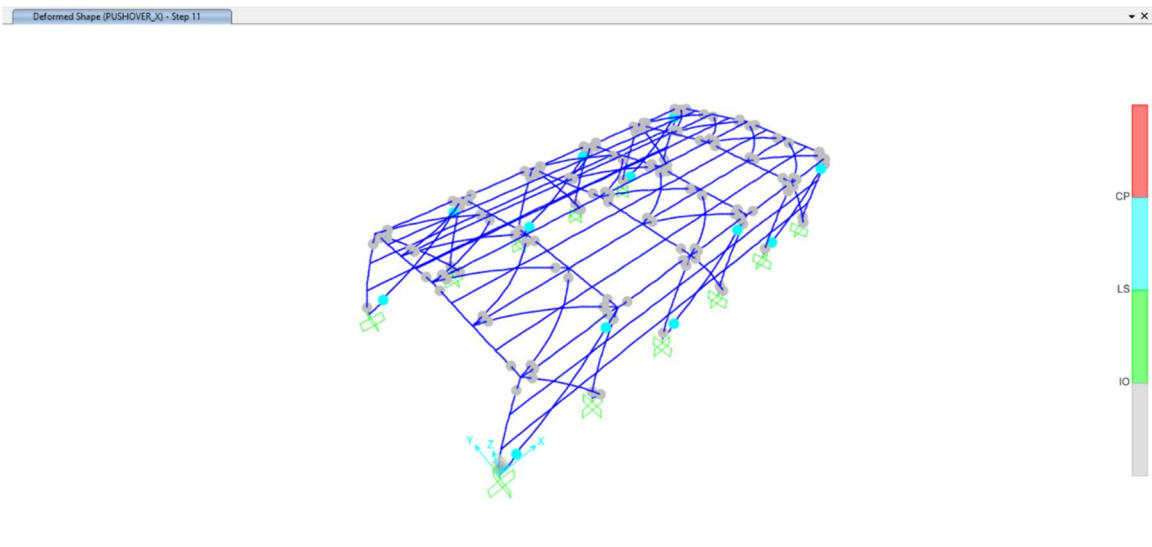


Σχήμα 8.5 Παραμορφωμένος φορέας με τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν αναπτυχθεί στο βήμα 12 για τον άξονα Y

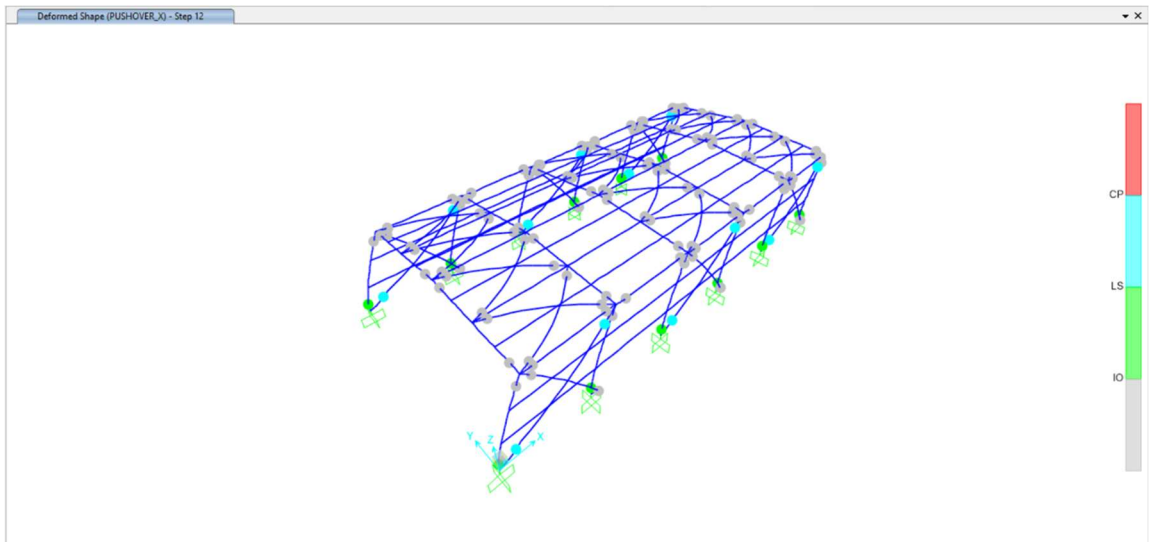




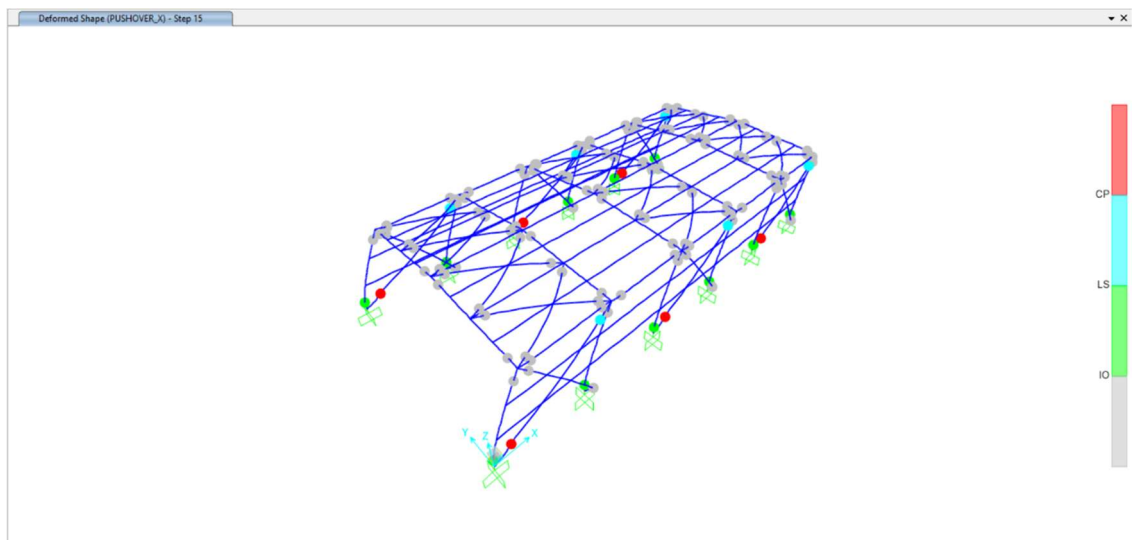
Σχήμα 8.6 Παραμορφωμένος φορέας με τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν αναπτυχθεί στο βήμα 4 για τον άξονα X



Σχήμα 8.7 Παραμορφωμένος φορέας με τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν αναπτυχθεί στο βήμα 11 για τον άξονα X



Σχήμα 8.8 Παραμορφωμένος φορέας με τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν αναπτυχθεί στο βήμα 12 για τον άξονα X



Σχήμα 8.9 Παραμορφωμένος φορέας με τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν αναπτυχθεί στο βήμα 15 για τον άξονα X

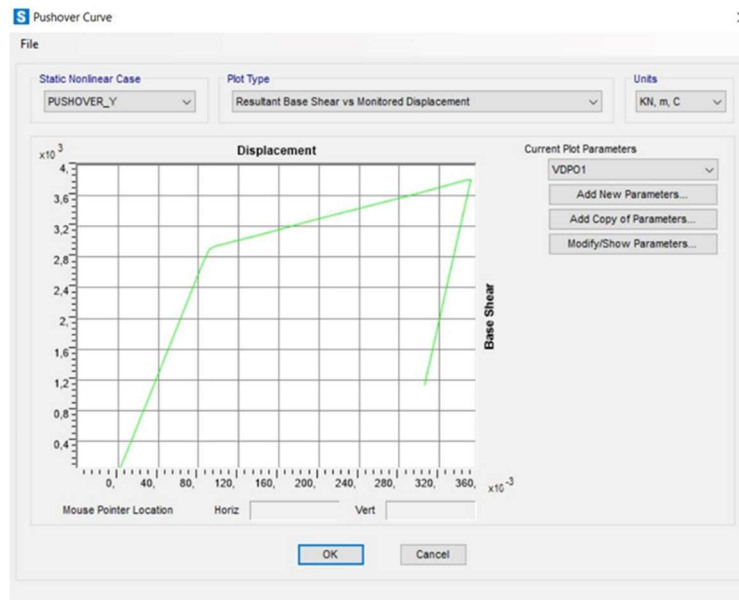
Με την ολοκλήρωση της διαδικασίας της επίλυσης, το πρόγραμμα έχει υπολογίσει την καμπύλη ικανότητας (*pushover curve*) του φορέα, η οποία μπορεί να εμφανιστεί επιλέγοντας

[Display → Show Static Pushover Curve.](#)

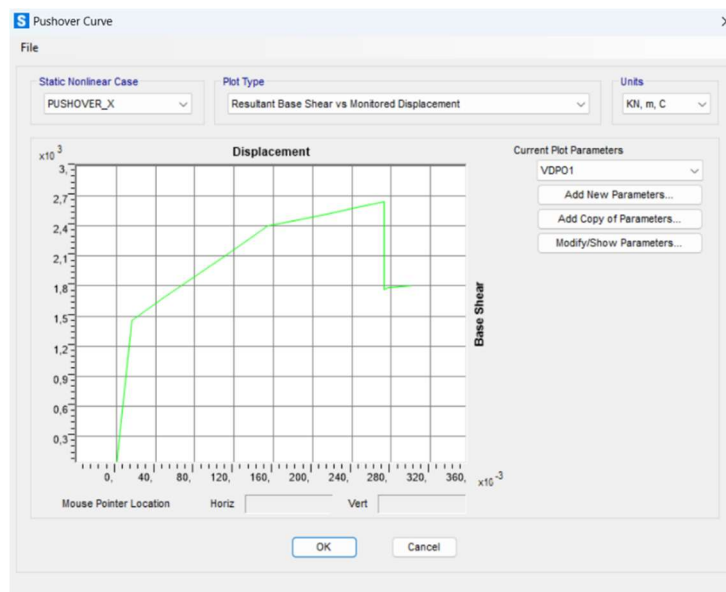
Η καμπύλη ικανότητας ενός φορέα αντιστοιχεί στο διάγραμμα τέμνουσας βάσης–μετακίνησης στην κορυφή και αποτελεί ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο για το μηχανικό, καθώς δίνει άμεσα και με εποπτικό τρόπο χρήσιμες πληροφορίες για τη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής. Οι πληροφορίες αυτές αφορούν μεγέθη δυνάμεων (π.χ. διαθέσιμη αντοχή, υπεραντοχή κτλ), μεγέθη παραμορφώσεων (π.χ. διαθέσιμη πλαστιμότητα), ενώ μπορεί να

χρησιμοποιηθεί και για την εκτίμηση δεικτών όπως ο διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς  $q$ .

Η καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από την ανάλυση του μονόροφου φορέα παρουσιάζεται στα σχήματα 8.10 και 8.11.



Σχήμα 8.10 Εμφάνιση καμπύλης ικανότητας φορέα για τον άξονα Y



Σχήμα 8.11 Εμφάνιση καμπύλης ικανότητας φορέα για τον άξονα X

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα πτυχιακή εργασία υλοποιήθηκε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός μονώροφου βιομηχανικού κτιρίου από χάλυβα, με τη χρήση του προγράμματος SAP2000, όπου αφού επιλέχθηκαν οι βέλτιστες διατομές, ακολούθησε η αποτίμηση της αντοχής της κατασκευής.

Ξεκινώντας τον σχεδιασμό του φορέα και έπειτα από πολλαπλές δοκιμές στη διαστασιολόγησή του, προέκυψαν οι συγκεκριμένες διατομές που στην ανάλυση Pushover απέδειξαν πως η κατασκευή είναι ικανή να φέρει και να αντέξει τις συγκεκριμένες δράσεις που έχουν οριστεί.

Η μέθοδος Pushover πραγματοποιείται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η ανελαστική συμπεριφορά που έχουν οι κατασκευές. Προσφέρεται μια εκτίμηση των απαιτούμενων παραμορφώσεων των διατομών της κατασκευής υπό τη επίδραση σεισμού, παρακολουθώντας που θα αστοχήσει η κατασκευή, που υπάρχουν πιθανές αδυναμίες του φορέα, αξιολογώντας τελικά την ευστάθεια του δομικού συστήματος.

Εισάγοντας τις πλαστικές αρθρώσεις στις βέλτιστες διατομές και υλοποιώντας την ανάλυση Pushover παρατηρείται πως και στις δύο διευθύνσεις στην αρχή των καμπυλών ικανότητας υπάρχει μια σχεδόν γραμμική αύξηση της αύξησης της τέμνουσας βάσης με την αύξηση της μετατόπισης που υποδηλώνει της ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Και στις δύο διευθύνσεις, οι καμπύλες φτάνουν σε ένα μέγιστο σημείο που αντιπροσωπεύει τη μέγιστη αντοχή της κατασκευής πριν αρχίσει η μη γραμμική συμπεριφορά. Η μέγιστη δύναμη στη διεύθυνση Y ( $\approx 3,8 * 10^3 [kN]$  και μετατόπιση  $\approx 350 * 10^{-3} [m]$ ) είναι μεγαλύτερη από αυτήν στη διεύθυνση X ( $\approx 2,6 * 10^3 [kN]$  και μετατόπιση  $\approx 270 * 10^{-3} [m]$ ), που υποδηλώνει ότι η κατασκευή είναι πιο δύσκαμπτη στην διεύθυνση Y. Αυτό συμβαίνει επειδή ο ισχυρός άξονας των υποστυλωμάτων είναι παράλληλος με την Y διεύθυνση. Αξίζει να σημειωθεί ότι, στη διεύθυνση X, στη μεταελαστική περιοχή παρατηρείται δύο φορές αλλαγή κλίσης (με τέμνουσα βάσης  $\approx 2,4 * 10^3 [kN]$  και μετατόπιση  $\approx 155 * 10^{-3} [m]$ ), δηλαδή αλλαγή δυσκαμψίας, που υποδηλώνει πως ο φορέας είναι πιο εύκαμπτος έως ότου φτάσουμε σε μηχανισμό.

Πιο αναλυτικά, στη διεύθυνση Y, παρατηρείται πως με τέμνουσα βάσης  $\approx 3,3 * 10^3 [kN]$  και μετατόπιση  $\approx 200 * 10^{-3} [m]$  (βήμα 7) ενεργοποιούνται για πρώτη φορά οι πλαστικές αρθρώσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων με χρώμα πράσινο, δηλαδή στάθμη επιτελεστικότητας IO (άμεση χρήση μετά το σεισμό) (Σχ.8.2). Έπειτα, με τέμνουσα βάσης  $\approx$

$3,4 * 10^3 [kN]$  και μετατόπιση  $\approx 250 * 10^{-3} [m]$  (βήμα 8) ενεργοποιούνται πλαστικές αρθρώσεις και στους αμείβοντες, στο άκρο που συνδέονται με τα υποστυλώματα με στάθμη επιτελεστικότητας επίσης IO (Σχ.8.3). Με τέμνουσα βάσης  $\approx 3,8 * 10^3 [kN]$  και μετατόπιση  $\approx 350 * 10^{-3} [m]$  (βήμα 10) παρατηρείται ότι στις ήδη υπάρχουσες πλαστικές αρθρώσεις αλλάζει το χρώμα, από πράσινο γίνεται γαλάζιο, δηλαδή στάθμη επιτελεστικότητας LS (προστασία ανθρώπινης ζωής) (Σχ.8.4). Τέλος, με τέμνουσα βάσης  $\approx 1,6 * 10^3 [kN]$  και μετατόπιση  $\approx 310 * 10^{-3} [m]$  (βήμα 12) παρατηρείται ότι οι πλαστικές αρθρώσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων έχουν γίνει κόκκινες, στάθμη επιτελεστικότητας CP (αποφυγή κατάρρευσης) που σημαίνει ότι έχουμε μηχανισμό (Σχ.8.5). Αντίθετα, στη διεύθυνση X, ενεργοποιούνται για πρώτη φορά οι πλαστικές αρθρώσεις στο σημείο με τέμνουσα βάσης  $\approx 1,7 * 10^3 [kN]$  και μετατόπιση  $\approx 50 * 10^{-3} [m]$  (βήμα 4) στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας με χρώμα πράσινο, δηλαδή στάθμη επιτελεστικότητας IO (Σχ.8.6) ενώ με τέμνουσα βάσης  $\approx 2,6 * 10^3 [kN]$  και μετατόπιση  $\approx 344 * 10^{-3} [m]$  (βήμα 11) γίνονται γαλάζιες, στάθμη επιτελεστικότητας LS (Σχ.8.7). Στη συνέχεια, για τέμνουσα βάσης  $\approx 2,6 * 10^3 [kN]$  και μετατόπιση  $\approx 273 * 10^{-3} [m]$  (βήμα 12) ενεργοποιούνται πλαστικές αρθρώσεις και στις βάσεις των υποστυλωμάτων με χρώμα πράσινο, στάθμη επιτελεστικότητας IO (Σχ.8.8). Τελικά, για τέμνουσα βάσης  $\approx 1,8 * 10^3 [kN]$  και μετατόπιση  $\approx 300 * 10^{-3} [m]$  (βήμα 15) οι πλαστικές αρθρώσεις στο άκρο των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας που ενώνονται με τη βάση του υποστυλώματος γίνονται κόκκινες, στάθμη επιτελεστικότητας CP (Σχ.8.9).

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
2. ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΥΕΣ Συμπεριφορά και Ανάλυσις ΑΝΤΩΝΙΟΥ Ν. ΚΟΥΝΑΔΗ (Καθηγητού ΕΜΠ)
3. Σημειώσεις μαθήματος Αντισεισμικού Σχεδιασμού Πανεπιστημίου Πελοποννήσου
4. ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ, ΤΕΥΧΟΣ 1, ΓΙΑΝΝΗΣ Ν. ΨΥΧΑΡΗΣ Καθηγητής Ε.Μ.Π.
5. Ερμόπουλος Ι. (2005). «Ευρωκώδικας 1 – Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών – Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», 2<sup>η</sup> Έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
6. <[https://www.bebis-ktiria.gr/?page\\_id=142](https://www.bebis-ktiria.gr/?page_id=142)>
7. <https://www.bountimas.com/2-στατικές-μελέτες/πλεονεκτήματα-μεταλλικών-κατασκευών/>
8. <<https://docplayer.gr/amp/31569758-Ethniko-metsovio-polytehneio-sholi-politikon-mihanikon-tomeas-domostatikis-ergastirio-metallikon-kataskeyonshediasmos-emporikoy-metallikoy-ktirioy.html>>
9. [https://eng.ucy.ac.cy/petros/Courses/CEE501/CEE501\\_11\\_introSAP2000.pdf](https://eng.ucy.ac.cy/petros/Courses/CEE501/CEE501_11_introSAP2000.pdf)
10. <<https://www.csiamerica.com/products/sap2000/features/user-interface>>
11. [http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismikes\\_kataskeves/simeioseis/EC8-2014.pdf](http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismikes_kataskeves/simeioseis/EC8-2014.pdf)
12. <[http://nomoskopio.gr/eak2000\\_2.php?toc=0&printWindow&](http://nomoskopio.gr/eak2000_2.php?toc=0&printWindow&)>
13. <<http://www.kleidarithmos.gr/main/books/46061/files/assets/basic-html/page20.html>>
14. [https://www.teetas.gr/sites/default/files/seminaria/trezos\\_eurocodesiteaec0ec1.pdf](https://www.teetas.gr/sites/default/files/seminaria/trezos_eurocodesiteaec0ec1.pdf)
15. <https://kalimerafile.files.wordpress.com/2013/04/122110109-ceb1cebdcf84ceb9cf83ceb5ceb9cf83cebcecb9cebacf8ccf82-cf83cf87ceb5ceb4ceb9ceb1cf83cebccf8ccf82-1.pdf>
16. <<https://www.deltaengineering.gr/%CE%B1%CE%BD%CF%84%CE%B9%CF%83%CE%B5%CE%B9%CF%83%CE%BC%CE%B9%CE%BA%CE%BF%CF%83->

[%CF%83%CF%87%CE%B5%CE%B4%CE%B9%CE%B1%CF%83%CE%BC%CE%BF%CF%83-%CE%BA%CE%B1%CE%B9-%CF%83%CE%B5%CE%B9%CF%83%CE%BC%CE%B9/>](#)

17. <http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/English/notes/7.pdf>
18. [http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismiki\\_texnologia\\_2/simeioseis/notes\\_psyx\\_arh\\_teuxos\\_2.pdf](http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismiki_texnologia_2/simeioseis/notes_psyx_arh_teuxos_2.pdf)
19. <https://www.lhlogismiki.gr/wp-content/uploads/2014/02/Fespapushover.pdf>
20. <https://prefabrikevim.com/el/Τι-είναι-μια-ελαφριά-μεταλλική-κατασκευή-και-ποια-είναι-τα-χαρακτηριστικά-της%3B/>
21. [https://www.teetas.gr/sites/default/files/seminaria/trezos\\_eurocodesiteaec0ec1.pdf](https://www.teetas.gr/sites/default/files/seminaria/trezos_eurocodesiteaec0ec1.pdf)
22. <https://www.metallemporiki.gr/product/monotika-panel/panel-orofis-petrovamvaka/>
23. [http://okeanis.lib.puas.gr/xmlui/bitstream/handle/123456789/227/pol\\_00598.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://okeanis.lib.puas.gr/xmlui/bitstream/handle/123456789/227/pol_00598.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
24. <https://pdfcoffee.com/qdownload/en-1993-1-1-el-3pdf-pdf-free.html>