



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΔΠΜΣ**

ΘΕΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ:

***«ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΕΜΠΟΡΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΣΥΜΜΙΚΤΑ
ΣΤΟΙΧΕΙΑ»***



Όνομα: Ζαφειριάδης Χρήστος
Σπηλιώτης Αριστοτέλης

Επιβλέπων καθηγητής: Ιωαννίδης Γεώργιος

Ημ. Παράδοσης: 19/ 10/ 2011

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ:

Εισαγωγή.....	1
1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	3
1.1 Αρχιτεκτονική.....	3
1.2 Διαμόρφωση φορέα	3
2 ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ	7
2.1 Βάσεις Σχεδιασμού	9
2.2 Διατμητικοί σύνδεσμοι σύμμικτων φορέων	9
2.2.1 Τύποι διατμητικών συνδέσμων.....	9
2.2.2 Χαρακτηριστικά ήλου κεφαλής.....	10
2.2.3 Φέρουσα ικανότητα διατμητικών ήλων κεφαλής.....	11
2.3 Σύμμικτες δοκοί.....	14
2.3.1 Γενικά.....	14
2.3.2 Φέρουσα ικανότητα σύμμικτων διατομών σε κάμψη και σε εγκάρσια διάτμηση	15
2.3.2.1 Ενεργό πλάτος πέλματος σκυροδέματος	15
2.3.2.2 Ταξινόμηση κατηγοριών διατομής	16
2.3.2.3 Πλαστική αντοχή σε κάμψη.....	17
2.3.2.4 Ελαστική οριακή ροπή.....	18
2.3.2.5 Αντοχή σε τέμνουσα.....	19
2.3.2.6 Αλληλεπίδραση καμπτικής ροπής και τέμνουσας δύναμης.....	19
2.3.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός.....	20
2.3.4 Φέρουσα ικανότητα σε διαμήκη διάτμηση.....	21
2.3.4.1 Γενικά.....	21
2.3.4.2 Άκαμπτος και εύκαμπτος σύνδεσμος.....	21
2.3.4.3 Πλήρης και μερική σύνδεση	21
2.3.4.4 Κρίσιμα μήκη – Υπολογισμός αριθμού διατμητικών ήλων.....	22
2.3.4.5 Πλάστιμοι και μη πλάστιμοι ήλοι.....	22
2.3.5 Εντατικά μεγέθη συνεχών φορέων	23
2.3.5.1 Μέθοδος ελαστικού προσδιορισμού των εντατικών μεγεθών.....	23
2.3.5.2 Μέθοδος πλαστικών αρθρώσεων.....	23
2.4 Δοκοί με εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα	24
2.4.1 Κάμψη.....	24

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

2.4.2	Τέμνουσα	25
2.5	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)	25
2.5.1	Γενικά.....	25
2.5.2	Επιρροή ερπυσμού και συστολής ξήρανσης.....	26
2.5.3	Ρηγμάτωση.....	27
2.5.4	Βέλη κάμψης.....	28
2.5.5	Δονήσεις/ Ταλαντώσεις	30
2.6	Σύμμικτα υποστρώματα.....	32
2.6.1	Γενικά.....	32
2.6.2	Οριακές καταστάσεις αντοχής.....	33
2.6.2.1	Μέθοδος ακρίβειας	34
	Κύρτωση	34
	Διάτμηση στη διεπιφάνεια επαφής	34
	Παραλαβή δυνάμεων	35
2.6.2.2	Απλουστευμένη μέθοδος	36
	Πεδίο εφαρμογής	36
	Φέρουσα ικανότητα υπό θλίψη.....	36
	Φέρουσα ικανότητα υπό θλίψη συνυπολογίζοντας τον λυγισμό.....	37
	Φέρουσα ικανότητα διατομής σε θλίψη και κάμψη	39
	Φέρουσα ικανότητα σύμμικτου υποστρώματος σε συνδυασμό θλίψης και μονοαξονικής κάμψης.....	41
	Θλίψη και διαξονική κάμψη	42
2.6.3	Έπίδραση τεμνουσών δυνάμεων.....	42
2.6.4	Μέθοδοι ανάλυσης.....	43
2.6.5	Συμπεριφορά σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση	43
2.7	Σύμμικτες πλάκες.....	44
2.7.1	Γενικά.....	44
2.7.2	Σύμμικτη δράση.....	44
2.7.3	Μορφές αστοχίας και κρίσιμες διατομές σύμμικτων πλακών.....	45
2.7.4	Κάμψη σύμμικτων πλακών.....	46
2.7.4.1	Πλήρης διατμητική σύνδεση – ουδέτερος άξονας στο σκυρόδεμα.....	46
2.7.4.2	Μερική διατμητική σύνδεση – ουδέτερος άξονας στο χαλυβδόφυλλο.....	46
2.7.4.3	Έλεγχος αντοχής με προσθήκη οπλισμού.....	48
2.7.5	Έλεγχος διατομής σε διαμήκη διάτμηση	48

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

2.7.6	Έλεγχος διατομής σε εγκάρσια διάτμηση και διάτρηση.....	49
2.7.7	Ακραίες αγκυρώσεις	50
2.7.8	Συνεχείς σύμμικτες πλάκες.....	50
2.8	Συνδέσεις σύμμικτων κατασκευών – Σύμμικτοι κόμβοι.....	53
2.8.1	Γενικά.....	53
2.8.2	Τύποι σύμμικτων συνδέσεων.....	53
2.8.3	Ταξινόμηση σύμμικτων κόμβων.....	55
3	ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΗΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	57
3.1	Γενικά.....	57
3.2	Υλικά κατασκευής	59
3.3	Υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος	60
3.4	Υποστυλώματα	60
3.5	Σύμμικτοι δοκοί	61
3.6	Διατμητικοί ήλοι κεφαλής	62
3.7	Σύμμικτη πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος.....	63
3.8	Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	64
3.9	Άλλα μεταλλικά στοιχεία.....	64
4	ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	65
4.1	Γενικά.....	65
4.2	Μόνιμα φορτία.....	65
4.2.1	Ίδιο βάρος στοιχείων του φορέα.....	66
4.2.2	Ίδιο βάρος στοιχείων επικάλυψης	66
4.2.3	Επικάλυψη του φορέα στο επίπεδο της στέγης (πάνελς).....	66
4.2.4	Ίδιο βάρος ψευδοροφής	66
4.3	Κινητά φορτία της κατασκευής	66
4.3.1	Φορτία δαπέδων.....	66
4.3.2	Φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.....	67
4.3.3	Φορτία χιονιού	67
4.3.4	Φορτία ανέμου	69
4.4	Σεισμικά φορτία.....	70
4.5	Συνδυασμοί των δράσεων.....	74
5	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	76
5.1	Δυναμική φασματική μέθοδος.....	76

5.2	Διαστασιολόγηση στοιχείων της κατασκευής.....	77
5.2.1	Σύμμικτες δοκοί.....	77
	Έλεγχος σύμμικτης δοκού HEB800.....	79
5.2.2	Μεταλλικοί δοκοί 2 ^{ου} ορόφου.....	80
	Έλεγχος μεταλλικής δοκού HEB500.....	83
5.2.3	Μεταλλικά υποστυλώματα.....	84
	Έλεγχος μεταλλικού υποστυλώματος διπλού HEM500.....	86
5.2.4	Μεταλλικοί κατακόρυφοι και οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	86
	Έλεγχος κατακόρυφου χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας PIPE4SCH80.....	88
	Έλεγχος οριζόντιου χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας PIPE6SCH40.....	89
5.2.5	Τεγίδες.....	90
	Έλεγχος τεγίδας IPE240.....	92
5.3	Διαστασιολόγηση κόμβων.....	94
5.3.1	Έλεγχος κόμβου σύμμικτης δοκού HEB600 – μεταλλικού υποστυλώματος διατομής διπλού HEM400.....	95
5.3.2	Έλεγχος κόμβου σύμμικτων δοκών HEB320 – HEB800 – HEB320.....	104
5.3.3	Έλεγχος κόμβου μεταλλικής δοκού HEB400 – μεταλλικού υποστυλώματος διατομής διπλού HEM500.....	119
6	ΕΠΑΝΑΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΔΟΚΩΝ ΜΕ ΕΓΚΙΒΩΤΙΣΜΕΝΟ ΚΟΡΜΟ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ.....	143
6.1	Γενικά.....	143
6.2	Υπολογισμός πλαστικής ροπής αντοχής.....	143
6.3	Υπολογισμός αντοχής σε τέμνουσα.....	146
6.4	Επίδραση της τέμνουσας στην οριακή ροπή.....	146
6.5	Υπολογισμός απαιτούμενου αριθμού διατμητικών ήλων.....	147
6.6	Υπολογισμός διατμητικής αντοχής σχεδιασμού διατμητικού ήλου.....	147
6.6.1	Μειωτικός συντελεστής λόγω επιρροής χαλυβδόφυλλου.....	147
6.7	Υπολογισμός βέλους κάμψης.....	148
6.8	Έλεγχος και αποτελέσματα διαστασιολόγησης.....	148
6.9	Κατανομή συνδέσμων.....	153
7	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ.....	154
7.1	Γενικά.....	154

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

7.2	Σχεδιασμός σύμμικτης δοκού έναντι πυρκαγιάς	154
7.2.1	Μόνωση δοκού με υλικά πυροπροστασίας.....	158
7.3	Σχεδιασμός σύμμικτης δοκού με εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα έναντι πυρκαγιάς.....	159
7.4	Σχεδιασμός μεταλλικού υποστυλώματος έναντι πυρκαγιάς.....	160
7.4.1	Έλεγχος έναντι αξονικής θλίψης	161
7.4.2	Έλεγχος έναντι συνδυασμού κάμψης και αξονικής θλίψης.....	161
8	ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	163
8.1	Σύγκριση βάρους	163
8.2	Ιδιοπερίοδοι νέων κατασκευών.....	164
8.3	Έλεγχος παραμορφώσεων νέων κατασκευών	165
8.4	Σύγκριση των δύο τύπων σύμμικτης δοκού σε συνθήκες πυρκαγιάς.....	165
8.5	Ύψη ορόφων.....	165
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α.....		167
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ		170

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΕΙΚΟΝΩΝ:

Εικόνα 1 - 1ος όροφος/ κάτω στάθμη δικτυωμάτων	4
Εικόνα 2 – 2 ^{ος} όροφος/ πάνω στάθμη δικτυωμάτων.....	5
Εικόνα 3 – 2 ^{ος} όροφος/ κάτω στάθμη δικτυωμάτων.....	5
Εικόνα 4 – 2 ^{ος} όροφος/ πάνω στάθμη δικτυωμάτων.....	6
Εικόνα 5 - Ενδεικτικές διατομές σύμμικτων δομικών μελών.....	7
Εικόνα 6 - Επιρροή των βοηθητικών κριωμάτων στην συμπεριφορά του σύμμικτου φορέα.....	8
Εικόνα 7 - Διατμητικοί σύνδεσμοι σύμφωνα με τον EC4.....	10
Εικόνα 8 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες ήλων κεφαλής.....	11
Εικόνα 9 - Χαρακτηριστικές διατομές σύμμικτων δοκών.....	14
Εικόνα 10 - Κρίσιμες διατομές ελέγχου της Ο.Κ.Α.	14
Εικόνα 11 - α) Ενεργό πλάτος b_{eff} και β) Μήκοι αναφοράς L_0 για συνεχείς φορείς...	15
Εικόνα 12 - Κατανομές τάσεων διατομών κατηγορίας 3	19
Εικόνα 13 - Στρεπτομαπτικός λυγισμός με παραμόρφωση διατομής.....	20
Εικόνα 14 – Ακαμπτος και εύκαμπτος σύνδεσμος ήλων κεφαλής.....	22
Εικόνα 15 - Τυπική μορφή μεταλλικής διατομής με εγκιβωτισμένο κορμό	24
Εικόνα 16 - Κατανομή τάσεων σε μεταλλική δοκό με εγκιβωτισμένο κορμό με και χωρίς πέλμα σκυροδέματος	25
Εικόνα 17 - Χαρακτηριστικές διατομές σύμμικτων υποστρωμάτων.....	32
Εικόνα 18 - Συγκριτικά αποτελέσματα συγκολλητών ήλων συγκριτικά με συγκολλημένα ελάσματα ή συμπαγείς συνδέσμους.....	35
Εικόνα 19 - Καμπύλη αλληλεπίδρασης θλίψης και μονοαξονικής κάμψης.....	40
Εικόνα 20 - Κατανομή τάσεις ανάλογα με την θέση της διατομής.....	40
Εικόνα 21 - Διαστασιολόγηση σε θλίψη και διαξονική κάμψη.....	42
Εικόνα 22 - Διάταξη σύμμικτης πλάκας.....	44
Εικόνα 23 - Τυπικοί διατμητικοί σύνδεσμοι χαλυβδόφυλλων	45
Εικόνα 24 - Κρίσιμες διατομές ελέγχου φέρουσας ικανότητας.....	46
Εικόνα 25 - Υπολογισμός σύμμικτης πλάκας σε κάμψη.....	46
Εικόνα 26 – Πλαστικές κατανομές μερικού διατμητικού συνδέσμου.....	47
Εικόνα 27 - α) Καμπύλη της μεθόδου μερικού διατμητικού συνδέσμου, β) Εξίσωση τιμών μοχλοβραχίονα.....	48
Εικόνα 28 - Συνεισφορά προσθήκης οπλισμού	48

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Εικόνα 29 - Διαστασιολόγηση με την μέθοδο μερικού διατμητικού συνδέσμου.....	49
Εικόνα 30 - Κρίσιμη περίμετρος.....	50
Εικόνα 31 - Πειραματικά αποτελέσματα συνεχών σύμμικτων πλακών με διαφορετικά υπολογιστικά μοντέλα.....	51
Εικόνα 32 - Τυπικοί σύμμικτοι κόμβοι.....	53
Εικόνα 33 - Συνδέσεις με δράση συνεχόμενου φορέα	55
Εικόνα 34 - Μη γραμμική φέρουσα συμπεριφορά ενός κόμβου.....	56
Εικόνα 35 - Κάτοψη 1 ^{ου} ορόφου.....	57
Εικόνα 36 – Κάτοψη 2 ^{ου} ορόφου.....	58
Εικόνα 37 - Όψη κατά μήκος του άξονα y	58
Εικόνα 38 - Όψη κατά μήκος του άξονα x	58
Εικόνα 39 – 1 ^η Τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα.....	59
Εικόνα 40 – 2 ^η Τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα.....	59
Εικόνα 41 - Διατομές υποστυλωμάτων	61
Εικόνα 42 - Διάταξη σύμμικτων στοιχείων	62
Εικόνα 43 - Χαρακτηριστικά ήλου κεφαλής	62
Εικόνα 44 - Αποστάσεις διατμητικών ήλων κεφαλής	63
Εικόνα 45 - Σύμμικτη πλάκα	63
Εικόνα 46 - Χαρακτηριστικές τιμές φορτίου χιονιού επί του εδάφους.....	68
Εικόνα 47 - Περιπτώσεις συντελεστών σχήματος.....	68
Εικόνα 48 - Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού.....	69
Εικόνα 49 - Περιβάλλον Etabs για την εισαγωγή δεδομένων σχετικά με τον άνεμο..	70
Εικόνα 50 – Σεισμικός χάρτης σύμφωνα με τους Βουλγαρικούς κανονισμούς.....	71
Εικόνα 51 – Δυναμικός συντελεστής β ως προς την περίοδο T για κάθε κατηγορία εδάφους.....	73
Εικόνα 52 - Φάσμα σχεδιασμού	74
Εικόνα 53 – 1 ^η ιδιομορφή, περίοδος 0,2179.....	77
Εικόνα 54 – 2 ^η ιδιομορφή, περίοδος 0,1801.....	77
Εικόνα 55 - Διακύμανση λόγων επάρκειας σύμμικτων δοκών και απαιτούμενοι διατμητικοί ήλοι.....	78
Εικόνα 56 - Διαστασιολόγηση σύμμικτης δοκού HEB800.....	79
Εικόνα 57 - Έλεγχος έναντι αστοχίας σύμμικτης δοκού HEB800	80
Εικόνα 58 - Έλεγχος έναντι λειτουργικότητας σύμμικτης δοκού HEB800	80
Εικόνα 59 - Έλεγχος διατμητικών συνδέσμων σύμμικτης δοκού HEB800	80

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Εικόνα 60 - Διακύμανση λόγων επάρκειας μεταλλικών δοκών 2 ^{ου} ορόφου.....	82
Εικόνα 61 - Έλεγχοι διαστασιολόγησης μεταλλικής δοκού HEB500.....	83
Εικόνα 62 - Έλεγχοι βέλους κάμψης μεταλλικής δοκού HEB500.....	84
Εικόνα 63 - Διακύμανση λόγων επάρκειας μεταλλικών υποστυλωμάτων.....	85
Εικόνα 64 - Έλεγχοι διαστασιολόγησης μεταλλικού υποστυλώματος HEM500.....	86
Εικόνα 65 - Διάταξη και διακύμανση λόγων επάρκειας οριζοντίων και κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	87
Εικόνα 66 - Έλεγχοι κατακόρυφου χιαστί συνδέσμου.....	88
Εικόνα 67 - Έλεγχοι οριζόντιου χιαστί συνδέσμου.....	89
Εικόνα 68 - Κατανομές τάσεων εντός της διατομής για ουδέτερο άξονα στην πλάκα σκυροδέματος.....	143
Εικόνα 69 - Κατανομές τάσεων εντός της διατομής για ουδέτερο άξονα στο άνω πέλμα της μεταλλικής δοκού.....	144
Εικόνα 70 - Κατανομές τάσεων εντός της διατομής για ουδέτερο άξονα στον κορμό της μεταλλικής δοκού.....	145
Εικόνα 71 - Δρώσα ροπή σχεδιασμού για την πυρκαγιά.....	155
Εικόνα 72 - Συντελεστής διατομής Am/V.....	157

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΠΙΝΑΚΩΝ:

Πίνακας 1 - Οριακές δυνάμεις διατμητικών ήλων κεφαλής.....	12
Πίνακας 2 - Ανώτερα όρια του μειωτικού συντελεστή k_t	13
Πίνακας 3 - Μέγιστος λόγος c/t για θλιβόμενες μεταλλικές δοκούς.....	16
Πίνακας 4 - Μέγιστος λόγος d/t για θλιβόμενους κορμούς.....	17
Πίνακας 5 - Καμπτική αντοχή $M_{pl,Rd}$ πέλατος σκυροδέματος σε θλίψη	18
Πίνακας 6 - Καμπτική αντοχή $M_{pl,Rd}$ πέλατος σκυροδέματος σε εφελκυσμό.....	18
Πίνακας 7 - Συντελεστής τελικού ερπυσμού $\phi(\infty, t_0)$	27
Πίνακας 8 - Συντελεστής τελικής συστολής ε_{cs}	27
Πίνακας 9 - Συντελεστές ερπυσμού $\psi_{A,L}$	27
Πίνακας 10 - Κατηγορίες συνθηκών περιβάλλοντος.....	28
Πίνακας 11 - Συνιστώμενες μέγιστε τιμές κατά EC3	29
Πίνακας 12 - Προσδιοριστικά βέλη κάμψης κατά EC3.....	29
Πίνακας 13 - Παράμετροι n_{10} και n_{20}	37
Πίνακας 14 - Καμπύλες λυγισμού και ατέλειες για τα σύμμικτα υποστυλώματα.....	38
Πίνακας 15 - Συνταλεστές ατέλειας α	38
Πίνακας 16 - Μειωτικός συντελεστής χ	39
Πίνακας 17 - Οριακές τιμές λ	39
Πίνακας 18 - Μέθοδος διαστασιολόγησης φορέων σύμφωνα με την ταξινόμηση των κόμβων.....	56
Πίνακας 19 - Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ήλου κεφαλής.....	63
Πίνακας 20 - EC1, Κατηγορίες χρήσης κατασκευών	67
Πίνακας 21 - Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού	69
Πίνακας 22 - Κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου.....	71
Πίνακας 23 - Συντελεστής απόκρισης, R.....	72
Πίνακας 24 - Κατηγορία εδάφους.....	73
Πίνακας 25 - Τιμές συντελεστών ψ	74
Πίνακας 26 - Τιμές σχεδιασμού δράσεων.....	75
Πίνακας 27 - Απαιτήσεις διατομών ανάλογα με την κατηγορία ολκιμότητας και τον συντελεστή συμπεριφοράς.....	76
Πίνακας 28 - Περίοδος και % άθροισμα συμμετοχής ταλαντούμενων μαζών.....	76

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Πίνακας 29 - Έλεγχοι και αποτελέσματα διαστασιολόγησης δοκού HEB200.....	150
Πίνακας 30 - Έλεγχοι και αποτελέσματα διαστασιολόγησης δοκού HEB280.....	150
Πίνακας 31 - Έλεγχοι και αποτελέσματα διαστασιολόγησης δοκού HEB450.....	151
Πίνακας 32 - Έλεγχοι και αποτελέσματα διαστασιολόγησης δοκού HEB600.....	151
Πίνακας 33 - Έλεγχοι και αποτελέσματα διαστασιολόγησης δοκού HEB300.....	151
Πίνακας 34 - Έλεγχοι και αποτελέσματα διαστασιολόγησης δοκού HEB240.....	152
Πίνακας 35 - Μειωτικοί συντελεστές $k_{y,\theta}$ για τις ιδιότητες του χάλυβα που συνδέονται με το διάγραμμα τάσεων-παραμόρφωσης σε υψηλές θερμοκρασίες ...	156
Πίνακας 36 - Ευρωπαϊκών συστάσεων για την ασφάλεια έναντι φωτιάς των σιδηρών κατασκευών για μεταβολή της θερμοκρασίας μη μονωμένου μέλους για τιμές του συντελεστή διατομής.....	157
Πίνακας 37 - Ευρωπαϊκών συστάσεων για την ασφάλεια έναντι φωτιάς των σιδηρών κατασκευών για μεταβολή της θερμοκρασίας μονωμένου μέλους για τιμές του συντελεστή διατομής.....	158
Πίνακας 38 - Ελάχιστες διαστάσεις διατομής b και ελάχιστος πρόσθετος οπλισμός σε σχέση με την επιφάνεια του πέλματος A_s/A_f για σύμμικτες δοκούς οι οποίες αποτελούνται από χαλύβδινες δοκούς με επιμέρους εγκαβωτισμό σκυροδέματος	159
Πίνακας 39 - Βάρος των στοιχείων από χάλυβα για τους 3 τύπους μελέτης του κτιρίου	163

Εισαγωγή

Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία αποτελεί μια εναλλακτική μελέτη ενός υφιστάμενου εμπορικού κτιρίου το οποίο είχε αρχικά μελετηθεί ως μία αμιγώς μεταλλική κατασκευή, αποτελούμενη κυρίως από υποστυλώματα και δικτυώματα στοιχείων κοίλων ορθογωνικών διατομών. Τα δικτυώματα αυτά, παρότι αποτελούν μία αξιόπιστη στατικά λύση για τα μεγάλα ανοίγματα που δημιουργούνται στο εν λόγω κτίριο, παρουσιάζουν δυσκολία στην ανάλυσή τους έναντι πλευρικού λυγισμού. Η δυσκολία της ανάλυσης έναντι πλευρικού λυγισμού έγκειται στη σύνθετη εντατική καταπόνηση, εναλλάξ εφελκυσμός - θλίψη, των κοίλων στοιχείων κατά το άνοιγμα των δικτυωμάτων, με αποτέλεσμα να καθίσταται πολύπλοκος ο υπολογισμός αυτός. Γίνεται κατανοητό ότι για να πραγματοποιηθεί ο ανωτέρω υπολογισμός για τους διάφορους συνδιασμούς δράσεων απαιτείται από τον Μηχανικό να ανατρέξει σε βασικές αρχές της μηχανικής ώστε να γίνει ο έλεγχος έναντι πλευρικού λυγισμού για κάθε στοιχείο μεμονωμένα, πράγμα αρκετά χρονοβόρο. Στο υφιστάμενο κτίριο προτιμήθηκε να μην ακολουθηθεί η ανωτέρω διαδικασία λόγω των συνθηκών στη φάση της μελέτης (περιορισμένα χρονικά περιθώρια, κλπ.) και αντ'αυτού να αντιμετωπιστεί ο πολύπλοκος αυτός πλευρικός λυγισμός των δικτυωμάτων τοποθετώντας εγκάρσια στοιχεία στις θέσεις των κόμβων αυτών, περιορίζοντας έτσι τις μετακινήσεις κατά τη διεύθυνση αυτή.

Η τελική διαμόρφωση του φορέα του υφιστάμενου κτιρίου, όπως αυτή παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 1, είχε σαν αποτέλεσμα να χρησιμοποιηθούν πολλοί τόνοι χάλυβα, βεβαίως όμως όχι περίσσιοι για ένα τέτοιο μεταλλικό φορέα και για την χρήση που προορίζεται το κτίριο. Ακόμα, η χρήση δικτυωμάτων, εκτός από το αυξημένο βάρος λόγω των πολλών στοιχείων που τα απαρτίζουν αλλά και των πρόσθετων στοιχείων απαραίτητα για τον εγκάρσιο περιορισμό τους, δημιουργεί και περιορισμούς στο καθαρό ύψος του κτιρίου στα σημεία των κύριων οριζόντιων στοιχείων. Οι δύο αυτοί παράγοντες έπαιξαν καθοριστικό ρόλο στην προσπάθεια ανεύρεσης μίας εναλλακτικής στατικά λύσης, η οποία θα συνδιάζει την βελτίωση αυτών και τα πλεονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών (γρήγορη κατασκευή, μειωμένο βάρος, καλαίσθητο αποτέλεσμα, κλπ.). Η εναλλακτική στατικά λύση που διερευνήθηκε σε αυτή την μεταπτυχιακή εργασία είναι η επίλυση του ανωτέρω κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία, αντί δικτυωμάτων, στον 1^ο όροφο αποσκοπώντας στην περιορισμένη, κατά το δυνατόν, χρήση χάλυβα αλλά και να αναδείξει τα διάφορα πλεονεκτήματα που παρουσιάζουν οι σύμμικτοι φορείς έναντι των αμιγώς μεταλλικών, όταν πρόκειται για κτίρια με αυξημένες δράσεις, μεγάλου εμβαδού και πλαισιακής διαμόρφωσης ιδιαίτερων απαιτήσεων. Στον 2^ο όροφο προτιμήθηκε η χρήση αμιγώς μεταλλικών στοιχείων διατομής Η αντί των δικτυωμάτων που εμφανίζονται στο υφιστάμενο κτίριο. Επίσης εξετάστηκε η περίπτωση τοποθέτησης σύμμικτων δοκών με κορμό εγκιβωτισμένο σε σκυρόδεμα για τον ανωτέρω φορέα.

Στα επόμενα κεφάλαια γίνεται μία γενική αναφορά για τον τρόπο λειτουργίας των σύμμικτων κατασκευών, την μέθοδο προσέγγισής τους κατά την ανάλυση και τα ειδικά θέματα που χρήζουν προβληματισμού. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο τρόπος εφαρμογής της σύμμικτης τεχνολογίας στο εν λόγω κτίριο αντί των δικτυωμάτων θίγοντας τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 4 περί σύμμικτων κατασκευών. Τα εξαγόμενα, από την ανάλυση, στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν ώστε να γίνει μία σύγκριση μεταξύ των φορέων, του υφιστάμενου και των δύο σύμμικτων, ώστε να γίνει δυνατή η αξιολόγηση των τριών διαφορετικών μεθόδων στατικής επίλυσης. Έγινε μία προσπάθεια σύγκρισης των δύο φορέων όχι μόνο ως προς τις στατικές απαιτήσεις αλλά για όλες τις συνθήκες δράσεων όπου πρόκειται να υποβληθεί ένα

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

τέτοιο κτίριο κατά τη διάρκεια ζωής του καθώς και για τον βαθμό που ικανοποιούν την λειτουργικότητά του.

1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Πρόκειται για ένα διώροφο μεταλλικό εμπορικό κτίριο που εδράζεται στη Σόφια της Βουλγαρίας. Η κάτοψη του φορέα αναπτύσσεται σε σχήμα Γ. Το εμβαδό κάθε ορόφου ανέρχεται στα 3651m^2 και συνολικά η κατασκευή στεγάζει μία επιφάνεια 7302m^2 . Το ύψος του πρώτου ορόφου ανέρχεται στα $5,34\text{m}$ και του δεύτερου κυμαίνεται από $5,519\text{m}$ μέχρι $6,01\text{m}$ λόγω των κλίσεων που εμφανίζονται στην οροφή.

1.1 Αρχιτεκτονική

Ο κάρναβος που δημιουργούν τα μεταλλικά υποστυλώματα είναι κυρίως ορθογωνικής μορφής διαστάσεων $8 \times 16\text{m}$ ενώ στην αριστερή πλευρά του κτιρίου εμφανίζεται με διαστάσεις $8 \times 8\text{m}$ (βλ. Εικόνα 1). Κατά τη διαμήκη όψη του κτιρίου οι δοκοί εμφανίζουν μία ελαφριά κλίση $2,5^\circ$ με σκοπό να δημιουργούνται ρήσεις ώστε να απομακρύνονται τα όμβρια ύδατα από την κατασκευή.

1.2 Διαμόρφωση φορέα

Λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων που δημιουργούνται από τη διάταξη των υποστυλωμάτων χρησιμοποιούνται δικτυώματα ύψους $1,44\text{m}$ στον πρώτο όροφο και κατά μέσο όρο 2m στον δεύτερο όροφο (λόγω της ανισοσταθμίας της οροφής). Αυτό συνεπάγεται να μειωθεί το ύψος του ορόφου στα $3,81\text{m}$ στα σημεία τοποθέτησης αυτών των δικτυωμάτων, τα οποία τοποθετούνται ανά σταθερές αποστάσεις κατά τις δύο διευθύνσεις. Οι κύριοι δοκοί ακολουθούν τον κάρναβο που έχει οριστεί από τα υποστυλώματα με αποτέλεσμα να επιτευχθεί πλαισιακή λειτουργία και στις δύο διευθύνσεις. Επίσης για την αποφυγή μεγάλων βελών κάμψης στις πλάκες, από τα μεγάλα ανοίγματα που δημιουργούν οι πλαισιακοί δοκοί, καθώς και για την καλύτερη μεταφορά των φορτίων χρησιμοποιούνται δευτερεύουσες δοκοί κατά τις δύο διευθύνσεις. Ο κάρναβος που δημιουργείται τελικά από τις δευτερεύουσες και τις κύριες δοκούς στην κάτω στάθμη των δικτυωμάτων του πρώτου ορόφου είναι μορφής ορθογωνικής, διαστάσεων $4 \times 8\text{m}$ ενώ στην πάνω στάθμη είναι διαστάσεων $4 \times 16\text{m}$ όπως φαίνεται στην Εικόνα 1 και στην Εικόνα 2. Στον δεύτερο όροφο ο κάρναβος που δημιουργούν το σύνολο των δοκών (κύριες και δευτερεύουσες) είναι τετραγωνικός με διαστάσεις $8 \times 8\text{m}$ και στις δύο στάθμες των δικτυωμάτων, όπως φαίνεται στην Εικόνα 3 και στην Εικόνα 4.

Για την παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων που προκύπτουν από τον σεισμό και τον άνεμο χρησιμοποιούνται οριζόντιοι και κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Σε κάθε διεύθυνση χρησιμοποιούνται τέσσερις κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και στους δύο ορόφους. Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι τοποθετούνται περιμετρικά της κάτοψης της κατασκευής και συνεισφέρουν σημαντικά στην διαφραγματική λειτουργία της οροφής.

Οι διατομές που έχουν χρησιμοποιηθεί για τα κύρια γραμμικά στοιχεία του κτιρίου (υποστυλώματα, κύριες και δευτερεύουσες δοκοί, χιαστί σύνδεσμοι) είναι κοίλης ορθογωνικής μορφής (SHS). Για την αντιμετώπιση του προβλήματος του πλευρικού λυγισμού που παρουσιάστηκε στα δικτυώματα μεγάλων ανοιγμάτων στον πρώτο όροφο χρησιμοποιήθηκαν διατομές Η, που συνδέθηκαν στους κόμβους της άνω στάθμης των δικτυωμάτων κατά την εγκάρσια διεύθυνση σε αποστάσεις όπως φαίνεται στην Εικόνα 2 (HEB 260, στοιχεία μπλέ χρώματος). Επίσης μεταλλικές

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

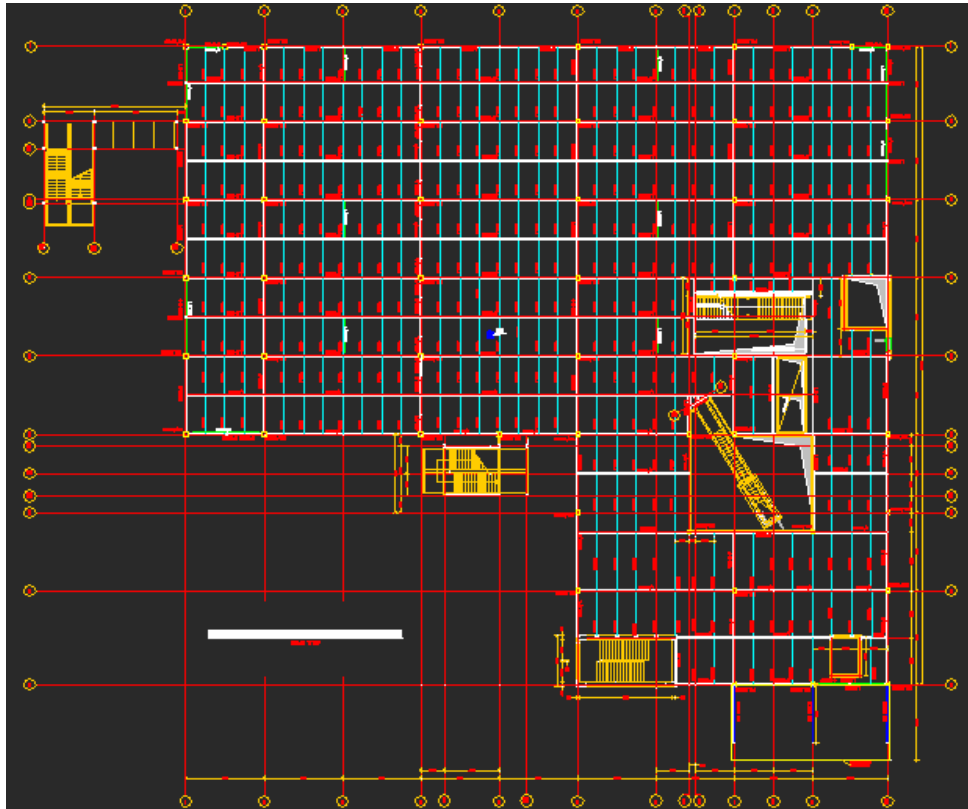
διατομές μορφής I χρησιμοποιήθηκαν και για τα δευτερεύοντα δομικά στοιχεία σύνδεσης (τεγίδες, Εικόνα 4). Για τον περιορισμό του λυγισμού περί τον ασθενή άξονα των τεγίδων έχουν χρησιμοποιηθεί ντίζες. Η πλάκα του 1^{ου} ορόφου αποτελείται από φατνωματικά χαλυβδόφυλλα τραπεζοειδούς μορφής και σκυρόδεμα συνολικού πάχους 0,16m.

Στο κτίριο υπάρχουν τοιχεία από σκυρόδεμα που εμφανίζονται κυρίως στην δεξιά κάτω μεριά του κτιρίου χωρίς καμία συμμετρία ως προς τις δύο διευθύνσεις και όσον αφορά την κάτοψη του κτιρίου (όπως φαίνεται και από τις παρακάτω εικόνες). Μειονέκτημα αυτής της ασυμμετρίας των τοιχείων είναι να επηρεαστεί η συνολική δυστρεψία του κτιρίου λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας που εμφανίζει το σκυρόδεμα σαν υλικό συγκριτικά με τα υπόλοιπα εύκαμπτα μεταλλικά στοιχεία που απαρτίζουν τον φορέα. Για τον λόγο αυτό, η πλειοψηφία των χιαστί συνδέσμων εμφανίζεται να έχει τοποθετηθεί κυρίως στην πάνω και αριστερή μεριά του κτιρίου αντιδιαμετρικά ως προς τον πόλο στρέψης της κάτοψης του φορέα σε σχέση με την θέση των στοιχείων από σκυρόδεμα, με αποτέλεσμα να βελτιώνεται η δυστρεψία καθώς και να αυξάνεται η δυσκαμψία του συνολικού φορέα.

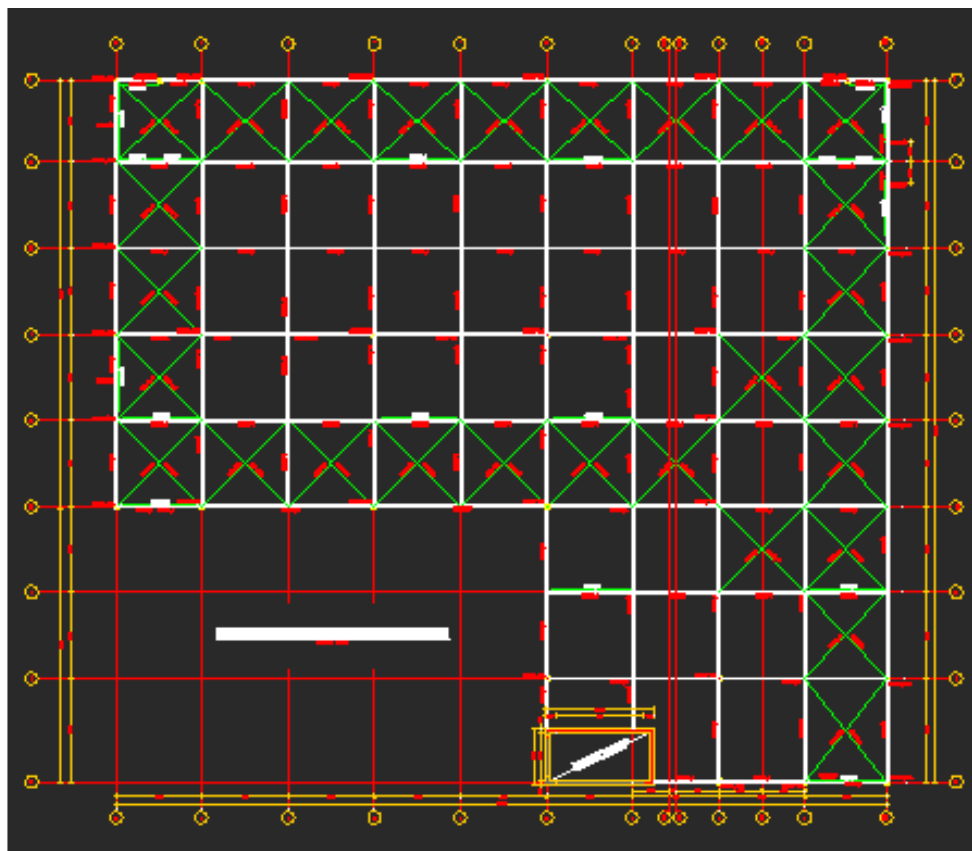


Εικόνα 1 - 1ος όροφος/ κάτω στάθμη δικτυωμάτων

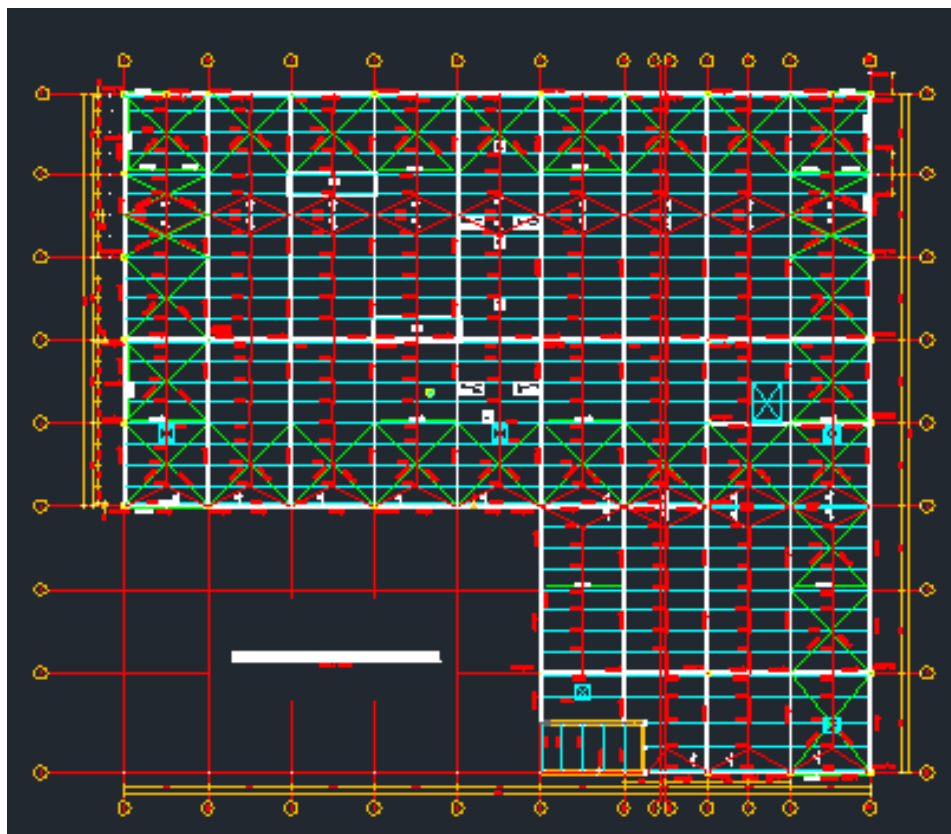
Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία



Εικόνα 2 – 1^{ος} όροφος/ άνω στάθμη δικτυωμάτων



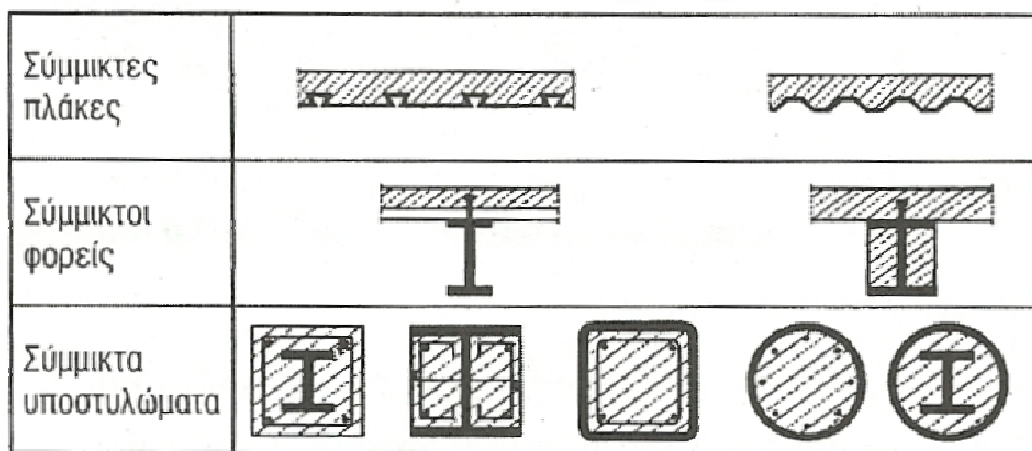
Εικόνα 3 – 2^{ος} όροφος/ κάτω στάθμη δικτυωμάτων



Εικόνα 4 – 2^{ος} όροφος/ άνω στάθμη δικτυωμάτων

2 ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Σύμμικτες κατασκευές που αποτελούνται από χάλυβα και σκυρόδεμα ονομάζονται αυτές στις οποίες τα δομικά τους μέλη (δοκοί, πλάκες, υποστυλώματα) είναι άρρηκτα συνδεδεμένα μεταξύ τους. Αυτή η άρρηκτη συνεργασία μεταξύ των δύο υλικών εξασφαλίζεται με τη χρήση διατμητικών συνδέσμων στην επιφάνεια επαφής τους με αποτέλεσμα στα σύμμικτα μέλη να επιτυγχάνεται η μέγιστη εκμετάλλευση των ιδιοτήτων των διαφορετικών δομικών υλικών. Πιο συγκεκριμένα επιδιώκεται τα μέλη από οπλισμένο σκυρόδεμα να παραλάβουν τις θλιπτικές δυνάμεις, ενώ τα μέλη από χάλυβα τις εφελκυστικές. Στο επόμενο σχήμα απεικονίζονται ενδεικτικές διατομές σύμμικτων δομικών μελών που τυγχάνουν ευρείας χρήσης σε βιομηχανικές και κτιριακές κατασκευές.



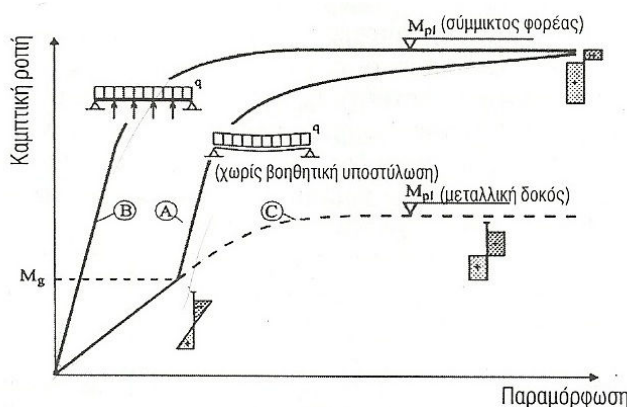
Εικόνα 5 - Ενδεικτικές διατομές σύμμικτων δομικών μελών

Οι σύμμικτες κατασκευές πλεονεκτούν συγκριτικά με τις παραδοσιακές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα ή από δομικό χάλυβα σημαντικά λόγω του ότι συνδυάζουν τα πλεονεκτήματα των επιμέρους υλικών τους. Ένα από τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα που επιφέρει αυτή η συνεργασία των υλικών είναι πως επιτρέπει να γεφυρωθούν μεγάλα ανοίγματα σε περιπτώσεις υψηλών φορτίων με την επιλογή μεταλλικών διατομών μικρών διαστάσεων και μείωση του ποσοστού του απαιτούμενου χάλυβα οπλισμού. Αυτό συμβαίνει διότι οι σύμμικτοι φορείς χαρακτηρίζονται από αυξημένη αντοχή, πλαστιμότητα, δυσκαμψία και ικανότητα απόσβεσης, συγκριτικά με τα φέροντα στοιχεία που χρησιμοποιούνται στις συνηθισμένες κατασκευές και αποτελούνται από ένα υλικό (σκυρόδεμα, δομικός χάλυβας). Επίσης το φαινόμενο του καθολικού και τοπικού λυγισμού περιορίζεται σημαντικά. Στις περιπτώσεις εγκιβωτισμένων μεταλλικών διατομών σε σκυρόδεμα αυξάνεται αρκετά η προστασία του χάλυβα από διάβρωση και πυρκαγιά. Όλα αυτά καθιστούν τις σύμμικτες κατασκευές γρήγορες στην εκτέλεση, υψηλά ανθεκτικές, ελαφρές, λεπτές, και παράλληλα οικονομικές.

Οι σύμμικτες κατασκευές έχουν κάποιες ιδιομορφίες που αξίζει να αναφερθούν. Μία από αυτές είναι η διαφορετική συμπεριφορά των δομικών υλικών που τις απαρτίζουν (σκυρόδεμα, δομικός χάλυβας, χαλυβδόφυλλα, χάλυβας οπλισμού, διατμητικοί σύνδεσμοι) με βασικές παραμέτρους την χαρακτηριστική τους αντοχή και τα μέτρα ελαστικότητας καθώς και την συμπεριφορά του σκυροδέματος με την πάροδο του χρόνου. Αυτή η ποικιλία των υλικών που χρησιμοποιούνται,

καθώς και τα φαινόμενα που επηρεάζουν την συμπεριφορά του σκυροδέματος κατά την διάρκεια της ζωής του (π.χ. ερυσμός) οδηγούν σε ανακατανομές των τάσεων στις διατομές και σε μεταβολές των εντατικών μεγεθών. Επομένως σε διάφορες κατασκευές και εφόσον απαιτείται, πρέπει να γίνεται ακριβής ανάλυση τάσεων ώστε να προσδιορίζονται αυτές οι μεταβολές. Αυτές οι αναλύσεις και οι υπολογισμοί αυτών των μεταβολών αφορούν κυρίως σύμμικτες προεντεταμένες γέφυρες και όχι κτιριακές κατασκευές.

Μία άλλη ιδιαιτερότητα που χαρακτηρίζει τους σύμμικτους φορείς αφορά την φάση της κατασκευής και πιο συγκεκριμένα την χρήση βοηθητικών υποστυλωμάτων (ικριωμάτων) ή όχι κατά τη φάση της σκυροδέτησης και όσο το σκυρόδεμα είναι νωπό. Στην περίπτωση που χρησιμοποιηθούν αυτά τα βοηθητικά υποστυλώματα για όσο καιρό θα χρειαστεί το σκυρόδεμα για να σκληρυνθεί και να αναπτύξει τις μηχανικές ιδιότητες που απαιτούνται, έχει ήδη επιτευχθεί μια σύμμικτη δράση για το βάρος της κατασκευής. Αυτό συμβαίνει διότι όταν αφαιρεθούν αυτά τα υποστυλώματα ο φορέας παραλαμβάνει το ίδιο βάρος του (μεταλλική δοκός και σκληρυμένο σκυρόδεμα) σαν μόνιμα φορτία, με αποτέλεσμα να δρα σαν σύμμικτος. Στην περίπτωση που δεν χρησιμοποιηθούν τα βοηθητικά υποστυλώματα τότε τον ρόλο των υποστυλωμάτων τον παίζει η μεταλλική δοκός που πρέπει να παραλάβει το βάρος της και το φορτίο του νωπού σκυροδέματος. Η τοποθέτηση αυτών των υποστυλωμάτων ή ικριωμάτων επηρεάζει το ποσοστό των μόνιμων φορτίων που παραλαμβάνει σε κάθε περίπτωση η σύμμικτη διατομή. Το ποσοστό αυτών των μόνιμων φορτίων ονομάζεται «βαθμός σύμμικτης δράσης». Πάντως η χρήση αυτών των υποστυλωμάτων ή όχι δεν επηρεάζει την τελική αντοχή του φορέα διότι και στις δύο περιπτώσεις που αναφέρθηκαν ο φορέας φτάνει στις ίδιες τελικές τιμές αντοχής. Αυτό συμβαίνει διότι παρά τις διαφορετικές ελαστικές συμπεριφορές που παρατηρούνται για κάθε περίπτωση (βλ. Εικόνα 6), όταν η διατομή πλαστικοποιηθεί τότε και οι δύο σύμμικτοι φορείς αποκτούν την ίδια φέρουσα ικανότητα. Η χρήση των βοηθητικών υποστυλωμάτων όμως μπορεί να μειώσει το συνολικό βέλος κάμψης του σύμμικτου φορέα με αποτέλεσμα να πληρούνται οι περιορισμοί των ελέγχων κατασκευής, εφόσον αυτοί είναι κρίσιμοι, με την επιλογή μικρότερης μεταλλικής διατομής και χωρίς να απαιτείται η κατασκευή ενός αρχικού αντιβέλους στην μεταλλική δοκό.



Εικόνα 6 - Επιρροή των βοηθητικών ικριωμάτων στην συμπεριφορά του σύμμικτου φορέα

Οι σύμμικτοι φορείς παρουσιάζουν επίσης ιδιαιτερότητα στην ανάλυση και στην διαστασιολόγησή τους. Κατά τη φάση της ανάλυσης τα εντατικά μεγέθη μπορούν να υπολογιστούν με την παραδοχή ότι τα υλικά συμπεριφέρονται γραμμικά ελαστικά (μικρές παραμορφώσεις), θεωρώντας ένα ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας

για το σκυρόδεμα, ενώ σε άλλες περιπτώσεις η ανάλυση των σύμμικτων φορέων μπορεί να γίνει βάσει πλαστικών μεθόδων ανάλυσης (μεγάλες παραμορφώσεις). Αυτές οι περιπτώσεις προϋποθέτουν την δυνατότητα πλήρους διαρροής της διατομής και ανακατανομής των τάσεων και γενικότερα οδηγούν στην επιλογή οικονομικότερων διατομών. Μέθοδοι πλαστικής ανάλυσης μπορούν να εφαρμοστούν για την πρόβλεψη πιθανών μηχανισμών κατάρρευσης καθώς και για την εκτίμηση της απόκρισης μια κατασκευής. Για τον υπολογισμό των αντοχών της εκάστοτε διατομής χρησιμοποιείται κατά κανόνα πλαστική ανάλυση.

2.1 Βάσεις Σχεδιασμού

Οι σύμμικτες κατασκευές διαστασιολογούνται σύμφωνα με τον EC4 για οριακές καταστάσεις και για καταστάσεις σχεδιασμού. Ειδικότερα υπάρχουν οριακές καταστάσεις αντοχής που εξετάζουν ελέγχους αντοχής και ευστάθειας και οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας που εξετάζουν ελέγχους παραμορφώσεων και μετατοπίσεων.

2.2 Διατμητικοί σύνδεσμοι σύμμικτων φορέων

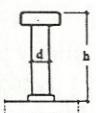
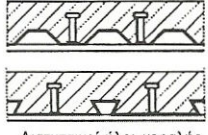




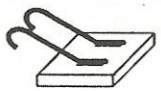

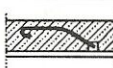

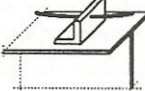
Για να χαρακτηριστεί ένα δομικό στοιχείο ως σύμμικτο απαιτείται να εξασφαλισθεί στο μεγαλύτερο δυνατό βαθμό η πλήρης συνεργασία μεταξύ του πέλματος σκυροδέματος και της μεταλλικής δοκού. Αυτή η εξασφάλιση συνεργασίας απαιτεί ένα ανθεκτικό, ασφαλή και οικονομικό διατμητικό σύνδεσμο ικανό να μειώσει στο ελάχιστο την σχετική ολίσθηση μεταξύ των δύο υλικών παραλαμβάνοντας τις διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στην διεπιφάνεια τους, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά της συνάφειας μεταξύ των δύο επιφανειών.

2.2.1 Τύποι διατμητικών συνδέσμων

Υπάρχουν πολλοί τύποι και μέσα διατμητικής σύνδεσης. Ο EC4 περιέχει κανόνες εφαρμογής για μερικούς τύπους διατμητικών συνδέσμων.

- Ήλοι κεφαλής σε συμπαγείς πλάκες σκυροδέματος
- Ήλοι κεφαλής σε πλάκες σκυροδέματος επί φατνωματικών χαλυβδόφυλλων
- Συμπαγείς σύνδεσμοι
- Αναβολείς και άγκιστρα σε συμπαγείς πλάκες σκυροδέματος
- Συμπαγείς σύνδεσμοι σε συνδυασμό με άγκιστρα και αναβολείς
- Γωνιακά σε συμπαγείς πλάκες

Από τους ανωτέρω, ο πλέον εφαρμόσιμος και πιο συνηθισμένος τρόπος σύνδεσης είναι αυτός με τους διατμητικούς ήλους κεφαλής.

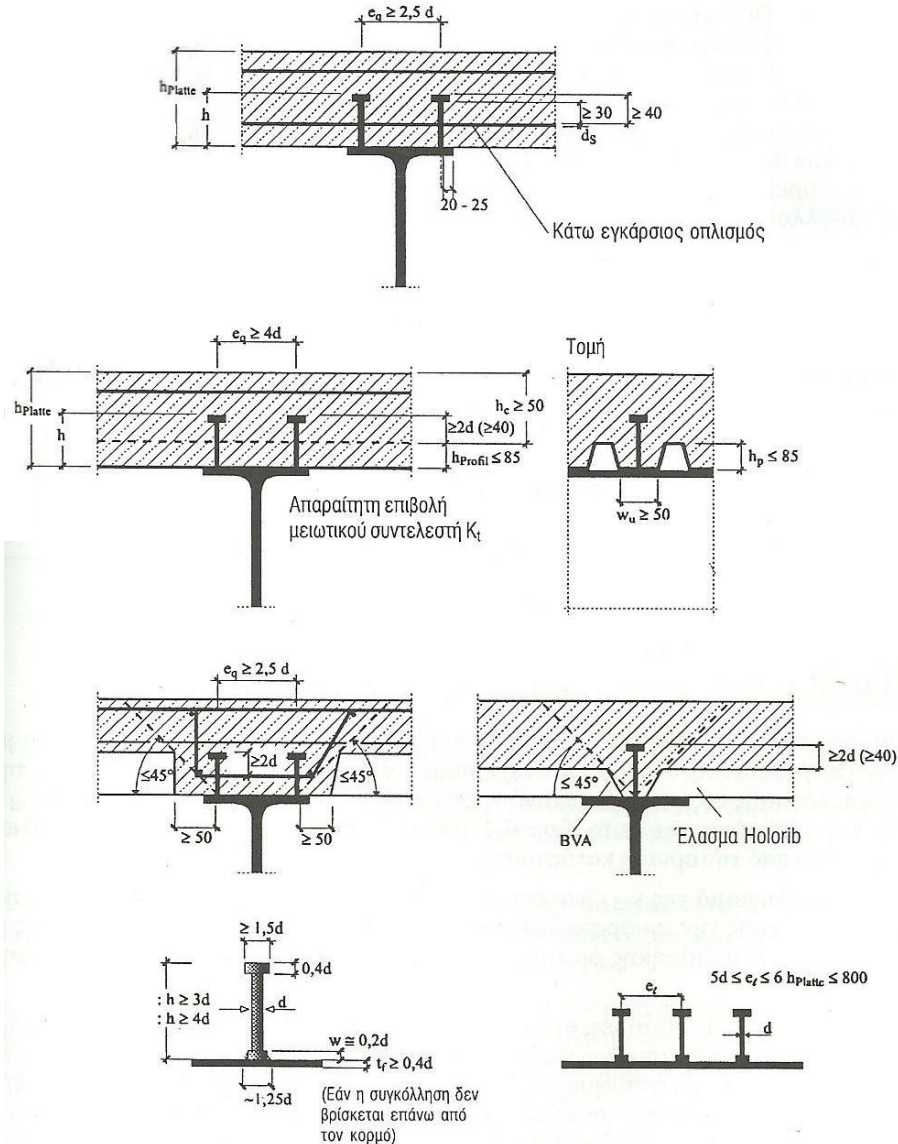
1		 Διατμητικοί ήλοι κεφαλής		
2	 Σύνδεσμος μορφής πετάλου	 Συμπαγής σύνδεσμος	 Σύνδεσμος μορφής «Τ»	 Σύνδεσμος μορφής «C»
3	 Άγκιστρο	 Αναβολέας		
4	 Συμπαγής σύνδεσμος με άγκιστρο	 Συμπαγής σύνδεσμος με αναβολέα		
5	 Γωνιακό			

Εικόνα 7 - Διατμητικοί σύνδεσμοι σύμφωνα με τον EC4

2.2.2 Χαρακτηριστικά ήλου κεφαλής

Οι ήλοι κεφαλής είναι χαλύβδινα κυλινδρικά στοιχεία με διάμετρο $d = 16 - 25\text{mm}$, ύψος $h = 50 - 525\text{mm}$ και η κεφαλή τους είναι μεγαλύτερης διαμέτρου από τον κορμό τους. Η διάμετρος του ήλου d καθορίζεται από το πάχος t του πέλματος της δοκού που συγκολλούνται οι ήλοι και ο λόγος d/t δεν πρέπει να ξεπερνά το 1,5 για επαναλαμβανόμενη φόρτιση ή το 2,5 για μονοτονική, ώστε να εξασφαλίζεται η πλήρης ανάπτυξη της αντοχής των ήλων. Οι ήλοι κεφαλής μπορούν να συγκολληθούν με την μέθοδο συγκόλλησης ηλεκτρικού τόξου που είναι μια ημι-αυτοποιημένη διαδικασία με χρήση ειδικής συσκευής και πιστολιού συγκόλλησης ή με χρήση λεπτών ελασμάτων στο άνω πέλμα της μεταλλικής δοκού με την τεχνική των διατμητικών συγκολλήσεων. Βασικά πλεονεκτήματα των διατμητικών ήλων είναι η ίδια διατμητική αντοχή και δυσκαμψία σε κάθε διεύθυνση καθώς και η μικρή παρεμπόδιση που μπορούν να επιφέρουν σε κατασκευαστικά θέματα (π.χ. μικρή παρεμπόδιση στην τοποθέτηση οπλισμού). Τέλος στον EC4 περιγράφονται και κάποιες κατασκευαστικές λεπτομέρειες που φαίνονται στα σχήματα που ακολουθούν.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία



Εικόνα 8 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες ήλων κεφαλής

2.2.3 Φέρουσα ικανότητα διατμητικών ήλων κεφαλής

Η σχέση της δύναμης συνάρτηση της ολίσθησης στην διεπιφάνεια των υλικών (μεταλλική δοκός, σκυρόδεμα) των σύμμικτων φορέων, αποτελεί για τους διατμητικούς συνδέσμους βασικό χαρακτηριστικό. Αυτή η σχέση επηρεάζεται από διάφορους παραμέτρους οι οποίοι παίζουν βασικό ρόλο στην εξασφάλιση της επιθυμητής συνεργασίας μεταξύ των υλικών και είναι οι εξής:

- Θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος και ο βαθμός συμύκνωσής του κοντά στην περιοχή των διατμητικών συνδέσμων.
- Αριθμός διατμητικών συνδέσμων.
- Πάχος σκυροδέματος που περιβάλλει τους διατμητικούς συνδέσμους.
- Διαστάσεις, θέση και αντοχή χάλυβα οπλισμού στην περιοχή των διατμητικών συνδέσμων.
- Συνάφεια δομικού χάλυβα – σκυροδέματος.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Το οριακό φορτίο ή αλλιώς το φορτίο αστοχίας που μπορεί να παραλάβει ένας διατμητικός ήλος κεφαλής με διαστάσεις ραφής που πληρούν τις απαιτούμενες προϋποθέσεις καθορίζεται κυρίως από τη μορφή αστοχίας που μπορεί να επέλθει. Δηλαδή κατά πόσο η αστοχία οφείλεται σε θραύση του σκυροδέματος που περιβάλλει τον ήλο (σύνθλιψη άντυγας) ή σε διατμητική αστοχία του ίδιου του ήλου. Βάσει αυτών η οριακή δύναμη που παραλαμβάνει ένας διατμητικός ήλος κεφαλής προκύπτει από την μικρότερη τιμή των δύο ακόλουθων σχέσεων :

Διατμητική αστοχία ήλου:
$$P_{Rd} = 0,8 * f_u * \frac{\pi * d^2}{4} * \frac{1}{\gamma_v}$$

Θραύση σκυροδέματος:
$$P_{Rd} = 0,29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}} * \frac{1}{\gamma_v}$$

Όπου:

d, h Διάμετρος και μήκος ήλου μετά την συγκόλληση

f_u Αντοχή θραύσης σε εφελκυσμό του χάλυβα με μέγιστη τιμή 500 N/mm

f_{ck} χαρακτηριστική τιμή αντοχής σε εφελκυσμό κυλινδρικού δοκιμίου σκυροδέματος

E_{cm} Μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$\alpha = 0,2 * \left[\left(\frac{h}{d} \right) + 1 \right] \quad \text{για } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{για } \frac{h}{d} \geq 4$$

Ο επιμέρους συντελεστής γ_v για την οριακή κατάσταση αστοχίας τίθεται ίσος με 1,25 και για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ίσος με 1. Ο πίνακας που ακολουθεί περιέχει τιμές που προκύπτουν από τις παραπάνω εξισώσεις συναρτήσει της αντοχής θραύσης του υλικού του ήλου και της αντοχής σκυροδέματος. Αξίζει να σημειωθεί πως η αντοχή των ήλων δεν επηρεάζεται από την ποιότητα του χάλυβα των μεταλλικών δοκών διότι από εργαστηριακές δοκιμές έχει αποδειχθεί ότι οι ήλοι σε σταθερή φόρτιση δεν αποκολλούνται από το υλικό έδρασης αλλά θραύονται ακριβώς πάνω από τη ραφή συγκόλλησης. Όλα αυτά προϋποθέτουν ότι οι ραφές συγκόλλησης είναι ποιοτικά άρτιες.

d [mm]	Gl. (3.2) $P_{Rd} =$		Gl. (3.3) (mit $\alpha = 1,0$)				
	450	500	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55
22	109,4	121,6	98,1	110,0	121,6	(132,9)	(142,9)
19	81,6	90,7	73,1	82,1	90,7	(99,1)	(106,6)
16	57,9	64,3	51,9	58,2	64,3	(70,3)	(75,6)

Πίνακας 1 - Οριακές δυνάμεις διατμητικών ήλων κεφαλής

Μεγάλο ρόλο στην αντοχή P_{Rd} των διατμητικών ήλων παίζει η χρήση φατνωματικών χαλυβδόφυλλων καθώς και η διεύθυνση που τοποθετούνται τα φατνώματά τους σε σχέση με τον άξονα της μεταλλικής δοκού. Σ' αυτές τις περιπτώσεις η αντοχή των διατμητικών ήλων μειώνεται μέσω μειωτικών συντελεστών που επιβάλλονται στις τιμές της οριακής δύναμης που υπολογίζεται για συμπαγείς πλάκες σκυροδέματος, λόγω του ενδεχόμενου τοπικής αστοχίας του σκυροδέματος που βρίσκεται στα φατνώματα.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Η πρώτη περίπτωση εξετάζει τα φατνώματα του χαλυβδόφυλλου να διέρχονται παράλληλα προς τον διαμήκη άξονα της χαλύβδινης δοκού και δίνει μειωτικό συντελεστή που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$k_p = 0,6 * \frac{b_0}{h_p} * \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \text{ όπου } h \leq h_p + 75mm$$

Η δεύτερη περίπτωση εξετάζει τα φατνώματα του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετα προς τον διαμήκη άξονα της δοκού. Για την επιβολή μειωτικού συντελεστή σ' αυτήν την περίπτωση απαιτείται να πληρούνται και κάποιες άλλες προϋποθέσεις όπως το ύψος κυψέλης h_p του φατνώματος να μην ξεπερνά τα 85mm και το πλάτος του φατνώματος (b_0) να μην είναι μικρότερο του h_p . Σ' αυτήν την περίπτωση η τιμή του μειωτικού συντελεστή υπολογίζεται από τη σχέση :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} * \frac{b_0}{h_p} * \left[\left(\frac{h}{h_p} \right) - 1 \right] \text{ όπου } N_r \text{ ο αριθμός ήλων ανά κυψέλη φατνώματος με με μέγιστη τιμή 2.}$$

Στην περίπτωση διατμητικών ήλων συγκολλημένων με την διατρητική μέθοδο ο μειωτικός συντελεστής k_t πρέπει να είναι μικρότερος του 1,0 για $N_r = 1$ και μικρότερος του 0,8 για $N_r = 2$. Στον EC4 γίνεται ξεχωριστή αναφορά για φατνωματικά χαλυβδόφυλλα προ-διάτρητα ή μη, με πάχος ελάσματος $t \leq 1,0mm$ και δίνει κάποιες ανώτερα όρια τιμών του μειωτικού συντελεστή k_t . Οι τιμές αυτών των ορίων δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

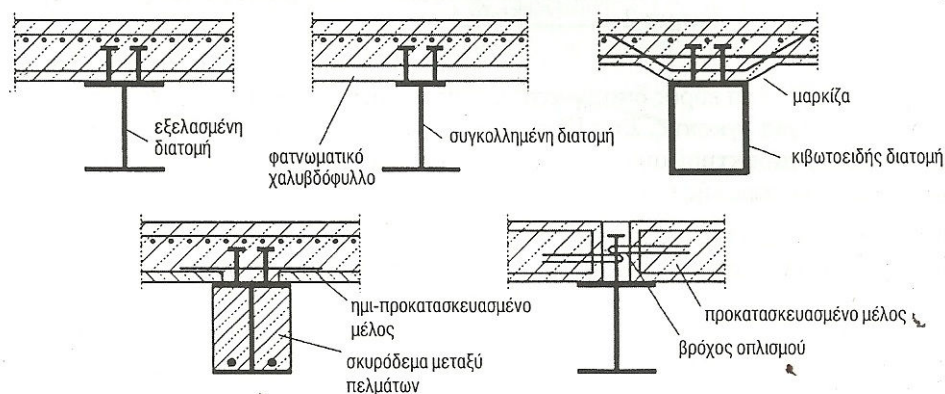
Αριθμός ήλων ανά κυψέλη	Διατρητικά συγκολλημένοι ήλοι $\varnothing < 20$ mm	Προ-διάτρητα χαλυβδόφυλλα ήλοι $\varnothing 19$ και 22 mm
$N_r = 1$	0,85	0,75
$N_r = 2$	0,70	0,60

Πίνακας 2 - Ανώτερα όρια του μειωτικού συντελεστή k_t

2.3 Σύμμικτες δοκοί

2.3.1 Γενικά

Στον EC4 εξετάζονται μέχρι στιγμής σύμμικτες δοκοί με διατομές και χαρακτηριστικά που φαίνονται στην Εικόνα 9. Δεν εξετάζονται διατομές με πλήρως εγκιβωτισμένους μεταλλικούς δοκούς και προεντεταμένα σύμμικτα στοιχεία, καθώς και στη περίπτωση μεταλλικών δοκών με εγκιβωτισμένο σκυρόδεμα στο κορμό τους δεν συμπεριλαμβάνονται μέθοδοι υπολογισμού της συνεισφοράς αυτού του σκυροδέματος στη καμπτική και διατμητική αντοχή του συνολικού σύμμικτου φορέα.

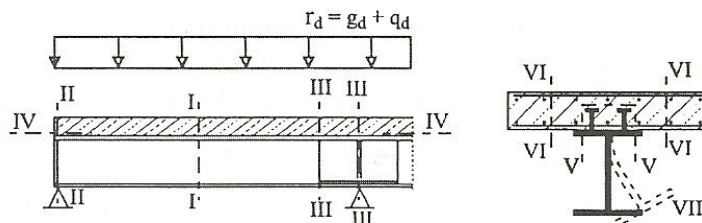


Εικόνα 9 - Χαρακτηριστικές διατομές σύμμικτων δοκών

Στους σύμμικτους φορείς οι κρίσιμοι έλεγχοι που πρέπει να διεξάγονται καθορίζονται από τις μορφές αστοχίας που μπορεί να επέλθουν σε μία σύμμικτη δοκό και τις θέσεις που αυτές εμφανίζονται, οι οποίες είναι:

- Έλεγχος αντοχής σε κρίσιμες διατομές.
- Έλεγχος αντοχής σε διαμήκη διάτμηση στην διεπιφάνεια επαφής και εντός του πέλματος σκυροδέματος.
- Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό στην περίπτωση συνεχών φορέων καθώς και προβόλων.
- Έλεγχος σε διατμητική στρέβλωση και θραύση κορμού.

Στο επόμενο σχήμα διακρίνονται οι θέσεις που είναι κρίσιμες για την εμφάνιση διαφόρων μορφών αστοχίας και αναφέρεται σε κάθε θέση το είδος της καταπόνησης που μπορεί να επιφέρει αυτές τις μορφές αστοχίας.



Εικόνα 10 - Κρίσιμες διατομές ελέγχου της Ο.Κ.Α.

Επομένως:

- I – I αστοχία λόγω κάμψης σε περιοχές θετικών ροπών κάμψης
- II – II αστοχία λόγω τέμνουσας
- III – III αστοχία λόγω κάμψης σε περιοχές αρνητικής ροπής κάμψης υπό την επίδραση τέμνουσας (αλληλεπίδραση M/V)

IV – IV	αστοχία λόγω διαμήκους διάτμησης, έλεγχος ήλωσης και ασφάλειας διατμητικής σύνδεσης
V – V	αστοχία λόγω σύνθλιψης της άντυγας (περιβάλλουσα των ήλων επιφάνειας), έλεγχος εγκάρσιου οπλισμού
VI – VI	αστοχία λόγω διαμήκους διάτμησης, έλεγχος εγκάρσιου οπλισμού και ασφάλειας διατμητικής σύνδεσης του πέλματος σκυροδέματος
VII – VII	αστοχία λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, έλεγχος εκτροπής του θλιβόμενου πέλματος

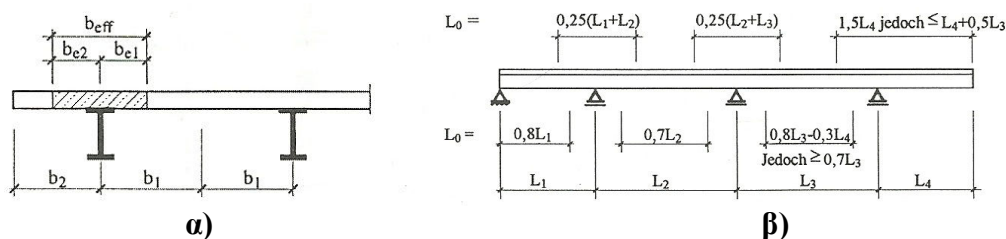
Η αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης μπορεί να αγνοείται σε φορείς ενός ανοίγματος σταθερής διατομής υπό ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο. Τελικά όπως συμβαίνει και στα μεταλλικά φέροντα στοιχεία έτσι και στους σύμμικτους φορείς τα κατασκευαστικά μέλη τους πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να πληρούν τις απαιτήσεις του σχεδιασμού, υπολογισμού και διαστασιολόγησης για τις οριακές καταστάσεις αντοχής (Ο.Κ.Α.) ή για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ., σε περιπτώσεις κατασκευών που αυτές είναι κρίσιμες) λαμβάνοντας υπόψη κατάλληλα υπολογιστικά μοντέλα, επιμέρους συντελεστές ασφάλειας και συνδυασμούς δράσεων.

2.3.2 Φέρουσα ικανότητα σύμμικτων διατομών σε κάμψη και σε εγκάρσια διάτμηση

2.3.2.1 Ενεργό πλάτος πέλματος σκυροδέματος

Κατά τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας της διατομής λαμβάνεται υπόψη μόνο τμήμα της συνολικής διατομής του σκυροδέματος, πλάτους ίσο με το συνεργαζόμενο ενεργό πλάτος b_{eff} . Κατά τον προσδιορισμό της ελαστικής κατανομής των εντατικών μεγεθών το ενεργό πλάτος του πέλματος θεωρείται σταθερό ανά άνοιγμα και ισούται με το άθροισμά των συνεργαζόμενων 'ημιπλάτων' για κάθε ένα από τα τμήματα του θλιβόμενου πέλματος της χαλύβδινης διατομής που βρίσκονται εκατέρωθεν του κορμού. Τα ημιπλάτη εξαρτώνται από τη γεωμετρία της δοκού και από τα διαγράμματα ροπών κάμψης και είναι ίσα με $L_0/8$. Το μήκος αναφοράς L_0 είναι:

- Για φορείς ενός ανοίγματος (αμφίεριστες δοκοί) ίσο με την απόσταση των υποστυλωμάτων.
- Για συνεχείς φορείς πολλών ανοιγμάτων περίπου ίσο με τις αποστάσεις μηδενισμού της ροπής.



Εικόνα 11 - α) Ενεργό πλάτος b_{eff} και β) Μήκοι αναφοράς L_0 για συνεχείς φορείς

2.3.2.2 Ταξινόμηση κατηγοριών διατομής

Εξαιτίας του φαινομένου του τοπικού λυγισμού των θλιβόμενων πελμάτων ή/και των κορμών της μεταλλικής δοκού ο EC4 (όπως και ο EC3) κατατάσσει τους σύμμικτους φορείς στις επόμενες κατηγορίες:

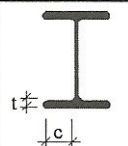
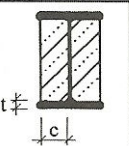
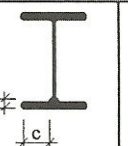
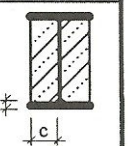
Κατηγορία 1 – Πλαστικές διατομές με σημαντική ικανότητα στροφής (ανάπτυξη μεγάλων παραμορφώσεων) και ανάπτυξης πλήρους πλαστικής αντοχής και πλήρους ανακατανομής ροπών κάμψης, οπότε γίνεται χρήση πλαστικών μεθόδων για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών.

Κατηγορία 2 – Συμπαγείς διατομές (χονδρότοιχες με μικρές εξωτερικές διαστάσεις) με δυνατότητα πλήρους πλαστικοποίησης της διατομής αλλά με στροφική ικανότητα περιορισμένη λόγω τοπικού λυγισμού του χάλυβα ή/και θραύση του σκυροδέματος. Αποτέλεσμα αυτού είναι ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών με χρήση ελαστικών μεθόδων.

Κατηγορία 3 – Ημι-συμπαγείς διατομές που επιτρέπουν στην ακραία θλιβόμενη ίνα της διατομής να εισέλθει στη διαρροή χωρίς την ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων σε όλο το ύψος της διατομής λόγω τοπικού λυγισμού.

Κατηγορία 4 – Λυγρές διατομές που αδυνατούν να καταπονηθούν μέχρι το όριο διαρροής λόγω του ότι έχει επέλθει ήδη τοπικός λυγισμός στη διατομή της μεταλλικής δοκού και σύμφωνα με αυτόν τον λυγισμό καθορίζονται τα περιθώρια φόρτισης της διατομής.

Η ένταξη μιας διατομής σε μία από τις παραπάνω κατηγορίες γίνεται σύμφωνα με τους λόγους c/t των πελμάτων και τους λόγους d/t των κορμών σύμφωνα με τους πίνακες που παρατίθενται στη συνέχεια. Η δυσμενέστερη κατηγορία είναι αυτή που χαρακτηρίζει εντέλει την συνολική διατομή. Αξίζει να αναφερθεί ότι συνήθως ο ουδέτερος άξονας για αμφιέριστες σύμμικτες δοκούς βρίσκεται στο σκυροδέμα ή στο επάνω πέλαμα της μεταλλικής δοκού με αποτέλεσμα να παρεμποδίζεται το φαινόμενο του τοπικού λυγισμού καθώς και του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και οι διατομές να εντάσσονται στις κατηγορίες 1 ή 2 ανεξαρτήτως των λόγων πλάτους/πάχους των κορμών και πελμάτων.

	Θλιβόμενο πέλαμα				Χάλυβας	f_y	ϵ
	Συγκολλημένος		Εξελασμένος				
					Fe 360	235	1,0
					Fe 430	275	0,92
					Fe 510	355	0,81
					S 460	460	0,71
1	10 ε	10 ε	9 ε	9 ε			
2	11 ε	15 ε	10 ε	14 ε			
3	15 ε	21 ε	14 ε	20 ε			

Πίνακας 3 - Μέγιστος λόγος c/t για θλιβόμενες μεταλλικές δοκούς

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Κορμοί: Άξονας κάμψης κάθετος προς τον κορμό			
Κατηγορία	καθαρή κάμψη $\alpha = 0,5$	θλίψη $\alpha = 1,0$	κάμψη και θλίψη $\alpha = 0,5$
1	$d/t = 72 \epsilon$	$d/t = 33 \epsilon$	$\alpha \geq 0,5 :$ $d/t = 396 \epsilon / (13\alpha - 1)$ $\alpha < 0,5 :$ $d/t = 36 \epsilon / \alpha$
2	$d/t = 83 \epsilon$	$d/t = 38 \epsilon$	$\alpha \geq 0,5 :$ $d/t = 456 \epsilon / (13\alpha - 1)$ $\alpha < 0,5 :$ $d/t = 41,5 \epsilon / \alpha$
Κατανομή τάσης (θλίψη θετικό πρόσημο)			
3	$d/t = 124 \epsilon$	$d/t = 42 \epsilon$	$\psi > -1 :$ $d/t \leq (42 \epsilon) / (0,67 + 0,33\psi)$ $\psi \leq -1 :$ $d/t \leq (62 \epsilon) \cdot (1-\psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$

Πίνακας 4 - Μέγιστος λόγος d/t για θλιβόμενους κορμούς

2.3.2.3 Πλαστική αντοχή σε κάμψη

Για συμπαγείς διατομές με δυνατότητα ανάπτυξης πλαστικής αντοχής, δηλαδή διατομές κατηγοριών 1 και 2, ο υπολογισμός της καμπτικής φέρουσας ικανότητας μπορεί να γίνει με πλαστικές μεθόδους, κάνοντας κάποιες παραδοχές. Οι παραδοχές που γίνονται είναι:

- Η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος αγνοείται στους υπολογισμούς.
- Ισχύει η επιπεδότητα των διατομών χάλυβα – σκυροδέματος.
- Οι τάσεις στον χάλυβα και στο σκυρόδεμα φτάνουν την οριακή τιμή σχεδιασμού.
- Αγνοείται η συμβολή των χαλυβδόφυλλων στην ανάληψη τάσεων.
- Θεωρείται πλήρης ήλωση.

Επομένως οι οριακές πλαστικές ροπές $M_{pl,Rd}$ που προκύπτουν για κατηγορίες διατομών 1 και 2 δίνονται από τους επόμενους πίνακες ανάλογα με τη θέση που βρίσκεται ο ουδέτερος άξονας στη διατομή και αν το πέλμα σκυροδέματος βρίσκεται σε ζώνη θλίψης ή εφελκυσμού.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

<p>πλαστική ουδέτερη γραμμή στο πέλασμα σκυροδέματος</p>	$D_b = B \cdot x_{pl} \cdot \beta_R = Z_a; Z_a = A_a \cdot \beta_{S,a}$ $x_{pl} = Z_a / (B \cdot \beta_R); x_{pl} \leq d - h_R; x_b = x_{pl} / 2$ $M_{pl,F} = Z_a (x_a + d - x_b)$ $h_R = \text{Ύψος φανώματος σε περίπτωση χρήση φανωματικού χαλυβδόφυλλου}$
<p>πλαστική ουδέτερη γραμμή στο πέλασμα της μεταλλικής δοκού</p> <p>Πλήρης πλαστικοποιη- μένη κατανομή τάσης - ισοδύναμο υπολο- γιστικό μοντέλλο</p>	$D_b = B(d - h_R) \beta_R; Z_a = A_a \cdot \beta_{S,a}$ $D_a = 2 \cdot b \cdot \beta_{S,a} (x_{pl} - d); x_b = (d - h_R) / 2$ $x_{pl} = d + (Z_a - D_b) / (2 \cdot b \cdot \beta_{S,a}); x_{pl} \leq d + t$ $M_{pl,F} = Z_a \left(x_a + \frac{d + h_R}{2} \right) - D_a \left(\frac{x_{pl} + h_R}{2} \right)$
<p>πλαστική ουδέτερη γραμμή στον κορμό της μεταλλικής δοκού</p>	$D_b = B(d - h_R) \beta_R; D_t = 2 \cdot t \cdot b \cdot \beta_{S,a}$ $D_s = 2 \cdot s \cdot \beta_{S,a} (x_{pl} - d - t); Z_a = A_a \cdot \beta_{S,a}$ $x_{pl} = d + t + \frac{Z_a - D_b - D_t}{2 \cdot s \cdot \beta_{S,a}}$ $M_{pl,F} = Z_a \left(x_a + \frac{d + h_R}{2} \right) - D_t \left(\frac{d + t + h_R}{2} \right) - D_s \left(\frac{x_{pl} + t + h_R}{2} \right)$

Πίνακας 5 - Καμπτική αντοχή $M_{pl,Rd}$ πέλατος σκυροδέματος σε θλίψη

	$D_a = A_a \cdot \beta_{S,a}; Z_s = A_s \cdot \beta_{S,s}$ $Z_s = D_a$ $M_{pl,S} = -Z_s \cdot a$
	$Z_s = A_s \cdot \beta_{S,s}; \tilde{h} = Z_s / (s \cdot \beta_{S,s})$ $\tilde{h} \leq h_{steg}$ $M_{pl,S} = -Z_s \cdot a \left(1 - \frac{\tilde{h}}{4a} \right) - M_{pl,a}$
<p>Für $Z_s > 0,1 \cdot Z_a$ mit $Z_a = A_a \cdot \beta_{S,a}$ ist</p> $M_{pl,S} = -Z_s \cdot a - 1,1 M_{pl,a} \left(1 - \frac{Z_s}{Z_a} \right)$	

Πίνακας 6 - Καμπτική αντοχή $M_{pl,Rd}$ πέλατος σκυροδέματος σε εφελκυσμό

Όπου σύμφωνα με τον EC4 :

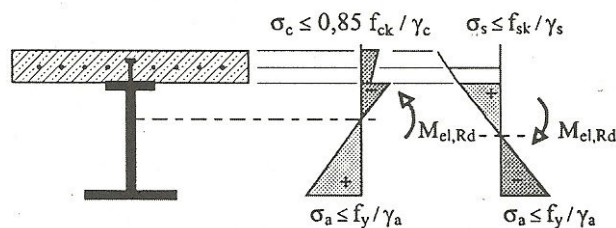
$$\beta_R \rightarrow 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$\beta_{S,a} \rightarrow f_{yk} / \gamma_s$$

$$\beta_{S,s} \rightarrow f_{sk} / \gamma_s$$

2.3.2.4 Ελαστική οριακή ροπή

Για σύμμικτες διατομές που ανήκουν στην κατηγορία 3 ο έλεγχος αντοχής με βάση της κατανομές τάσης προκύπτει θεωρώντας ελαστική συμπεριφορά και μπορεί να φτάσει μέχρι και το 70% της αντοχής των διατομών κατηγορίας 1 ή 2. Γενικά η διαστασιολόγηση αυτών των διατομών αποφεύγεται. Οι επιδράσεις των φαινομένων του ερπυσμού και της συστολής του σκυροδέματος αγνοούνται λόγω των σχετικά μικρών μηκύνσεων της διατομής. Στην εικόνα που ακολουθεί φαίνονται οι κατανομές των τάσεων σε διατομή κατηγορίας 3.



Εικόνα 12 - Κατανομές τάσεων διατομών κατηγορίας 3

2.3.2.5 Αντοχή σε τέμνουσα

Το ποσοστό τέμνουσας δύναμης που μπορεί να αναλάβει το πέλμα σκυροδέματος είναι δύσκολο να εκτιμηθεί λόγω των αβεβαιοτήτων που χαρακτηρίζουν τους παράγοντες που το επηρεάζουν (π.χ. κατασκευαστικές λεπτομέρειες της διατμητικής σύνδεσης, βαθμός ρηγμάτωσης του σκυροδέματος) και ανάλογα με το πάχος του, την φόρτιση και τον σπλισμό του μπορεί να φτάσει περίπου 10 – 20%. Επομένως λόγω αυτής της δυσκολίας εκτίμησης της συμμετοχής του σκυροδέματος στην ανάληψη τεμνουσών δυνάμεων και υπέρ της ασφαλείας θεωρείται ότι το σύνολο της τέμνουσας παραλαμβάνεται από την χαλύβδινη διατομή. Έτσι σύμφωνα με τον EC3 πλέον, η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση δίνεται από τον τύπο :

$$V_{pl,Rd} = A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_a$$

Όπου για την ενεργό επιφάνεια διάτμησης A_v ισχύει :

$A_v = 1,04 \cdot h_a \cdot t_w$ για εξελασμένες διατομές με τέμνουσα στην διεύθυνση του κορμού.

$A_v = d \cdot t_w$ για συγκολλημένες διατομές.

Όσον αφορά τον έλεγχο έναντι διατμητικού λυγισμού δεν είναι απαραίτητος στις εξής περιπτώσεις :

- Για μη ενισχυμένους, μη εγκιβωτισμένους κορμούς δοκών με $d/t_w < 69\varepsilon$ (αυτή η συνθήκη πληρείται από όλες τις διατομές IPE και HE)
- Για μη ενισχυμένους, εγκιβωτισμένους κορμούς δοκών $d/t_w < 124\varepsilon$

2.3.2.6 Αλληλεπίδραση καμπτικής ροπής και τέμνουσας δύναμης

Για να ληφθεί υπόψη η επίδραση της τέμνουσας στην πλαστική οριακή ροπή πρέπει η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού V_{sd} να υπερβαίνει το ήμισυ της πλαστικής οριακής δύναμης $V_{pl,Rd}$. Σ' αυτή την περίπτωση ο έλεγχος παίρνει την παρακάτω μορφή :

$$M_{sd} \leq M_{f,Rd} + (M_{Rd} - M_{f,Rd}) \left[1 - \left(\frac{2V_{sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

Όπου :

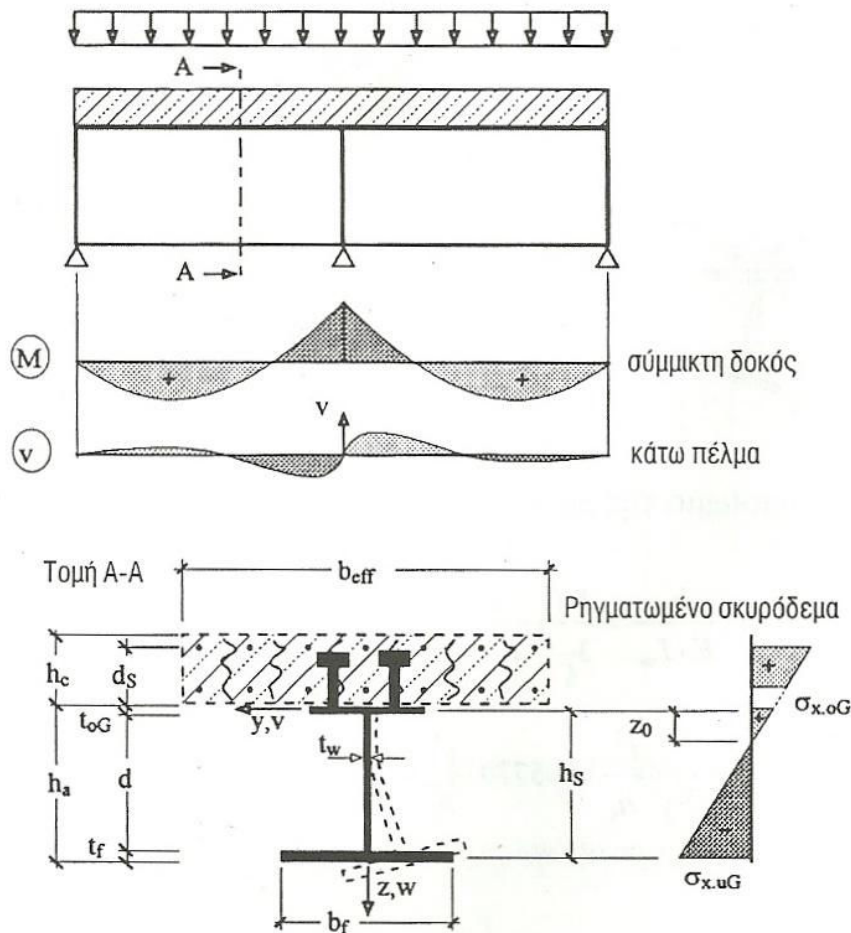
M_{Rd} → οριακή ροπή σύμφωνα με EC4

$M_{T,pl}$ → πλαστική οριακή ροπή της ενεργούς διατομής για τον υπολογισμό της ροπής M_{Ed} χωρίς να ληφθεί υπόψη η ενεργός επιφάνεια διάτμησης. Τέλος, αναφέρεται πως αυτή η αλληλεπίδραση κάμψης – διάτμησης είναι κρίσιμη κυρίως σε περιπτώσεις συνεχών δοκών.

2.3.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Κατά το σχεδιασμό κοινών σύμμικτων φορέων ενός ανοίγματος η περίπτωση πρόωρου στρεπτοκαμπτικού λυγισμού αποκλείεται. Αυτό συμβαίνει διότι το θλιβόμενο πέλμα της μεταλλικής δοκού φέρει ήλωση σε ολόκληρο το μήκος του με το πέλμα σκυροδέματος με αποτέλεσμα να μπορεί να γίνει η θεώρηση ότι φέρει άκαμπτη πλευρική στήριξη. Επίσης η πλάκα σκυροδέματος με την δυσκαμψία της στην εγκάρσια διεύθυνση παίζει το ρόλο δύστροπου ελατηρίου στρέψης.

Στις περιπτώσεις όμως των συνεχών φορέων ή των προβόλων εμφανίζονται αρνητικές ροπές στην περιοχή στήριξης που προκαλούν στο κάτω πέλμα θλιπτικές δυνάμεις που συντελούν στην κίνηση αυτού του πέλματος να εκτραπεί πλευρικά και να στραφεί. Σ' αυτήν την περίπτωση η πλάκα σκυροδέματος λειτουργεί για το εκτρεπόμενο θλιβόμενο κάτω πέλμα πλέον της δοκού σαν ελατήριο με αποτέλεσμα την ανάπτυξη εγκάρσιων παραμορφώσεων.



Εικόνα 13 - Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός με παραμόρφωση διατομής

2.3.4 Φέρουσα ικανότητα σε διαμήκη διάτμηση

2.3.4.1 Γενικά

Για την μεταφορά των διαμηκών δυνάμεων διάτμησης μεταξύ κάτω πέλματος σκυροδέματος και άνω πέλματος μεταλλικής δοκού τα στοιχεία διατμητικής σύνδεσης και ο εγκάρσιος οπλισμός διατάσσονται στην διαμήκη διεύθυνση του φορέα με κατάλληλο τρόπο για την παραλαβή αυτών των δυνάμεων. Αυτά τα στοιχεία σύνδεσης παίζουν τον πλέον σημαντικό ρόλο στην φέρουσα ικανότητα σε διαμήκη διάτμηση της σύμμικτης διατομής. Επομένως είναι σκόπιμος ο διαχωρισμός αυτών των διατμητικών συνδέσμων σε κατηγορίες. Επίσης υπενθυμίζεται ότι οι δυνάμεις συνάφειας μεταξύ πέλματος σκυροδέματος και μεταλλικής δοκού αγνοούνται.

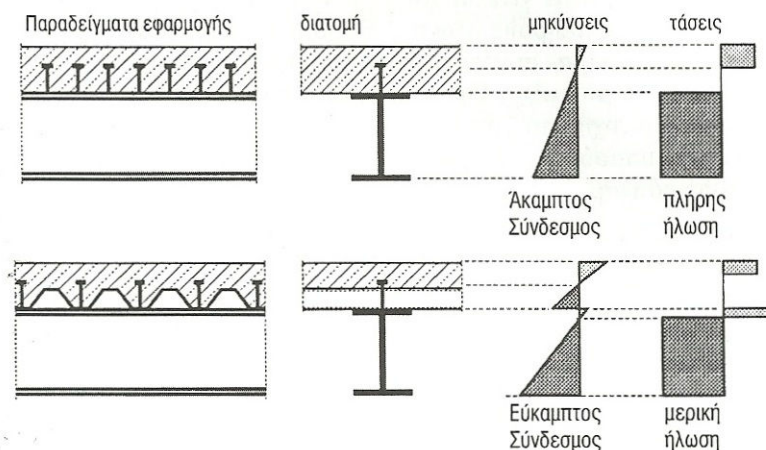
2.3.4.2 Άκαμπτος και εύκαμπτος σύνδεσμος

Η διάκριση μεταξύ άκαμπτου και εύκαμπτου συνδέσμου σχετίζεται με το μέγεθος της διολίσθησης μεταξύ των μελών. Ο άκαμπτος σύνδεσμος συνεπάγεται πλήρη σύμμικτη λειτουργία μεταξύ των συνδεδεμένων μελών στη διεπιφάνεια επαφής χωρίς να επιτρέπει σχετικές διολισθήσεις ή η εμφανιζόμενη διολίσθηση να είναι τόσο μικρή που να μπορεί να αγνοηθεί. Στην Οδηγία περί Σύμμικτων Δοκών οι σχετικές διολισθήσεις που μπορούν να αγνοηθούν είναι της τάξης μεγέθους των 0,1 – 0,2mm.

Ο εύκαμπτος σύνδεσμος επιτρέπει διολισθήσεις στην διεπιφάνεια επαφής αφού δεν αναπτύσσει πλήρως σύμμικτη λειτουργία των συνδεδεμένων μελών. Ο σύνδεσμος αυτός λόγω αυτής της μερικής συνεργίας των μελών οδηγεί σε μεγαλύτερη καταπόνηση της δοκού και συνεπώς σε μεγαλύτερα βέλη κάμψης. Οι δυνάμεις διάτμησης όμως εμφανίζονται μικρότερες. Σε πολλές περιπτώσεις χαμηλών φορτίσεων συμβαίνει η διολίσθηση να παραμένει αμελητέα (άκαμπτος σύνδεσμος) ενώ στον ίδιο σύνδεσμο σε οριακές καταστάσεις φέρουσας ικανότητας η διολίσθηση να μην είναι αμελητέα (εύκαμπτος σύνδεσμος).

2.3.4.3 Πλήρης και μερική σύνδεση

Η διάκριση μεταξύ πλήρης και μερικής σύνδεσης αφορά την αντοχή και την φέρουσα ικανότητα της ήλωσης. Πλήρης είναι η διατμητική σύνδεση που μπορεί να μεταφέρει τα εντατικά μεγέθη που αντιστοιχούν στην αντοχή της διατομής, ενώ μερική εάν μπορεί να πάρει μόνον τα υπάρχοντα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού σε περιπτώσεις όπου δεν εξαντλείται η αντοχή των διατομών. Στην πλήρης σύνδεση η προσθήκη επιπλέον ήλων δεν συνεισφέρει πλέον στην φέρουσα ικανότητα της σύμμικτης σε κάμψη. Στην περίπτωση που χρησιμοποιηθούν λιγότεροι σε αριθμό ήλοι από αυτούς που απαιτούνται για πλήρη σύνδεση τότε μπορεί να οδηγηθούμε σε μερική σύνδεση. Η μερική σύνδεση δεν συνεπάγεται αστοχία στην διεπιφάνεια επαφής αλλά δεν επιτρέπει την ανάπτυξη πλήρους φέρουσας ικανότητας σε κάμψη της σύμμικτης δοκού αφού η διεπιφάνεια διάτμησης δεν είναι αρκετά ανθεκτική για να αναπτυχθούν πλήρως οι θλιπτικές δυνάμεις στο σκυρόδεμα και οι εφελκυστικές στη μεταλλική δοκό.



Εικόνα 14 – Άκαμπτος και εύκαμπτος σύνδεσμος ήλων κεφαλής

2.3.4.4 Κρίσιμα μήκη – Υπολογισμός αριθμού διατμητικών ήλων

Κρίσιμο μήκος ορίζεται το μήκος της διεπιφάνειας χάλυβα – σκυροδέματος μεταξύ δύο διαδοχικών κρίσιμων διατομών. Κρίσιμες διατομές θεωρούνται αυτές που εμφανίζουν μέγιστη ροπή κάμψης, ασκούνται συγκεντρωμένα φορτία, αλλάζει η γεωμετρία του φορέα, ελεύθερα άκρα προβόλων. Οι διατμητικοί ήλοι τοποθετούνται σε ίσες αποστάσεις κατά μήκος του κρίσιμου μήκους.

Ο αριθμός των απαιτούμενων διατμητικών ήλων για κάθε μισό του ανοίγματος αμφιαρθρωτών ή και συνεχών δοκών υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη διαδικασία:

- Υπολογίζεται η θλιπτική δύναμη N_c στη θέση μέγιστης ροπής για τη πλάκα σκυροδέματος
- Υπολογίζεται η εφελκυστική δύναμη N_t στη θέση της στήριξης για τη πλάκα σκυροδέματος (0 στην περίπτωση των αμφιαρθρωτών δοκών)
- Σε τυχόν κρίσιμη διατομή μεταξύ ανοίγματος και στήριξης προσδιορίζεται η δύναμη στην πλάκα σκυροδέματος σύμφωνα με την ελαστική ανάλυση
- Επιλέγεται ο τύπος ήλου και υπολογίζεται η διατμητική αντοχή του p_{Rd}

Υπολογίζεται ο απαιτούμενος αριθμός ήλων n για κάθε μισό του ανοίγματος

$$\text{σύμφωνα με τον τύπο : } n = \frac{N_c + N_t}{p_{Rd}}$$

2.3.4.5 Πλάστιμοι και μη πλάστιμοι ήλοι

Για την τοποθέτηση των ήλων σε ισαπέχουσες αποστάσεις απαραίτητο είναι οι ήλοι να έχουν σημαντική ικανότητα ολίσθησης (πλαστιμότητα) έτσι ώστε για διαφορετικές παραμορφώσεις στους ήλους να υπάρχει ανακατανομή των δυνάμεων. Επομένως ανάλογα με το μέγεθος της ικανότητας ολίσθησης των ήλων χαρακτηρίζονται ως πλάστιμοι και μη πλάστιμοι. Η μέγιστη δυνατή ολίσθηση των ήλων αυξάνεται όσο αυξάνεται και η διάμετρος του ήλου και ενδεικτικά αναφέρεται ότι είναι περίπου 6mm για ήλους διαμέτρου της τάξης των 20mm.

2.3.5 Εντατικά μεγέθη συνεχών φορέων

Η μέθοδος ανάλυσης που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών συνεχούς σύμμικτου φορέα είναι η ελαστική χωρίς να επιτρέπει ανακατανομές ροπών ή η μέθοδος πλαστικών αρθρώσεων. Η μέθοδος που οδηγεί σε περισσότερο οικονομικές λύσεις είναι αυτή των πλαστικών αρθρώσεων που επιτρέπει να γίνει ανακατανομή ροπών ώστε να μπορεί να αξιοποιηθεί πλήρως η φέρουσα ικανότητα της δοκού στο άνοιγμα. Αυτό απαιτεί μεγαλύτερα τόξα κάμψης και αυξημένα περιθώρια στροφής, που επιτυγχάνονται με τη χρήση διατομών κατηγορίας 1. Στους σύμμικτους φορείς συνεχών ανοιγμάτων κρίσιμος είναι και ο έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού που έχει σαν αποτέλεσμα ο τρόπος έδρασης αυτών των φορέων στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων να γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να εμποδίζεται η πλευρική μετατόπιση της μεταλλικής δοκού στη ζώνη θλίψης. Επίσης για να αναπτυχθούν πλήρως οι ζώνες πλαστικοποίησης στους φορείς δεν πρέπει να προηγηθεί αστοχία της διατομής λόγω διάτμησης, ώστε να μπορεί να αναπτυχθεί πλήρως η καμπτική φέρουσα ικανότητα του φορέα. Σημειώνεται ότι αστοχία λόγω διάτμησης εμφανίζεται κυρίως σε μεγάλες δοκούς τετραγωνικής διατομής που οι δευτερεύουσες ροπές κάμψης είναι μεγάλες και εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις στα γωνιακά ανοίγματα.

2.3.5.1 Μέθοδος ελαστικού προσδιορισμού των εντατικών μεγεθών

Ο EC4 αναγνωρίζει 2 μεθόδους ελαστικού υπολογισμού των εντατικών μεγεθών στην Ο.Κ.Α. βάσει της απώλειας δυσκαμψίας λόγω ρηγμάτωσης του σκυροδέματος στις ζώνες αρνητικών ροπών του φορέα καθώς και της διαρροής της μεταλλικής δοκού.

- Ελαστικός υπολογισμός χωρίς τον προσυπολογισμό της ρηγμάτωσης σκυροδέματος με επιφανειακές ροπές 2^{ου} βαθμού στο μέσο του ανοίγματος της διατομής της μεταλλικής δοκού. Επίσης οι διατομές σκυροδέματος θεωρούνται αρηγμάτωτες σε εφελκυσμό και αγνοείται ο οπλισμός
- Ελαστικός υπολογισμός με προσυπολογισμό της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος με επιφανειακές ροπές 2^{ου} βαθμού που συντίθεται από τις ροπές της μεταλλικής δοκού και του οπλισμού στην περιοχή της στήριξης για την συνολική διατομή. Απαιτείται η επαρκώς αγκύρωση του οπλισμού.

Πλεονέκτημα της ελαστικής ανάλυσης είναι ότι μπορεί να πραγματοποιηθεί με συνήθεις υπολογιστικές μεθόδους και ιδιαίτερα στην περίπτωση της πρώτης μεθόδου χωρίς τον συνυπολογισμό της ρηγμάτωσης. Επιπλέον στα επιμέρους εντατικά μεγέθη που υπολογίζονται από τις διάφορες περιπτώσεις φόρτισης μπορεί να εφαρμοσθεί η αρχή της επαλληλίας.

2.3.5.2 Μέθοδος πλαστικών αρθρώσεων

Η μέθοδος πλαστικών αρθρώσεων απαιτεί κάποιες προϋποθέσεις:

- Συμμετρία της μεταλλικής διατομής ως προς τον κορμό.
- Λήψη κατάλληλων μέτρων για αποφυγή αστοχίας λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, όπως πλευρική στήριξη του κορμού της μεταλλικής δοκού στη ζώνη θλίψης στην περιοχή των πλαστικών αρθρώσεων.
- Ύπαρξη επαρκών περιθωρίων στροφής.

Για την ύπαρξη επαρκών περιθωρίων στροφής πρέπει :

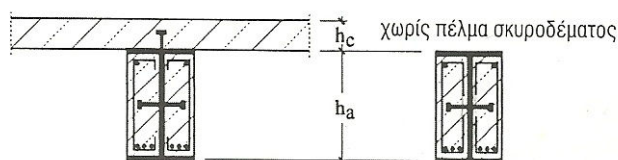
- Οι διατομές να είναι κατηγορίας 1 στις περιοχές πλαστικής άρθρωσης και κατηγορίας 1 ή 2 στις υπόλοιπες περιοχές.
- Η διαφορά των μηκών δύο συνεχόμενων ανοιγμάτων, ανηγμένη στο μικρότερο μήκος, να μην υπερβαίνει το 50%.
- Το μήκος του ακραίου ανοίγματος να μην είναι μεγαλύτερο από 115% του μήκους του προσκείμενου εσωτερικού ανοίγματος.
- Οι ράβδοι οπλισμού του σκυροδέματος που υπόκεινται σε εφελκυσμό να πληρούν απαιτήσεις υψηλής ολκιμότητας.

Επίσης στην περίπτωση της συνεχούς πλάκας σκυροδέματος (π.χ. περίπτωση βιομηχανικού δαπέδου) ο βαθμός οπλισμού να είναι τόσοσ ώστε να δημιουργούνται όσο το δυνατόν περισσότερες και μικρότερες ρωγμές στο σκυρόδεμα με αποτέλεσμα την αύξηση της παραμορφωσιμότητας.

2.4 Δοκοί με εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα

Οι σύμμικτοι φορείς με σκυρόδεμα εγκιβωτισμού κατά κανόνα παρουσιάζουν μεγάλο ίδιο βάρος με αποτέλεσμα να μην κατασκευάζονται συνεχείς αλλά συνδεδεμένοι μεταξύ τους σε τμήματα ή συνδεδεμένοι με τα υποστυλώματα (φορείς ενός ανοίγματος). Σ' αυτού του είδους σύμμικτων φορέων το σκυρόδεμα εγκιβωτισμού του κορμού της μεταλλικής δοκού πρέπει να πληροί τις εξής προϋποθέσεις :

- Το σκυρόδεμα οπλισμού να είναι οπλισμένο.
- Ο διαμήκης οπλισμός να τοποθετείται με συνδετήρες (εγκάρσιος οπλισμός) ή πλέγματα οπλισμού.
- Το σκυρόδεμα πρέπει να αγκυρώνεται στον κορμό της μεταλλικής δοκού με ήλους κεφαλής, ή με συγκολλημένες ράβδους οπλισμού ή με ράβδους οπλισμού που διέρχονται μέσω οπών του κορμού της μεταλλικής διατομής.

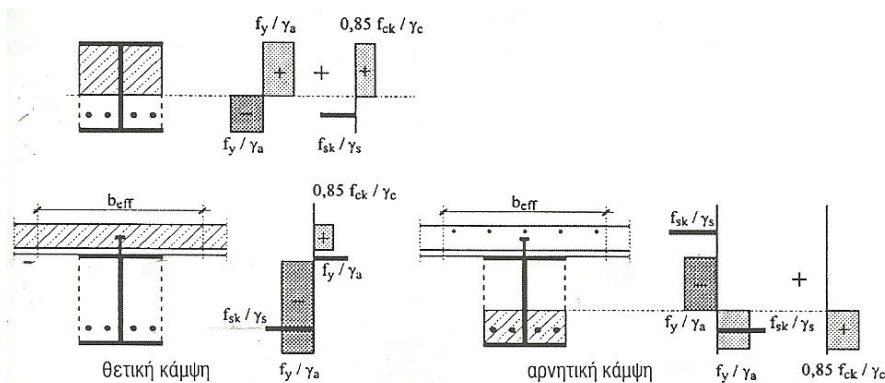


Εικόνα 15 - Τυπική μορφή μεταλλικής διατομής με εγκιβωτισμένο κορμό

Στον EC4 δεν έχουν συμπεριληφθεί ακόμα κανόνες εφαρμογής για το σκυρόδεμα εγκιβωτισμού για τον συνυπολογισμό του στην φέρουσα ικανότητα έναντι κάμψης και τέμνουσας. Σύμφωνα όμως με το EEE της Γερμανίας αυτός ο συνυπολογισμός του σκυροδέματος στην φέρουσα ικανότητα επιτρέπεται για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 και πλήρους ήλωσης μεταξύ μεταλλικής δοκού και σκυροδέματος εγκιβωτισμού.

2.4.1 Κάμψη

Στο επόμενο σχήμα εμφανίζονται οι κατανομές τάσεων σε κατάσταση πλήρους πλαστικοποίησης της διατομής με τις οποίες μπορεί να γίνει ο υπολογισμός της πλαστικής φέρουσας ικανότητας της συνολικής διατομής των σύμμικτων φορέων με εγκιβωτισμένους κορμούς.



Εικόνα 16 - Κατανομή τάσεων σε μεταλλική δοκό με εγκιβωτισμένο κορμό με και χωρίς πέλμα σκυροδέματος

2.4.2 Τέμνουσα

Για τον υπολογισμό της οριακής φέρουσας ικανότητας της διατομής έναντι τέμνουσας επιτρέπεται το άθροισμα της αντίστοιχης φέρουσας ικανότητας της μεταλλικής δοκού κατά EC4 και του σκυροδέματος εγκιβωτισμού κατά EC2 έχοντας αποτιμηθεί η σχέση αλληλεπίδρασης κάμψης και τέμνουσας. Σε σύμμικτους φορείς ενός ανοίγματος οι μεγάλες τέμνουσες εμφανίζονται στις περιοχές κοντά στα υποστυλώματα που οι θετικές ροπές κάμψης είναι χαμηλές με αποτέλεσμα η αλληλεπίδραση κάμψης – τέμνουσας να μπορεί να αγνοηθεί. Οι συνδετήρες για να συμμετέχουν στους υπολογισμούς της φέρουσας ικανότητας σε τέμνουσα πρέπει να είναι συγκολλημένοι στον κορμό της μεταλλικής δοκού ή να δημιουργούν κλειστούς βρόχους. Σύμφωνα με το ΕΕΕ της Γερμανίας όταν προσυπολογίζεται η συμμετοχή του σκυροδέματος εγκιβωτισμού σε σύμμικτους φορείς τα εντατικά μεγέθη πρέπει να υπολογιστούν με κάποια μέθοδο ελαστικής ανάλυσης καθώς και η δυσκαμψία να υπολογιστεί λαμβάνοντας υπόψη την ρηγματώση του σκυροδέματος. Δεν είναι δυνατός ο σχεδιασμός του φορέα με την θεωρία της πλαστικής άρθρωσης λόγω του ότι να μην επιτυγχάνεται πλαστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη αλλά δεν υπάρχουν επαρκή περιθώρια στροφής.

Σύμφωνα με τον EC4 όμως ο φορέας μπορεί να σχεδιασθεί σύμφωνα με την θεωρία πλαστικής άρθρωσης αν αγνοηθεί το σκυροδέμα εγκιβωτισμού στις περιοχές θλίψης και αγνοηθεί στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας σε κάμψη. Επίσης πρέπει να εξετάζονται οι ιδιότητες και τα χαρακτηριστικά των συνδέσμων και το πόσο επιτρέπουν το σχεδιασμό των σύμμικτων φορέων με την μέθοδο των πλαστικών αρθρώσεων.

2.5 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

2.5.1 Γενικά

Οι ευρωκώδικες όπως και άλλα ισχύοντα πρότυπα απαιτούν εκτός από τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αντοχής και τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας που αφορούν την συμπεριφορά της κατασκευής κατά την καθημερινή της χρήση διασφαλίζοντας την ποιότητα της κατασκευής καθώς και την καλή λειτουργία της. Στις σύμμικτες κατασκευές οι έλεγχοι σε Ο.Κ.Λ. απαιτούν:

- Το εύρος των ρηγματώσεων σε συνεχείς πλάκες σκυροδέματος σε περιοχές αρνητικών ροπών να μην είναι πολύ μεγάλο.
- Οι καμπτικές παραμορφώσεις να μην είναι πολύ μεγάλες.

- Να μην εμφανίζονται επικίνδυνες δονήσεις για δευτερεύοντα δομικά μέλη (π.χ. μεσοτοιχίες) ή δονήσεις που μπορούν να προκαλέσουν αίσθημα ανασφάλειας στον άνθρωπο.

Επομένως καθίσταται σημαντική η ρεαλιστική εκτίμηση των εντατικών μεγεθών και φορτίων της κατασκευής που έχει σαν αποτέλεσμα στους υπολογισμούς να λαμβάνεται υπόψη το ιστορικό της κατασκευής, η συμπεριφορά του σκυροδέματος στην πάροδο του χρόνου και η ρηγμάτωση του. Σε περιπτώσεις που οι απαιτήσεις στην ακρίβεια των υπολογισμών είναι υψηλές (π.χ. κατασκευές σύμμικτης γεφυροποιίας), τότε στους υπολογισμούς πρέπει να συμπεριληφθεί και η συμμετοχή του σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών καθώς και οι πλαστικές παραμορφώσεις της μεταλλικής δοκού που καθιστούν αυτούς τους υπολογισμούς ιδιαίτερα κοπιώδεις. Ωστόσο σε κατασκευές κοινών σύμμικτων κτιριακών έργων συχνά επαρκούν προσεγγιστικές εκτιμήσεις και οι απαιτήσεις στην ακρίβεια των υπολογισμών δεν είναι τόσο υψηλές.

2.5.2 Επιρροή ερπυσμού και συστολής ξήρανσης

Κατά την λειτουργία της κατασκευής ο χάλυβας συμπεριφέρεται ελαστικά δεδομένου ότι τα φορτία δεν προξενούν τάσεις μεγαλύτερες από το όριο διαρροής του υλικού, ενώ η συμπεριφορά του σκυροδέματος παρουσιάζεται άμεσα εξαρτώμενη με τον παράγοντα του χρόνου. Με την πάροδο του χρόνου στο σκυροδέμα εμφανίζεται το φαινόμενο του ερπυσμού (αύξηση των παραμορφώσεων υπό μόνιμη φόρτιση) και της συστολής ξήρανσης (βράχυνση λόγω ξήρανσης του σκυροδέματος). Σε αυτές τις παραμορφώσεις αντιτίθενται η μεταλλική δοκός και ο οπλισμός. Αυτό οδηγεί στην δημιουργία επιμέρους εντατικών μεγεθών στην σύμμικτη διατομή και στη δημιουργία ενός συστήματος ισορροπίας μεταξύ τους. Τα επιπλέον αυτά εντατικά μεγέθη ή αλλιώς μεγέθη ανακατανομής τα οποία κατανέμονται σε ολόκληρη τη σύμμικτη διατομή, συνοδεύονται και από επιπρόσθετες κυρτώσεις και σε περιπτώσεις υπερστατικών συστημάτων έδρασης σύμμικτων φορέων οδηγούν σε δευτερογενείς ροπές.

Παράγοντες που επηρεάζουν τον ερπυσμό και τη συστολή του σκυροδέματος είναι κυρίως η υγρασία του περιβάλλοντος, οι διαστάσεις του δομικού μέλους καθώς και η σύνθεση του σκυροδέματος. Άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν τον ερπυσμό είναι ο βαθμός ωρίμανσης του σκυροδέματος κατά την αρχική επιβολή φορτίου καθώς και η διάρκεια και το μέγεθος της φόρτισης. Οι επιδράσεις αυτές λαμβάνονται υπόψη μέσω εκτίμησης του συντελεστή τελικού ερπυσμού $\phi(\infty, t_0)$, του συντελεστή ερπυσμού $\psi_{A,L}$ και του κύριου μέτρου συστολής ε_{cs} , που αποτίμησή τους γίνεται στον EC2. Από τους συντελεστές ερπυσμού $\psi_{A,L}$ και από τους τελικούς συντελεστές ερπυσμού $\phi(\infty, t_0)$ υπολογίζονται οι μειωτικοί συντελεστές $\frac{\eta_\phi}{\eta_0}, \frac{\eta_s}{\eta_0}, \frac{\eta_A}{\eta_0}$ για κτιριακά έργα.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Ηλικία κατά τη φόρτιση t_0 (σε ημέρες)	Ενεργό πάχος δομικού μέλους $2 \cdot A_c/u$ (σε mm)					
	50	150	600	50	150	600
	Ξηρό περιβάλλον (εσωτερικός χώρος) (RH = 50%)			Υγρό περιβάλλον (εξωτερικός χώρος) (RH = 80%)		
1	5,5	4,6	3,7	3,6	3,2	2,9
7	3,9	3,1	2,6	2,6	2,3	2,0
28	3,0	2,5	2,0	1,9	1,7	1,5
90	2,4	2,0	1,6	1,5	1,4	1,2
365	1,8	1,5	1,2	1,1	1,0	1,0

Πίνακας 7 - Συντελεστής τελικού ερπυσμού $\phi(\infty, t_0)$

Θέση του δομικού Μέλους	Σχετική ατμοσφαιρική υγρανότητα (%)	Ενεργό πάχος δομικού μέλους $2A_c/u$ (mm)	
		≤ 150	600
Εσωτερικά	50	- 0,60	- 0,50
Εξωτερικά	80	- 0,33	- 0,28

Πίνακας 8 - Συντελεστής τελικής συστολής ϵ_{cs}

Σταθερό μόνιμο φορτίο	1,10
Συστολή, χρονικά μεταβλητό φορτίο, Ανάπτυξη δευτερευουσών ροπών	0,55
Προένταση με μέτρα συναρμογής	1,60 (1,50)

Πίνακας 9 - Συντελεστές ερπυσμού $\psi_{A,L}$

Οι τιμές των παραπάνω πινάκων ισχύουν για μέση θερμοκρασία σκυροδέματος 10°C και 20°C. Με u χαρακτηρίζεται η περίμετρος της διατομής του σκυροδέματος που είναι εκτεθειμένη στον αέρα.

Το μέτρο ελαστικότητας του πέλματος του σκυροδέματος προκύπτει :

$$E'_c = E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_{A,L} \phi(t, t_0)}$$

2.5.3 Ρηγμάτωση

Σε περιοχές αρνητικών ροπών κάμψης και συνεπώς στην εφελκυστική καταπόνηση του σκυροδέματος η εμφάνιση ρηγματώσεων είναι σχεδόν αναπόφευκτη. Η ρηγμάτωση αυτή του σκυροδέματος μπορεί να επηρεάσει την λειτουργία του φορέα, την εξωτερική του εικόνα καθώς και να επηρεάσει την αντοχή του σκυροδέματος και γι' αυτούς τους λόγους πρέπει να περιορίζεται. Οι μέγιστες τιμές εύρους ρηγμάτωσης πρέπει να υπολογίζονται σύμφωνα με τον τύπο και την λειτουργία της κατασκευής και να συμφωνούνται με τον κύριο του έργου.

Για τον περιορισμό των ρηγματώσεων απαιτείται :

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

- Στις περιοχές εφελκυστικής καταπόνησης του σκυροδέματος (περιοχή αρνητικών ροπών) να διατάσσεται εντός της περιοχής στήριξης ένας ελάχιστος οπλισμός ο οποίος δρα ανασταλτικά στην διαρροή του κυρίου οπλισμού για καταπονήσεις μεγαλύτερες από το φορτίο ρηγμάτωσης του σκυροδέματος.
- Οι αποστάσεις των ράβδων οπλισμού ή διαμέτροι των ράβδων να περιορίζονται.

Σημειώνεται, πως σε περιοχές αρνητικών ροπών εάν το ποσοστό διαμήκους οπλισμού είναι :

- $\rho = 0,4\%$ για φορείς με βοηθητική υποστήλωση (ιδιοβαρυντικός σύνδεσμος)
- $\rho = 0,2\%$ για φορείς χωρίς βοηθητική υποστήλωση

δεν απαιτείται σχετικός έλεγχος για τον περιορισμό του εύρους ρωγμών.

Επίσης στον EC2 γίνεται κατηγοριοποίηση των συνθηκών περιβάλλοντος.

Κατηγορίες συνθηκών περιβάλλοντος		
1	Ξηρό περιβάλλον	Εσωτερικοί χώροι κατοικιών και γραφείων
2	Υγρό περιβάλλον	Υγροί εσωτερικοί χώροι και εξωτερικές επιφάνειες με παγετό
3	Υγρό περιβάλλον με παγετό	Εξωτερικά μέλη εκτεθειμένα σε παγετό και αντιπαγωτικά υλικά
4	Θαλάσσιο περιβάλλον	

Πίνακας 10 - Κατηγορίες συνθηκών περιβάλλοντος

Στα δομικά μέλη που ανήκουν στην κατηγορία 1 δεν επηρεάζεται η διάρκεια αντοχής τους από το εύρος ρωγμής και ο περιορισμός του εύρους ρηγμάτωσης στην τιμή $w_k = 0,5mm$ μπορεί να θεωρηθεί επαρκής εφόσον δεν υπάρχουν ιδιαίτερες απαιτήσεις. Αντίστοιχα σε δομικά μέλη που ανήκουν στην κατηγορία περιβάλλοντος 2 έως 4 η επιτρεπόμενη οριακή τιμή του εύρους ρηγμάτωσης είναι $w_k = 0,3mm$.

2.5.4 Βέλη κάμψης

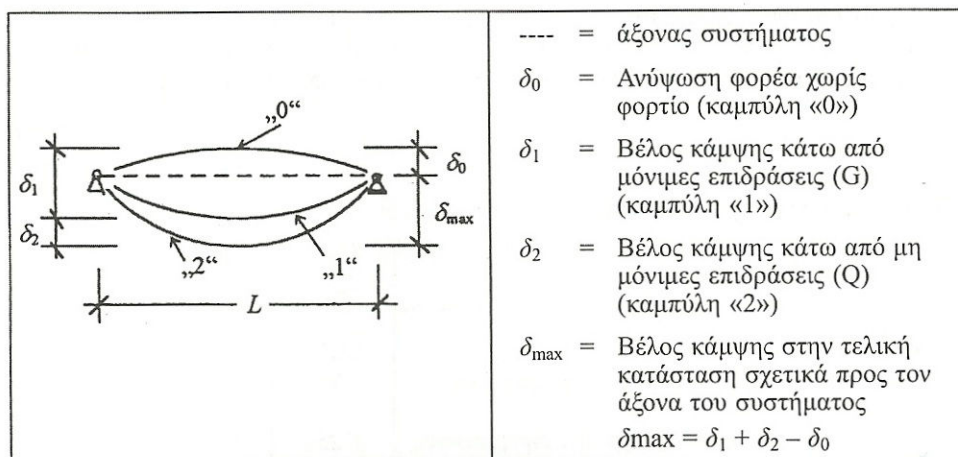
Ο EC4 δεν ορίζει σχετικές μέγιστες τιμές για τις παραμορφώσεις ενός σύμμικτου φορέα που μπορούν να επηρεάσουν την προβλεπόμενη λειτουργία του ή να βλάψουν δευτερεύοντα ευπαθή δομικά μέλη. Παραπέμπει όμως στις μέγιστες τιμές του EC3 για πλάκες και οροφές κτιριακών κατασκευών που εμφανίζονται στον επόμενο πίνακα.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Δομικό μέλος	Μέγιστες τιμές	
	δ_{\max}	δ_2
Οροφές, γενικά	$L/200$	$L/250$
Οροφές, όταν η κύρτωση μπορεί να παραβιάσει την εξωτερική εικόνα του κτιρίου	$L/250$	
Οροφές με συχνή κυκλοφορία (όχι μόνο για έλεγχο/συντήρηση/επισκευή)	$L/250$	$L/300$
Πλάκες γενικά	$L/250$	$L/300$
Πλάκες και οροφές, με σοβά ή άλλες ψαθυρές επικαλύψεις ή εύκαμπτα μέλη στις επιφάνειές τους	$L/250$	$L/350$
Πλάκες, οι οποίες φέρουν υποστυλώματα (εφόσον η παραμόρφωση δεν έχει προσυπολογισθεί για την οριστική κατάσταση φέρουσας ικανότητας)	$L/400$	$L/500$

L = άνοιγμα του δομικού μέλους. Σε μονοεξέχουσες δοκούς το μήκος L τίθεται ίσο προς το διπλάσιο μήκος του μέλους

Πίνακας 11 - Συνιστώμενες μέγιστε τιμές κατά EC3



Πίνακας 12 - Προσδιοριστικά βέλη κάμψης κατά EC3

Σε σύμμικτους φορείς εκτός από το μέγιστο βέλος κάμψης δ_{\max} , το οποίο μπορεί να μειωθεί με ένα αρχικό αντιβέλος (ανύψωση) της μεταλλικής δοκού, πρέπει στους υπολογισμούς να συνυπολογίζονται τα βέλη κάμψης λόγω ερπυσμού δ_k και συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος δ_s . Τα βέλη κάμψης σε κτιριακά έργα υπολογίζονται κατά κανόνα για τον πλέον δυσμενή συνδυασμό δράσεων εφαρμόζοντας μεθόδους ελαστικής ανάλυσης αφού ο φορέας στην κατάσταση λειτουργίας του συμπεριφέρεται ελαστικά. Αυτή η θεώρηση γραμμικοελαστικής συμπεριφοράς του φορέα ισχύει για κοινούς σύμμικτους φορείς σε κτιριακές κατασκευές στις περιοχές αρνητικών ροπών στο πέλμα σκυροδέματος και σε περιοχές θετικών ροπών στο σκυροδέμα εγκιβωτισμού κορμού εάν υπάρχει, αλλά ακυρώνεται για πέλματα σκυροδέματος στις περιοχές των ανοιγμάτων. Επίσης ιδιαίτερα στις περιπτώσεις συνεχόμενων φορέων χωρίς βοηθητική υποστύλωση κατά την φάση της κατασκευής θα μπορούσαν να συμπεριληφθούν στους υπολογισμούς οι παραμορφώσεις που προέρχονται από ζώνες πλαστικοποίησης της μεταλλικού στοιχείου λόγω του ότι η διαδικασία διαστασιολόγησης γίνεται βάσει πλαστικών μεθόδων και σχεδόν πλήρη εκμετάλλευση των ορίων αντοχής τους.

Επίσης τα βέλη κάμψης επηρεάζονται από την παραμορφωσιμότητα των συνδεσμολογικών στοιχείων. Σε περιπτώσεις πλήρους διατμητικής σύνδεσης αυτή η επιρροή μπορεί να αγνοηθεί αφού θεωρείται πως δεν υπάρχει ολίσθηση στην

διεπιφάνεια των συνδεόμενων μελών. Σε περιπτώσεις μερικής διατμητικής σύνδεσης όμως το βέλος κάμψης υπολογίζεται από τον εξής τύπο :

$$\delta_c = 1 + c \left(1 + \frac{N}{N_f} \right) \left(\frac{\delta_a}{\delta_c} + 1 \right)$$

Όπου :

- $\frac{N}{N_f} \rightarrow$ ο βαθμός της διατμητικής σύνδεσης σε Ο.Κ.Α.
- $\delta_a \rightarrow$ βέλος κάμψης της ιδεατά απομονωμένης μεταλλικής δοκού.
- $\delta_c \rightarrow$ βέλος κάμψης της σύμμικτης δοκού με πλήρη διατμητική σύνδεση (χωρίς τον συνυπολογισμό της παραμορφωσιμότητας της επιφάνειας σύμμιξης).
- $C \rightarrow$ συντελεστής που ισούται με 0,5 για φορείς με βοηθητική υποστύλωση στη φάση της κατασκευής και με 0,3 για φορείς χωρίς βοηθητική υποστύλωση στη φάση της κατασκευής.

2.5.5 Δονήσεις/ Ταλαντώσεις

Οι ταλαντώσεις διακρίνονται σε δύο κατηγορίες, σ' αυτές που προκαλούνται από την ανθρώπινη δραστηριότητα και σ' αυτές που προκαλούνται από την λειτουργία μηχανημάτων. Οι ταλαντώσεις αυτές μπορούν να αποδειχτούν 'ενοχλητικές' για τον άνθρωπο προκαλώντας του ένα αίσθημα ανασφάλειας, καθώς και επιζήμιες σε δευτερεύοντα δομικά μέλη. Η ισχύς αυτών των ταλαντώσεων εξαρτάται κυρίως από τον λόγο της ιδιοσυχνότητας του δομικού μέλους προς τη σημαντική ιδιοσυχνότητα διέγερσης. Η ιδιοσυχνότητα του δομικού μέλους εξαρτάται σημαντικά από το στατικό σύστημα, το μέγεθος του ανοίγματος, την δυσκαμψία και την κατανομή μάζας. Προς αποτροπή υψηλών επιταχύνσεων ταλάντωσης αποφυγή του φαινόμενου συντονισμού μπορούν να ληφθούν υπόψη κατάλληλα μέτρα όπως:

- Αύξηση της δυσκαμψίας του μέλους.
- Αύξηση της απόσβεσης.
- Εγκατάσταση μέσων απόσβεσης δονήσεων.

Παράγοντες που μπορούν να αυξήσουν την δυσκαμψία του φορέα είναι οι περιοχές των στηρίξεων του φορέα που στην πραγματικότητα λόγω των μικρών μηκώνσεων κατά την διάρκεια μιας ταλάντωσης συμπεριφέρονται σαν πακτώσεις και όχι σαν αρθρώσεις. Άλλοι αυξητικοί παράγοντες απόσβεσης είναι η τριβή στην διεπιφάνεια του χάλυβα – σκυροδέματος, η συμμετοχή του σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών αν αυτές υπάρχουν καθώς και τα επιπλέον δευτερεύοντα στοιχεία της κατασκευής. Γενικά οι κτιριακές κατασκευές εμφανίζουν υψηλότερους συντελεστές απόσβεσης από κατασκευές όπως π.χ. πεζογέφυρες, μεταλλικές καπνοδόχους που εμφανίζουν χαμηλούς συντελεστές λόγω της έλλειψης των δευτερευόντων δομικών μελών. Χρήση μέσων απόσβεσης επομένως γίνεται κυρίως σε τέτοιου είδους κατασκευές (χαμηλών συντελεστών απόσβεσης) και σπανιότερα σε κτιριακές κατασκευές.

Σύμφωνα με τον EC4 η ιδιοσυχνότητα του μέλους μπορεί να υπολογιστεί από τον τύπο:

$$f = \frac{18}{\sqrt{\delta_{sw}}}$$

Όπου δ_{sw} είναι το βέλος κάμψης που οφείλεται στα ίδια βάρη του μέλους καθώς και των άλλων μόνιμων φορτίων. Η ελάχιστη τιμή της ιδιοσυχνότητας του

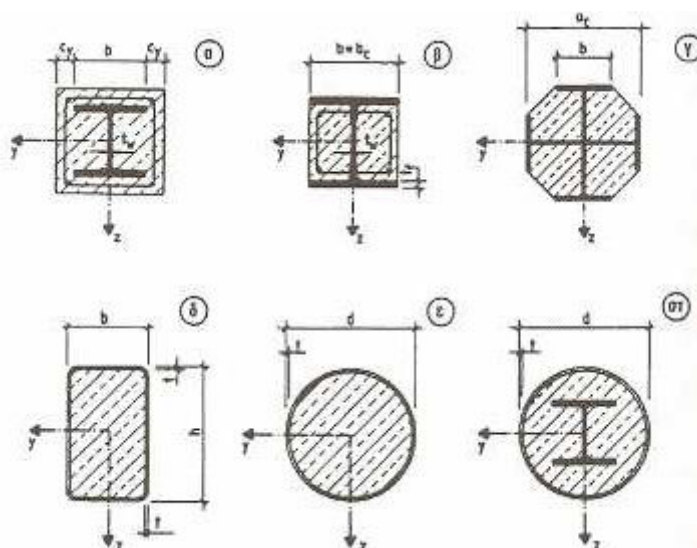
Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

μέλους για τις περισσότερες κτιριακές κατασκευές προτείνεται στα 4Hz χωρίς την ύπαρξη μηχανημάτων που προκαλούν δονήσεις ή 3Hz σε περιπτώσεις πλακών οροφής που χρησιμεύουν σαν χώροι στάθμευσης αυτοκινήτων. Σε περιπτώσεις πλακών οροφής επάνω στις οποίες πηδούν ρυθμικά οι άνθρωποι (π.χ. σάλες χορού, αθλητικές εγκαταστάσεις, γήπεδα) η τιμή της ιδιοσυχνότητας των μελών μπορεί να αυξηθεί στην τιμή των 5Hz.

2.6 Σύμμικτα υποστυλώματα

2.6.1 Γενικά

Τα σύμμικτα υποστυλώματα απαρτίζονται από χαλύβδινα στοιχεία που είτε εγκιβωτίζονται σε σκυρόδεμα (διατομές Η), είτε γεμίζονται με σκυρόδεμα (κοίλες διατομές) όπως διακρίνονται στην Εικόνα 17. Τα σύμμικτα υποστυλώματα διαφέρουν από τους υπόλοιπους σύμμικτους φορείς τόσο ως προς την διαμόρφωση της διατομής (τα κέντρα βάρους του μεταλλικού μέλους και του αρηγμάτωτου σκυροδέματος συμπίπτουν) όσο και ως προς την μορφή της καταπόνησης και των φορτίων που πρέπει να μεταφέρουν (και τα δύο μέλη καταπονούνται κυρίως σε θλίψη).



Εικόνα 17 - Χαρακτηριστικές διατομές σύμμικτων υποστυλωμάτων

Ο EC4 διακρίνει τρεις περιπτώσεις σύμμικτων υποστυλωμάτων χωρίς να αποκλείεται το ενδεχόμενο συνδυασμού αυτών:

- Πλήρως εγκιβωτισμένων μεταλλικών δοκών.
- Μερικώς εγκιβωτισμένων μεταλλικών δοκών (εγκιβωτισμός κορμού).
- Κοιλοδοκοί με γέμιση σκυροδέματος.

Στην περίπτωση πλήρως εγκιβωτισμένου υποστυλώματος εξασφαλίζεται ικανοποιητική πυρανθεκτικότητα και αντιδιαβρωτική προστασία, για επαρκή πάχη επικάλυψης σκυροδέματος καθώς και εμποδίζει την ανάπτυξη τοπικού λυγισμού. Μειονέκτημα σε αυτό τον τύπο σύμμικτου υποστυλώματος αποτελεί ότι το μεταλλικό μέλος δεν είναι εμφανές για να χρησιμοποιηθεί σαν διακοσμητικό στοιχείο, και απαιτούνται επιπρόσθετα μεταλλικά στοιχεία (π.χ. συνδετήρες για περίσφιγξη του σκυροδέματος) για την παραλαβή και μεταφορά των επιβαλλόμενων φορτίων.

Ο τύπος μερικώς εγκιβωτισμένων δοκών αποτελεί ευκολότερη λύση κατασκευαστικά αφού η μεταλλική δοκός λειτουργεί ταυτόχρονα και σαν μεταλλότυπος και οι πλέον ακάλυπτες μεταλλικές επιφάνειες να μπορούν να χρησιμοποιηθούν μεταγενέστερα σαν επιφάνειες συγκόλλησης ή βάσεις για πρόσθεση δευτερευόντων δομικών στοιχείων διαμόρφωσης εσωτερικών χώρων. Επίσης και σε αυτή την περίπτωση μπορεί να επιτευχθεί ικανοποιητική χρονική διάρκεια πυρανθεκτικότητας με επαρκή επικάλυψη σκυροδέματος του εγκιβωτισμένου οπλισμού.

Τέλος, όσον αφορά διατομές (κοιλοδοκοί κυκλικής ή ορθογωνικής διατομής) με γέμιση σκυροδέματος το μεταλλικό μέλος κατά την φάση της κατασκευής παίζει τον ρόλο του μεταλλότυπου και κατά την φάση της λειτουργίας του φορέα περισφίγγει τον πυρήνα του σκυροδέματος αυξάνοντας την αντοχή και την παραμορφωσιμότητα. Βέλτιστες από άποψη περίσφιγξης του σκυροδέματος είναι οι κυκλικές διατομές, ενώ στις ορθογωνικές η περίσφιγξη επιτυγχάνεται κυρίως στις γωνίες και στον πυρήνα της διατομής. Ωστόσο στην περίπτωση ορθογωνικών κοίλων διατομών η περίσφιγξη μπορεί να αυξηθεί αυξάνοντας την καμπυλότητα της κοιλοδοκού στις γωνίες.

Βασικά πλεονεκτήματα των σύμμικτων υποστυλωμάτων που τα καθιστούν ως ιδανικά στοιχεία για την παραλαβή κατακόρυφων και οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων είναι:

- Σημαντικά υψηλότερη αντοχή και πλαστιμότητα με αποτέλεσμα να επιτυγχάνεται η απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα με μικρότερες διαστάσεις σύμμικτων υποστυλωμάτων από αμιγώς μεταλλικών ή οπλισμένου σκυροδέματος υποστυλωμάτων.
- Επαρκή πυρανθεκτικότητα χωρίς ανάγκη λήψης επιπρόσθετων μέτρων καθώς και αντιδιαβρωτική προστασία.
- Σημαντικά υψηλότερη δυσκαμψία από αυτή ενός αμιγώς μεταλλικού υποστυλώματος.
- Η ευκολία των συνδέσεων που μπορούν να πραγματοποιηθούν με συμβατικές μεθόδους σύνδεσης μεταλλικών κατασκευών.
- Η ευκολία και η ταχύτητα στην φάση της κατασκευής τους, είτε είναι προκατασκευασμένα είτε με επιτόπου έγχυση σκυροδέματος εγκιβωτισμού.
- Η ικανοποιητική συμπεριφορά που παρουσιάζουν σε δυναμικές επιδράσεις (π.χ. σεισμός) καθώς και η αυξημένη ολκιμότητα συγκριτικά με υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος.

Οι εσωτερικές δυνάμεις σε περιπτώσεις που δεν πρόκειται να διεξαχθούν ακριβείς έλεγχοι, μπορούν να προσδιοριστούν μέσω ελαστοπλαστικής ανάλυσης συνυπολογίζοντας παραμένουσες τάσεις, γεωμετρικές ατέλειες, τοπική αστάθεια, ρηγμάτωση του σκυροδέματος, φαινόμενα ερπυσμού και συστολής του σκυροδέματος και διαρροή του οπλισμού με όσο το δυνατόν απλές αλλά συντηρητικές προσεγγιστικές μεθόδους.

Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων υποστυλωμάτων βασίζεται στην θεώρηση πλήρους διατμητικού συνδέσμου στην διεπιφάνεια επαφής χωρίς να επιτρέπονται διολισθήσεις. Η πλήρης διατμητική δράση επιτυγχάνεται με κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα όπως η αποτελεσματική ήλωση στα άκρα του υποστυλώματος καθώς και στις περιοχές παραλαβής φορτίων.

Στην πλειονότητα των περιπτώσεων τα σύμμικτα υποστυλώματα έχουν διατομή που παραμένει σταθερή κατά το μήκος παρουσιάζοντας μορφή διπλής συμμετρίας και αποτελούνται ελατές ή συγκολλητές χαλύβδινες διατομές.

2.6.2 Οριακές καταστάσεις αντοχής

Σύμφωνα με τον EC4 για έλεγχο του σύμμικτου υποστυλώματος έναντι θλίψης και κάμψης με ενδεχόμενο λυγισμού προτείνονται δύο μέθοδοι:

- Μέθοδος ακρίβειας η οποία είναι δυνατόν να εφαρμοσθεί για μη συμμετρικές διατομές και κατά μήκος μεταβαλλόμενες.
- Απλουστευμένη μέθοδος η οποία εφαρμόζεται για συμμετρικές διατομές και κατά μήκος σταθερές.

Επίσης ο EC4 συνιστά και τους ακόλουθους ελέγχους :

- Έλεγχος έναντι τοπικής στρέβλωσης εξωτερικών μεταλλικών τμημάτων.
- Έλεγχος φέρουσας ικανότητας σε διάτμηση στη διεπιφάνεια επαφής.
- Έλεγχος της μέγιστης τέμνουσας.
- Έλεγχος προσχεδιασμένης επιβολής δύναμης στο μέλος.

2.6.2.1 Μέθοδος ακρίβειας

Η μέθοδος ακρίβειας στους υπολογισμούς συνυπολογίζει γεωμετρικές και κατασκευαστικές ατέλειες, επιδράσεις παραμορφώσεων στην ισορροπία σε συνδυασμό με την ελαστο-πλαστική συμπεριφορά του υλικού με ρηγμάτωση του σκυροδέματος.

Κύρτωση

Ο ακριβείς έλεγχος έναντι κύρτωσης μπορεί να αγνοείται σε περιπτώσεις που ισχύουν οι ακόλουθες οριακές τιμές:

- Κοιλοδοκοί κυκλικής διατομής με γέμιση από σκυρόδεμα με $\frac{d}{t} \leq 90\varepsilon^2$
- Κοιλοδοκοί ορθογώνιας διατομής με γέμιση από σκυρόδεμα με $\frac{h}{t} \leq 52\varepsilon$
- Μερικώς εγκιβωτισμένοι δοκοί διατομής H $\frac{d}{t} \leq 44\varepsilon$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Για τον υπολογισμό των παραπάνω τιμών πρέπει να υιοθετηθεί ότι οι διατομές είναι τουλάχιστον κατηγορίας 2. Όσον αφορά πλήρως εγκιβωτισμένες διατομές ο έλεγχος έναντι κύρτωσης δεν είναι απαραίτητος να διεξάγεται αρκεί να τηρείται ένα ελάχιστο πάχος επίστρωσης σκυροδέματος προς αποφυγή σκασμάτων του μπετού. Σαν ελάχιστη τιμή αυτού του πάχους c_z ορίζονται τα 40mm ή το 1/6 του πλάτους του πέλματος της μεταλλικής δοκού.

Διάτμηση στη διεπιφάνεια επαφής

Η φέρουσα ικανότητα σε διάτμηση της διεπιφάνειας επαφής εξασφαλίζεται με την χρήση διατμητικών συνδέσμων, καθώς και με τις δυνάμεις τριβής που αναπτύσσονται και ενδεχομένως με μηχανικά μέσα εάν αυτά υπάρχουν. Επίσης η καμπυλότητα του υποστυλώματος μπορεί να αυξήσει τη διατμητική του ικανότητα λόγω δράσης πρόσφυσης.

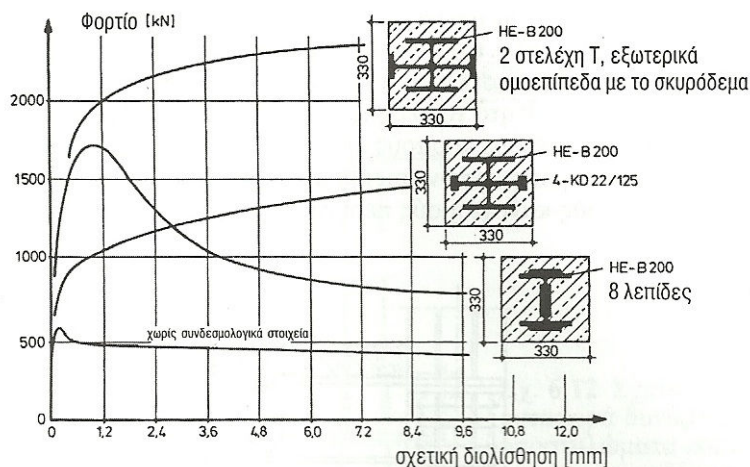
Για τον έλεγχο των τάσεων στη διεπιφάνεια ισχύουν οι παρακάτω οριακές τιμές (μέγιστες):

- Για πλήρως εγκιβωτισμένες διατομές $0,6 \frac{N}{mm^2}$
- Για κοιλοδοκούς με γέμιση σκυροδέματος $0,4 \frac{N}{mm^2}$
- Για πέλματα μερικώς εγκιβωτισμένα σε σκυρόδεμα $0,2 \frac{N}{mm^2}$
- Για κορμούς μερικώς εγκιβωτισμένους σε σκυρόδεμα $0,0 \frac{N}{mm^2}$

Για τον υπολογισμό των τάσεων των διατμητικών συνδέσμων μπορεί να χρησιμοποιηθεί η προσεγγιστική παραδοχή της ελαστικής συμπεριφοράς του υλικού ή η πλαστική φέρουσα ικανότητα της συνολικής διατομής.

Παραλαβή δυνάμεων

Τα εντατικά μεγέθη και τα φορτία πρέπει να επιβάλλονται με τέτοιο τρόπο ώστε η κατανομή τους στα δύο υλικά σύμμικσης να γίνεται ανάλογα με την φέρουσα ικανότητα τους και να αποφεύγονται φαινόμενα διολισθήσεων στη διεπιφάνεια. Στα άκρα των υποστυλωμάτων πρέπει να διεξάγονται έλεγχοι παραλαβής αυτών των εντατικών μεγεθών από τα δομικά μέλη με συνυπολογισμό της διατμητικής αντοχής καθώς και να προσεγγιστεί η κατανομή τους στη μεταλλική δοκό και στο σκυρόδεμα. Επίσης στα άκρα των υποστυλωμάτων καθώς και σε περιοχές επιβολής δυνάμεων κατά κανόνα απαιτείται συστηματική ήλωση που μπορεί να πραγματοποιηθεί με ήλους κεφαλής, συμπαγείς συνδέσμους, πλάκες κεφαλής και πέλματος, χαλύβδινα μανιτάρια. Σύμφωνα με τον EC4 οι συγκολλημένοι ήλοι κεφαλής αποτελούν την καλύτερη λύση αφού βελτιώνουν σημαντικά την φέρουσα ικανότητα συγκριτικά με συγκολλημένα ελάσματα ή συμπαγείς συνδέσμους. Αποτελέσματα πειραματικών δοκιμών που αποδεικνύουν αυτή τη βελτίωση εμφανίζονται στην . (σχ. 6.9 σελ. 245 γκιουρδας)



Εικόνα 18 - Συγκριτικά αποτελέσματα συγκολλητών ήλων συγκριτικά με συγκολλημένα ελάσματα ή συμπαγείς συνδέσμους

Κατά την διάταξη των ήλων σε κορμούς εγκιβωτισμένους σε σκυρόδεμα η συνυπολογιζόμενη φέρουσα ικανότητα τους ανά πέλμα και ανά σειρά ήλων μπορεί να υπολογιστεί ως $\mu \times P_{Ra} / 2$, όπου μ ο συντελεστής τριβής. Επίσης οι αποστάσεις μεταξύ των πέλματων του μεταλλικού μέλους δεν πρέπει να ξεπερνούν τα παρακάτω όρια εφόσον δεν υπάρχουν διαθέσιμα αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών.

- 300mm για διάταξη ενός ήλου κεφαλής ανά σειρά.
- 400mm για διάταξη δύο ήλων κεφαλής ανά σειρά.
- 600mm για διάταξη τριών και περισσότερων ήλων κεφαλής ανά σειρά.

Σ' αυτές τις περιπτώσεις που το μεταλλικό μέλος εγκιβωτίζεται στο σκυρόδεμα (είτε πλήρως είτε μερικώς), πρέπει στο περίβλημα του σκυροδέματος να τοποθετείται οπλισμός διάτμησης (συνδετήρες) και σε ιδιαίτερα πυκνή διάταξη στις κρίσιμες περιοχές μεταφοράς των φορτίων για παραλαβή των εμφανιζόμενων εφελκυστικών δυνάμεων.

Ωστόσο ο EC4 αναφέρει ότι για σύμμικτα υποστυλώματα κοίλων διατομών με εγκιβωτισμένο σκυρόδεμα όπου η επιβολή των φορτίων γίνεται μέσω περαστών κομβικών ελασμάτων δεν απαιτείται διατμητική σύνδεση με ήλους κεφαλής εφόσον η πλήρης διεπιφάνεια μεταξύ σκυροδέματος και ελάσματος βρίσκεται μονίμως υπό

θλίψη λόγω της δράσης περίσφιξης των κοιλοδοκών. Οι θλιπτικές τάσεις σ' αυτή την περίπτωση μπορούν να ανέλθουν σε υψηλές τιμές και θα πρέπει να είναι μικρότερες από την αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος $\sigma_{c,Rd}$ η οποία σύμφωνα με τον EC4 δίνεται από την εξίσωση :

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + n_{cl} \frac{t f_y}{a f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad \mu s \quad \frac{A_c}{A_1} \leq 20$$

Όπου:

- t → πάχος τοιχώματος μεταλλικού μέλους.
- a → διάμετρος κυκλικής διατομής ή πλάτος τετράγωνης διατομής.
- A_c → επιφάνεια διατομής του σκυροδέματος.
- A_1 → φορτιζόμενη επιφάνεια κάτω από το κομβόελασμα
- n_{cl} → 4,9 για κυκλικές μεταλλικές διατομές και 3,5 για τετράγωνα.

2.6.2.2 Απλουστευμένη μέθοδος

Πεδίο εφαρμογής

Η απλουστευμένη μέθοδος αποτελεί μια προσεγγιστική μέθοδο διαστασιολόγησης που εξετάζει την οριακή φέρουσα ικανότητα του μέλους συμπεριλαμβάνοντας και τον κίνδυνο λυγισμού και πρέπει να πληρή κάποιες προϋποθέσεις. Αρχικά πρέπει να υπολογίζεται η συμμετοχή του μεταλλικού μέλους της διατομής στην παραλαβή των δυνάμεων σύμφωνα με την εξής σχέση:

$$\delta = \frac{A_s f_y / \gamma_a}{N_{pl,Rd}} \quad \mu s \quad 0,2 \leq \delta \leq 0,9$$

Εάν $\delta \leq 0,2$ τότε το υποστυλώμα διαστασιολογείται σύμφωνα με τον EC2 και εάν $\delta \geq 0,9$ τότε η διαστασιολόγηση γίνεται σύμφωνα με τον EC3.

Οι προϋποθέσεις που πρέπει να πληρούνται είναι :

- Η διατομή του υποστυλώματος να είναι συμμετρική και ως προς τις δύο διευθύνσεις και σταθερή κατά το μήκος της.
- Τα κέντρα βάρους του μεταλλικού μέλους και του αρηγμάτωτου σκυροδέματος να συμπίπτουν.
- Ο ανηγμένος βαθμός λυγηρότητας $\bar{\lambda}$ να μην υπερβαίνει την τιμή 2,0.
- Στους υπολογισμούς για τον διαμήκη οπλισμό πρέπει να ισχύει

$$0,3\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 4\%$$

- Κοιλοδοκοί με εγκιβωτισμένο σκυρόδεμα μπορούν να εκτελεσθούν χωρίς διαμήκη οπλισμό.
- Για πλήρως εγκιβωτισμένες χαλύβδινες διατομές τα όρια επικάλυψης του σκυροδέματος είναι:
 - Στην κατεύθυνση Y $40mm \leq c_y \leq 0,4 \times b$
 - Στην κατεύθυνση Z $40mm \leq c_z \leq 0,3 \times h$ και $c_z \geq \frac{b}{6}$

Φέρουσα ικανότητα υπό θλίψη

Για μια σύμμικτη διατομή η οριακή πλαστική αντοχή υπολογίζεται από το άθροισμα των πλαστικών οριακών αντοχών των επιμέρους τμημάτων που την απαρτίζουν:

$$N_{pl,Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + \alpha A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Ο συντελεστής α για κοιλοδοκούς με γέμιση σκυροδέματος ισούται με 1 και για τις λοιπές περιπτώσεις ισούται με 0,85. Στη περίπτωση σύμμικτων υποστρωμάτων με κοιλοδοκούς κυκλικής διατομής η παραπάνω σχέση διαφοροποιείται. Αυτό συμβαίνει λόγω του ότι η εγκάρσια διαστολή του σκυροδέματος είναι μεγαλύτερη από αυτή της κυκλικής κοιλοδοκού με αποτέλεσμα την ανάπτυξη τριαξονικής έντασης στο σκυροδέμα και μείωση της φέρουσας ικανότητας σε αξονική του μεταλλικού μέλους. Ωστόσο η φέρουσα ικανότητα του σκυροδέματος αυξάνεται λόγω της περίσφιγξης. Επομένως αυτοί οι δύο παράμετροι πρέπει να ληφθούν υπόψη και αυτό γίνεται με έναν αυξητικό συντελεστή για το σκυροδέμα και ένα μειωτικό συντελεστή για το χάλυβα. Τελικά η εξίσωση πλαστικής αντοχής γίνεται:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} n_2 + A_c f_{cd} \left(1 + n_1 \frac{t f_y}{d f_{ck}} \right) + A_s f_{sd}$$

Όπου :

t → πάχος τοιχώματος κοιλοδοκού.

d → εξωτερική διάμετρος της κυκλικής κοιλοδοκού.

$$n_1 = n_{10} \left(1 - \frac{10e}{d} \right) \text{ και } n_2 = n_{20} + (1 - n_{20}) \frac{10e}{d} \text{ και } e = \frac{\max M_{sd}}{N_{sd}}$$

Και για περιπτώσεις έκκεντρης φόρτισης με $e \leq d/10$ τότε επιτρέπεται γραμμική παρεμβολή και προκύπτει :

$$n_{10} = 4,9 + 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0,0$$

$$n_{20} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1,0$$






$\bar{\lambda}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
η_{10}	4,90	3,22	1,88	0,88	0,22	0,00
η_{20}	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00

Πίνακας 13 - Παράμετροι n_{10} και n_{20}

Φέρουσα ικανότητα υπό θλίψη συνυπολογίζοντας τον λυγισμό

Για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας των σύμμικτων υποστρωμάτων υπό θλίψη με συνυπολογισμό το φαινόμενο του λυγισμού χρησιμοποιούνται καμπύλες λυγισμού όπως και στον EC3 καθώς και οι μειωτικοί συντελεστές χ που εξαρτώνται από την λυγηρότητα και την καμπύλη λυγισμού. Υπάρχει μια διαφοροποίηση στην αντιστοίχιση των διατομών στις καμπύλες λυγισμού αφού πρόκειται πλέον για σύμμικτες διατομές όπως φαίνεται και στον Πίνακα 14.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Διατομή	Ορια	Άξονας λυγισμού	Καμπύλη λυγισμού	Ατέλειες μέλους
Διατομή πλήρως εγκιβωτισμένη στο σκυρόδεμα 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
Διατομή μερικώς εγκιβωτισμένη στο σκυρόδεμα 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
Κυκλική και ορθογωνική κοίλη χαλύβδινη διατομή 	$\rho_s \leq 3\%$	Οποιοσδήποτε	a	L/300
		$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Οποιοσδήποτε	b
Κυκλικές κοίλες χαλύβδινες διατομές με πρόσθετη διατομή I 		y-y	b	L/200
		z-z	b	L/200
Μερικώς εγκιβωτισμένη διατομή από διασταυρούμενες διατομές I 		Οποιοσδήποτε	b	L/200

Πίνακας 14 - Καμπύλες λυγισμού και ατέλειες για τα σύμμικτα υποστυλώματα

Για την επάρκεια του σύμμικτου μέλους πρέπει να αποδειχθεί και για τους δύο κύριους άξονες ότι:

$$N_{ed} \leq \chi N_{pl,Rd}$$

Οι μειωτικοί συντελεστές χ μπορούν να υπολογιστούν ή από τον Πίνακα 16 αφού έχει προσδιοριστεί η καμπύλη λυγισμού που ανήκει το σύμμικτο μέλος ή από τη εξίσωση που ακολουθεί:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad \mu\epsilon \quad \Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Όπου:

Καμπύλη τάσης λυγισμού	a	b	c
Συντελεστής ατέλειας α	0,21	0,34	0,49

Πίνακας 15 - Συντελεστές ατέλειας α

Και $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd}}{N_{cr}}}$ και $N_{cr} = \frac{(EI)_e \pi^2}{L^2}$ φορτίο λυγισμού κατά Euler

$$(EI)_e = E_s I_a + 0,1 E_{ca} I_c + E_s I_s \quad \text{και} \quad E_{ca} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} \quad \text{όπου} \quad E_{cm} \quad \text{το μέτρο}$$

ελαστικότητας του σκυροδέματος και $\gamma_c = 1,35$.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Για μικρές ορθές δυνάμεις $N \leq 0,1N_{cr}$ και για παχιά υποστυλώματα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ δεν απαιτείται έλεγχος έναντι λυγισμού.

Ανηγμένη λυγηρότητα	κοιλοδοκοί με γέμιση	εγκιβωτισμένες δοκοί («ισχυρός άξονας»)	εγκιβωτισμένες δοκοί («ασθενής άξονας»)
$\bar{\lambda}$	a	b	c
0,2	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491
0,4	0,9528	0,9261	0,8973
0,5	0,9243	0,8842	0,8430
0,6	0,8900	0,8371	0,7854
0,7	0,8477	0,7837	0,7247
0,8	0,7957	0,7245	0,6622
0,9	0,7339	0,6612	0,5998
1,0	0,6656	0,5970	0,5399
1,1	0,5960	0,5352	0,4842
1,2	0,5300	0,4781	0,4338
1,3	0,4703	0,4269	0,3888
1,4	0,4179	0,3817	0,3492
1,5	0,3724	0,3422	0,3145
1,6	0,3332	0,3079	0,2842
1,7	0,2994	0,2781	0,2577
1,8	0,2702	0,2521	0,2345
1,9	0,2449	0,2294	0,2141
2,0	0,2229	0,2095	0,1962

Πίνακας 16 - Μειωτικός συντελεστής χ

Φαινόμενα που επηρεάζουν την συμπεριφορά του σκυροδέματος και οφείλονται στην πάροδο του χρόνου όπως είναι ο ερπυσμός και η συστολή μπορούν να αγνοηθούν σε περιπτώσεις κοντών υποστυλωμάτων ή αν η ανηγμένη λυγηρότητα δεν υπερβαίνει τις τιμές που εμφανίζονται στον επόμενο πίνακα. Διαφορετικά πρέπει να συνυπολογίζονται στις αναλύσεις με προσαρμογή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος.

	ενισχυμένα, πλευρικά άκαμπτα πλευρικά πλαίσια	μη ενισχυμένα ή/και παραμορφώσιμα πλαίσια
εγκιβωτισμένες μεταλλικές δοκοί	0,8	0,5
γεμισμένες κοιλοδοκοί	$\frac{0,8}{1 - \delta}$	$\frac{0,5}{1 - \delta}$

Πίνακας 17 - Οριακές τιμές λ

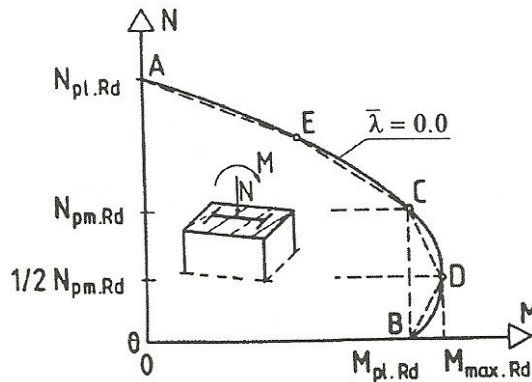
Φέρουσα ικανότητα διατομής σε θλίψη και κάμψη

Η αντοχή μιας τυχαίας σύμμικτης διατομής σε συνδυασμένη θλίψη και κάμψη (μονοαξονική ή διαξονική) μπορεί να υπολογιστεί μέσω διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης. Για την ακριβή διαμόρφωση αυτών των διαγραμμάτων απαιτείται ο συνυπολογισμός πολλών παραμέτρων που για κοινές κτιριακές κατασκευές η διαδικασία αυτή είναι αρκετά περίπλοκη και όχι απαραίτητη. Γι' αυτό τον λόγο έχουν υιοθετηθεί απλούστερες μέθοδοι υλοποίησης τους υποθέτοντας ορθογωνικά

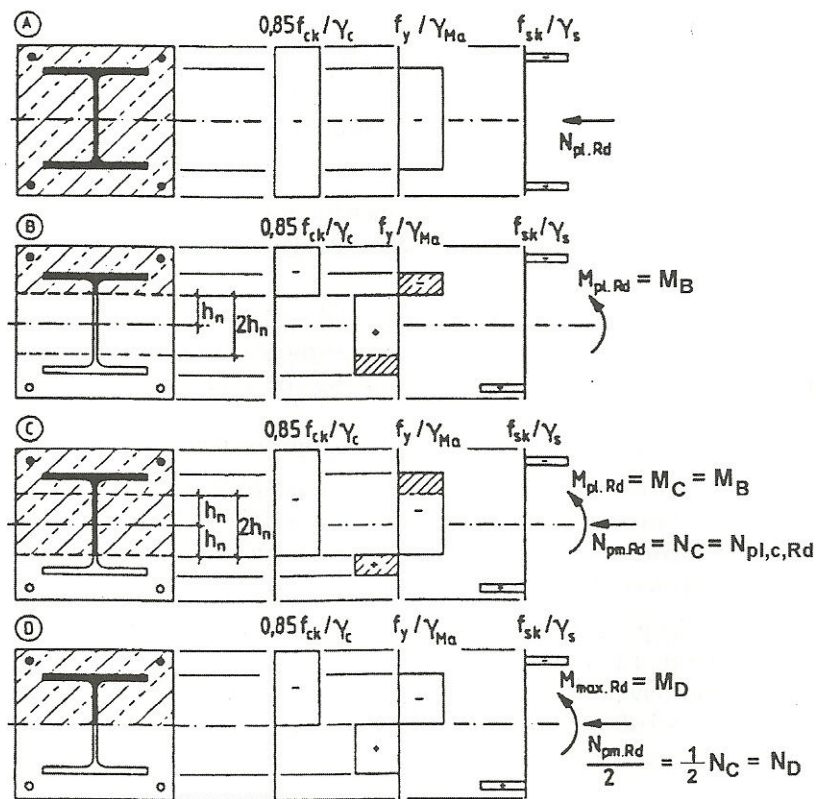
Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

διαγράμματα τάσεων, αγνοώντας την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος και λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή της τέμνουσας δύναμης σχεδιασμού V_{Ed} εφόσον η δύναμη σχεδιασμού του μεταλλικού μέλους $V_{a,Ed}$ υπερβαίνει το 50% της διατμητικής αντοχής σχεδιασμού $V_{pl,Rd}$ του μεταλλικού μέλους.

Σύμφωνα με την απλουστευμένη μέθοδο που προτείνει και ο EC4 τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης μπορούν να αντικατασταθούν από ένα πολυγωνικό διάγραμμα 4-5 σημείων (A, B, C, D και ενδεχομένως E). Για τον προσδιορισμό των συντεταγμένων αυτών των σημείων χρησιμοποιούνται κάποιες προσεγγιστικές σχέσεις ανάλογα με την θέση του ουδέτερου άξονα. Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης εγκιβωτισμένης διατομής H με την παραδοχή ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται στον κορμό του χαλύβδινου μέλους.



Εικόνα 19 - Καμπύλη αλληλεπίδρασης θλίψης και μονοαξονικής κάμψης



Εικόνα 20 - Κατανομή τάσεις ανάλογα με την θέση της διατομής

Σημείο A: $N_A = N_{pl,Rd}$ (πλαστική ορθή δύναμη) $M_A = 0$

Σημείο B: $N_B = 0$ $M_B = M_{pl,Rd}$ (πλαστική ροπή κάμψης)

Σημείο C: Στο σημείο C η απόσταση του ουδέτερου άξονα από τον άξονα συμμετρίας είναι A_n . Η εσωτερική ροπή M_C ισούται με την εσωτερική ροπή M_B διότι τα θλιβόμενα τμήματα μεταξύ των σημείων B και C δεν επηρεάζουν την τιμή της ροπής κάμψης. Άρα $M_C = M_B = M_{pl,Rd}$ και $N_C = N_{pl,Rd} = N_{pl,Rd}$

Σημείο D: Η μέγιστη τιμή της ροπής κάμψης εμφανίζεται στην περίπτωση που ο ουδέτερος άξονας συμπίπτει με τον άξονα συμμετρίας της διατομής (σημείο D). Από τις κατανομές των τάσεων διακρίνεται ότι η εσωτερική ορθή δύναμη στο σημείο D είναι η μισή από αυτή του σημείου C. Άρα $N_D = \frac{1}{2} N_C$ και

$$M_D = M_{max,Rd} = W_{pa} f_{yd} + \frac{1}{2} W_{pc} f_{cd} + W_{ps} f_{sd}$$

Όπου :

W_{pa} ,, → πλαστικές ροπές αντίστασης

$N_{pl,Rd} = 0,85 f_{cd} A_c$ για διατομές πλήρως ή μερικώς εγκιβωτισμένες και
 $= f_{cd} A_c$ για κοίλες διατομές γεμισμένες με σκυρόδεμα

Φέρουσα ικανότητα σύμμικτου υποστυλώματος σε συνδυασμό θλίψης και μονοαξονικής κάμψης

Η φέρουσα ικανότητα ενός σύμμικτου υποστυλώματος σε συνδυασμό θλίψης και μονοαξονικής κάμψης επαρκεί όταν:

$$M_{Ed} \leq 0,9 \mu M_{pl,Rd}$$

Η μείωση της φέρουσας ικανότητας μέσω του συντελεστή 0,9 συμβαίνει διότι:

- Το διάγραμμα αλληλεπίδρασης προσδιορίζεται με υπόθεση πλήρους πλαστικοποίησης της διατομής και οι απαιτούμενοι περιορισμοί μήκυνσης αγνοούνται.
- Ο υπολογισμός της M_{Ed} γίνεται με ενεργές ακαμψίες όμως για μεγαλύτερες ροπές κάμψης η επιρροή της ρηγματώσης στο σκυρόδεμα δεν λαμβάνεται σωστά με την ενεργό ακαμψία.

Για τον υπολογισμό της μ πρέπει ο συντελεστής ροπής μ για τη συνολική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη της διατομής να μειωθεί κατά την τιμή της ροπής ατέλειας:

$$\mu = \mu_d - \mu_k \frac{X_d - X_n}{X - X_n}$$

Όπου:

μ_d → ανηγμένη ροπή κάμψης που προσδιορίζεται από την καμπύλη ατέλειας για την τιμή χ και ορίζεται σαν ροπή ατέλειας

$$X_d = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

X_n → Για ίσες τιμές ροπής στα άκρα του υποστυλώματος ή για την επιβολή εγκάρσιων φορτίων μεταξύ των άκρων του υποστυλώματος η επιρροή ατελειών πρέπει κατά κανόνα να λαμβάνεται υπόψη ($X_n = 0$) γιατί η ροπή διαστασιολόγησης βρίσκεται στην κεντρική περιοχή του υποστυλώματος. Για άνισες ροπές στα άκρα η X_n δίνεται από την σχέση: $X_n = \chi \frac{1-r}{4}$ όπου r ο λόγος της μικρότερης ακραίας ροπής προς τη μεγαλύτερη.

Η φέρουσα ικανότητα σε κάμψη αυξάνεται με την ύπαρξη ορθής δύναμης και επιτρέπεται να προσυπολογίζεται αυτή η συνεισφορά μόνο εάν είναι βέβαιο ότι η ροπή κάμψης και η ορθή δύναμη δρουν ταυτόχρονα. Εάν η ορθή δύναμη

και η ροπή κάμψης προέρχονται από διαφορετικούς συνδυασμούς φορτίσεων τότε η ανηγμένη φέρουσα ικανότητα μ μπορεί να παίρνει την τιμή 1.

Θλίψη και διαξονική κάμψη

Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός σύμμικτου υποστυλώματος για συνδυασμό θλίψης και διαξονικής κάμψης απαιτείται ο υπολογισμός του διαγράμματος αλληλεπίδρασης, ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας ροής μ και για τον δεύτερο κύριο άξονα καθώς και να έχει προηγηθεί διαστασιολόγηση σε θλίψη και μονοαξονική κάμψη.

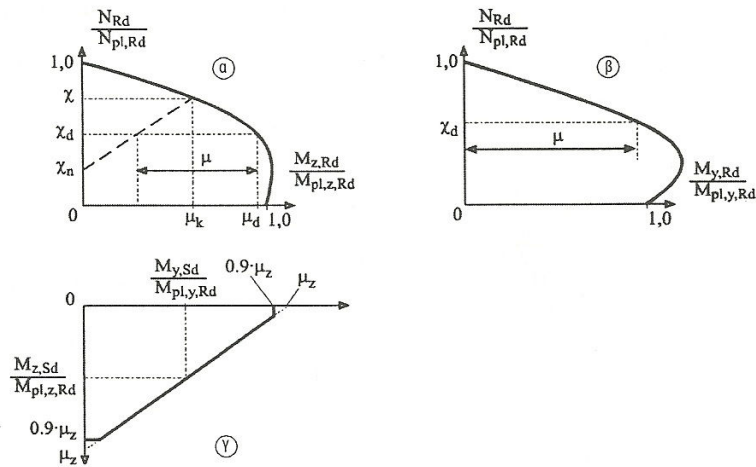
Ο ασθενής άξονας της μεταλλικής δοκού δεν προαναγγέλλει πάντα τον ασθενή άξονα της συνολικής διατομής λόγω του ενδεχομένου της διάταξης του οπλισμού. Επίσης οι δύο κύριοι άξονες της διατομής σε πολλές περιπτώσεις δεν αντιστοιχούν στις ίδιες καμπύλες λυγισμού με αποτέλεσμα να μην είναι γνωστός ο άξονας που κινδυνεύει περισσότερο σε λυγισμό.

Ο EC4 λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, αναφέρει για την φέρουσα ικανότητα σε συνδυασμό θλίψης και διαξονικής κάμψης τους εξής ελέγχους:

$$\frac{M_{y,Sd}}{\mu_y M_{pl,y,Rd}} \leq 0,9$$

$$\frac{M_{z,Sd}}{\mu_z M_{pl,z,Rd}} \leq 0,9$$

$$\text{και } \frac{M_{y,Sd}}{\mu_y M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{\mu_z M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0$$



Εικόνα 21 - Διαστασιολόγηση σε θλίψη και διαξονική κάμψη

2.6.3 Έπιδραση τεμνουσών δυνάμεων

Η τέμνουσα δύναμη ενός σύμμικτου υποστυλώματος θεωρείται ότι επιβάλλεται είτε μόνο στο μεταλλικό μέλος είτε στην συνολική διατομή. Στην δεύτερη περίπτωση ένα ποσοστό της τέμνουσας αναλαμβάνεται από το μέλος οπλισμένου σκυροδέματος και διαστασιολογείται σύμφωνα με τον EC2 και το υπόλοιπο ποσοστό από το μεταλλικό μέλος που μπορεί να εκτιμηθεί με την επιβολή μειωτικού συντελεστή επί των ορθών τάσεων στα τμήματα της διατομής τα οποία μεταβιβάζουν εγκάρσιες δυνάμεις.

Ωστόσο ευκολότερη και απλούστερη μέθοδος είναι αντί να προσδιοριστεί ο συντελεστής για την μείωση των τάσεων να μειωθούν τα αντίστοιχα εμβαδά των

διατομών. Τελικά αναφέρεται πως αυτή η μείωση απαιτείται σε περιπτώσεις που η τέμνουσα δύναμη είναι σημαντική:

$$V_{Ed} > 0,5V_{Rd,max}$$

2.6.4 Μέθοδοι ανάλυσης

Το σύμμικτο υποστύλωμα εξετάζεται κατά κανόνα σαν ιδεατά απομονωμένο μέλος από τον υπόλοιπο φέροντα οργανισμό. Για τον έλεγχο του υποστυλώματος η ανάλυση γίνεται ως γραμμικο-ελαστική 2^{ης} τάξης. Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού δυσκαμψίας για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών προσδιορίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$(EI)_{eff,II} = K_{\theta}(E_a I_a + K_{e,II} E_{cm} I_c + E_s I_s) \text{ με } K_{e,II} = 0,5 \text{ και } K_{\theta} = 0,9$$

Οι επιρροές 2^{ης} τάξης μπορούν να προσδιοριστούν πολλαπλασιάζοντας τη μέγιστη καμπτική ροπή σχεδιασμού 1^{ης} τάξης M_{Ed} με έναν συντελεστή k που δίνεται από την σχέση:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,eff}}} \geq 1$$

Όπου β συντελεστής ροπής και ισχύει:

$\beta=1$ για υποστυλώματα με εγκάρσια φόρτιση και αμετάθετη στήριξη στα άκρα.

$\beta = 0,66 + 0,44 \frac{M_{2,Ed}}{M_{1,Ed}} \geq 0,44$ για υποστυλώματα με καμπτικά φορτία στα άκρα.

Σημειώνεται πως οι ροπές $M_{1,Ed}$, $M_{2,Ed}$ λαμβάνονται με τα πρόσημά τους.

2.6.5 Συμπεριφορά σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση

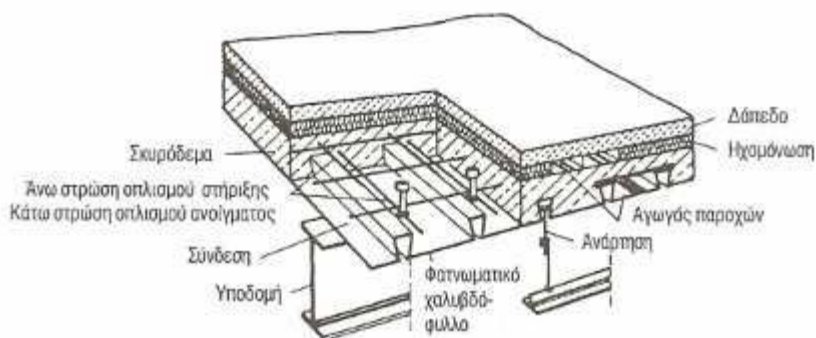
Η συμπεριφορά των σύμμικτων υποστυλωμάτων σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση είναι ιδιαίτερα ικανοποιητική όσον αφορά την αντοχή, την πλαστιμότητα και την απορρόφηση ενέργειας. Ειδικότερα αποτελέσματα ερευνών αναφέρουν:

- Η ύπαρξη μεταλλικού μέλους στο εσωτερικό της διατομής αυξάνει σημαντικά την πλαστιμότητα.
- Για τιμές του λόγου θλιπτικής αντοχής της χαλύβδινης διατομής προς την αξονική δύναμη περίπου 1,5 η συμπεριφορά των υποστυλωμάτων ήταν αξιοσημείωτη όσον αφορά την αντοχή και την πλαστιμότητα.
- Η διαδικασία προσδιορισμού της καμπτικής αντοχής θεωρώντας την αντοχή του σκυροδέματος ίση με $0,85f_{cd}$ οδηγεί σε συντηρητικά αποτελέσματα.
- Η παρουσία σκυροδέματος καθυστερεί τον τοπικό λυγισμό του χάλυβα και αυξάνει σημαντικά τον αριθμό των κύκλων φόρτισης μέχρι την αστοχία καθώς και την απορροφούμενη ενέργεια.

2.7 Σύμμικτες πλάκες

2.7.1 Γενικά

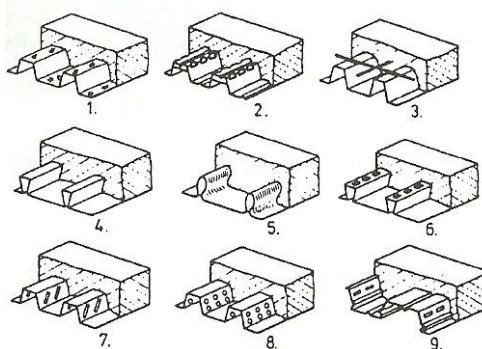
Σύμμικτες πλάκες είναι φέρουσες πλάκες οροφής αποτελούμενες από φατνωματικά χαλυβδόφυλλα και μια επίστρωση σκυροδέματος. Τα χαλυβδόφυλλα πριν την σκυροδέτηση λειτουργούν σαν κατάστρωμα εργασίας ενώ κατά τη φάση της σκυροδέτησης και μέχρι την σκλήρυνση του σκυροδέματος λειτουργούν σαν μεταλλότυποι μεταφέροντας τα φορτία σκυροδέτησης. Στην τελική φάση, αφού το σκυρόδεμα έχει σκληρυνθεί και έχει αναπτύξει της απαιτούμενες μηχανικές του ιδιότητες, είναι πλέον διατμητικά συνδεδεμένο με το χαλυβδόφυλλο μέσω προεξοχών στην επιφάνεια του, παραλαμβάνοντας εφελκυστικές δυνάμεις από θετικές καμπτικές ροπές. Στις σύμμικτες πλάκες προβλέπεται ένας συνήθως ελαφρύς οπλισμός αφενός προς την αποφυγή ρηγματώσεων του σκυροδέματος και αφετέρου για την παραλαβή των αρνητικών ροπών των στηρίξεων στις περιπτώσεις συνεχών πλακών. Η κατασκευή πλακών με τη σύμμικτη μέθοδο εκτός από κατασκευαστικά πλεονεκτήματα που μπορεί να προσφέρει, έχει σαν βασικά πλεονεκτήματα την εξοικονόμηση χρόνου στη φάση ανέγερσης ενός φέροντα οργανισμού, τη μείωση του κόστους στη φάση κατασκευής του καθώς και την γεφύρωση μεγαλύτερων ανοιγμάτων με μείωση του ποσοστού των δευτερευόντων δοκών. Στο επόμενο σχήμα εμφανίζεται μία τυπική μορφή σύμμικτης οροφής - σύμμικτης πλάκας με φατνωματικά χαλυβδόφυλλα.



Εικόνα 22 - Διάταξη σύμμικτης πλάκας

2.7.2 Σύμμικτη δράση

Η σύμμικτη λειτουργία στις πλάκες έγκειται κυρίως στην εξασφάλιση μιας συνεχούς διατμητικής δράσης, μεταξύ του σχετικά λείου, γαλβανισμένου, λεπτού χαλυβδόφυλλου και του έγχυτου σκυροδέματος μέσω κάποιων διατμητικών συνδέσμων στην επιφάνεια του χαλυβδόφυλλου. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι σε φατνωματικά χαλυβδόφυλλα μπορεί να είναι τραπεζοειδούς μορφής με εξελασμένες ή πρεσαρισμένες νευρώσεις, αυλακώσεις ή εξογκώματα διερχόμενοι εγκάρσια ή υπό γωνία και ρόλος τους είναι η αποφυγή οριζόντιας διολίσθησης στην διεπιφάνεια των δύο υλικών καθώς και η αποτροπή κάθετης αποκόλλησης τους.



Εικόνα 23 - Τυπικοί διατμητικοί σύνδεσμοι χαλυβδόφυλλων

Ο EC4 κάνει διάκριση μεταξύ των διαφορετικών διατμητικών συνδέσμων που μπορούν να εξασφαλίσουν την επιθυμητή σύμμικτη δράση στις εξής κατηγορίες:

- Η διατμητική σύνδεση επιτυγχάνεται με κατάλληλη διαμόρφωση της διατομής, ώστε η μεταφορά των διατμητικών δυνάμεων να γίνεται μέσω συνάφειας και πρόσφυσης χωρίς να είναι απαραίτητη η παρουσία μηχανικών συνδέσμων.
- Η διατμητική σύνδεση επιτυγχάνεται μέσω μηχανικών συνδέσμων, πρεσαριστές αυλακώσεις ή εξογκώματα στην επιφάνεια του χαλυβδόφυλλου και στις παρειές του.

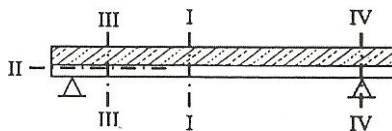
Ρόλο στην σύμμικτη δράση παίζουν και οι ακραίες αγκυρώσεις στα άκρα των πλακών που ο EC4 εξετάζει :

- Αγκυρώσεις στα άκρα των πλακών μέσω συγκολλημένων ήλων κεφαλής ή άλλων συνδεσμολογικών στοιχείων στην διεπιφάνεια (π.χ. ήλοι εκτόνωσης).
- Αγκυρώσεις στα άκρα των πλακών με κατάλληλη παραμόρφωση των άκρων των φατνωμάτων του χαλυβδόφυλλου στην περίπτωση φατνώματος «χελιδονοουράς».

Αξίζει να σημειωθεί πως ο σύνδεσμος συνάφειας δεν είναι ικανός να εξασφαλίσει επαρκή διατμητική δράση και άρα την επιθυμητή σύμμικτη λειτουργία του φορέα λόγω του ότι αυτή η συνάφεια αφενός είναι πολύ εύκολο να βλαφτεί κατά την διάρκεια ξήρανσης του σκυροδέματος από τυχόν κραδασμούς και αφετέρου ο σύνδεσμος αυτός συμπεριφέρεται ψαθυρά με αποτέλεσμα να οδηγεί σε μορφές αστοχίας «φερμουάρ» κατά μήκος της διεπιφάνειας σύμμιξης.

2.7.3 Μορφές αστοχίας και κρίσιμες διατομές σύμμικτων πλακών

Στις σύμμικτες πλάκες, όπως και στα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία που απαρτίζουν ένα φορέα, πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η φέρουσα ικανότητα του μέλους δεν θα ξεπεραστεί σε κανένα σημείο της διατομής του. Σκόπιμο είναι λοιπόν να γίνει διάκριση μεταξύ των μορφών αστοχίας που μπορούν να εμφανιστούν στην σύμμικτη πλάκα κατά την διάρκεια της ζωής της καθώς και οι κρίσιμες διατομές που μπορεί να επέλθουν αυτές οι αστοχίες.



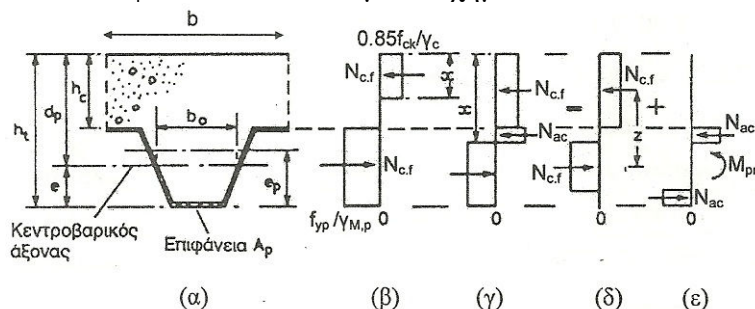
Εικόνα 24 - Κρίσιμες διατομές ελέγχου φέρουσας ικανότητας

- Διατομή I – I:** Η αστοχία επέρχεται λόγω καμπτικής καταπόνησης σε περιοχές θετικών ροπών κάμψης και είναι καθοριστική στην περίπτωση πλήρους διατμητικής σύνδεσης.
- Διατομή II – II:** Η αστοχία προέρχεται λόγω διαμήκουσ διατμήσης στην διεπιφάνεια των υλικών με εμφάνιση διολίσθησης στην διεπιφάνεια (μερικός διατμητικός σύνδεσμος) χωρίς να εξαντληθεί η καμπτική αντοχή της πλάκας.
- Διατομή III – III:** Η αστοχία προέρχεται λόγω εγκάρσιας διάτμησης και είναι καθοριστική σε σύμμικτες πλάκες με μικρά ανοίγματα και υψηλά φορτία.
- Διατομή IV – IV:** Η αστοχία επέρχεται λόγω καμπτικής καταπόνησης σε περιοχές αρνητικών ροπών.

2.7.4 Κάμψη σύμμικτων πλακών

2.7.4.1 Πλήρης διατμητική σύνδεση – ουδέτερος άξονας στο σκυρόδεμα

Για σύμμικτες πλάκες με πλήρη διατμητική σύνδεση που δεν επιτρέπονται σχετικά μεγάλες διολισθήσεις στην διεπιφάνεια επαφής, ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται συνήθως στο σκυρόδεμα και η θέση του προκύπτει βάσει της κατανομής των ορθών τάσεων που φαίνονται στο επόμενο σχήμα.



Εικόνα 25 - Υπολογισμός σύμμικτης πλάκας σε κάμψη

Όπου :

$$N_{c,f} = \frac{A_p f_{yp}}{\gamma_{M,p}} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} , x \leq h_c$$

Και από την ισορροπία ροπών προκύπτει η πλαστική ροπή σχεδιασμού :

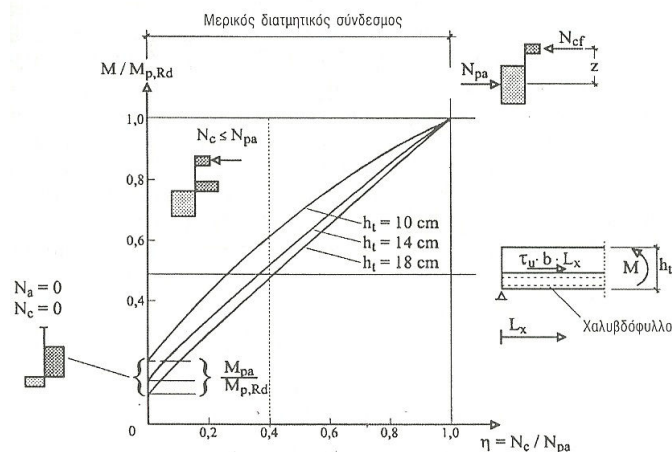
$$M_{pl,Rd} = \frac{A_p f_{yp}}{\gamma_{M,p}} \left(d_p - \frac{x}{2} \right)$$

Όπου d_p η απόσταση του κέντρου βάρους του χαλυβδόφυλλου από την ακραία ίνα.

2.7.4.2 Μερική διατμητική σύνδεση – ουδέτερος άξονας στο χαλυβδόφυλλο

Στην περίπτωση των σύμμικτων πλακών με την μέθοδο της μερικής διατμητικής σύνδεσης αναφέρεται και ο EC4. Η βάση αυτής της μεθόδου ανάγεται στην μερική συνεργασία των δύο υλικών σύμμιξης και στις μεγάλες διολισθήσεις που

μπορεί να λάβουν χώρα στην διεπιφάνεια επαφής. Αυτή η προβλεπόμενη διολίσθηση δηλώνει ότι η ήλωση δεν είναι επαρκής ώστε να παραλάβει το απαιτούμενο φορτίο που αντιστοιχεί στην πλήρη καμπτική αντοχή της πλάκας. Επίσης σ' αυτήν την περίπτωση μερικής σύνδεσης εμφανίζονται δύο ουδέτεροι άξονες εκ των οποίων ο ένας βρίσκεται πάντα στο χαλυβδόφυλλο, βάσει των οποίων καθορίζονται οι πλαστικές κατανομές των τάσεων όπως διακρίνεται στο επόμενο σχήμα.



Εικόνα 26 – Πλαστικές κατανομές μερικού διατμητικού συνδέσμου

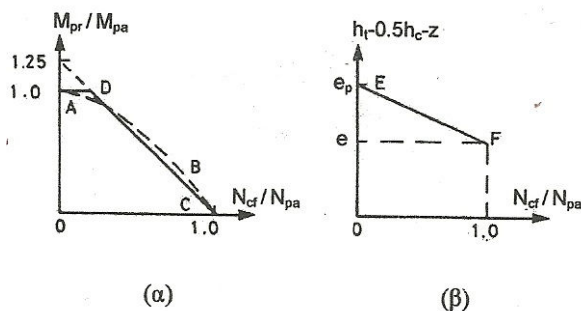
Η φέρουσα ικανότητα της σύμμικτης πλάκας είναι δυνατόν να υπολογισθεί από την εξής σχέση :

$$M_{p,μδ} = N_c \cdot z + M_{pr}$$

Η εφελκυστική δύναμη στο χαλυβδόφυλλο $N_a = \eta \times N_{pa}$ ισούται με την θλιπτική δύναμη του σκυροδέματος N_c και δρουν με μοχλοβραχίονα z . Για την περίπτωση πλήρους διατμητικής σύνδεσης $\eta = 100\%$ τότε το ζεύγος δυνάμεων που υπολογίζει τη φέρουσα ικανότητα σε κάμψη είναι $N_{cf} = N_{pa}$ (όπου ο δείκτης f δηλώνει πλήρη σύνδεση και N_{pa} η δύναμη που αντιστοιχεί στη διαρροή των χαλυβδόφυλλων) και για $\eta = 0\%$ η φέρουσα ικανότητα κάμψης δίνεται αποκλειστικά από την φέρουσα ικανότητα του χαλυβδόφυλλου M_{pa} . Για μερική διατμητική σύνδεση ισχύει $0 \leq \eta \leq 100\%$, και τι τιμές μπορεί να πάρει ο λόγος η εξαρτάται από την αποτελεσματικότητα της διατμητικής σύνδεσης. Επομένως η δύναμη εφελκυσμού N_a είναι μικρότερη από την N_{pa} με αποτέλεσμα το χαλυβδόφυλλο να μην φτάνει στο όριο διαρροής του και να μπορεί να παραλάβει επιπλέον καμπτική ροπή $M_{pa,N}$. Η μορφή της καμπύλης της μεθόδου (Εικόνα 27, σχ. α) μερικού διατμητικού συνδέσμου εξαρτάται από το πάχος και τη γεωμετρία του χαλυβδόφυλλου και μπορεί να προσεγγιστεί από την εξίσωση:

$$M_{pr} = 1.25 \cdot M_{pa}(1 - \eta) \leq M_{pa}$$

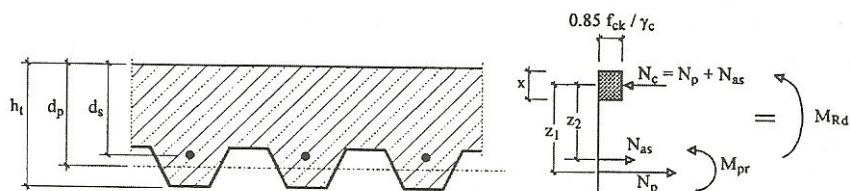
Και ο μοχλοβραχίονας z μπορεί να υπολογιστεί βάσει της εξίσωσης της γραμμής EF του σχήματος (Εικόνα 27, σχ. β).



Εικόνα 27 - α) Καμπύλη της μεθόδου μερικού διατμητικού συνδέσμου, β) Εξίσωση τιμών μοχλοβραχίονα

2.7.4.3 Έλεγχος αντοχής με προσθήκη οπλισμού

Σε περιπτώσεις ύπαρξης οπλισμού, η διαδικασία ελέγχου και διαστασιολόγησης παραμένει ίδια. Ο EC4 αναφέρει στο παράρτημα E5 σχετικούς κανόνες εφαρμογής οπλισμού σε σκυρόδεμα σύμμικτων πλακών αλλά δεν θίγει το θέμα της κατασκευαστικής διάταξης του οπλισμού και δεν προσεγγίζει ένα ανώτατο επιτρεπτό όριο για τον όγκο του οπλισμού.



Εικόνα 28 - Συνεισφορά προσθήκης οπλισμού

Στο σχήμα υποθέτουμε ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται στο σκυρόδεμα πάνω από τις νευρώσεις. Η οριακή ροπή μπορεί να υπολογισθεί :

$$M_{Rd} = N_p z_1 + M_{pr} + N_{as} z_2$$

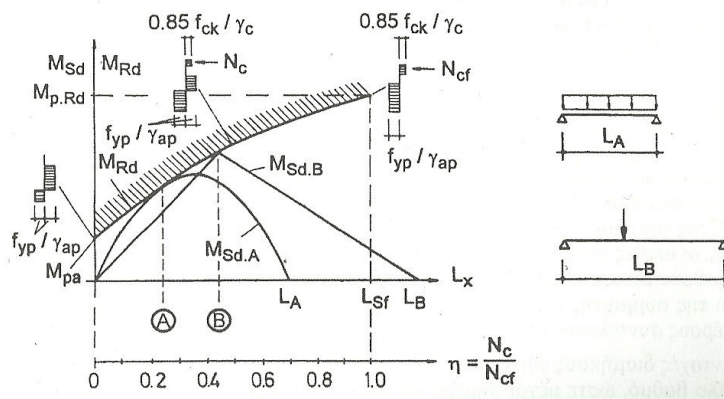
$$\text{Όπου : } N_p = b L_x \tau_{u,Rd}$$

$$N_{as} = \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$M_{pr} \cong 1.25 M_{pa} \left(1 - \frac{N_p}{\frac{A_p f_{yp}}{\gamma_{ap}}} \right) \leq M_{pa}$$

2.7.5 Έλεγχος διατομής σε διαμήκη διάτμηση

Σύμφωνα με τη μέθοδο του μερικού διατμητικού συνδέσμου μπορεί να υπολογιστεί μια οριακή καμπύλη της φέρουσας ικανότητας της πλάκας σε διαμήκη διάτμηση. Αυτή η καμπύλη σε συνδυασμό με τη γεωμετρία του ελάσματος και τις τιμές των αντοχών του μπορεί να χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό μιας πλάκας αρκεί να αποδειχθεί ότι για κάθε L_x ισχύει $M_{Sd} \leq M_{Rd}$.



Εικόνα 29 - Διαστασιολόγηση με την μέθοδο μερικού διατμητικού συνδέσμου

Όπου: $L_{sf} = \frac{N_{cf}}{b \tau_{u,Rd}}$ (με $\tau_{u,Rd}$ η τιμή σχεδιασμού της αντοχής διατμητικού συνδέσμου) και υποδηλώνει την απόσταση από την στήριξη στην οποία επιτυγχάνεται πλήρης διατμητική σύνδεση και καθιστά κρίσιμη για τον σχεδιασμό την καμπτική αντοχή και όχι την αντοχή σε διαμήκη διάτμηση. Για περιοχές $L_x \leq L_{sf}$ η διατμητική σύνδεση θεωρείται μερική. Μια προσεγγιστική γραμμική εξίσωση της καμπύλης είναι:

$$M_{Rd} = M_{p,a} + \eta(M_{p,Rd} - M_{p,a})$$

2.7.6 Έλεγχος διατομής σε εγκάρσια διάτμηση και διάτρηση

Ο έλεγχος σε εγκάρσια διάτμηση στις σύμμικτες πλάκες μπορεί να αποβεί κρίσιμος σε περιπτώσεις πλακών που έχουν μικρό λόγο μήκους προς πάχους. Οι σύμμικτες πλάκες παραλαμβάνουν την εγκάρσια τέμνουσα μέσω των νευρώσεων του σκυροδέματος, και μπορεί να θεωρηθεί ότι οι μέθοδοι υπολογισμού βασίζονται σε αυτές που αφορούν δοκούς οπλισμένου σκυροδέματος μορφής T. Γι' αυτό τον λόγο ο EC4 παραπέμπει στον EC2 που για τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού δίνει:

$$V_{v,Rd} = \frac{b_0 d_p}{b} \left[\frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \right] \geq \frac{b_0 d_p}{b} 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Όπου: $k = \max \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_p (mm)}}, 2 \right)$ και $\rho_1 = \min \left(\frac{A_{p0}}{b_0 d_p}, 0,02 \right)$

Με b_0 → μέσο πάχος νευρώσεων.

b → απόσταση νευρώσεων.

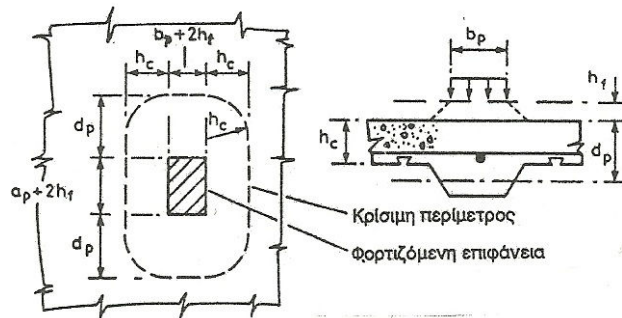
d_p → απόσταση κεντροβαρικού άξονα από την ακραία θλιβόμενη ίνα.

A_{p0} → ενεργή επιφάνεια χαλυβδόφυλλων σε εφελκυσμό εντός του πλάτους b_0 .

Για τον έλεγχο σε διάτρηση για τις σύμμικτες πλάκες ο EC4 παραπέμπει πάλι στον EC2 που σαν δύναμη σχεδιασμού δίνει:

$$V_{p,Rd} = C_p h_c \left[\frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \right] \geq C_p h_c 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Όπου C_p η κρίσιμη περίμετρος και h_c το πάχος του σκυροδέματος πάνω από τις νευρώσεις.



Εικόνα 30 - Κρίσιμη περίμετρος

2.7.7 Ακραίες αγκυρώσεις

Οι καταλληλότεροι τρόποι αγκύρωσης και οι πλέον διαδεδομένοι είναι:

- Συγκολλημένοι ήλοι κεφαλής διαμέτρου 19mm.
- Ήλοι εκτόνωσης ή κοχλίες σε συνδυασμό με μηχανικούς διατμητικούς συνδέσμους για την παρεμπόδιση κάθετης αποκόλλησης.
- Κατάλληλα σφυρηλατημένα τα άκρα των φατνωμάτων χαλυβδόφυλλων μορφής χελιδονοουράς, ενδεχομένως με την ύπαρξη ήλων εκτόνωσης, τα οποία ταυτόχρονα εμποδίζουν την εκχύλιση του υγρού σκυροδέματος από τις άκρες.

Ο EC4 αναφέρει για την περίπτωση των συγκολλημένων ήλων κεφαλής την συντηρητική σχέση για τον υπολογισμό της οριακής δύναμης σύνθλιψης άντυγας οπής:

$$P_{pb,Rd} = k_{\Phi} d_{a0} t \frac{f_{yp}}{\gamma_{vs}}$$

Όπου:

$$k_{\Phi} = 1 + \frac{a}{d_{a0}} \leq 4.0$$

d_{a0} Διάμετρος ραφής συγκόλλησης

a Απόσταση μεταξύ κέντρου ήλου και άκρου ελάσματος

t Πάχος ελάσματος

2.7.8 Συνεχείς σύμμικτες πλάκες

Η χρήση σύμμικτων πλακών κυρίως σε βιομηχανικά έργα είναι αρκετά διαδεδομένη και ειδικότερα συμφέρουσα είναι η κατασκευή τους με χρήση χαλυβδόφυλλων όσο το δυνατόν μεγαλύτερου μήκους (συνεχείς πλάκες). Ωστόσο με χρήση και μη συνεχών χαλυβδόφυλλων μπορεί να επιτευχθεί η συμπεριφορά συνεχούς σύμμικτης πλάκας. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, τα χαλυβδόφυλλα παίζουν το ρόλο του οπλισμού που αυτό έχει σαν συνέπεια την δυνατότητα μείωσης του ποσοστού οπλισμού στις περιοχές των εσωτερικών υποστυλωμάτων του φέροντα οργανισμού. Για την επίτευξη αυτού του στόχου όμως απαιτούνται επαρκή περιθώρια στρέψης γύρω από τα εσωτερικά υποστυλώματα για να μπορεί να γίνει ανακατανομή των ροπών.

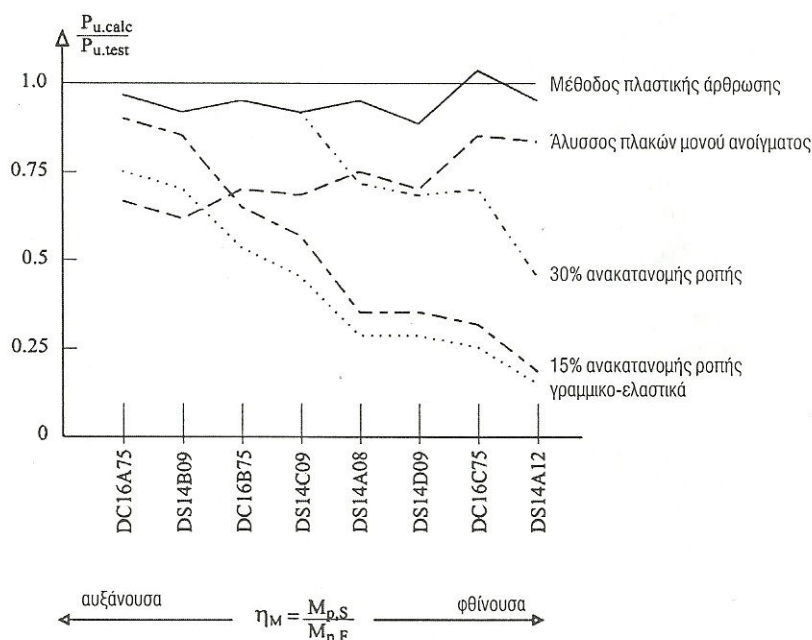
Σύμφωνα με τον EC4 η συμβολή του χαλυβδόφυλλου λαμβάνεται υπόψη όταν είναι συνεχές στις περιοχές αρνητικών ροπών και προτείνεται:

- Γραμμικο-ελαστικός υπολογισμός με συνυπολογισμό ανακατανομών των ροπών μέχρι ποσοστό 30%.
- Πλαστικός υπολογισμός που στην περίπτωση αποστάσεων υποστυλωμάτων μέχρι 3m και χρήση υψηλά όλκιμου οπλισμού δεν απαιτείται έλεγχος στρέψης.
- Υπολογισμός σαν πλάκες ενός ανοίγματος, αγνοώντας την δράση συνεχούς φορέα.

Ο EC4 όμως στην περίπτωση των συνεχών πλακών δεν εξετάζει την μερική σύμμικτη δράση στην διεπιφάνεια επαφής και δεν περιέχει προδιαγραφές για τα περιθώρια στροφής στις στηρίξεις.

Στις περιοχές των στηρίξεων (αρνητικές ροπές) ο βαθμός διατμητικού συνδέσμου παίζει δευτερεύοντα ρόλο μιας και επιτυγχάνεται εύκολα η πλήρης συνεργία και άρα η δυνατότητα πλαστικοποίησης της διατομής. Η συνεισφορά του χαλυβδόφυλλου όμως στην αντοχή σε κάμψη της συνολικής διατομής στις περιοχές των στηρίξεων είναι σημαντική όπως και στα περιθώρια στρέψης. Επίσης σε αυτές τις περιοχές η συμπεριφορά των σύμμικτων πλακών θυμίζει αυτή των πλακών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ειδικότερα το αίτιο αστοχίας είναι η διαρροή του οπλισμού από εφελκυσμό για βαθμούς οπλισμού που απαιτούνται για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης και η αστοχία στη ζώνη θλίψης του σκυροδέματος για μεγαλύτερους βαθμούς οπλισμού λόγω της αυξανόμενης συρρίκνωσης σ' αυτές τις ζώνες.

Στο σχήμα που ακολουθεί (Εικόνα 31) εμφανίζονται τα αποτελέσματα πειραματικών δοκιμών για συνεχείς σύμμικτες πλάκες δύο ανοιγμάτων και ταξινομημένα σύμφωνα με τον λόγο η_M (φέρουσα ικανότητα σε κάμψη της στήριξης προς την φέρουσα ικανότητα σε κάμψη του ανοίγματος).



Εικόνα 31 - Πειραματικά αποτελέσματα συνεχών σύμμικτων πλακών με διαφορετικά υπολογιστικά μοντέλα

Από το σχήμα προκύπτει ότι στη περίπτωση υψηλής φέρουσας ικανότητας στις στηρίξεις οι γραμμικό-ελαστικές μέθοδοι με περιορισμένη ανακατανομή ροπών δίνουν αρκετά ικανοποιητικά αποτελέσματα συγκριτικά με τα αποτελέσματα της

μεθόδου «αλύσσου πλακών μονού ανοίγματος» που αποκλίνουν σημαντικά. Αυτό συμβαίνει γιατί για την επίτευξη της οριακής φέρουσας ικανότητας του φορέα απαιτούνται μικρές ανακατανομές ροπών. Στη περίπτωση υψηλής φέρουσας ικανότητας στα ανοίγματα απαιτούνται μεγάλες ανακατανομές ροπών από τη στήριξη προς τα ανοίγματα και επομένως υψηλά περιθώρια στροφής με αποτέλεσμα η μέθοδος «αλύσσοσ πλακών μονού ανοίγματος» να συνιστά την καλύτερη εναλλακτική λύση σε σχέση με αυτή της πλαστικής άρθρωσης. Ωστόσο και στις δύο περιπτώσεις η θεωρία πλαστικών αρθρώσεων (πλήρης ανακατανομή ροπών) δίνει την πιο ρεαλιστική εκτίμηση των επιτρεπτών φορτίων.

Η μέθοδος των πλαστικών αρθρώσεων χωρίς τον συνυπολογισμό του μερικού διατμητικού συνδέσμου δεν είναι εφαρμόσιμη σε όλες τις περιπτώσεις. Ειδικότερα σε σύμμικτες πλάκες με γεωμετρία χαλυβδόφυλλου μορφής ‘χειλιδονοουράς’ με νευρώσεις η μέθοδος πλαστικών αρθρώσεων εφαρμόζεται για ανοίγματα μέχρι 6m. Σε περιπτώσεις χαλυβδόφυλλου με τραπεζοειδές φάτνωμα η πλαστικοποίηση του ελάσματος δεν είναι εγγυημένη λόγω ύπαρξης κινδύνου πρόωρης αστοχίας στη ζώνη θλίψης του σκυροδέματος (ειδικά σε μεγάλους βαθμούς οπλισμού) με δυνατότητα μικρής ανακατανομής των ροπών. Γι’ αυτούς τους λόγους αυτή η μέθοδος εφαρμόζεται σε ανοίγματα μέχρι 3m χωρίς τον συνυπολογισμό του χαλυβδόφυλλου στις περιοχές των στηρίξεων. Τέλος αν κατά την φάση της διαστασιολόγησης προσυπολογιστεί ο μερικός διατμητικός σύνδεσμος στις περιοχές των ανοιγμάτων στην μέθοδο πλαστικών αρθρώσεων ή ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών γίνει με ελαστικές μεθόδους με ανακατανομές, δεν απαιτούνται οι παραπάνω περιορισμοί για το άνοιγμα των υποστυλωμάτων.

2.8 Συνδέσεις σύμμικτων κατασκευών – Σύμμικτοι κόμβοι

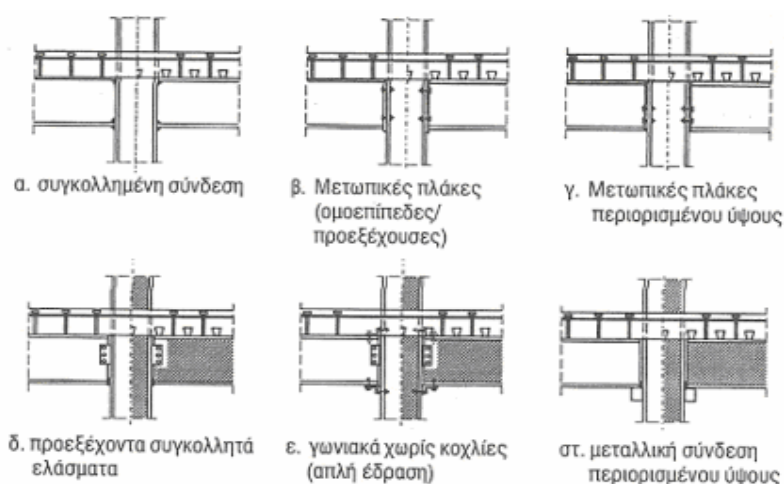
2.8.1 Γενικά

Σύμμικτο κόμβο ονομάζουμε τον κόμβο όπου ένα τουλάχιστον από τα δομικά στοιχεία που τον απαρτίζουν είναι σύμμικτο. Οι συνδέσεις μεταξύ σύμμικτων μελών δεν διαφέρουν σημαντικά από τις συνδέσεις των χαλύβδινων κατασκευών διότι και οι δύο γίνονται μεταξύ των χαλύβδινων τμημάτων των εκάστοτε στοιχείων. Εξαίρεση αποτελεί η ύπαρξη των ράβδων οπλισμού (με επαρκή διατομή για την αποφυγή θραύσης τους σε μεγάλες γωνίες στροφής) και όχι δομικού πλέγματος σε ορισμένες περιπτώσεις κατασκευής σύμμικτων κόμβων, με αποτέλεσμα την συμβολή της εφελκυστικής δύναμης των ράβδων στην αντοχή του κόμβου καθώς και στην στρωφική δυσκαμψία του και στην πλαστιμότητά του.

Οι συνδέσεις στις σύμμικτες κατασκευές, όπως και στις μεταλλικές, μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά την συμπεριφορά των κατασκευών και να επηρεάσουν σε μεγάλο βαθμό την διαστασιολόγηση τους. Αυτό συμβαίνει όταν κάποιες ιδιότητες των συνδέσεων όπως η φέρουσα ικανότητα τους, η δυστρεψία και η δυσκαμψία τους είναι υποδεέστερες αυτών των ιδιοτήτων που χαρακτηρίζουν τα συνδεόμενα δομικά μέλη. Επομένως απαιτείται η γνώση της καμπτικής και στρεπτικής συμπεριφοράς των συνδέσεων για τον προσυπολογισμό της συμπεριφοράς τους στην ανάλυση και διαστασιολόγηση των σύμμικτων φορέων.

2.8.2 Τύποι σύμμικτων συνδέσεων

Η πληθώρα τύπων συνδέσεων δεν έχει επιτρέψει ακόμα την υιοθέτηση επαρκώς τεκμηριωμένων μεθόδων και κανόνων υπολογισμού για κάθε τύπο. Ο συνηθέστερος τύπος σύνδεσης που εφαρμόζεται στις κατασκευές και που εξετάζεται από τον EC4 αποτελείται από τη μεταλλική σύνδεση μεταξύ σύμμικτης δοκού και χαλύβδινου υποστυλώματος και τη συνεχή οπλισμένη πλάκα σκυροδέματος. Στο σχήμα που ακολουθεί εμφανίζονται τα χαρακτηριστικά βασικών τύπων σύνδεσης σύμμικτης δοκού με υποστύλωμα με φέρουσα ικανότητα σε κάμψη.



Εικόνα 32 - Τυπικοί σύμμικτοι κόμβοι

Οι συνδέσεις με συγκόλληση [Εικόνα 32, (α.)] αυξάνουν σημαντικά την αντοχή και στρωφική δυσκαμψία του κόμβου, αλλά έχουν αρκετά υψηλό κόστος κατασκευής και

παρουσιάζουν ανεπιθύμητες μορφές αστοχίας όπως είναι ο λυγισμός του θλιβόμενου πέλματος και η ψαθυρή αστοχία της συγκόλλησης.

Στις συνδέσεις με μετωπική πλάκα [Εικόνα 32, (β.,γ.)] μια χαλύβδινη πλάκα που είναι συγκολλημένη σε όλο το ύψος της δοκού ή σε ένα μόνο τμήμα του ύψους της συνδέεται με το υποστυλώμα μέσω κοχλιών. Αυτή η σύνδεση είναι γενικά χαμηλού κόστους και η παρουσία μετωπικής πλάκας αυξάνει αρκετά την φέρουσα ικανότητα του κόμβου σε κάμψη. Επίσης η δυνατότητα επιλογής της γεωμετρίας της μετωπικής πλάκας βοηθάει στον σχεδιασμό συνδέσεων με μεγαλύτερη ευκολία στην επίτευξη των επιθυμητών χαρακτηριστικών όπως η αντοχή, η στροφική δυσκαμψία και η πλαστιμότητα. Μειονέκτημα παρουσιάζει στο ότι οι δοκοί δεν επιτρέπουν την επί τόπου τροποποίηση του μήκους τους. Η παρουσία μετωπικής πλάκας στη σύνδεση οδηγεί σε μορφές αστοχίας όπως η διαρροή του πέλματος του υποστυλώματος ή της ίδιας της πλάκας και στον τοπικό λυγισμό του υποστυλώματος. Επίσης προσοχή πρέπει να δοθεί στην εφελκυστική αστοχία των κοχλιών. Αυτό αποφεύγεται με μείωση του πάχους της μετωπικής πλάκας.

Οι συνδέσεις με προεξέχοντα συγκολλητά ελάσματα ή γωνιακά [Εικόνα 32, (δ.)] την φέρουσα ικανότητα τους σε κάμψη την επιτυγχάνουν μέσω του οπλισμού και ενός τάκου σφηνωμένου στο θλιβόμενο πέλμα της μεταλλικής δοκού ή του γωνιακού [Εικόνα 32, (ε.)]. Η σύνδεση στον κορμό αποσκοπεί στην μεταβίβαση των τεμνουσών δυνάμεων, με αποτέλεσμα να καθιστά κρίσιμη την διατμητική αστοχία των κοχλιών. Προς αποφυγή τέτοιου είδους αστοχίας πρέπει τα ελάσματα και οι κορμοί να μην έχουν μεγάλο πάχος. Επίσης τα ελάσματα παραλαμβάνουν εξ' ολοκλήρου τις θλιπτικές δυνάμεις της σύνδεσης με το ενδεχόμενο εμφάνισης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Πλεονέκτημα αποτελεί ότι η κατασκευή τους είναι απλή και οικονομική. Οι συνδέσεις με ελάσματα και γωνιακά είναι ικανοποιητικής αποτελεσματικότητας και προσοχή πρέπει να δοθεί στην αποτροπή της ολίσθησης στις θέσεις των οπών. Τέλος οι συνδέσεις χωρίς κοχλίες με πλάκα επαφής (τάκος ή σφήνα) οι οποίες συναντώνται συχνά στις κατασκευές λόγω της απλής εκτέλεσης τους βασίζονται στη μεταφορά των θλιπτικών δυνάμεων μέσω της επαφής υποστυλώματος και θλιβόμενου πέλματος δοκού. Οι συνδέσεις αυτές είναι αρθρωτές κατά την φάση της κατασκευής τους και έχουν αποδειχθεί αποτελεσματικές μετά την ξήρανση του σκυροδέματος διότι αποκτούν πολύ μεγάλη ακαμψία και σημαντική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη λόγω του πλεονεκτικού μοχλοβραχίονα μεταξύ στελέχους και οπλισμού. Σ' αυτές τις περιπτώσεις επίσης το έλασμα στήριξης που είναι συγκολλημένο στην κάτω πλευρά μπορεί να αντικατασταθεί με ένα έλασμα στην επάνω πλευρά του υποστυλώματος, το οποίο εγκιβωτίζεται στο σκυρόδεμα. Οι συνδέσεις αυτές όμως δεν παρουσιάζουν ικανοποιητική συμπεριφορά σε ανακυκλιζόμενη ένταση (σεισμός).

Στις συνδέσεις των σύμμικτων στοιχείων σημαντικό ρόλο παίζει και η επιλογή του στατικού συστήματος, δηλαδή αν οι κύριοι φορείς πρέπει να εκτελούνται σαν φορείς ενός ανοίγματος ή σαν συνεχόμενοι φορείς. Στην περίπτωση του φορέα ενός ανοίγματος οι συνδέσεις των στοιχείων που απαρτίζουν τον κόμβο πλεονεκτούν στην ευκολία της εκτέλεσης τους κατά την φάση της κατασκευής και της εγκατάστασης. Η επιλογή όμως αυτού του στατικού συστήματος οδηγεί σε μεγαλύτερο ύψος φορέα και μεγαλύτερη ποσότητα δομικού χάλυβα με αποτέλεσμα να αυξάνει το κόστος όλης της κατασκευής. Επίσης οι φορείς ενός ανοίγματος σε συνδυασμό με συνεχόμενες πλάκες οροφής (χωρίς διάκενο διαστολής ή την ύπαρξη κάποιου αρμού) μπορεί να οδηγήσει σε μεγάλη ρηγματώση του σκυροδέματος στην περιοχή της σύνδεσης λόγω των μεγάλων παραμορφώσεων που δημιουργούνται από τις στροφές στα άκρα των φορέων. Στην περίπτωση των συνεχόμενων φορέων και πλακών οι συνδέσεις είναι παρόμοιες με τις αρθρωτές όσον αφορά τον σχεδιασμό. Η επίτευξη συνεχόμενου

φορέα γίνεται με ελάσματα συγκολλημένα στο άνω πέλμα ή/και οπλισμό, καθώς και ελάσματα θλίψης στο κάτω πέλμα. Άλλη λύση είναι η χρήση μετωπικής πλάκας πρακτικά μη παραμορφώσιμη και πλήρους αντοχής. Επιπλέον κατασκευαστικά μέτρα για αύξηση της φέρουσας ικανότητας απαιτούν την επαρκή ενίσχυση του υποστύλωματος, μεταλλικά ελάσματα μεγάλου πάχους και μεγάλης διαμέτρου κοχλίες για την παραλαβή των εφελκυστικών δυνάμεων. Στο σχήμα που ακολουθεί διακρίνονται συνδέσεις με δράση συνεχόμενου φορέα.

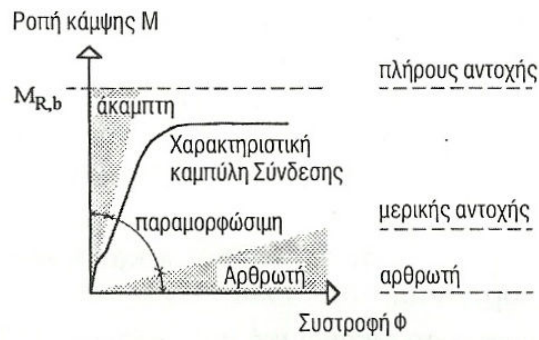


Εικόνα 33 - Συνδέσεις με δράση συνεχόμενου φορέα

2.8.3 Ταξινόμηση σύμμικτων κόμβων

Η ταξινόμηση των σύμμικτων κόμβων δεν διαφέρει πολύ από αυτή των χαλύβδινων. Σύμφωνα με τον EC3 η ταξινόμηση ενός κόμβου γίνεται βάσει της αντοχής (πλήρους ή μερικής αντοχής) ανάλογα με το αν η αντοχή του κόμβου είναι μεγαλύτερη από αυτήν των μελών που απαρτίζουν τον κόμβο, αρθρωτός στην περίπτωση που η ροπή αντοχής του κόμβου είναι μικρότερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού, και βάσει της στρωφικής δυσκαμψίας που προκύπτει από την καμπύλη ροπής – γωνίας (Εικόνα 34) σε αρθρωτούς, άκαμπτους και μερικής αντοχής/ημι-άκαμπτους. (Πίνακας 18). Οι συνδέσεις που θεωρούνται αρθρωτές ή άκαμπτες ανταποκρίνονται σε οριακές περιπτώσεις, είναι συντηρητικές και οδηγούν σε αύξηση του κόστους. Οι ημι-άκαμπτοι κόμβοι/σύνδεση μερικής αντοχής αποτελούν την πιο ρεαλιστική προσέγγιση και την πιο συνηθισμένη περίπτωση. Οι προϋποθέσεις που πρέπει να πληρούν είναι να συμπεριφέρονται ελαστικά σε κατάσταση λειτουργίας και να είναι όσο το δυνατόν άκαμπτες, να έχουν επαρκή παραμορφωσιμότητα ακόμα και όταν οι υπολογισμοί γίνονται με έντονες ανακατανομές ροπής(θεωρία πλαστικής άρθρωσης). Αυτή η παραμορφωσιμότητα απαιτείται διότι οι σύμμικτοι φορείς παρουσιάζουν την μέγιστη φέρουσα ικανότητά τους εντός των ανοιγμάτων τους, με αποτέλεσμα για να επιτευχθεί πλήρης εκμετάλλευση της φέρουσας ικανότητας του φορέα στα ανοίγματα να προϋποθέτει μεγάλες παραμορφώσεις στις αρχικές ζώνες διαρροής (πλαστικές αρθρώσεις), ακριβώς δίπλα δηλαδή από τα υποστύλωματα. Τελικά οι συνδέσεις μερικής αντοχής κρατάνε τον παράγοντα κόστους χαμηλά και είναι απλές στην κατασκευή τους. Είναι δηλαδή σαν απλή μεταλλική σύνδεση (π.χ. ένα προεξέχον έλασμα) εγκιβωτισμένη στην συνεχόμενα οπλισμένη πλάκα σκυροδέματος.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία



Εικόνα 34 - Μη γραμμική φέρουσα συμπεριφορά ενός κόμβου

Μέθοδος ανάλυσης	Ταξινόμηση κόμβων		
	Ελαστική	Ονομαστικά αρθρωτός	Άκαμπτος (πάκτωση)
Άκαμπτη -πλαστική	Ονομαστικά αρθρωτός	Πλήρους αντοχής ¹	Μερικής αντοχής ² και πλάστιμος ³
Ελαστοπλαστική	Ονομαστικά αρθρωτός	Άκαμπτος και πλήρους αντοχής	Ημι-άκαμπτος και μερικής ή πλήρους αντοχής Άκαμπτος και μερικής αντοχής
Τύπος φορέα φ	Απλών εδράσεων	Συνεχής	Ημι-συνεχής

Πίνακας 18 - Μέθοδος διαστασιολόγησης φορέων σύμφωνα με την ταξινόμηση των κόμβων

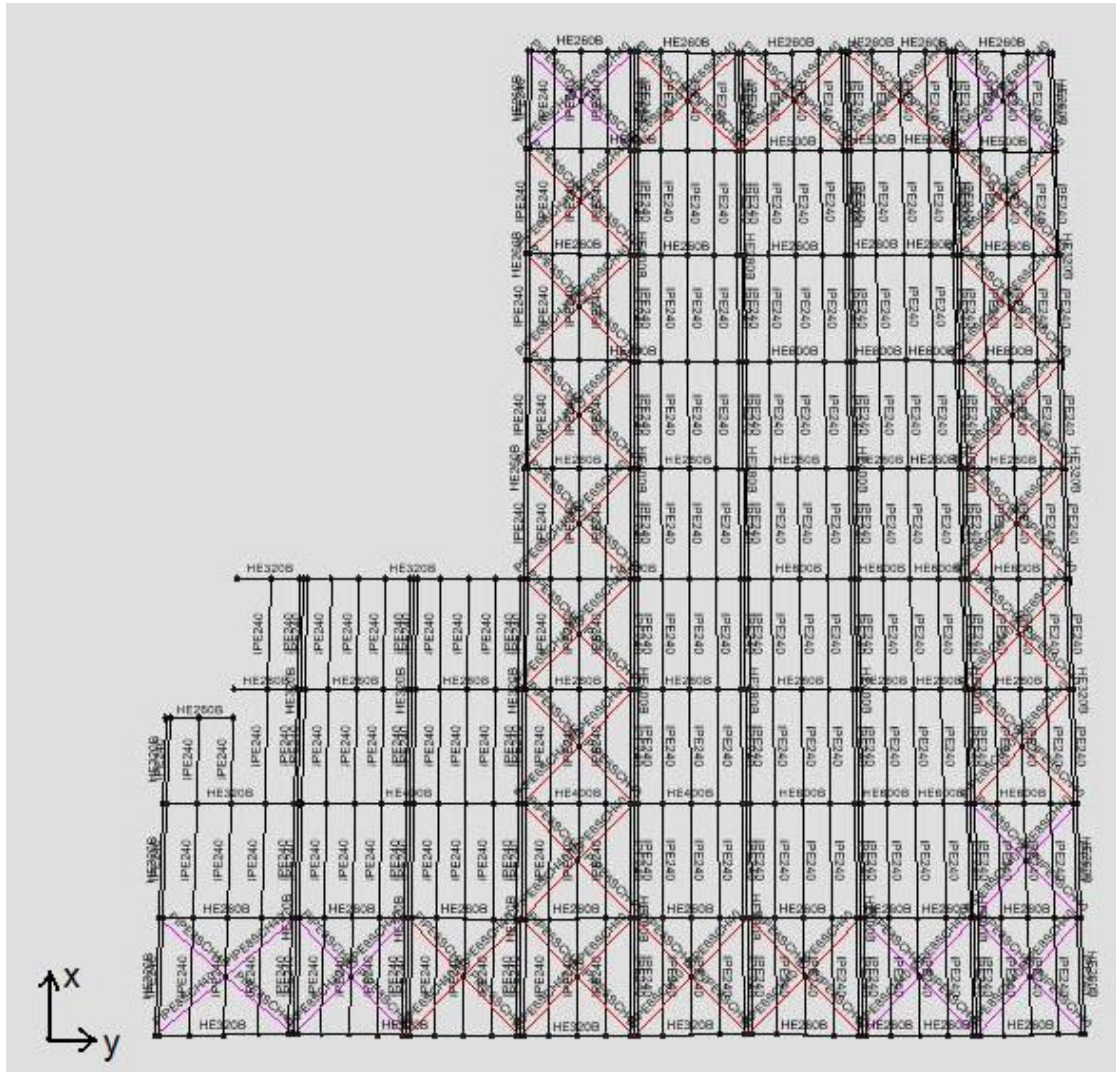
3 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΗΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.1 Γενικά

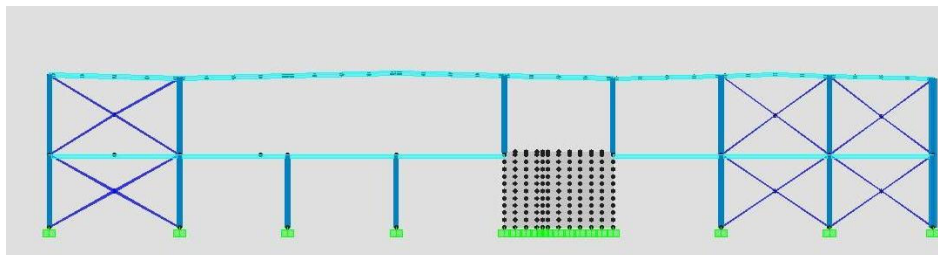
Στην παρούσα διπλωματική εργασία το μοντέλο του υφιστάμενου κτιρίου χρησιμοποιήθηκε ως βάση για την ανάπτυξη του υπό διερεύνηση μοντέλου αποτελούμενο από σύμμικτα στοιχεία, με σκοπό να έχουμε συγκρίσιμα μεγέθη και κατά συνέπεια αξιόπιστα αποτελέσματα. Επομένως οι βασικές διαστάσεις του υφιστάμενου κτιρίου διατηρήθηκαν επ'ακριβώς. Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του φέροντα οργανισμού χρησιμοποιήθηκε το υπολογιστικό πρόγραμμα Etabs, το οποίο έχει τη δυνατότητα αυτή για μεταλλικά και για σύμμικτα στοιχεία. Στην συνέχεια παρουσιάζεται αναλυτικότερα η διαμόρφωση του σύμμικτου φορέα σε περιβάλλον Etabs.



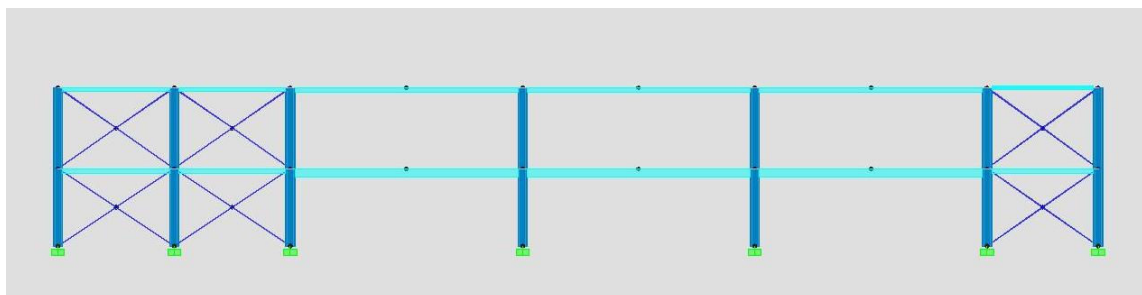
Εικόνα 35 - Κάτοψη 1^{ου} ορόφου



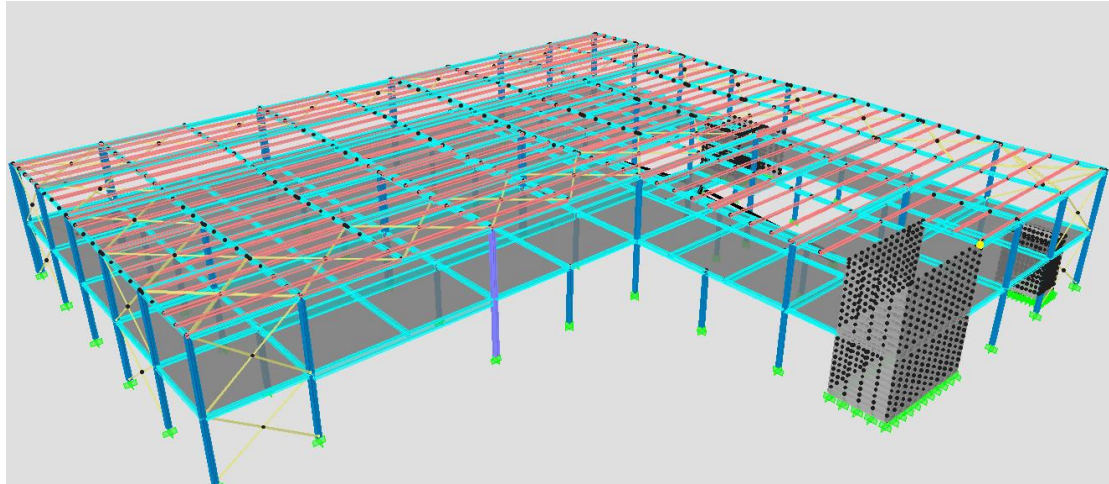
Εικόνα 36 – Κάτοψη 2^{ου} ορόφου



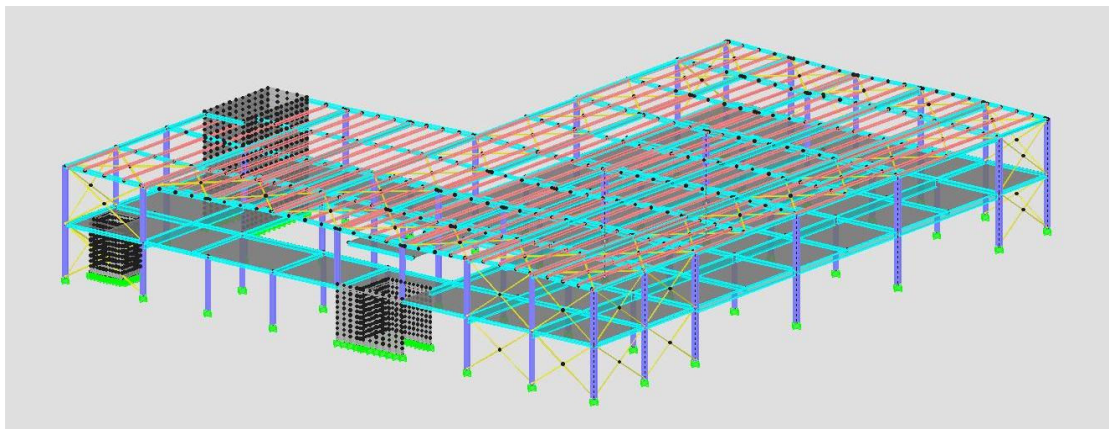
Εικόνα 37 - Όψη κατά μήκος του άξονα y



Εικόνα 38 - Όψη κατά μήκος του άξονα x



Εικόνα 39 – 1^η Τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα



Εικόνα 40 – 2^η Τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα

3.2 Υλικά κατασκευής

Σε όλο τον φορέα για τα κύρια, τα δευτερεύοντα μεταλλικά στοιχεία, τους διατμητικούς ήλους κεφαλής και τα χαλυβδόφυλλα της πλάκας, χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S355 με τις εξής ιδιότητες:

$$\begin{aligned}f_y &= 355 \text{ MPa} \\f_u &= 510 \text{ MPa} \\E &= 210.000 \text{ MPa} \\ \text{Poisson λόγος, } \nu &= 0,3 \\G &= 80.800 \text{ MPa} \\ \text{Βάρος ανά τρέχον μέτρο} &= 77,01 \text{ KN/m}^3\end{aligned}$$

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε για τις σύμμικτες πλάκες και τα υφιστάμενα τοιχεία είναι ποιότητας C25/30:

$$\begin{aligned}f_{ck} &= 25 \text{ MPa} \\E &= 31.000 \text{ MPa} \\ \text{Poisson λόγος, } \nu &= 0,2 \\G &= 12.917 \text{ MPa} \\ \text{Βάρος ανά τρέχον μέτρο} &= 24,5 \text{ KN/m}^3\end{aligned}$$

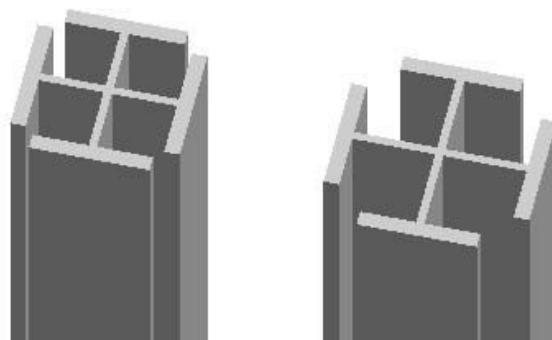
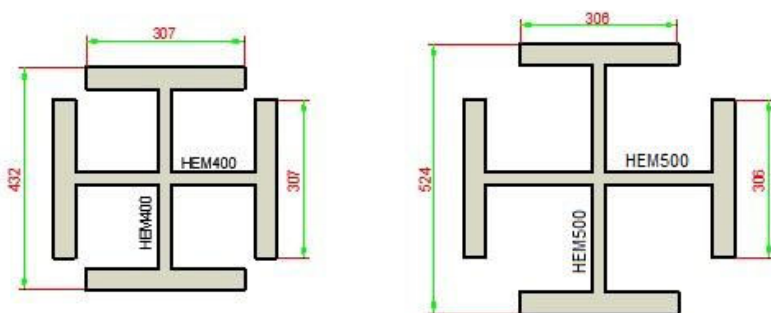
Ακόμα, χρησιμοποιήθηκε χάλυβας κλάσης 8.8, 9.8 και 10.9 υψηλής αντοχής για τους κοχλίες των συνδέσεων των στοιχείων του φορέα.

3.3 Υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος

Τα υπάρχοντα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος (τοιχεία, φρεάτια, κλιμακοστάσια), τα οποία για αρχιτεκτονικούς λόγους υπήρχε η απαίτηση να διατηρηθούν, παρέμειναν ως είχαν συναποτελώντας μέρος του φορέα. Πρέπει να σημειωθεί ότι αυτά τα στοιχεία δεν παρουσιάζουν καμία κανονικότητα ούτε κατά το ύψος του κτιρίου αλλά ούτε και κατά την διάταξή τους γύρω από τον πόλο στρέψης της κατασκευής.

3.4 Υποστυλώματα

Για υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκε η διατομή διπλού HEM400 και HEM500 της Εικόνας 41 τα οποία εκτός από την ανάληψη των δράσεων προωθούν, σε συνδυασμό με την τοποθέτηση χιαστών συνδέσμων δυσκαμψίας και την διάταξή τους, την κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη. Αυτά τοποθετήθηκαν σύμφωνα με τη διάταξη και θέση που είχαν τα υποστυλώματα της υφιστάμενης (υπό σύγκρισης) κατασκευής θεωρούμενα ως πακτωμένα στην έδρασή τους. Ακόμα, λόγω των δύο ισχυρών αξόνων που διαθέτει η συγκεκριμένη διατομή βοηθά ενισχύοντας την ανάληψη καμπτικών δράσεων και κατά τις δύο διευθύνσεις. Η αυξημένη καμπτική ικανότητα των υποστυλωμάτων κατά τις δύο διευθύνσεις βοηθά ιδιαίτερα στην απόκριση του 2^{ου} ορόφου του κτιρίου, όπου τα τοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος δεν συνεχίζονται και έχει σαν αποτέλεσμα να περιορίζονται οι σχετικές μετακινήσεις του συγκεκριμένου ορόφου ως προς του 1^{ου} (drift ratios). Επιπροσθέτως ενισχύει την συνολική απόκριση της κατασκευής, αφού η διαφραγματική συμπεριφορά του 2^{ου} ορόφου επιτυγχάνεται μόνο απ'την δυσκαμψία των κύριων (μεταλλικές δοκοί), των δευτερεύουσων στοιχείων (τεγίδες, χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας, κλπ.) και της δυσκαμψίας των κόμβων μεταξύ τους, η οποία (λειτουργία 2^{ου} ορόφου) μπορεί να θεωρηθεί μοναχά μερικώς διαφραγματική.



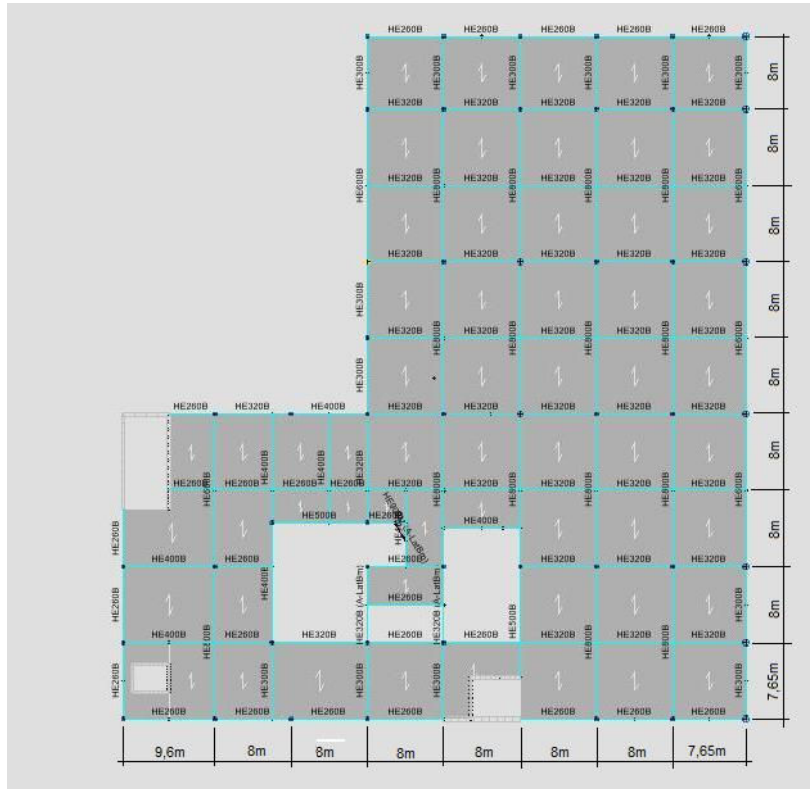
Εικόνα 41 - Διατομές υποστυλωμάτων

3.5 Σύμμικτοι δοκοί

Σύμμικτοι δοκοί τοποθετήθηκαν μόνο στην οροφή του 1^{ου} ορόφου, αφού μόνο σε αυτό το επίπεδο υπάρχει πρόβλεψη για τοποθέτηση πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος (η οροφή του δευτέρου ορόφου αποτελεί την στέγη του κτιρίου). Τα κύρια στοιχεία (πλαισιακά) αυτών ακολουθούν τον κάνναβο που δημιουργούν τα υποστυλώματα με μέγιστο μήκος ανοίγματος που φτάνει και τα 16m. Επιπλέον έχουν τοποθετηθεί δευτερεύουσες σύμμικτες δοκοί μεταξύ των κύριων και κατά τις δύο διευθύνσεις, με σκοπό τη δημιουργία καννάβων μικρότερων διαστάσεων 8x8m στο μεγαλύτερο μέρος της κάτοψης του 1^{ου} ορόφου της κατασκευής (βλ. Εικόνα 42). Εξαιρούνται κάποιες περιοχές όπου είτε υπάρχουν ανοίγματα είτε παρεμβάλλονται άλλα στοιχεία (π.χ. τοιχεία σκυροδέματος) με αποτέλεσμα να μην είναι δυνατόν να ακολουθηθεί η κανονικότητα αυτή του καννάβου. Σημειώνεται ότι οι δευτερεύουσες δοκοί τοποθετήθηκαν ώστε να βελτιωθεί η κατανομή των φορτίων στις κύριες δοκούς καθώς και να μειωθούν τα βέλη κάμψης των πλακών.

Η σύνδεσή τους με τα υποστυλώματα αλλά και μεταξύ τους μελετήθηκε ως πλήρης άρθρωση για κατασκευαστικούς και μελετητικούς λόγους. Η αιτιολογία έγκειται στο γεγονός ότι μη αρθρωτοί κόμβοι παρουσιάζουν πολυπλοκότητα στην ανάλυσή τους. Ακόμα, υπάρχει έλλειψη κανόνων εφαρμογής (EC4) και τα υπολογιστικά προγράμματα δεν προσφέρουν αυτή την επιλογή για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων κατασκευών.

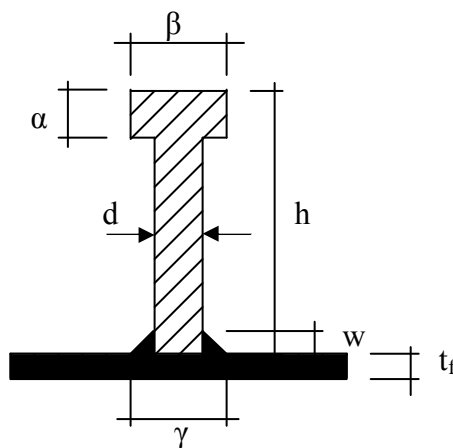
Οι επιλεγμένες διατομές των μεταλλικών στοιχείων διαφέρουν ανάμεσα σε διατομές HEB ανάλογα με την καταπόνηση του φορέα. Η πλάκα σκυροδέματος εδράζεται πάνω σε χαλυβδόφυλλα τραπεζοειδούς μορφής και η σύμμικτη δράση με τις μεταλλικές δοκούς εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών ήλων κεφαλής, ο τύπος και τα χαρακτηριστικά των οποίων παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 3.6.



Εικόνα 42 - Διάταξη σύμμικτων στοιχείων

3.6 Διατμητικοί ήλοι κεφαλής

Οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν στις σύμμικτες δοκούς για την εξασφάλιση της πλήρης σύμμικτης δράσης με τις πλάκες σκυροδέματος, έχουν τα παρακάτω χαρακτηριστικά:



Εικόνα 43 - Χαρακτηριστικά ήλου κεφαλής

Με:

Ποιότητα χάλυβα	S355
$h =$	$145\text{mm} \geq 3d$
$d =$	19mm
$\beta =$	$30\text{mm} \geq 1,5d$
$\alpha =$	$8\text{mm} \approx 0,4d$

$\gamma =$	24mm $\approx 1,25d$
$w =$	4mm $\approx 0,2d$
$t_f(\text{HEB300, μικρότερη επιλεγμένη διατομή σύμμικτης δοκούς}) =$	19mm $\geq 0,4d$ (άρα ισχύει για όλες τις διατομές)

Πίνακας 19 - Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ήλου κεφαλής

Οι διατμητικοί σύνδεσμοι διατάσσονται σε μία ή περισσότερες σειρές κατά μήκος της δοκού και πρέπει να ισοκατανέμονται σε αποστάσεις που πληρούν τους παρακάτω περιορισμούς. Το ύψος των ήλων επιλέχθηκε λίγο μικρότερο από το πάχος της πλάκας σκυροδέματος, ώστε να εξασφαλιστεί ότι φθάνουν στην ενεργό θλιβόμενη ζώνη του σκυροδέματος λαμβάνοντας υπόψη μία επικάλυψη 30mm του σκυροδέματος (αντίστοιχη με αυτή του χάλυβα οπλισμού).

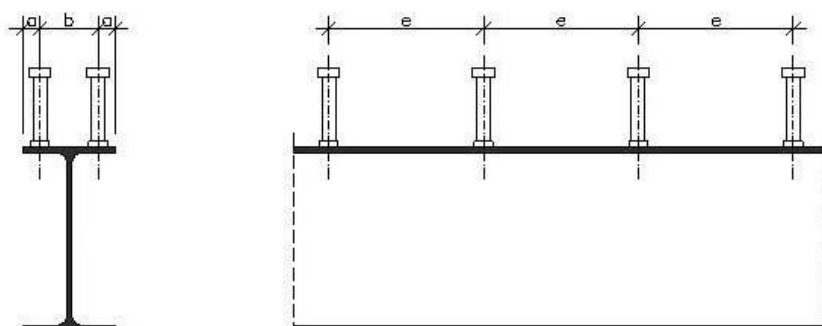
$$e > 5 \times d$$

$$e < 6 \times d_c$$

$$e < 80\text{cm}$$

$$b > 2,5 \times d$$

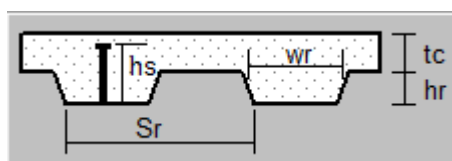
$$a < 9 \times t_f \times \varepsilon \left(\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{1/2} \right)$$



Εικόνα 44 - Αποστάσεις διατμητικών ήλων κεφαλής

3.7 Σύμμικτη πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος

Η σύμμικτη πλάκα σκυροδέματος της οροφής του 1^{ου} ορόφου, η οποία συμμετέχει στην σύμμικτη απόκριση του φορέα διαμορφώθηκε με χαλυβδόφυλλα τραπεζοειδούς μορφής και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της φαίνονται στην Εικόνα 45. Το σκυρόδεμα είναι ποιότητας C25/30 το οποίο στην φάση της ανάλυσης θεωρήθηκε άοπλο. Βεβαίως κατά την φάση της κατασκευής απαιτείται η τοποθέτηση τουλάχιστον ενός πλέγματος ράβδων οπλισμού (προς αποφυγή ρηγματώσης του σκυροδέματος) το οποίο συνεισφέρει και στην παραλαβή των εντατικών μεγεθών.



Εικόνα 45 - Σύμμικτη πλάκα

όπου, $w_r = 170\text{mm}$
 $S_r = 240\text{mm}$
 $h_r = 75\text{mm}$ και
 $t_c = 100\text{mm}$

Αναφέρεται ότι στη παρούσα εργασία δεν παρουσιάζονται οι έλεγχοι των συγκεκριμένων πλακών αφού το αντικείμενό τους απέχει από τους σκοπούς διερεύνησης του θέματος.

3.8 Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Αυτά τα στοιχεία είναι διατομής τύπου κοίλης κυκλικής (PIPE) και τοποθετήθηκαν οριζόντια και κατακόρυφα καθ' όλο το ύψος με τέτοιο τρόπο ώστε να αυξηθεί η δυσκαμψία του κτιρίου κατά τις δύο διευθύνσεις. Για τα κατακόρυφα στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν είτε διατομές PIPE4SCH80 είτε PIPE6SCH40. Για τα οριζόντια χρησιμοποιήθηκαν αντιστοίχως είτε διατομές PIPE8SCH40 είτε PIPE6SCH40. Γενικώς διατηρήθηκε η διάταξη που προϋπήρχε για αυτά τα στοιχεία στο υφιστάμενο κτίριο με την διαφορά ότι προστέθηκε ένας ακόμα κατακόρυφος σύνδεσμος δυασκαμψίας με σκοπό την βελτίωση της απόκρισης του 2^{ου} ορόφου, σε σημείο όπου η κατασκευή παρουσίαζε αυξημένα ενταντικά μεγέθη λόγω οριζοντίων μετακινήσεων.

3.9 Άλλα μεταλλικά στοιχεία

Όπως έχει προαναφερθεί, ο 2^{ος} όροφος αποτελείται εξ'ολοκλήρου από μεταλλικά στοιχεία (κύρια και δευτερεύουσα) αφού στην οροφή του δεν υπάρχει πρόβλεψη πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος και αποτελεί την τελευταία στάθμη κατασκευής του κτιρίου (στέγη). Για τον ίδιο όροφο στο υφιστάμενο κτίριο είχαν χρησιμοποιηθεί δικτυώματα με στοιχεία κοίλων διατομών ως κύρια φέρουσα στοιχεία ακολουθώντας την διαμόρφωση του 1^{ου} ορόφου ώστε το κτίριο να παρουσιάζει κανονικότητα καθ' ύψος.

Στην περίπτωση μας τέτοια δικτυώματα θα καθιστούσαν την απόκριση της κατασκευής πιο σύνθετη και για τον λόγο αυτό προτιμήθηκε να χρησιμοποιηθούν γραμμικά στοιχεία διατομών (HEB) που έχουν ήδη επιλεγεί για τον πρώτο όροφο για κύρια και δευτερεύουσα δοκάρια. Τα στοιχεία αυτά ενώνονται μεταξύ τους με κόμβους πλήρης δυσκαμψίας ώστε να ενισχύεται η δυσκαμψία του ορόφου και η διαφραγματικότητα στο μεγαλύτερο δυνατόν βαθμό.

Τα φορτία της στέγης μεταφέρονται στα κύρια και δευτερεύουσα στοιχεία μέσω τεγιδών μεταλλικής διατομής IPE240 (διατηρήθηκαν ως είχαν), στοιχεία τα οποία αποτελούν με την σειρά τους μέρος του φορέα και συμβάλλουν στην ανάληψη και μεταφορά των δράσεων. Για τον περιορισμό του πλευρικού λυγισμού αυτών των στοιχείων τοποθετήθηκαν ντίζες Φ14. Τα στοιχεία αυτά (τεγίδες) λήφθηκαν επίσης υπόψη για την ανάλυση της κατασκευής.

4 ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

4.1 Γενικά

Οι δράσεις σχεδιασμού ενός κτιρίου καλύπτονται επαρκώς από το πεδίο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 1. Υπολογίζονται βάσει την θέση, το είδος και την μορφή της κατασκευής και φυσικά βάσει της χρήσης για την οποία αυτή προορίζεται. Στην Βουλγαρία εφαρμόζεται πλέον, όπως και στην Ελλάδα, ευρέως ο ανωτέρω Ευρωκώδικας ο οποίος συμπληρούμενος από τους Βουλγαρικούς κανονισμούς παρέχει πληροφορίες για τον ορθό υπολογισμό των δράσεων επί των κατασκευών.

Ο Ευρωκώδικας 1 δίνει περιγραφή για διάφορες «καταστάσεις σχεδιασμού», οι οποίες χρησιμεύουν προκειμένου να ελεγχθεί μία κατασκευή έναντι **κατάστασης αστοχίας** και **λειτουργικότητας**, περιγράφοντας όλους του συνδυασμούς δράσεων στις οποίες μπορεί να υποβληθεί η κατασκευή τόσο κατά την διάρκεια ανέγερσης όσο και κατά την διάρκεια ζωής της. Στους υπολογισμούς αυτούς οι δράσεις θεωρούνται εξωτερικά δρώντα φορτία ή μετακινήσεις.

Γενικώς, οι επιβαλλόμενες δράσεις χωρίζονται στις εξής κάτωθι κατηγορίες. Βάσει την διάρκεια επιβολής τους:

- Μόνιμες: Στις οποίες αντιστοιχούν φορτία όπως από το ίδιο βάρος της κατασκευής, αλλά και φορτία επιβαλλόμενα σταθερά καθ'όλη τη διάρκεια ζωής της.
- Μεταβλητές: Στις οποίες αντιστοιχούν φορτία μη διαχρονικού μεγέθους κατά την διάρκεια ζωής του κτιρίου.
- Τυχηματικές: Οι οποίες είναι δράσεις κατά τις οποίες υπάρχει μικρή πιθανότητα να υποβληθεί η κατασκευή κατά την διάρκεια της λειτουργίας της.

Βάσει την φύση τους:

- Στατικές: Όπως είναι τα μόνιμα και κινητά φορτία.
- Δυναμικές: Στις οποίες συμπεριλαμβάνονται δράσεις σεισμού, ανέμου, κλπ.

Βάσει τον τρόπο επιβολής τους:

- Άμεσα εφαρμόσιμες: Δράσεις εφαρμόσιμες απ'ευθείας στα στοιχεία του φορέα της κατασκευής.
- Έμμεσα εφαρμόσιμες: Δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

4.2 Μόνιμα φορτία

Τα μόνιμα φορτία της κατασκευής μας αποτελούνται από τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων (κύριων και δευτερεύουσων), τα περισσότερα των οποίων και ελήφθησαν για την ανάλυση απευθείας από το υπολογιστικό πρόγραμμα. Αυτά είναι τα φορτία των μεταλλικών δοκών (κύριων και δευτερεύουσων), των υποστυλωμάτων και των λοιπών μεταλλικών στοιχείων (τεγίδες, οριζόντιοι και κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας και ντίζες). Ακόμα από το πρόγραμμα λαμβάνονται αυτομάτως τα ίδια βάρη της πλάκας σκυροδέματος, και του χαλύβδινου ελάσματος. Ίδια βάρη τα οποία δεν ήταν δυνατόν η εισαγωγή τους αυτομάτως επειδή δεν προέρχονται από στοιχεία του φορέα υπολογίστηκαν και εφαρμόστηκαν στα επαπτόμενα στοιχεία του φορέα ως γραμμικά φορτία λαμβάνοντας υπόψη την επιφάνεια επιρροής του κάθε μέλους (π.χ. φορτία των στοιχείων επικάλυψης της

στέγης, ψευδοροφές, κλπ.). Το συνολικό ίδιο βάρος των μόνιμων φορτίων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ως μία μόνο δράση στους συνδυασμούς δράσεων.

4.2.1 Ίδιο βάρος στοιχείων του φορέα

Για τον υπολογισμό των φορτίων λόγω του ίδιου βάρους των χαλύβδινων στοιχείων χρησιμοποιήθηκε η τιμή των $78,5 \text{ KN/m}^3$ και για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος 25 KN/m^3 , βάσει την πυκνότητα του δομικού χάλυβα και του σκυροδέματος αντιστοίχως.

4.2.2 Ίδιο βάρος στοιχείων επικάλυψης

Θεωρήθηκε ένα επιφανειακό φορτίο της τάξης των $2,0 \text{ KN/m}^2$ πάνω στην πλάκα σκυροδέματος του 1^{ου} ορόφου ως επικάλυψη.

4.2.3 Επικάλυψη του φορέα στο επίπεδο της στέγης (πάνελς)

Το συγκεκριμένο φορτίο λήφθηκε υπόψη ίσο με $0,3 \text{ KN/m}^2$ και εφαρμόστηκε ως γραμμικό φορτίο στις τεγίδες του 2^{ου} ορόφου ανάλογα με την επιφάνεια επιρροής που αντιστοιχεί σε κάθε τέτοιο ακραίο ή μη στοιχείο.

4.2.4 Ίδιο βάρος ψευδοροφής

Λόγω έλλειψης στοιχείων του τύπου της ψευδοροφής και των λοιπών εξαρτημάτων που αυτή θα φέρει, λήφθηκε φορτίο χοντρικώς ίσο με $0,2 \text{ KN/m}^2$.

4.3 Κινητά φορτία της κατασκευής

Κινητά φορτία σε μία κατασκευή είναι οι δράσεις οι οποίες δρουν σε αυτή κατά τη διάρκεια ζωής της και μπορεί να είναι είτε στατικές είτε δυναμικές. Κατά την ανάλυση του φορέα αυτά τα φορτία πρέπει να εφαρμόζονται με τέτοιο τρόπο και να λαμβάνονται υπόψη όλοι οι συνδυασμοί φοτίσεως ώστε να ελέγχονται οι δυσμενέστερες καταστάσεις εφαρμογής τους. Στα κινητά φορτία συγκαταλέγονται δράσεις στην επιφάνεια των δαπέδων (άνθρωποι, γραφεία, κλπ.), φορτία χιονιού, ανέμου και οι εντατικές φορτίσεις στα στοιχεία του φορέα λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

4.3.1 Φορτία δαπέδων

Το κτίριο ανήκει στην κατηγορία χρήσης D «χώροι με εμπορικά καταστήματα» και επομένως βάσει του Ευρωκώδικα 1 (βλ. Πίνακας 20) τα επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτιρίων πρέπει να ληφθούν ίσα με $5,0 \text{ KN/m}^2$. Αυτό το φορτίο τοποθετήθηκε ως ομοιόμορφα κατανεμημένο στην πλάκα σκυροδέματος του 1^{ου} ορόφου.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, και D ¹⁾)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εσπιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαυλία σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά. D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα
¹⁾ Εφιστάται η προσοχή στο 6.3.1.1(2), και συγκεκριμένα για το C4 και C5. Βλέπε EN 1990 στην περίπτωση που πρέπει να εξετασθούν οι δυναμικές επιδράσεις. Για την Κατηγορία E, βλέπε πίνακα 6.3 ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Βλέπε 6.3.2 για αποθήκευση ή βιομηχανικές δραστηριότητες.		

Πίνακας 20 - EC1, Κατηγορίες χρήσης κατασκευών

4.3.2 Φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών

Οι δράσεις που οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται θεωρώντας ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας στα στοιχεία του φορέα που οφείλεται στην μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (καλοκαίρι - χειμώνας) και υπολογίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης. Για τον εν λόγω κτίριο και λαμβάνοντας υπόψη την τοποθεσία του, προτείνεται από τον Ευρωκώδικα η χαρακτηριστική τιμή διαφοράς θερμοκρασίας των 20°C.

4.3.3 Φορτία χιονιού

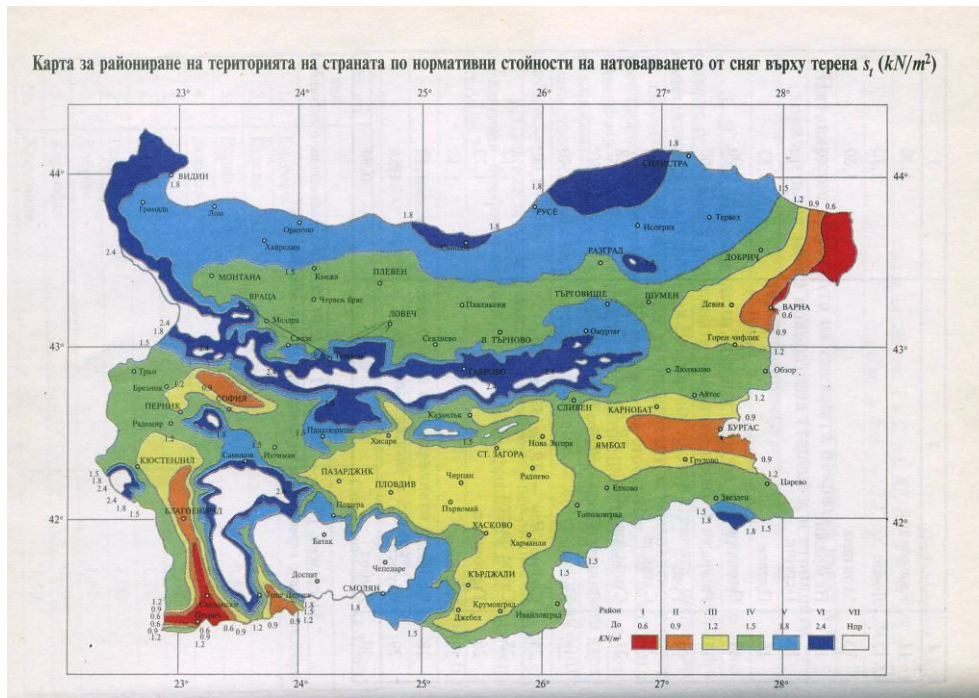
Τα φορτία χιονιού υπολογίστηκαν βάσει των μεθόδων που περιγράφονται στον Ευρωκώδικα 1/ Μέρος 1-3 και χρησιμοποιώντας τις διατάξεις των Βουλγαρικών κανονισμών. Τα φορτία χιονιού θεωρούνται ότι δρουν κατά τη διεύθυνση της βαρύτητας οφειλόμενα σε συσσωρεύσεις χιονιού σε μέρος ή μέρη της στέγης και κατατάσσονται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις. Το χόνι δύναται να συσσορευτεί στις στέγες των κτιρίων με διάφορους τρόπους, αναλόγως τον τύπο της στέγης, τα θερμικά χαρακτηριστικά, την τραχύτητά της επιφάνειάς της, τον περιβάλλοντα χώρο και τις κλιματολογικές συνθήκες της περοχής όπου βρίσκεται η κατασκευή.

Για την περιοχή της Σόφιας της Βουλγαρίας το φορτίο χιονιού θεωρείται τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού και η εξαιρετική μετατόπισή του τυχηματική δράση. Έτσι, το φορτίο χιονιού επί της στέγης υπολογίζεται από την σχέση:

$$S = \mu_i s_k \quad (\text{KN/m}^2)$$

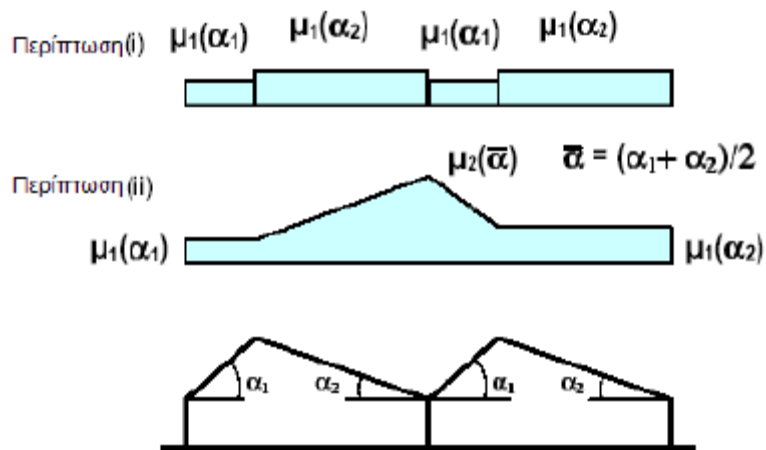
Όπου η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους, s_k (KN/m²), δίνεται για την συγκεκριμένη τοποθεσία από τους Βουλγαρικούς κανονισμούς (Εικόνα 46).

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία



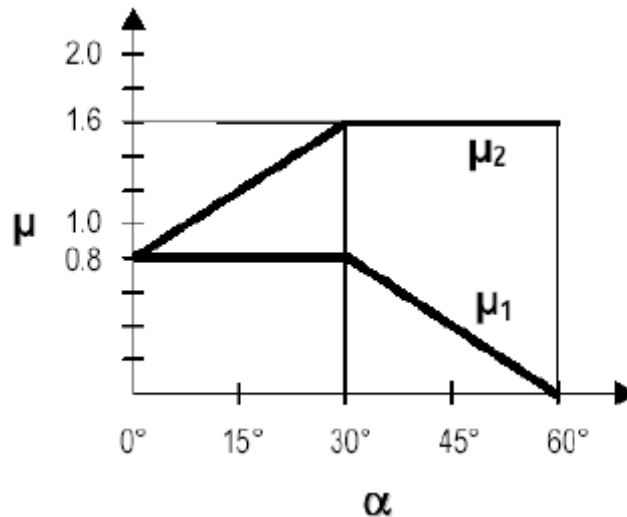
Εικόνα 46 - Χαρακτηριστικές τιμές φορτίου χιονιού επί του εδάφους

Ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού, μ_i , σχετίζεται με την διάταξη του χιονιού και την γεωμετρία της στέγης. Με την προϋπόθεση ότι η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται και για στέγη πολλών ανοιγμάτων όπως του μοντέλου μας, λαμβάνονται δύο περιπτώσεις διαρρύθμισης του χιονιού στην στέγη, όπως φαίνεται στην Εικόνα 47.



Εικόνα 47 - Περιπτώσεις συντελεστών σχήματος

Οι τιμές του μ_i για τις διάφορες τιμές κλίσης της στέγης δίνονται από το παρακάτω σχήμα και πίνακα.



Εικόνα 48 - Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8+0,8 \alpha/30$	1,6	--

Πίνακας 21 - Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

Όπως συμπεραίνεται από τα ανωτέρω για $\alpha=2,5^\circ$, λαμβάνονται υπόψη οι δύο περιπτώσεις για την διαρρύθμιση φορτίου μη παρασυρμένου χιονιού και παρασυρμένου χιονιού.

Περίπτωση μη παρασυρμένου χιονιού:

$$S=0,8*1,25=1 \text{ KN/m}^2$$

Περίπτωση παρασυρμένου χιονιού:

$$S=0,87*1,25=1,0875 \text{ KN/m}^2$$

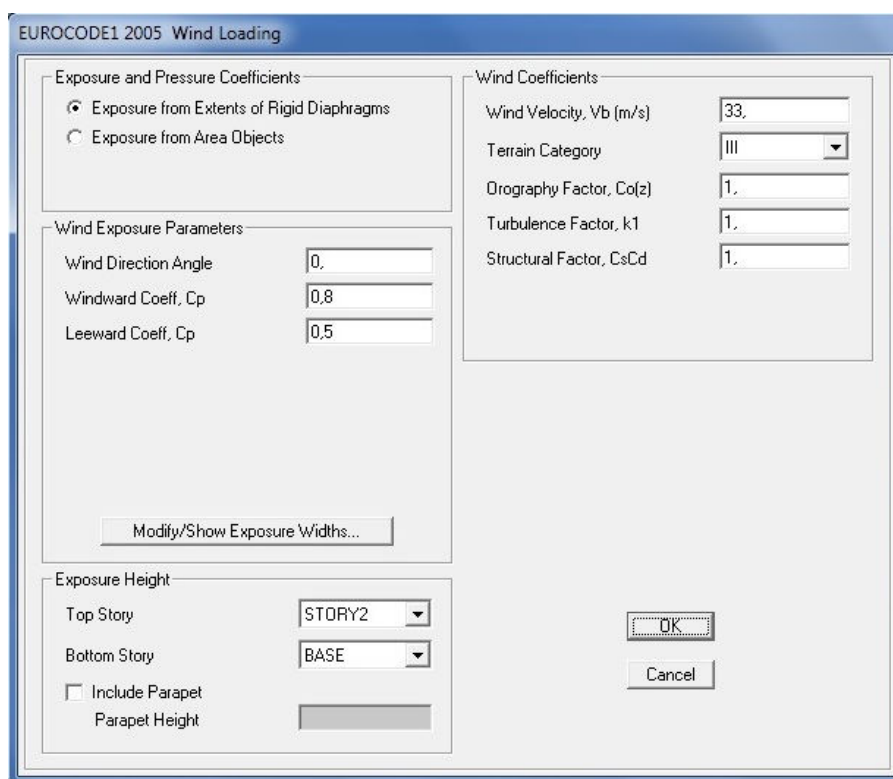
Τελικά το φορτίο χιονιού υπολογίστηκε ως γραμμικό φορτίο στις τεγίδες λαμβάνοντας υπόψη την ζώνη επιρροής του για την εκάστοτε περίπτωση.

4.3.4 Φορτία ανέμου

Η δράση του ανέμου στις κατασκευές αναπαρίσταται με ένα απλοποιημένο σύνολο πιέσεων ή δυνάμεων των οποίων οι επιδράσεις είναι ισοδύναμες με τις ακραίες επιδράσεις του στροβιλώδους ανέμου. Οι δράσεις ανέμου υπολογίζονται χρησιμοποιώντας τις μεθόδους του Ευρωκώδικα 1/ Μέρος 1-4 για τα χαρακτηριστικά της εκάστοτε γεωγραφικής θέσης του κτιρίου, την τοπογραφία του και τις κλιματολογικές συνθήκες της περιοχής όπου βρίσκεται. Η επίδραση αυτών των δράσεων στην κατασκευή εξαρτάται απ'το μέγεθος, το σχήμα και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της. Σαφώς για το υπό μελέτη κτίριο χρησιμοποιήθηκε η γεωγραφική θέση, η τοπολογία και οι κλιματολογικές συνθήκες που ισχύουν για την Βουλγαρία και την περιοχή της Σόφιας, όπου και βρίσκεται.

Για τους σκοπούς της εργασίας χρησιμοποιήθηκε η δυνατότητα του Etabs να προσομοιώνει αυτόματα τις δράσεις του ανέμου στην κατασκευή και τις επιδράσεις που έχουν αυτές, υπό την μορφή εσωτερικών και εξωτερικών πιέσεων, για τις

διάφορες δυνατές περιπτώσεις και διευθύνσεις του ανέμου. Για να αντιληφθεί το πρόγραμμα τα όρια της κατασκευής όπου δρα ο άνεμος κατά τις δύο διευθύνσεις είναι απαραίτητο να οριστεί ένα “semi-diaphragm” στην στάθμη του κάθε ορόφου. Αυτή η επιλογή δεν έχει καμία συσχέτιση με την διαφραγματική λειτουργία του κάθε ορόφου αφού αυτή είτε δύναται να οριστεί ως πλήρως διαφραγματική, είτε να εξαρτάται απ’την δυσκαμψία και δυστρεψία των στοιχείων που απαρτίζουν τους ορόφους. Επομένως με τον όρο “semi-diaphragm” εννοείται ότι το πρόγραμμα χρησιμοποιεί ένα νοητό διάφραγμα, από τα όρια του οποίου «αντιλαμβάνεται» το πως δρα άνεμος και κατ’ επέκταση το σχήμα και το μέγεθος της κατασκευής για τον υπολογισμό της απόκρισής της. Σημειώνεται ότι το νοητό αυτό διάφραγμα ορίστηκε με όρια αυτά των στοιχείων όπου ασκούνται οι δράσεις του ανέμου. Γενικώς αυτά τα στοιχεία είναι οι τεγίδες και οι μηκίδες, αλλά λόγω της ανύπαρξίας μηκίδων θεωρήθηκε ότι ο άνεμος δρα στις τεγίδες (για τις πιέσεις που ασκούνται στην στέγη) και στα υποστυλώματα (για τις οριζόντιες πιέσεις).



Εικόνα 49 - Περιβάλλον Etabs για την εισαγωγή δεδομένων σχετικά με τον άνεμο

Στην Εικόνα 49 παρουσιάζεται το περιβάλλον του προγράμματος Etabs για την εισαγωγή των δεδομένων του ανέμου. Με αυτόν τον τρόπο δημιουργούνται τέσσερις περιπτώσεις εσωτερικών και εξωτερικών πιέσεων για τις τέσσερις διαφορετικές κατευθύνσεις του ανέμου ($\theta = 0^\circ$, $\theta = 90^\circ$, $\theta = 180^\circ$ και $\theta = 270^\circ$ εξ’ αιτίας της ασυμμετρίας της κατασκευής κατά τους δύο άξονες) με σκοπό να χρησιμοποιηθεί η δυσμενέστερη για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του μοντέλου.

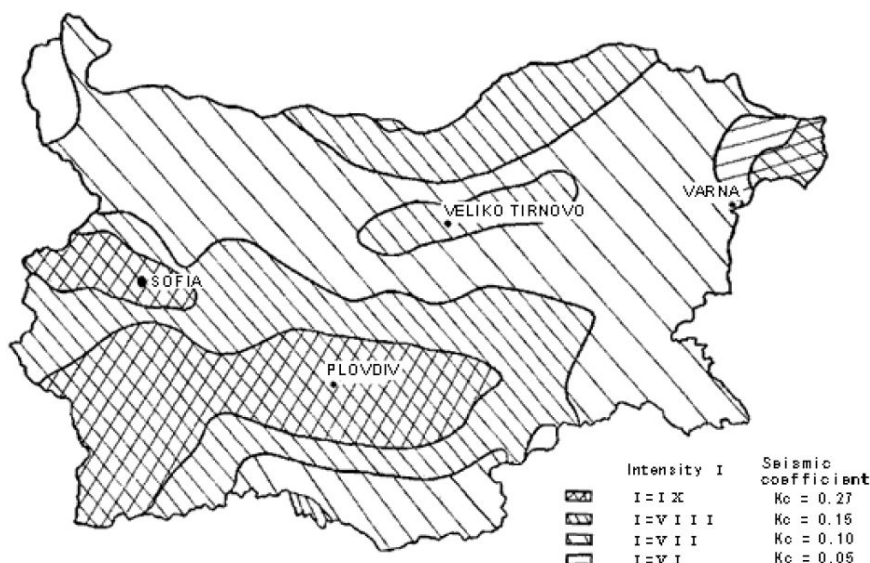
4.4 Σεισμικά φορτία

Για την ανάλυση της κατασκευής υπό την δράση σεισμικής διέγερσης χρησιμοποιήθηκαν οι μέθοδοι του Ευροκώδικα 8 και οι κανονισμοί της Βουλγαρίας

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

για την δημιουργία του φάσματος σχεδιασμού. Για το συγκεκριμένο χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω δεδομένα.

Seismic Map of Bulgaria (Return Period of 1000 Years)



Εικόνα 50 – Σεισμικός χάρτης σύμφωνα με τους Βουλγαρικούς κανονισμούς

Importance Coefficient C

Category	Description of Buildings and Structures	C
A	Essential facilities and buildings that must function during and after an earthquake (hospitals & fire stations, electric power plants, etc.). Large buildings and structures (buildings over 20 stories high, bridges with spans larger than 50 m, large tanks and water treatment facilities, etc.). Important state buildings and historical structures (monuments, museums, etc.). Facilities for production or storage of toxic materials. National or regional communications centers. Dams over 80 m high or with large reservoirs.	1.5
B	Large tanks or water treatment plants. Public and residential buildings up to 20 stories high. Buildings for assembly of large numbers of people (schools, universities, hotels, department stores, etc.). Structures not included in Category A, C or D.	1.0
C	Secondary buildings and other structures (warehouses, auxiliary industrial buildings, farm buildings for animals, etc.). Small dams, bridges, power plants, substations.	0.75
D	Temporary buildings and structures	0

Πίνακας 22 - Κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Response Coefficient *R*

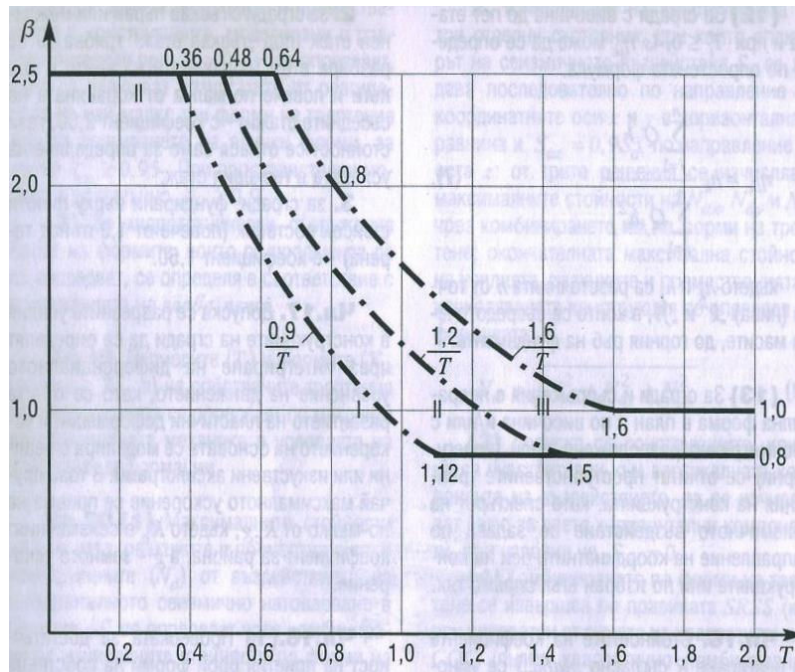
Type of Structural System	<i>R</i>	Type of Structural System	<i>R</i>
<u>REINFORCED CONCRETE STRUCTURES</u>		<u>BUILDINGS WITH BRICK MASONRY BEARING WALLS</u>	
<i>1. MONOLITHIC</i>		· Reinforced masonry walls with cast-in-place reinforced concrete slabs and tie beams	0.30
· Frame-beam structures with reinforced concrete shear walls	0.25	· Reinforced masonry walls with precast floor panels and cast-in-place reinforced concrete tie beams	0.35
· Frame-beam structures with brick walls participating in seismic force resistance	0.30	· No reinforced or partially reinforced masonry walls with cast-in-place concrete slabs and tie beams	0.40
· Flat plate structures with reinforced concrete shear walls	0.28	· No reinforced or partially reinforced masonry walls with prefabricated floor panels and cast-in-place reinforced concrete tie beams	0.50
· Flat plate structures with frames	0.25		
· One-span frame structures	0.25		
· Frame structures with two or more spans	0.20		
· Shear wall buildings constructed with large-scale formwork, tunnel formwork, sliding formwork, etc.	0.25	<u>SPECIALLY DESIGNED STRUCTURES</u>	
<i>2. PREFABRICATED STRUCTURES</i>		· Silos, bunkers tanks, and other similar rigid structures: (a) reinforced concrete (b) steel	0.25 0.20
· Large-panel structures	0.25	· Tall structures such as chimneys, masts, towers, scaffold bridges, and others: (a) reinforced concrete (b) steel	0.25 0.28
· Frame-panel structures	0.22	· Retaining walls: (a) concrete (b) reinforced concrete	0.28 0.25
· Frame-beam structures with shear walls	0.25	· Water and intake towers: (a) reinforced concrete (b) steel	0.38 0.30
· Flat plate structures with shear walls and frames	0.28	· Dams: (a) earth-fill dams and rock-fill dams (b) concrete and reinforced concrete dams	0.25 0.30
· Single-story and two-story frame structures where seismic force resistance is provided by the columns	0.28	· Other types of hydro technical structures	0.25
· Multistory frame structures with rigid joints	0.25	· Bridges and other types of transportation structures	0.25
<u>STEEL STRUCTURES</u>		· Underground structures	0.25
· Frames with rigid joints	0.20		
· Frame Structures where seismic force resistance is provided by the columns	0.22		
· Frame structures with reinforced concrete shear walls or rigid cores	0.25		

Πίνακας 23 - Συντελεστής απόκρισης, *R*

Soil Categories

Soil Category	Description of Soils
I	All kinds of rock (excluding weathered rock), Dense gravel, Marl (not weathered), Stiff clay, Weathered rocks and marls
II	Gravel sands, coarse and medium sands (dense to medium dense), Fine sand (dense), Clayey sand acid sandy clay (stiff, firm, and medium), Stiff plastic clay Fine sand (medium dense), Sand with fines (dense to medium dense)
III	Clayey sand and sandy clay (medium stiff to soft), Clay (medium stiff to soft), Loess

Πίνακας 24 - Κατηγορία εδάφους

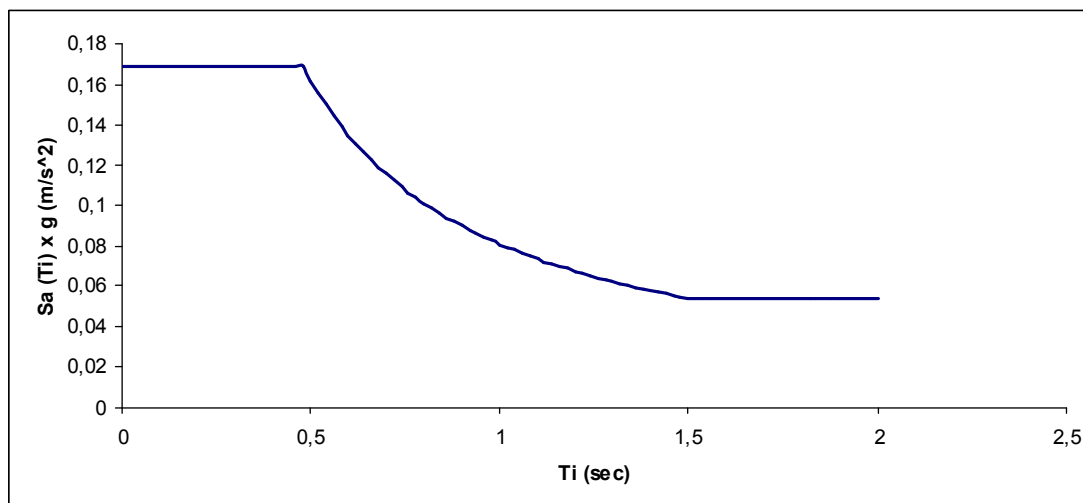


Εικόνα 51 – Δυναμικός συντελεστής β ως προς την περίοδο T για κάθε κατηγορία εδάφους

Στην περίπτωση της κατασκευής μας ισχύει:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας που αντιστοιχεί σε 0,27g.
- Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου B.
- Συντελεστής απόκρισης $R = 0,25$.
- Κατηγορία εδάφους II.

Από τα παραπάνω χρησιμοποιώντας την σχέση $S_a(T_i) = R \times K_c \times \beta_i(T_i)$ δημιουργείται το φάσμα σχεδιασμού το οποίο χρησιμοποιήθηκε για την συγκεκριμένη κατασκευή, όπου ο συντελεστής συμπεριφοράς q συμπεριλαμβάνεται στον συντελεστή απόκρισης R.



Εικόνα 52 - Φάσμα σχεδιασμού

4.5 Συνδυασμοί των δράσεων

Για τις διαφορετικές κατηγορίες δράσεων που περιγράφονται στο Κεφάλαιο 4.1 υπάρχουν και κανόνες συνδυασμού αυτών καθώς είναι πολύ μικρές οι πιθανότητες για το σύνολο αυτό των δράσεων να λάβει μέγιστες τιμές ταυτόχρονα. Οι κανόνες συνδυασμού/ παραλληλισμού αυτών των δράσεων γίνεται με την επιβολή μειωτικών συντελεστών ψ_i , οι οποίοι εκφράζουν αυτή την πιθανότητα που έχει μία δράση να συνδυαστεί με κάποια άλλη για μία συγκεκριμένη οριακή κατάσταση και το μέγεθος που μπορεί να πάρει σχετικά ως προς την μέγιστη τιμή της. Στον Πίνακα 25 παρουσιάζονται οι τιμές των συντελεστών ψ_i που επιτρέπονται βάσει του EC4.

Δράση	Συντελεστές συνδυασμού		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Κινητά φορτία σε δάπεδα			
- Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα έως 50 m ² , διάδρομοι, μπαλκόνια, χώροι νοσοκομείων	0,7	0,5	0,3
- Χώροι συνάθροισης, χώροι στάθμευσης αυτοκινήτων, θέατρα, διάδρομοι εκπαιδευτικών ιδρυμάτων, βιβλιοθήκες, αρχεία	0,8	0,8	0,5
- Εκθεσιακοί χώροι, καταστήματα, πολυκαταστήματα και εμπορικά κέντρα	0,8	0,8	0,8
Φορτία ανέμου	0,6	0,5	0,0
Φορτία χιονιού	0,7	0,2	0,0
λοιπά φορτία	0,8	0,7	0,5

Πίνακας 25 - Τιμές συντελεστών ψ

Οι συνδυασμοί δράσεων σύμφωνα με τον EC4 για την οριακή κατάσταση αστοχίας δίνονται από την εξής σχέση :

$$S_d = S \left[\sum (\gamma_g \cdot G_k) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} (\psi_{0,i} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}) \right]$$

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Οι συνδυασμοί δράσεων για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δίνονται από την εξής σχέση:

$$E_d = E[\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1}]$$

Οι συνδυασμοί δράσεων για σπάνιες και τυχηματικές συνθήκες φόρτισης δίνονται από την εξής σχέση:

$$S_{dA} = S[\sum(\gamma_{gA} \cdot G_k) + A_d + \psi_1 \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$$

Όπου οι συντελεστές γ δίνονται στον Πίνακα 26:

Κατάσταση σχεδιασμού με διάρκεια και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού	Μόνιμες Δράσεις		Προένταση	Κυρίαρχη μεταβλητή δράση (*)	Συνοδευτική μεταβλητή δράση (*)	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές			Κύρια (εάν υφίσταται)	Άλλες
(Εξίσ. 6.10)	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Μεταβλητές δράσεις είναι αυτές που εξετάζονται στους Πίνακες Α2.1 έως Α2.3.						
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1						
Για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι προτεινόμενες τιμές του γ είναι:						
$\gamma_{G,sup} = 1,05$						
$\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$						
$\gamma_Q = 1,35$ για δράσεις πεζών και οδικής κυκλοφορίας, όπου είναι δυσμενείς (0 όπου ευνοϊκές)						
$\gamma_Q = 1,45$ για δράσεις σιδηροδρομικής κυκλοφορίας, όπου είναι δυσμενείς (0 όπου ευνοϊκές)						
$\gamma_Q = 1,50$ για όλες τις λοιπές μεταβλητές δράσεις για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια όπου δυσμενείς, (0 όπου ευνοϊκές).						
γ_P = προτεινόμενες τιμές που ορίζονται στον συναφή Ευρωκώδικα σχεδιασμού.						
Για παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού κατά τις οποίες υπάρχει κίνδυνος απώλειας της στατικής ισορροπίας, το $Q_{k,i}$ αντιπροσωπεύει την κυρίαρχη μεταβλητή δράση και το $Q_{k,i}$ αντιπροσωπεύει τις συναφείς συνοδευτικές μεταβλητές δράσεις αποσταθεροποίησης.						
Κατά την εκτέλεση, εάν η κατασκευαστική διαδικασία ελέγχεται επαρκώς, το προτεινόμενο σεντ τιμών για το γ είναι:						
$\gamma_{G,sup} = 1,05$						
$\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$						
$\gamma_Q = 1,35$ για φορτία κατασκευής όπου δυσμενείς (0 όπου ευνοϊκές)						
$\gamma_Q = 1,50$ for all other variable actions, όπου δυσμενείς (0 όπου ευνοϊκές)						

Πίνακας 26 - Τιμές σχεδιασμού δράσεων

Όπου οι μόνιμες δράσεις αντιπροσωπεύονται από την χαρακτηριστική τιμή G_k , οι μεταβλητές από την τιμή Q_k και οι τυχηματικές από την A_d . Κατά τη διαστασιολόγηση και έλεγχο του κτιρίου για τους συνδυασμούς δράσεων των οριακών καταστάσεων αντοχής και λειτουργικότητας ζητείται να αποδειχθεί ότι οι καταπονήσεις στις καταστάσεις αυτές δεν υπερβαίνουν τις αντιστάσεις για κάθε μέλος της κατασκευής ξεχωριστά. Εάν για κάποιο στοιχείο της κατασκευής δεν ισχύει αυτό, τότε θεωρείται ότι έχει εξαντλήσει όλα τα περιθώρια ανάληψης δράσεων και πέρα από αυτό το σημείο δεν πληρεί τις απαιτήσεις ασφαλείας ή/και λειτουργικότητας.

5 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

5.1 Δυναμική φασματική μέθοδος

Η δυναμική φασματική μέθοδος γίνεται μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης του στατικού συστήματος υπολογίζοντας τη μέγιστη σεισμική απόκριση για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Για σεισμικές διεγέρσεις οι μάζες θεωρούνται συγκεντρωμένες στις στάθμες των δύο ορόφων. Για την εν λόγω ανάλυση θεωρήθηκε συντελεστής απόσβεσης ίσος με 5%, ενώ ο συντελεστής συμπεριφοράς q ίσος με 2. Επιλέχθηκε μικρός συντελεστής συμπεριφοράς επειδή οι επιθυμητές διατομές υποστρωμάτων δεν ανταποκρίνονται σε διατομές κατηγορίας 1 ή 2. Επομένως βάσει τον παρακάτω πίνακα του Ευρωκώδικα 8, παρ. 6.5.3(2) ο συντελεστής συμπεριφοράς για κατηγορίες διατομής 3 πρέπει να έχει μέγιστη τιμή το 2.

Ductility class	Reference value of behaviour factor q	Required cross-sectional class
DCM	$1,5 < q \leq 2$	class 1, 2 or 3
	$2 < q \leq 4$	class 1 or 2
DCH	$q > 4$	class 1

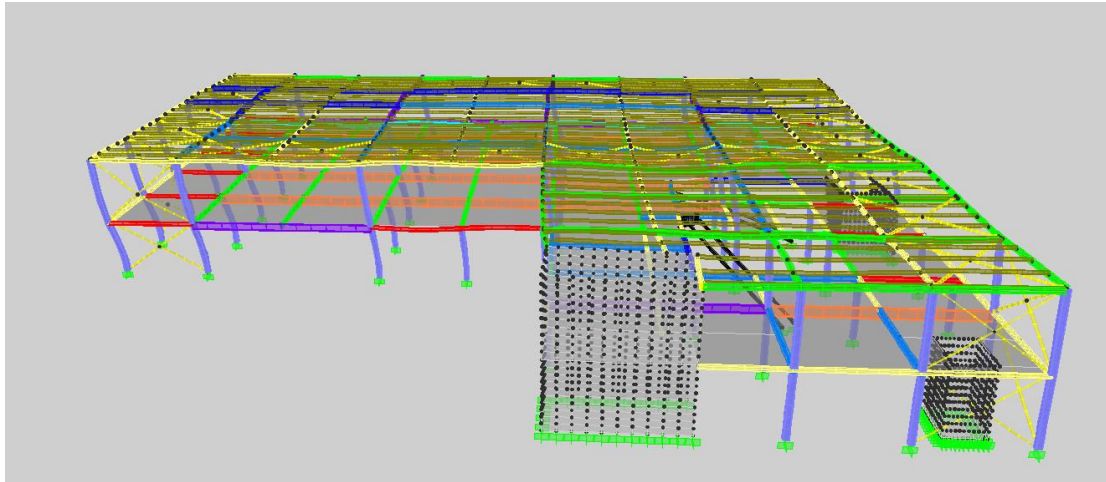
Πίνακας 27 - Απαιτήσεις διατομών ανάλογα με την κατηγορία ολκιμότητας και τον συντελεστή συμπεριφοράς

Οι ιδιομορφές του κτιρίου είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [M], δυσκαμψίας [K] και απόσβεσης [C]. Όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα η ιδιοπερίοδος του κτιρίου είναι 0,2179s ενώ για να επιτευχθεί το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος σε κάθε διεύθυνση απαιτείται να ληφθούν υπόψη οι πρώτες 12 ιδιομορφές. Για ιδιοπερίοδο 0,2179s η αντίστοιχη σεισμική επιτάχυνση για την οποία πρέπει να σχεδιαστεί η κατασκευή είναι 0,1688g (m/sec^2) όπως φαίνεται στο φάσμα σχεδιασμού της Εικόνα 52 του κεφαλαίου 4.4.

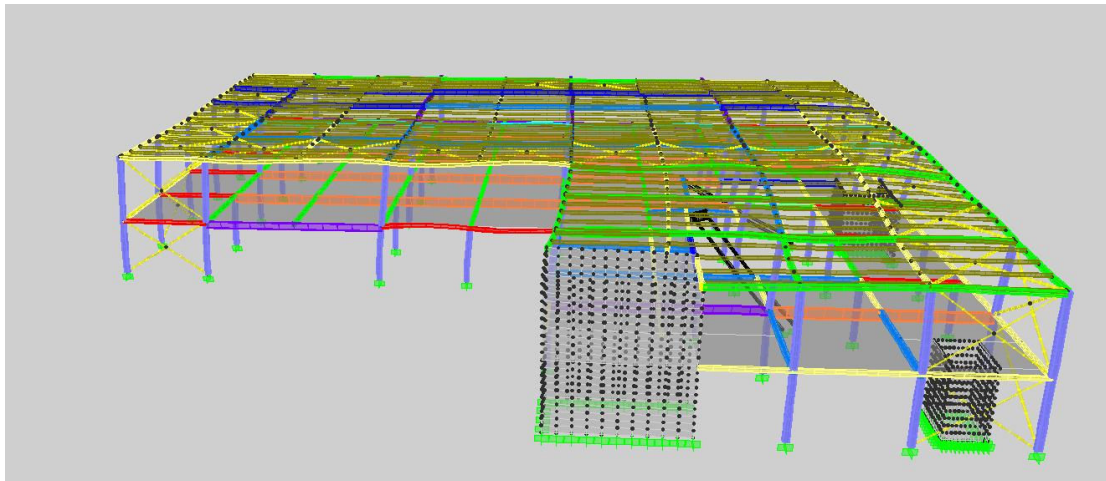
Ιδιομορφή	Περίοδος	Άθροισμα X	Άθροισμα Y
1	0,21793	34,0912	29,6922
2	0,180057	56,3012	67,2501
3	0,159364	56,6201	67,9170
4	0,158940	56,8712	68,2414
5	0,127796	57,3223	68,5338
6	0,125665	64,7305	74,8273
7	0,109955	66,9361	77,6992
8	0,100416	82,3423	77,6992
9	0,078447	86,2497	78,2709
10	0,061673	88,3713	85,8339
11	0,045154	98,2095	88,1125
12	0,038426	98,3656	98,5283

Πίνακας 28 - Περίοδος και % άθροισμα συμμετοχής ταλαντούμενων μαζών

Για τον συνδυασμό της συμμετοχής των ιδιομορφών επιλέχθηκε ο τρόπος SRSS (Square Root of the Sum of Squares).



Εικόνα 53 – 1^η ιδιομορφή, περίοδος 0,2179



Εικόνα 54 – 2^η ιδιομορφή, περίοδος 0,1801

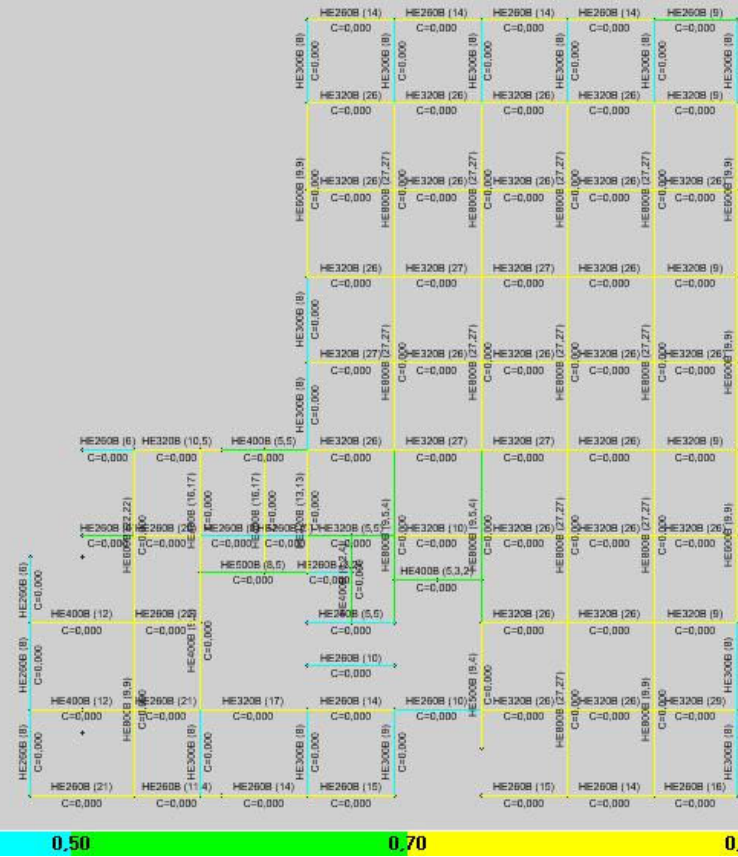
5.2 Διαστασιολόγηση στοιχείων της κατασκευής

5.2.1 Σύμμικτες δοκοί

Τα σύμμικτα δοκάρια του πρώτου ορόφου διαστασιολογήθηκαν βάσει του Ευρωκώδικα 4. Θεωρήθηκε ότι κατά τη διάρκεια κατασκευής οι σύμμικτες δοκοί είναι προσωρινά υποστυλωμένες με μεταλλικά ικριώματα μέχρι την σκλήρυνση του σκυροδέματος της σύμμικτης πλάκας και επομένως δεν απαιτούνται έλεγχοι για την παρούσα φάση. Για τους ελέγχους κατά την κατάσταση λειτουργικότητας λήφθηκαν υπόψη οι δονήσεις που πρέπει να περιορίζονται κατά τον Ευρωκώδικα 4 με ελάχιστο επιτρεπτό όριο τα 4Hz για την συγκεκριμένη κατασκευή (βλ. Κεφ. 2.5.5 *Δονήσεις/Ταλαντώσεις*).

Η διακύμανση των λόγων επάρκειας των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίσεων μαζί με αριθμό των διαμητικών ήλων που απαιτούνται φαίνονται στην Εικόνα 55 και στη συνέχεια επιλέχθηκε ένα στοιχείο από αυτά ώστε να παρουσιαστεί αναλυτικότερα.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία



Εικόνα 55 - Διακύμανση λόγων επάρκειας σύμμικτων δοκών και απαιτούμενοι διατμητικοί ήλοι

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Είναι φανερό ότι αρκετά στοιχεία έχουν μικρό λόγο επάρκειας και επομένως περιθώρια για επιλογή μικρότερης διατομής. Σημαντικό ρόλο για τη διατήρηση αυτών των διατομών έπαιξε η διαδικασία σχεδιασμού των κόμβων μεταξύ των στοιχείων αυτών όπου κατά τη διαστασιολόγηση παρατηρήθηκε ότι η τοποθέτηση μικρότερων διατομών δεν ικανοποιούσαν τις απαιτήσεις σχεδιασμού τους. Επίσης άλλα πλεονεκτήματα διατήρησης αυτών των διατομών όπως φαίνονται στην Εικόνα 55 είναι αφενός μεν να μην υπάρχουν μεγάλες διαφορές στις διατομές δίνοντας ένα πιο αισθητικό αποτέλεσμα, αφετέρου δε γιατί συνεισφέρουν στην συνολική δυσκαμψία του ορόφου, την κανονικότητά του και στην καλύτερη μεταφορά των εντατικών μεγεθών. Ακόμα, η χαμηλή ενδοτικότητα που προσφέρουν οι μεγαλύτερες διατομές βοηθούν περιορίζοντας την κάμψη των υποστυλωμάτων με αποτέλεσμα την δυνατότητα επιλογής μικρότερων διατομών και επομένως η εξοικονόμηση γίνεται σε αυτά τα στοιχεία.

Έλεγχοι σύμμικτης δοκού HEB800

Summary	Strength	Stud Details	Serviceability
Composite Beam Design Beam Label: B31049 Units: KN-m			
Beam Label: B31049 Group: None Beam: HE800B Fy: 355000,000 Fu:510000,000 RLLF:0,600	Story: STORY1 Length: 16,000 Loc X: 49,600 Loc Y: 40,000 Requested as: Composite Designed as:Composite	Shored: Yes Camber: 0,000 Comparative: \$11143541,36 Stud Diam.: 0,019	Overwrites: No b-cp: N/A Fp: N/A Fy-cp: N/A Consider-cp:No
Deck Left: DECK1 Dir. Left: Parallel Ctop Left: 0,000 Cbot Left: 0,000	Deck Right: DECK1 Dir. Right: Parallel Ctop Right: 0,000 Cbot Right: 0,000	beff Left: 2,000 F'c Left: 25000,000 Ec(S) Left: 25169833,52 Ec(D) Left: 30500000,00 Ec(V) Left: 33979275,3	beff Right: 2,000 F'c Right: 25000,000 Ec(S) Right: 25169833,52 Ec(D) Right: 30500000,00 Ec(V) Right: 33979275,3
Is: 3,591E-03 Ibare: 3,591E-03 Itrans(S): 9,396E-03 Itrans(D): 9,757E-03 Itrans(V): 0,01	ybare: 0,400 ytrans(S): 0,741 ytrans(D): 0,760 ytrans(V): 0,809	Ieff(S): 6,528E-03 Ieff(D): 6,710E-03 Ieff(V): 0,01	yeff(S): 0,602 yeff(D): 0,614 yeff(V): 0,809
q: 56,20 Stud Layout: 27, 27 Seg. Lengths: 7,534, 7,534 Stud Ratios: 0,409, 0,409			
PCC: 25,60% Overall Ratio: 0,850	Utilization Limit: 1,000 Stress Ratio: 0,850	Deflection Ratio: 0,481	Vibration Ratio: 0,749

Εικόνα 56 - Διαστασιολόγηση σύμμικτης δοκού HEB800

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Summary	Strength	Stud Details	Serviceability					
Composite Beam Design Beam Label: B31049 Units: KN-m								
Moment Design Pmax:0.00 Pmax Combo:NA								
Type	Combo	Location	M	fb	Fb	1/3 Factor	Ratio	Lb
Final Pos	DCMPS2	Bot. Flange	2160,971	199122,135	234300,000	No	0,850	0,000
Final Pos	DCMPS2	Top Flange	2160,971	65705,525	234300,000	No	0,280	0,000
Final Pos	DCMPS2	Web Top	2160,971	54781,384	234300,000	No	0,234	0,000
Final Pos	DCMPS2	Web Bottom	2160,971	188197,994	234300,000	No	0,803	0,000
Final Pos	DCMPS2	Bot. Flange	2160,971	199122,135	234300,000	No	0,850	0,000
Final Pos	DCMPS2	Conc. Left	2160,971	4588,341	11250,000	No	0,408	0,000
Final Pos	DCMPS2	Conc. Right	2160,971	4588,341	11250,000	No	0,408	0,000
Shear Design								
Type	Combo	Block	V	fv	Fv	1/3 Factor	Ratio	
Final Left	DCMPS2	OK	287,96	20568,90	142000,00	No	0,145	
Final Right	DCMPS2	OK	287,96	20568,90	142000,00	No	0,145	
End Reactions								
Left Combo	L. Reaction	Right Combo	R. Reaction					
ULS7	412,75	ULS7	412,75					

Εικόνα 57 - Έλεγχος έναντι αστοχίας σύμμικτης δοκού HEB800

Summary	Strength	Stud Details	Serviceability			
Composite Beam Design Beam Label: B31049 Units: KN-m						
Deflection Design						
Type	Consider	Combo	Defl	Limit	Ratio	OK
PreComp DL	No	DCMPD2	0,000	0,000	0,000	Yes
Super Load	Yes	DCMPD2	0,018	0,067	0,274	Yes
Live Load	Yes	DCMPD2	0,018	0,044	0,411	Yes
Total-Camber	Yes	DCMPD2	0,032	0,067	0,481	Yes
Vibration Design Neff:1.00						
Type	Consider	Combo	Actual	Target	Ratio	OK
Frequency	Yes	DCMPD2	5,3	4,0	0,749	Yes

Εικόνα 58 - Έλεγχος έναντι λειτουργικότητας σύμμικτης δοκού HEB800

Summary	Strength	Stud Details	Serviceability		
Composite Beam Design Beam Label: B31049 Units: KN-m					
Shear Stud Details (PCC Provided=25,60%)					
Location	Distance	Combo	L1 Left	L1 Right	Vh Reqd.
Max Moment	8,000	DCMPS2	7,761	7,761	1482,12
Max Moment	8,000	DCMPS2	7,761	7,761	1482,12

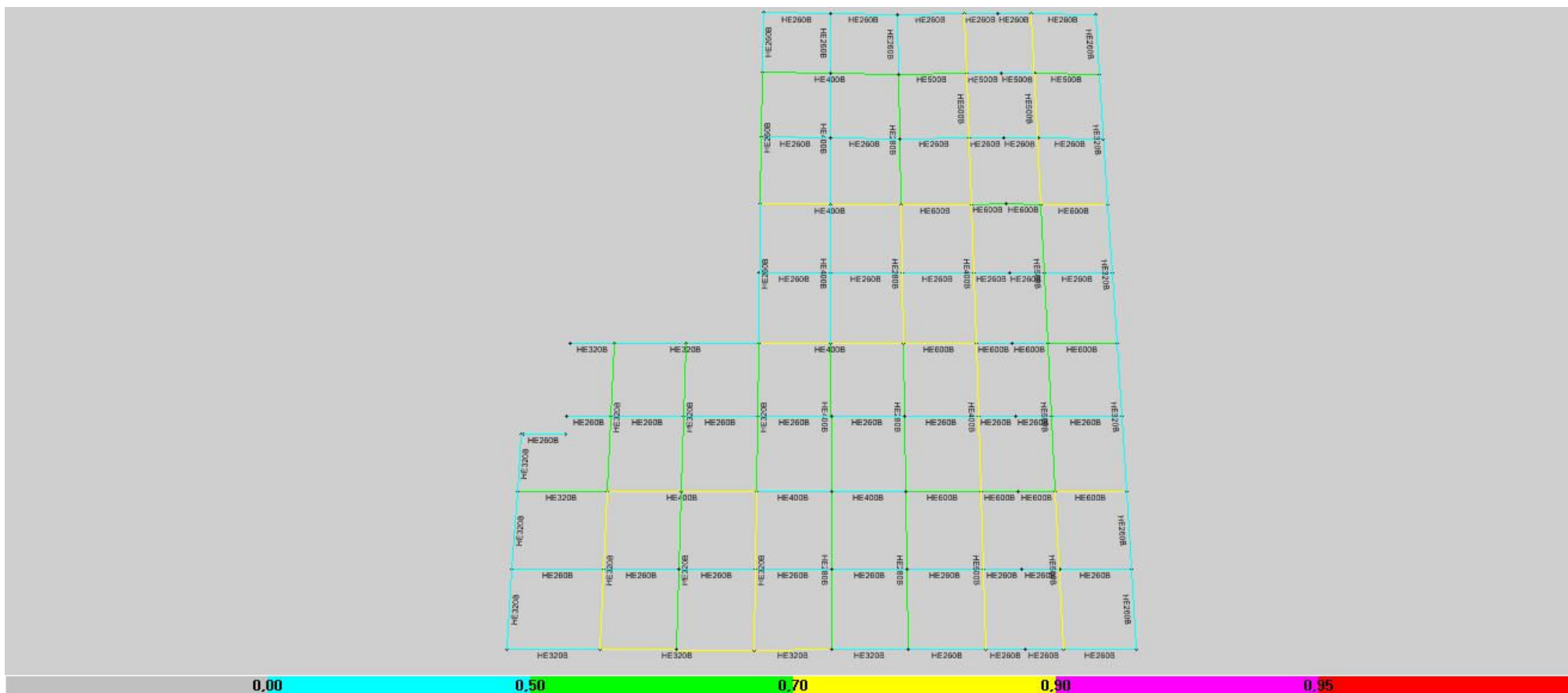
Εικόνα 59 - Έλεγχος διατηρητικών συνδέσμων σύμμικτης δοκού HEB800

5.2.2 Μεταλλικοί δοκοί 2^{ου} ορόφου

Οι μεταλλικοί δοκοί (κύριες και δευτερεύουσες) του 2^{ου} ορόφου διαστασιολογήθηκαν βάσει του Ευρωκώδικα 3 για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς φορτίσεων. Οι κόμβοι μεταξύ αυτών των στοιχείων μελετήθηκαν ως κόμβοι πλήρης δυσκαμψίας με σκοπό να αυξηθεί στο μέγιστο δυνατόν η διαφραγματικότητα του 2^{ου} ορόφου, ο οποίος υπολείπεται από στοιχεία

σκυροδέματος (δεν έχει πλάκα σκυροδέματος σε αυτό το επίπεδο και επίσης τα περισσότερα τοιχεία σκυροδέματος δεν συνεχίζονται καθ' ύψος σε αυτή την στάθμη). Όπως γίνεται αντιληπτό από την Εικόνα 60 στα στοιχεία αυτού του ορόφου, όπως και στις σύμμικτες δοκούς του 1^{ου} ορόφου, υπάρχουν αρκετά τα οποία παρουσιάζουν μικρό λόγο επάρκειας, το οποίο σημαίνει ότι υπάρχουν περιθώρια επιλογής μικρότερης διατομής. Ο κύριος λόγος για τον οποίο χρησιμοποιήθηκαν αυτές οι διατομές είναι ότι στον 2^ο όροφο το κρίσιμο εντατικό μέγεθος για τα υποστυλώματα είναι η κάμψη τους. Επομένως χρησιμοποιώντας αυτές τις διατομές στις συνδεδεμένες μεταλλικές δοκούς επιτυγχάνεται ο περιορισμός της κάμψης και η χρήση μικρότερων διατομών για τα υποστυλώματα. Ενδεικτικά παρουσιάζονται παρακάτω οι έλεγχοι διαστασιολόγησης για μία μεταλλική δοκό του 2^{ου} ορόφου HEB500.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία



Εικόνα 60 - Διακόμηση λόγω επάρκειας μεταλλικών δοκών 2^{ου} ορόφου

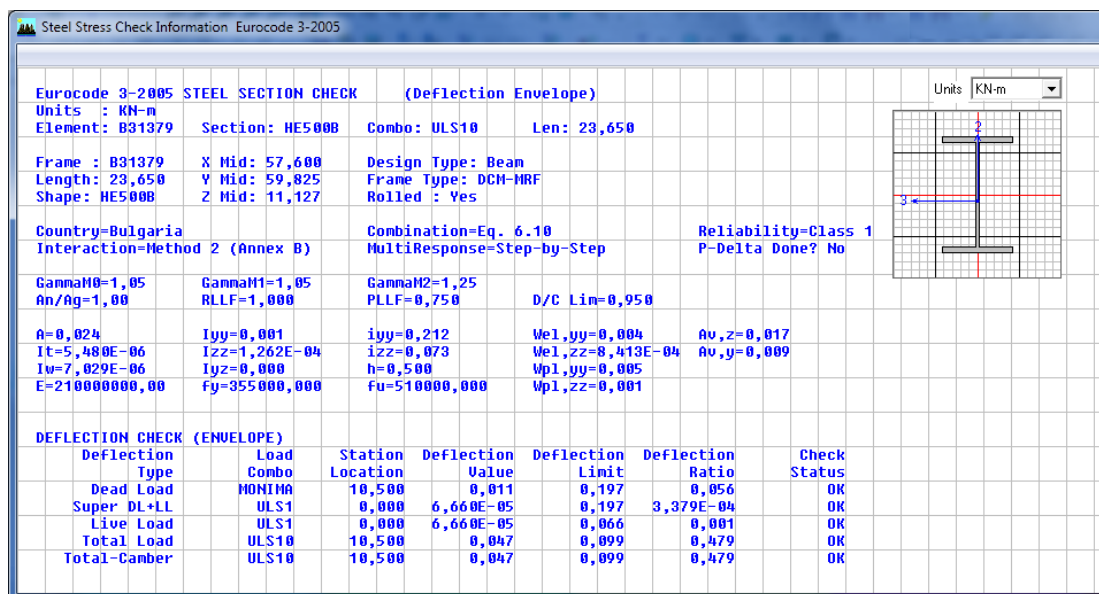
Έλεγχοι μεταλλικής δοκού HEB500

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						
Units : KN-m						
Level : STORV2	X Mid: 57,600	Combo: ULS10	Design Type: Beam			
Frame : B31379	Y Mid: 59,825	Shape: HE500B	Frame Type: DCM-MRF			
Length: 23,650	Z Mid: 11,127	Class: Class 1	Rolled : Yes			
Country=Bulgaria	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 1				
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Step-by-Step	P-Delta Done? Yes				
GammaM0=1,05	GammaM1=1,05	GammaM2=1,25	D/C Lin=0,950			
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750				
A=0,024	Iyy=0,001	iyy=0,212	W _{el,yy} =0,004	A _{v,z} =0,017		
I _t =5,480E-06	I _{zz} =1,262E-04	izz=0,073	W _{el,zz} =8,413E-04	A _{v,y} =0,009		
I _w =7,029E-06	I _{yz} =0,000	h=0,500	W _{p1,yy} =0,005			
E=210000000,00	f _y =355000,000	f _u =510000,000	W _{p1,zz} =0,001			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted
23,424	-108,564	-475,675	3,803	88,634	-1,221	0,000
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.61)	Total Ratio	N Ratio	M _{Major} Ratio	M _{Minor} Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,824	= 0,274	+ 0,545	+ 0,005	0,950	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	N _{by} ,Rd Major	N _{bz} ,Rd Minor	
Axial	-108,564	8080,476	8080,476	395,938	2948,751	
	N _{p1} ,Rd	N _u ,Rd	N _{cr} ,T	An/Ag		
	8080,476	8776,080	8828,666	1,000		
Major (y-y)	Curve a	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Minor (z-z)	b	0,340	4086,941	1,441	1,749	0,365
						N _b ,Rd
						2948,751
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	M _c ,Rd Capacity	M _u ,Rd Capacity	M _b ,Rd Capacity		
Major (y-y)	-475,675	1627,929	1627,929	1065,032		
Minor (z-z)	3,803	436,819	436,819			
LTB	Curve a	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1
		0,210	1,016	1,102	0,654	1,000
						N _{cr}
						1655,065
Factors	k _{yy}	k _{yz}	k _{zy}	k _{zz}		
	1,219	0,606	0,992	1,011		
SHEAR DESIGN						
	Ued Force	U _c ,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major (z)	88,634	1760,307	0,050	OK	0,000	
Minor (y)	1,221	3408,570	0,000	OK	0,000	
Reduction	U _{p1} ,Rd	Eta	LambdaW			
	1760,307	1,200	0,436			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
	Left End Reaction	Load Combo	Right End Reaction	Load Combo		
			182,547	ACC4		

Εικόνα 61 - Έλεγχοι διαστασιολόγησης μεταλλικής δοκού HEB500

Ενδιαφέρον παρουσιάζει ο έλεγχος της συγκεκριμένης δοκού για το βέλος κάμψης αφού το άνοιγμά της φτάνει τα 24m. Όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα, η δοκός δημιουργεί μέγιστο βέλος κάμψης μόνο 4,7cm. Αυτό οφείλεται αφενός στις συνθήκες στήριξης της (αμφίπακτη δοκός, με κόμβους πλήρης δυσκαμψίας), αφετέρου στα μικρά φορτία που καλείται να φέρει ως δοκός που ανήκει στην στάθμη της στέγης.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

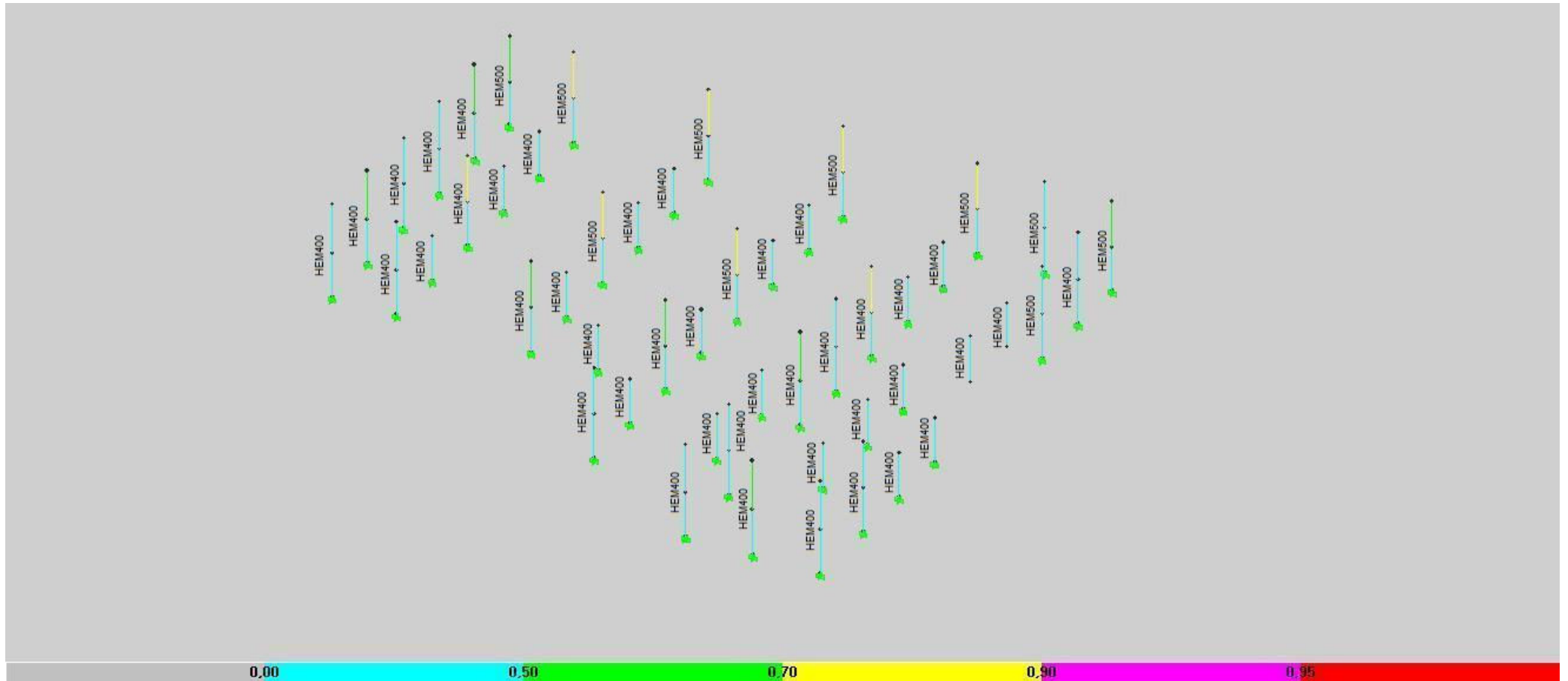


Εικόνα 62 - Έλεγχοι βέλους κάμψης μεταλλικής δοκού ΗΕΒ500

5.2.3 Μεταλλικά υποστυλώματα

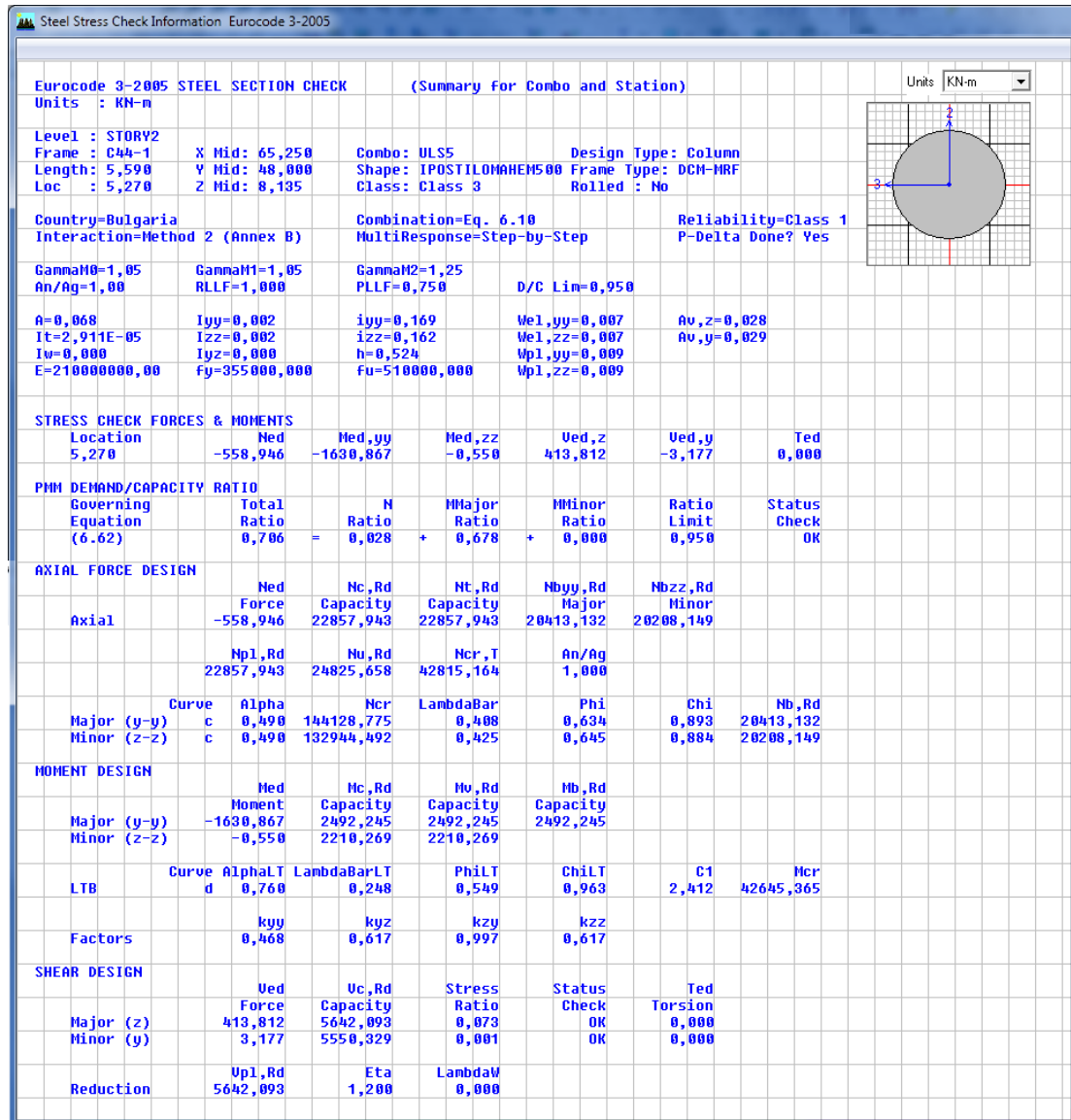
Τα μεταλλικά υποστυλώματα της κατασκευή διαστασιολογήθηκαν βάσει του Ευρωκώδικα 3 για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς φορτίσεων. Στην Εικόνα 63 φαίνεται η διακύμανση των λόγων επάρκειας των υποστυλωμάτων. Είναι εμφανές ότι οι συγκεκριμένες επιλεγθείσες διατομές δεν αντιμετωπίζουν πρόβλημα αξονικής καταπόνησης, αλλά καμπτικής καταπόνησης. Αυτό φαίνεται απ' το γεγονός ότι στον πρώτο όροφο οι λόγοι επάρκειας των υποστυλωμάτων παραμένουν σε χαμηλά επίπεδα, ενώ στον δεύτερο όροφο όπου υπάρχει έλλειψη στοιχείων με αυξημένη δυσκαμψία αλλά και μικρότερος αριθμός υποστυλωμάτων στον συγκεκριμένο όροφο, αυξάνονται αισθητά οι λόγοι επάρκειας κυρίως λόγω καμπτικής καταπόνησης. Γενικά υπήρχε η βούληση να κρατηθούν οι λόγοι επάρκειας των υποστυλωμάτων σε χαμηλά επίπεδα υπέρ της ασφαλείας αφού η διατομή τους είναι κατηγορίας 3 και δεν υπάρχει δυνατότητα πλαστικοποίησής της. Παρακάτω παρουσιάζονται οι έλεγχοι διαστασιολόγησης ενός μεταλλικού υποστυλώματος διπλού ΗΕΜ500 για τον δεύτερο όροφο όπου είναι και ο κρίσιμος για την καταπόνηση του στοιχείου.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία



Εικόνα 63 - Διαμόρφωση λόγω επάρκειας μεταλλικών υποστυλωμάτων

Έλεγχοι μεταλλικού υποστρώματος διπλού HEM500

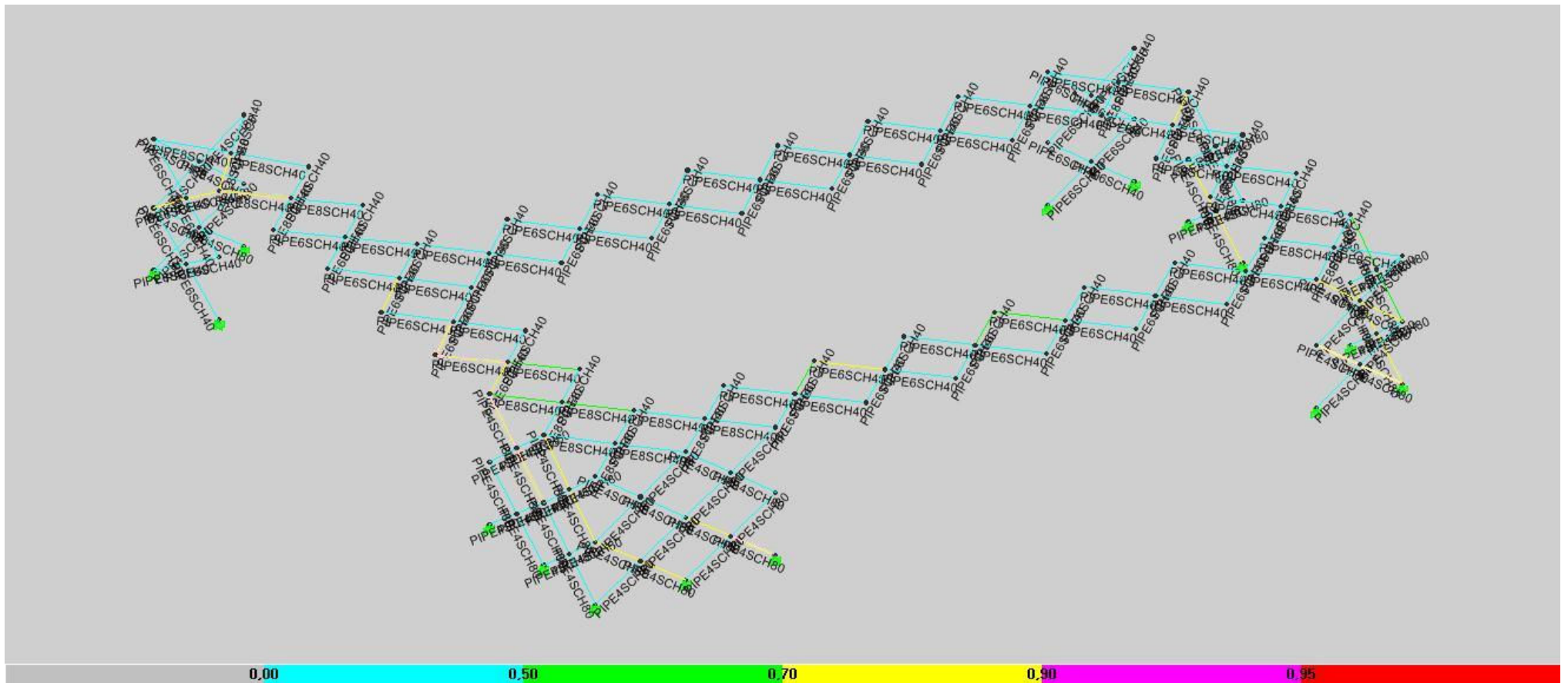


Εικόνα 64 - Έλεγχοι διαστασιολόγησης μεταλλικού υποστρώματος HEM500

5.2.4 Μεταλλικοί κατακόρυφοι και οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Τα μεταλλικά αυτά στοιχεία διαστασιολογήθηκαν επίσης βάσει του Ευρωκώδικα 3. Ενδεικτικά παραθέτονται οι έλεγχοι για έναν κατακόρυφο και έναν οριζόντιο χιαστί σύνδεσμο δυσκαμψίας.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία



Εικόνα 65 - Διάταξη και διακόμανση λόγω επάρκειας οριζοντίων και κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Έλεγχοι κατακόρυφου χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας PIPE4SCH80

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : KN-m							
Level : ST0RY2	X Mid: 59,513	Combo: ULS11	Design Type: Brace				
Frame : D3045	Y Mid: 0,000	Shape: PIPE4SCH80	Frame Type: DCM-MRF				
Length: 4,856	Z Mid: 9,631	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=Bulgaria		Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 1				
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Step-by-Step	P-Delta Done? Yes				
GammaM0=1,05	GammaM1=1,05	GammaM2=1,25	D/C Lim=0,950				
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750					
a=0,003	Iyy=3,796E-06	iyy=0,038	W _{el,yy} =6,642E-05	W _{pl,yy} =9,062E-05			
It=7,575E-06	Izz=3,796E-06	izz=0,038	W _{el,zz} =6,642E-05	W _{pl,zz} =9,062E-05			
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,114					
E=210000000,00	fy=355000,000	Fu=510000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted	
4,856	-62,534	-0,374	0,682	0,517	-0,161	0,000	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (6.62)	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,841	= 0,818	+ 0,005	+ 0,022	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
Axial	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb _{yy} ,Rd Major	Nb _{zz} ,Rd Minor		
	-62,534	903,040	903,040	274,448	76,483		
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	An/Ag			
	903,040	980,777	215258,488	1,000			
Major (y-y)	Curve a	Alpha 0,210	Ncr 333,621	LambdaBar 1,686	Phi 2,077	Chi 0,304	Nb,Rd 274,448
Minor (z-z)	a	0,210	85,507	3,330	6,373	0,085	76,483
MOMENT DESIGN							
Major (y-y)	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Minor (z-z)	-0,374	30,638	30,638	30,638			
	0,682	30,638	30,638				
LTB	Curve d	AlphaLT 0,760	LambdaBarLT 0,375	PhiLT 0,637	ChiLT 0,868	C1 1,000	Mcr 228,733
Factors	ky _y 0,641	ky _z 0,600	kz _y 0,384	kz _z 1,000			
SHEAR DESIGN							
Major (z)	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Minor (y)	0,517	331,914	0,002	OK	0,000		
	0,161	331,914	0,000	OK	0,000		
Reduction	W _{pl,Rd} 331,914	Eta 1,200	Lambda _w 0,000				
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS							
	Left End Reaction	Load Combo	Right End Reaction	Load Combo			
	-63,363	ACC4	-62,534	ACC4			

Εικόνα 66 - Έλεγχοι κατακόρυφου χιαστί συνδέσμου

Έλεγχος οριζόντιου χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας PIPE6SCH40

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						
Units : KN-m						
Level : STORV2	X Mid: 59,513	Combo: ULS6	Design Type: Brace			
Frame : D2604	Y Mid: 26,000	Shape: PIPE6SCH40	Frame Type: DCH-MRF			
Length: 5,535	Z Mid: 11,078	Class: Class 1	Rolled : Yes			
Loc : 0,000						
Country=Bulgaria	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 1				
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Step-by-Step	P-Delta Done? Yes				
GammaM0=1,05	GammaM1=1,05	GammaM2=1,25				
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lin=0,950			
A=0,003	Iyy=1,103E-05	iyy=0,057	Wpl,yy=1,311E-04	Av,z=0,002		
It=2,202E-05	Izz=1,103E-05	izz=0,057	Wpl,zz=1,311E-04	Av,y=0,002		
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,168	Wpl,yy=1,737E-04			
E=210000000,00	fy=355000,000	Fu=510000,000	Wpl,zz=1,737E-04			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted
0,000	-71,552	39,348	0,295	49,488	1,305	0,000
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.2)	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,733	= 0,063	+ 0,670	+ 0,005	0,950	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb,yy,Rd Major	Nb,zz,Rd Minor	
Axial	-71,552	1138,615	1138,615	557,826	998,647	
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	An/Ag		
	1138,615	1236,632	271496,153	1,000		
Major (y-y)	Curve a	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Minor (z-z)	a	0,210	746,116	1,266	1,413	0,490
		0,210	2984,464	0,633	0,746	0,877
						Nb,Rd
						557,826
						998,647
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major (y-y)	39,348	58,728	58,728	58,728		
Minor (z-z)	0,295	58,728	58,728			
LTB	Curve d	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1
	0,760		0,127	0,481	1,000	1,650
						Mcr
						3802,442
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz		
	0,661	0,610	0,396	1,017		
SHEAR DESIGN						
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major (z)	49,488	418,501	0,118	OK	0,000	
Minor (y)	1,305	418,501	0,003	OK	0,000	
Reduction	Wpl,Rd	Eta	LambdaW			
	418,501	1,200	0,000			
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS						
	Left End Reaction	Load Combo	Right End Reaction	Load Combo		
	-71,552	ACC4	-76,896	ACC4		

Εικόνα 67 - Έλεγχος οριζόντιου χιαστί συνδέσμου

Σημείωση: Για τους χιαστί συνδέσμους η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ πρέπει να πληρεί την παρακάτω σχέση.

$$1,3 < \bar{\lambda} < 2,0$$

Ενδεικτικά ο παραπάνω έλεγχος εφαρμόζεται για την περίπτωση διατομής PIPE4SCH80.

Η ανοιγμένη λυγηρότητα υπολογίζεται από την σχέση:

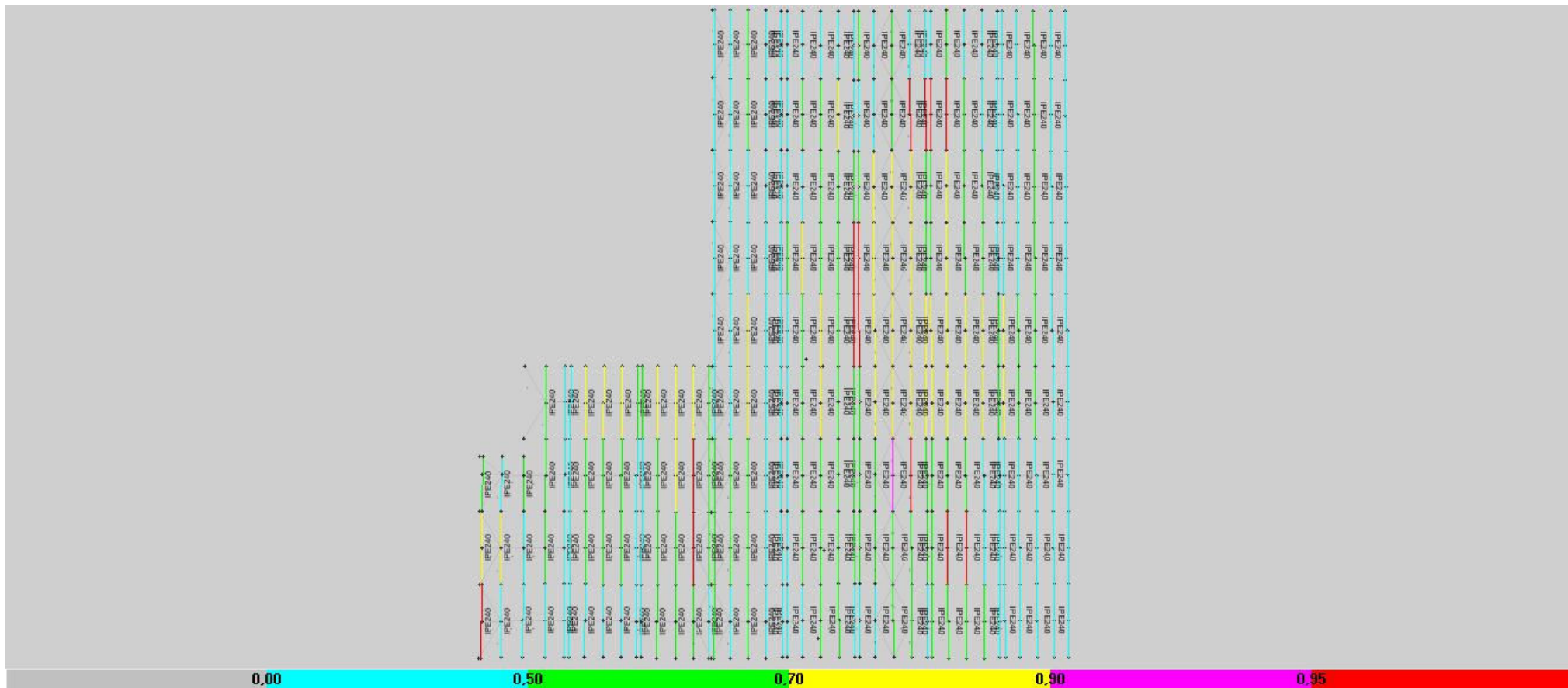
$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{l/i}{\pi \sqrt{E/f_y}}$$

Όπου για την περίπτωσή μας ισχύει: $1,3 < \bar{\lambda} = 1,61 < 2,0$.

5.2.5 Τεγίδες

Στον 2^ο όροφο διαστασιολογήθηκαν και τα μεταλλικά στοιχεία των τεγίδων έτσι ώστε να μεταφέρονται σωστά, μέσω αυτών, τα εντατικά μεγέθη από τις δράσεις που ασκούνται στις εξωτερικές επικαλύψεις (πάνελς) καθώς και να λαμβάνεται υπόψη σωστά τα ίδια βάρη των στοιχείων αυτών και η δυσκαμψία που αυτά προσφέρουν στον εν λόγω όροφο. Βάσει της διαστασιολόγησής τους επιλέχθηκε η διατομή ΙΡΕ240 κοινή για όλα τα στοιχεία των τεγίδων τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με ντίζες Φ14 με σκοπό τον περιορισμό του λυγισμού κατά τον ασθενή τους άξονα. Παρακάτω παρουσιάζονται οι λόγοι επάρκειας των τεγίδων όπου φαίνεται ότι μερικά από αυτά τα στοιχεία (με κόκκινο χρώμα) δεν πληρούν τους ελέγχους λειτουργικότητας λόγω του μεγάλου βέλους κάμψης που παρουσιάζουν. Οι έλεγχοι για ένα από αυτά τα στοιχεία παρουσιάζονται παρακάτω και προτείνεται ένας τρόπος αντιμετώπισής του ώστε αυτά τα στοιχεία να πληρούν τους ελέγχους λειτουργικότητας.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία



Εικόνα 68 - Λόγοι επάρκειας των τεγίδων

Έλεγχοι τεγίδας IPE240

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						
Units : KN-m						
Level : STORV2	X Mid: 51,600	Combo: ULS6	Design Type: Beam			
Frame : B735	Y Mid: 60,000	Shape: IPE240	Frame Type: DCM-MRF			
Length: 8,000	Z Mid: 11,202	Class: Class 1	Rolled : Yes			
Loc : 0,000						
Country=Bulgaria	Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 1			
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Step-by-Step		P-Delta Done? Yes			
GammaM0=1,05	GammaM1=1,05	GammaM2=1,25	D/C Lin=0,950			
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750				
A=0,004	Iyy=3,892E-05	iyy=0,100	We1,yy=3,243E-04	Av,z=0,003		
It=0,000	Izz=2,840E-06	izz=0,027	We1,zz=4,733E-05	Av,y=0,002		
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,240	Wp1,yy=3,670E-04			
E=210000000,00	Fy=355000,000	Fu=510000,000	Wp1,zz=7,390E-05			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted
0,000	-11,715	-32,173	0,422	-21,166	0,119	0,000
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.62)	Total Ratio 0,596	=	N Ratio 0,040	+ MMajor Ratio 0,548	+ MMinor Ratio 0,008	Ratio Limit 0,950
Status Check OK						
AXIAL FORCE DESIGN						
Axial	Med Force -11,715	Nc,Rd Capacity 1321,952	Nt,Rd Capacity 1321,952	Nbyy,Rd Major 834,191	Nbzz,Rd Minor 291,622	
	Np1,Rd 1321,952	Nu,Rd 1435,752	Ncr,T 983,118	An/Ag 1,000		
Major (y-y)	Curve a	Alpha 0,210	Ncr 1260,410	LambdaBar 1,049	Phi 1,140	Chi 0,631
Minor (z-z)	b	0,340	367,890	1,942	2,683	Nb,Rd 834,191
						291,622
MOMENT DESIGN						
Major (y-y)	Med Moment -32,173	Mc,Rd Capacity 124,081	Mu,Rd Capacity 124,081	Mb,Rd Capacity 57,245		
Minor (z-z)	0,422	24,985	24,985			
LTB	Curve a	AlphaLT 0,210	LambdaBarLT 1,316	PhiLT 1,483	ChiLT 0,461	C1 1,000
						Mcr 75,205
Factors	kyy 0,413	kyz 0,283	kzy 0,975	kzz 0,472		
SHEAR DESIGN						
Major (z)	Ued Force 21,166	Uc,Rd Capacity 373,369	Stress Ratio 0,057	Status Check OK	Ted Torsion 0,000	
Minor (y)	0,119	496,493	0,000	OK	0,000	
Reduction	Up1,Rd 373,369	Eta 1,200	LambdaW 0,506			

Εικόνα 69 - Έλεγχοι διαστασιολόγησης τεγίδας IPE240

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Deflection Envelope)						
Units : KN-m						
Element: B735	Section: IPE240	Combo: ULS10	Len: 8,000			
Frame : B735	X Mid: 51,600	Design Type: Beam				
Length: 8,000	Y Mid: 60,000	Frame Type: DCM-MRF				
Shape: IPE240	Z Mid: 11,202	Rolled : Yes				
Country=Bulgaria	Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 1		P-Delta Done? Yes	
Interaction-Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Step-by-Step					
GammaM0=1,05	GammaM1=1,05	GammaM2=1,25	D/C Lin=0,950			
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750				
a=0,004	Iyy=3,892E-05	iyy=0,100	We1,yy=3,243E-04	Av,z=0,003		
It=0,000	Izz=2,840E-06	izz=0,027	We1,zz=4,733E-05	Av,y=0,002		
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,240	Wp1,yy=3,670E-04			
E=210000000,00	Fy=355000,000	Fu=510000,000	Wp1,zz=7,390E-05			
DEFLECTION CHECK (ENVELOPE)						
Deflection Type	Load Combo	Station Location	Deflection Value	Deflection Limit	Deflection Ratio	Check Status
Dead Load	MONIHA	8,000	0,018	0,067	0,275	OK
Super DL+LL	ULS1	0,000	3,829E-05	0,067	5,744E-04	OK
Live Load	ULS1	0,000	3,829E-05	0,022	0,002	OK
Total Load	ULS10	6,500	0,054	0,033	1,609	Not OK
Total-Camber	ULS10	6,500	0,054	0,033	1,609	Not OK

Εικόνα 70 - Έλεγχοι βέλους κάμψης τειγίδας IPE240

Από την παραπάνω Εικόνα 70 διαπιστώνεται ότι το συγκεκριμένο στοιχείο, ενώ πληρεί τους ελέγχους έναντι αστοχίας, παρουσιάζει μέγιστο βέλος κάμψης 54mm το οποίο είναι μεγαλύτερο από το επιτρεπόμενο όριο των 33mm. Με σκοπό να μειωθεί το βέλος κάμψης κάτω του επιτρεπόμενου ορίου προτείνεται να δημιουργηθεί ένα αρχικό αντιβέλος:

$$\delta_{camber} = 54mm - 33mm = 21mm$$

Επομένως μπορεί να δημιουργηθεί ένα αρχικό αντιβέλος 25mm με το οποίο θα ισχύει:

$$\delta = 54mm - 25mm = 29mm \leq 33mm$$

5.3 Διαστασιολόγηση κόμβων

Όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενα κεφάλαια οι κόμβοι που συνδέονται οι σύμμικτες δοκοί μεταξύ τους αλλά και με τα υποστυλώματα (κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων και κόμβοι κύριων σύμμικτων δοκών – δευτερεύουσων σύμμικτων δοκών) έχουν σχεδιαστεί ως αρθρωτοί συνδέοντας τα δύο στοιχεία μεταξύ τους μόνο μέσω γωνιακών στοιχείων (στον κορμό). Οι υπόλοιποι κόμβοι μεταξύ των αμιγώς μεταλλικών στοιχείων είναι πλήρης δυσκαμψίας. Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζεται ενδεικτικά η διαστασιολόγηση στο υπολογιστικό πρόγραμμα Robot δύο αρθρωτών κόμβων, ο ένας μεταξύ σύμμικτης δοκού – υποστυλώματος και ο άλλος μεταξύ μίας κύριας σύμμικτης δοκού – δευτερεύουσας σύμμικτης δοκού και ακόμα ένας κόμβος πλήρης δυσκαμψίας μεταξύ μεταλλικής δοκού – υποστυλώματος.

5.3.1 Έλεγχοι κόμβου σύμμικτης δοκού ΗΕΒ600 – μεταλλικού υποστυλώματος διατομής διπλού ΗΕΜ400



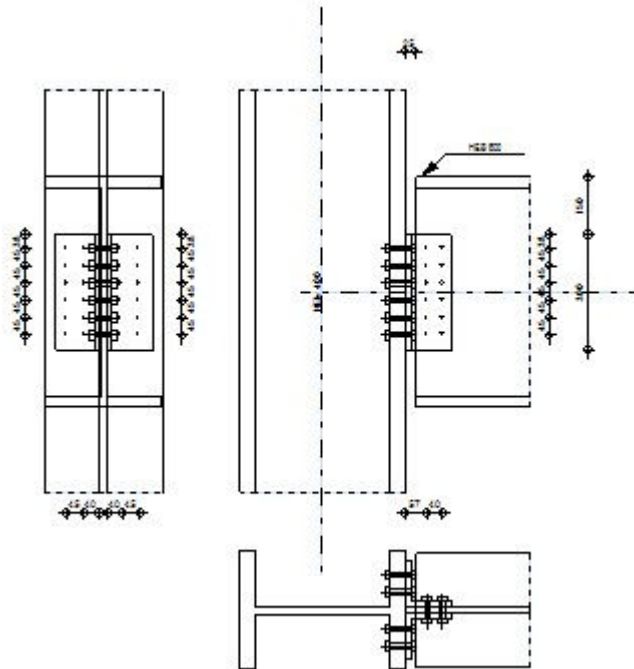
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΜΕ ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

EN 1993-1-8:2005



ΛΟΓΟΣ
0,70



ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 1

Όνομα σύνδεσης: Κόμβος ΗΕΒ600 - Διπλό ΗΕΜ400

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	ΗΕΜ 400		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_c =$	432	[mm]	ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$b_{fc} =$	307	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{wc} =$	21	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{fc} =$	40	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$r_c =$	27	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$A_c =$	325,78	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$I_{yc} =$	104119,00	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yc} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{uc} =$	510,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	ΗΕΒ 600		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_b =$	600	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_b =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wb} =$	16	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fb} =$	30	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b =$	27	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_b =$	269,96	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

ΔΙΑΤΟΜΗ:	HEB 600		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$I_{yb} =$	171041,00	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yb} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ub} =$	510,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	CAE 120x15		
$h_k =$	120	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$b_k =$	120	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$t_{fk} =$	15	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$r_k =$	13	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
$l_k =$	300	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yk} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{uk} =$	510,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	8.8		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d =$	12	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	14	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
$A_s =$	0,84	[cm ²]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	1,13	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$w =$	6		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 =$	38	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_2 =$	45	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	8.8		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$\rho_1 =$	45	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	8.8		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
d =	12	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	14	[mm]	Διάμετρος σπής κοχλία
$A_s =$	0,84	[cm ²]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	1,13	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
k =	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
w =	6		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 =$	38	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$\rho_2 =$	40	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ
$\rho_1 =$	45	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} =$	1,00		ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25		ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$N_{b,Ed} =$	31,35	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{b,Ed} =$	215,45	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{b,Ed} =$	0,00	[kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} =$	43,43	[kN]	Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	48,56	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΠΕΛΜΑ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Διεύθυνση x

$k_{1x} =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$			2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} =$	0,82		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$			0,82 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd1x} =$	211,14	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$			2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} =$	0,82		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$			0,82 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd1z} =$	211,14	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$			2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} =$	0,82		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

$\alpha_{bx} > 0.0$			$0,82 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd2x} =$	150,81	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \alpha_{bx} f_u d^* t_i / \gamma_{M2}$
Διεύθυνση z					
$k_{1z} =$	2,50		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$			$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bz} =$	0,82		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$			$0,82 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd2z} =$	150,81	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \alpha_{bz} f_u d^* t_i / \gamma_{M2}$

Δυνάμεις κοχλιών στο υποστύλωμα - σύνδεση γωνιακού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	93 [mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ			$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$M_0 =$	9,99 [kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ			$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} =$	8,98 [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ			$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \Sigma z_i^2$
$F_{Mx} =$	14,61 [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ			$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{x,Ed} =$	14,61 [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y			$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{z,Ed} =$	11,90 [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z			$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdx} =$	43,43 [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x			$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$F_{Rdz} =$	43,43 [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z			
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$			$ 14,61 < 43,43$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,34)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$			$ 11,90 < 43,43$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,27)

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	108 [mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ			$M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$M_{0t} =$	11,58 [kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ			$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \Sigma z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} =$	18,24 [kN]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΑΚΡΙΑΝΟ ΚΟΧΛΙΑ			
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$			$18,24 < 48,56$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,38)

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Ed} =$	18,84 [kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ			$F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$			$0,70 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,70)

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 86,86$ [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0,70$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,70 > 0,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1x} = 133,26$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,30$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,30 > 0,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0,82$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 0,82 > 0,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1z} = 143,37$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0,55$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,55 > 0,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2x} = 201,09$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,30$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

$\kappa_{1z} > 0.0$		$2,30 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bz} =$	0,82	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		$0,82 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd2z} =$	277,50	[kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ		$F_{b,Rd2z} = \kappa_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Δυνάμεις κοχλιών στο γωνιακό - σύνδεση δοκού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	108	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	
$M_0 =$	23,16	[kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} =$	2,61	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} =$	17,95	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	34,43	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	6,12	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Ζ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	37,04	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	24,08	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} =$	86,86	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	86,86	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$			$ 37,04 < 86,86$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,43)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$			$ 24,08 < 86,86$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,28)

Έλεγχος διατομής σε απότμηση

ΓΩΝΙΑΚΟ

$A_{nt} =$	6,52	[cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} =$	28,65	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} =$	698,82	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$			$ 107,73 < 698,82$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,15)

ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} =$	8,14	[cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ
$A_{nv} =$	52,85	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

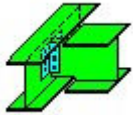
ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} =$	8,14	[cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ		
$V_{effRd} =$	1227,10	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	(0,18)
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	215,45 < 1227,10		ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ		

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

ΛΟΓΟΣ 0,70

5.3.2 Έλεγχοι κόμβου σύμμικτων δοκών ΗΕΒ320 – ΗΕΒ800 – ΗΕΒ320



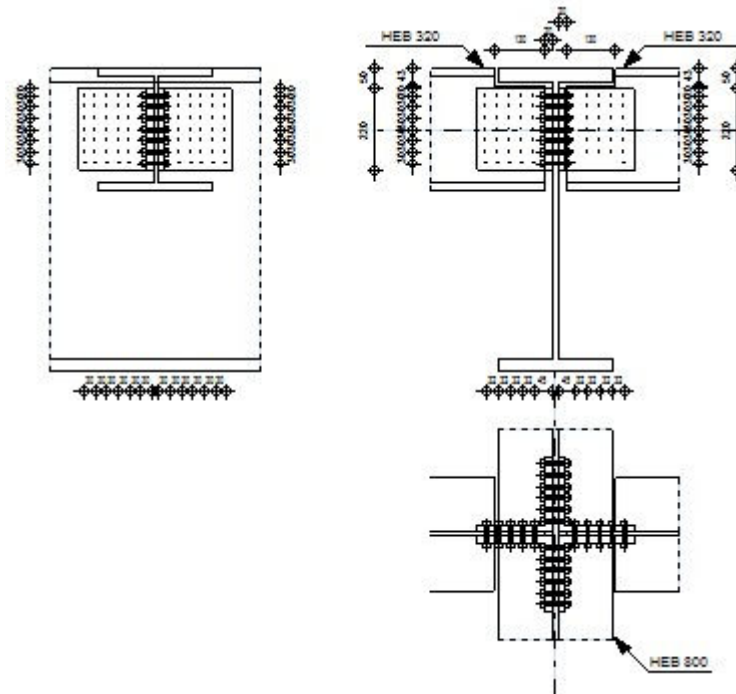
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΣ - ΔΟΚΟΣ (ΚΟΡΜΟΣ)

EN 1993-1-8:2005



ΛΟΓΟΣ
0,72



ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 2

Όνομα σύνδεσης: Κόμβος ΗΕΒ320 - ΗΕΒ800 - ΗΕΒ320

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΚΥΡΙΟ ΔΟΚΑΡΙ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	ΗΕΒ 800		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_g =$	800	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_{fg} =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wg} =$	18	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fg} =$	33	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_g =$	30	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_p =$	334,18	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$I_{yp} =$	359084,00	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yg} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ug} =$	510,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:			ΗΕΒ 320
$\alpha =$	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_{bl} =$	320	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_{bl} =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wbl} =$	12	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fbl} =$	21	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

$\alpha =$	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$r_{bl} =$	27	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_b =$	161,34	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{ybl} =$	30823,50	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{ybl} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ubl} =$	510,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΤΟΜΗ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$h_1 =$	43	[mm]	ΑΝΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ
$h_2 =$	0	[mm]	ΚΑΤΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ
$l =$	130	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΑΠΟΤΜΗΣΗΣ

ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	CAE 200x18		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_{kl} =$	200	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$b_{kl} =$	200	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$t_{fkl} =$	18	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$r_{kl} =$	18	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
$l_{kl} =$	220	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{ykl} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ukl} =$	510,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
d =	10	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
d ₀ =	11	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
A _s =	0,58	[cm ²]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
A _v =	0,79	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
k =	5		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
w =	7		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
e ₁ =	20	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
p ₂ =	32	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ
p ₁ =	30	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

ΛΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	HEB 320		
α =	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
h _{br} =	320	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
b _{br} =	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
t _{wbr} =	12	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
t _{tbr} =	21	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
r _{br} =	27	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
A _{br} =	161,34	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
I _{ybr} =	30823,50	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
f _{ybr} =	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{ybr} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ubr} =$	510,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΤΟΜΗ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$h_1 =$	43	[mm]	ΑΝΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ
$h_2 =$	0	[mm]	ΚΑΤΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ
$l =$	130	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΑΠΟΤΜΗΣΗΣ

ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ:			CAE 200x18
$h_{kr} =$	200	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$b_{kr} =$	200	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$t_{fkr} =$	18	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$r_{kr} =$	18	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
$l_{kr} =$	220	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{ykr} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ukr} =$	510,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d =$	10	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	11	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
$A_s =$	0,58	[cm ²]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	0,79	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
k =	6		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
w =	7		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
e ₁ =	20	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
p ₂ =	30	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ
p ₁ =	30	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
d =	10	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
d ₀ =	11	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
A _s =	0,58	[cm ²]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
A _v =	0,79	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
k =	5		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
w =	7		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
e ₁ =	20	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
p ₂ =	32	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ
p ₁ =	30	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

γ _{M0} =	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ

$N_{b2,Ed} =$	19,63	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{b2,Ed} =$	385,83	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

$N_{b1,Ed} =$	6,83	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{b1,Ed} =$	368,95	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{b1,Ed} =$	0,00	[kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} =$	37,70	[kN]	Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	41,76	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} =$	2,12	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,12	> 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} =$	0,61	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,61	> 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

$F_{b,Rd2x} =$	94,28	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Διεύθυνση z				
$k_{1z} =$	2,12		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$			2,12 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} =$	0,61		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$			0,61 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2z} =$	94,28	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Δυνάμεις κοχλιών στην κύρια δοκό - σύνδεση γωνιακού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	186 [mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ	
$M_0 =$	35,83 [kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} =$	4,59 [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b1,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	12,34 [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x2,Ed} =$	12,34 [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x2,Ed} = F_{Mx}$
$F_{z2,Ed} =$	14,87 [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} =$	37,70 [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	37,70 [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd2z})$
$ F_{x2,Ed} \leq F_{Rdx}$		12,34 < 37,70	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,33)
$ F_{z2,Ed} \leq F_{Rdz}$		14,87 < 37,70	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,39)

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	182 [mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ	
$M_{0t} =$	35,06 [kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$
$F_{t,Ed} =$	12,30 [kN]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΑΚΡΙΑΝΟ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{tRd}$		12,30 < 41,76	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,29)

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{V,Ed} =$	19,32	[kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{V,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}]^2 + [F_{z,Ed}]^2}$
$F_{V,Ed}/F_{VRd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{tRd}) \leq 1.0$			0,72 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,72)

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 75,40$ [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,12$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,12 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bx} = 0,72$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,72 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1x} = 71,53$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,37$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,37 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bz} = 0,66$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,66 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1z} = 73,38$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,12$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,12 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bx} = 0,72$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,72 > 0,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2x} = 223,91$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,37$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

$k_{1z} > 0.0$		$2,37 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} =$	0,61	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		$0,61 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2z} =$	211,22 [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Δυνάμεις κοχλιών στο γωνιακό - σύνδεση δοκού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	182 [mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ	
$M_0 =$	70,12 $\frac{[kN \cdot m]}{m}$	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = M_{b2,Ed} + V_{b2,Ed} * e$
$F_{Nx} =$	0,56 [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	$F_{Nx} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{Vz} =$	11,02 [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Vz} = V_{b2,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	31,93 [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	22,70 [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Ζ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	32,49 [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	33,73 [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} =$	71,53 [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	73,38 [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 32,49 < 71,53$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,45)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 33,73 < 73,38$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,46)

Έλεγχος διατομής σε απότμηση

ΓΩΝΙΑΚΟ

$A_{nt} =$	18,99 [cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} =$	23,13 [cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} =$	861,47 [kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 192,91 < 861,47$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,22)

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} =$	11,90	[cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} =$	15,58	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} =$	562,19	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	385,83	<	562,19	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,69)

ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} =$	37,70	[kN]	Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	41,76	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} =$	2,12	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	2,12	>	0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bx} =$	0,61	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,61	>	0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd2x} =$	94,28	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} =$	2,12	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	2,12	>	0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bz} =$	0,61	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,61	>	0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd2z} =$	94,28	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Δυνάμεις κοχλιών στην κύρια δοκό - σύνδεση γωνιακού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 186$ [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

$M_0 = 34,27$ [kN*m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ

$F_{Vz} = 4,39$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

$F_{Mx} = 11,80$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ

$F_{x1,Ed} = 11,80$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y

$F_{z1,Ed} = 14,22$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z

$F_{Rdx} = 37,70$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x

$F_{Rdz} = 37,70$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z

$$M_0 = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} / n$$

$$F_{Mx} = M_0 \cdot z_l / \Sigma z_l^2$$

$$F_{x1,Ed} = F_{Mx}$$

$$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x1,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 11,80 < 37,70$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0, 31)
$ F_{z1,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 14,22 < 37,70$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0, 38)

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 182$ [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

$M_{0t} = 33,53$ [kN*m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ

$F_{t,Ed} = 11,62$ [kN] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΑΚΡΙΑΝΟ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $11,62 < 41,76$

$$M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b1,Ed} \cdot e$$

$$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \Sigma z_l^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Ed} = 18,48$ [kN] ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$ $0,69 < 1,00$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

(0, 69)

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 75,40$ [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία

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

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Διεύθυνση x

$k_{1x} =$	2,12	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		$2,12 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} =$	0,72	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0,72 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd1x} =$	71,53	[kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} =$	2,37	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		$2,37 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} =$	0,66	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		$0,66 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd1z} =$	73,38	[kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} =$	2,12	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		$2,12 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} =$	0,72	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0,72 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2x} =$	223,91	[kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} =$	2,37	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		$2,37 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} =$	0,61	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		$0,61 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2z} =$	211,22	[kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Δυνάμεις κοχλιών στο γωνιακό - σύνδεση δοκού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 182$ [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

$e =$	182 [mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ		
$M_0 =$	67,06 [kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ		$M_0 = V_{b1,Ed} * e$
$F_{Nx} =$	0,20 [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ		$F_{Nx} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{Vz} =$	10,54 [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ		$F_{Vz} = V_{b1,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	30,53 [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ		$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	21,71 [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Ζ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ		$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	30,72 [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z1,Ed} =$	32,25 [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z		$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} =$	71,53 [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x		$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	73,38 [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z		$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ 30,72 < 71,53$	ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0, 43)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ 32,25 < 73,38$	ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0, 44)

Έλεγχος διατομής σε απότμηση

ΓΩΝΙΑΚΟ

$A_{nt} =$	18,99	[cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} =$	23,13	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} =$	861,47	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$			$ 184,47 < 861,47$	ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0, 21)

ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} =$	11,90	[cm ²]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$A_{nv} =$	15,58	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
$V_{effRd} =$	562,19	[kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$			$ 368,95 < 562,19$	ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0, 66)

Έλεγχος κύριας δοκού

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

Διεύθυνση x

$k_x =$	2,12		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$k_x = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_x > 0.0$			2,12 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bx} =$	0,66		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$			0,66 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rdx} =$	99,68	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ		$F_{b,Rdx} = k_x * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_z =$	2,12		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$k_z = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_z > 0.0$			2,12 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bz} =$	0,66		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$			0,66 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rdz} =$	99,68	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ		$F_{b,Rdz} = k_z * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Συνολική δύναμη στον εξωτερικό κοχλία

$F_{x,Ed} =$	24,13	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y		$F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$
$F_{z,Ed} =$	29,09	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z		$F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$
$ F_{x,Ed} \leq F_{b,Rdx}$			24,13 < 99,68	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,24)
$ F_{z,Ed} \leq F_{b,Rdz}$			29,09 < 99,68	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,29)

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0,72

5.3.3 Έλεγχοι κόμβου μεταλλικής δοκού ΗΕΒ400 – μεταλλικού υποστυλώματος διατομής διπλού ΗΕΜ500



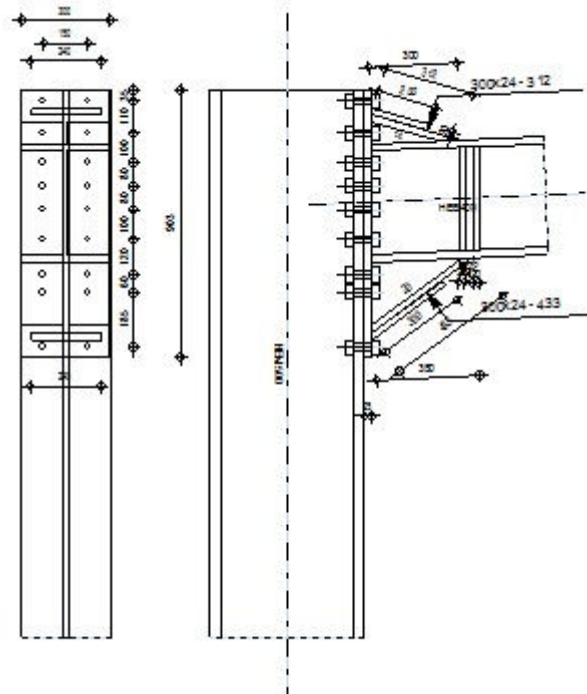
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΑΚΤΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

EN 1993-1-8:2005

OK

ΛΟΓΟΣ
0,80



ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 3

Όνομα σύνδεσης: Κόμβος ΗΕΜ500 - ΗΕΒ400

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	ΗΕΜ 500		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_c =$	524	[mm]	ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$b_{fc} =$	306	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{wc} =$	21	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{fc} =$	40	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$r_c =$	27	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$A_c =$	344,30	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$I_{xc} =$	161929,00	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yc} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	ΗΕΒ 400		
$\alpha =$	2,5	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_b =$	400	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_f =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wb} =$	14	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fb} =$	24	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b =$	27	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b =$	27	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_b =$	197,78	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{xb} =$	57680,50	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

$\alpha =$	2,5	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yb} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

$d =$	24	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	9.8		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{tRd} =$	228,74	[kN]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
$n_h =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$n_v =$	9		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$h_1 =$	35	[mm]	Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_i =$	150	[mm]	
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $p_i =$	110;100;80;80;100;120;60;185	[mm]	

ΠΛΑΚΑ

$h_p =$	903	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$b_p =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_p =$	25	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yp} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΑΝΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$w_u =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{fu} =$	24	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
$h_u =$	100	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{wu} =$	14	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ
$l_u =$	300	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$\alpha =$	16,2	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	Def		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΚΑΤΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$w_d =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{fd} =$	24	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
$h_d =$	240	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{wd} =$	20	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ
$l_d =$	350	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$\alpha =$	36,1	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	Def		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΑΝΩ ΠΛΑΚΑ

$w_{pu} =$	240	[mm]	ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
$l_{pu} =$	200	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
$t_{pu} =$	20	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	Def		
$f_{yru} =$	235,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΚΑΤΩ ΠΛΑΚΑ

$w_{pd} =$	240	[mm]	ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
$l_{pd} =$	300	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
$t_{pd} =$	20	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	S235		
$f_{yrd} =$	235,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

Συγκολλήσεις εξωραφής

$a_w =$	8	[mm]	ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ
$a_f =$	10	[mm]	ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
$a_{fu} =$	6	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ
$a_{fd} =$	8	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

γ_{M0} =	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ:

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$M_{b1,Ed}$ =	923,20	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{b1,Ed}$ =	297,23	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$N_{b1,Ed}$ =	-157,40	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$M_{c1,Ed}$ =	797,57	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$V_{c1,Ed}$ =	204,41	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$N_{c1,Ed}$ =	875,78	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΘΛΙΨΗ

A_b =	197,78	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd}$ =	7021,12	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	EN1993-1-1:[6.2.4]

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

A_{vb} =	131,98	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd}$ =	2705,01	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,11 < 1,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,11)

ΚΑΜΨΗ - ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ(ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)

$W_{plb} = 3231,91$ [cm³] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 1147,33$ [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

ΚΑΜΨΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕ ΠΛΑΚΑ Η'ΣΕ ΣΥΝΔΕΔΕΜΕΝΟ ΜΕΛΟΣ

$W_{pl} = 10839,19$ [cm³] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 3847,91$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

ΠΕΛΜΑ-ΚΟΡΜΟΣ ΘΛΙΨΗ

$M_{cb,Rd} = 3847,91$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 688$ [mm] ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
 $F_{c,fb,Rd} = 5596,96$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ [6.2.6.7.(1)]

ΚΟΡΜΟΣ Η ΕΛΑΣΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ - ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:

$\beta = 2,5$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΜΕΤΑΞΥ ΜΠΡΟΣΤΙΝΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
 $\gamma = 36,1$ [Deg] ΕΠΙΚΛΙΣΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
 $b_{eff,c,wb} = 327$ [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vb} = 69,98$ [cm²] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,81$ ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 246,44$ [MPa] ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ [6.2.6.2.(2)]
 $k_{wc} = 1,00$ ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ [6.2.6.2.(2)]
 $A_s = 57,30$ [cm²] ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$
 $F_{c,wb,Rd1} = 3817,63$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ [6.2.6.2.(1)]

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

$d_{wb} =$	298	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,89		ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,87		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,36		ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi =$	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{c,wb,Rd2} =$	3584,41	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	[6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} \cos(\gamma) / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wb,Rd3} =$	2064,42	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$				
$F_{c,wb,Rd,low} =$	2064,42	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	[6.2.6.2.(1)]

ΚΟΡΜΟΣ Η ΕΛΑΣΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ - ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:

$\beta =$	2,5	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΜΕΤΑΞΥ ΜΠΡΟΣΤΙΝΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	
$\gamma =$	16,2	[Deg]	ΕΠΙΚΛΙΣΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ	
$b_{eff,c,wb} =$	358	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	69,98	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,79		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	0,00	[MPa]	ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	57,30	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{c,wb,Rd1} =$	8085,26	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	[6.2.6.2.(1)]

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

$d_{wb} =$	298	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,93		ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

$d_{wb} =$	298	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,85		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,36		ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi =$	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{c,wb,Rd2} =$	7461,08	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	[6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} \cos(\gamma) / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wb,Rd3} =$	2454,86	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$F_{c,wb,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$				
$F_{c,wb,Rd,upp} =$	2454,86	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	[6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$M_{b1,Ed} =$	923,20	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ)	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΔΟΚΑΡΙ)	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	204,41	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ)	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	0,00	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΑΝΩΤΕΡΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ)	[5.3.(3)]
$Z =$	731	[mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$				
$V_{wp,Ed} =$	1160,55	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΣΕ ΚΟΡΜΟ	[5.3.(3)]
$A_{vs} =$	129,50	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	129,50	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 * (f_{y,wc} * A_{vc} + f_{y,wp} * A_{vp} + f_{ys} * A_{vd}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$				
$V_{wp,Rd} =$	2388,76	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,49 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,49)
----------------------------------	-------------	--------------	--------

ΚΟΡΜΟΣ- ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:

$t_{wc} =$	21	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	468	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	129,50	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,76		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.2.(1)]
$k_{wc} =$	1,00		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	2637,55	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

$d_{wc} =$	390	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,78		ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,95		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	2515,75	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd} =$	2515,75	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

ΚΟΡΜΟΣ- ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:

$t_{wc} =$	21	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	459	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	129,50	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,76		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.2.(1)]
$k_{wc} =$	1,00		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	2609,27	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

$d_{wc} =$	390	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,77		ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,96		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	2504,01	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd,upp} =$	2504,01	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

Nr	m	m _x	e	e _x	ρ	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	43	-	78	-	110	205	170	170	170	180	90	90	90
2	43	-	78	-	105	270	269	269	269	200	100	100	100
3	43	-	78	-	90	270	269	269	269	160	80	80	80
4	43	-	78	-	80	270	269	269	269	160	80	80	80
5	43	-	78	-	90	270	269	269	269	160	80	80	80
6	43	-	78	-	110	270	269	269	269	200	100	100	100
7	43	-	78	-	90	270	269	269	269	120	60	60	60
8	43	-	78	-	122	270	269	269	269	120	60	60	60
9	43	-	78	-	185	200	167	167	167	250	125	125	125

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ-ΜΠΡΟΣΤΙΝΟ ΕΛΑΣΜΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

Nr	m	m _x	e	e _x	ρ	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	59	14	75	35	95	86	98	86	98	-	-	-	-
2	59	-	75	-	100	372	444	372	444	286	329	286	329
3	59	-	75	-	90	372	331	331	331	180	90	90	90

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Nr	m	m _x	e	e _x	ρ	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
4	59	-	75	-	80	372	331	331	331	160	80	80	80
5	59	-	75	-	90	372	331	331	331	180	90	90	90
6	59	-	75	-	110	372	331	331	331	220	110	110	110
7	59	-	75	-	90	372	331	331	331	180	90	90	90
8	59	-	75	-	60	372	331	331	331	246	195	195	195
9	59	13	75	33	97	80	92	80	92	-	-	-	-

- m – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΟΝ ΚΟΡΜΟ
- m_x – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
- e – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΡΑΙΑ ΑΚΜΗ
- e_x – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΕΞΩ ΑΚΜΗ
- ρ – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΧΛΙΩΝ
- l_{eff,cp} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ
- l_{eff,nc} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΜΗ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ
- l_{eff,1} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 1
- l_{eff,2} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 2
- l_{eff,cp,g} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ
- l_{eff,nc,g} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΜΗ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ
- l_{eff,1,g} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ mode 1
- l_{eff,2,g} – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ mode 2

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

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

$$N_{j,Rd} = \frac{4128,84}{[kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ}$$

[6.2]

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,04 < 1,00$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΤΑΙ

(0,04)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

$F_{t,Rd} =$	228,74	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$B_{p,Rd} =$	692,16	[kN]	Διατρητική διατμητική αντοχή κοχλία	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$	– ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$F_{t,wc,Rd}$	– ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$F_{t,ep,Rd}$	– ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΜΕΤΩΠΙΚΗΣ ΠΛΑΚΑΣ
$F_{t,wb,Rd}$	– ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$	[6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$	[6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$	[6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$	[6.2.6.8.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t1,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	457,49	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(1)} = 457,49$	457,49	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(1)} = 1206,12$	1206,12	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(1)} = 457,49$	457,49	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta = 2388,76$	2388,76	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} = 2515,75$	2515,75	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} = 5596,96$	5596,96	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} = 2064,42$	2064,42	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t2,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
--	------------------------------------	------------------

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

F_{t2,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t2,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	457,49	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(2)} = 457,49$	457,49	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(2)} = 1796,10$	1796,10	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(2)} = 457,49$	457,49	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(2)} = 1782,61$	1782,61	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2388,76 - 457,49$	1931,28	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2515,75 - 457,49$	2058,27	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 5596,96 - 457,49$	5139,47	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2064,42 - 457,49$	1606,93	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 914,98 - 457,49$	457,49	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1336,38 - 457,49$	878,90	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ

ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 393,47 \quad [\text{kN}]$$

ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

[6.2.7.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 3

F_{t3,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t3,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	457,49	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(3)} = 457,49$	457,49	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(3)} = 1796,10$	1796,10	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(3)} = 457,49$	457,49	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(3)} = 1584,14$	1584,14	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 2388,76 - 850,96$	1537,81	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 2515,75 - 850,96$	1664,79	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 5596,96 - 850,96$	4746,00	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

F_{t3,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t3,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 2064,42 - 850,96$	1213,46	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 914,98 - 393,47$	521,50	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1273,24 - 393,47$	879,77	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1372,46 - 850,96$	521,50	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1800,91 - 850,96$	949,95	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 857,14 - 393,47$	463,67	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 2007,15 - 393,47$	1613,68	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 857,14 - 393,47$	463,67	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 2007,15 - 393,47$	1613,68	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 335,27 \quad [\text{kN}]$$

ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

[6.2.7.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 4

F_{t4,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t4,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	301,88	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(4)} = 457,49$	457,49	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(4)} = 1796,10$	1796,10	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(4)} = 457,49$	457,49	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(4)} = 1584,14$	1584,14	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 2388,76 - 1186,23$	1202,53	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 2515,75 - 1186,23$	1329,52	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 5596,96 - 1186,23$	4410,72	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 2064,42 - 1186,23$	878,19	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 914,98 - 335,27$	579,70	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1143,80 - 335,27$	808,52	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1372,46 - 728,75$	643,72	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

F_{t4,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t4,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1746,92 - 728,75$	1018,18	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1829,95 - 1186,23$	643,72	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 2190,57 - 1186,23$	1004,34	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 637,15 - 335,27$	301,88	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 814,73 - 335,27$	479,45	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1177,93 - 728,75$	449,18	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 2390,55 - 728,75$	1661,81	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1177,93 - 728,75$	449,18	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 2390,55 - 728,75$	1661,81	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 288,72 \quad [\text{kN}]$$

ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

[6.2.7.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 5

F_{t5,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t5,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	348,44	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(5)} = 457,49$	457,49	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(5)} = 1796,10$	1796,10	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(5)} = 457,49$	457,49	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(5)} = 1584,14$	1584,14	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 2388,76 - 1474,95$	913,81	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 2515,75 - 1474,95$	1040,80	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 5596,96 - 1474,95$	4122,01	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 2064,42 - 1474,95$	589,47	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 914,98 - 288,72$	626,26	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 1143,80 - 288,72$	855,08	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

F_{t5,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t5,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 1372,46 - 623,99$	748,47	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 1635,41 - 623,99$	1011,42	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1829,95 - 1017,46$	812,49	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 2145,90 - 1017,46$	1128,44	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 2287,44 - 1474,95$	812,49	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 2509,24 - 1474,95$	1034,29	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 637,15 - 288,72$	348,44	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 814,73 - 288,72$	526,01	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 974,47 - 623,99$	350,48	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 1246,05 - 623,99$	622,06	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1507,05 - 1017,46$	489,59	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 2821,88 - 1017,46$	1804,42	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1507,05 - 1017,46$	489,59	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 2821,88 - 1017,46$	1804,42	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 242,16 \quad [\text{kN}]$$

ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

[6.2.7.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 6

F_{t6,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t6,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	347,31	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(6)} = 457,49$	457,49	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(6)} = 1796,10$	1796,10	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(6)} = 457,49$	457,49	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(6)} = 1584,14$	1584,14	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{ti,Rd} = 2388,76 - 1717,11$	671,66	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 2515,75 - 1717,11$	798,65	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

F_{t6,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t6,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 5596,96 - 1717,11$	3879,85	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 2064,42 - 1717,11$	347,31	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 914,98 - 242,16$	672,82	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 1273,24 - 242,16$	1031,08	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 1372,46 - 530,87$	841,59	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 1746,92 - 530,87$	1216,05	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1829,95 - 866,15$	963,80	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 2145,90 - 866,15$	1279,75	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 2287,44 - 1259,62$	1027,82	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 2544,51 - 1259,62$	1284,89	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 2744,93 - 1717,11$	1027,82	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 2822,03 - 1717,11$	1104,93	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 674,90 - 242,16$	432,74	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 958,50 - 242,16$	716,34	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 995,69 - 530,87$	464,81	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 1341,90 - 530,87$	811,03	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1324,80 - 866,15$	458,66	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1773,23 - 866,15$	907,08	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1852,82 - 1259,62$	593,20	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 3349,05 - 1259,62$	2089,43	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1852,82 - 1259,62$	593,20	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 3349,05 - 1259,62$	2089,43	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 183,96 \quad [\text{kN}]$$

ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

[6.2.7.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 7

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

F_{t7,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t7,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	163, 35	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(7)} = 457,49$	457, 49	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(7)} = 1796,10$	1796, 10	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(7)} = 457,49$	457, 49	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(7)} = 1584,14$	1584, 14	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384, 31	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^6 F_{ij,Rd} = 2388,76 - 1901,07$	487, 69	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^6 F_{ij,Rd} = 2515,75 - 1901,07$	614, 68	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^6 F_{ij,Rd} = 5596,96 - 1901,07$	3695, 89	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^6 F_{ij,Rd} = 2064,42 - 1901,07$	163, 35	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 914,98 - 183,96$	731, 01	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 1143,80 - 183,96$	959, 84	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 1372,46 - 426,12$	946, 34	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 1635,41 - 426,12$	1209, 29	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1829,95 - 714,84$	1115, 12	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 2053,14 - 714,84$	1338, 31	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 2287,44 - 1050,11$	1237, 33	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 2397,53 - 1050,11$	1347, 42	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 2744,93 - 1443,58$	1301, 35	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 2737,06 - 1443,58$	1293, 48	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 3202,42 - 1901,07$	1301, 35	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 2972,17 - 1901,07$	1071, 10	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 674,90 - 183,96$	490, 93	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 958,50 - 183,96$	774, 54	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 1004,01 - 426,12$	577, 89	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 1389,83 - 426,12$	963, 70	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1324,80 - 714,84$	609, 97	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1773,23 - 714,84$	1058, 39	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1653,92 - 1050,11$	603, 81	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 2204,55 - 1050,11$	1154, 44	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

F_{t7,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t7,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 2181,94 - 1443,58$	738,36	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 3780,38 - 1443,58$	2336,80	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 2181,94 - 1443,58$	738,36	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 3780,38 - 1443,58$	2336,80	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h_7/h_1$$

$$F_{t7,Rd} = 114,12 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ} \quad [6.2.7.2.(1)]$$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 8

F_{t8,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t8,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t8,Rd} = \text{Min}(F_{t8,Rd,comp})$	49,23	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(8)} = 457,49$	457,49	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(8)} = 1796,10$	1796,10	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(8)} = 457,49$	457,49	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(8)} = 1584,14$	1584,14	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 1384,31$	1384,31	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^7 F_{tj,Rd} = 2388,76 - 2015,19$	373,57	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^7 F_{tj,Rd} = 2515,75 - 2015,19$	500,56	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^7 F_{tj,Rd} = 5596,96 - 2015,19$	3581,76	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^7 F_{tj,Rd} = 2064,42 - 2015,19$	49,23	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{tj,Rd} = 861,39 - 114,12$	747,26	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{tj,Rd} = 873,36 - 114,12$	759,24	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(8+7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 1372,46 - 298,09$	1074,38	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(8+7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 1519,22 - 298,09$	1221,14	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 1829,95 - 540,24$	1289,71	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 1955,77 - 540,24$	1415,53	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 2287,44 - 828,96$	1458,48	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 2317,96 - 828,96$	1489,00	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

F_{t8,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t8,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 2744,93 - 1164,24$	1580,69	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 2612,25 - 1164,24$	1448,01	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 3202,42 - 1557,71$	1644,71	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 2900,22 - 1557,71$	1342,52	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 3659,90 - 2015,19$	1644,71	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 3099,39 - 2015,19$	1084,20	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 745,92 - 114,12$	631,79	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 1367,17 - 114,12$	1253,05	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 1091,69 - 298,09$	793,61	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 1894,35 - 298,09$	1596,26	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1420,81 - 540,24$	880,57	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 2325,67 - 540,24$	1785,43	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1741,60 - 828,96$	912,64	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 2709,07 - 828,96$	1880,11	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 2070,72 - 1164,24$	906,49	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 3140,40 - 1164,24$	1976,16	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 2598,74 - 1557,71$	1041,04	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 4716,22 - 1557,71$	3158,52	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΟΙ ΕΝΑΠΟΜΙΝΑΝΤΕΣ ΚΟΧΛΙΕΣ ΕΙΝΑΙ ΑΝΕΝΕΡΓΟΙ (ΔΕΝ ΜΕΤΑΦΕΡΟΥΝ ΦΟΡΤΙΑ) ΓΙΑΤΙ Η ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΕΞΑΡΤΗΜΑΤΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΕΧΕΙ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΗΘΕΙ Η ΟΙ ΚΟΧΛΙΕΣ ΑΥΤΟΙ ΕΧΟΥΝ ΤΟΠΟΘΕΤΗΘΕΙ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΚΕΝΤΡΟ ΣΤΡΕΦΗΣ.

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

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	786	457,49	457,49	1206,12	457,49	-	457,49	1384,31
2	676	393,47	457,49	1796,10	457,49	1782,61	457,49	1384,31
3	576	335,27	457,49	1796,10	457,49	1584,14	457,49	1384,31
4	496	288,72	457,49	1796,10	457,49	1584,14	457,49	1384,31

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
5	416	242,16	457,49	1796,10	457,49	1584,14	457,49	1384,31
6	316	183,96	457,49	1796,10	457,49	1584,14	457,49	1384,31
7	196	114,12	457,49	1796,10	457,49	1584,14	457,49	1384,31
8	136	49,23	457,49	1796,10	457,49	1584,14	457,49	1384,31
9	-49	-	457,49	1190,45	457,49	-	457,49	1384,31

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{j,Rd}$

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

$$M_{j,Rd} = 1150,03 \quad [kN*m] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,80 < 1,00 \quad \text{ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,80)$$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$\alpha_v =$	0,60		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{v,Rd}$	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$\beta_{Lf} =$	0,90		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΜΕΓΑΛΕΣ ΣΥΝΔΕΞΕΙΣ	[3.8]
$F_{v,Rd} =$	176,09	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	228,74	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	288,32	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΔΙΑΜΕΣΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	264,44	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΠΙΟ ΑΠΟΜΑΚΡΥΣΜΕΝΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 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	457,49	-17,49	457,49	367,25	349,76	159,86
2	457,49	-17,49	393,47	315,86	298,37	188,12
3	457,49	-17,49	335,27	269,14	251,66	213,81
4	457,49	-17,49	288,72	231,77	214,28	234,36
5	457,49	-17,49	242,16	194,40	176,91	254,91
6	457,49	-17,49	183,96	147,68	130,19	280,60
7	457,49	-17,49	114,12	91,61	74,13	311,43
8	457,49	-17,49	49,23	39,52	22,03	340,07

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
9	457,49	-17,49	457,49	0,00	-17,49	352,19

$F_{tj,Rd,N}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ
 $F_{tj,Ed,N}$ – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $F_{tj,Rd,M}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΗ ΚΑΜΨΗ
 $F_{tj,Ed,M}$ – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΡΟΠΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $F_{tj,Ed}$ – ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
 $F_{vj,Rd}$ – ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

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

$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
 $V_{j,Rd} = 2335,33$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,13 < 1,00$ **ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,13)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$A_w =$	316,39	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.(2)]
$A_{wy} =$	225,10	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.(2)]
$A_{wz} =$	91,29	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΚΑΘΕΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.(2)]
$I_{wy} =$	234485,23	[cm ⁴]	ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ ΜΕ ΣΕΒΑΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ	[4.5.3.(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	-122,31	[MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-122,31	[MPa]	ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(5)]
$\tau_{ } =$	32,56	[MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(5)]
$\beta_w =$	0,90		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	[4.5.3.(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $244,61 < 453,33$ **ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,54)

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	244,61 < 453,33	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,54)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	215,77 < 453,33	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,48)
$\sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{M2}$	122,31 < 408,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,30)

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$A_{vc} =$	129,50	[cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta =$	1,00		ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ	[5.3.(7)]
$z =$	731	[mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ	[6.2.5]
$k_1 =$	7	[mm]	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.3.2.(1)]
$b_{eff,c,wc} =$	468	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$t_{wc} =$	21	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(6)]
$d_c =$	444	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$k_2 =$	15	[mm]	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	[6.3.2.(1)]
$t_{wash} =$	5	[mm]	Washer ΠΑΧΟΣ	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	17	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	24	[mm]	ΥΨΟΣ ΠΕΡΙΚΟΧΛΙΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	90	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	6	[mm]	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ	[6.3.2.(1)]

ΑΚΑΜΨΙΑ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					ΣΥΝΟΛΟ	57,94	3340,38
1	786	3	66	472	2	15,32	1204,57
2	676	3	73	19	2	12,82	866,74
3	576	3	58	6	1	8,02	461,82
4	496	3	58	5	1	6,71	332,97
5	416	3	58	6	1	5,79	240,92

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
6	316	3	73	7	2	5,18	163,82
7	196	2	44	6	1	2,31	45,23
8	136	2	44	13	1	1,79	24,31

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \frac{\sum_j k_{eff,j} h_j^2}{\sum_j k_{eff,j} h_j} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$z_{eq} = 577 \quad [mm] \quad \text{ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΔΥΝΑΜΗ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑ}$

$$k_{eq} = \frac{\sum_j k_{eff,j} h_j}{z_{eq}} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$k_{eq} = 10 \quad [mm] \quad \text{ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΔΙΕΥΘΕΤΗΣΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ}$

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

$$S_{j,ini} = 359008,87 \quad [kN*m] \quad \text{ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,65 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [6.3.1.(6)]$$

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

$$S_j = 217409,49 \quad [kN*m] \quad \text{ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad [6.3.1.(4)]$$

ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

$$S_{j,rig} = 121129,05 \quad [kN*m] \quad \text{ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 7570,57 \quad [kN*m] \quad \text{ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{ΣΤΑΘΕΡΗ}$$

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

ΛΟΓΟΣ 0,80

6 ΕΠΑΝΑΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΔΟΚΩΝ ΜΕ ΕΓΚΙΒΩΤΙΣΜΕΝΟ ΚΟΡΜΟ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

6.1 Γενικά

Σκοπός αυτού του κεφαλαίου είναι ένας εναλλακτικός τρόπος διαστασιολόγησης της κατασκευής αντικαθιστώντας τις μεταλλικές διατομές των σύμμικτων δοκών του πρώτου ορόφου με αντίστοιχες μεταλλικές διατομές με εγκιβωτισμένο κορμό από σκυρόδεμα και διαμήκη οπλισμό. Ο οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι ποιότητας S500. Αυτή η αλλαγή στον τύπο της σύμμικτης δοκού μπορεί να οδηγήσει στην επιλογή μικρότερων μεταλλικών διατομών, αφού το σκυρόδεμα εγκιβωτισμού συνεισφέρει σημαντικά στην φέρουσα ικανότητα σε κάμψη και διάτμηση, και επομένως σε πιο συμφέρουσες λύσεις από άποψη οικονομίας και εξοικονόμησης χώρου.

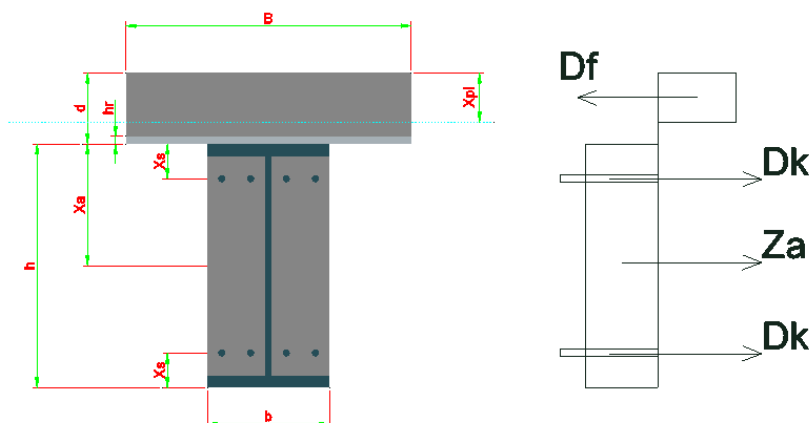
Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών των αμφιέριστων δοκών για τους συνδυασμούς φορτίσεων έγινε από το υπολογιστικό πρόγραμμα Etabs που δίνει την δυνατότητα ανάλυσης τέτοιου τύπου σύμμικτων δοκών χωρίς να επιτρέπει την δυνατότητα διαστασιολόγησης τους. Για την διαστασιολόγησή τους τα εντατικά μεγέθη πάρθηκαν βάσει τον δυσμενέστερο, για κάθε περίπτωση, συνδυασμό φόρτισης. Ο υπολογισμός των αντοχών σχεδιασμού των δοκών έγινε σύμφωνα με την θεωρία της πλαστικής μεθόδου σε κάμψη και διάτμηση.

Αξίζει να σημειωθεί πως με την αλλαγή στον τύπο της σύμμικτης μεταλλικής δοκού δεν επηρεάζονται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης της υπόλοιπης μεταλλικής κατασκευής.

6.2 Υπολογισμός πλαστικής ροπής αντοχής

Για τον υπολογισμό της πλαστικής ροπής αντοχής της σύμμικτης διατομής ελέγχονται οι πιθανές θέσεις του ουδέτερου άξονα στη διατομή και για κάθε θέση υπολογίζεται ξεχωριστά η πλαστική ροπή αντοχής.

Ουδέτερος άξονας στη πλάκα σκυροδέματος:



Εικόνα 71 - Κατανομές τάσεων εντός της διατομής για ουδέτερο άξονα στην πλάκα σκυροδέματος

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

$$D_b = Bx_{pl} 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$D_k = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

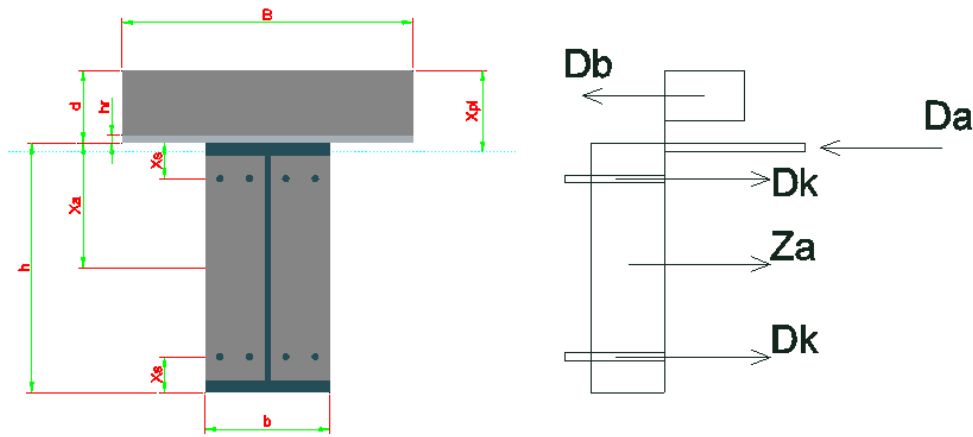
$$Z_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Και από ισοροπία δυνάμεων συνεπάγεται:

$$x_{pl} = \frac{Z_a + 2D_k}{B * 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

$$M_{pl.Rd} = Z_a \left(x_a + d - \frac{x_{pl}}{2} \right) + D_k \left(x_s + d - \frac{x_{pl}}{2} \right) + D_k \left(h - x_s + d - \frac{x_{pl}}{2} \right)$$

Ουδέτερος άξονας στο πέλμα της μεταλλικής δοκού:



Εικόνα 72 - Κατανομές τάσεων εντός της διατομής για ουδέτερο άξονα στο άνω πέλμα της μεταλλικής δοκού

$$D_b = B(d - h_r) 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$D_a = b(x_{pl} - d) 2 \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$D_k = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

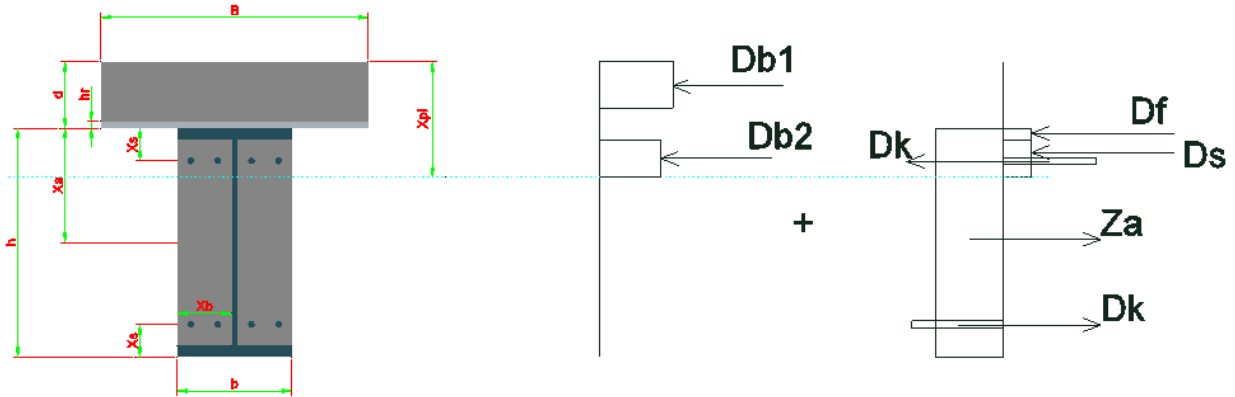
$$Z_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Και από ισοροπία δυνάμεων συνεπάγεται:

$$x_{pl} = \frac{2D_k + Z_a - D_b}{2b \frac{f_y}{\gamma_a}} + d$$

$$M_{pl,Rd} = Z_a \left(x_a + d - \frac{d - h_r}{2} \right) + D_k \left(h - x_s + d - \frac{d - h_r}{2} \right) + D_k \left(x_s + h_r + \frac{d - h_r}{2} \right) - D_a \left(\frac{d - h_r}{2} + \frac{t_f}{2} \right)$$

Ουδέτερος άξονας στον κορμό της μεταλλικής δοκού:



Εικόνα 73 - Κατανομές τάσεων εντός της διατομής για ουδέτερο άξονα στον κορμό της μεταλλικής δοκού

$$D_{b1} = B(d - h_r)0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$D_{b2} = (b - t_w)(x_{pl} - d - t_f)0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_a}$$

$$D_f = \frac{2f_y}{\gamma_a} \times t_f b$$

$$D_k = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$D_s = 2 \frac{f_y}{\gamma_a} \times t_w (x_{pl} - d - t_f)$$

$$Z_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Και από ισορροπία δυνάμεων συνεπάγεται:

$$x_{pl} = \frac{1}{0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} (b - t_w) + \frac{2f_y}{\gamma_a} t_w} \left[Z_a + D_{b1} - D_f + 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} (d - t_f)(b - t_w) + \frac{2f_y}{\gamma_a} t_w (d + t_f) \right]$$

$$M_{pl,Rd} = -D_{b2} \left(\frac{x_{pl} - d - t_f}{2} + t_f + \frac{d - h_r}{2} \right) - D_f \left(\frac{d - h_r}{2} + h_r + \frac{t_f}{2} \right) - D_k \left(x_s + \frac{d - h_r}{2} + h_r \right) - D_s \left(\frac{x_{pl} - d - t_f}{2} + t_f + \frac{d - h_r}{2} \right) + Z_a \left(x_a + \frac{d - h_r}{2} + h_r \right) + D_k \left(h - x_s + \frac{d - h_r}{2} + h_r \right)$$

6.3 Υπολογισμός αντοχής σε τέμνουσα

Ο υπολογισμός της συνολικής αντοχής σε τέμνουσα της συμμικτης διατομής με εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα κατά τον Ευρωκώδικα 4 επιτρέπεται να γίνει αθροίζοντας την επιμέρους φέρουσα ικανότητα σε τέμνουσα της μεταλλικής δοκού (κατά Ευρωκώδικα 3) και του σκυροδέματος εγκιβωτισμού (κατά Ευρωκώδικα 2) στις περιπτώσεις όπου οι συνδετήρες είναι κλειστοί βρόγχοι. Η αντοχή του πέλματος σκυροδέματος αναλαμβάνει ποσοστό τέμνουσας 10-20% και επομένως η συνεισφορά του πέλματος σκυροδέματος σε τέμνουσα μπορεί να αγνοηθεί.

Σύμφωνα με τον EC3/ Μέρος 1-1 κεφ. 6.2.6, η οριακή τέμνουσα της μεταλλικής διατομής υπολογίζεται από την σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_a}, \text{ όπου } A_v \text{ η επιφάνεια διάτμησης.}$$

Σύμφωνα με τον EC2/ Μέρος 1-1 κεφ. 6.2, η οριακή τέμνουσα που αναλαμβάνει το σκυρόδεμα είναι ίση με το άθροισμα της αντοχής σε τέμνουσα του σκυροδέματος και της αντοχής σε τέμνουσα του εγκάρσιου οπλισμού:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,c}$$

όπου:
$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

με ελάχιστη τιμή την: $V_{Rd,c \min} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$ και

$$V_{Rd,s} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{sw}}{S} z f_{ywd} \cot \theta \\ a_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \end{array} \right.$$

6.4 Επίδραση της τέμνουσας στην οριακή ροπή

Εφ' όσον η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού V_{Ed} υπερβαίνει το μισό της πλαστικής οριακής δύναμης $V_{pl,Rd}$ λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της τέμνουσας στην οριακή ροπή. Ο έλεγχος αυτός γίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$M_{Ed} \leq M_{f,Rd} + (M_{Rd} - M_{f,Rd}) \left[1 - \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

όπου $M_{f,Rd}$ η πλαστική οριακή αντοχή της ενεργού διατομής για τον υπολογισμό της M_{Rd} χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η ενεργός επιφάνεια διάτμησης. Για τον υπολογισμό της $M_{f,Rd}$ χρησιμοποιείται η μειωμένη τάση διαρροής:

$$f_{y,Rd} = (1 - \rho_1) f_y \text{ όπου } \rho_1 = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

6.5 Υπολογισμός απαιτούμενου αριθμού διατμητικών ήλων

Για πλήρη διατμητική σύνδεση ο απαιτούμενος αριθμός διατμητικών ήλων είναι $n = V_1/P_{Rd}$. Η V_1 είναι η διαμήκης τέμνουσα σχεδιασμού που θα πρέπει να παραλαμβάνεται από τους συνδέσμους διάτμησης ανάμεσα στην θέση της μέγιστης θετικής ροπής και την στήριξη και υπολογίζεται από:

$$V_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,85 f_{ck} b_{eff} h_c / \gamma_c \\ A_a f_y / \gamma_a + 0,85 f_{ck} / \gamma_c (b - t_w)(h - 2t_f) + 2A_s f_{ck} / \gamma_s \end{array} \right.$$

6.6 Υπολογισμός διατμητικής αντοχής σχεδιασμού διατμητικού ήλου

Για τους διατμητικούς ήλους που έχουν χρησιμοποιηθεί, με γεωμετρικά χαρακτηριστικά που διακρίνονται στο Κεφάλαιο 3.6 η διατμητική αντοχή σχεδιασμού τους υπολογίζεται ως εξής:

Διατμητική αστοχία ήλου: $P_{Rd} = \frac{0,58 h_0 (\pi d^2 / 4)}{\gamma_v} = 92,5 \text{ KN}$

Θραύση σκυροδέματος: $P_{Rd} = 0,29 a d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} = 73,1 \text{ KN}$

με $\gamma_v = 1,25$ για την οριακή κατάσταση αστοχίας και $\alpha = 1$ για $h/d > 4$.

Επομένως η διατμητική αντοχή σχεδιασμού του ήλου παίρνει την τιμή της μικρότερης εκ των δύο και ισούται με $P_{Rd} = 73,1 \text{ KN}$.

6.6.1 Μειωτικός συντελεστής λόγω επιρροής χαλυβδόφυλλου

Για φατώματα χαλυβδόφυλλου παράλληλα με τον διαμήκη άξονα της δοκού ο μειωτικός συντελεστής υπολογίζεται ως:

$$k_{\varphi} = 0,5 \left(\frac{b_2}{h_s} \right) \left(\frac{h}{h_{\varphi}} - 1 \right) = 1,0$$

Ο μειωτικός συντελεστής για φατώματα χαλυβδόφυλλου κάθετα στον άξονα της δοκού υπολογίζεται ως:

$$k_{\tau} = \frac{0,7}{\sqrt{N_{\tau}}} \left(\frac{h_0}{h_{\tau}} \right) \left(\frac{h}{h_{\tau}} - 1 \right) = 0,81$$

όπου, $N_{\tau} = 2$ (ο αριθμός των ήλων ανά κυψέλη φατώματος). Για διατμητικά συγκολλημένους ήλους το k_{τ} παίρνει μέγιστη τιμή 0,70. Επομένως $k_{\tau} = 0,7$

Τελικά, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού των ήλων για φατώματα παράλληλα με τον άξονα της μεταλλικής δοκού είναι $P_{Rd} = 73,1 \text{ KN}$ και για φατώματα χαλυβδόφυλλου κάθετα στον άξονα της δοκού είναι $P_{Rd} = 73,1 * 0,7 = 51,17 \text{ KN}$.

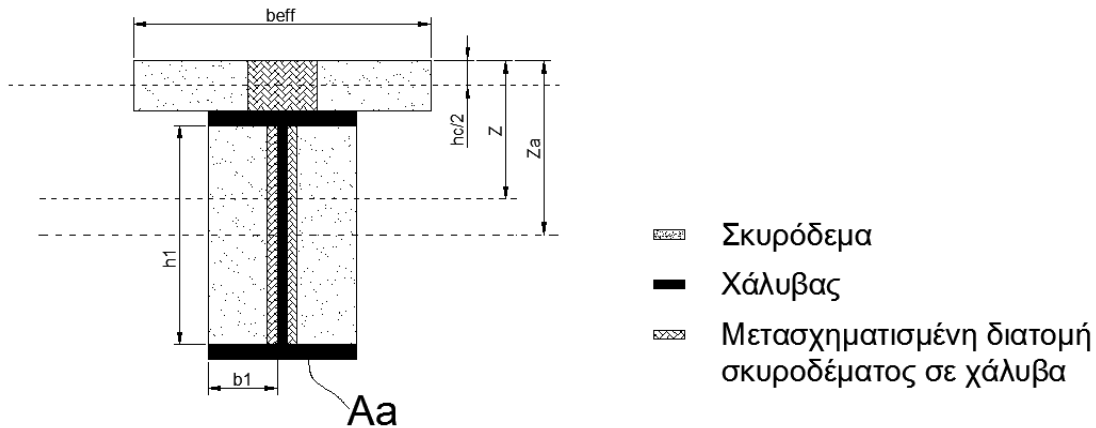
6.7 Υπολογισμός βέλους κάμψης

Στο τελικό στάδιο της επαναδιαστασιολόγησης, ελέγχεται το βέλος κάμψης των σύμμικτων δοκών με εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα με την οριακή επιτρεπόμενη τιμή $\delta_{\max} = \frac{l}{240}$.

Για αμφιαρθρωτή δοκό το βέλος κάμψης υπολογίζεται από την σχέση:

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{ql^4}{EI}$$

Η ροπή αδράνειας της σύμμικτης διατομής I_y ορίζεται ως:



Εικόνα 74 - Αποστάσεις κεντροβαρικών αξόνων της σύμμικτης διατομής με εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα

$$I_y = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff}}{n} \frac{h_c^3}{12} + \frac{b_{eff}}{n} h_c \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 + 2 \left[\frac{b_1}{n} \frac{h_1^3}{12} + \frac{b_1}{n} h_1 (z_a - z)^2 \right]$$

όπου,

$n = \frac{E_s}{E_{cm}}$ Ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας του χάλυβα ως προς του σκυροδέματος,

για τον προσδιορισμό των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της μετασχηματισμένη διατομής.

Za: Η απόσταση του κέντρου βάρους της μεταλλικής δοκού και του σκυροδέματος εγκιβωτισμού.

Z: Η απόσταση του κέντρου βάρους της συνολικής διατομής.

E: Μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα.

Aa: Εμβαδόν διατομής μεταλλικής δοκού.

Ia: Ροπή αδράνειας μεταλλικής δοκού.

6.8 Έλεγχοι και αποτελέσματα διαστασιολόγησης

Σύμφωνα με τα ανωτέρω δημιουργήθηκαν υπολογιστικά φύλλα στο Excel για εύκολη και μαζική εξαγωγή αποτελεσμάτων. Στο Παράρτημα Α παρουσιάζονται τα φύλλα του Excel για τον υπολογισμό της πλαστικής ροπής αντοχής και της οριακής τέμνουσας για μία ενδεικτική διατομή. Στο πρώτο φύλλο εισάγονται τα γεωμετρικά

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

χαρακτηριστικά της σύμμικτης δοκού με εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα, τα μηχανικά χαρακτηριστικά του κάθε υλικού (σκυρόδεμα, δομικός χάλυβας) καθώς και τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά για τον διαμήκη και τον εγκάρσιο οπλισμό. Στην συνέχεια το δεύτερο φύλλο Excel υπολογίζει την θέση του ουδέτερου άξονα για την εκάστοτε δοκό και βάσει αυτού την πλαστική ροπή αντοχής και την οριακή αντοχή σε τέμνουσα.

Παρακάτω παρουσιάζονται πινακοποιημένοι οι έλεγχοι σε κάθε στοιχείο για κάμψη, τέμνουσα και αλληλεπίδραση κάμψης-τέμνουσας καθώς και τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης (λόγοι επάρκειας, απαραίτητος αριθμός διατμητικών ήλων). Στην παρένθεση εμφανίζονται οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν κατά την διαστασιολόγηση του μοντέλου χωρίς εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα. Ο έλεγχος της επίδρασης της τέμνουσας στην οριακή ροπή διεξάχθηκε μόνο στις περιπτώσεις όπου $V_{Ed} > 0,5 V_{pl,Rd}$.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

ΔΟΚΟΣ ΜΕ ΕΓΚΙΒΩΤΙΣΜΕΝΟ ΚΟΡΜΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΗΕΒ-200 (ΗΕΒ-260)											
ΔΟΚΟΣ	L	b	M _{Ed,max} (KNm)	V _{Ed,max} (KN)	M _{pl,Rd} (KN m)	V _{pl,Rd} (KN)	M _{Ed,max} / M _{pl,Rd}	V _{Ed,max} / V _{pl,Rd}	M-V	M _{Ed} / (M-V)	n=V/P _{Rdπ} λήρης σύνδεση
B 31066	8	2,00	336,0	187,7	664,7	438,6	0,506	0,428	-	-	111
B 31067	8	2,00	336,0	187,7	664,7	438,6	0,506	0,428	-	-	111
B 31068	8	2,00	336,0	187,7	664,7	438,6	0,506	0,428	-	-	111
B 31069	8	2,00	336,0	187,7	664,7	438,6	0,506	0,428	-	-	111
B 31070	7,65	1,91	300,4	180,6	657,6	438,6	0,457	0,412	-	-	106
B 79	8	2,00	128,7	122,9	664,7	438,6	0,194	0,280	-	-	111
B 31168	4,8	1,20	277,6	231,4	599,5	438,6	0,463	0,527	231,360	0,005	67
B 31169	6	1,50	433,8	289,2	624,0	438,6	0,695	0,659	289,200	0,005	84
B 31326	6	1,50	236,7	233,8	624,0	438,6	0,379	0,533	233,770	0,006	84
B 31327	4	1,00	110,8	152,0	583,2	438,6	0,190	0,347	-	-	56
B 31356	4	1,00	98,1	66,0	583,2	438,6	0,168	0,150	-	-	56
B 112	6	1,50	403,1	299,6	624,0	438,6	0,646	0,683	299,610	0,005	84
B 31329	8	2,00	101,1	152,9	664,7	438,6	0,152	0,349	-	-	111
B 224	8	2,00	202,5	101,2	664,7	438,6	0,305	0,231	-	-	111
B 217	6	1,50	403,1	299,6	624,0	438,6	0,646	0,683	299,610	0,005	84
B 216	8	2,00	350,9	196,0	664,7	438,6	0,528	0,447	-	-	111
B 31338	8	2,00	220,7	156,5	664,7	438,6	0,332	0,357	-	-	111
B 31198	9,6	2,40	368,5	200,9	792,0	438,6	0,465	0,458	-	-	133
B 31318	8	2,00	356,4	200,8	664,7	438,6	0,536	0,458	-	-	111
B 31332	8	2,00	350,9	196,0	664,7	438,6	0,528	0,447	-	-	111
B 71	8	2,00	371,2	201,3	664,7	438,6	0,558	0,459	-	-	111
B 31203	8	2,00	371,2	201,3	664,7	438,6	0,558	0,459	-	-	111
B 31204	8	2,00	350,9	196,0	664,7	438,6	0,528	0,447	-	-	111
B 31200	7,65	1,91	313,7	188,6	657,6	438,6	0,477	0,430	-	-	106
B 32	7,65	1,91	10,4	6,2	657,6	438,6	0,016	0,014	-	-	97
B 62	7,65	1,91	10,4	6,2	657,6	438,6	0,016	0,014	-	-	97
B 73	7,65	1,91	10,4	6,2	657,6	438,6	0,016	0,014	-	-	97
B 39	7,65	1,91	10,4	6,2	657,6	438,6	0,016	0,014	-	-	97
B 66	7,65	1,91	10,4	6,2	657,6	438,6	0,016	0,014	-	-	97
B 44	7,65	1,91	10,1	6,2	657,6	438,6	0,015	0,014	-	-	97
B 31065	8	2,00	11,5	6,5	664,7	438,6	0,017	0,015	-	-	97
B 35	8	2,00	11,5	6,5	664,7	438,6	0,017	0,015	-	-	97
B 102	8	2,00	11,2	6,5	664,7	438,6	0,017	0,015	-	-	97
B 221	8	2,00	11,2	6,5	664,7	438,6	0,017	0,015	-	-	97
B 31345	8	2,00	12,2	6,5	664,7	438,6	0,018	0,015	-	-	97
B 31344	8	2,00	11,5	6,5	664,7	438,6	0,017	0,015	-	-	97
B 109	8	2,00	12,2	6,5	664,7	438,6	0,018	0,015	-	-	97
B 28	8	2,00	11,5	6,5	664,7	438,6	0,017	0,015	-	-	97
B 29	8	2,00	11,5	6,5	664,7	438,6	0,017	0,015	-	-	97
B 96	6	1,50	6,7	5,0	624,0	438,6	0,011	0,011	-	-	102

Πίνακας 29 - Έλεγχοι και αποτελέσματα διαστασιολόγησης δοκού ΗΕΒ200

ΔΟΚΟΣ ΜΕ ΕΓΚΙΒΩΤΙΣΜΕΝΟ ΚΟΡΜΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΗΕΒ-280 (ΗΕΒ-400)											
ΔΟΚΟΣ	L	b	M _{Ed,max} (KNm)	V _{Ed,max} (KN)	M _{pl,Rd} (KN m)	V _{pl,Rd} (KN)	M _{Ed,max} / M _{pl,Rd}	V _{Ed,max} / V _{pl,Rd}	M-V	M _{Ed} / (M-V)	n=V/P _{Rdπ} λήρης σύνδεση
B 31319	9,60	2,40	908,1	421,4	1179,70	705,30	0,77	0,60	421,41	0,01	133
B 31320	9,60	2,40	965,1	455,8	1179,70	705,30	0,82	0,65	455,79	0,01	133
B 31339	12,60	3,15	831,3	197,3	1242,40	705,30	0,67	0,28	-	-	214
B 31125	11,40	2,85	1106,7	354,2	1217,36	705,30	0,91	0,50	354,18	0,01	194
B 31152	11,40	2,85	1001,6	282,8	1217,36	705,30	0,82	0,40	-	-	194
B 31321	8,00	2,00	671,8	283,8	1146,31	705,30	0,59	0,40	-	-	111
B 31355	8,00	2,00	846,0	224,3	1146,31	705,30	0,74	0,32	-	-	136
B 31094	8,00	2,00	526,5	316,6	1146,31	705,30	0,46	0,45	-	-	111
B 31065	8,00	2,00	11,5	6,5	1146,31	705,30	0,01	0,01	-	-	136
B 102	8,00	2,00	11,2	6,5	1146,31	705,30	0,01	0,01	-	-	136

Πίνακας 30 - Έλεγχοι και αποτελέσματα διαστασιολόγησης δοκού ΗΕΒ280

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

ΔΟΚΟΣ ΜΕ ΕΓΚΙΒΩΤΙΣΜΕΝΟ ΚΟΡΜΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΗΕΒ-450 (ΗΕΒ-600)											
ΔΟΚΟΣ	L	b	M _{Ed,max} (KNm)	V _{Ed,max} (KN)	M _{pl,Rd} (KNm)	V _{pl,Rd} (KN)	M _{Ed,max} / M _{pl,Rd}	V _{Ed,max} / V _{pl,Rd}	M-V	M _{Ed} / (M-V)	n=V/P _{Rdπ} λήρης σύνδεση
B 31123	16	4,00	2177,9	301,2	2549,6	1423,1	0,854194	0,21165	-	-	252
B 31081	16	4,00	1663,6	235,1	2549,6	1423,1	0,652486	0,16517	-	-	252
B 31090	16	4,00	1587,2	226,6	2549,6	1423,1	0,622527	0,15919	-	-	252
B 31087	16	4,00	1587,2	226,6	2549,6	1423,1	0,622527	0,15919	-	-	252
B 31083	16	4,00	1587,2	226,6	2549,6	1423,1	0,622527	0,15919	-	-	252

Πίνακας 31 - Έλεγχοι και αποτελέσματα διαστασιολόγησης δοκού ΗΕΒ450

ΔΟΚΟΣ ΜΕ ΕΓΚΙΒΩΤΙΣΜΕΝΟ ΚΟΡΜΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΗΕΒ-600 (ΗΕΒ-800)											
ΔΟΚΟΣ	L	b	M _{Ed,max} (KNm)	V _{Ed,max} (KN)	M _{pl,Rd} (KNm)	V _{pl,Rd} (KN)	M _{Ed,max} / M _{pl,Rd}	V _{Ed,max} / V _{pl,Rd}	M-V	M _{Ed} / (M-V)	n=V/P _{Rdπ} λήρης σύνδεση
B 31199	16	4,00	3219,8	441,7	3746,0	2060,0	0,860	0,214	-	-	272
B 31197	16	4,00	3104,3	426,8	3746,0	2060,0	0,829	0,207	-	-	272
B 31340	16	4,00	2923,3	403,5	3746,0	2060,0	0,780	0,196	-	-	272
B 31102	16	4,00	2290,6	322,1	3746,0	2060,0	0,611	0,156	-	-	272
B 31095	16	4,00	2251,6	443,2	3746,0	2060,0	0,601	0,215	-	-	272
B 31089	16	4,00	3219,8	441,7	3746,0	2060,0	0,860	0,214	-	-	272
B 31091	16	4,00	3153,8	433,2	3746,0	2060,0	0,842	0,210	-	-	272
B 31035	16	4,00	3179,0	436,4	3746,0	2060,0	0,849	0,212	-	-	272
B 31034	16	4,00	3199,5	441,7	3746,0	2060,0	0,854	0,214	-	-	272
B 31049	16	4,00	3219,8	441,7	3746,0	2060,0	0,860	0,214	-	-	272
B 31088	16	4,00	3153,8	433,2	3746,0	2060,0	0,842	0,210	-	-	272
B 31086	16	4,00	3219,8	441,7	3746,0	2060,0	0,860	0,214	-	-	272
B 31085	16	4,00	3209,6	443,0	3746,0	2060,0	0,857	0,215	-	-	272
B 31082	16	4,00	3219,8	441,7	3746,0	2060,0	0,860	0,214	-	-	272
B 31084	16	4,00	3153,8	433,2	3746,0	2060,0	0,842	0,210	-	-	272

Πίνακας 32 - Έλεγχοι και αποτελέσματα διαστασιολόγησης δοκού ΗΕΒ600

ΔΟΚΟΣ ΜΕ ΕΓΚΙΒΩΤΙΣΜΕΝΟ ΚΟΡΜΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΗΕΒ-300 (ΗΕΒ-500)											
ΔΟΚΟΣ	L	b	M _{Ed,max} (KNm)	V _{Ed,max} (KN)	M _{pl,Rd} (KNm)	V _{pl,Rd} (KN)	M _{Ed,max} / M _{pl,Rd}	V _{Ed,max} / V _{pl,Rd}	M-V	M _{Ed} / (M-V)	n=V/P _{Rdπ} λήρης σύνδεση
B 31323	10	2,50	904,8	288,8	1353,61	786,4	0,668419	0,36722	-	-	138
B 31341	11,6	2,90	1250,9	353,6	1387,33	786,4	0,901674	0,44969	-	-	174

Πίνακας 33 - Έλεγχοι και αποτελέσματα διαστασιολόγησης δοκού ΗΕΒ300

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

ΔΟΚΟΣ ΜΕ ΕΓΚΙΒΩΤΙΣΜΕΝΟ ΚΟΡΜΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΗΕΒ-240 (ΗΕΒ-320)											
ΔΟΚΟΣ	L	b	M _{Ed,max} (KNm)	V _{Ed,max} (KN)	M _{pl,Rd} (KNm)	V _{pl,Rd} (KN)	M _{ed,max} / M _{pl,Rd}	V _{Ed,max} / V _{pl,Rd}	M-V	M _{ed} / (M-V)	n=V/P _{Rdπ} λήρης σύνδεση
B 31072	8	2,00	680,1	380,0	897,5	577,1	0,758	0,658	379,950	0,005	111
B 31075	8	2,00	680,1	380,0	897,5	577,1	0,758	0,658	379,950	0,005	111
B 31079	8	2,00	680,1	380,0	897,5	577,1	0,758	0,658	379,950	0,005	111
B 31076	8	2,00	680,1	380,0	897,5	577,1	0,758	0,658	379,950	0,005	111
B 31080	7,65	1,91	608,0	365,5	890,2	577,1	0,683	0,633	365,520	0,005	106
B 31265	8	2,00	776,5	388,3	897,5	577,1	0,865	0,673	388,250	0,005	111
B 31268	8	2,00	776,5	388,3	897,5	577,1	0,865	0,673	388,250	0,005	111
B 31287	8	2,00	776,5	388,3	897,5	577,1	0,865	0,673	388,250	0,005	111
B 31292	8	2,00	776,5	388,3	897,5	577,1	0,865	0,673	388,250	0,005	111
B 31288	7,65	1,91	710,0	371,3	890,2	577,1	0,798	0,643	371,260	0,005	106
B31244	8	2,00	694,9	388,3	897,5	577,1	0,774	0,673	388,250	0,005	111
B 31351	8	2,00	686,5	390,5	897,5	577,1	0,765	0,677	390,480	0,005	111
B 31078	8	2,00	686,5	390,5	897,5	577,1	0,765	0,677	390,480	0,005	111
B 31073	8	2,00	694,9	388,3	897,5	577,1	0,774	0,673	388,250	0,005	111
B 31077	7,65	1,91	621,3	373,5	890,2	577,1	0,698	0,647	373,490	0,005	106
B 31289	8	2,00	735,1	398,7	897,5	577,1	0,819	0,691	398,730	0,005	111
B 31293	8	2,00	776,5	388,3	897,5	577,1	0,865	0,673	388,250	0,005	111
B 31290	8	2,00	776,5	388,3	897,5	577,1	0,865	0,673	388,250	0,005	111
B 31294	8	2,00	776,5	388,3	897,5	577,1	0,865	0,673	388,250	0,005	111
B 31291	7,65	1,91	710,0	371,3	890,2	577,1	0,798	0,643	371,260	0,005	106
B 31096	8	2,00	694,9	388,3	897,5	577,1	0,774	0,673	388,250	0,005	111
B 31099	8	2,00	686,5	390,5	897,5	577,1	0,765	0,677	390,480	0,005	111
B 31097	8	2,00	686,5	390,5	897,5	577,1	0,765	0,677	390,480	0,005	111
B 31100	8	2,00	694,9	388,3	897,5	577,1	0,774	0,673	388,250	0,005	111
B 31098	7,65	1,91	621,3	373,5	890,2	577,1	0,698	0,647	373,490	0,005	106
B 31316	8	2,00	367,9	268,2	897,5	577,1	0,410	0,465	268,230	0,007	111
B 31315	8	2,00	586,9	293,5	897,5	577,1	0,654	0,509	293,460	0,007	111
B 31297	8	2,00	776,5	388,3	897,5	577,1	0,865	0,673	388,250	0,005	111
B 31296	8	2,00	776,5	388,3	897,5	577,1	0,865	0,673	388,250	0,005	111
B 31295	7,65	1,91	710,0	371,3	890,2	577,1	0,798	0,643	371,260	0,005	106
B 31201	8	2,00	694,9	388,3	897,5	577,1	0,774	0,673	388,250	0,005	111
B 31205	8	2,00	694,9	388,3	897,5	577,1	0,774	0,673	388,250	0,005	111
B 31202	7,65	1,91	621,3	373,5	890,2	577,1	0,698	0,647	373,490	0,005	106
B 31300	8	2,00	776,5	388,3	897,5	577,1	0,865	0,673	388,250	0,005	111
B 31299	8	2,00	776,5	388,3	897,5	577,1	0,865	0,673	388,250	0,005	111
B 31298	7,65	1,91	659,3	384,0	890,2	577,1	0,741	0,665	383,980	0,005	106
B 31346	8	2,00	207,2	59,7	897,5	577,1	0,231	0,103	59,720	0,033	136
B 31343	8	2,00	207,2	59,7	897,5	577,1	0,231	0,103	59,720	0,033	136
B 31124	11,4	2,85	748,8	240,1	953,8	577,1	0,785	0,416	240,090	0,012	129
B 31322	8	2,00	501,7	313,6	897,5	577,1	0,559	0,543	313,570	0,006	111
B 31331	10	2,50	568,4	248,3	938,9	577,1	0,605	0,430	248,340	0,010	139

Πίνακας 34 - Έλεγχοι και αποτελέσματα διαστασιολόγησης δοκού ΗΕΒ240

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος του βέλους κάμψης για μία σύμμικτη δοκό μεταλλικής διατομής ΗΕΒ600 με εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα και ανοίγματος 16m. Το μέγιστο επιτρεπτό βέλος κάμψης για την συγκεκριμένη δοκό είναι:

$$\delta_{\max} = \frac{l}{240} = \frac{600\text{cm}}{240} = 6,6\text{cm}$$

Για την σύμμικτη διατομή λαμβάνοντας υπόψη αντί του σκυροδέματος την μετασχηματισμένη διατομή του σε χάλυβα, προκύπτουν τα εξής χαρακτηριστικά:

$$q = 53,3\text{KN/m}$$

$$E = 210\text{GPa}$$

$$I_y = 521.890,46\text{cm}^4$$

Τελικά το βέλος κάμψης που παρουσιάζει η δοκός είναι: $\delta = 4,14\text{cm} \leq \delta_{\max}$.

6.9 Κατανομή συνδέσμων

Προϋποθέσεις ισοκατανομής :

- Οι κρίσιμες κατηγορίες να είναι 1 ή 2 που ισχύει
- $M_{pl,Rd} \leq 2,5M_{cp,Rd}$ όπου $M_{cp,Rd}$ πλαστική ροπή μεταλλικής δοκού

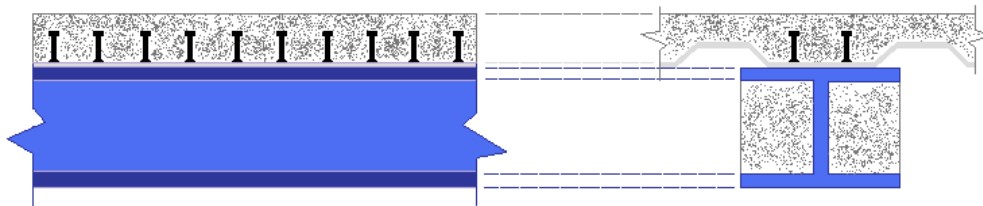
Όπως διακρίνεται από τους Πίνακες 29-34 ο παραπάνω περιορισμός ισχύει για την πλειοψηφία των δοκών και είναι δυνατόν οι ήλοι να ισοκατανεμηθούν στην δοκό σε αυτές τις περιπτώσεις. Στην συνέχεια υπολογίζεται η κατανομή των ήλων σε μεταλλικούς δοκούς ενδεικτικά για τις δύο περιπτώσεις (ισοκατανομής των ήλων και όχι).

Περίπτωση ισοκατανομής των ήλων: Εγκιβωτισμένη δοκός B31199 (L=16m, n=272 ήλοι)

Για 2 ήλους ανά σειρά ο αριθμός των σειρών προκύπτει ίσος με 136.

Εγκάρσια απόσταση ήλων : $e_g = 50\text{mm} \geq 2,5d$

Διαμήκης απόσταση ήλων: $5d \leq e_f = 120\text{mm} \leq 6h_{pl} \leq 800$



Εικόνα 75 - Περίπτωση φατνωμάτων παράλληλα στον διαμήκη άξονα της δοκού

Περίπτωση όχι ισοκατανομής των ήλων: Εγκιβωτισμένη δοκός B31066 (L=8m, n=111 ήλοι)

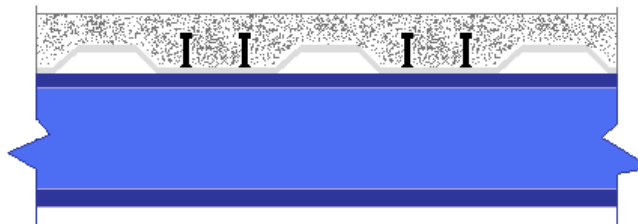
Στην εξεταζόμενη δοκό τα φατνώματα του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετα με τον διαμήκη άξονα της δοκού. Ο αριθμός των φατνωμάτων στην δοκό είναι 89. Επομένως τοποθετούνται:

22 ήλοι σε 11 φατνώματα χαλυβδόφυλλου κοντά σε κάθε στήριξη (2 ήλοι/φάτνωμα):

Με $e_g = 50\text{mm} \geq 2,5d$ και $5d \leq e_f = 192\text{mm} \leq 6h_{pl} \leq 800$

67 ήλοι στα υπόλοιπα 67 φατνώματα χαλυβδόφυλλου (1 ήλος / φάτνωμα):

Με $5d \leq e_f = 240\text{mm} \leq 6h_{pl} \leq 800$



Εικόνα 76 - Περίπτωση φατνωμάτων εγκάρσια στον διαμήκη άξονα της δοκού

7 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ

7.1 Γενικά

Η εκδήλωση πυρκαγιάς σε έναν φέροντα οργανισμό αποτελούμενο από μεταλλικά στοιχεία είναι ένα φαινόμενο έναντι του οποίου πρέπει να λαμβάνονται μέτρα. Αυτό απαιτείται διότι η αντοχή του χάλυβα μειώνεται με την αύξηση της θερμοκρασίας. Ειδικότερα σε περιπτώσεις όπου ξεπερνιούνται κάποια χρονικά όρια (μεγάλη διάρκεια πυρκαγιάς) η μείωση της αντοχής του χάλυβα λόγω αύξησης της θερμοκρασίας του μπορεί να καταστήσει τα φορτία που δρουν στην κατασκευή οριακά, με κίνδυνο αστοχίας όλου του οργανισμού. Το χρονικό αυτό διάστημα που απαιτείται μέχρι την αστοχία της κατασκευής ονομάζεται δείκτης πυραντίστασης που πρέπει να πληρεί κάποια όρια καθοριζόμενα από τους κανονισμούς και εξαρτάται άμεσα από τα στοιχεία μόνωσης των δομικών μελών.

Η πυρκαγιά κατά τον σχεδιασμό αντιμετωπίζεται σαν τυχηματική φόρτιση και έτσι συνδυάζεται με τα υπόλοιπα φορτία της κατασκευής. Επίσης η θερμοκρασία του αέρα ενός πυροδιαμερίσματος μπορεί να θεωρηθεί ότι μεταβάλλεται σύμφωνα με πρότυπες καμπύλες ISO ή με πειραματικές καμπύλες θερμοκρασίας - χρόνου ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του εκάστοτε πυροδιαμερίσματος (μονωτική ικανότητα περιβλήματος, συνθήκες αερισμού, πυκνότητα πυροθερμικού φορτίου). Στην συγκεκριμένη μεταπτυχιακή εργασία, για τον σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς, λόγω έλλειψης δεδομένων των παραμέτρων που επηρεάζουν την εξέλιξη της θερμοκρασίας του υπό εξέταση πυροδιαμερίσματος, θα χρησιμοποιηθεί η πρότυπη καμπύλη ISO.

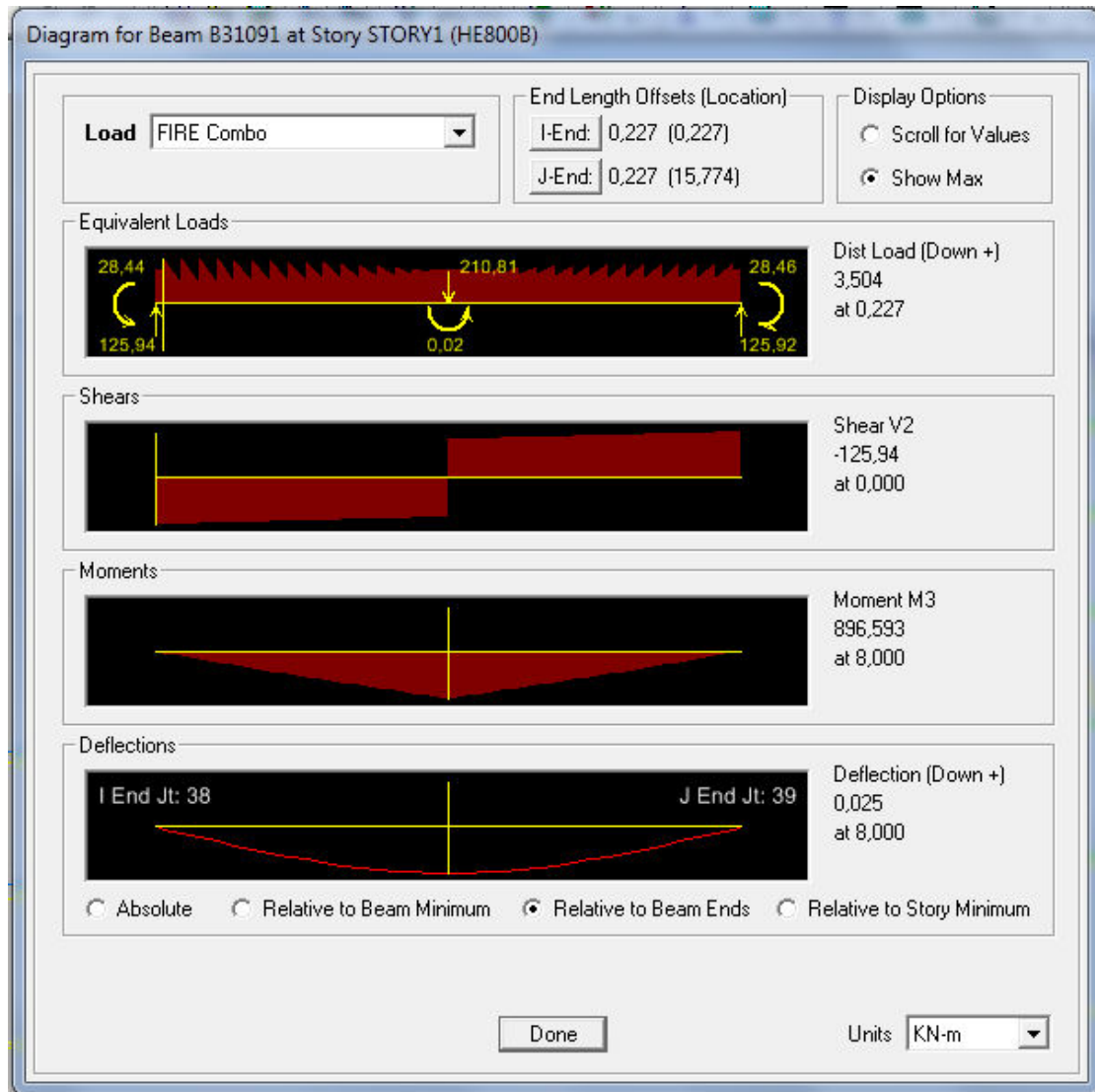
7.2 Σχεδιασμός σύμμικτης δοκού έναντι πυρκαγιάς

Για τον σχεδιασμό δοκού έναντι πυρκαγιάς επιλέχθηκε ενδεικτικά μία σύμμικτη δοκός διατομής HEB800 και ανοίγματος $L=16m$. Λόγω του ότι η φωτιά θεωρείται τυχηματική δράση το συνυπάρχον με αυτήν εγκάρσιο φορτίο προκύπτει από τον συνδυασμό :

$$q_{fi} = \sum_j \gamma_{GA,j} \times G_{k,j} + A_d + \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Το $\psi_{1,1} = 1$ από το Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3 για φορτία χώρων αποθήκευσης και $\gamma_{G,A} = 1$ για τυχηματικό συνδυασμό δράσεων. Επομένως για τον παραπάνω συνδυασμό η δρώσα ροπή σε συνθήκες φωτιάς όπως φαίνεται από την Εικόνα 77 είναι:

$$M_{fi} = 896,53 \text{ KNm}$$



Εικόνα 77 - Δρόσα ροπή σχεδιασμού για την πυρκαγιά

Η κρίσιμη θερμοκρασία προσδιορίζεται από τις εξής εξισώσεις :

$$M_{f,t,Rd} = M_{fi}$$

$$M_{f,t,Rd} = k_{y,\theta} [\gamma_{M1} / \gamma_{M,fi}] M_{Ed}$$

$$M_{f,t,Rd} = M_{fi,Rd} / k_1 k_2$$

Όπου:

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$\gamma_{M,fi} = 1$$

$k_1 = 0,70$ για δοκό εκτεθειμένη από τις τρεις πλευρές της, με μια σύμμικτη πλάκα σκυροδέματος στην τέταρτη πλευρά.

$k_2 = 1$ επειδή η δοκός είναι ισοστατική

Από τα παραπάνω προκύπτει $k_{y,\theta} = 0,09$ και με γραμμική παρεμβολή από το Πίνακα

35 η κρίσιμη θερμοκρασία ισούται με $\theta_{a,cr} = 840^\circ C$.

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

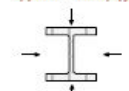
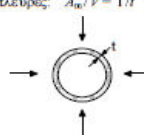
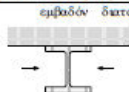

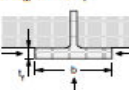
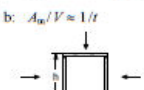

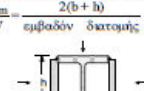
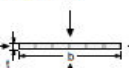
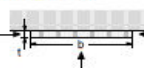
Θερμοκρασία χάλυβα θ_s	Μειωτικοί συντελεστές σε θερμοκρασία θ_s ως προς την τιμή της f_y ή του E_s σε 20°C		
	Μειωτικός συντελεστής (ως προς την f_y) για την ενεργό τάση διαρροής $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Μειωτικός συντελεστής (ως προς την f_y) για το όριο αναλογίας $k_{r,\theta} = f_{r,\theta}/f_y$	Μειωτικός συντελεστής (ως προς το E_s) για την κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής $k_{E,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για ενδιάμεσες τιμές της θερμοκρασίας του χάλυβα, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 35 - Μειωτικοί συντελεστές $k_{y,\theta}$ για τις ιδιότητες του χάλυβα που συνδέονται με το διάγραμμα τάσεων-παραμόρφωσης σε υψηλές θερμοκρασίες

Στην συνέχεια υπολογίζεται η περίμετρος της διατομής που βρίσκεται σε επαφή με τον αέρα $S=246,5\text{cm}$ και ο συντελεστής διατομής $A_m/V = 73,8\text{m}^{-1}$ (Εικόνα 78). Από τον πίνακα των Ευρωπαϊκών Συστάσεων για την ασφάλεια των μεταλλικών κατασκευών έναντι πυρκαγιάς προσδιορίζεται με κατάλληλη παρεμβολή ο δείκτης πυραντίστασης $t=45\text{min}$ (Πίνακας 36).

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

<p>Ανοικτή διατομή εκτεθειμένη σε πυρκαγιά και από τις τέσσερις πλευρές:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{περίμετρος}}{\text{εμβαδόν διατομής}}$ 	<p>Συμμετρική διατομή εκτεθειμένη σε πυρκαγιά από όλες τις πλευρές: $A_m/V = 1/t$</p> 
<p>Ανοικτή διατομή εκτεθειμένη από τρεις πλευρές:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{επιφάνεια εκτεθειμένη στην πυρκαγιά}}{\text{εμβαδόν διατομής}}$ 	<p>Κοίλη διατομή (ή συγκολλητή κίβωτοειδής διατομή ενιαίου πάχους) εκτεθειμένη από όλες τις πλευρές:</p> <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 
<p>Διατομή διπλού ταυ με πέλμα εκτεθειμένο από τρεις πλευρές:</p> $A_m/V = (b + 2t_f)/(bt_f)$ <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t_f$</p> 	<p>Συγκολλητή κίβωτοειδής διατομή εκτεθειμένη στην πυρκαγιά από όλες τις πλευρές:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{εμβαδόν διατομής}}$ <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 
<p>Διατομή γωνιακού εκτεθειμένη από όλες τις πλευρές:</p> $A_m/V = 2/t$ 	<p>Διατομή διπλού ταυ με κίβωτοειδή ενίσχυση εκτεθειμένη από όλες τις πλευρές:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{εμβαδόν διατομής}}$ 
<p>Επίπεδο έλασμα εκτεθειμένο από όλες τις πλευρές:</p> $A_m/V = 2(b+t)/(bt)$ <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 2/t$</p> 	<p>Επίπεδο έλασμα εκτεθειμένο από τρεις πλευρές:</p> $A_m/V = (b + 2t)/(bt)$ <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 

Εικόνα 78 - Συντελεστής διατομής A_m/V

$e_r = 0.5$		(A_m/V) συντελεστής διατομής [m^{-1}]								
Χρόνος t [min]	θ_g [$^{\circ}C$]	10	20	30	50	100	150	200	250	300
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
15	739	95	164	226	333	514	612	661	691	705
30	842	215	367	484	637	781	814	824	829	831
45	902	343	552	682	808	877	888	893	895	896
60	945	467	700	814	897	930	936	939	940	941
75	979	580	809	890	949	967	972	974	975	976
90	1006	678	889	954	985	997	1000	1002	1003	1003

$e_r = 0,5$, $\Delta_t = 30 \text{ sec}$, $c_a = 520 \text{ J/kg.K}$, $a_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$

Καμπύλη ISO, $\theta-t$

Πίνακας 36 - Ευρωπαϊκών συστάσεων για την ασφάλεια έναντι φωτιάς των σιδηρών κατασκευών για μεταβολή της θερμοκρασίας μη μονωμένου μέλους για τιμές του συντελεστή διατομής

7.2.1 Μόνωση δοκού με υλικά πυροπροστασίας

Στην περίπτωση μας η πυκνότητα του πυροθερμικού φορτίου $q_{f,k} = 600 \text{ (MJ/m}^2\text{)}$ που αφορά κτίρια με εμπορική χρήση. Για πυκνότητες πυροθερμικού φορτίου $\leq 1000 \text{ MJ/m}^2$ ο ελάχιστος επιτρεπόμενος δείκτης πυραντίστασης για πολυόροφα κτίρια της ίδιας χρήσης είναι $t=90\text{min}$. Ο διατιθέμενος δείκτης πυραντίστασης για την δοκό είναι $t=45\text{min}$ και επομένως πρέπει να χρησιμοποιηθούν κατάλληλα υλικά πυροπροστασίας που επιβραδύνουν την αύξηση της θερμοκρασίας του μεταλλικού μέλους. Τέτοια είναι μονωτικές πλάκες, εκτοξευμένα επιχρίσματα και διογκούμενα χρώματα.

Ενδεικτικά μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε εκτοξευόμενες ορυκτές ίνες με πάχος $d=0,005\text{m}$ και $\lambda=0,10\text{W/mK}$ και για $d/\lambda=0,05$ και συντελεστή σχήματος $A_p/V = 73,8\text{m}^{-1}$ προκύπτει με κατάλληλη παρεμβολή από τον Πίνακα 37 ότι για $t=120\text{min}$ η θερμοκρασία της διατομής φτάνει τους 767°C που είναι χαμηλότερη της κρίσιμης θερμοκρασίας $\theta_{a,cr} = 840^\circ\text{C}$. Επομένως με την χρήση του συγκεκριμένου μονωτικού υλικού επιτυγχάνουμε δείκτη πυραντίστασης αρκετά υψηλότερο από τον απαιτούμενο.

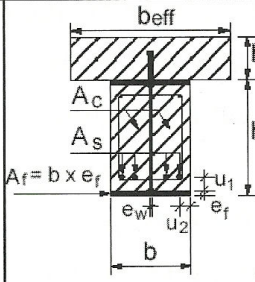
$d/\lambda = 0,05$ $\frac{\text{m}^2 \text{ }^\circ\text{C}}{\text{m}}$		Protection Factor $R_L/V \text{ [m}^{-1}\text{]}$										
time t [min]	gas temp. v_g [$^\circ\text{C}$]	10	20	30	50	100	150	200	250	300	350	400
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
15	739	40	60	78	114	193	259	315	363	403	439	469
30	842	68	112	153	226	368	467	548	599	636	669	695
45	902	98	167	228	330	505	612	683	732	767	792	811
60	945	129	221	298	421	611	716	788	821	849	868	882
75	979	160	273	363	499	694	793	850	884	906	921	931
90	1006	191	322	423	568	762	853	902	931	948	960	968
105	1029	222	368	477	628	817	901	943	967	981	991	997
120	1049	251	411	527	680	864	940	977	997	1009	1016	1021

Πίνακας 37 - Ευρωπαϊκών συστάσεων για την ασφάλεια έναντι φωτιάς των σιδηρών κατασκευών για μεταβολή της θερμοκρασίας μονωμένου μέλους για τιμές του συντελεστή διατομής

7.3 Σχεδιασμός σύμμικτης δοκού με εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα έναντι πυρκαγιάς

Στις περιπτώσεις σύμμικτων δοκών με κορμό σε εγκιβωτισμένο σκυρόδεμα ο Ευρωκώδικας 4/ Μέρος 1-2 παρουσιάζει πινακοποιημένα αποτελέσματα για συγκεκριμένες περιπτώσεις δοκών ανάλογα με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της εκάστοτε διατομής ή ανάλογα με τους λόγους του εμβαδού του παρά το κάτω πέλμα ράβδων οπλισμού προς το εμβαδό του πέλματος αυτού. Αν πληρούνται οι απαιτήσεις των πινάκων τότε εξασφαλίζεται η απαιτούμενη πυραντίσταση.

Ο Πίνακας 38 αφορά αμφιέριστες δοκούς με ποιότητα χάλυβα μεταλλικής διατομής S355 και χάλυβα οπλισμού S500.

	 <p>Συνθήκη εφαρμογής: πλάκα: $h_c \geq 120 \text{ mm}$ $b_{eff} \leq 5 \text{ m}$ διατομή χάλυβα: $b / e_w \geq 15$ $e_f / e_w \leq 2$ πρόσθετη επιφάνεια οπλισμού, που σχετίζεται με την συνολική επιφάνεια ανάμεσα στα πέλματα: $A_s / (A_c + A_s) \leq 5\%$</p>	Πρότυπη αντοχή έναντι πυρκαγιάς								
		R30	R60	R90	R120	R180				
1	ελάχιστες διαστάσεις διατομής για το επίπεδο φόρτισης $\eta_{fi,t} \leq 0,3$ ελάχιστο b [mm] και πρόσθετος οπλισμός A_s σε σχέση με την επιφάνεια του πέλματος A_s / A_f									
1.1	$h \geq 0,9 \times \min b$	70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0				
1.2	$h \geq 1,5 \times \min b$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0				
1.3	$h \geq 2,0 \times \min b$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0				
2	Ελάχιστες διαστάσεις διατομής για το επίπεδο φόρτισης $\eta_{fi,t} \leq 0,5$ ελάχιστο b [mm] και πρόσθετος οπλισμός A_s σε σχέση με την επιφάνεια του πέλματος A_s / A_f									
2.1	$h \geq 0,9 \times \min b$	80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	-				
2.2	$h \geq 1,5 \times \min b$	80/0,0	150/0,0	200/0,2	240/0,3	300/0,5				
2.3	$h \geq 2,0 \times \min b$	70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3				
2.4	$h \geq 3,0 \times \min b$	60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3				
3	Ελάχιστες διαστάσεις διατομής για το επίπεδο φόρτισης $\eta_{fi,t} \leq 0,7$ ελάχιστο b [mm] και πρόσθετος οπλισμός A_s σε σχέση με την επιφάνεια του πέλματος A_s / A_f									
3.1	$h \geq 0,9 \times \min b$	80/0,0	270/0,4	300/0,6	-	-				
3.2	$h \geq 1,5 \times \min b$	80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	-				
3.3	$h \geq 2,0 \times \min b$	70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0				
3.4	$h \geq 3,0 \times \min b$	70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8				

Πίνακας 38 - Ελάχιστες διαστάσεις διατομής b και ελάχιστος πρόσθετος οπλισμός σε σχέση με την επιφάνεια του πέλματος A_s/A_f για σύμμικτες δοκούς οι οποίες αποτελούνται από χαλύβιδνες δοκούς με επιμέρους εγκιβωτισμό σκυροδέματος

Η δοκός που εξετάζουμε αποτελείται από διατομή μεταλλικού μέλους HEB600 με S355 και σκυρόδεμα C25/30. Ισχύει:

$$h_e = 175\text{mm} \geq 120\text{mm}$$

$$b_{eff} = 4\text{m} \leq 5\text{m}$$

$$b/e_w = 19.35 \geq 15$$

$$e_f/e_w = 1.9 \leq 2$$

$$A_s + A_c = 0.04\% < 5\%$$

$$A_s = 0.06$$

$$A_c$$

Ο συντελεστής $n_{fi,t}$ είναι ο λόγος της καταπόνησης του εξεταζόμενου στοιχείου από τα συνυπάρχοντα με την πυρκαγιά φορτία προς την αντοχή του στοιχείου σε συνήθεις συνθήκες. Για κάμψη ισχύει

$$n_{fi,t} = \frac{M_{fi}}{M_{pl,Rd}} = \frac{980,28}{3.746,00} = 0,26 \leq 0,3. \quad \text{Επίσης} \quad h = 600\text{mm} \geq 2 \times \min b = 600\text{mm}.$$

Επομένως η δοκός με εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα και πληρώντας τους παραπάνω περιορισμούς μπορεί να πετύχει δείκτη πυραντίστασης μεγαλύτερο του R180 χωρίς την χρήση μονωτικών υλικών.

7.4 Σχεδιασμός μεταλλικού υποστυλώματος έναντι πυρκαγιάς

Για τον σχεδιασμό υποστυλώματος έναντι πυρκαγιάς επιλέχθηκε ενδεικτικά ένα μεταλλικό υποστυλώμα διατομής διπλού HEM500 και ανοίγματος $L=5,6\text{m}$. Επειδή το υποστυλώμα ανήκει στον 1^ο όροφο το μήκος λυγισμού για αμετάθετα πλαίσια λαμβάνεται ίσο με $0,5L=2.8\text{m}$ και $\lambda=17,18$.

Για διπλή HEM500:

$$A=684,2\text{cm}^2$$

$$A_p=428,3\text{cm}$$

$$A_p/A=62.6\text{m}^{-1}$$

$$W_{el,y}=W_{el,z}=6911,53\text{cm}^3 \quad i_y=i_z=16,3\text{cm}$$

$$\bar{\lambda} = 0,225$$

Μονωτικό υλικό από εκτοξευόμενες ορυκτές ίνες με:

$$\text{πάχος } d=0,005\text{m},$$

$$\lambda=0,10\text{W/mK}$$

$$d/\lambda=0,05$$

Τα εντατικά μεγέθη για το συγκεκριμένο υποστυλώμα υπολογίστηκαν για συνδυασμό δράσεων σε κατάσταση πυρκαγιάς με το Etabs.

$$N_{fi,Sd} = 478,17\text{KN}$$

$$M_{y,fi,Sd} = 118,58\text{KNm}$$

$$M_{z,fi,Sd} = 17,86\text{KNm}$$

7.4.1 Έλεγχος έναντι αξονικής θλίψης

Σύμφωνα με τον Πίνακα 37 και για απαιτούμενο δείκτη προστασίας $t=90\text{min}$ προκύπτει $\theta_s=616,89^\circ\text{C}$ και από τον Πίνακα 35 προκύπτουν:

$$k_{y,\theta} = 0,43$$

$$k_{E,\theta} = 0,28$$

Για θλιβόμενα μέλη με διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 και ομοιόμορφη θερμοκρασία, η αντοχή σχεδιασμού έναντι λυγισμού προσδιορίζεται από τον Ευρωκώδικα 3/ Μέρος 1-2, παρ. 4.2.3.2:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{Mfi}}$$

$$\bar{\lambda}_\theta = 0,28$$

$$\alpha = 0,65$$

$$\varphi_\theta = 0,613$$

$$\chi_{fi} = 0,863$$

Τελικώς ισχύει: $N_{b,fi,t,Rd} = 9013\text{KN} \geq N_{fi,Sd} = 478,17\text{KN}$

7.4.2 Έλεγχος έναντι συνδυασμού κάμψης και αξονικής θλίψης

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3/ Μέρος 1-2, παρ. 4.2.3.5 για μέλη με διατομές κατηγορίας 3 ισχύουν οι εξισώσεις:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{\min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{el,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

όπου για την συγκεκριμένη περίπτωση,

$$\chi_{z,fi} = \chi_{y,fi} = \chi_{fi} = 0,863 \text{ (λόγω συμμετρίας της διατομής κατά τους δύο άξονες)}$$

$$k_y = 0,95 \leq 3$$

$$k_z = 0,95 \leq 3$$

$$k_{LT} = 0,96 \leq 1$$

και ισχύει:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{\min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 0,176 \leq 1$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{el,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 0,18 \leq 1$$

Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία

Άρα η διατομή για την κατάσταση πυρκαγιάς διαθέτει μεγαλύτερο δείκτη πυραντίστασης από τον απαραίτητο, ο οποίος είναι $t=90\text{min}$.

8 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

8.1 Σύγκριση βάρους

Η μάζα του δομικού χάλυβα για το υφιστάμενο κτίριο εκτιμήθηκε χονδρικώς, λόγω έλλειψης δεδομένων, αρχικά για μια επιφάνεια 8x16m και στη συνέχεια έγινε αναγωγή των αποτελεσμάτων αυτών σε όλο το εμβαδό που καλύπτει η επιφάνεια της κατασκευής. Στον πίνακα που ακολουθεί εμφανίζονται αναλυτικά οι τόνοι σε χάλυβα που χρησιμοποιήθηκαν για κάθε διατομή ανάλογα με την εκάστοτε μελέτη.

Υφιστάμενο κτίριο		Σύμμικτες δοκοί		Σύμμικτες δοκοί με εγκιβωτισμένο κορμό	
Διατομή	Βάρος (tn)	Διατομή	Βάρος (tn)	Διατομή	Βάρος (tn)
SHS 200/8	48	HEB 260	49,3	HEB 260	32,20
SHS 200/6	34	HEB 280	8,2	HEB 280	8,15
SHS 200/12,5	23,1	HEB 300	11,2	HEB 320	29,46
SHS 140/6	143	HEB 320	69,8	HEB 400	24,81
SHS 180/6	31	HEB 400	36,7	HEB 500	25,13
SHS 220/8	23,5	HEB 500	29,0	HEB 600	15,01
SHS 120/6	28	HEB 600	31,4	IPE 240	68,60
SHS 140/8	49,1	HEB 800	60,9	Διπλό HEM 500	58,00
SHS 400/12,5	65	IPE 240	68,6	Διπλό HEM 400	164,90
SHS 120/5	7	Διπλό HEM 500	58,0	PIPE 6SCH40	13,90
IPE 180	30	Διπλό HEM 400	164,9	PIPE 8SCH40	6,20
IPE 240	69,3	PIPE 6SCH40	13,9	PIPE 4SCH80	6,40
HEA 240	50	PIPE 8SCH40	6,2	EGDOKOSHEB600	50,88
		PIPE 4SCH80	6,4	EGDOKOSHEB240	27,51
				EGDOKOSHEB200	18,05
				EGDOKOSHEB280	8,10
				EGDOKOSHEB300	2,53
				EGDOKOSHEB450	13,68
Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα	601		614,4		573,50
				Σκυρόδεμα εγκιβωτισμού δοκών (m ³)	78

Πίνακας 39 - Βάρος των στοιχείων από χάλυβα για τους 3 τύπους μελέτης του κτιρίου

Η κατασκευή με σύμμικτες δοκούς χωρίς εγκιβωτισμένο κορμό τελικά είναι βαρύτερη συγκριτικά με την αρχική κατά 2,2% ενώ με τη χρήση σύμμικτων δοκών με εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα η διαφορά βάρους της κατασκευής σε σχέση με την αρχική είναι 4,6% (όσον αφορά τον δομικό χάλυβα), με ελαφρύτερη κατασκευή αυτή με τις σύμμικτες δοκούς με εγκιβωτισμένο κορμό. Η διαφορά βάρους μεταξύ

των δύο νέων εναλλακτικών διαστασιολογήσεων ανέρχεται σε 6,8%. Σημειώνεται πως στην δεύτερη περίπτωση διαστασιολόγησης το σκυρόδεμα που απαιτείται για τον εγκιβωτισμό του κορμού των μεταλλικών διατομών είναι 78m^3 .

Η αύξηση του βάρους της κατασκευής με την χρήση σύμμικτων στοιχείων χωρίς σκυρόδεμα εγκιβωτισμού οφείλεται κυρίως στην επιλογή μεγάλων διατομών για τα υποστυλώματα. Ενδεικτικά σημειώνεται πως για την αρχική κατασκευή οι τόνοι χάλυβα που απαιτήθηκαν για τα υποστυλώματα ανέρχονται σε 65 τόνους ενώ για τις νέες δύο κατασκευές ανέρχονται σε 295 τόνους. Όπως παρατηρήθηκε και στο κεφ. 5.2.3 οι διατομές των υποστυλωμάτων έχουν μικρούς λόγους επάρκειας και επομένως υπάρχει η δυνατότητα επιλογής αρκετά μικρότερων διατομών για τα συγκεκριμένα στοιχεία, που μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική μείωση του βάρους της συνολικής κατασκευής. Επίσης αξίζει να αναφερθεί πως οι τόνοι σε χάλυβα που χρησιμοποιήθηκαν για τα δικτύωματα της αρχικής κατασκευής φτάνουν τους 422,27 τόνους ενώ για τις δύο περιπτώσεις χρήσης σύμμικτων δοκών χωρίς σκυρόδεμα εγκιβωτισμού και με σκυρόδεμα εγκιβωτισμού, οι τόνοι χάλυβα φτάνουν τους 295,3 και 250,7 τόνους αντίστοιχα. Επέρχεται δηλαδή μια μείωση στο βάρος του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε για δοκούς της τάξης του 30-40%, που από αυτή τη σκοπιά μπορεί να θεωρηθεί πως οι δύο νέες κατασκευές είναι δυνατόν να αποτελέσουν αρκετά πιο οικονομικές λύσεις και δη με την χρήση μικρότερων διατομών για υποστυλώματα.

Ακόμα ένας παράγοντας που δεν έχει συνεκτιμηθεί είναι οι συνδέσεις της εκάστοτε κατασκευής. Οι συνδέσεις που χρησιμοποιήθηκαν για τις ενώσεις των σύμμικτων δοκών με τα υποστυλώματα αλλά και για τις ενώσεις των σύμμικτων δοκών μεταξύ τους, στον πρώτο όροφο, είναι συνδέσεις μεταφοράς τέμνουσας (αρθρώσεις). Οι συνδέσεις αυτές είναι πιο οικονομικές από τις συνδέσεις που μεταφέρουν και ροπές, αφενός λόγω της ευκολίας κατασκευής τους (λιγότερα εργατικά) και αφετέρου λόγω του μικρότερου αριθμού εξαρτημάτων που απαιτούν.

8.2 Ιδιοπερίοδοι νέων κατασκευών

Όπως διακρίνεται από το κεφ. 4.3 Εικόνα 52 η κατασκευή δέχεται μέγιστες τιμές επιταχύνσεων $0,16g$ για τιμές των ιδιοπεριόδων $T_i \leq 0,5\text{sec}$. Οι τιμές των ιδιοπεριόδων των κατασκευών και στις δύο περιπτώσεις παρουσιάζονται σχετικά χαμηλές και μπορούν να χαρακτηρίσουν τις κατασκευές ως δύσκαμπτες. Ειδικότερα η ιδιοπερίοδος της κατασκευής με σύμμικτες δοκούς χωρίς κορμό εγκιβωτισμένο σε σκυρόδεμα είναι $0,2179\text{sec}$ ενώ στην περίπτωση σύμμικτων δοκών με εγκιβωτισμένο κορμό η ιδιοπερίοδος εμφανίζεται μεγαλύτερη και ίση με $0,2249\text{sec}$. Οι χαμηλές τιμές στις ιδιοπεριόδους οφείλονται αφενός στην ύπαρξη κατακόρυφων και οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας που συνεισφέρουν στην δυσκαμψία του φορέα με την ανάληψη μεγάλου μέρος των οριζόντιων δυνάμεων που δημιουργούνται από το σεισμό και αφετέρου στην ύπαρξη αρκετών στοιχείων από σκυρόδεμα που με την αυξημένη δυσκαμψία τους αυξάνουν τη συνολική δυσκαμψία του φορέα.

Η ελάχιστη διαφορά στις τιμές των ιδιοπεριόδων των δύο περιπτώσεων κατασκευής με σύμμικτα στοιχεία και πιο συγκεκριμένα η μικρή αύξηση της ιδιοπεριόδου στη δεύτερη περίπτωση, έγκειται στην επιλογή μικρότερων μεταλλικών διατομών για τις σύμμικτες δοκούς, που όπως αποδεικνύεται ισορροπεί την επίδραση που έχει το σκυρόδεμα εγκιβωτισμού των κορμών των χαλύβδινων διατομών στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής και που θα αναμενόταν ότι μπορεί να καταστήσει την κατασκευή μας πιο δύσκαμπτη (μείωση της ιδιοπεριόδου). Πάντως και στις δύο περιπτώσεις χρήσης σύμμικτων δοκών οι χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι των

κατασκευών είναι μικρότερες από το όριο των 0,5sec και συναρτήσει του φάσματος της σεισμικής διέγερσης, οι κατασκευές δέχονται τις ίδιες εδαφικές επιταχύνσεις ίσες με 0,16g.

8.3 Έλεγχος παραμορφώσεων νέων κατασκευών

Η μέγιστη σχετική μετατόπιση του δευτέρου ορόφου της κατασκευής στην περίπτωση των σύμμικτων δοκών χωρίς εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα προκύπτει ίση με 0,0014m. Επομένως ο έλεγχος σε γωνιακή παραμόρφωση ικανοποιείται με:

$$\gamma_{\theta, \mu} = \frac{\Delta \theta_{\theta}}{h} = 0.00025 \leq 0.005$$

Η μέγιστη σχετική μετατόπιση του δευτέρου ορόφου της κατασκευής στην περίπτωση των σύμμικτων δοκών με κορμό εγκιβωτισμένο σε σκυρόδεμα προκύπτει ίση με 0,0015m. Επομένως ο έλεγχος σε γωνιακή παραμόρφωση ικανοποιείται με:

$$\gamma_{\theta, \mu} = \frac{\Delta \theta_{\theta}}{h} = 0.00027 \leq 0.005$$

Οι γωνιακές παραμορφώσεις πληρούν τους ελέγχους άνετα, εμφανίζοντας αρκετά μικρές τιμές και παρουσιάζοντας μεταξύ τους πολύ μικρή απόκλιση. Και τα δύο συμπεράσματα ήταν αναμενόμενα, αφού οι χαμηλές τιμές στις παραμορφώσεις οφείλονται στις χαμηλές τιμές των ιδιοπεριόδων και η ελάχιστη μεταξύ τους απόκλιση οφείλεται στο ότι και οι δύο κατασκευές έχουν σχεδόν ίδιες τιμές ιδιοπεριόδων και δέχονται τις ίδιες εδαφικές επιταχύνσεις.

8.4 Σύγκριση των δύο τύπων σύμμικτης δοκού σε συνθήκες πυρκαγιάς

Όπως ήταν αναμενόμενο η ύπαρξη του σκυροδέματος εγκιβωτισμού του κορμού της μεταλλικής δοκού συνεισφέρει σημαντικά στην ικανοποίηση των ελέγχων σχεδιασμού έναντι πυρκαγιάς. Ειδικότερα οι σύμμικτες δοκοί με κορμό εγκιβωτισμένο σε σκυρόδεμα επιτυγχάνουν δείκτη πυραντίστασης αρκετά μεγαλύτερο του απαιτούμενου χωρίς την χρήση κάποιου μονωτικού υλικού ενώ οι σύμμικτες δοκοί χωρίς εγκιβωτισμένο κορμό και χωρίς χρήση μονωτικού υλικού δεν επιτυγχάνουν τον απαιτούμενο δείκτη προστασίας ($t = 45 \text{ min} \leq t_{\text{απαιτ}} = 90 \text{ min}$) δημιουργώντας την ανάγκη χρήσης υλικών πυροπροστασίας για την επιβράδυνση της αύξησης της θερμοκρασίας του μεταλλικού μέλους. Αυτό οδηγεί στην αύξηση του συνολικού κόστους της κατασκευής λόγω του προστιθέμενου κόστους αγοράς των υλικών πυροπροστασίας καθώς και των παραπάνω εργασιών που απαιτούνται για την τοποθέτησή τους.

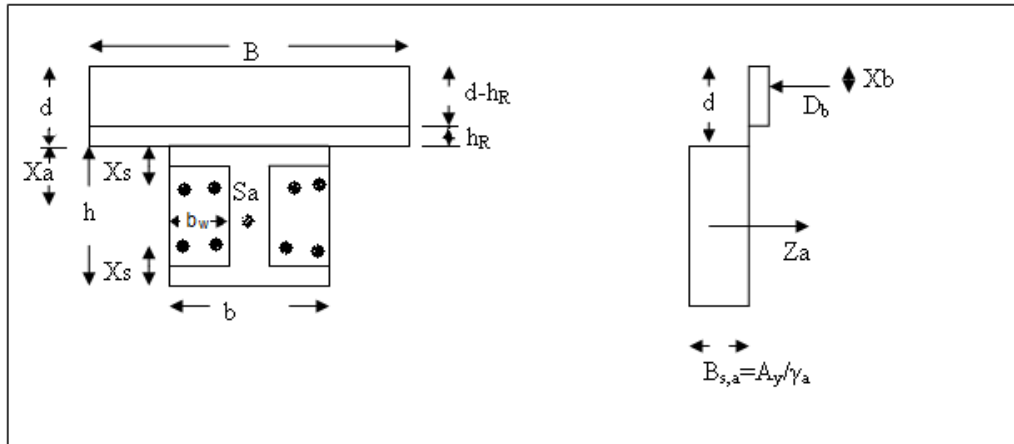
8.5 Ύψη ορόφων

Ένα ακόμα, μικρό μεν αλλά άξιο αναφοράς, πλεονέκτημα που προσφέρουν οι δύο νέες εναλλακτικές διαστασιολογήσεις αφορά το ύψος του ορόφου στη θέση των δοκών. Στην αρχική μας κατασκευή το ύψος του ορόφου στις περιοχές των δικτυωμάτων μειωνόταν αρκετά, στα 3,81m για τον πρώτο όροφο και 4m για τον

δεύτερο, λόγω του μεγάλου ύψους που είχαν τα δικτυώματα (1,44m στον πρώτο και 2m στον δεύτερο όροφο αντίστοιχα). Με τις δύο νέες διαστασιολογήσεις αυξάνεται αισθητά το ύψος ορόφου στις συγκεκριμένες περιοχές λόγω επιλογής διατομών μικρότερου ύψους από αυτό των δικτυωμάτων. Πιο συγκεκριμένα στην περίπτωση των σύμμικτων δοκών χωρίς εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα, στον πρώτο όροφο χρησιμοποιώντας ΗΕΒ800 για μέγιστου ύψους μεταλλική διατομή το καθαρό ύψος προκύπτει ίσο με 4,45m ενώ στον δεύτερο όροφο για ΗΕΒ600 ίσο με 5,4m. Στην περίπτωση των σύμμικτων δοκών με εγκιβωτισμένο κορμό σε σκυρόδεμα στον πρώτο όροφο χρησιμοποιώντας ΗΕΒ600 για μέγιστου ύψους μεταλλική διατομή το καθαρό ύψος προκύπτει ίσο με 4,65m ενώ στον δεύτερο όροφο παραμένει το ίδιο (5,4 m). Επομένως αναλογιζόμενοι την λειτουργία του υπό εξέταση κτιρίου σαν αποθήκη συμπεραίνεται πως με την αύξηση του ύψους του ορόφου στις περιοχές των δοκών επιτρέπεται η μεταφορά και αποθήκευση μεγαλύτερων, σε ύψος, δεμάτων (πιθανόν στοιβαγμένων το ένα πάνω στο άλλο) μέσα στο χώρο της κατασκευής καθώς και η πιθανή αποθήκευση τους στις συγκεκριμένες περιοχές.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α:

α) Εισαγωγή και υπολογισμός γεωμετρικών χαρακτηριστικών της σύμμικτης διατομής με κορμό εγκιβωτισμένο σε σκυρόδεμα.



$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ $\gamma_c = 1,5$
 $f_y = 355 \text{ Mpa}$ $\gamma_a = 1,1$
 $f_{sk} = 500 \text{ Mpa}$ $\gamma_s = 1,1$
 $f_{ywd} = 455 \text{ Mpa}$

Μήκος δοκού
 $L_o = L = 8 \text{ m}$

Χαρακτηριστικά		Διαμήκης οπλισμός:		Εγκάρσιος οπλισμός:	
B=	2000 mm	bars d=	14 mm	bars d=	8 mm
d=	175 mm	As=	615,7522 mm ²	Asw=	100,531 mm ²
b=	240 mm	Aa=	10220 mm ²	S=	150 mm
bw=	115 mm	Ac=	23690 mm ²		
h=	240 mm				
tf=	17 mm				
tw=	10 mm				
Xs=	47 mm				
Xa=	120 mm				
d-hR=	100 mm				
hR=	75 mm				
Xb=	50 mm				
Bs,a=	322,7273 Mpa				

Επιλογή μεταλλικής δοκού

* Παραπέμπει σε βάση δεδομένων του Excel με τα χαρακτηριστικά όλων των μεταλλικών διατομών.

β) Προσδιορισμός της θέσης του ουδέτερου άξονα της διατομής και υπολογισμός της καμπτικής αντοχής.

Ουδέτερος άξονας στην πλάκα σκυροδέματος:

A.	$X_{pl,a} =$	136,1664	mm
	$D_b =$	3858,047	KN
	$D_k =$	279,8873	KN
	$Z_a =$	3298,273	KN
	$M_{pl} =$	Μη εφαρμόσιμο	KNm
	Condition	0	(0= FALSE, 1=TRUE)

Ουδέτερος άξονας στο επάνω πέλμα του χάλυβα:

B.	$X_{pl,b} =$	181,6149	mm
	$D_b =$	2833,333	KN
	$D_k =$	279,8873	KN
	$Z_a =$	3298,273	KN
	$D_a =$	1024,714	KN
	$M_{pl} =$	897,4509	KNm
	Condition	1	(0= FALSE, 1=TRUE)

Ουδέτερος άξονας στον κορμό του χάλυβα:

Γ.	$X_{pl,b} =$	Μη εφαρμόσιμο	mm
	$D_{b,1} =$	Μη εφαρμόσιμο	KN
	$D_{b,2} =$	Μη εφαρμόσιμο	KN
	$D_k =$	Μη εφαρμόσιμο	KN
	$D_f =$	Μη εφαρμόσιμο	KN
	$Z_a =$	Μη εφαρμόσιμο	KN
	$D_s =$	Μη εφαρμόσιμο	KN
	$M_{pl} =$	Μη εφαρμόσιμο	KNm
	Condition	0	(0= FALSE, 1=TRUE)

Το φύλλο υπολογίζει την καμπτική αντοχή για κάθε περίπτωση θέσης του ουδέτερου άξονα της διατομής. Εάν για την εκάστοτε περίπτωση υπολογιστεί ότι το X_{pl} βρίσκεται εκτός των ορίων που εξετάζονται, τότε εμφανίζεται η σημείωση «Μη εφαρμόσιμο» για την καμπτική αντοχή και ο υπολογισμός συνεχίζεται για την επόμενη πιθανή θέση του ουδέτερου άξονα. Για το ανωτέρω παράδειγμα, στην 1^η περίπτωση το X_{pl} ισούται με 136,2mm το οποίο είναι μεγαλύτερο από τον περιορισμό $d - h_f = 100\text{mm}$ (πάχος πλάκας σκυροδέματος). Επομένως η συνθήκη δεν επαληθεύεται και στην συνέχεια ελέγχεται η περίπτωση να βρίσκεται ο ουδέτερος άξονας στο πάνω πέλμα της μεταλλικής δοκού. Τελικά σε αυτή την περίπτωση το X_{pl} ισούται με 181,6mm το οποίο επαληθεύει την συνθήκη $d < X_{pl} \leq d + t_f$ και το M_{pl} υπολογίζεται ίσο με 897,45 KNm.

γ) Υπολογισμός της οριακής αντοχής σε τέμνουσα.

(Τέμνουσα που αναλαμβάνει το σκυρόδεμα), $V_{Rd,c}$:

$$\begin{aligned}
 d &= 176 && \text{mm} && (\text{Στατικό ύψος}) \\
 k &= 2,066004 \\
 x_s + d &= 222 && \text{mm} \\
 x_{pl} &= 181,6149 && \text{mm} \\
 A_{sl} &= 615,7522 && \text{mm}^2 \\
 \rho_1 &= 0,030423 && \leq 0,02 = 0,02 && \text{FALSE} \\
 \sigma_{cp} &= 0 && < 0,2 \cdot f_{cd} = 3,333333 && \text{TRUE} && (\text{συντηρητικώς μπορεί} = 0) \\
 R_{R,C} &= 0,18 \\
 k_1 &= 0,15 && \text{Εθνικό Προσάρτημα} \\
 V_{Rd,c} &= 31,89035 && \text{KN}
 \end{aligned}$$

$V_{Rd,cmin}$:

$$\begin{aligned}
 v_{min} &= 0,519678 \\
 V_{Rd,cmin} &= 10,51829 && \text{KN}
 \end{aligned}$$

(Τέμνουσα που αναλαμβάνει ο εγκάρσιος οπλισμός), $V_{Rd,s}$:

$$\begin{aligned}
 z = 0,9 \cdot d &= 158,4 && \text{mm} \\
 A_{sw}/S &= 0,670206 && \text{mm}
 \end{aligned}$$

	$\alpha_{cw} = 1$
συνιστάται:	$v_1 = v = 0,54$

Έστω $V_{Rd,s} = V_{Rdmax}$ για τον υπολογισμό της $\cot\theta$:

$$\begin{aligned}
 \theta &= 45 && ^\circ (\text{Μοίρες}) \\
 \cot\theta &= 1 && 1 \leq \cot\theta \leq 2,5 && \text{TRUE} \\
 V_{Rd,s} &= 48,25486 && \text{KN} \\
 V_{Rdmax} &= 81,972 && \text{KN}
 \end{aligned}$$

$$V_{Rd,s} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rdmax}) = 48,254863 \text{ KN}$$

(Τέμνουσα που αναλαμβάνει σκυρόδεμα συνολικά), $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 112,03556 \text{ KN}$$

(Τέμνουσα που αναλαμβάνει η μεταλλική διατομή), $V_{pl,Rd}$:

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2496 && \text{mm}^2 \\
 V_{pl,Rd} &= 465,0714 && \text{KN}
 \end{aligned}$$

(Συνολική Τέμνουσα που αναλαμβάνει η σύμμικτη διατομή), $V_{Rd,total}$:

$$V_{Rd,total} = V_{pl,Rd} + V_{Rd,c} = 577,10694 \text{ KN}$$

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Helmut Bode: *Ευρωπαϊκές σύμμικτες κατασκευές: Εκτέλεση και διαστασιολόγηση σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 και άλλα συναφή πρότυπα. Εκδόσεις Γκιούρδας. Αθήνα (2005).*
- Τριανταφύλλου Αθανάσιος: *Σύμμικτες κατασκευές. Εκδόσεις Παν. Πατρών. Ιούνιος, Πάτρα (2007).*
- Βάγιας Ιωάννης Κ.: *Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα. Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα (2010).*
- Αβδελάς Άρης Β.: *Σημειώσεις σύμμικτων κατασκευών: Εισαγωγή στον Ευρωκώδικα 4. Εκδόσεις Παν. Θεσσαλονίκης. Θεσσαλονίκη (2008).*
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι.: *Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων. Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα (2005).*
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι.: *Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση. Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα (2003).*
- Eurocode 0: *Bases of structural design. EN1990:2001 E. Brussels, Belgium.*
- Eurocode 1: *Actions on structures. EN1992-1-1:2004 E. Brussels, Belgium.*
- Eurocode 2: *Design of concrete structures. EN1994-1-1:2004 E. Brussels, Belgium.*
- Eurocode 3: *Design of steel structures. EN1993:2005 E. Brussels, Belgium.*
- Eurocode 4: *Design of composite steel and concrete structures. EN1994-1-1:2004 E. Brussels, Belgium.*
- Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance. EN1998:2004 E. Brussels, Belgium.*
- Etabs, υπολογιστικό πρόγραμμα, Computers and Structures Inc. *Extended 3D Analysis of Building systems. Berkeley, California USA. Έκδοση 9.7.2.*
- Robot, υπολογιστικό πρόγραμμα, Autodesk, Inc. *Robot Structural Analysis Professional. USA. Έκδοση 23.0.0.3128.*