

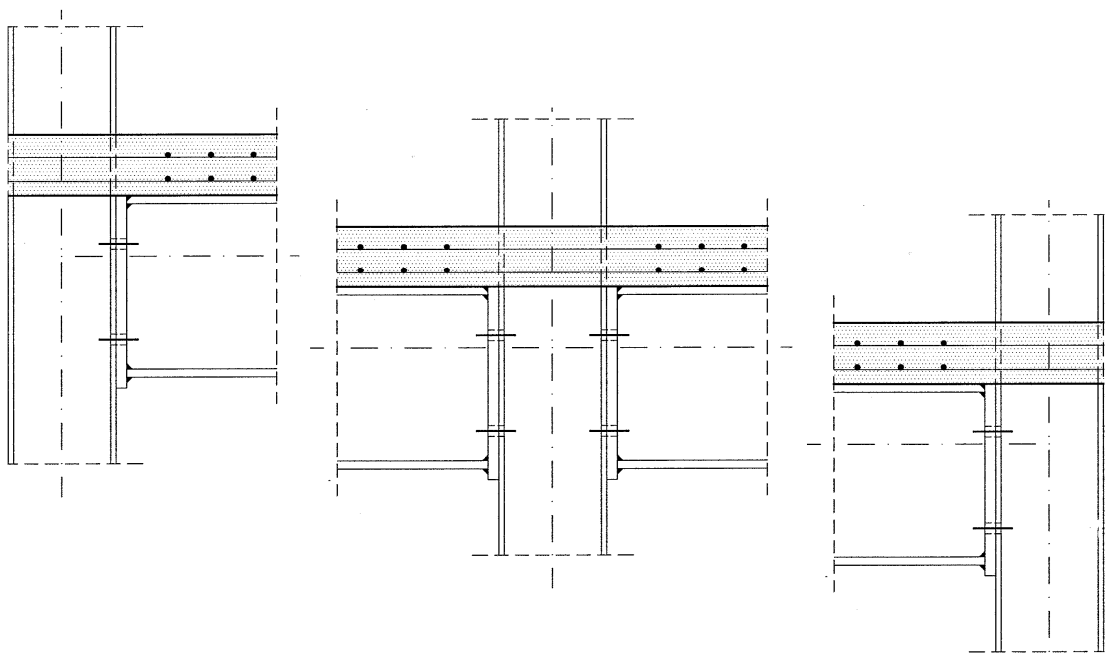


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Ανάλυση κόμβων σύμμικτης δοκού - χαλύβδινου υποστυλώματος



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Φεβρωνία Β. Κανταρέλη

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Οκτώβριος 2014

ΕΜΚ ΔΕ 2014/24

Κανταρέλη Φ. Β. (2014)
Ανάλυση κόμβων σύμμικτης δοκού – χαλύβδινου υποστυλώματος
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2014/24
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Kantareli F. V. (2014)
Analysis of composite beam – steel column joints
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2014/24
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	5
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή	9
1.1 Σκοπός	9
1.2 Τύποι κόμβων που εξετάζονται	9
1.3 Ανάλυση σε βασικά συστατικά μέρη	11
1.4 Δομή εργασίας	12
2 Ιδιότητες κόμβου	13
2.1 Καμπύλη ροπής-στροφής	13
2.2 Ταξινόμηση κόμβων	14
2.3 Σύμμικτοι κόμβοι	15
2.4 Στροφική ικανότητα	15
3 Αντοχή πλάκας σκυροδέματος	16
3.1 Εισαγωγή	16
3.2 Εξωτερικό υποστώλωμα – Αρνητική ροπή κάμψης	16
3.3 Εξωτερικό υποστώλωμα – Θετική ροπή κάμψης	18
3.4 Εσωτερικό υποστώλωμα	21
4 Αντοχή χαλύβδινου τμήματος σύνδεσης	25
4.1 Εισαγωγή	25
4.2 Ισοδύναμο βραχύ ταυ σε εφελκυσμό	25
4.3 Αντοχή συστατικών μερών	27
4.3.1 Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση [EN 1993-1-8 6.2.6.1]	27
4.3.2 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη [EN 1993-1-8 6.2.6.2]	28
4.3.3 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό [EN 1993-1-8 6.2.6.3]	29
4.3.4 Πέλμα υποστυλώματος σε εγκάρσια κάμψη [EN 1993-1-8 6.2.6.4]	30
4.3.5 Μετωπική πλάκα σε κάμψη [EN 1993-1-8 6.2.6.5]	32
4.3.6 Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη [EN 1993-1-8 6.2.6.7]	35
4.3.7 Κορμός δοκού σε εφελκυσμό [EN 1993-1-8 6.2.6.8]	35
4.3.8 Αντοχή κοχλιών σε εφελκυσμό	35
5 Στροφική δυσκαμψία	36
5.1 Εισαγωγή	36
5.2 Υπολογισμός στροφικής δυσκαμψίας	37
5.3 Συντελεστές δυσκαμψίας συστατικών μερών	38
5.3.1 Εφελκύμενος οπλισμός χάλυβα [EN 1994-1-1 A.2.1.1]	38
5.3.2 Μετωπική πλάκα σε θλίψη [EN 1994-1-1 A.2.1.2]	38
5.3.3 Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση [EN 1994-1-1 A.2.2.1]	38
5.3.4 Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη [EN 1994-1-1 A.2.2.2]	39
5.3.5 Παραμόρφωση της διατμητικής σύνδεσης [EN 1994-1-1 A.3]	39
5.3.6 Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11]	40
5.3.7 Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11]	40
5.3.8 Μετωπική πλάκα σε κάμψη [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11]	40
5.3.9 Κοχλίες σε εφελκυσμό [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11]	40
5.3.10 Σκυρόδεμα σε θλίψη [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11]	41

6	Προαπαιτούμενοι έλεγχοι και υπολογισμοί και χρήσιμοι πίνακες.....	42
6.1	Απαιτήσεις για πλαστική ανάλυση.....	42
6.1.1	Κατάταξη των διατομών	42
6.1.2	Εφελκούμενος οπλισμός	43
6.2	Συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος	44
6.3	Μήκος αγκύρωσης ράβδων οπλισμού.....	46
6.4	Πλαστική ροπή αντοχής σύμμικτης δοκού.....	47
6.4.1	Θετική πλαστική ροπή αντοχής.....	48
6.4.2	Αρνητική πλαστική ροπή αντοχής	48
6.5	Ροπή αδρανείας σύμμικτης δοκού.....	49
6.6	Διατμητική σύνδεση.....	49
6.7	Παράμετρος β	50
7	Υπολογισμός ροπής αντοχής και στροφικής δυσκαμψίας κόμβου.....	51
7.1	Εισαγωγή.....	51
7.2	Αρνητική ροπή κάμψης.....	51
7.3	Θετική ροπή κάμψης.....	52
7.4	Ημι-άκαμπτος κόμβος	52
8	Υπολογιστικό φύλλο MS Office Excel.....	53
8.1	Περιπτώσεις κόμβων	53
8.2	Γενική παρουσίαση	53
8.3	Φύλλα εργασίας εισαγωγής δεδομένων	54
8.3.1	Πρώτο φύλλο εργασίας (Δεδομένα).....	54
8.3.2	Δεύτερο φύλλο εργασίας (Κοχλιωτή σύνδεση και ενισχύσεις)	58
8.3.3	Τρίτο φύλλο εργασίας (Πλάκα σκυροδέματος)	61
8.4	Υπολογιστικά φύλλα εργασίας.....	63
8.4.1	Ανάλυση κοχλιωτής σύνδεσης.....	63
8.4.2	Αντοχή κόμβου σε θετική και αρνητική ροπή κάμψης.....	64
8.4.3	Στροφική δυσκαμψία κόμβου	65
8.4.4	Υπόλοιπα φύλλα εργασίας.....	67
8.5	Φύλλο εργασίας παρουσίασης αποτελεσμάτων	68
9	Παραδείγματα υπολογισμού με το υπολογιστικό φύλλο MS Office Excel.....	69
9.1	1 ^η ομάδα παραδειγμάτων.....	69
9.1.1	Εισαγωγή.....	69
9.1.2	Εξωτερικός κόμβος με εγκάρσια δοκό.....	71
9.1.3	Εξωτερικός κόμβος με ακραία λωρίδα σκυροδέματος.....	75
9.1.4	Εξωτερικός κόμβος με εγκάρσια δοκό και με ακραία λωρίδα σκυροδέματος.....	77
9.1.5	Εσωτερικός κόμβος χωρίς εγκάρσια δοκό	78
9.1.6	Εσωτερικός κόμβος με εγκάρσια δοκό	80
9.1.7	Εσωτερικός κόμβος με ίσες ομόρροπες αρνητικές ροπές κάμψης στις δύο πλευρές του 83	
9.1.8	Αποτελέσματα 1 ^{ης} ομάδας παραδειγμάτων	85
9.2	2 ^η ομάδα παραδειγμάτων.....	85
9.2.1	Εισαγωγή.....	85
9.2.2	Εξωτερικός κόμβος	85
9.2.3	Αλλαγή κοχλιωτής σύνδεσης.....	90
9.2.4	Κόμβος με ενισχύσεις	91
9.2.5	Επιρροή πλάκας σύμμικτης δοκού.....	94
9.2.6	Αποτελέσματα 2 ^{ης} ομάδας παραδειγμάτων	95
10	Συμπεράσματα.....	96
11	Βιβλιογραφία.....	97

Ανάλυση κόμβων σύμμικτης δοκού – χαλύβδινου υποστυλώματος

Κανταρέλη Φεβρωνία (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η ανάπτυξη ενός υπολογιστικού φύλλου MS Office Excel για τον προσδιορισμό της ροπής αντοχής και της δυσκαμψίας κόμβων σύμμικτης δοκού – χαλύβδινου υποστυλώματος. Η μέθοδος η οποία ακολουθείται για την ανάλυση των κόμβων βασίζεται στα κείμενα των Ευρωκωδίκων. Η ανάλυση που έγινε βασίστηκε στο Κεφάλαιο 8 (Σύμμικτοι κόμβοι πλαισίων σε κτίρια) καθώς και στο Παράρτημα Α (Δυσκαμψία στοιχείων κόμβων σε κτίρια) του Ευρωκώδικα 4, στο Μέρος 1-8 (Σχεδιασμός κόμβων) του Ευρωκώδικα 3 και στο Παράρτημα C (Σχεδιασμός της πλάκας σύμμικτων δοκών χάλυβα – σκυροδέματος σε ενώσεις δοκού – υποστυλώματος σε πλαίσια παραλαβής ροπών) του Ευρωκώδικα 8.

Η μέθοδος που ακολουθείται, η οποία παρουσιάζεται στα πρώτα κεφάλαια της εργασίας, είναι η σύνθεση βασικών συστατικών μερών, δηλαδή τόσο η σύμμικτη δοκός όσο και η σύνδεση μεταξύ των χαλύβδινων διατομών του κόμβου αναλύεται στα συστατικά της μέρη, για τα οποία υπολογίζονται οι ροπές αντοχής τους και οι συντελεστές δυσκαμψίας τους. Με σύνθεση αυτών προκύπτουν η ροπή αντοχής και η ολική δυσκαμψία του κόμβου.

Το υπολογιστικό φύλλο Excel μελετάει εξωτερικούς κόμβους σε αρνητική και θετική ροπή κάμψης και εσωτερικούς κόμβους με αντίρροπες ροπές στις δύο πλευρές του κόμβου. Η κοχλιωτή σύνδεση μπορεί να μορφώνεται από δύο ή από τρεις σειρές κοχλιών.

Με το υπολογιστικό φύλλο Excel έγιναν έντεκα διαφορετικά παραδείγματα ανάλυσης τα οποία παρουσιάζονται και σχολιάζονται στο κεφάλαιο 9 της εργασίας. Σε όλα τα παραδείγματα ο κόμβος ταξινομείται τελικά ως ημι-άκαμπτος.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2014/24

Analysis of composite beam – steel column joints

Kantareli F. V. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The subject of this diploma thesis is to develop a MS Office Excel worksheet for the determination of the moment resistance and the stiffness of composite beam to steel column joints. The method which is followed for the analysis of the joints is based on the texts of Eurocodes. More specific, the analysis is based on chapter 8 (Composite joints in frames for buildings) and the annex A (Stiffness of joint components in buildings) of EC4, on part 1-8 (design of joints) of EC3 and the annex C (Design of the slab of steel-concrete composite beams at beam-column joints in moment resisting frames) of EC8.

The methodology, which is presented in the first chapters of this diploma thesis is the synthesis of major components. Both the composite beam and the connection between the steel sections of the joint are analyzed into its constituent parts. For each part is determined the moment resistance and the stiffness. With the composition of them is determined the moment resistance and the stiffness of the whole joint.

The MS Office Excel worksheet is analyzing external joints in both negative and positive bending moment and internal joints in opposing bending moments at the two sides of the joint. The bolt connection can be consisted of two or three rows of bolts.

With the MS Office Excel worksheet have been analyzed eleven different examples of joints that are presented and discussed in chapter 9 of this diploma thesis. In all the examples the joint is classified as semi-rigid.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντά μου κύριο Βάγια Ιωάννη που συνέβαλε καθοριστικά στην περαίωση της διπλωματικής αυτής εργασίας, με τη συνεχή επιστημονική καθοδήγησή του, αλλά και με το ιδιαίτερο ενδιαφέρον που έδειξε.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για τη συνεχή συμπαράσταση και υποστήριξή τους.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους φίλους, συμφοιτητές και συγκατοίκους μου για την παρέα και τη στήριξή τους κατά τη διάρκεια των σπουδών μου.

1 Εισαγωγή

1.1 Σκοπός

Όπως ορίζεται στον Ευρωκώδικα 4 [3], σύμμικτος ονομάζεται ο κόμβος μεταξύ ενός σύμμικτου μέλους και ενός άλλου σύμμικτου, χαλύβδινου ή από σκυρόδεμα μέλους, στον οποίο ο οπλισμός λαμβάνεται υπόψη κατά τον σχεδιασμό της αντοχής και της δυσκαμψίας του κόμβου. Αναφορά στους σύμμικτους κόμβους υπάρχει στο Κεφάλαιο 8 (Σύμμικτοι κόμβοι πλαισίων σε κτίρια) καθώς και στο Παράρτημα Α (Δυσκαμψία στοιχείων κόμβων σε κτίρια) του Ευρωκώδικα 4. Ωστόσο, δεν υπάρχουν αναλυτικές εξισώσεις πρόβλεψης για την ανάλυση και το σχεδιασμό σύμμικτων κόμβων, παρά μόνο οδηγίες οι οποίες στην πλειοψηφία τους λειτουργούν ως παραπομπές στο σχεδιασμό μεταλλικών κόμβων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Στα πλαίσια της διπλωματικής αυτής εργασίας έγινε μία προσπάθεια ανάλυσης συγκεκριμένων τύπων κόμβων πλαισιακών κτιριακών κατασκευών, οι οποίοι θα προσδιορισθούν στη συνέχεια, σύμφωνα με τις οδηγίες του Ευρωκώδικα 4, το μέρος 1-8 (Σχεδιασμός κόμβων) του Ευρωκώδικα 3, και το Παράρτημα C (Σχεδιασμός της πλάκας σύμμικτων δοκών χάλυβα – σκυροδέματος σε ενώσεις δοκού – υποστυλώματος σε πλαίσια παραλαβής ροπών) του Ευρωκώδικα 8.

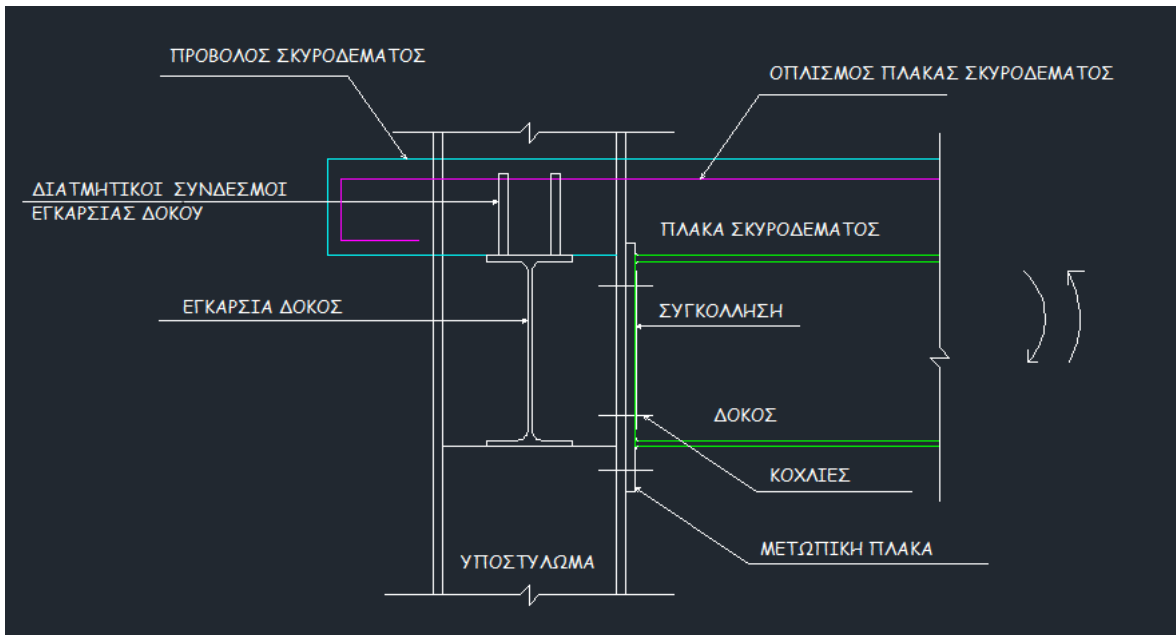
Πιο συγκεκριμένα, σκοπός της εργασίας είναι η ανάπτυξη ενός υπολογιστικού φύλλου MS Office Excel για την εύρεση της ροπής αντοχής $M_{j,Rd}$ και της στρωφικής δυσκαμψίας S_j σε συγκεκριμένες περιπτώσεις σύμμικτων κόμβων σε πλαισιακές κτιριακές κατασκευές.

1.2 Τύποι κόμβων που εξετάζονται

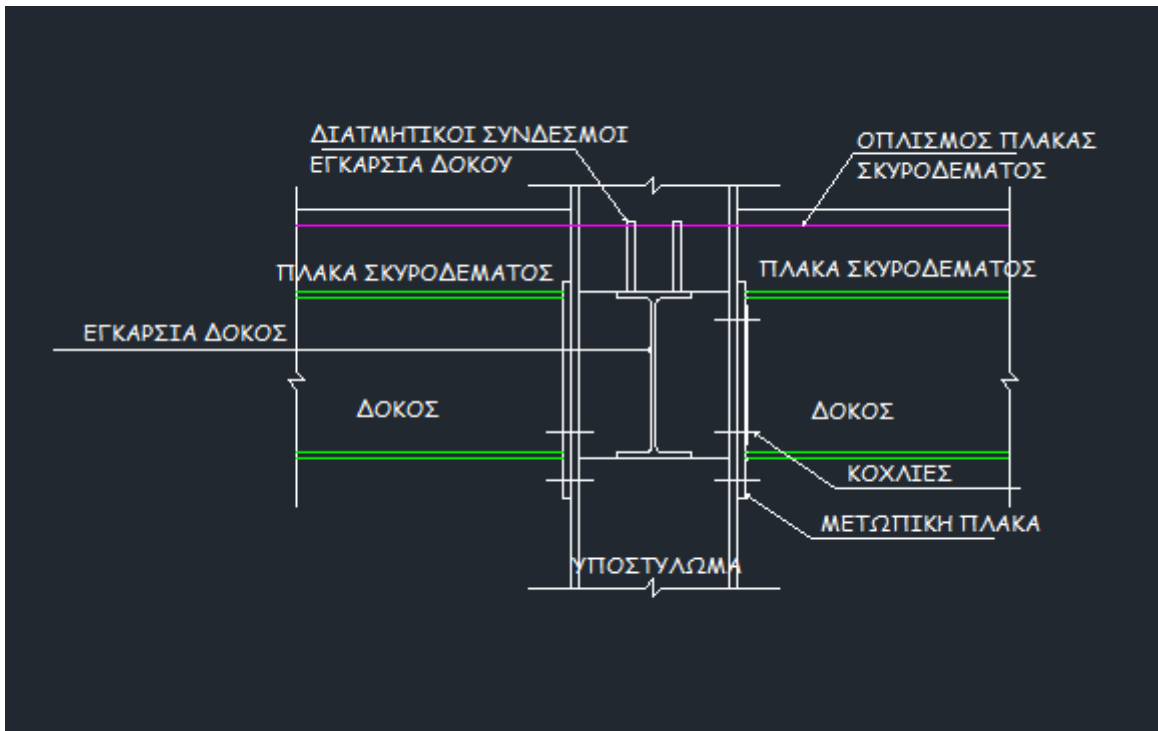
Υπάρχουν αρκετοί τύποι σύμμικτων κόμβων ανάλογα με τα συνδεδεμένα μέλη και με τον τρόπο σύνδεσής τους. Στα πλαίσια της εργασίας αυτής μελετήθηκαν *κόμβοι σύμμικτης δοκού – χαλύβδινου υποστυλώματος* πλαισιακών κτιριακών κατασκευών στους οποίους η σύνδεση γίνεται με μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στο πέλμα του υποστυλώματος και το χαλύβδινο μέρος της σύμμικτης δοκού συγκολλιέται στην μετωπική πλάκα (ευρωπαϊκού τύπου σύνδεση). Η κοχλιωτή σύνδεση μπορεί να γίνει με δύο ή με τρεις σειρές κοχλιών.

Εξετάζονται τόσο οι κόμβοι σε εξωτερικό όσο και οι κόμβοι σε εσωτερικό υποστύλωμα. Απαραίτητη προϋπόθεση στην περίπτωση εξωτερικού υποστυλώματος υπό αρνητική ροπή κάμψης αποτελεί η ύπαρξη είτε εγκάρσιας δοκού πρόσοψης είτε/και η παρουσία ακραίας λωρίδας σκυροδέματος σε πρόβολο. Όπως θα γίνει κατανοητό και στη συνέχεια, η προϋπόθεση αυτή είναι αναγκαία ώστε να μπορεί να αγκυρωθεί πλήρως και να ενεργοποιηθεί ο εφελκόμενος οπλισμός της πλάκας σκυροδέματος.

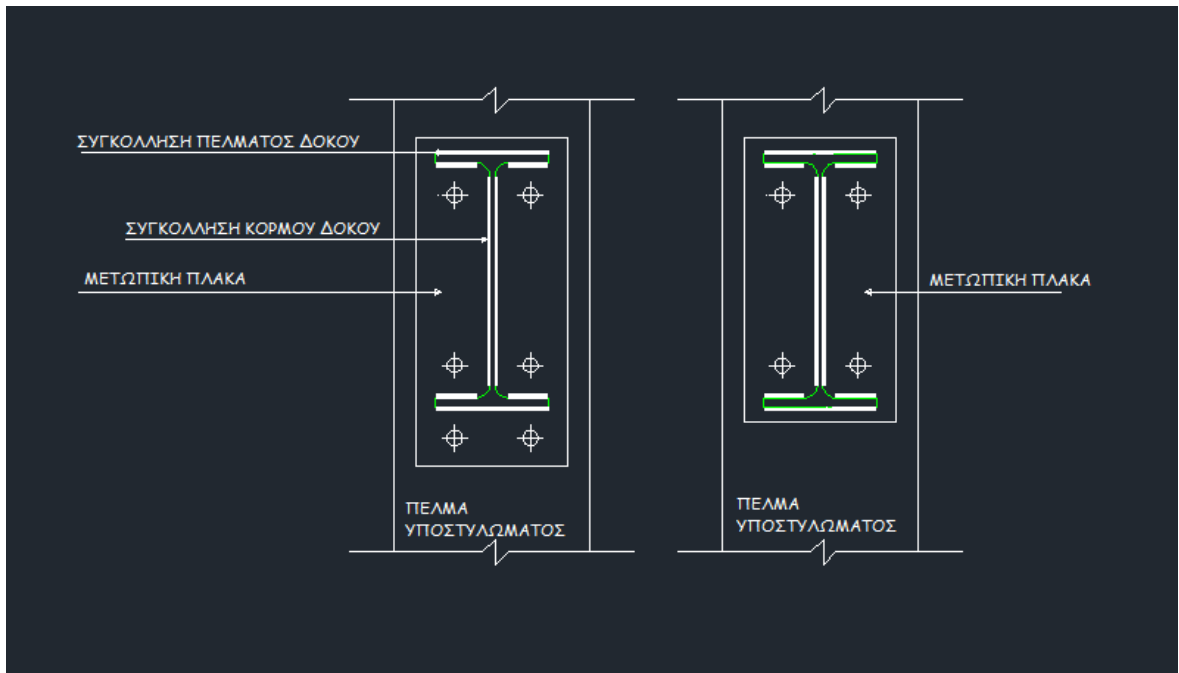
Σε πλαισιακές κατασκευές οι κόμβοι σχεδιάζονται ως συνδέσεις ροπής, ικανές δηλαδή να μεταφέρουν ροπές από τις δοκούς στα υποστυλώματα. Οι κόμβοι εξετάζονται για θετική και αρνητική κάμψη με κατεύθυνση κάθετη ως προς την πρόσοψη.



Σχήμα 1.1 : Παράδειγμα εξωτερικού κόμβου



Σχήμα 1.2 : Παράδειγμα εσωτερικού κόμβου



Σχήμα 1.3 : Παραδείγματα κοχλιωτής σύνδεσης

1.3 Ανάλυση σε βασικά συστατικά μέρη

Η ανάλυση στην παρούσα εργασία βασίζεται στην οδηγία του Ευρωκώδικα 4 [3] για σχεδιασμό του κόμβου σύμφωνα με το Κεφάλαιο 6 του Ευρωκώδικα 3 Μέρος 1.8, με την προϋπόθεση ότι το χαλύβδινο μέρος του κόμβου εμπίπτει στο σκοπό αυτού του κεφαλαίου. Η μέθοδος λοιπόν που θα ακολουθηθεί είναι η *προσομοίωση του κόμβου ως σύνθεση βασικών συστατικών μερών*. Τα βασικά συστατικά μέρη είναι:

1. Η πλάκα σκυροδέματος
2. Ο οπλισμός της πλάκας σκυροδέματος
3. Η χαλύβδινη δοκός
4. Το πέλμα του χαλύβδινου υποστυλώματος
5. Ο κορμός του χαλύβδινου υποστυλώματος
6. Η μετωπική πλάκα
7. Οι κοχλίες

Ανάλογα με τη φορά της ροπής στην οποία εξετάζεται ο κόμβος, τα συστατικά μέρη βρίσκονται στην εφελκυσόμενη ή στη θλιβόμενη ζώνη του κόμβου. Αναπτύσσονται λοιπόν εφελκυστικές και θλιπτικές εσωτερικές δυνάμεις αντοχής που βρίσκονται σε ισορροπία, με βάση τις οποίες υπολογίζεται η ροπή αντοχής του κόμβου. Αντίστοιχα με τις δυνάμεις αντοχής, κάθε συστατικό μέρος, ανάλογα με τον τρόπο που ενεργοποιείται, προσφέρει στροφική δυσκαμψία, με βάση του συνόλου των οποίων υπολογίζεται η στροφική δυσκαμψία του κόμβου.

Στην περίπτωση αρνητικής ροπής κάμψης, αναπτύσσεται εφελκυστική δύναμη αντοχής του οπλισμού της πλάκας σκυροδέματος και θλιπτική δύναμη αντοχής των χαλύβδινων μερών της σύνδεσης η οποία εξαρτάται από τη διατμητική και τη θλιπτική αντοχή του κορμού στου υποστυλώματος και τη θλιπτική αντοχή της δοκού. Οι δύο αυτές δυνάμεις δημιουργούν ένα ζεύγος δυνάμεων με μοχλοβραχίονα την απόσταση μεταξύ του οπλισμού και του θλιβόμενου πέλματος της δοκού, είναι λοιπόν εύκολος ο υπολογισμός της αρνητικής ροπής αντοχής του κόμβου. Στην περίπτωση αυτή, στροφική δυσκαμψία προσφέρει ο εφελκυσόμενος οπλισμός και ο κορμός του υποστυλώματος.

Στην περίπτωση θετικής ροπής κάμψης, αναπτύσσεται θλιπτική δύναμη αντοχής της πλάκας σκυροδέματος και εφελκυστικές δυνάμεις αντοχής σε κάθε στάθμη κοχλία οι οποίες εξαρτώνται από την αντοχή σε κάμψη του πέλματος του υποστυλώματος και της μετωπικής πλάκας, τη διατμητική και εφελκυστική αντοχή του κορμού του υποστυλώματος και την εφελκυστική αντοχή του κορμού της δοκού. Θεωρώντας ότι οι δυνάμεις βρίσκονται σε ισορροπία, είναι εύκολος ο υπολογισμός της θετικής ροπής αντοχής του κόμβου, απλά πολλαπλασιάζοντας κάθε εφελκυστική δύναμη με την απόστασή της από το κέντρο θλίψης της πλάκας σκυροδέματος. Στην περίπτωση αυτή, στροφική δυσκαμψία προσφέρει η πλάκα σκυροδέματος, ο κορμός του υποστυλώματος που βρίσκεται σε διάτμηση και η κοχλιωτή σύνδεση.

Σε κάθε περίπτωση ανάλυσης, τα αποτελέσματα παρουσιάζονται με μία απλοποιημένη καμπύλη ροπής-στροφής του κόμβου. Ένας εσωτερικός κόμβος διαθέτει δύο καμπύλες ροπής-στροφής, μία για τη δεξιά και μία για την αριστερή σύνδεση δοκού – υποστυλώματος.

1.4 Δομή εργασίας

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται κάποια θεωρητικά στοιχεία σχετικά με τις ιδιότητες των κόμβων και την ταξινόμησή τους με βάση αυτές. Η καμπύλη ροπής – στροφής που αναλύεται στο κεφάλαιο αυτό αποτελεί τη βάση ανάλυσης της εργασίας αυτής.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι κανονισμοί του Παραρτήματος C του Ευρωκώδικα 8 σύμφωνα με τους οποίους υπολογίζεται η αντοχή της πλάκας σκυροδέματος της σύμμικτης διατομής του κόμβου.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι κανονισμοί του Μέρους 1.8 του Ευρωκώδικα 3 σύμφωνα με τους οποίους υπολογίζεται η αντοχή του χαλύβδινου μέρους της σύνδεσης.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι κανονισμοί του Ευρωκώδικα 4 σύμφωνα με τους οποίους υπολογίζονται οι συντελεστές δυσκαμψίας όλων των συστατικών μερών του κόμβου.

Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται χρήσιμοι πίνακες και κανονισμοί του Ευρωκώδικα σύμφωνα με τους οποίους υπολογίζονται διάφορα στοιχεία που χρειάζονται κατά την πορεία της ανάλυσης του κόμβου.

Στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζονται συνολικά οι διαδικασίες υπολογισμού της ροπής αντοχής του κόμβου και της αντίστοιχης δυσκαμψίας του. Το έβδομο κεφάλαιο βασίζεται σε όλα τα προηγούμενα κεφάλαια.

Στο όγδοο κεφάλαιο παρουσιάζεται το υπολογιστικό φύλλο MS Office Excel που αναπτύχθηκε στα πλαίσια της εργασίας αυτής.

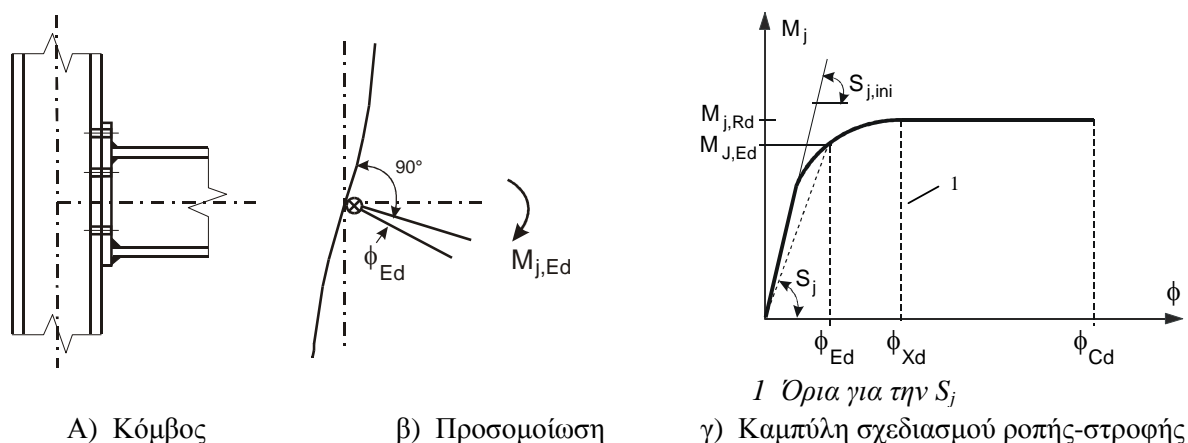
Στο ένατο κεφάλαιο παρουσιάζονται παραδείγματα ανάλυσης κόμβων με το υπολογιστικό φύλλο MS Office Excel και γίνεται παράλληλη σύγκριση των αποτελεσμάτων τους.

Στο δέκατο κεφάλαιο γίνεται μια προσπάθεια παρουσίασης συγκεντρωτικών συμπερασμάτων καθώς και προβληματισμών που δημιουργήθηκαν κατά τη διάρκεια ενασχόλησης με την παρούσα εργασία.

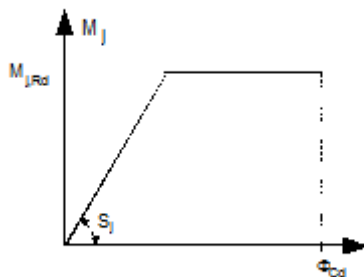
2 Ιδιότητες κόμβου

2.1 Καμπύλη ροπής-στροφής

Σύμφωνα με τα κείμενα του Ευρωκώδικα 3 [2] ένας κόμβος μπορεί να προσομοιωθεί με ένα στρωτικό ελατήριο το οποίο συνδέει τους άξονες των συνδεόμενων μελών. Κύρια χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς του κόμβου (ελατηρίου) αποτελούν η *αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή* $M_{j,Rd}$, η *στροφική του δυσκαμψία* S_j και η *στροφική του ικανότητα* Φ_{Cd} . Τα χαρακτηριστικά αυτά αποτυπώνονται στην αντίστοιχη καμπύλη σχεδιασμού ροπής – στροφής του κόμβου (Σχήμα 2.1), η οποία περιγράφει τη σχέση μεταξύ της καμπτικής ροπής $M_{j,Ed}$ που ασκείται στον κόμβο και της εμφανιζόμενης στροφής Φ_{Ed} μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η κλίση της καμπύλης μέχρι τη στροφή Φ_{Xd} όπου η καμπτική ροπή $M_{j,Ed}$ γίνεται για πρώτη φορά ίση με τη $M_{j,Rd}$ εκφράζει τη δυσκαμψία S_j του κόμβου. Γενικά, η καμπύλη είναι μη γραμμική, αλλά μπορεί να προσεγγισθεί με διγραμμική καμπύλη όπως φαίνεται στο απλοποιημένο διάγραμμα στο Σχήμα 2.2, με την προϋπόθεση ότι η προσεγγιστική καμπύλη βρίσκεται συνολικά κάτω από την πραγματική καμπύλη ροπής-στροφής.



Σχήμα 2.1: Καμπύλη σχεδιασμού ροπής-στροφής ενός κόμβου [EN 1993-1-8 Σχήμα 6.1]



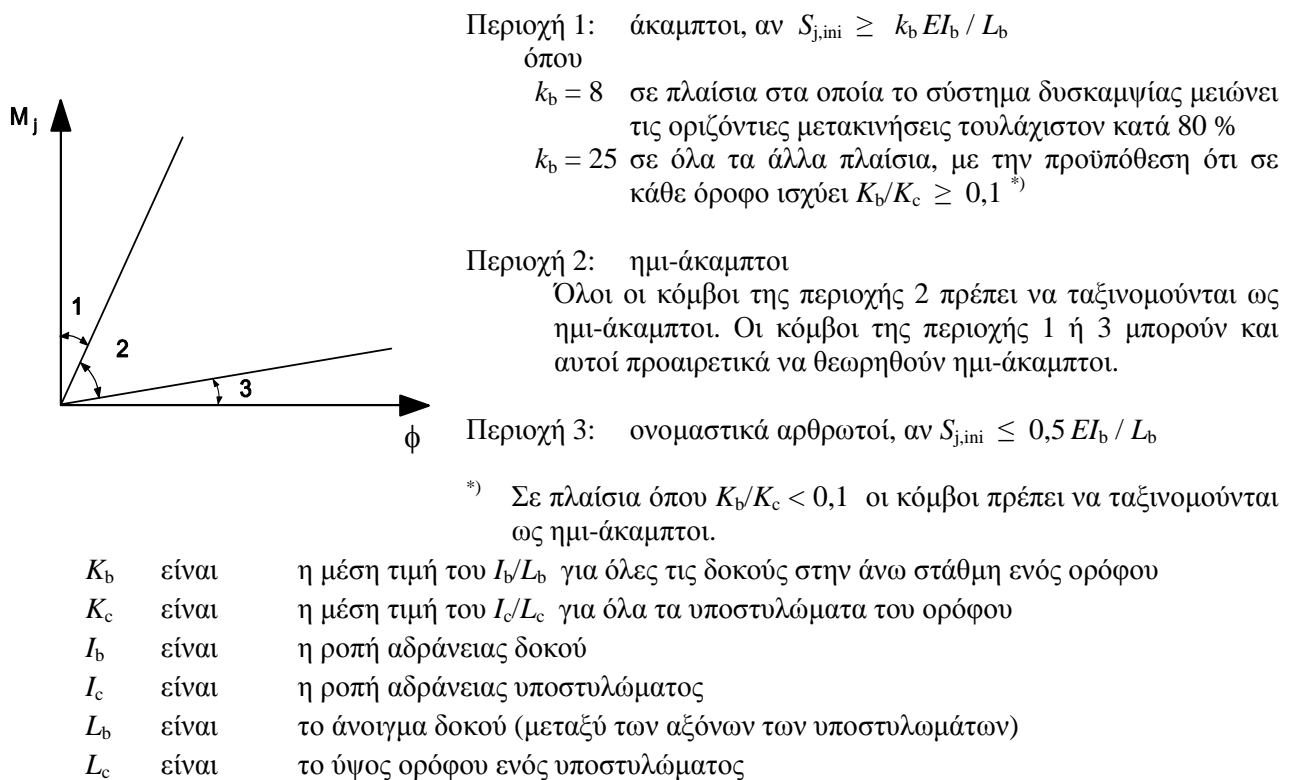
Σχήμα 2.2 : Απλοποιημένο διάγραμμα ροπής-στροφής κόμβου [EN 1993-1-8 Σχήμα 5.2]

2.2 Ταξινόμηση κόμβων

Για την ταξινόμηση των κόμβων, ο Ευρωκώδικας 4 [3] παραπέμπει στον Ευρωκώδικα 3, επισημαίνοντας πως πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η σύμμικτη δράση, ενώ μπορεί να αγνοείται η ρηγματώση και ο ερπυσμός στα συνδεόμενα μέλη. Σύμφωνα λοιπόν με τον Ευρωκώδικα 3 [2] οι κόμβοι μπορούν να ταξινομηθούν με βάση τη δυσκαμψία τους και με βάση την αντοχή τους.

Με βάση την στροφική του δυσκαμψία S_j , ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως άκαμπτος, ημι-άκαμπτος ή ονομαστικά αρθρωτός. Τα όρια για την ταξινόμηση αυτή φαίνονται στο Σχήμα 2.3.

Ένας αρθρωτός κόμβος είναι σε θέση να εκδηλώσει τις στροφές που προκύπτουν από τα φορτία σχεδιασμού και να μεταφέρει τα εντατικά μεγέθη χωρίς να αναπτύσσει σημαντικές ροπές. Οι άκαμπτοι κόμβοι διαθέτουν επαρκή στροφική δυσκαμψία έτσι ώστε η ανάλυση να γίνεται με παραδοχή πλήρους συνέχειας. Ένας ημι-άκαμπτος κόμβος έχει ενδιάμεση συμπεριφορά. Γενικά, οι αρθρωτοί κόμβοι προσομοιώνονται ως αρθρώσεις, οι άκαμπτοι ως πακτώσεις και οι ημι-άκαμπτοι με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.



Σχήμα 2.3 : Ταξινόμηση κόμβων με βάση τη δυσκαμψία
[EN 1993-1-8 Σχήμα 5.4]

Με βάση την αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης $M_{j,Rd}$ ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως πλήρους αντοχής, ονομαστικά αρθρωτός ή μερικής αντοχής. Το κριτήριο για την ταξινόμηση αυτή είναι η σύγκριση της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή κάμψης του κόμβου με τις αντοχές σχεδιασμού σε ροπή κάμψης των μελών που συνδέει.

Ένας κόμβος πλήρους αντοχής έχει αντοχή σχεδιασμού μεγαλύτερη από την αντοχή σχεδιασμού κάθε ενός από τα συνδεόμενα μέλη. Ένας ονομαστικά αρθρωτός κόμβος έχει αντοχή σχεδιασμού μικρότερη από 0,25 φορές την αντοχή σχεδιασμού που απαιτείται για

ένα κόμβο πλήρους αντοχής. Ως κόμβος μερικής αντοχής ορίζεται ο κόμβος που δεν πληρεί κανένα από τα παραπάνω κριτήρια.

2.3 Σύμμικτοι κόμβοι

Με βάση την παραπάνω ταξινόμηση, οι σύμμικτοι κόμβοι είναι συνήθως ημι-άκαμπτοι και μερικής αντοχής. Η απόκριση ενός κόμβου έναντι αρνητικών ροπών μπορεί να είναι σημαντικά διαφορετική από την αντίστοιχη απόκρισή του έναντι θετικών ροπών, καθώς σε κάθε περίπτωση ενεργοποιούνται διαφορετικές ζώνες θλίψης και εφελκυσμού. [7]

2.4 Στροφική ικανότητα

Μία από τις ιδιότητες του κόμβου είναι η στροφική του ικανότητα Φ_{cd} , δηλαδή η μέγιστη στροφή που μπορεί να αναπτυχθεί μεταξύ των συνδεόμενων μελών χωρίς την αστοχία του κόμβου. Ειδικά σε περιπτώσεις πλαστικής ανάλυσης απαιτείται να είναι τέτοια ώστε να αναπτυχθεί η απαιτούμενη πλαστικοποίηση στις θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Ωστόσο, στα κείμενα του Ευρωκώδικα 4 δίνεται απλά η οδηγία στον προσδιορισμό της στροφικής ικανότητας ενός σύμμικτου κόμβου να λαμβάνονται υπόψη η επιρροή της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος, η αύξηση της δυσκαμψίας του σκυροδέματος μεταξύ ρωγμών (tension stiffening) και η παραμόρφωση της διατμητικής σύνδεσης. Κάθε υπολογισμός πρέπει επίσης να βασίζεται σε αντίστοιχα πειραματικά δεδομένα. Είναι λοιπόν έξω από τα πλαίσια της παρούσας εργασίας ο υπολογισμός της στροφικής ικανότητας του κόμβου.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 αν η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή $M_{j,Rd}$ του κόμβου είναι ίση με τουλάχιστον 1,2 φορές την πλαστική αντοχή σχεδιασμού ροπή $M_{pl,Rd}$ της διατομής του συνδεόμενου μέλους τότε η στροφική ικανότητα δεν απαιτείται να ελεγχθεί. [EN1993-1-8 6.4.1(3)]. Επίσης σε κοχλιωτούς κόμβους αν κρίσιμο μέγεθος για την αντοχή σε ροπή είναι η διάτμηση του κορμού του υποστυλώματος και επιπλέον $d / t_w \leq 69$ ε τότε μπορεί να θεωρηθεί ότι ο κόμβος διαθέτει επαρκή στροφική ικανότητα. [EN 1993-1-8 6.4.2(1)]. Εάν το κρίσιμο μέγεθος για την αντοχή σε ροπή είναι είτε το πέλμα του υποστυλώματος σε κάμψη είτε η μετωπική πλάκα σε κάμψη και επιπλέον το πάχος είτε του πέλματος του υποστυλώματος είτε της μετωπικής πλάκας ικανοποιεί τον περιορισμό τότε επίσης μπορεί να θεωρηθεί ότι ο κόμβος διαθέτει επαρκή στροφική ικανότητα. [EN 1993-1-8 6.4.2(2)].

Η παραπάνω παράγραφος αναφέρεται σε μεταλλικούς κόμβους και όχι σε σύμμικτους, ωστόσο μπορεί να αποτελέσει ένα πρώτο κριτήριο και για τους σύμμικτους, καθώς αν ικανοποιείται κάτι από τα παραπάνω το χαλύβδινο μέρος της σύνδεσης μπορεί να αναπτύξει επαρκή στροφική ικανότητα.

3 Αντοχή πλάκας σκυροδέματος

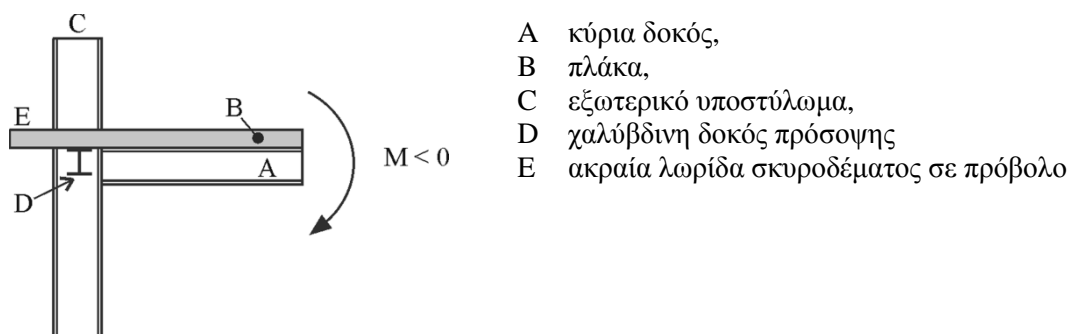
3.1 Εισαγωγή

Ο υπολογισμός της αντοχής της πλάκας της σύμμικτης δοκού γίνεται σύμφωνα με το Παράρτημα C (Σχεδιασμός της πλάκας σύμμικτων δοκών χάλυβα – σκυροδέματος σε ενώσεις δοκού – υποστύλωματος σε πλαίσια παραλαβής ροπών) του Ευρωκώδικα 8.

Ο σχεδιασμός της πλάκας που αναπτύσσεται στο Παράρτημα αυτό στηρίζεται σε δύο απαιτήσεις. Η πρώτη απαίτηση είναι η αποφυγή του πρόωρου λυγισμού του χαλύβδινου τμήματος, η οποία ικανοποιείται με την επιλογή χαλύβδινων στοιχείων κατηγορίας διατομής 1 ή 2. Η δεύτερη απαίτηση είναι η αποφυγή της σύνθλιψης του σκυροδέματος της πλάκας, σύμφωνα με την οποία ορίζονται οι δυνάμεις που αναπτύσσονται σε εξωτερικούς και σε εσωτερικούς κόμβους τόσο για αρνητικές όσο και για θετικές ροπές κάμψης, τα όριά τους, και οι τρόποι ανάπτυξής τους.

Σημειώνεται εδώ πως όλοι οι παρακάτω υπολογισμοί αναφέρονται για πλάτος b_{eff} το οποίο υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, όπως ορίζεται στο κεφάλαιο 6 της παρούσας εργασίας.

3.2 Εξωτερικό υποστύλωμα – Αρνητική ροπή κάμψης



Σχήμα 3.1 : Εξωτερικό υποστύλωμα – αρνητική ροπή κάμψης
[EN 1998-1 Σχήμα C.1]

Το σκυροδέμα της πλάκας το οποίο εφελκύεται δεν λαμβάνεται υπόψη στην αντοχή του κόμβου.

Για τη συμβολή ή όχι του εφελκυόμενου οπλισμού A_s της πλάκας, η οποία ουσιαστικά εξαρτάται από την επαρκή ή όχι αγκύρωσή του, διακρίνονται τέσσερις κύριες περιπτώσεις, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2.

Στην πρώτη περίπτωση, όπου η πλάκα σκυροδέματος εκτείνεται μέχρι την εσωτερική όψη του υποστύλωματος δεν έχουμε λειτουργία σύμμικτης δοκού καθώς δεν υπάρχει επαρκής αγκύρωση του οπλισμού της πλάκας στην περιοχή του κόμβου. Η ροπή αντοχής λοιπόν του κόμβου ισούται με την ροπή αντοχής της κοχλιωτής σύνδεσης μεταξύ των χαλύβδινων μερών. Η περίπτωση αυτή δεν μελετάται στην παρούσα εργασία καθώς αποτελεί αντικείμενο των απλών μεταλλικών συνδέσεων.

Στην δεύτερη περίπτωση, όπου η πλάκα σκυροδέματος εκτείνεται σε λωρίδα δημιουργώντας πρόβολο, πρέπει να εξετασθεί αν οι ράβδοι οπλισμού που εκτείνονται στη

λωρίδα σκυροδέματος έχουν επαρκές μήκος αγκύρωσης όπως ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 2. Αν ικανοποιείται η παραπάνω απαίτηση τότε αναπτύσσεται δύναμη $F_{Rds}=A_s f_{yd}$.

Στην τρίτη περίπτωση, όπου η πλάκα σκυροδέματος εκτείνεται μέχρι την εξωτερική όψη του υποστυλώματος και υπάρχει εγκάρσια χαλύβδινη δοκός πρόσωσης, πρέπει να εξετασθεί αν οι ράβδοι οπλισμού είναι πλήρως αγκυρωμένοι στους διατμητικούς συνδέσμους της δοκού πρόσωσης κι αν το εμβαδόν A_s των ράβδων αυτών είναι τέτοιο ώστε να διαρρέει πριν από τους διατμητικούς συνδέσμους, πρέπει δηλαδή να εξετάζεται αν ισχύει η σχέση

$$n P_{Rd} \geq 1,1 F_{Rds} \quad [\text{EN 1998-1 Σχέση C.1}] \quad (3.1)$$

όπου

n είναι ο αριθμός των συνδέσμων στο συνεργαζόμενο πλάτος,

P_{Rd} είναι η αντοχή σχεδιασμού ενός συνδέσμου,

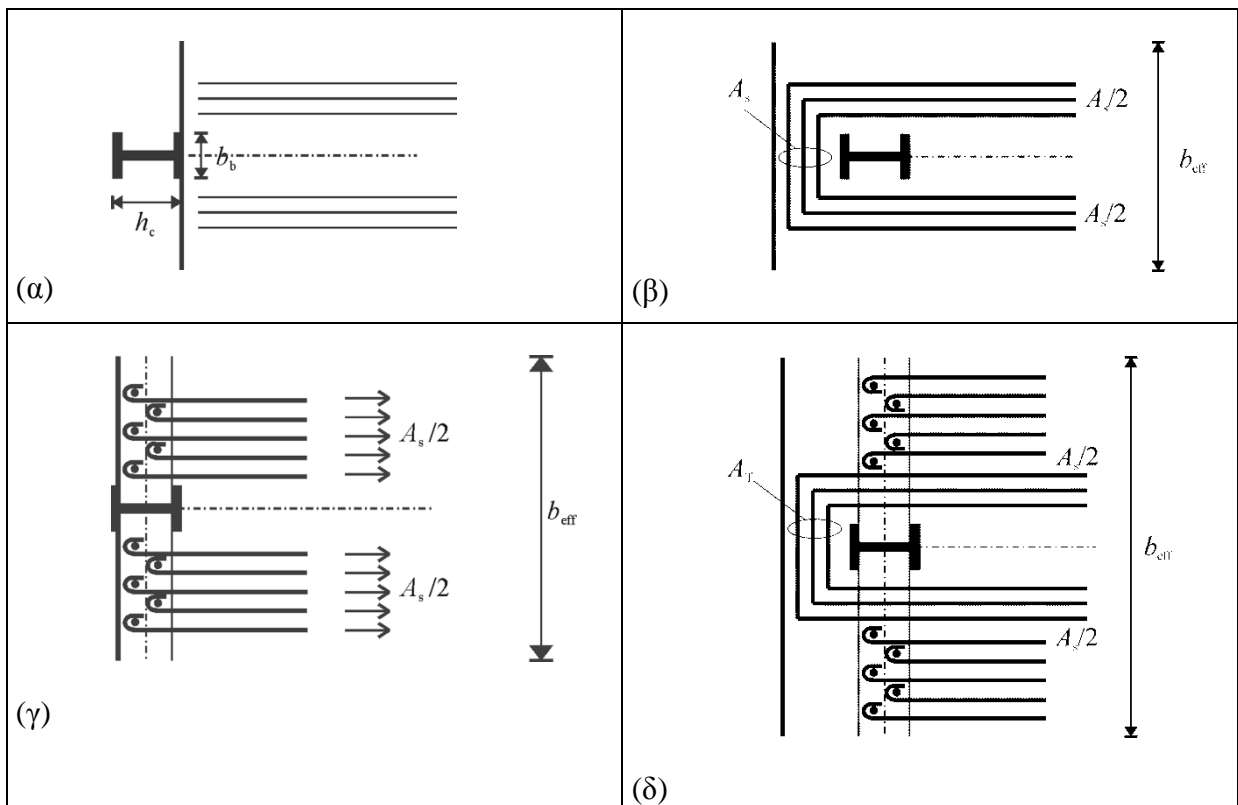
F_{Rds} είναι η αντοχή σχεδιασμού των ράβδων οπλισμού στο συνεργαζόμενο πλάτος:

$$F_{Rds}=A_s \cdot f_{yd}$$

f_{yd} είναι η αντοχή διαρροής σχεδιασμού του οπλισμού της πλάκας.

Αν ικανοποιείται η παραπάνω απαίτηση τότε αναπτύσσεται δύναμη $F_{Rds}=A_s f_{yd}$

Τέλος, η τέταρτη περίπτωση αποτελεί έναν συνδυασμό της δεύτερης και τρίτης περίπτωσης οπότε εξετάζονται αντίστοιχα οι προϋποθέσεις των περιπτώσεων αυτών και υπολογίζεται η εφελκυστική δύναμη όσων ράβδων συμβάλλουν στην αντοχή του κόμβου.

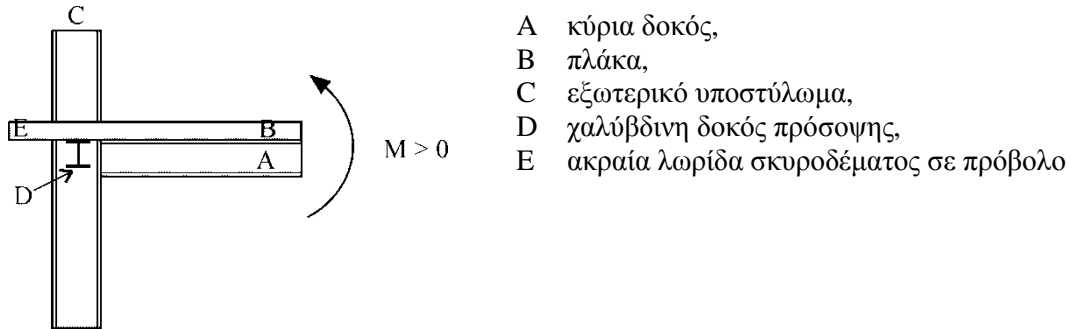


- (α) απουσία ακραίας λωρίδας σκυροδέματος σε πρόβολο – απουσία χαλύβδινης δοκού πρόσωσης
- (β) παρουσία ακραίας λωρίδας σκυροδέματος σε πρόβολο – απουσία χαλύβδινης δοκού πρόσωσης
- (γ) απουσία ακραίας λωρίδας σκυροδέματος σε πρόβολο – παρουσία χαλύβδινης δοκού πρόσωσης
- (δ) παρουσία ακραίας λωρίδας σκυροδέματος σε πρόβολο – παρουσία χαλύβδινης δοκού πρόσωσης

Σχήμα 3.2: Διαμόρφωση εξωτερικού κόμβου υπό αρνητική ροπή κάμψης
[EN 1998-1 Σχήμα C.1]

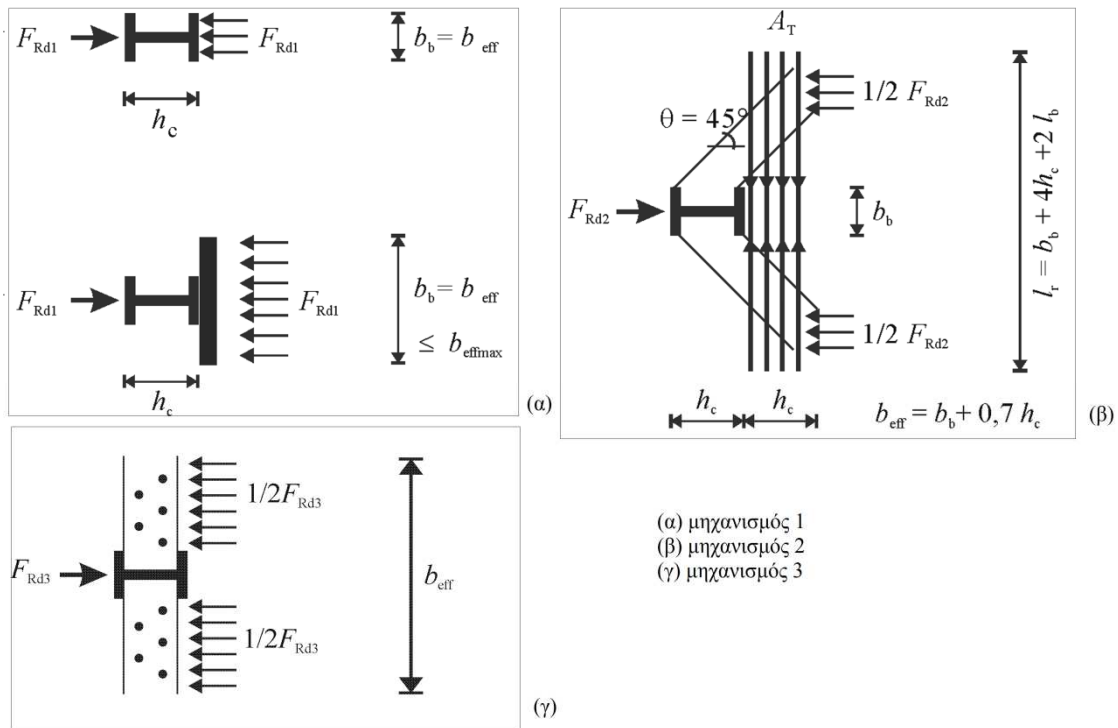
Στην περίπτωση ύπαρξης εγκάρσιας δοκού, η δοκός αυτή θα πρέπει να ελέγχεται για κάμψη, τέμνουσα και στρέψη υπό την οριζόντια δύναμη F_{Rds} η οποία εφαρμόζεται στους συνδέσμους, ο σχεδιασμός όμως της δοκού αυτής δεν ελέγχεται στα πλαίσια της εργασίας αυτής.

3.3 Εξωτερικό υποστύλωμα – Θετική ροπή κάμψης



Σχήμα 3.3 : Εξωτερικό υποστύλωμα – θετική ροπή κάμψης
 [EN 1998-1 Σχήμα C.2]

Ανάλογα με τον τρόπο διαμόρφωσης της πλάκας σκυροδέματος ενεργοποιούνται τρεις μηχανισμοί μεταφοράς της θλιπτικής δύναμης από την πλάκα στο πέλιμα του υποστυλώματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.4



Σχήμα 3.4 : Μηχανισμοί μεταφοράς θλιπτικής δύναμης
 [EN 1998-1 Σχήμα C.2]

Ο μηχανισμός 1 αφορά την απευθείας θλίψη του σκυροδέματος στο πέλιμα του υποστυλώματος. Η μέγιστη δύναμη που αναπτύσσεται μέσω του μηχανισμού αυτού είναι ίση με

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad [\text{EN 1998-1 Σχέση C.2}] \quad (3.2)$$

όπου

d_{eff} είναι το συνολικό ύψος της πλάκας στην περίπτωση συμπαγών πλακών ή το πάχος της πλάκας πάνω από τις νευρώσεις του ελάσματος για σύμμεικτες πλάκες,

b_b είναι το πλάτος του σκυροδέματος της πλάκας που εμπλέκεται στη μεταφορά δυνάμεων στο υποστυλώμα

Ο μηχανισμός 2 αφορά τη θλίψη λόγω θλιπτήρων σκυροδέματος με κλίση 45° προς τις πλευρές του υποστυλώματος. Η μέγιστη δύναμη που αναπτύσσεται μέσω του μηχανισμού αυτού είναι ίση με

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd} \quad [\text{EN 1998-1 Σχέση C.5}] \quad (3.3)$$

όπου

h_c είναι το ύψος της διατομής του υποστυλώματος από χάλυβα

Ο μηχανισμός 3 αφορά την ανάπτυξη θλιπτικής δύναμης λόγω των διατμητικών συνδέσμων της εγκάρσιας δοκού πρόσοψης. Η μέγιστη δύναμη που αναπτύσσεται μέσω του μηχανισμού αυτού είναι ίση με

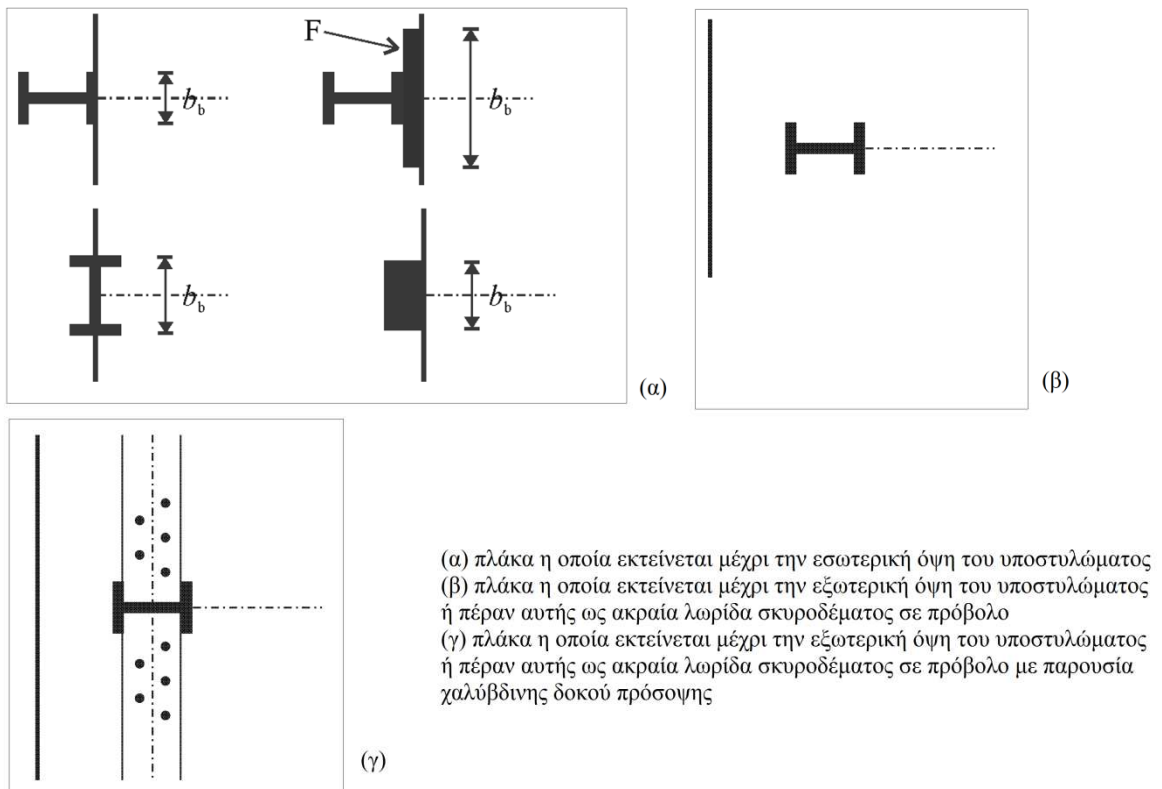
$$F_{Rd3} = n P_{Rd} \quad [\text{EN 1998-1 Σχέση C.8}] \quad (3.4)$$

όπου

n είναι ο αριθμός των διατμητικών συνδέσμων μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff}

P_{Rd} είναι η αντοχή σχεδιασμού ενός διατμητικού συνδέσμου

Διακρίνουμε τρεις κύριες περιπτώσεις, ανάλογα με την έκταση της πλάκας σκυροδέματος και με την ύπαρξη ή όχι δοκού πρόσοψης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.5.



Σχήμα 3.5 : Διαμόρφωση εξωτερικού κόμβου υπό θετική ροπή κάμψης
[EN 1998-1 Σχήμα C.2]

Στην πρώτη περίπτωση, όπου η πλάκα του σκυροδέματος εκτείνεται μέχρι την εσωτερική όψη του υποστυλώματος ενεργοποιείται μόνο ο μηχανισμός 1, άρα η μέγιστη

τιμή της θλιπτικής δύναμης είναι ίση με F_{Rd1} . Απαραίτητη στην περίπτωση αυτή είναι η περίσφιξη του σκυροδέματος που βρίσκεται δίπλα στο πέλμα του υποστυλώματος. Το εμβαδόν της διατομής του οπλισμού περίσφιξης, το οποίο μπορεί να προέρχεται, εν μέρει ή ολοκληρωτικά από ράβδους οπλισμού που έχουν τοποθετηθεί για άλλους σκοπούς, θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$A_T \geq 0,25d_{\text{eff}}b_b \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}} \quad [\text{EN 1998-1 Σχέση C.3}] \quad (3.5)$$

Ο οπλισμός αυτός A_T θα πρέπει να κατανέμεται ομοιόμορφα σε ένα μήκος της δοκού ίσο με b_b . Η απόσταση της πρώτης ράβδου οπλισμού από το πέλμα του υποστυλώματος δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τα 30 mm. Η περίπτωση αυτή δεν καλύπτεται από την ανάλυση στην παρούσα εργασία.

Στη δεύτερη περίπτωση, όπου η πλάκα του σκυροδέματος εκτείνεται μέχρι την εξωτερική όψη του υποστυλώματος ή και πέρα αυτής σε πρόβολο, χωρίς την ύπαρξη δοκού πρόσοψης, ενεργοποιούνται ο μηχανισμός 1 και ο μηχανισμός 2. Για την ανάπτυξη του μηχανισμού 2 είναι απαραίτητος οπλισμός A_T ο οποίος λειτουργεί ως χαλύβδινος ελκυστήρας. Το εμβαδόν του πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση

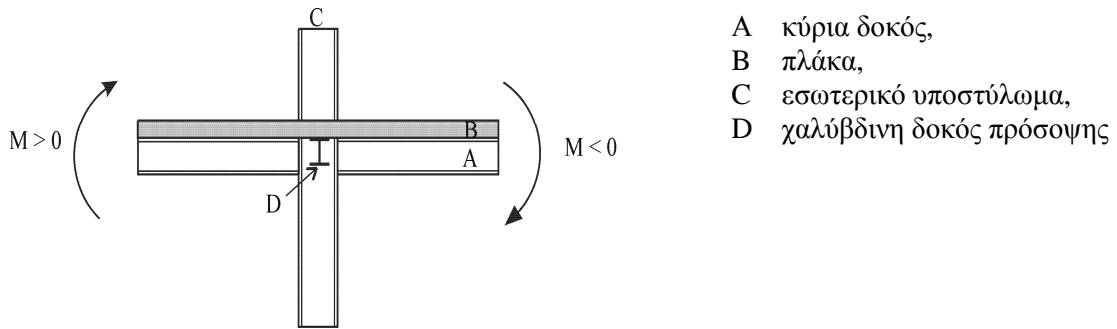
$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \quad [\text{EN 1998-1 Σχέση C.6}] \quad (3.6)$$

Ο οπλισμός αυτός θα πρέπει να κατανέμεται κατά μήκος της δοκού επί μήκους ίσο με h_c και να είναι πλήρως αγκυρωμένος. Το απαιτούμενο μήκος των ράβδων οπλισμού είναι $L = b_b + 4h_c + 2l_b$, όπου το l_b είναι το μήκος αγκύρωσης των ράβδων αυτών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 (Σχήμα 3.4). Η θλιπτική δύναμη που αναπτύσσεται είναι λοιπόν ίση με το άθροισμα ($F_{Rd1} + F_{Rd2}$) το οποίο όμως δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερο από τη μέγιστη δύναμη που μπορεί να μεταφέρει η πλάκα που είναι ίση με

$$F_{rd,max} = b_{\text{eff}} d_{\text{eff}} f_{cd} \quad (3.7)$$

Στην τρίτη περίπτωση, όπου η πλάκα του σκυροδέματος εκτείνεται μέχρι την εξωτερική όψη του υποστυλώματος ή και πέρα αυτής σε πρόβολο, με ύπαρξη δοκού πρόσοψης, ενεργοποιούνται και οι τρεις μηχανισμοί (μηχανισμός 1, μηχανισμός 2 και μηχανισμός 3). Για την ανάπτυξη του μηχανισμού 2 είναι απαραίτητος ο οπλισμός A_T όπως ορίζεται παραπάνω στη δεύτερη περίπτωση (Σχέση 3.6). Η θλιπτική δύναμη που αναπτύσσεται είναι λοιπόν ίση με το άθροισμα ($F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3}$) το οποίο όμως δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερο από τη μέγιστη δύναμη που μπορεί να μεταφέρει η πλάκα που είναι ίση με $F_{rd,max} = b_{\text{eff}} d_{\text{eff}} f_{cd}$ (3.6). Στην περίπτωση αυτή είναι επιθυμητή η επιλογή του αριθμού των διατμητικών συνδέσεων n να είναι τέτοια ώστε να επιτυγχάνεται επαρκής δύναμη F_{Rd3} κι επομένως να επιτυγχάνεται πλήρης σύμμικτη πλαστική ροπή αντοχής ίση με $F_{Rd,max}$.

3.4 Εσωτερικό υποστύλωμα

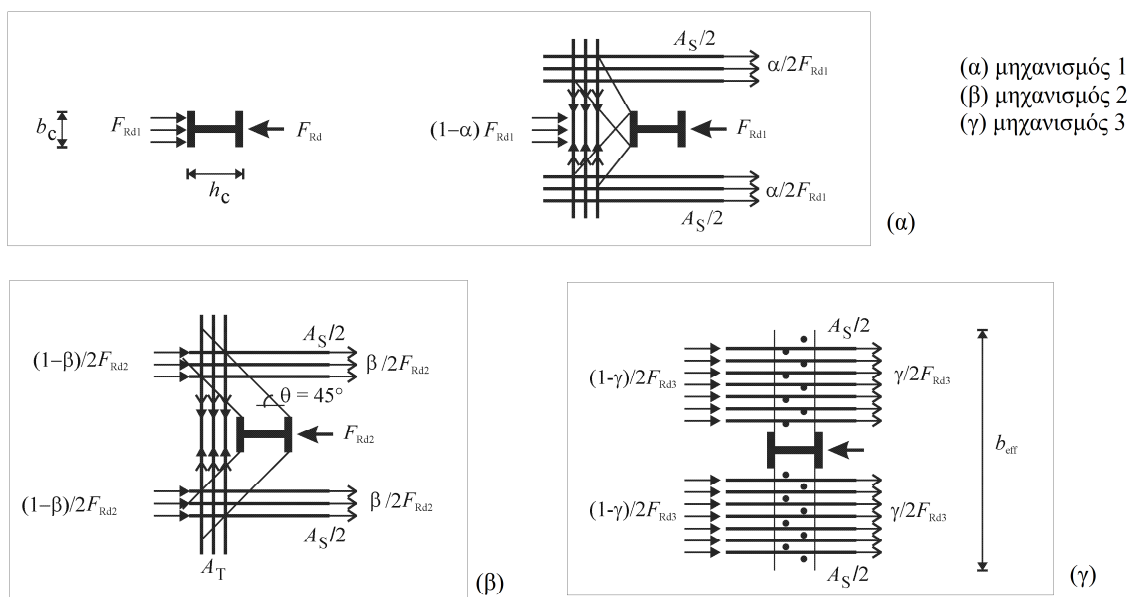


Σχήμα 3.6 : Εσωτερικό υποστύλωμα -
θετική ροπή κάμψης στη μία πλευρά και αρνητική ροπή κάμψης στην άλλη
[EN 1998-1 Σχήμα C.3]

Σε έναν εσωτερικό κόμβο κάθε πλευρά του προσομοιώνεται με διαφορετικό στροφικό ελατήριο, οπότε υπολογίζονται αντίστοιχα η ροπή αντοχής και η δυσκαμψία σε κάθε πλευρά του κόμβου οι οποίες αποτυπώνονται σε δύο διαφορετικές καμπύλες ροπής-στροφής. Στο Παράρτημα C του Ευρωκώδικα 8 γίνεται αναφορά μόνο στην περίπτωση εσωτερικού υποστύλωματος με αντίθετες ροπές κάμψης στις δύο πλευρές, καθώς αυτή αποτελεί και τη συνήθη μορφή έντασης σε κόμβους υπό σεισμική ένταση.

Για την περίπτωση εσωτερικού υποστύλωματος με ομόρροπες αρνητικές ροπές κάμψης στις δύο πλευρές του κόμβου, ακολουθείται σε κάθε πλευρά ξεχωριστά η διαδικασία όπως αναφέρθηκε για την περίπτωση εξωτερικού κόμβου. Η περίπτωση εσωτερικού κόμβου με ομόρροπες θετικές ροπές κάμψης δεν εξετάζεται. Είναι προφανές πως στην περίπτωση εσωτερικού κόμβου οι διάφορες περιπτώσεις διαμόρφωσης του κόμβου είναι πιο περιορισμένες κι εξαρτώνται κυρίως από την ύπαρξη ή όχι δοκού πρόσοψης.

Στην περίπτωση εσωτερικού υποστύλωματος με αντίρροπες ροπές κάμψης στις δύο πλευρές του κόμβου, ενεργοποιούνται τρεις μηχανισμοί μεταφοράς της θλιπτικής δύναμης όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.7. Οι μηχανισμοί 1 και 2 αναπτύσσουν θλιπτική δύναμη σε οποιαδήποτε περίπτωση διαμόρφωσης κόμβου, ενώ αντίθετα ο μηχανισμός 3 αναπτύσσει δύναμη μόνο στην περίπτωση ύπαρξης εγκάρσιας δοκού πρόσοψης, καθώς εξαρτάται άμεσα από την παρουσία διατμητικών συνδέσμων στην εγκάρσια διεύθυνση του κόμβου.



Σχήμα 3.7 : Μηχανισμοί ανάπτυξης θλιπτικής δύναμης
[EN 1998-1 Σχήμα C.3]

Ο μηχανισμός 1 αφορά την απευθείας θλίψη του σκυροδέματος στο πέλμα του υποστυλώματος. Η μέγιστη δύναμη που αναπτύσσεται μέσω του μηχανισμού αυτού είναι ίση με

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad [\text{EN 1998-1 Σχέση C.10}] \quad (3.8)$$

όπου

d_{eff} είναι το συνολικό ύψος της πλάκας στην περίπτωση συμπαγών πλακών ή το πάχος της πλάκας πάνω από τις νευρώσεις του ελάσματος για σύμμεικτες πλάκες,

b_b είναι το πλάτος του σκυροδέματος της πλάκας που εμπλέκεται στη μεταφορά δυνάμεων στο υποστύλωμα

Ο μηχανισμός 2 αφορά τη θλίψη λόγω θλιπτήρων σκυροδέματος με κλίση 45° προς τις πλευρές του υποστυλώματος. Η μέγιστη δύναμη που αναπτύσσεται μέσω του μηχανισμού αυτού είναι ίση με

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd} \quad [\text{EN 1998-1 Σχέση C.11}] \quad (3.9)$$

όπου

h_c είναι το ύψος της διατομής του υποστυλώματος από χάλυβα

Για την ανάπτυξη του μηχανισμού 2 είναι απαραίτητος οπλισμός A_T ο οποίος λειτουργεί ως χαλύβδινο ελκυστήρας. Το εμβαδόν του πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση

$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \quad [\text{EN 1998-1 Σχέση C.12}] \quad (3.10)$$

Ο οπλισμός αυτός θα πρέπει να κατανέμεται κατά μήκος της δοκού επί μήκους ίσο με h_c και να είναι πλήρως αγκυρωμένος. Το απαιτούμενο μήκος των ράβδων οπλισμού είναι $L = b_b + 4 h_c + 2 l_b$, όπου το l_b είναι το μήκος αγκύρωσης των ράβδων αυτών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2. Οπλισμός ίδιου εμβαδού A_T θα πρέπει να τοποθετείται σε κάθε πλευρά του υποστυλώματος για την περίπτωση που υπολογίζεται αντιστροφή των ροπών κάμψης.

Ο μηχανισμός 3 αφορά την ανάπτυξη θλιπτικής δύναμης λόγω των διατμητικών συνδέσεων της εγκάρσιας δοκού πρόσοψης. Η μέγιστη δύναμη που αναπτύσσεται μέσω του μηχανισμού αυτού είναι ίση με

$$F_{Rd3} = n P_{Rd} \quad [\text{EN 1998-1 Σχέση C.16}] \quad (3.11)$$

όπου

n είναι ο αριθμός των διατμητικών συνδέσμων μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} για αρνητική ή θετική ροπή, οποιοσδήποτε είναι μεγαλύτερος στις δύο δοκούς που ενώνονται πλαισιακά με το υποστύλωμα

F_{Rd} είναι η αντοχή σχεδιασμού ενός διατμητικού συνδέσμου

Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι δοκού πρόσοψης.

Στην πρώτη περίπτωση, όπου δεν υπάρχει εγκάρσια δοκός πρόσοψης ενεργοποιούνται ο μηχανισμός 1 και ο μηχανισμός 2. Η δύναμη λοιπόν που αναπτύσσεται είναι ίση με το άθροισμα ($F_{Rd1} + F_{Rd2}$). Ωστόσο, το μέγιστο συνολικό εντατικό μέγεθος που μπορεί να αναπτυχθεί στην πλάκα και οφείλεται στις αντίθετες ροπές κάμψης στις πλευρές του υποστυλώματος και χρειάζεται να μεταφερθεί στο υποστύλωμα μέσω των μηχανισμών που αναπτύσσονται, είναι το άθροισμα της εφελκυστικής δύναμης F_{st} στις ράβδους οπλισμού που είναι παράλληλες με τη δοκό στην πλευρά του υποστυλώματος όπου η ροπή είναι αρνητική και της θλιπτικής δύναμης F_{sc} στο σκυρόδεμα στην πλευρά του υποστυλώματος όπου η ροπή είναι θετική, σύμφωνα με τη σχέση

$$F_{st} + F_{sc} = A_s f_{yd} + b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad [\text{EN 1998-1 Σχέση C.14}] \quad (3.12)$$

όπου

A_s είναι η διατομή των ράβδων μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος σε περίπτωση αρνητικής κάμψης b_{eff}

b_{eff} είναι το συνεργαζόμενο πλάτος σε περίπτωση θετικής κάμψης

Εάν $F_{Rd1} + F_{Rd2} \geq F_{st} + F_{sc}$ τότε αναπτύσσεται στην πλάκα το μέγιστο συνολικό εντατικό μέγεθος που μπορεί να αναπτυχθεί, δηλαδή αναπτύσσεται εφελκυστική δύναμη $F_{st} = A_s f_{yd}$ στην περιοχή του κόμβου με αρνητική ροπή κάμψης και θλιπτική δύναμη $F_{sc} = b_{eff} d_{eff} f_{cd}$ στην περιοχή του κόμβου με θετική ροπή κάμψης.

Εάν $F_{Rd1} + F_{Rd2} \leq F_{st} + F_{sc}$ τότε αναπτύσσεται συνολικό εντατικό μέγεθος $F_{Rd1} + F_{Rd2}$, το οποίο μοιράζεται στις δύο πλευρές. Ο οπλισμός αναπτύσσει εφελκυστική δύναμη ίση με $\alpha F_{Rd1} + \beta F_{Rd2} \leq F_{st}$, και η πλάκα σκυροδέματος αντίστοιχα θλιπτική δύναμη ίση με $(1-\alpha) F_{Rd1} + (1-\beta) F_{Rd2} \leq F_{sc}$. Τα α και β πρέπει να οριστούν από τον μελετητή καθώς δεν δίνονται κάποια όρια από τον Ευρωκώδικα.

Σύμφωνα με το σχεδιασμό του Ευρωκώδικα, πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω συνθήκη έτσι ώστε να επιτυγχάνεται διαρροή στο κάτω πέλμα της χαλύβδινης διατομής χωρίς τη σύνθλιψη του σκυροδέματος της πλάκας:

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} \quad [\text{EN 1998-1 Σχέση C.15}] \quad (3.13)$$

Εάν δεν ικανοποιείται η συνθήκη αυτή προτείνεται η δεύτερη περίπτωση διαμόρφωσης κόμβου με παρουσία εγκάρσιας δοκού πρόσοψης ή η αύξηση της θλιπτικής δύναμης σκυροδέματος που εφαρμόζεται στο πέλμα του υποστυλώματος μέσω πρόσθετων διατάξεων (αύξηση δηλαδή του πλάτους b_b).

Στη δεύτερη περίπτωση, με την ύπαρξη εγκάρσιας δοκού πρόσοψης, ενεργοποιούνται και οι τρεις μηχανισμοί (μηχανισμός 1, μηχανισμός 2 και μηχανισμός 3). Η δύναμη λοιπόν που αναπτύσσεται είναι ίση με το άθροισμα ($F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3}$). Ωστόσο, όπως και στην πρώτη περίπτωση, το συνολικό εντατικό μέγεθος που μπορεί να αναπτυχθεί στην πλάκα και οφείλεται στις αντίθετες ροπές κάμψης στις πλευρές του υποστυλώματος είναι ίσο με $F_{st} + F_{sc} = A_s f_{yd} + b_{eff} d_{eff} f_{cd}$ [EN 1998-1 Σχέση C.14] (3.12)

Εάν $F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \geq F_{st} + F_{sc}$ τότε αναπτύσσεται στην πλάκα το μέγιστο συνολικό εντατικό μέγεθος που μπορεί να αναπτυχθεί, δηλαδή αναπτύσσεται εφελκυστική δύναμη $F_{st} = A_s f_{yd}$ στην περιοχή του κόμβου με αρνητική ροπή κάμψης και θλιπτική δύναμη $F_{sc} = b_{eff} d_{eff} f_{cd}$ στην περιοχή του κόμβου με θετική ροπή κάμψης. Εάν $F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \leq F_{st} + F_{sc}$ τότε αναπτύσσεται συνολικό εντατικό μέγεθος

$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3}$, το οποίο μοιράζεται στις δύο πλευρές. Ο οπλισμός αναπτύσσει εφελκυστική δύναμη ίση με $\alpha F_{Rd1} + \beta F_{Rd2} + \gamma F_{Rd3} \leq F_{st}$, και η πλάκα σκυροδέματος αντίστοιχα θλιπτική δύναμη ίση με $(1-\alpha) F_{Rd1} + (1-\beta) F_{Rd2} + (1-\gamma) F_{Rd3} \leq F_{sc}$. Τα α , β και γ πρέπει να οριστούν από τον μελετητή καθώς δεν δίνονται κάποια όρια από τον Ευρωκώδικα.

Όπως και στην πρώτη περίπτωση, σύμφωνα με το σχεδιασμό του Ευρωκώδικα, πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω συνθήκη έτσι ώστε να επιτυγχάνεται διαρροή στο κάτω πέλμα της χαλύβδινης διατομής χωρίς τη σύνθλιψη του σκυροδέματος της πλάκας:

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \quad [\text{EN 1998-1 Σχέση C.18}] \quad (3.14)$$

Εάν δεν ικανοποιείται η συνθήκη αυτή προτείνεται η αύξηση της θλιπτικής δύναμης σκυροδέματος που εφαρμόζεται στο πέλμα του υποστυλώματος μέσω πρόσθετων διατάξεων (αύξηση δηλαδή του πλάτους b_b) ή η επιλογή του αριθμού των διατμητικών συνδέσμων n να είναι τέτοια ώστε να επιτυγχάνεται επαρκής δύναμη F_{Rd3} .

4 Αντοχή χαλύβδινου τμήματος σύνδεσης

4.1 Εισαγωγή

Ο υπολογισμός της αντοχής του χαλύβδινου τμήματος της σύνδεσης (χαλύβδινο υποστύλωμα, χαλύβδινη δοκός, μετωπική πλάκα, κοχλίες) γίνεται σύμφωνα με το Κεφάλαιο 6 (Κόμβοι σύνδεσης διατομών H ή I) του Μέρους 1.8 (Σχεδιασμός κόμβων) του Ευρωκώδικα 3.

Ο σχεδιασμός αυτός στηρίζεται στη μέθοδο *σύνθεσης βασικών συστατικών μερών*, δηλαδή στον υπολογισμό των αντοχών σχεδιασμού των βασικών συστατικών μερών της κοχλιωτής σύνδεσης. Τα συστατικά μέρη, τα οποία θα μελετηθούν και τα οποία καθορίζονται στον Πίνακα 6.1 του EN 1993-1-8 είναι τα εξής:

1. Κορμός υποστύλωματος σε διάτμηση
2. Κορμός υποστύλωματος σε εγκάρσια θλίψη
3. Κορμός υποστύλωματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό
4. Πέλμα υποστύλωματος σε κάμψη
5. Μετωπική πλάκα σε κάμψη
6. Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη
7. Κορμός δοκού σε εφελκυσμό
8. Κοχλίες σε εφελκυσμό

Σημειώνεται ότι οι διαστάσεις των συγκολλήσεων, οι οποίες δεν ελέγχονται στην παρούσα εργασία, πρέπει να είναι επαρκείς ώστε η αντοχή σχεδιασμού να περιορίζεται από την αντοχή των άλλων συστατικών μερών της σύνδεσης και όχι από την αντοχή σχεδιασμού των συγκολλήσεων.

4.2 Ισοδύναμο βραχύ ταυ σε εφελκυσμό

Πριν την αναλυτική παρουσίαση των αντοχών σχεδιασμού των συστατικών μερών της σύνδεσης, κρίνεται σκόπιμο να παρουσιασθεί ο υπολογισμός της αντοχής σχεδιασμού σε εφελκυσμό ενός πέλματος βραχέως ταυ, καθώς σε κοχλιωτές συνδέσεις χρησιμοποιείται ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ σε εφελκυσμό για την προσομοίωση της αντοχής σχεδιασμού του πέλματος υποστύλωματος σε κάμψη (βλέπε 4.3.4) και της μετωπικής πλάκας σε κάμψη (βλέπε 4.3.5).

Η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό ενός πέλματος βραχέως ταυ υπολογίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 6.1 του EN 1993-1-8 για την περίπτωση εμφάνισης δυνάμεων επαφής (πρόσθετες εσωτερικές δυνάμεις που προκαλούνται από την επαφή διεπιφανειών). Ορίζονται 3 μηχανισμοί αστοχίας: η πλήρης διαρροή του πέλματος (μηχανισμός 1), η αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος (μηχανισμός 2) και η αστοχία κοχλία (μηχανισμός 3). Η αντοχή ορίζεται ως η μικρότερη τιμή των τριών πιθανών μηχανισμών αστοχίας, δηλαδή

$$F_{T,Rd} = \min (F_{T,1,Rd} , F_{T,2,Rd} , F_{T,3,Rd}) \text{ [EN 1993-1-8 6.2.4.1 (6)]} \quad (4.1)$$

όπου

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{p(1,Rd)}}{m} \text{ [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.2]} \quad (4.2)$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{p(2,Rd)} + n\Sigma F_{t,Rd}}{m+n} \quad [\text{EN 1993-1-8 Πίνακας 6.2}] \quad (4.3)$$

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} \quad [\text{EN 1993-1-8 Πίνακας 6.2}] \quad (4.4)$$

$$M_{p\ell,1,Rd} = 0,25\Sigma\ell_{eff,1}t_f^2 f_y / \gamma_{M0} \quad [\text{EN 1993-1-8 Πίνακας 6.2}] \quad (4.5)$$

$$M_{p\ell,2,Rd} = 0,25\Sigma\ell_{eff,2}t_f^2 f_y / \gamma_{M0} \quad [\text{EN 1993-1-8 Πίνακας 6.2}] \quad (4.6)$$

$$\gamma_{M0} = 1$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad [\text{EN 1993-1-8 Πίνακας 3.4}] \quad (4.7)$$

με $k_2 = 0,9$

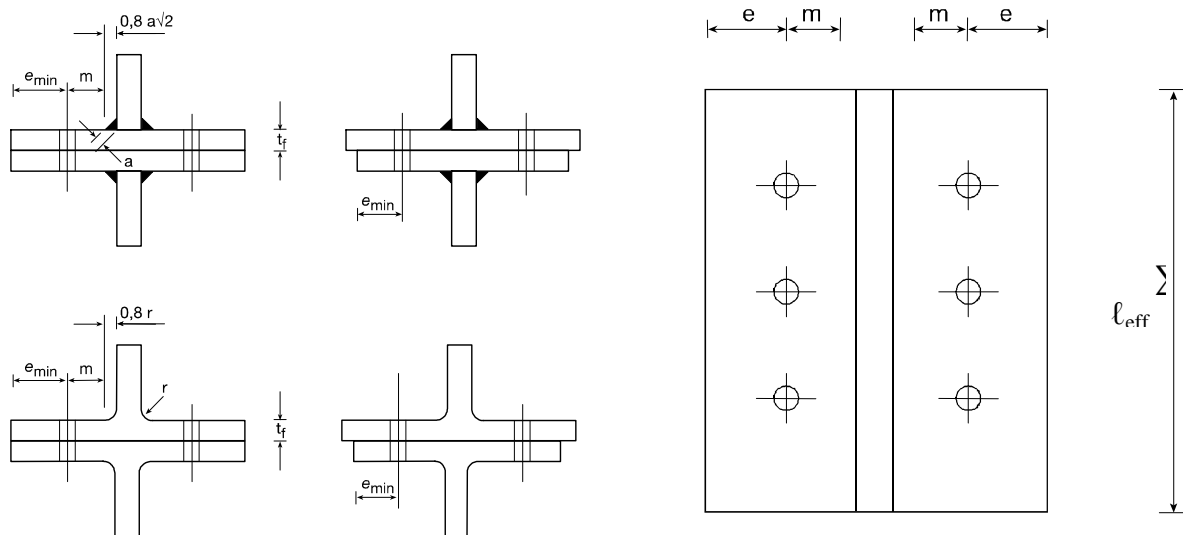
$\Sigma F_{t,Rd}$ είναι η συνολική τιμή του $F_{t,Rd}$ για όλους τους κοχλίες στο βραχύ ταυ

$\Sigma\ell_{eff,1}$ είναι η τιμή του $\Sigma\ell_{eff}$ για το μηχανισμό 1

$\Sigma\ell_{eff,2}$ είναι η τιμή του $\Sigma\ell_{eff}$ για το μηχανισμό 2

$\Sigma\ell_{eff}$ είναι τέτοιο ώστε η αντοχή σχεδιασμού του πέλματος του βραχέος ταυ να είναι ισοδύναμη με εκείνη του βασικού συστατικού μέρους που αντιπροσωπεύει (Σχήμα 4.1)

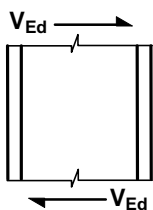
e_{min} , m , t_f , n ορίζονται σε επόμενα κεφάλαια ανάλογα με το συστατικό μέρος για το οποίο ισοδυναμεί το βραχύ ταυ (Σχήμα 4.1)



Σχήμα 4.1 : Διαστάσεις ενός πέλματος ισοδύναμου βραχέος ταυ
[EN 1993-1-8 Σχήμα 6.2]

4.3 Αντοχή συστατικών μερών¹

4.3.1 Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση [EN 1993-1-8 6.2.6.1]



Προϋπόθεση υπολογισμού της αντοχής σύμφωνα με την επόμενη σχέση (4.10) είναι ο περιορισμός της λυγηρότητας του κορμού του υποστυλώματος: $d/t_w \leq 69\epsilon$ (4.8)

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση ενός μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad [\text{EN 1993-1-8 Σχέση 6.7}] \quad (4.9)$$

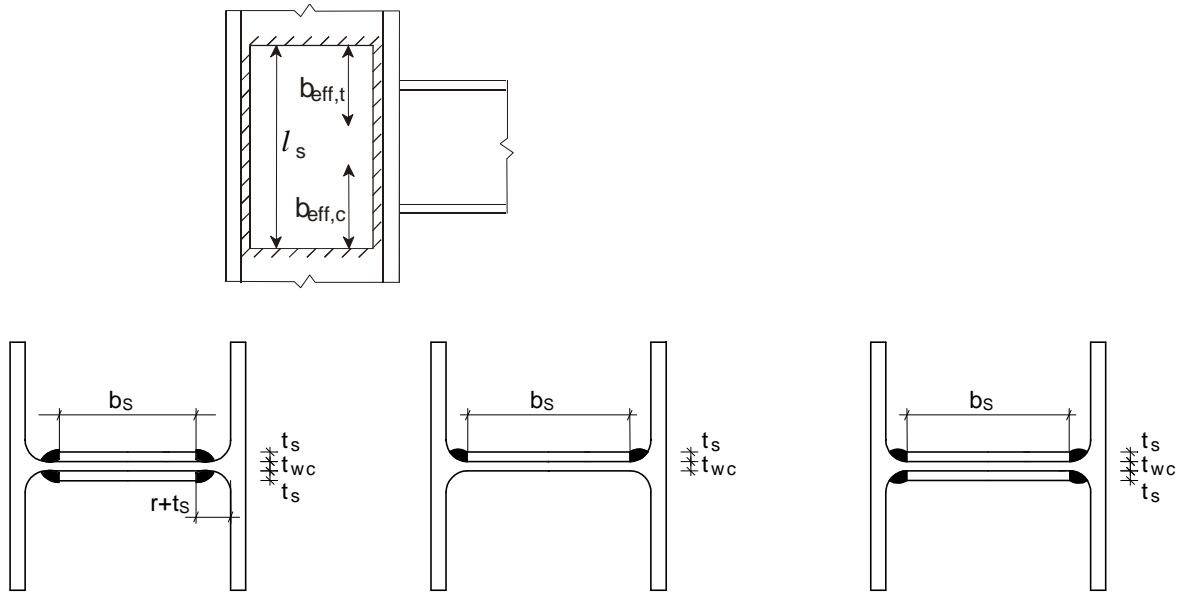
όπου

A_{vc} είναι η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος

Η αντοχή αυτή μπορεί να αυξηθεί με τη χρήση ενισχυτικών ελασμάτων κορμού, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.2. Η ποιότητα χάλυβα των ελασμάτων αυτών πρέπει να είναι όμοια με εκείνη του υποστυλώματος. Περιορισμοί υπάρχουν και ως προς τις διαστάσεις των ελασμάτων. Το πάχος t_s δεν πρέπει να είναι μικρότερο από το πάχος του κορμού του υποστυλώματος t_{wc} , το μήκος l_s πρέπει να είναι τέτοιο ώστε το έλασμα να εκτείνεται στο σύνολο της ενεργού περιοχής του κορμού και τέλος το πλάτος b_s θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από $40\epsilon t_s$ και θα πρέπει να είναι τέτοιο ώστε το έλασμα να εκτείνεται τουλάχιστον μέχρι τη ρίζα της ακτίνας συναρμογής της συγκόλλησης. Μέριμνα επίσης πρέπει να δοθεί στις συγκολλήσεις μεταξύ του ελάσματος και του κορμού της διατομής, οι οποίες πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να μεταφέρουν ασφαλώς τις δρώσες δυνάμεις σχεδιασμού.

Αν ικανοποιούνται όλα τα παραπάνω τότε η επιφάνεια διάτμησης A_{vc} μπορεί να αυξηθεί κατά $b_s t_{wc}$. Δεν γίνεται περαιτέρω αύξηση της επιφάνειας αυτής στην περίπτωση που τοποθετείται ενισχυτικό έλασμα και στην άλλη πλευρά του κορμού.

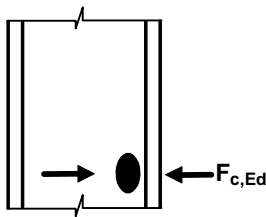
¹ Σε κάθε τίτλο των υποκεφαλαίων του κεφαλαίου αυτού αναγράφεται σε αγκύλες [...] το αντίστοιχο υποκεφάλαιο του EC3. Επίσης, σε όσα σχήματα δεν αναγράφεται η πηγή, αυτή είναι ο Πίνακας 6.1 του Μέρους 1.8 του EC3.



(Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συγκολλησιμότητα στη γωνία)

Σχήμα 4.2: Παραδείγματα ενισχυτικών ελασμάτων κορμού
[EN 1993-1-8 Σχήμα 6.5]

4.3.2 Κορμός υποστρώματος σε εγκάρσια θλίψη [EN 1993-1-8 6.2.6.2]



Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσια θλίψη ενός μη ενισχυμένου κορμού υποστρώματος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad \text{αλλά} \quad F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (4.10)$$

[EN 1993-1-8 Σχέση 6.7]

όπου

ω είναι ένας μειωτικός συντελεστής ο οποίος υπολογίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1 και με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η πιθανή αλληλεπίδραση με τη διάτμηση στον κορμό του υποστρώματος

$$k_{wc} = 1$$

$b_{eff,c,wc}$ είναι το ενεργό πλάτος του κορμού του υποστρώματος σε θλίψη το οποίο για κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα είναι ίσο με

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p \quad [\text{EN 1993-1-8 Σχέση 6.11}] \quad (4.11)$$

ρ είναι μειωτικός συντελεστής για το λυγισμό του ελάσματος ο οποίος υπολογίζεται σύμφωνα με τις επόμενες σχέσεις:

$$\text{για } \lambda_p \leq 0,72, \rho = 1,0 \quad [\text{EN 1993-1-8 Σχέση 6.13α}] \quad (4.12\alpha)$$

$$\text{για } \lambda_p > 0,72, \rho = (\lambda_p - 0,2) / \lambda_p^2 \quad [\text{EN 1993-1-8 Σχέση 6.13β}] \quad (4.12\beta)$$

$$\text{όπου } \lambda_p \text{ είναι η λυγηρότητα του ελάσματος: } \bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} \quad (4.13)$$

και $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c)$.

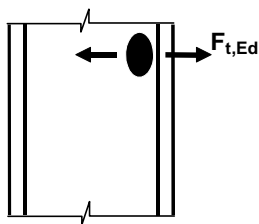
Πίνακας 4.1: Μειωτικός συντελεστής ω [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.3]

Παράμετρος μετασχηματισμού β	Μειωτικός συντελεστής ω
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$
A_{vc} είναι η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος	
β είναι η παράμετρος μετασχηματισμού σύμφωνα με τον Πίνακα 6.4	

Η αντοχή αυτή μπορεί να αυξηθεί με τη χρήση ενισχυτικών ελασμάτων κορμού, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.2. Ισχύουν οι περιορισμοί που έχουν αναπτυχθεί στο 4.3.1 για την ποιότητα και τις διαστάσεις των ελασμάτων. Αν λοιπόν ικανοποιούνται οι περιορισμοί αυτοί τότε το ενεργό πάχος του κορμού μπορεί να λαμβάνεται ίσο με $1,5 t_{wc}$, αν τοποθετείται ένα μόνο ενισχυτικό έλασμα, ή ίσο με $2,0 t_{wc}$, αν τοποθετούνται ενισχυτικά ελάσματα και στις δύο πλευρές του κορμού. Επίσης, στον υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή ω η επιφάνεια διάτμησης A_{vc} μπορεί να αυξηθεί μέχρι το όριο που καθορίζεται στο 4.3.1 για τον προσδιορισμό της αντοχής σχεδιασμού σε διάτμηση σε περίπτωση προσθήκης ενισχυτικών ελασμάτων κορμού.

Η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη μπορεί να αυξηθεί επίσης με τη χρήση ενισχυτικών εγκάρσιων ελασμάτων (εγκάρσια νεύρωση). Σε κοχλιωτές συνδέσεις το έλασμα αυτό πρέπει να ευθυγραμμίζεται με το κέντρο θλίψης.

4.3.3 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό [EN 1993-1-8 6.2.6.3]



Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσιο εφελκυσμό ενός μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad [\text{EN 1993-1-8 Σχέση 6.15}] \quad (4.14)$$

όπου

ω είναι ένας μειωτικός συντελεστής ο οποίος υπολογίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1 χρησιμοποιώντας την τιμή του $b_{eff,t,wc}$ και με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η πιθανή αλληλεπίδραση με τη διάτμηση στον κορμό του υποστυλώματος

$b_{eff,t,wc}$ είναι το νεργό πλάτος του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό και πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ταν που αντιστοιχεί στο πέλαμα του υποστυλώματος και υπολογίζεται στο 4.2

Η αντοχή αυτή μπορεί να αυξηθεί με τη χρήση ενισχυτικών ελασμάτων κορμού, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.3. Ισχύουν οι περιορισμοί που έχουν αναπτυχθεί στο 4.3.1 για την ποιότητα και τις διαστάσεις των ελασμάτων. Αν λοιπόν ικανοποιούνται οι περιορισμοί αυτοί τότε το ενεργό πάχος του κορμού εξαρτάται από το πάχος ραφής των διαμήκων συγκολλήσεων που συνδέουν τα ενισχυτικά ελάσματα κορμού και μπορεί να προσδιορίζεται ως εξής:

όταν οι διαμήκεις συγκολλήσεις είναι εσωραφές πλήρους διείσδυσης με πάχος ραφής $a \geq t_s$ τότε

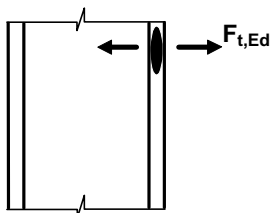
$$\text{για ένα μόνο έλασμα κορμού: } t_{w,eff} = 1,5 t_{wc} \quad [\text{EN 1993-1-8 Σχέση 6.17}] \quad (4.15)$$

$$\text{για ενισχυτικά ελάσματα και στις δύο πλευρές: } t_{w,eff} = 2,0 t_{wc} \quad (4.16)$$

Επίσης, στον υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή ω η επιφάνεια διάτμησης A_{vc} μπορεί να αυξηθεί μέχρι το όριο που καθορίζεται στο 4.3.1 για τον προσδιορισμό της αντοχής σχεδιασμού σε διάτμηση σε περίπτωση προσθήκης ενισχυτικών ελασμάτων κορμού.

Η χρήση ενισχυτικών εγκάρσιων ελασμάτων (εγκάρσια νεύρωση) αυξάνει επίσης την αντοχή σε εφελκυσμό του κορμού του υποστυλώματος.

4.3.4 Πέλμα υποστυλώματος σε εγκάρσια κάμψη [EN 1993-1-8 6.2.6.4]



Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσια κάμψη ενός μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος σε κοχλιωτή σύνδεση υπολογίζεται με βάση ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλιών που απαιτείται να παραλάβει εφελκυσμό και για κάθε ομάδα σειρών κοχλιών που απαιτείται να παραλάβουν εφελκυσμό. Το ενεργό μήκος του ισοδύναμου βραχέος ταυ προσδιορίζεται από τον Πίνακα 4.2 για μη ενισχυμένο πέλμα υποστυλώματος και στον Πίνακα 4.3 για ενισχυμένο με εγκάρσια νεύρωση πέλμα υποστυλώματος. Στο Σχήμα 4.3 προσδιορίζονται τα μεγέθη e_{min} και m . Μετά τον προσδιορισμό των ενεργών μηκών για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλιών και για κάθε ομάδα σειρών κοχλιών ακολουθεί ο υπολογισμός της αντίστοιχης $F_{T,Rd}$ σύμφωνα με την παράγραφο 4.2

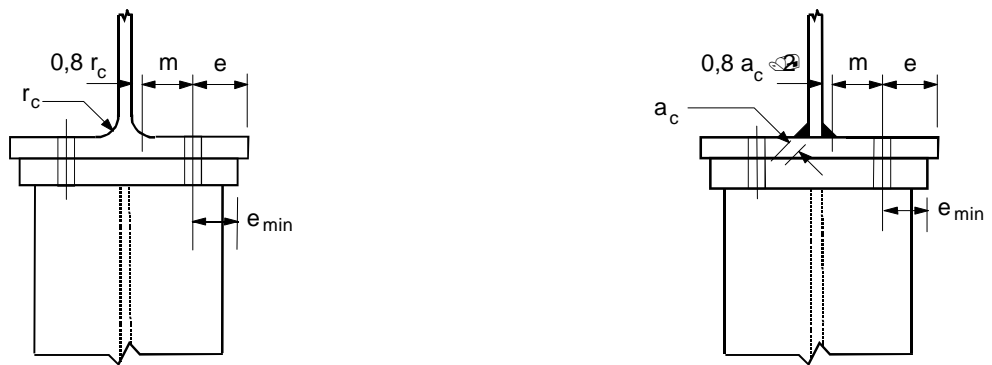
Πίνακας 4.2 : Ενεργά μήκη μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.4]

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

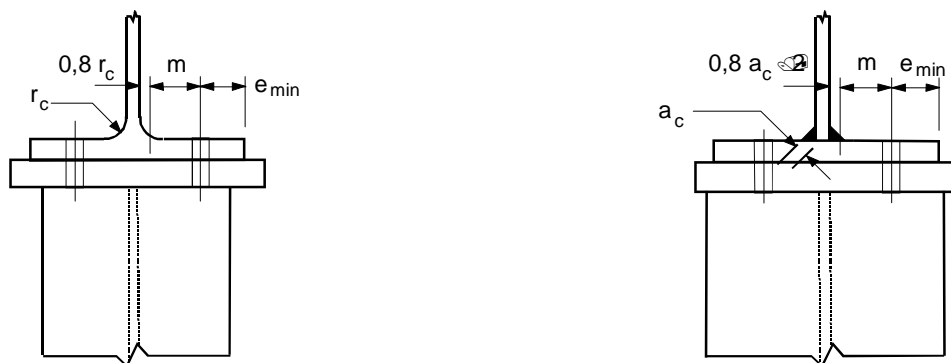
Πίνακας 4.3 : Ενεργά μήκη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.5]

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$
Σειρά κοχλιών πλησίον νεύρωσης	$2\pi m$	am	$\pi m + p$	$0,5p + am - (2m + 0,625e)$
Άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Άλλη ακραία σειρά κοχλιών	Το μικρότερο από: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	Το μικρότερο από: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	Το μικρότερο από: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	Το μικρότερο από: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Ακραία σειρά κοχλιών πλησίον νεύρωσης	Το μικρότερο από: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	$e_1 + am - (2m + 0,625e)$	δεν υπάρχει	δεν υπάρχει
Μηχανισμός 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ αλλά $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

Το a λαμβάνεται από το Σχήμα 4.5



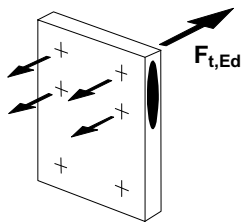
α) Συγκολλητή μετωπική πλάκα στενότερη από το πέλμα του υποστυλώματος.



β) Συγκολλητή μετωπική πλάκα πλατύτερη από το πέλμα του υποστυλώματος.

Σχήμα 4.3 : Ορισμοί των e , e_{min} , r_c και m

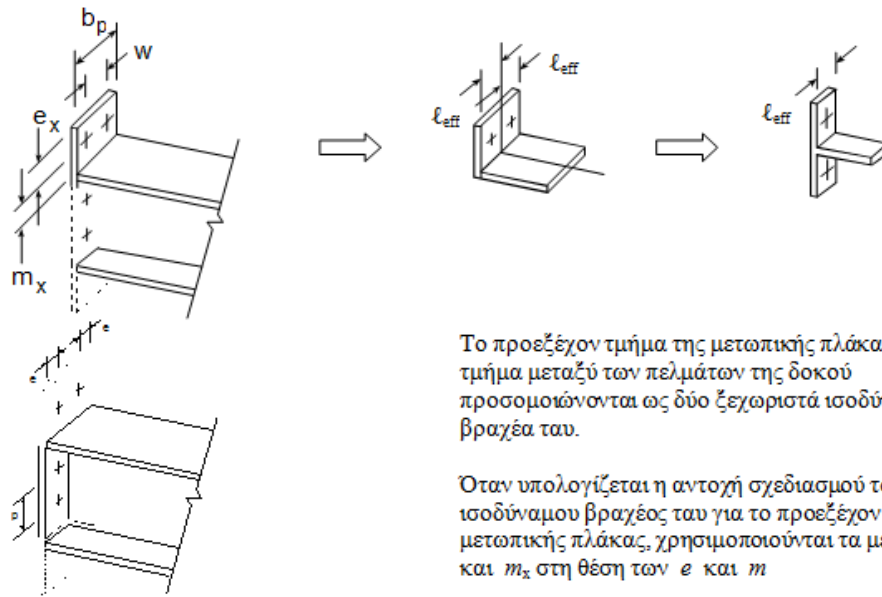
4.3.5 Μετωπική πλάκα σε κάμψη [EN 1993-1-8 6.2.6.5]



Η αντοχή σχεδιασμού μια μετωπικής πλάκας σε κάμψη σε κοχλιωτή σύνδεση υπολογίζεται με βάση ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλιών που απαιτείται να παραλάβει εφελκυσμό και για κάθε ομάδα σειρών κοχλιών που απαιτείται να παραλάβουν εφελκυσμό. Το ενεργό μήκος του ισοδύναμου βραχέος ταυ προσδιορίζεται από τον Πίνακα 4.3. Στο Σχήμα 4.4 προσδιορίζονται τα μεγέθη e_{min} και m . Σε προεξέχουσες μετωπικές πλάκες η σειρά κοχλιών στο προεξέχων τμήμα πρέπει κι αυτή να προσομοιώνεται με ξεχωριστό ισοδύναμο βραχύ ταυ, με μεγέθη e_x και m_x , όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.5. Μετά τον προσδιορισμό των ενεργών μηκών για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλιών και για κάθε ομάδα σειρών κοχλιών ακολουθεί ο υπολογισμός της αντίστοιχης $F_{T,Rd}$ σύμφωνα με την παράγραφο 4.2

Πίνακας 4.3 : Ενεργά μήκη μετωπικής πλάκας [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.6]

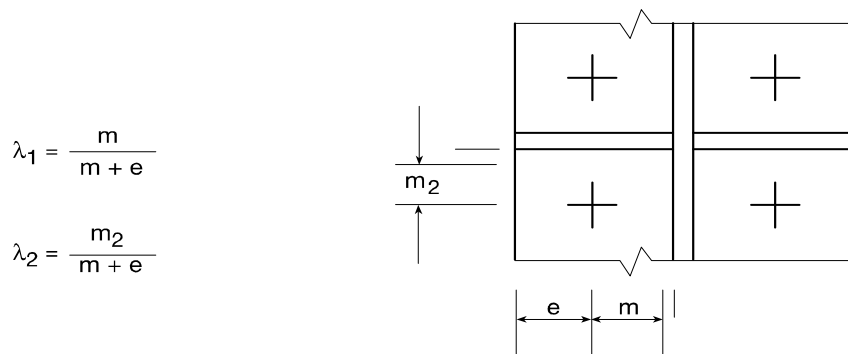
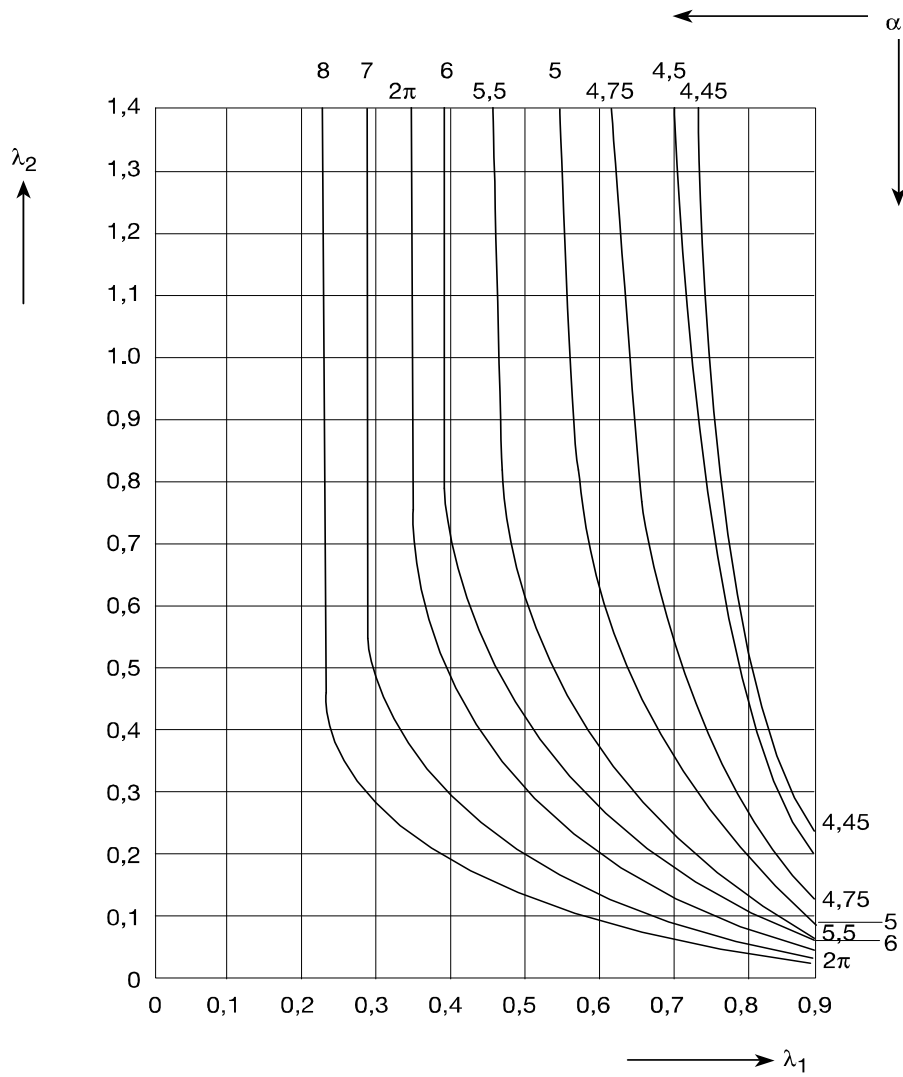
Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$
Σειρά κοχλιών εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού	Το μικρότερο από: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	Το μικρότερο από: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	—	—
Πρώτη σειρά κοχλιών κάτω από το εφελκυσμένο πέλμα της δοκού	$2\pi m$	am	$\pi m + p$	$0,5p + am - (2m + 0,625e)$
Άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Άλλη ακραία σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Μηχανισμός 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ αλλά $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	
Το α λαμβάνεται από το Σχήμα 4.5				



Το προεξέχον τμήμα της μετωπικής πλάκας και το τμήμα μεταξύ των πελμάτων της δοκού προσομοιώνονται ως δύο ξεχωριστά ισοδύναμα βραχέα ταυ.

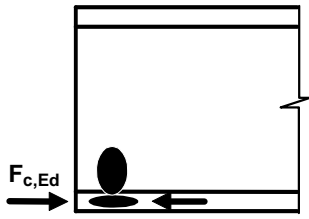
Όταν υπολογίζεται η αντοχή σχεδιασμού του ισοδύναμου βραχέος ταυ για το προεξέχον τμήμα της μετωπικής πλάκας, χρησιμοποιούνται τα μεγέθη e_x και m_x στη θέση των e και m

Σχήμα 4.4 : Προσομοίωση προεξέχουσας μετωπικής πλάκας με βραχέα ταυ [EN 1993-1-8 Σχήμα 6.10]



Σχήμα 4.5 : Τιμές του α για ενισχυμένα υποστυλώματα και μετωπικές πλάκες [EN 1993-1-8 Σχήμα 6.11]

4.3.6 Πέλημα και κορμός δοκού σε θλίψη [EN 1993-1-8 6.2.6.7]



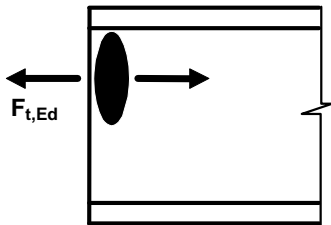
Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ενός πέλματος δοκού και της παρακείμενης θλιβόμενης ζώνης του κορμού της μπορεί να θεωρηθεί ότι εφαρμόζεται στη στάθμη του κέντρου θλίψης, δηλαδή στο μέσο του θλιβόμενου πέλματος της δοκού, και υπολογίζεται από τη σχέση: $F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb})$ (4.18) [EN 1993-1-8 Σχέση 6.21] όπου

h είναι το ύψος της συνδεόμενης δοκού.

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

t_{fb} είναι το πάχος πέλματος της συνδεόμενης δοκού

4.3.7 Κορμός δοκού σε εφελκυσμό [EN 1993-1-8 6.2.6.8]



Η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κορμού της δοκού σε μία κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα υπολογίζεται από τη σχέση: $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0}$ (4.19) [EN 1993-1-8 Σχέση 6.22]

Όπου το $b_{eff,t,wb}$ του κορμού της δοκού σε εφελκυσμό λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ που αντιστοιχεί στη μετωπική πλάκα σε κάμψη, όπως προκύπτει από την παράγραφο 4.3.5 για μία μεμονωμένη σειρά κοχλιών ή μια ομάδα κοχλιών.

4.3.8 Αντοχή κοχλιών σε εφελκυσμό

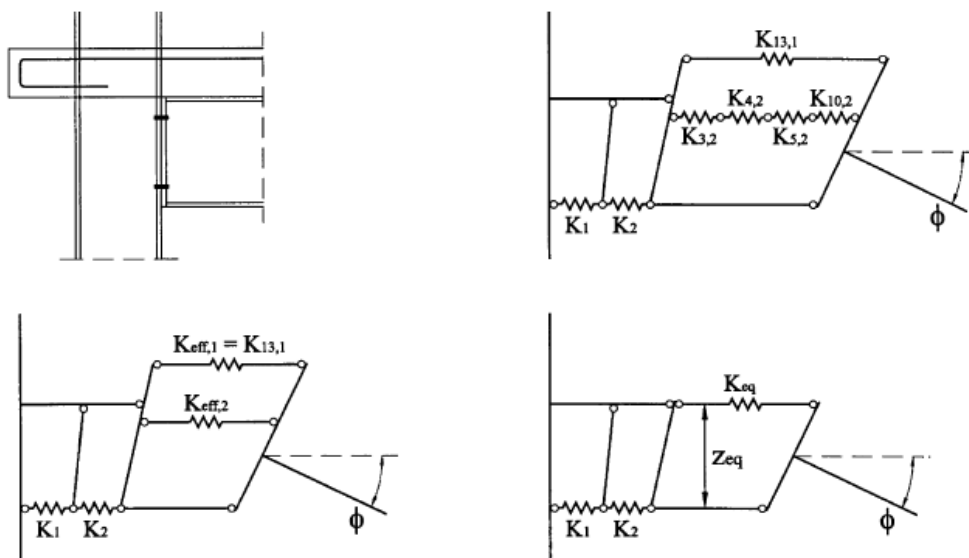
Η αντοχή των κοχλιών σε εφελκυσμό έχει ήδη ληφθεί υπόψη κατά τον υπολογισμό της αντοχής των βραχέων ταυ στα συστατικά μέρη του πέλματος υποστυλώματος και μετωπικής πλάκας σε κάμψη.

Η αντοχή σε εφελκυσμό των κοχλιών μιας σειράς σε μια κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα εξαρτάται από τα επόμενα συστατικά μέρη: κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό, πέλημα υποστυλώματος σε κάμψη, μετωπική πλάκα σε κάμψη, κορμός δοκού σε εφελκυσμό. Η κατανομή των δυνάμεων σε κάθε σειρά κοχλιών πρέπει να γίνεται με βάση τις αντοχές κάθε σειράς θεωρούμενης ως μεμονωμένης αλλά και ως μέλους ομάδας. Πρέπει επίσης η συνολική εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού, δηλαδή το άθροισμα όλων των δυνάμεων σε κάθε σειρά κοχλιών να είναι μικρότερη από τη διατμητική αντοχή του κορμού του υποστυλώματος: $\sum F_{t,Rd} \leq V_{wp,Rd} / \beta$ όπου το β είναι η παράμετρος μετασχηματισμού (Πίνακας 6.4).

5 Στροφική δυσκαμψία

5.1 Εισαγωγή

Ο υπολογισμός της στροφικής δυσκαμψίας S_j ενός κόμβου γίνεται σύμφωνα με το Παράρτημα Α (Δυσκαμψία στοιχείων κόμβων σε κτίρια) του Ευρωκώδικα 4 και με το Κεφάλαιο 6 (Κόμβοι σύνδεσης διατομών Η ή Ι) του Μέρους 1.8 (Σχεδιασμός κόμβων) του Ευρωκώδικα 3. Όπως και στην ανάλυση της αντοχής της σύνδεσης, έτσι και στην ανάλυση της στροφικής δυσκαμψίας ακολουθείται η μέθοδος της *σύνθεσης συστατικών μερών* όπου κάθε μέρος του κόμβου προσομοιώνεται με ένα ελατήριο με συντελεστή δυσκαμψίας k_i . Η σύνθεση των επιμέρους ελατηρίων σε κατάλληλη διάταξη (εν σειρά ή εν παραλλήλω) δίνει τη συνισταμένη απόκριση της σύνδεσης. [5]



Σχήμα 5.1 : Προσομοίωση με ελατήριο σύμμικτου κόμβου

[L. Simoes da Silva, Rui D. Simoes, Paulo J.S. Cruz. Experimental behavior of end-plate beam-to-column composite joints under monotonical loading, 2001, Engineering Structures, vol. 23, Fig.35]

Ο Ευρωκώδικας 4 δίνει οδηγίες για τον υπολογισμό των συντελεστών δυσκαμψίας των παρακάτω συστατικών μερών:

1. Διαμήκης εφελκόμενος οπλισμός χάλυβα
2. Χαλύβδινηςμετωπικής πλάκα σε θλίψη
3. Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση
4. Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη
5. Παραμόρφωση της διατμητικής σύνδεσης της κύριας δοκού

Από τον Ευρωκώδικα 3 υπολογίζονται οι συντελεστές δυσκαμψίας των παρακάτω συστατικών μερών:

1. Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό
2. Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη

3. Μετωπική πλάκα σε κάμψη
4. Κοχλίες σε εφελκυσμό
5. Σκυρόδεμα σε θλίψη

5.2 Υπολογισμός στροφικής δυσκαμψίας

Η στροφική δυσκαμψία ενός κόμβου υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad [\text{EN 1993-1-8 Σχέση 6.27}] \quad (5.1)$$

όπου

k_i είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας του συστατικού μέρους i

z είναι ο μοχλοβραχίονας των δυνάμεων

$$\mu = 1$$

Σε κοχλιωτές συνδέσεις με μετωπική πλάκα με δύο ή περισσότερες σειρές κοχλιών σε εφελκυσμό υπολογίζεται ένας ισοδύναμος συντελεστής δυσκαμψίας k_{eq} ο οποίος αντικαθιστά τους συντελεστές δυσκαμψίας των παρακάτω συστατικών μερών:

- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη
- Κοχλίες σε εφελκυσμό

Ο υπολογισμός του ισοδύναμου συντελεστή δυσκαμψίας k_{eq} και του ισοδύναμου μοχλοβραχίονα της κοχλιωτής σύνδεσης z_{eq} γίνεται σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} \quad [\text{EN 1993-1-8 Σχέση 6.29}] \quad (5.2)$$

όπου

h_r είναι η απόσταση μεταξύ της σειράς κοχλιών r και του κέντρου θλίψης

$k_{eff,r}$ είναι ο ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας της σειράς κοχλιών r λαμβάνοντας υπόψη τους συντελεστές δυσκαμψίας k_i των συστατικών μερών και είναι ίσος με

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \quad [\text{EN 1993-1-8 Σχέση 6.30}] \quad (5.3)$$

όπου $k_{i,r}$ είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας που εκφράζει το συστατικό μέρος i στη σειρά κοχλιών r

z_{eq} είναι ο ισοδύναμος μοχλοβραχίονας και είναι ίσος με

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} \quad [\text{EN 1993-1-8 Σχέση 6.31}] \quad (5.4)$$

5.3 Συντελεστές δυσκαμψίας συστατικών μερών²

5.3.1 Εφελκόμενος οπλισμός χάλυβα [EN 1994-1-1 A.2.1.1]

Ο συντελεστής δυσκαμψίας $k_{s,r}$ μίας γραμμής οπλισμού r υπολογίζεται ξεχωριστά για μονόπλευρη και αμφίπλευρη διαμόρφωση κόμβου σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{3,6h} \quad [\text{EN 1994-1-1 Πίνακας A.1}] \text{ για μονόπλευρη σύνδεση} \quad (5.5)$$

$$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{(h/2)} \quad [\text{EN 1994-1-1 Πίνακας A.1}] \text{ για αμφίπλευρη σύνδεση με } M_{\text{Ed},1}=M_{\text{Ed},2} \quad (5.6)$$

$$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left(\frac{1+\beta}{2} + K_\beta \right)} \quad [\text{EN 1994-1-1 Πίνακας A.1}] \text{ για τον κόμβο με την } M_{\text{Ed},1} \text{ για} \\ M_{\text{Ed},1} > M_{\text{Ed},2} \quad (5.7\alpha)$$

$$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left(\frac{1-\beta}{2} \right)} \quad [\text{EN 1994-1-1 Πίνακας A.1}] \text{ για τον κόμβο με την } M_{\text{Ed},2} \text{ για} \\ M_{\text{Ed},1} > M_{\text{Ed},2} \quad (5.7\beta)$$

όπου
 $A_{s,r}$ είναι το εμβαδόν διατομής του διαμήκους οπλισμού στη σειρά r εντός του ενεργού πλάτους του πέλματος από σκυρόδεμα
 $M_{\text{Ed},i}$ είναι η καμπτική ροπή σχεδιασμού εφαρμοζόμενη στη σύνδεση i
 h είναι το ύψος της χαλύβδινης διατομής του υποστυλώματος
 β είναι η παράμετρος μετασχηματισμού που δίνεται στο Πίνακα 6.4

5.3.2 Μετωπική πλάκα σε θλίψη [EN 1994-1-1 A.2.1.2]

Η δυσκαμψία της μετωπικής πλάκας σε θλίψη λαμβάνεται ίση με άπειρη

5.3.3 Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση [EN 1994-1-1 A.2.2.1]

Ο συντελεστής δυσκαμψίας k_1 του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση υπολογίζεται ως 0,87 φορές της αντίστοιχης δυσκαμψίας που δίνεται στο Πίνακα 6.11 του EN 1993-1-8 σύμφωνα με τη σχέση:

$$k_1 = 0,87 \frac{0,38A_{vc}}{\beta z} \quad [\text{EN 1994-1-1 A.2.2.1, EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11}] \quad (5.8)$$

όπου
 A_{vc} είναι η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος
 z είναι ο μοχλοβραχίονας των δυνάμεων
 β είναι η παράμετρος μετασχηματισμού που δίνεται στο Πίνακα 6.4

² Σε κάθε τίτλο των υποκεφαλαίων του κεφαλαίου αυτού αναγράφεται σε αγκύλες [...] το αντίστοιχο υποκεφάλαιο είτε του EC4 είτε του EC3

Για ενισχυμένο κορμό ο συντελεστής υπολογίζεται με την αυξημένη επιφάνεια διάτμησης A_{nc} όπως αυτή ορίστηκε στην παράγραφο 4.3.1

5.3.4 Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη [EN 1994-1-1 A.2.2.2]

Ο συντελεστής δυσκαμψίας k_2 του μη ενισχυμένου κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$k_2 = \frac{0,2 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c} \quad [EN 1994-1-1 \text{ Σχέση A.1}] \quad (5.9)$$

όπου

$b_{eff,c,wc}$ είναι το ενεργό πλάτος του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη το οποίο για κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα είναι ίσο με

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p \quad [EN 1993-1-8 \text{ Σχέση 6.11}] \quad (4.12)$$

Για ενισχυμένο κορμό με ενισχύσεις κορμού ο συντελεστής k_2 υπολογίζεται με το ενεργό πάχος όπως αυτό ορίστηκε στην παράγραφο 4.3.2. Για ενισχυμένο κορμό με εγκάρσια ελάσματα λαμβάνεται άπειρη δυσκαμψία $k_2 = \infty$.

5.3.5 Παραμόρφωση της διατμητικής σύνδεσης [EN 1994-1-1 A.3]

Ο συντελεστής μείωσης της δυσκαμψίας $k_{s,r}$ μίας σειράς οπλισμού r υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$k_{slip} = \frac{1}{1 + \frac{E_s k_{s,r}}{K_{sc}}} \quad [EN 1994-1-1 \text{ Σχέση A.5}] \quad (5.10)$$

όπου

$$K_{sc} = \frac{N k_{sc}}{v - \left(\frac{v-1}{1+\xi} \right) \frac{h_s}{d_s}} \quad [EN 1994-1-1 \text{ Σχέση A.6}] \quad (5.11)$$

$$v = \sqrt{\frac{(1+\xi) N k_{sc} \ell d_s^2}{E_a I_a}} \quad [EN 1994-1-1 \text{ Σχέση A.7}] \quad (5.12)$$

$$\xi = \frac{E_a I_a}{d_s^2 E_s A_s} \quad [EN 1994-1-1 \text{ Σχέση A.8}] \quad (5.13)$$

h_s είναι η απόσταση μεταξύ των διαμήκων εφελκυσμένων ράβδων οπλισμού και του κέντρου θλίψης της διατομής

d_s είναι η απόσταση μεταξύ των διαμήκων εφελκυσμένων ράβδων οπλισμού και του κέντρου βάρους της χαλύβδινης διατομής της δοκού.

I_a είναι η ροπή αδρανείας της χαλύβδινης διατομής της δοκού.

ℓ είναι το μήκος της δοκού υπό αρνητική ροπή που συνορεύει με τον κόμβο και μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το 15% του ανοίγματος

N είναι ο αριθμός των διατμητικών συνδέσμων κατανεμημένων στο μήκος ℓ

k_{sc} είναι η δυσκαμψία ενός διατμητικού συνδέσμου που μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 100kN/mm για συνδέσμους κεφαλής διαμέτρου 19mm αλλιώς υπολογίζεται ως $0,7 P_{Rk} / s$, όπου P_{Rk} είναι η χαρακτηριστική αντοχή του διατμητικού συνδέσμου και s είναι η

ολίσθηση, που προσδιορίζεται από δοκιμές εξώθησης σύμφωνα με το Παράρτημα Β του EN1994-1-1 για φορτίο $0,7P_{Rk}$

5.3.6 Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11]

Ο συντελεστής δυσκαμψίας k_3 του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό για κάθε σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$k_3 = \frac{0,7b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c} \quad [\text{EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11}] \quad (5.14)$$

όπου

$b_{eff,t,wc}$ είναι το ενεργό πλάτος του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό και πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το μικρότερο από τα ενεργά μήκη l_{eff} (μεμονωμένη ή ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών) που δίνονται για τη συγκεκριμένη σειρά κοχλιών στον Πίνακα 4.2

Για ενισχυμένο κορμό με ενισχύσεις κορμού ο συντελεστής k_3 υπολογίζεται με το ενεργό πάχος όπως αυτό ορίστηκε στην παράγραφο 4.3.3. Για ενισχυμένο κορμό με εγκάρσια ελάσματα λαμβάνεται άπειρη δυσκαμψία $k_3 = \infty$.

5.3.7 Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11]

Ο συντελεστής δυσκαμψίας k_4 του πέλματος του υποστυλώματος σε κάμψη για κάθε σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$k_4 = \frac{0,9l_{eff} t_{fc}^3}{m^3} \quad [\text{EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11}] \quad (5.15)$$

όπου

l_{eff} είναι ίσο με το μικρότερο από τα ενεργά μήκη l_{eff} (μεμονωμένη ή ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών) που δίνονται για τη συγκεκριμένη σειρά κοχλιών στον Πίνακα 4.2

m είναι το μέγεθος που ορίζεται στο 4.3.4

5.3.8 Μετωπική πλάκα σε κάμψη [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11]

Ο συντελεστής δυσκαμψίας k_5 της μετωπικής πλάκας σε κάμψη για κάθε σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$k_5 = \frac{0,9l_{eff} t_p^3}{m^3} \quad [\text{EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11}] \quad (5.16)$$

όπου

l_{eff} είναι ίσο με το μικρότερο από τα ενεργά μήκη l_{eff} (μεμονωμένη ή ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών) που δίνονται για τη συγκεκριμένη σειρά κοχλιών στον Πίνακα 4.3

m είναι το μέγεθος που ορίζεται στο 4.3.5

5.3.9 Κοχλίες σε εφελκυσμό [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11]

Ο συντελεστής δυσκαμψίας k_{10} μίας σειράς κοχλιών σε εφελκυσμό υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$k_{10} = 1,6A_s / L_b \quad [\text{EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11}] \quad (5.17)$$

όπου

L_b είναι το παραμορφώσιμο μήκος του κοχλία, το οποίο λαμβάνεται ίσο με το μήκος συγκράτησης (συνολικό πάχος ελασμάτων), συν το μισό του αθροίσματος του πάχους της κεφαλής κοχλία και του πάχους περικοχλίου

5.3.10 Σκυροδέμα σε θλίψη [EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11]

Η δυσκαμψία του σκυροδέματος σε θλίψη θα μπορούσε να αγνοηθεί καθώς είναι ιδιαίτερα μεγαλύτερη από τις δυσκαμψίες των άλλων συστατικών μερών, ωστόσο ο συντελεστής δυσκαμψίας υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$k_{13} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} l_{eff}}}{1,275 E} \quad [\text{EN 1993-1-8 Πίνακας 6.11}] \quad (5.18)$$

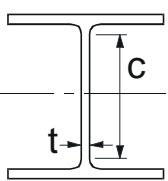
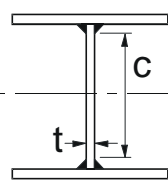
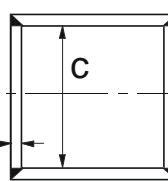
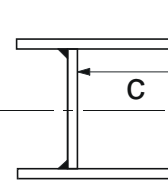
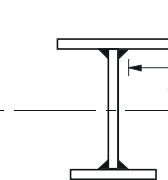
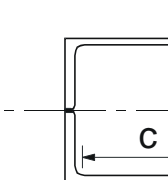
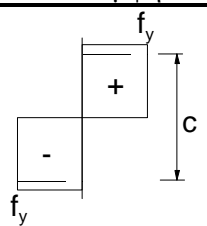
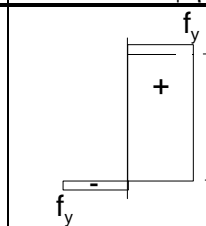
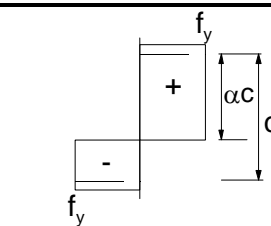
6 Προαπαιτούμενοι έλεγχοι και υπολογισμοί και χρήσιμοι πίνακες

6.1 Απαιτήσεις για πλαστική ανάλυση

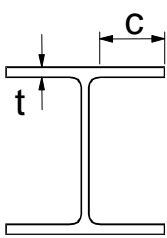
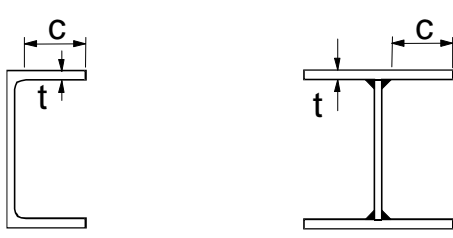
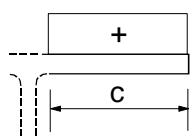
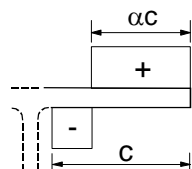
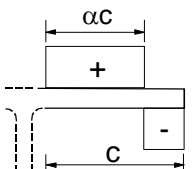
6.1.1 Κατάταξη των διατομών

Σε αρκετά βήματα της διαδικασίας απαιτείται ή/και γίνεται πλαστική ανάλυση, οπότε είναι απαραίτητο οι διατομές που συνθέτουν τον κόμβο να είναι κατηγορίας 1 ή 2. Για τη σύμμικτη δοκό κατατάσσεται ο κορμός και το θλιβόμενο πέλμα, το μη συνδεόμενο διατμητικά με τη δοκό.

Πίνακας 6.1α : Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία [EN 1993-1-1 Πίνακας 5.2]

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα			
			
			
			Αξονας κάμψης
			Αξονας Κάμψης
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$

Πίνακας 6.2β : Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία [EN 1993-1-1 Πίνακας 5.2]

Προεξέχοντα πέλματα			
			
Ελατές διατομές		Συγκολλητές διατομές	
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη	
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$

6.1.2 Εφελκυόμενος οπλισμός

Σύμφωνα με την παράγραφο 5.1.1(5) του EN 1994-1-1 για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 ο εφελκυόμενος οπλισμός που χρησιμοποιείται μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος θα πρέπει να είναι κατηγορίας πλαστιμότητας B ή C και να έχει εμβαδό A_s μεγαλύτερο ή ίσο από ένα ελάχιστο εμβαδό $A_{s,min}$ που υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$A_{s,min} = \rho_s A_c \quad [\text{EN1994-1-1 Σχέση 5.7}] \quad (6.1)$$

όπου

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad [1994-1-1 \text{ Σχέση 5.8}] \quad (6.2)$$

δ είναι ίσο με 1,0 και 1,1 για διατομές Κατηγορίας 2 και Κατηγορίας 1, αντίστοιχα

A_c είναι η ισοδύναμη επιφάνεια του πέλματος από σκυρόδεμα

f_y είναι η ονομαστική τιμή του ορίου διαρροής του δομικού χάλυβα σε MPa

f_{sk} είναι η χαρακτηριστική του ορίου διαρροής του σπλισμού

f_{ctm} είναι η μέση εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2 z_o)} + 0,3 \leq 1,0 \quad [EN1994-1-1 \text{ Σχέση 7.2}] \quad (6.3)$$

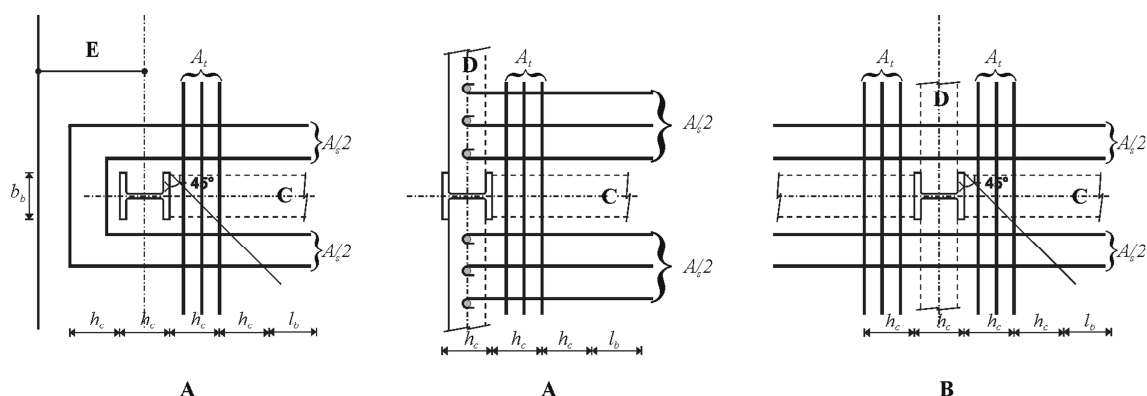
h_c είναι το πάχος του πέλματος σκυροδέματος

z_o είναι η κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των κέντρων βάρους του μη-ρηγματωμένου σκυροδέματος και της μη-ρηγματωμένης σύμμικτης διατομής.

6.2 Συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος

Το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος υπολογίζεται σύμφωνα με τους παρακάτω Πίνακες του Κεφαλαίου 7 του Ευρωκώδικα 8. Σημειώνεται ότι πρέπει το πλάτος αυτό που υπολογίζεται να είναι μικρότερο ή ίσο από το πραγματικά διαθέσιμο πλάτος.

Ο υπολογισμός του συνεργαζόμενου πλάτους είναι διαφορετικός για θετικές και αρνητικές ροπές και εξαρτάται από τη διαμόρφωση του κόμβου, όπως αυτή φαίνεται στο Σχήμα 6.1. Σημειώνεται ότι το συνεργαζόμενο πλάτος σε δοκούς πλαισίων υπό σεισμική καταπόνηση είναι λόγω ρηγμάτωσης μικρότερο από το αντίστοιχο συνεργαζόμενο πλάτος όταν δεν υπολογίζεται το σεισμικό φαινόμενο, καθώς η πλάκα βρίσκεται λόγω της ανακυκλιζόμενης έντασης υπό εναλλασσόμενη θλίψη και εφελκυσμό. Η καλή αγκύρωση του σπλισμού της πλάκας, κατά προτίμηση σε τυχόν υπάρχουσα εγκάρσια δοκό προκαλεί μείωση της ρηγμάτωσης και αύξηση του συνεργαζόμενου πλάτους. Η δυστρεψία της εγκάρσιας δοκού συμβάλλει επίσης στην αύξηση του συνεργαζόμενου πλάτους, ιδιαίτερα αν η εξεταζόμενη περιοχή της δοκού συνορεύει με εσωτερικό υποστύλωμα επειδή υποβοηθάται από την καμπτική λειτουργία της πλάκας. [7]



A: Εξωτερικός κόμβος

B: Εσωτερικός κόμβος

C: Δοκός από χάλυβα

D: Δοκός πρόσοψης από χάλυβα (εγκάρσιο στοιχείο κόμβου)

E: Ακραία λωρίδα σπλισμένου σκυροδέματος σε πρόβολο

Σχήμα 6.1 : Διαμόρφωση κόμβου
[EN 1998-1 Σχήμα 7.5]

Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.3α υπολογίζεται το συνεργαζόμενο πλάτος για ελαστική ανάλυση, δηλαδή για τον προσδιορισμό της ροπής αδρανείας της διατομής. Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.3β υπολογίζεται το συνεργαζόμενο πλάτος για πλαστική ανάλυση, δηλαδή για τον προσδιορισμό της πλαστικής ροπής αντοχής αλλά και όλων των υπόλοιπων μεγεθών στην παρούσα εργασία.

Πίνακας 6.3α : Συνεργαζόμενο πλάτος b_e της πλάκας για ελαστική ανάλυση [EN 1998-1 Πίνακας 7.5I)

b_e	Εγκάρσιο στοιχείο	b_e για I (ΕΛΑΣΤΙΚΗ)
Στο εσωτερικό υποστύλωμα	Παρόν ή απόν	Για αρνητικό M : 0,05 l
Στο εξωτερικό υποστύλωμα	Παρόν	Για θετικό M : 0,0375 l
Στο εξωτερικό υποστύλωμα	Απόν, ή οπλισμοί χωρίς αγκύρωση	Για αρνητικό M : 0 Για θετικό M : 0,025 l

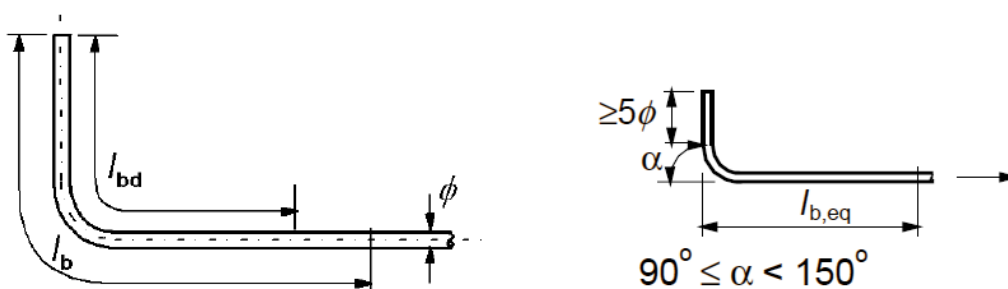
Πίνακας 6.3β : Συνεργαζόμενο πλάτος b_e της πλάκας για πλαστική ανάλυση [EN1998-1 Πίνακας 7.5II)

	Υποστύλωμα	Εγκάρσιο στοιχείο	b_e για M_{Rd} (ΠΛΑΣΤΙΚΗ)
Αρνητικό M	Εσωτερικό	Αντισεισμικοί οπλισμοί	0,1 l
Αρνητικό M	Εξωτερικό	Όλες οι διατάξεις με τους οπλισμούς αγκυρωμένους σε δοκό πρόσοψης ή ακραία λωρίδα σκυροδέματος σε πρόβολο	0,1 l
Αρνητικό M	Εξωτερικό	Όλες οι διατάξεις με οπλισμούς χωρίς αγκύρωση σε δοκό της πρόσοψης ή σε πρόβολο ακραίας λωρίδας σκυροδέματος σε πρόβολο	0,0
Θετικό M	Εσωτερικό	Αντισεισμικοί οπλισμοί	0,075 l
Θετικό M	Εξωτερικό	Εγκάρσια δοκός από χάλυβα με διατμητικούς συνδέσμους. Πλάκα από σκυρόδεμα μέχρι την εξωτερική πρόσοψη του υποστυλώματος διατομής H με τον ισχυρό άξονα προσανατολισμένο όπως απεικονίζεται στο Σχήμα ή και πέραν αυτής (ακραία λωρίδα σκυροδέματος σε πρόβολο). Αντισεισμικοί οπλισμοί	0,075 l
Θετικό M	Εξωτερικό	Καμία εγκάρσια δοκός ή εγκάρσια δοκός από χάλυβα χωρίς διατμητικούς συνδέσμους. Πλάκα από σκυρόδεμα μέχρι την εξωτερική πρόσοψη του υποστυλώματος διατομής H με τον ισχυρό άξονα προσανατολισμένο όπως απεικονίζεται στο Σχήμα, ή πέραν αυτής (ακραία	$b_b/2 + 0,7 h_c/2$

		λωρίδα σκυροδέματος σε πρόβολο). Αντισεισμικοί οπλισμοί	
Θετικό M	Εξωτερικό	Λοιπές διατάξεις. Αντισεισμικοί οπλισμοί	$b_b/2 \leq b_{e,max}$ $b_{e,max} = 0,05l$

6.3 Μήκος αγκύρωσης ράβδων οπλισμού

Παρακάτω υπολογίζεται σύμφωνα με το EN1992-1-1 το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης του διαμήκη οπλισμού A_s και του εγκάρσιου οπλισμού A_T .



(α) Βασικό μήκος αγκύρωσης υπό εφελκυσμό l_b για οποιοδήποτε σχήμα μετρούμενο κατά μήκος του άξονα της ράβδου.

(β) Ισοδύναμο μήκος αγκύρωσης για τυπική καμπύλωση

Σχήμα 6.2 : Τρόποι αγκύρωσης
[EN 1992-1-1 Σχήμα 8.1]

Το μήκος αγκύρωσης l_{bd} υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad [\text{EN 1992-1-1 Σχέση 8.4}] \quad (6.4)$$

όπου

$$l_{b,min} = \max \{ 0,3l_{b,rqd}, 10\phi, 100 \text{ mm} \} \quad [\text{EN 1992-1-1 Σχέση 8.6}] \quad (6.5)$$

$$l_{b,rqd} = (\phi/4) \cdot (f_{sd}/f_{bd}) \quad [\text{EN 1992-1-1 Σχέση 8.3}] \quad (6.6)$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad [\text{EN 1992-1-1 Σχέση 8.2}] \quad (6.7)$$

$\eta_1 = 1,0$ για ευνοϊκές συνθήκες συνάφειας (Σχήμα 6.3)

$\eta_1 = 0,7$ για όλες τις άλλες περιπτώσεις (Σχήμα 6.3)

$\eta_2 = 1,0$ για $\phi \leq 32 \text{ mm}$

$\eta_2 = (132 - \phi) / 100$ για $\phi > 32 \text{ mm}$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad [\text{EN 1992-1-1 Σχέση 3.16}]$$

$$\alpha_{ct} = 1,0$$

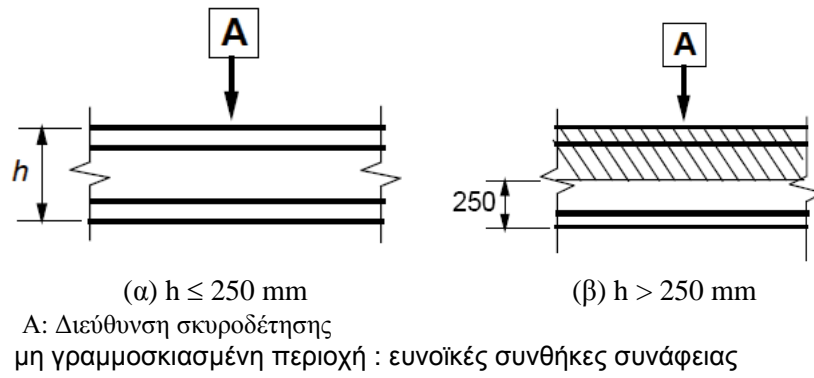
$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

$\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5$ είναι συντελεστές οι οποίοι, για τα πλαίσια της παρούσας εργασίας, θα ληφθούν ίσοι με τις μέγιστες τιμές τους, οι οποίες για περίπτωση εθύγραμμης αγκύρωσης είναι: $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5 = 1$ και $\alpha_4 = 0,7$

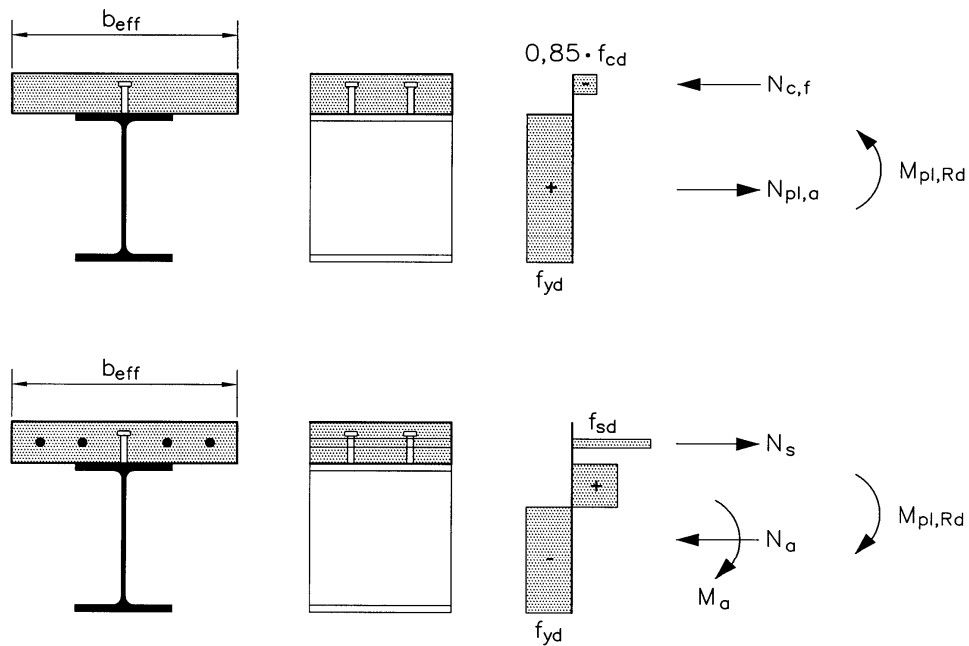
Το μήκος αγκύρωσης υπό εφελκυσμό για την αγκύρωση με τυπική καμπύλωση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.2(β), μπορεί να οριστεί ως το ισοδύναμο μήκος αγκύρωσης $l_{b,eq}$, το οποίο είναι ίσο με: $l_{b,eq} = \alpha_1 l_{b,rqd}$ με $\alpha_1 = 0,7$ αν $c_d > 3\phi$ με $c_d = a/2$, αλλιώς $\alpha_1 = 1,0$, όπου a είναι η καθαρή απόσταση μεταξύ των ράβδων.



Σχήμα 6.4 : Συνθήκες συνάφειας
[EN 1992-1-1 Σχήμα 8.2]

6.4 Πλαστική ροπή αντοχής σύμμικτης δοκού

Στην πλαστική ανάλυση ένα εντατικό μέγεθος κατανέμεται στα επιμέρους στοιχεία της διατομής ανάλογα με την αντοχή τους, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.4:



Σχήμα 6.5 : Παραδείγματα κατανομών πλαστικών τάσεων σύμμικτης δοκού με πλήρη διατμητική σύνδεση σε περίπτωση θετικής και αρνητικής κάμψης
[EN 1994-1-1 Σχήμα 6.2]

Ο υπολογισμός της πλαστικής ροπής αντοχής γίνεται σύμφωνα με τις παραγράφους 4.1.1 και 4.1.3 του [7].

6.4.1 Θετική πλαστική ροπή αντοχής

Διακρίνονται 3 περιπτώσεις εξαρτώμενες από τη θέση του ουδέτερου άξονα z_0 . Οι σχέσεις για τις περιπτώσεις αυτές αναπτύσσονται παρακάτω. Στις σχέσεις αυτές χρησιμοποιείται η εφελκυστική δύναμη της χαλύβδινης διατομής:

$$Z_a = A_a f_{yd} \quad (6.8)$$

(α) Ουδέτερος άξονας εντός του πέλματος του σκυροδέματος, $z_0 \leq d$

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα: } z_0 = \frac{Z_a}{0.85 f_{cd} b_{eff}} \quad (6.9)$$

$$\text{Πλαστική ροπή αντοχής: } M_{pl,Rd} = Z_a \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) \quad (6.10)$$

(β) Ουδέτερος άξονας στο άνω πέλαμα της χαλύβδινης διατομής, $d \leq z_0 \leq d+t_f$

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα: } z_0 = d + \frac{Z - b_{eff} 0.85 f_{cd}}{2 f_{cd} b_{f1}} \quad (6.11)$$

$$\text{Πλαστική ροπή αντοχής: } M_{pl,Rd} = Z_a \left(z_a - \frac{d_{eff}}{2} \right) - 2 f_{cd} b_{f1} (z_0 - d) \left(\frac{d_0 - d_{eff} + z_0}{2} \right) \quad (6.12)$$

(γ) Ουδέτερος άξονας στον κορμό της χαλύβδινης διατομής, $z_0 > d+t_f$

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα: } z_0 = d + t_{f1} + \frac{Z - 0.85 f_{cd} b_{eff} d_{eff} - 2 f_{cd} b_{f1} t_{f1}}{2 f_{cd} t_w} \quad (6.13)$$

$$\text{Πλαστική ροπή αντοχής: } M_{pl,Rd} = Z_a \left(z_a - \frac{d_{eff}}{2} \right) - 2 f_{cd} t_w (z_0 - d - t_{f1}) \left(\frac{z_0 + d + t_{f1} - d_{eff}}{2} \right)$$

$$- 2 f_{cd} b_{f1} t_{f1} \left(d + \frac{d_{f1} - d_{eff}}{2} \right) \quad (6.14)$$

6.4.2 Αρνητική πλαστική ροπή αντοχής

Διακρίνονται 3 περιπτώσεις εξαρτώμενες από τη θέση του ουδέτερου άξονα z_0 . Οι σχέσεις για τις περιπτώσεις αυτές αναπτύσσονται παρακάτω. Στις σχέσεις αυτές χρησιμοποιούνται οι εξής δυνάμεις:

$$\text{Θλιπτική δύναμη χαλύβδινης διατομής: } D_a = f_{ad} A_a \quad (6.15)$$

$$\text{Εφελκυστική δύναμη οπλισμού: } Z_s = A_s f_{sd} \quad (6.16)$$

$$\text{Εφελκυστική δύναμη πέλματος χαλύβδινης διατομής: } Z_f = 2 f_{ad} b_{f1} t_{f1} \quad (6.17)$$

(α) Ουδέτερος άξονας εντός του πέλματος του σκυροδέματος $z_0 \leq d$

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα: } z_0 = d_{eff} - \frac{Z_s - D_s}{0.85 f_{cd} b_{eff}} \quad (6.18)$$

$$\text{Πλαστική ροπή αντοχής: } M_{pl,Rd} = D_a (z_a - z_0) + 0.85 f_{cd} b_{eff} (d_{eff} - z_0) \frac{(d_{eff} - z_0)}{2} + Z_s (z_0 - z_s) \quad (6.19)$$

(β) Ουδέτερος άξονας στο άνω πέλαμα της χαλύβδινης διατομής, $d \leq z_0 \leq d+t_f$

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα: } z_0 = d + \frac{D_s - Z_s}{2 f_{cd} b_{f1}} \quad (6.20)$$

$$\text{Πλαστική ροπή αντοχής: } M_{pl,Rd} = D_a z_a - Z_s z_s - 2 f_{cd} b_{f1} (z_0 - d) \frac{z_0 + d}{2} \quad (6.21)$$

(γ) Ουδέτερος άξονας στον κορμό της χαλύβδινης διατομής, $z_0 > d+t_f$

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα: } z_0 = d + t_f + \frac{D_a - z_a - z_f}{2 f_{ad} t_w} \quad (6.22)$$

$$\text{Πλαστική ροπή αντοχής: } M_{pl,Rd} = D_a z_a - z_s z_s - Z_f \left(d + \frac{t_f}{2} \right) - Z_w \left(\frac{z_s + d + t_f}{2} \right) \quad (6.23)$$

$$\text{Εφελκυστική δύναμη κορμού χαλύβδινης διατομής: } Z_w = 2 f_{ad} t_w (z_0 - d - t_f) \quad (6.24)$$

6.5 Ροπή αδρανείας σύμμικτης δοκού

Ο υπολογισμός της ροπής αδρανείας γίνεται με τη μέθοδο ισοδύναμης διατομής σύμφωνα με την παράγραφο 4.2.1 του [7] για δύο στάδια (αρηγμάτωση και ρηγματωμένη διατομή).

Η διατομή σκυροδέματος προσομοιώνεται ως ισοδύναμη διατομή χάλυβα εμβαδού E_c/n όπου $n = \frac{E_s}{E_c}$ είναι ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας των δύο υλικών.

(α) Στάδιο I, αρηγμάτωση διατομή, σκυρόδεμα υπό θλίψη

$$\text{Εμβαδόν διατομής: } A_s = A_a + A_s + \frac{A_c}{n} \quad (6.25)$$

$$\text{Κέντρο βάρους: } z_s = \frac{A_c z_c + A_a z_a + \frac{A_s}{n} z_s}{A_s} \quad (6.26)$$

$$\text{Ροπή αδρανείας: } I_1 = I_a + A_a (z_a - z_s)^2 + \frac{I_c}{n} + \frac{A_c}{n} (z_c - z_s)^2 + A_s (z_s - z_s)^2 \quad (6.27)$$

(β) Στάδιο II, ρηγματωμένη διατομή, σκυρόδεμα υπό εφελκυσμό:

$$\text{Εμβαδόν διατομής: } A_s = A_a + A_s \quad (6.28)$$

$$\text{Κέντρο βάρους: } z_s = \frac{A_c z_c + A_a z_a}{A_s} \quad (6.29)$$

$$\text{Ροπή αδρανείας: } I_2 = I_a + A_a (z_a - z_s)^2 + A_s (z_s - z_s)^2 \quad (6.30)$$

Σύμφωνα με την παράγραφο 7.7.2(3) του EN 1998-1 η ροπή αδρανείας μπορεί να ληφθεί ίση με I_{eq} για ανάλυση σε όλο το μήκος της δοκού:

$$I_{eq} = 0,6 I_1 + 0,4 I_2 \quad [\text{EN 1998-1 Σχέση 7.13}] \quad (6.31)$$

6.6 Διατμητική σύνδεση

Σύμφωνα με την Παράγραφο 7.6.2(3) του EN 1998-1 ορίζεται ότι ο ελάχιστος βαθμός διατμητικής σύνδεσης για σύμμικτες δοκούς σε πλαστικές ζώνες δεν θα πρέπει να είναι λιγότερος από 0,8. Σε κάθε περίπτωση, είναι επιθυμητή η πλήρης διατμητική σύνδεση, ειδικά στην περιοχή του κόμβου.

Ο υπολογισμός της αντοχής ενός διατμητικού συνδέσμου γίνεται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις του Ευρωκώδικα 4:

$$P_{Rd} = \min (P_{Rd1}, P_{Rd2}) \quad (6.31)$$

όπου

$$P_{Rd1} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v} \quad [\text{EN 1994-1-1 Σχέση 6.18}] \quad (6.32)$$

είναι η αντοχή του συνδέσμου σε διάτμηση

$$P_{Rd2} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \quad [\text{EN 1994-1-1 Σχέση 6.19}] \quad (6.33)$$

είναι η αντοχή του σκυροδέματος σε «σύνθλιψη άντυγας»

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{για } 3 \leq h/d \leq 4 \quad [\text{EN 1994-1-1 Σχέση 6.20}] \quad (6.34)$$

$\alpha = 1$ για $h/d > 4$ [EN 1994-1-1 Σχέση 6.21]

$\gamma_v = 1,25$

d είναι η διάμετρος κορμού του συνδέσμου

f_u είναι η προδιαγεγραμμένη οριακή εφελκυστική αντοχή του υλικού του συνδέσμου, όχι όμως μεγαλύτερη από 500 MPa

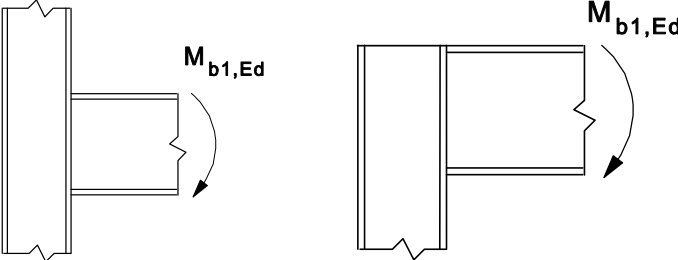
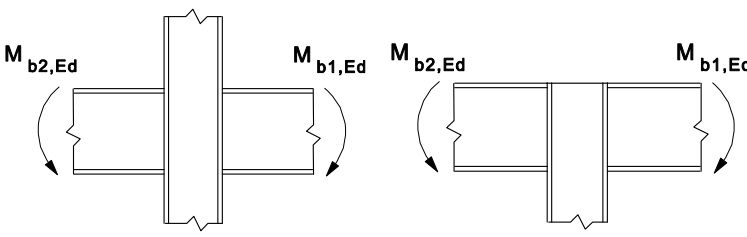
h είναι το ύψος του συνδέσμου

Σύμφωνα με την Παράγραφο 7.6.2(4) του EN 1998-1 η αντοχή αυτή P_{Rd} των διατμητικών συνδέσμων στις πλαστικές ζώνες λαμβάνεται πολλαπλασιασμένη επί έναν συντελεστή μείωσης 0,75.

Σε περίπτωση σύμμικτης πλάκας με χαλυβδόφυλλο πρέπει να λαμβάνονται μειωτικοί συντελεστές k , οι οποίοι όμως δεν αναπτύσσονται στα πλαίσια της εργασίας αυτής.

6.7 Παράμετρος β

Πίνακας 6.4 : Προσεγγιστικές τιμές της παραμέτρου μετασχηματισμού β [EN 1993-1-8 Πίνακας 5.4]

Τύπος διαμόρφωσης κόμβου	Δράση	Τιμή του β
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$	$\beta = 0$ *)
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Ed} + M_{b2,Ed} = 0$	$\beta \approx 2$
*) Στην περίπτωση αυτή, η τιμή του β είναι ακριβής και όχι προσέγγιση		

7 Υπολογισμός ροπής αντοχής και στροφικής δυσκαμψίας κόμβου

7.1 Εισαγωγή

Στα κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η διαδικασία που ακολουθείται για τον υπολογισμό της αντοχής και της στροφικής δυσκαμψίας σε αρνητική και θετική ροπή κάμψης. Στα κεφάλαια 3, 4 και 5 της παρούσας εργασίας έχουν αναπτυχθεί οι σχέσεις και το θεωρητικό υπόβαθρο για τον υπολογισμό των αντοχών και των στροφικών δυσκαμψιών των συστατικών μερών του κόμβου. Γίνεται λοιπόν τώρα μια προσπάθεια σύνθεσης των αντοχών και των δυσκαμψιών αυτών με σκοπό τον υπολογισμό της ολικής αντοχής σε κάμψη και της στροφικής δυσκαμψίας του κόμβου.

7.2 Αρνητική ροπή κάμψης

Στην περίπτωση αυτή στην εφελκυσόμενη ζώνη βρίσκεται η πλάκα σκυροδέματος και στη θλιβόμενη ζώνη βρίσκεται η κοχλιωτή σύνδεση των χαλύβδινων μερών.

Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που μπορεί να αναπτυχθεί στην περίπτωση εξωτερικού κόμβου είναι ίση με $F_{Rds} = A_s f_{yd}$ όπου A_s είναι το εμβαδόν του επαρκώς αγκυρωμένου οπλισμού στο ενεργό πλάτος b_{eff} της πλάκας σκυροδέματος όπως αυτό ορίζεται για κάθε περίπτωση διαμόρφωσης κόμβου σύμφωνα με την παράγραφο 3.2. Στην περίπτωση εσωτερικού κόμβου με αντίρροπες ροπές κάμψης στην κάθε πλευρά του η μέγιστη θλιπτική δύναμη που αναπτύσσεται είναι ίση με το άθροισμα $\Sigma(\lambda_i F_{Rdi})$ των δυνάμεων που αναπτύσσονται λόγω των μηχανισμών 1-3 ανάλογα με τη διαμόρφωση του κόμβου όπως αυτή ορίζεται στην παράγραφο 3.4.

Η μέγιστη θλιπτική δύναμη που μπορεί να αναπτυχθεί είναι ίση με $F_{Rd} = \min (V_{wp,Rd} ; F_{c,wc,Rd} ; F_{c,fb,Rd})$.

$V_{wp,Rd}$ είναι η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση όπως αυτή ορίζεται στην παράγραφο 4.3.1

$F_{c,wc,Rd}$ είναι η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη όπως αυτή ορίζεται στην παράγραφο 4.3.2

$F_{c,fb,Rd}$ είναι η αντοχή της δοκού σε θλίψη όπως αυτή ορίζεται στην παράγραφο 4.3.6

Δημιουργείται ζεύγος δυνάμεων ίσων με $F = \min(F_{Rds} ; F_{Rd})$ και μοχλοβραχίονα z ίσο με την απόσταση του οπλισμού από το μέσο του θλιβόμενου πέλματος της δοκού.

Η αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης του κόμβου είναι ίση με $M_j^- = Fz$

Η δυσκαμψία του κόμβου είναι ίση με $S_j^- = \frac{Ez^2}{\mu \left(\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_s} \right)}$ όπου z είναι ο

μοχλοβραχίονας όπως ορίστηκε παραπάνω, k_1 είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση όπως ορίζεται στην παράγραφο 5.3.3, k_2 είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας του κορμού του υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη όπως ορίζεται στην παράγραφο 5.3.4 και k_s είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας των ράβδων του οπλισμού όπως ορίζεται στην παράγραφο 5.3.1 πολλαπλασιασμένος με τον συντελεστή

μείωσης λόγω παραμόρφωσης της διατμητικής σύνδεσης k_{slip} που ορίζεται στην παράγραφο 5.3.5

7.3 Θετική ροπή κάμψης

Στην περίπτωση αυτή στην εφελκόμενη ζώνη βρίσκεται η κοχλιωτή σύνδεση των χαλύβδινων μερών και στη θλιβόμενη ζώνη βρίσκεται η πλάκα σκυροδέματος.

Η εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται σε κάθε σειρά κοχλιών ορίζεται στην παράγραφο 4.3.8. και εξαρτάται από την αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό, την αντοχή του πέλματος του υποστυλώματος σε εγκάρσια κάμψη, την αντοχή της μετωπικής πλάκας σε κάμψη και την αντοχή του κορμού της δοκού σε εφελκυσμό που ορίζονται στις παραγράφους 4.3.3, 4.3.4, 4.3.5, 3.4.7 αντίστοιχα

Η μέγιστη θλιπτική δύναμη που μπορεί να αναπτυχθεί στην περίπτωση εξωτερικού κόμβου είναι ίση με $F_{Rd} = \min(\Sigma(F_{Rdi}); b_{eff} d_{eff} f_{cd})$ όπου το $\Sigma(F_{Rdi})$ είναι το άθροισμα των δυνάμεων που αναπτύσσονται λόγω των μηχανισμών 1-3 ανάλογα με τη διαμόρφωση του κόμβου όπως αυτή ορίζεται στην παράγραφο 3.3. Στην περίπτωση εσωτερικού κόμβου με αντίρροπες ροπές κάμψης στην κάθε πλευρά του η μέγιστη θλιπτική δύναμη που αναπτύσσεται είναι ίση με το άθροισμα $\Sigma((1-\lambda_i)FR_{di})$ των δυνάμεων που αναπτύσσονται λόγω των μηχανισμών 1-3 ανάλογα με τη διαμόρφωση του κόμβου όπως αυτή ορίζεται στην παράγραφο 3.4.

Ως κέντρο θλίψης ορίζεται το μέσο του ενεργού ύψους d_{eff} της πλάκας σκυροδέματος.

Η αντοχής σε θετική ροπή κάμψης του υποστυλώματος είναι ίση με $M_j^+ = \Sigma(F_i z_i)$ όπου F_i είναι η εφελκυστική δύναμη της σειράς κοχλιών i και z είναι η απόσταση της σειράς κοχλιών i από το κέντρο θλίψης.

Η δυσκαμψία του κόμβου είναι ίση με $S_j^+ = \frac{Ez^2}{\mu(\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_{13}} + \frac{1}{k_{eq}})}$ όπου z είναι η

απόσταση από το κέντρο θλίψης του ισοδύναμου κέντρου βάρους z_e της κοχλιωτής σύνδεσης όπως αυτό ορίζεται στην παράγραφο 5.2, k_1 είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση όπως ορίζεται στην παράγραφο 5.3.3, k_{13} είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας του σκυροδέματος σε θλίψη όπως ορίζεται στην παράγραφο 5.3.10 και k_{eq} είναι ο ισοδύναμος συντελεστής δυσκαμψίας των κοχλιών όπως ορίζεται στην παράγραφο 5.2 και αντικαθιστά του συντελεστές δυσκαμψίας k_3 (κορμός του υποστυλώματος σε εφελκυσμό), k_4 (πέλημα του υποστυλώματος σε κάμψη), k_5 (μετωπική πλάκα σε κάμψη), k_5 (κοχλίες σε εφελκυσμό) που ορίζονται στις παραγράφους 5.3.6, 5.3.7, 5.3.8, 5.3.9 αντίστοιχα.

7.4 Ημι-άκαμπτος κόμβος

Με τα δεδομένα των παραγράφων 7.2 και 7.3 σχεδιάζεται η διγραμμική καμπύλη ροπής αντοχής – στροφής του κόμβου. Στο ίδιο διάγραμμα μπορούν να σχεδιαστούν για σύγκριση οι καμπύλες ροπής αντοχής – στροφής του κόμβου αν θεωρηθεί ως άκαμπτος και πλήρους αντοχής με $S_{j,rigid} = k_b EI_b / L_b$ και $M_{j,rigid}$ ίση με την πλαστική ροπή αντοχής της δοκού και αν θεωρηθεί ως αρθρωτός με $S_{j,pin} = 0,5 EI_b / L_b$ και $M_{j,pin} = 0,25 M_{j,rigid}$. Τα όρια του άκαμπτου και του αρθρωτού κόμβου έχουν οριστεί στην παράγραφο 2.2 και οι σχέσεις για τον υπολογισμό των πλαστικών ροπών αντοχής και των ροπών αδρανείας δίνονται στις παραγράφους 6.4 και 6.5 αντίστοιχα.

8 Υπολογιστικό φύλλο MS Office Excel

8.1 Περιπτώσεις κόμβων

Το υπολογιστικό φύλλο που αναπτύχθηκε στα πλαίσια της παρούσας εργασίας καλύπτει τις παρακάτω περιπτώσεις κόμβων και συνδέσεων:

1. Κόμβοι

Εξωτερικός κόμβος υπό αρνητική ροπή κάμψης όπου ο εφελκόμενος οπλισμός αγκυρώνεται πλήρως είτε σε διατμητικούς συνδέσμους εγκάρσιας δοκού είτε/και σε ακραία λωρίδα σκυροδέματος (πρόβολο).

Εξωτερικός κόμβος υπό θετική ροπή κάμψης όπου η πλάκα σκυροδέματος εκτείνεται τουλάχιστον μέχρι την εξωτερική πλευρά του υποστυλώματος, με ύπαρξη ή και όχι εγκάρσιας δοκού.

Εσωτερικός κόμβος υπό θετική ροπή κάμψης στη μία πλευρά και αρνητική ροπή κάμψης στην άλλη πλευρά με ύπαρξη ή και όχι εγκάρσιας δοκού. Σημειώνεται πως ακολουθώντας τη διαδικασία για εξωτερικό κόμβο υπό αρνητική ροπή κάμψης μπορούν να προκύψουν αξιόπιστα αποτελέσματα για περίπτωση εσωτερικού κόμβου υπό αρνητική κάμψη και στις δύο πλευρές του, δίνοντας όμως σωστά την παράμετρο β για εσωτερικό υποστύλωμα.

2. Συνδέσεις

Κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα, η οποία κοχλιώνεται στο πέγμα του υποστυλώματος με 2 ή με 3 σειρές κοχλιών. Δεν γίνεται έλεγχος της συγκόλλησης της δοκού στην μετωπική πλάκα.

Επίσης είναι δυνατός ο υπολογισμός για περιπτώσεις ενίσχυσης του κορμού του υποστυλώματος με ελάσματα κορμού, τα οποία θα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις που έχουν αναπτυχθεί στην παράγραφο 4.3.1 (δεν γίνεται έλεγχος των απαιτήσεων αυτών στο υπολογιστικό φύλλο) και με εγκάρσια νεύρωση ευθυγραμμισμένη με το κέντρο θλίψης της διατομής (θλιβόμενο πέγμα δοκού υπό αρνητική ροπή κάμψης).

8.2 Γενική παρουσίαση

Όπως ήδη έχει γίνει κατανοητό, η ανάλυση ενός κόμβου εξαρτάται από πολλούς παράγοντες οπότε είναι σημαντικό να γίνει σωστά η εισαγωγή των δεδομένων του προβλήματος. Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά τα δεδομένα που πρέπει να εισαχθούν, καθώς επίσης και οι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν πριν την εξαγωγή οποιωνδήποτε αποτελεσμάτων. Για την καλύτερη κατανόηση θα παρουσιαστεί όλο το υπολογιστικό φύλλο σε τμήματα (εικόνες του φύλλου Excel) τα οποία θα συνοδεύονται από την απαραίτητη επεξήγηση.

Αρχικά πρέπει να σημειωθεί πως αν και το υπολογιστικό φύλλο αποτελείται από αρκετά φύλλα εργασίας, ωστόσο τα δεδομένα εισάγονται μόνο στα πρώτα τρία φύλλα εργασίας, καθώς τα υπόλοιπα φύλλα εργασίας χρησιμοποιούν τα δεδομένα αυτά και μέσω της διαδικασίας που θα αναλυθεί στη συνέχεια παρουσιάζουν τα τελικά αποτελέσματα στο τέταρτο φύλλο εργασίας. Είναι φυσικά επιθυμητό να γίνεται μια παρακολούθηση όλων των φύλλων εργασίας καθώς έτσι μπορεί να κατανοηθεί καλύτερα το πρόβλημα και να βρεθούν τρόποι αύξησης ή μείωσης της ροπής αντοχής και της δυσκαμψίας του κόμβου.

Σημειώνεται εδώ ότι στο υπολογιστικό φύλλο υπάρχει ένα αρχικό φύλλο εργασίας στο οποίο παρουσιάζονται γενικοί κανόνες για τη σωστή χρήση του φύλλου αυτού. Στα πρώτα τρία φύλλα εργασίας συχνά γίνεται αναφορά (παραπομπή) στους κανόνες αυτούς για τη σωστή συμπλήρωση των δεδομένων.

Για πιο εύχρηστη και εύκολη χρήση, χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω χρώματα:

	Τίτλος ενότητας
	Κελί εισαγωγής δεδομένων
	Κελί ενδιάμεσου αποτελέσματος το οποίο μπορεί και να αλλαχθεί από τον μελετητή
	Κελί σημαντικού αποτελέσματος
	Κελί ελέγχου
	Κελί αναφοράς στην αντίστοιχη σημείωση του φύλλου εργασίας "οδηγίες" για τη σωστή συμπλήρωση των δεδομένων
	Κελί αναφοράς στο αντίστοιχο κομμάτι του Ευρωκώδικα

8.3 Φύλλα εργασίας εισαγωγής δεδομένων

8.3.1 Πρώτο φύλλο εργασίας (Δεδομένα)

Αρχικά εισάγονται οι ιδιότητες των υλικών, δηλαδή οι χαρακτηριστικές τιμές της αντοχής και το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος της πλάκας, του δομικού χάλυβα και του χάλυβα του οπλισμού.

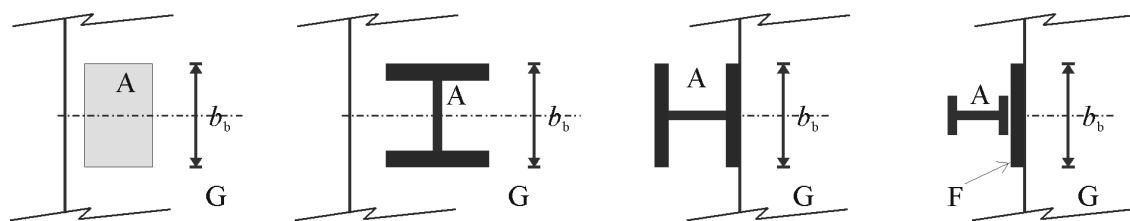
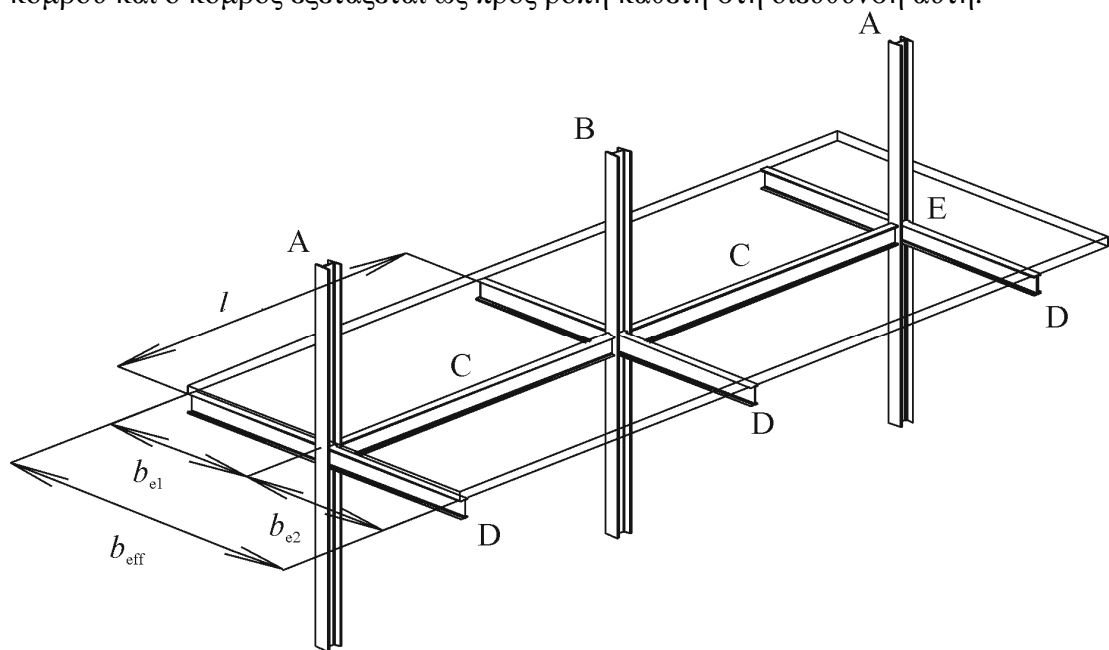
Δεδομένα							
Υλικά	1						
Σκυρόδεμα	fck		Mpa		Ec		Mpa
	fctm	0	Mpa				
Δομικός χάλυβας	fak		Mpa		Ea		Mpa
Χάλυβας οπλισμού	fsk		Mpa		ε	#ΔΙΑΙΡ./0!	

Στη συνέχεια ορίζονται οι χαλύβδινες διατομές της δοκού και του υποστυλώματος. Η κατηγορία της σύμμικτης διατομής πρέπει να είναι 1 ή 2, αυτό ελέγχεται με τους λόγους c/t του κορμού και του μη συνδεδεμένου διατμητικά θλιβόμενου πέλματος, αλλά μπορεί να ορισθεί και κατ'ευθείαν η κατηγορία αν είναι γνωστή. Η διάσταση h_c του υποστυλώματος είναι κατά τη διαμήκη έννοια του κόμβου και η διάσταση b_c κατά την εγκάρσια.

Χαλύβδινη δοκός	2						
h		mm					
bf1		mm		Πρότυπη	Συγκολλητή		
tw		mm	Aa		0 cm ²		
bf2		mm	Ia		0 cm ⁴		
tf1		mm	Wa,pl		0 cm ³		
bw		mm					
tf2		mm	c/tw	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	EN 1993-1-1 Πίνακας 5.2	
Aa	0	cm ²	c/tf	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!		
Ia	0	cm ⁴	κατηγορία	#ΔΙΑΙΡ./0!	(1 ή 2)	#ΔΙΑΙΡ./0!	
za	#ΔΙΑΙΡ./0!	cm					
Wa	0	cm ³					

Χαλύβδινο υποστύλωμα		3
hc		mm
bc		mm
tf		mm
hw		mm
dw		mm
tw		mm
r		mm
Avz		cm ²

Στη συνέχεια ορίζεται η διαμόρφωση του κόμβου και τα στοιχεία της πλάκας σκυροδέματος. Είναι χρήσιμο το παρακάτω σχήμα του Ευρωκώδικα για την πλήρη κατανόηση της γεωμετρίας του κόμβου. Η κύρια δοκός βρίσκεται στη διαμήκη διεύθυνση του κόμβου και ο κόμβος εξετάζεται ως προς ροπή κάθετη στη διεύθυνση αυτή.



- A Εξωτερικό υποστύλωμα,
- B Εσωτερικό υποστύλωμα,
- C Διαμήκης δοκός,
- D Εγκάρσια δοκός ή δοκός πρόσοψης από χάλυβα,
- E Ακραία λωρίδα σκυροδέματος σε πρόβολο
- F Εκτεταμένο εφέδρανο
- G Πλάκα από σκυρόδεμα

Σχήμα 8.1 : Ορισμός στοιχείων σε πλαίσιο
[EN 1998-1 Σχήμα 7.7]

Γεωμετρία προβλήματος						
		(1= ναι, 0=όχι)				
Εξωτερικός κόμβος			επιλογή εσωτερικού ή εξωτερικού κόμβου			
Εσωτερικός κόμβος						
Έκταση σκυροδέματος έως εξωτερική πλευρά υποστυλώματος			-			
Εγκάρσια δοκός πρόσοψης με διατμητικούς συνδέσμους					(1= ναι, 0=όχι)	
Ακραία λωρίδα σκυροδέματος -πρόβολος στοιχεία προβόλου:					(1= ναι, 0=όχι)	
b (διαθέσιμο συνολικό μήκος για αγκύρωση οπλισμού)			mm			

Κύρια διαμήκης σύμμικτη δοκός						
άνοιγμα l	m		(σε εσωτερικό κόμβο επιλέγεται η δοκός με το μικρότερο άνοιγμα)			
Διατμητική σύνδεση διαμήκου κύριας δοκού	$\eta > 0,8$	EN1998-1	7.6.2			
η		ανεπαρκής σύνδεση			4	
διατμητικοί ήλοι στην διαμήκη δοκό (ανά μέτρο)			m^{-1}			
ksc	1000 kN/cm	για συνδέσμους κεφαλής d = 19mm			5	EN 1994-1-1 A.3

Η διατμητική σύνδεση της κύριας δοκού δεν υπολογίζεται στο υπολογιστικό αυτό φύλλο καθώς αποτελεί στοιχείο σχεδιασμού της δοκού.

Στην πλάκα πρέπει να δοθούν τόσο το συνολικό πάχος d όσο και το ενεργό πάχος d_{eff} το οποίο είναι ίσο με d για συμπαγείς πλάκες αλλά μικρότερο για σύμμικτες.

Πλάκα σκυροδέματος						
d	mm					
d _{eff}	mm					
b ₁	m		(b _i είναι το πλάτος κατά την εγκάρσια διεύθυνση i)			
b ₂	m					
Συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος					6	
(σε κάθε πλευρά)	EN1998-1 πιν.7.5 l	πλευρά 1				
b _{eff-}	0 cm	b _{eff-}	0 cm	≤	0 cm	
b _{eff+}	0 cm	b _{eff+}	0 cm	≤	0 cm	
(συνολικά)		πλευρά 2				
b _{eff-}	0 cm	b _{eff-}	0 cm	≤	0 cm	
b _{eff+}	0 cm	b _{eff+}	0 cm	≤	0 cm	

Γίνεται υπολογισμός του οπλισμού και των διατμητικών συνδέσμων για τις δύο εγκάρσιες πλευρές του υποστυλώματος ξεχωριστά, και μπορούν να εισαχθούν κατ ευθείαν τα αποτελέσματα αυτά στα κελιά ενδιάμεσων αποτελεσμάτων αν είναι γνωστά. Υπάρχει έτσι η δυνατότητα για ανάλυση κόμβων που εκτείνονται μόνο κατά τη μία εγκάρσια διεύθυνση. Αν και δεν συνιστάται, υπάρχει η επιλογή διαφορετικής διάταξης των οπλισμών στις δύο πλευρές, σημειώνεται όμως ότι το κέντρο βάρους του οπλισμού z_s , το οποίο μετράται από την άνω ίνα της πλάκας του σκυροδέματος πρέπει να είναι κοινό καθώς έτσι έχει ληφθεί σε όλους τους σχετικούς τύπους.

Οπλισμός κύριας δοκού			6		
πλευρά 1				πλευρά 2	
Φ		mm		Φ	0 mm
s		cm		s	0 cm
zs		mm	7	zs	0 mm
c1		mm		c2	0 mm
n σε beff-	#ΔΙΑΙΡ./0!			n σε beff-	#ΔΙΑΙΡ./0!
n σε beff+	#ΔΙΑΙΡ./0!			n σε beff+	#ΔΙΑΙΡ./0!
As (-)	#ΔΙΑΙΡ./0!	cm ²		As (-)	#ΔΙΑΙΡ./0!
As (-)		0 cm ²			
As (+)	#ΔΙΑΙΡ./0!	cm ²			
Διατμητικοί σύνδεσμοι στις εγκάρσιες δοκούς			6		
h		mm			
d		mm			
fu		Mpa			
PRd	#ΔΙΑΙΡ./0!	kN			
πλευρά 1				πλευρά 2	
διάταξη	(είτε n/eL είτε n/l)	ok			ok
ζεύγος				ζεύγος	0
eL		cm		eL	0 cm
n/l		m ⁽⁻¹⁾		n/l	0 m ⁽⁻¹⁾
n σε beff-	#ΔΙΑΙΡ./0!			n σε beff-	#ΔΙΑΙΡ./0!
n σε beff+	#ΔΙΑΙΡ./0!			n σε beff+	#ΔΙΑΙΡ./0!
n σε beff-	#ΔΙΑΙΡ./0!				
n σε beff+	#ΔΙΑΙΡ./0!				

Με τα δεδομένα που έχουν ορισθεί μέχρι τώρα έχει γίνει σε άλλο φύλλο εργασίας ο υπολογισμός του ελάχιστου απαιτούμενου εφελκόμενου οπλισμού, του απαιτούμενου μήκους αγκύρωσης του διαμήκους οπλισμού καθώς και ο υπολογισμός τη αντοχής των διατμητικών συνδέσμων. Το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης υπολογίζεται προσεγγιστικά οότε μπορεί να είναι μεγαλύτερο από το πραγματικά απαιτούμενο, Στην περίπτωση που είναι γνωστό συνιστάται να δοθεί στο κελί ενδιαμέσου αποτελέσματος.

Είναι απαραίτητος ο έλεγχος επαρκούς αγκύρωσης του οπλισμού. Γίνεται ο έλεγχος για δύο περιπτώσεις, όπου στην πρώτη αγκυρώνεται ο οπλισμός σε λωρίδα σκυροδέματος (πρόβολο) και στη δεύτερη αγκυρώνεται στους διατμητικούς συνδέσμους των εγκάρσιων δοκών. Αν ισχύει η συνδυαστική περίπτωση όπου κάποιοι ράβδοι αγκυρώνονται σε πρόβολο και κάποιοι σε εγκάρσια δοκό τότε θα πρέπει να δοθεί το συνολικό εμβαδό A_s που αγκυρώνεται πλήρως για κάθε πλευρά. Στην περίπτωση που υπάρχει ακραία λωρίδα σκυροδέματος και εγκάρσια δοκός, αλλά οι ράβδοι μπορούν να αγκυρωθούν πλήρως στους διατμητικούς συνδέσμους, συνιστάται να δοθεί "0" (όχι) στο κελί επιλογής ύπαρξης ακραίας λωρίδας στη γεωμετρία του κόμβου.

Έλεγχος αγύρωσης εφελκόμενου σπλισμού As (-)				8			
Ελάχιστος σπλισμός							
As,min	#ΔΙΑΙΡ./0!	cm ²	≤	0 cm ²	#ΔΙΑΙΡ./0!		
Αγκύρωση σπλισμού σε πρόβολο							
			b	0 mm		As	
πλευρά 1	l _{b,eq}	#ΔΙΑΙΡ./0!	mm	≤	0 mm	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!
πλευρά 2	l _{b,eq}	#ΔΙΑΙΡ./0!	mm	≤	0 mm	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!
							0
Αγκύρωση σπλισμού σε διατμητικούς ήλους							
			EN1998-1 (C.1)			As	
πλευρά 1	nPRd	#ΔΙΑΙΡ./0!	≥	1,1*FRds	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!
πλευρά 2	nPRd	#ΔΙΑΙΡ./0!	≥	1,1*FRds	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!
							0
Αγκύρωση σπλισμού σε πρόβολο και διατμητικούς ήλους							
						As	
πλευρά 1	(να ελεγχθεί ότι nPRd ≥ 1,1FRds) κ l _{b,eq} ≥ πλάτος προβολου b)						(συμπλήρωση μόνο αν ζητηθεί)
πλευρά 2	(να ελεγχθεί ότι nPRd ≥ 1,1FRds) κ l _{b,eq} ≥ πλάτος προβολου b)						(συμπλήρωση μόνο αν ζητηθεί)
							0

Στο τέλος αυτού του φύλλου εργασίας επιλέγεται η παράμετρος μετασχηματισμού β.

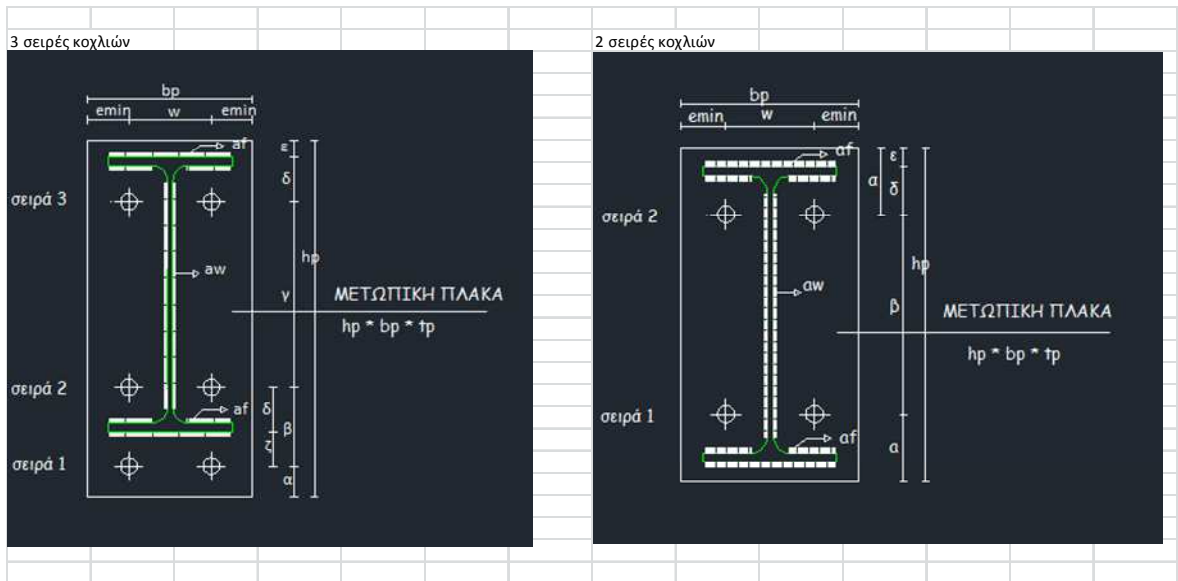
Παράμετρος μετασχηματισμού β		EN1993-1-8 Πίνακας 5.4	
εξωτερικός κόμβος	1		
εσωτερικός κόμβος			
M1/M2<0	2	(για την περίπτωση αντίρροπων ροπών στις δύο πλευρές)	
M1/M2>0	1	(για την περίπτωση ομόρροπων ροπών στις δύο πλευρές)	

8.3.2 Δεύτερο φύλλο εργασίας (Κοχλιωτή σύνδεση και ενισχύσεις)

Δεδομένα σύνδεσης χαλύβδινων διατομών			
σειρές κοχλιών		(2 ή 3)	
Κοχλίες			
A		cm ²	
f _{ub}		Mpa	
l _b		cm	9

Στο δεύτερο φύλλο εργασίας δίνονται τα δεδομένα που αφορούν την κοχλιωτή σύνδεση. Αρχικά δίνονται τα χαρακτηριστικά των κοχλιών και στη συνέχεια η γεωμετρία της σύνδεσης. Σημειώνεται ότι πρέπει να δοθεί και ο αριθμός α ο οποίος υπολογίζεται από το αντίστοιχο σχήμα του Ευρωκώδικα.

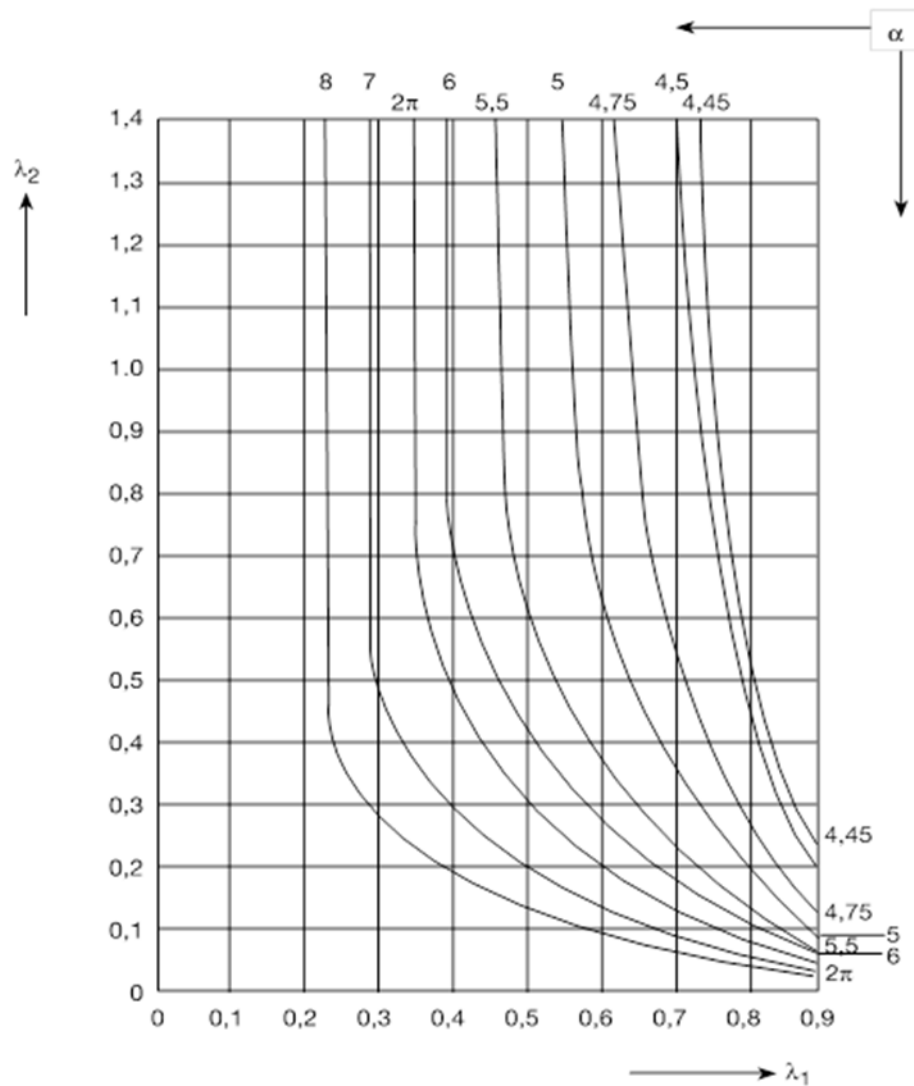
Μετωπική πλάκα			
h _p		mm	
b _p		mm	
t _p		mm	



Γεωμετρία σύνδεσης		
w		mm
α		mm
β		mm
γ		mm
δ		mm
af		mm
aw		mm

Υπολογισμός α για μετωπική πλάκα				
e	0 mm	λ1	#ΔΙΑΙΡ./0!	
m	0 mm	λ2	#ΔΙΑΙΡ./0!	
m2	0 mm	α		από σχήμα

Στη συνέχεια δίνεται η δυνατότητα επιλογής ενισχυτικών ελασμάτων για την αύξηση της αντοχής του κορμού του υποστυλώματος. Σημειώνεται ότι χρησιμοποιείται το ίδιο Σχήμα 8.2 για την περίπτωση ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος σε κάμψη λόγω εγκάρσιας νεύρωσης. Η εγκάρσια νεύρωση θεωρείται ότι ευθυγραμμίζεται με το κέντρο θλίψης της διατομής, δηλαδή με το μέσο του θλιβόμενου πέλματος της δοκού υπό αρνητική κάμψη. Τα ελάσματα κορμού πρέπει να ικανοποιούν τις παραμέτρους που ορίζονται στην παράγραφο 4.3.1



Σχήμα 8.2 : Τιμές του α για ενισχυμένα υποστυλώματα και μετωπικές πλάκες [EN 1993-1-8 Σχήμα 6.11]

Εγκάρσιες ενισχύσεις υποστυλώματος		(1=ναι,0=όχι)	
t	mm		
bc	0 mm	m2,1	0 mm
hwc	0 mm	m2,2	0 mm
rc	0 mm	λ1	#ΔΙΑΙΡ./0!
twc	0 mm	λ2,1	#ΔΙΑΙΡ./0!
tfc	0 mm	α1	από σχήμα
tfb	0 mm	λ2,2	#ΔΙΑΙΡ./0!
		α2	από σχήμα
e	0 mm		
m	0 mm	(το α1 χρησιμοποιείται για τη σειρά 1 όταν 3 σειρές, το α2 χρησιμοποιείται για τη σειρά 2 όταν 3 σειρές και για τη σειρά 1 όταν 2 σειρές)	

Ενίσχυση κορμού υποστυλώματος					
bs1		mm			
bs2		mm	(εάν τοποθετείται ενίσχυση και στις δύο πλευρές)		
			(bs1=bs2)		

8.3.3 Τρίτο φύλλο εργασίας (Πλάκα σκυροδέματος)

Στο επόμενο φύλλο εργασίας γίνεται ο υπολογισμός της αντοχής της πλάκας σύμφωνα με τη διαδικασία που έχει αναπτυχθεί στο κεφάλαιο 3.

Αρχικά φαίνονται τα τελικά αποτελέσματα, δηλαδή αν πρόκειται για εσωτερικό ή εξωτερικό υποστύλωμα, ποια είναι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη F_{Rds} υπό αρνητική ροπή κάμψης, ποια η μέγιστη θλιπτική δύναμη F_{Rd} υπό θετική ροπή κάμψης και ποιος είναι ο απαιτούμενος εγκάρσιος εφελκυσμένος οπλισμός A_T ώστε να αναπτυχθεί ο μηχανισμός 2. Το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης του οπλισμού αυτού υπολογίζεται σε άλλο φύλλο εργασίας.

Αντοχή πλάκας σκυροδέματος		EN1998-1	Παράρτημα C
εξωτερικό ή εσωτερικό υποστύλωμα			
FRds	0 kN		
FRd	0 kN		

Απαιτούμενος εγκάρσιος οπλισμός			
AT	#ΔΙΑΙΡ./0! cm ²		(C.6) & (C.12)
επιλέγεται	Φ		
	n	#ΔΙΑΙΡ./0!	
	lb	#ΔΙΑΙΡ./0! cm	C.3.2.2(3)
	minL	#ΔΙΑΙΡ./0! cm	
κατανέμεται σε μήκος l	0 cm		κατά μήκος της δοκού
ανά	s	#ΔΙΑΙΡ./0! cm	

Στο τρίτο φύλλο εργασίας, μετά τα τελικά αποτελέσματα, παρουσιάζεται όλη η διαδικασία ανάλυσης της πλάκας σκυροδέματος είτε για εξωτερικό είτε για εσωτερικό υποστύλωμα. Με την αναλυτική παρουσίαση των μηχανισμών μεταφοράς της θλιπτικής δύναμης που αναπτύσσονται μπορεί ο μελετητής να χρησιμοποιήσει το συγκεκριμένο φύλλο εργασίας για να δει πως αλλάζει η αντοχή της πλάκας σκυροδέματος ανάλογα με τις διαφορετικές περιπτώσεις διαμόρφωσης του κόμβου. Ειδική μέριμνα πρέπει να ληφθεί για την περίπτωση εσωτερικού υποστυλώματος στην απαίτηση του Ευρωκώδικα για διαρροή στο κάτω πέλμα της χαλύβδινης διατομής χωρίς τη σύνθλιψη του σκυροδέματος της πλάκας : $1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq \Sigma(F_{Rdi})$. Η διάσταση b_b , η οποία ισούται με την εγκάρσια

διάσταση του υποστυλώματος, μπορεί να αυξηθεί αν τοποθετηθούν κατάλληλες διατάξεις στο υποστύλωμα. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να δοθεί η εγκάρσια διάσταση b_b στο κελί ενδιάμεσου αποτελέσματος.

Εσωτερικό υποστύλωμα					
hc	0 cm		n	#ΔΙΑΙΡ./0!	
bb	0 cm	10	PRd	#ΔΙΑΙΡ./0!	kN
deff	0 cm				
beff	0 cm		As		0 cm ²
fcd	0 kN/cm ²		fsd		0 kN/cm ²
μηχανισμός 1					
FRd1	0 kN			(C.10)	
μηχανισμός 2					
FRd2	0 kN			(C.11)	
FRd1+FRd2	0 kN			(C.13)	
Fst	0 kN				
Fsc	0 kN				
Fd	0 kN			(C.14)	
1,2*Fd≤(FRd1+FRd2)					
0	≤	0		ok	
μηχανισμός 3					
FRd3	0 kN			(C.16)	
FRd1+FRd2+FRd3	0 kN			(C.17)	
Fd	0 kN				
1,2*Fd≤(FRd1+FRd2+FRd3)					
0	≤	0		ok	
Αν FRd1+FRd2+FRd3 ≤ Fd τότε επιλογή			11		
α					
β					
γ					
FRds	0 kN	≤	Fst	0	ok
FRd	0 kN	≤	Fsc	0	ok

Εξωτερικό υποστύλωμα				
M<0				
As (-)	0,00	cm ²		
fsd	0,00	kN/cm ²		
FRds	0	kN		
M>0				
hc	0	cm	n (+)	#ΔΙΑΙΡ./0!
bb	0	cm	10	PRd #ΔΙΑΙΡ./0! kN
deff	0	cm		
beff	0	cm	As (+)	#ΔΙΑΙΡ./0! cm ²
fcd	0	kN/cm ²	fsd	0 kN/cm ²
μηχανισμός 1				
FRd1	0	kN	(C.4)	
μηχανισμός 2				
FRd2	0	kN	(C.5)	
μηχανισμός 3				
FRd3	0	kN	(C.8)	
sumFRd		0	(C.7)	
beff*deff*fcd		0	kN	
FRd		0	kN	

8.4 Υπολογιστικά φύλλα εργασίας

Στα υπόλοιπα φύλλα εργασίας δεν χρειάζεται να δοθούν δεδομένα. Ωστόσο σε κάθε φύλλο εργασίας αναφέρεται η αντίστοιχη παράγραφος του Ευρωκώδικα και οι αντίστοιχες σχέσεις σύμφωνα με τις οποίες γίνονται οι υπολογισμοί, άρα είναι εύκολη η επίβλεψη όλης της διαδικασίας ανάλυσης του κόμβου.

8.4.1 Ανάλυση κοχλιωτής σύνδεσης

Η ανάλυση της κοχλιωτής σύνδεσης γίνεται σε πέντε φύλλα εργασίας, καθώς εξετάζονται διαφορετικές περιπτώσεις διαμόρφωσης της σύνδεσης. Στο πρώτο υπολογιστικό φύλλο υπολογίζονται οι αντοχές των συστατικών μερών της σύνδεσης όταν η σύνδεση βρίσκεται υπό θλίψη (για αρνητική ροπή κάμψης του κόμβου). Στα υπόλοιπα φύλλα εργασίας υπολογίζονται οι μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις αντοχής σε κάθε σειρά κοχλιών που μπορούν να αναπτυχθούν όταν η σύνδεση βρίσκεται υπό εφελκυσμό (για θετική ροπή κάμψης του κόμβου). Διακρίνονται τέσσερις περιπτώσεις (γι αυτό και αναπτύχθηκαν τέσσερα διαφορετικά φύλλα εργασίας), ανάλογα με το αν υπάρχουν δύο ή

τρεις σειρές κοχλιών και με το αν υπάρχει ή όχι εγκάρσια νεύρωση στον κορμό του υποστυλώματος.

8.4.2 Αντοχή κόμβου σε θετική και αρνητική ροπή κάμψης

Η αντοχή της πλάκας σκυροδέματος και του εφελκόμενου οπλισμού καθώς και οι αντοχές των συστατικών μερών του χαλύβδινου τμήματος του κόμβου που υπολογίζονται στα αντίστοιχα φύλλα εργασίας, χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της αντοχής του κόμβου σε αρνητική και θετική ροπή κάμψης στα φύλλα εργασίας «Mj-» και «Mj+» αντίστοιχα.

Αντοχή κόμβου σε αρνητική ροπή κάμψης			
Μέγιστη εφελκυστική δύναμη			
F _{rd}		0	kN
Μέγιστη θλιπτική δύναμη			
F _{rd}		#ΔΙΑΙΡ./0!	kN
V _{wp,Rd}		0	kN
F _{c,wc,Rd}		#ΔΙΑΙΡ./0!	kN
F _{c,fb,Rd}		#ΔΙΑΙΡ./0!	kN
Ζεύγος δυνάμεων			
F _{Rd}		#ΔΙΑΙΡ./0!	kN
z		0	mm
M _{j-}		#ΔΙΑΙΡ./0!	kNm

Αντοχή κόμβου σε θετική ροπή κάμψης			
Μέγιστη θλιπτική δύναμη			
F _{Rd}		0	kN
Εφελκυστική δύναμη κοχλιών		Αποστάσεις κοχλιών από κέντρο θλίψης	
1η σειρά	#ΔΙΑΙΡ./0! kN	z1	0 cm
2η σειρά	#ΔΙΑΙΡ./0! kN	z2	0 cm
3η σειρά	0 kN	z3	0 cm
Θλιπτική δύναμη			
F _{rd}		#ΔΙΑΙΡ./0!	kN
M _{j+}		#ΔΙΑΙΡ./0!	kNm
M _{j+}		#ΔΙΑΙΡ./0!	kNm

Όταν η σύνδεση γίνεται με δύο σειρές κοχλιών τότε τα αντίστοιχα κελιά της τρίτης σειράς μένουν μηδενικά. Στο ίδιο φύλλο εργασίας υπολογίζεται και η αντοχή του κόμβου σε θετική ροπή κάμψης όταν υπάρχει εγκάρσια νεύρωση στον κορμό του υποστυλώματος.

Αντοχή κόμβου σε θετική ροπή κάμψης με εγκάρσια νεύρωση στον κορμό του υποστυλώματος				
Μέγιστη θλιπτική δύναμη				
FRd	0 kN			
Εφελκυστική δύναμη κοχλιών		Αποστάσεις κοχλιών από κέντρο θλίψης		
1η σειρά	#ΔΙΑΙΡ./0!	kN	z1	0 cm
2η σειρά	#ΔΙΑΙΡ./0!	kN	z2	0 cm
3η σειρά	0	kN	z3	0 cm
Θλιπτική δύναμη				
FRd	#ΔΙΑΙΡ./0! kN			
Mj+	#ΔΙΑΙΡ./0! kNm			

8.4.3 Στροφική δυσκαμψία κόμβου

Η στροφική δυσκαμψία του κόμβου υπό αρνητική και θετική ροπή κάμψης υπολογίζεται στα φύλλα εργασίας «Sj-» και «Sj+» αντίστοιχα.

Στροφική δυσκαμψία κόμβου υπό αρνητική ροπή κάμψης		EN1994-1-1 παράρτημα A		
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση		A.2.2.1		
k1	#ΔΙΑΙΡ./0! kN/cm			
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη		A.2.2.2		
k2	#ΔΙΑΙΡ./0! kN/cm			
Εφελκυσμένος σπλισμός		A.2.1.1		
ks	#ΔΙΑΙΡ./0! kN/cm			
Παραμόρφωση διατμητικής σύνδεσης		A.3		
kslip	#ΔΙΑΙΡ./0!			
Ks	#ΔΙΑΙΡ./0! kN/cm			
Sj-	#ΔΙΑΙΡ./0!	kNm	EN1993-1-8	(6.27)

Στροφική δυσκαμψία κόμβου υπό θετική ροπή κάμψης				EN1993-1-8
Κοχλίες	1η σειρά	2η σειρά	3η σειρά	
$b_{eff,t,wc}$	0	0	0	
k3	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	πίνακας 6.11
l_{eff}	0	0	0	
k4	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	πίνακας 6.11
l_{eff}	0	0	0	
k5	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	πίνακας 6.11
k10	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	πίνακας 6.11
k_{eff}	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	0	(6.30)
h	0	0	0	
z_{eq}	#ΔΙΑΙΡ./0!	cm		(6.31)
k_{eq}	#ΔΙΑΙΡ./0!	kN/cm		(6.29)
k1	#ΔΙΑΙΡ./0!	kN/cm		πίνακας 6.11
k13		0 kN/cm		πίνακας 6.11
μοχλοβραχιονας z		#ΔΙΑΙΡ./0!		
S_{j+}	#ΔΙΑΙΡ./0!	kNcm		(6.27)

Στροφική δυσκαμψία υπό θετική ροπή κάμψης με εγκάρσια νεύρωση				EN1993-1-8
Κοχλίες	1η σειρά	2η σειρά	3η σειρά	
k3	άπειρη	άπειρη	άπειρη	πίνακας 6.11
l_{eff}	0	0	0	
k4	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	πίνακας 6.11
l_{eff}	0	0	0	
k5	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	πίνακας 6.11
k10	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	πίνακας 6.11
k_{eff}	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	0	(6.30)
h	0	0	0	
z_{eq}	#ΔΙΑΙΡ./0!	cm		(6.31)
k_{eq}	#ΔΙΑΙΡ./0!	kN/cm		(6.29)
k1	#ΔΙΑΙΡ./0!	kN/cm		πίνακας 6.11
k13		0 kN/cm		πίνακας 6.11
μοχλοβραχιονας z		#ΔΙΑΙΡ./0!		
S_{j+}	#ΔΙΑΙΡ./0!	kNcm		(6.27)

8.4.4 Υπόλοιπα φύλλα εργασίας

Κατά τη διαδικασία ανάλυσης του κόμβου απαιτούνται κάποιοι παράλληλοι σε όσα ήδη παρουσιάστηκαν υπολογισμοί, όπως είναι ο υπολογισμός του ελάχιστου οπλισμού $A_{s,min}$ για πλαστική ανάλυση, το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης του διαμήκη και του εγκάρσιου οπλισμού και η αντοχή των διατμητικών συνδέσμων. Αν κάποια από τα στοιχεία αυτά είναι ήδη γνωστά μπορούν να δοθούν μέσω των κελιών ενδιάμεσου ελέγχου κατά την εισαγωγή των δεδομένων του προβλήματος όπως ήδη αναφέρθηκε σε προηγούμενες παραγράφους.

Ελάχιστος οπλισμός για πλαστική ανάλυση			EN1994-1-1	5.5.1
$A_{s,min}$	#ΔΙΑΙΡ./0!	cm ²	(5.7)	
δ	#ΔΙΑΙΡ./0!	κατηγορία διατομής		#ΔΙΑΙΡ./0!
f_{yk}	0			
f_{sk}	0			
f_{ctm}	0			
k_c	#ΔΙΑΙΡ./0!	#ΔΙΑΙΡ./0!	≤ 1	(7.2)
h_c	0	cm		
z	#ΔΙΑΙΡ./0!	cm		
ρ_s	#ΔΙΑΙΡ./0!		(5.8)	
A_c	0	cm ²		
A_s	0	cm ²	>	#ΔΙΑΙΡ./0! #ΔΙΑΙΡ./0!

Μήκος αγκύρωσης		EN1992-1-1	8.4			
Διαμήκης A_s						
πλευρά 1				πλευρά 2		
l_{bd}	#ΔΙΑΙΡ./0!	mm	(6.4)	l_{bd}	#ΔΙΑΙΡ./0!	mm (6.4)
Φ	0	mm		Φ	0	
$l_{b,rqd}$	#ΔΙΑΙΡ./0!	mm	(6.6)	$l_{b,rqd}$	#ΔΙΑΙΡ./0!	mm (6.6)
$l_{b,min}$	#ΔΙΑΙΡ./0!	mm	(6.5)	$l_{b,min}$	#ΔΙΑΙΡ./0!	mm (6.5)
Εγκάρσιος AT						
l_{bd}	#ΔΙΑΙΡ./0!	mm	(6.4)			
Φ	0	mm				
$l_{b,rqd}$	#ΔΙΑΙΡ./0!	mm	(6.6)			
$l_{b,min}$	#ΔΙΑΙΡ./0!	mm	(6.5)			

Αντοχή διατμητικών συνδέσμων εγκάρσιας δοκού		EN1994-1-1	6.6.3.1
$PRd = \min(PRd1; PRd2)$		#ΔΙΑΙΡ./0! kN	
$PRd1 = 0,8 \cdot f_u \cdot (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$	0	(6.18)	διάτμηση
$PRd2 = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} / E_{cm}} / \gamma_v$	#ΔΙΑΙΡ./0!	(6.19)	σύνθλιψη αντυγας

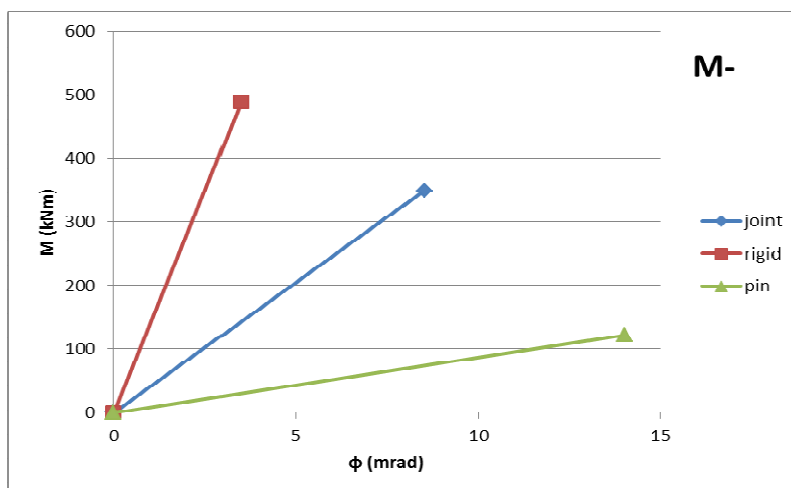
Επίσης, σε επόμενα φύλλα εργασίας υπολογίζονται η αρνητική και η θετική πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης δοκού καθώς και η ροπή αδρανείας της, έτσι ώστε να γίνει μία σύγκριση της τελικής ροπής αντοχής και στρωφικής δυσκαμψίας του κόμβου με αυτές που θα είχε ένας αντίστοιχος κόμβος πλήρους αντοχής και άκαμπτος, κι ένας αντίστοιχος κόμβος ονομαστικά αρθρωτός.

8.5 Φύλλο εργασίας παρουσίασης αποτελεσμάτων

Στο φύλλο εργασίας με την ονομασία «κόμβος» παρουσιάζονται συγκεντρωτικά η αντοχή σε ροπή και η στρωφική δυσκαμψία του κόμβου. Γίνεται επίσης το ελαστικό τμήμα της καμπύλης ροπής στρωφής έτσι ώστε να είναι εύκολη και άμεσα κατανοητή η ταξινόμηση του κόμβου ανάλογα με τις ιδιότητες αυτές.

Αντοχή σε ροπή κάμψης και στρωφική δυσκαμψία κόμβου			
Αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης		Αντοχή σε θετική ροπή κάμψης	
M_{j-}	#ΔΙΑΙΡ./0! kN	M_{j+}	#ΔΙΑΙΡ./0! kN
Δυσκαμψία σε αρνητική ροπή κάμψης		Δυσκαμψία σε θετική ροπή κάμψης	
S_{j-}	#ΔΙΑΙΡ./0! kNm	S_{j+}	#ΔΙΑΙΡ./0! kNm

Σύγκριση με άκαμπτο και αρθρωτό κόμβο			
Δυσκαμψία άκαμπτου κόμβου		Δυσκαμψία ονομαστικά αρθρωτού κόμβου	
S_{rigid}	#ΔΙΑΙΡ./0! kNm	S_{pin}	#ΔΙΑΙΡ./0! kNm
Αντοχή σε ροπή κάμψης κόμβου πλήρους αντοχής		Αντοχή σε ροπή κάμψης αρθρωτού κόμβου	
$M_{pl, Rd -}$	#ΔΙΑΙΡ./0! kNm	M_{pin-}	#ΔΙΑΙΡ./0! kNm
$M_{pl, Rd +}$	#ΔΙΑΙΡ./0! kNm	M_{pin+}	#ΔΙΑΙΡ./0! kNm



9 Παραδείγματα υπολογισμού με το υπολογιστικό φύλλο MS Office Excel

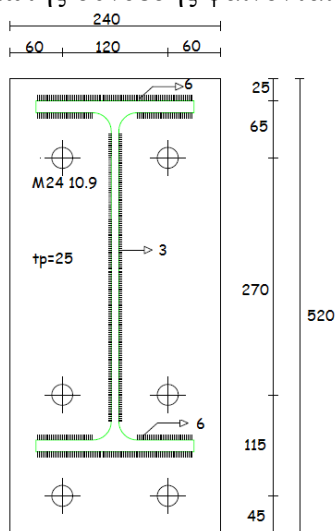
9.1 1^η ομάδα παραδειγμάτων

9.1.1 Εισαγωγή

Στην πρώτη ομάδα παραδειγμάτων παραμένει σταθερή η επιλογή των συστατικών μερών του κόμβου και δίνεται ένα παράδειγμα για κάθε περίπτωση διαμόρφωσης του κόμβου.

Τα δεδομένα που μένουν σταθερά σε όλα τα παραδείγματα της ομάδας αυτής είναι τα υλικά, τα ανοίγματα του πλαισίου κατά τη διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση του κόμβου, οι χαλύβδινες διατομές, το πάχος της πλάκας σκυροδέματος και ο οπλισμός της και η κοχλιωτή σύνδεση.

Το σκυρόδεμα είναι κατηγορίας C20/25, ο δομικός χάλυβας S235 και ο χάλυβας οπλισμού B500. Η χαλύβδινη κύρια δοκός είναι διατομής IPE400 και το υποστυλώμα διατομής HEB320. Το πλαίσιο έχει άνοιγμα 7 μέτρων κατά τη διαμήκη διεύθυνση του κόμβου και 4 μέτρων κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Η κύρια δοκός έχει σχεδιαστεί με πλήρη διατμητική σύνδεση με 20 διατμητικούς συνδέσμους ανά τρέχον μέτρο της, ενώ στις διαμορφώσεις με εγκάρσια δοκό, αυτή έχει 15 διατμητικούς συνδέσμους ανά τρέχον μέτρο με τα εξής χαρακτηριστικά: $h=130\text{mm}$, $f_u=360\text{MPa}$, $d=19\text{mm}$. Η πλάκα σκυροδέματος έχει πάχος 200mm και οπλίζεται με $\Phi 18/20$ με $z_s=20\text{mm}$. Η απόσταση του οπλισμού από τα άκρα του υποστυλώματος είναι ίση με $c=40\text{mm}$. Τα στοιχεία της κοχλιωτής σύνδεσης φαίνονται παρακάτω.



Παρακάτω φαίνεται η εισαγωγή των δεδομένων στο υπολογιστικό φύλλο Excel.

Υλικά	1						
Σκυρόδεμα	fck	20	Mpa	Ec	29000	Mpa	
	fctm	2,210419	Mpa				
Δομικός χάλυβας	fak	235	Mpa	Ea	210000	Mpa	
Χάλυβας οπλισμού	fsk	500	Mpa	ε	1		

Χαλύβδινη δοκός		2							
h	400 mm								
bf1	180 mm			Πρότυπη	Συγκολλητή				
tw	8,6 mm			Aa	84,46	80,678 cm ²			
bf2	180 mm			Ia	23130	21876,47 cm ⁴			
tf1	13,5 mm			Wa,pl	1307	1238,322 cm ³			
bw	373 mm								
tf2	13,5 mm			c/tw	43,372093	1	EN 1993-1-1 Πίνακας 5.2		
Aa	84,46 cm ²			c/tf	6,3481481	1			
Ia	23130 cm ⁴			κατηγορία	1	(1 ή 2)	ok		
za	20 cm								
Wa	1307 cm ³								

Χαλύβδινο υποσύλωμα		3	
hc	320 mm		
bc	300 mm		
tf	20,5 mm		
hw	279 mm		
dw	225 mm		
tw	11,5 mm		
r	27 mm		
Avz	51,77 cm ²		

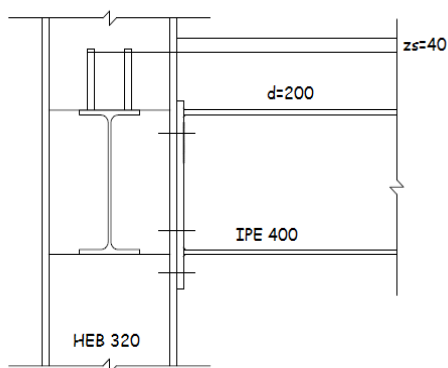
Κύρια διαμήκης σύμμικτη δοκός									
άνοιγμα I	7 m	(σε εσωτερικό κόμβο επιλέγεται η δοκός με το μικρότερο άνοιγμα)							
Διατμητική σύνδεση διαμήκου κύριας δοκού		$\eta \geq 0,8$	EN1998-1	7.6.2					
η	1	ok					4		
διατμητικοί ήλοι στην διαμήκη δοκό (ανά μέτρο)				20 m ⁽⁻¹⁾					
ksc	1000 kN/cm	για συνδέσμους κεφαλής d = 19mm					5	EN 1994-1-1 A.3	
Πλάκα σκυροδέματος									
d	200 mm								
deff	200 mm								
b1	4 m	(bi είναι το πλάτος κατά την εγκάρσια διεύθυνση i)							
b2	4 m								

Οπλισμός κύριας δοκού		6					
πλευρά 1			πλευρά 2				
Φ	18 mm		Φ	18 mm			
s	20 cm		s	20 cm			
zs	40 mm	7	zs	40 mm	7		
c1	40 mm		c2	40 mm			

Δεδομένα σύνδεσης χαλύβδινων διατομών			
σειρές κοχλιών		3 (2 ή 3)	
Κοχλίες			
A	4,59	cm ²	
fub	1000	Mpa	
Lb	73	cm	9
(Lb=tfc+tp+8+1/2*17+1/2*22)			
Μετωπική πλάκα			
hp	520	mm	
bp	240	mm	
tp	25	mm	
Γεωμετρία σύνδεσης			
w	120	mm	
α	45	mm	
β	115	mm	
γ	270	mm	
δ	65	mm	
af	6	mm	
aw	3	mm	

Υπολογισμός α για μετωπική πλάκα				
e	60	mm	λ1	0,465745
m	52,30589	mm	λ2	0,426999
m2	44,71177	mm	α	6,2
				από σχήμα

9.1.2 Εξωτερικός κόμβος με εγκάρσια δοκό



Στο παράδειγμα 1.α επιλέγεται εξωτερικός κόμβος με την παρουσία εγκάρσιων δοκών στις δύο εγκάρσιες πλευρές του υποστυλώματος. Τα δεδομένα εισάγονται στο φύλλο Excel όπως φαίνεται παρακάτω.

Γεωμετρία προβλήματος						
		(1= ναι, 0=όχι)				
Εξωτερικός κόμβος		1		ok		
Εσωτερικός κόμβος		0				
Έκταση σκυροδέματος έως εξωτερική πλευρά υποστυλώματος					υποχρεωτικό για εξωτερικό κόμβο	
Εγκάρσια δοκός πρόσοψης με διατμητικούς συνδέσμους				1	(1= ναι, 0=όχι)	
Ακραία λωρίδα σκυροδέματος -πρόβολος στοιχεία προβόλου:				0	(1= ναι, 0=όχι)	
b (διαθέσιμο συνολικό μήκος για αγκύρωση οπλισμού)				0	mm	

Παράμετρος μετασχηματισμού β		1		EN1993-1-8 Πίνακας 5.4
Διατμητικοί σύνδεσμοι στις εγκάρσιες δοκούς				6
h	130 mm			
d	19 mm			
f _u	360 Mpa			
PRd	63,78362 kN			
πλευρά 1			πλευρά 2	
διάταξη	(είτε n/eL είτε n/l)	ok		
ζεύγος			ζεύγος	0
eL	cm		eL	0
n/l	15 m ⁻¹		n/l	15
n σε beff-	8		n σε beff-	8
n σε beff+	5		n σε beff+	5
n σε beff-	16			
n σε beff+	10			

Έλεγχοι αγύρωσης εφελκόμενου οπλισμού A _s (-)				8
Ελάχιστος οπλισμός				
A _{s,min}	10,84403 cm ²	≤	15,26814 cm ²	ok

Αγκύρωση οπλισμού σε διατμητικούς ήλους		EN1998-1 (C.1)		As			
πλευρά 1	nPRd	510,269	≥	1,1*FRds	365,1077	ok	7,63407
πλευρά 2	nPRd	510,269	≥	1,1*FRds	365,1077	ok	7,63407
							15,26814

Για αρνητική ροπή κάμψης κρίσιμο μέγεθος προκύπτει η αντοχή σε διάτμηση του κορμού του υποστυλώματος όπως φαίνεται στο αντίστοιχο φύλλο εργασίας. Η αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $M_j = -350 \text{ kNm}$ και η αντίστοιχη στρωφική δυσκαμψία ίση με $S_j = -41000 \text{ kNm}$.

Αντοχή κόμβου σε αρνητική ροπή κάμψης							
Μέγιστη εφελκυστική δύναμη							
F _{rds}	663,8322	kN					
Μέγιστη θλιπτική δύναμη							
F _{rd}	632,1613	kN					
V _{wp,Rd}	632,1613	kN					
F _{c,wc,Rd}	668,3857	kN					
F _{c,fb,Rd}	794,6831	kN					
Ζεύγος δυνάμεων							
F _{Rd}	632,1613	kN					κρίσιμο μέγεθος η διάτμηση του κορμού υποστυλώματος
z	553,25	mm					
M _{j-}	349,7432	kNm					

Στροφική δυσκαμψία κόμβου υπό αρνητική ροπή κάμψης			EN1994-1-1 παράρτημα Α				
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση			A.2.2.1				
k ₁	6347,147	kN/cm					
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη			A.2.2.2				
k ₂	6825,768	kN/cm					
Εφελκυσμένος σπλισμός			A.2.1.1				
k _s	2783,255	kN/cm					
Παραμόρφωση διατμητικής σύνδεσης			A.3				
k _{slip}	0,811761						
K _s	2259,338	kN/cm					
S _{j-}	40993,84	kNm	EN1993-1-8	(6.27)			

Για θετική ροπή κάμψης αναπτύσσονται και οι τρεις μηχανισμοί μεταφοράς της θλιπτικής δύναμης, το συνολικό όμως εντατικό μέγεθος που μπορούν να μεταφέρουν είναι μικρότερο από την πλήρη αντοχή της πλάκας σκυροδέματος σε θλίψη. Για την ανάπτυξη του δεύτερου μηχανισμού πρέπει να τοποθετηθεί εγκάρσιος εφελκυσμένος σπλισμός A_T .

μηχανισμός 1				
F _{Rd1}	800	kN		(C.4)
μηχανισμός 2				
F _{Rd2}	597,3333	kN		(C.5)
μηχανισμός 3				
F _{Rd3}	637,8362	kN		(C.8)

sumFRd		2035,17		(C.7)
beff*deff*fc		2800	kN	
FRd	2035,17	kN		

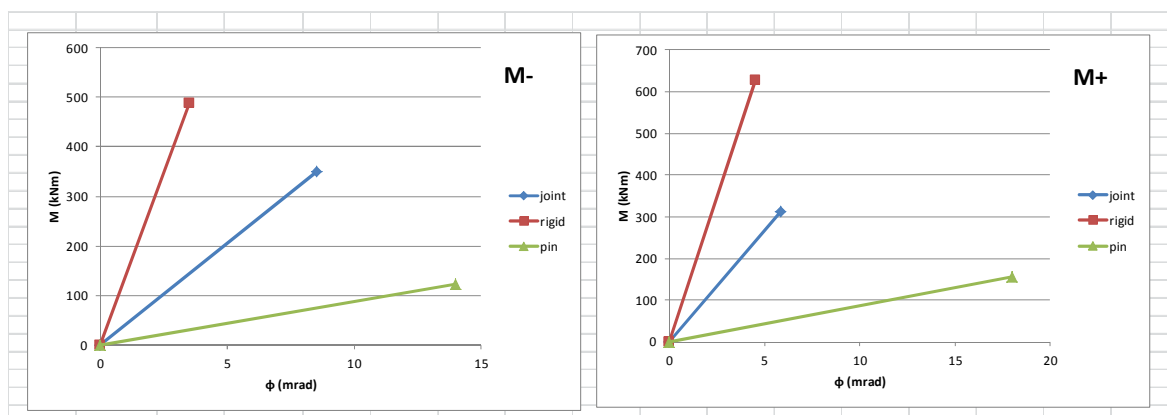
AT	13,73867	cm ²		(C.6) & (C.12)
επιλέγεται Φ		20		
n		5		
lb	65,56564	cm		C.3.2.2(3)
minL	289,1313	cm		
κατανέμεται σε μήκος l	32	cm		κατά μήκος της δοκού
ανά s	6	cm		

Η αντοχή σε θετική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $Mj+=312\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στρωφική δυσκαμψία ίση με $Sj+= 53400\text{kNm}$.

Αντοχή κόμβου σε θετική ροπή κάμψης				
Μέγιστη θλιπτική δύναμη				
FRd	2035,17	kN		
Εφελκυστική δύναμη κοχλιών		Αποστάσεις κοχλιών από κέντρο θλίψης		
1η σειρά	350,5554	kN	z1	55 cm
2η σειρά	270,3623	kN	z2	43,5 cm
3η σειρά	11,24354	kN	z3	16,5 cm
Θλιπτική δύναμη				
Frd	632,1613	kN		
Mj+	312,2683	kNm		

Στρωφική δυσκαμψία κόμβου υπό θετική ροπή κάμψης				EN1993-1-8
Κοχλίες	1η σειρά	2η σειρά	3η σειρά	
beff,t,wc	10,25	19,25	20,5146	
k3	7701,167	14463,17	15413,3	πίνακας 6.11
Ieff	10,25	19,25	20,5146	
k4	47951	90054,32	95970,31	πίνακας 6.11
Ieff	12	31,59347	27	
k5	24763,46	65196,98	55717,79	πίνακας 6.11
k10	2112,658	2112,658	2112,658	πίνακας 6.11
keff	1505,062	1757,713	1764,963	(6.30)
h	55	43,5	16,5	
zeq	44,37948	cm		(6.31)
keq	4244,321	kN/cm		(6.29)
k1	8098,751	kN/cm		πίνακας 6.11
k13	104231,1	kN/cm		πίνακας 6.11
μοχλοβραχιονας z	44,37948			
Sj+	53421,53	kNm		(6.27)

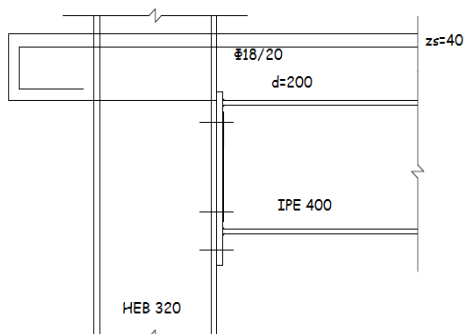
Ο κόμβος ταξινομείται ως ημι-άκαμπτος τόσο για αρνητική όσο και για θετική ροπή κάμψης.



Αντοχή σε ροπή κάμψης και στροφική δυσκαμψία κόμβου			
Αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης		Αντοχή σε θετική ροπή κάμψης	
Mj-	349,743242 kNm	Mj+	312,2683 kNm
Δυσκαμψία σε αρνητική ροπή κάμψης		Δυσκαμψία σε θετική ροπή κάμψης	
Sj-	40994 kNm	Sj+	53421,53 kNm
Σύγκριση με άκαμπτο και αρθρωτό κόμβο			
Δυσκαμψία άκαμπτου κόμβου		Δυσκαμψία ονομαστικά αρθρωτού κόμβου	
Srigid	139696,425 kNm	Spin	8731,027 kNm
Αντοχή σε ροπή κάμψης κόμβου πλήρους αντοχής		Αντοχή σε ροπή κάμψης αρθρωτού κόμβου	
Mpl, Rd -	489,09 kNm	Mpin-	122,2733 kNm
Mpl,Rd +	628,40 kNm	Mpin+	157,1 kNm

9.1.3 Εξωτερικός κόμβος με ακραία λωρίδα σκυροδέματος

Στο παράδειγμα 1.β επιλέγεται εξωτερικός κόμβος με την παρουσία ακραίας λωρίδας σκυροδέματος όπου αγκυρώνεται πλήρως ο εφελκόμενος οπλισμός. Τα δεδομένα εισάγονται στο φύλλο Excel όπως φαίνεται παρακάτω.



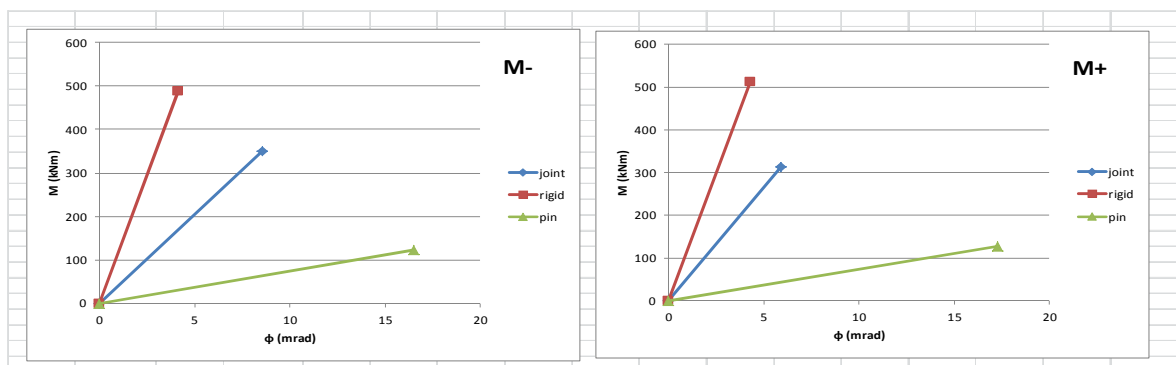
Γεωμετρία προβλήματος					
		(1= ναι, 0=όχι)			
Εξωτερικός κόμβος		1	ok		
Εσωτερικός κόμβος		0			
Έκταση σκυροδέματος έως εξωτερική πλευρά υποστυλώματος				υποχρεωτικό για εξωτερικό κόμβο	
Εγκάρσια δοκός πρόσοψης με διατμητικούς συνδέσμους		0	(1= ναι, 0=όχι)		
Ακραία λωρίδα σκυροδέματος -πρόβολος		1	(1= ναι, 0=όχι)		
στοιχεία προβόλου:					
b (διαθέσιμο συνολικό μήκος για αγκύρωση οπλισμού)		650	mm		

Παράμετρος μετασχηματισμού β		1	EN1993-1-8 Πίνακας 5.4
Έλεγχοι αγύρωσης εφελκόμενου οπλισμού A_s (-)			8
Ελάχιστος οπλισμός			
$A_{s,min}$	10,84403 cm ²	≤	15,26814 cm ² ok
Αγκύρωση οπλισμού σε πρόβολο		b	650 mm A_s
πλευρά 1	$l_{b,eq}$	590,0908 mm	≤ 650 mm ok 7,63407
πλευρά 2	$l_{b,eq}$	590,0908 mm	≤ 650 mm ok 7,63407
			15,26814

Για αρνητική ροπή κάμψης η αντοχή του κόμβου υπολογίζεται ίση με $M_j = -350 \text{ kNm}$ και η αντίστοιχη στρωφική δυσκαμψία ίση με $S_j = -41000 \text{ kNm}$. Τα μεγέθη αυτά είναι τα ίδια με τα αντίστοιχα μεγέθη του προηγούμενου παραδείγματος, καθώς αναπτύσσεται η ίδια εφελκυστική δύναμη οπλισμού και η ίδια θλιπτική δύναμη στη σύνδεση.

Για θετική ροπή κάμψης αναπτύσσονται μόνο δύο μηχανισμοί μεταφοράς της θλιπτικής δύναμης καθώς δεν υπάρχουν διατρητικοί σύνδεσμοι. Όπως και στο προηγούμενο παράδειγμα, το συνολικό εντατικό μέγεθος που μπορούν να μεταφέρουν είναι μικρότερο από την πλήρη αντοχή της πλάκας σκυροδέματος σε θλίψη. Για την ανάπτυξη του δεύτερου μηχανισμού πρέπει να τοποθετηθεί εγκάρσιος εφελκόμενος οπλισμός A_T .

Η αντοχή σε θετική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $M_j = +312 \text{ kNm}$ και η αντίστοιχη στρωφική δυσκαμψία ίση με $S_j = +52850 \text{ kNm}$. Η ροπή αντοχής είναι ίση με το προηγούμενο παράδειγμα καθώς αναπτύσσονται οι ίδιες μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις στους κοχλίες. Η δυσκαμψία μειώθηκε ελάχιστα με το προηγούμενο παράδειγμα καθώς μειώθηκε το συνεργαζόμενο πλάτος της δοκού το οποίο για θετικές ροπές κάμψης εξαρτάται από την παρουσία ή όχι εγκάρσιας δοκού.



Αντοχή σε ροπή κάμψης και στροφική δυσκαμψία κόμβου			
Αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης Mj-	349,743242 kNm	Αντοχή σε θετική ροπή κάμψης Mj+	312,2683 kNm
Δυσκαμψία σε αρνητική ροπή κάμψης Sj-	40994 kNm	Δυσκαμψία σε θετική ροπή κάμψης Sj+	52850 kNm
Σύγκριση με άκαμπτο και αρθρωτό κόμβο			
Δυσκαμψία άκαμπτου κόμβου Srigid	118570,503 kNm	Δυσκαμψία ονομαστικά αρθρωτού κόμβου Spin	7410,656 kNm
Αντοχή σε ροπή κάμψης κόμβου πλήρους αντοχής Mpl, Rd -	489,09 kNm	Αντοχή σε ροπή κάμψης αρθρωτού κόμβου Mpin-	122,2733 kNm
Mpl,Rd +	511,98 kNm	Mpin+	127,9951 kNm

9.1.4 Εξωτερικός κόμβος με εγκάρσια δοκό και με ακραία λωρίδα σκυροδέματος

Στο παράδειγμα 1.γ για λόγους πληρότητας εξετάζεται και η περίπτωση της ταυτόχρονης παρουσίας εγκάρσιας δοκού και ακραία λωρίδας σκυροδέματος. Τα δεδομένα εισάγονται στο φύλλο υπολογισμού όπως φαίνεται παρακάτω.

Γεωμετρία προβλήματος			
		(1= ναι, 0=όχι)	
Εξωτερικός κόμβος	1	ok	
Εσωτερικός κόμβος	0		
Έκταση σκυροδέματος έως εξωτερική πλευρά υποστυλώματος			υποχρεωτικό για εξωτερικό κόμβο
Εγκάρσια δοκός πρόσδεσης με διατμητικούς συνδέσμους			1 (1= ναι, 0=όχι)
Ακραία λωρίδα σκυροδέματος -πρόβολος στοιχεία προβόλου:			1 (1= ναι, 0=όχι)
b (διαθέσιμο συνολικό μήκος για αγκύρωση οπλισμού)	650 mm		

Παράμετρος μετασχηματισμού β 1 EN1993-1-8 Πίνακας 5.4

Έλεγχοι αγκύρωσης εφελκόμενου οπλισμού As (-)			
Ελάχιστος οπλισμός As,min	10,84403 cm ²	≤	15,26814 cm ² ok

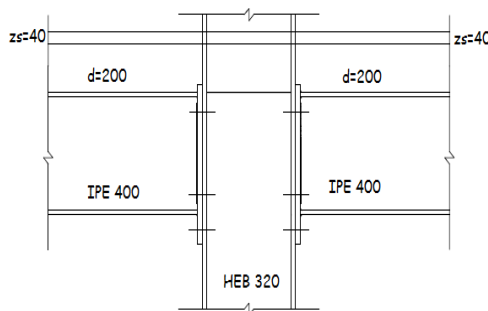
Αγκύρωση οπλισμού σε πρόβολο και διατμητικούς ήλους		As	απαραίτητη εισαγωγή δεδομένων
πλευρά 1 (να ελεγχθεί ότι nPRd ≥ 1,1FRds) κ lb,eq ≥ πλάτος προβόλου b)		7,63407	(συμπλήρωση μόνο αν ζητηθεί)
πλευρά 2 (να ελεγχθεί ότι nPRd ≥ 1,1FRds) κ lb,eq ≥ πλάτος προβόλου b)		7,63407	(συμπλήρωση μόνο αν ζητηθεί)
		15,26814	

Στην περίπτωση αυτή ζητήθηκε η εισαγωγή του εμβαδού του πλήρως αγκυρωμένου εφελκόμενου οπλισμού όπως φαίνεται παραπάνω.

Η αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $Mj=350\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στροφική δυσκαμψία ίση με $Sj=41000\text{kNm}$. Για θετική ροπή κάμψης αναπτύσσονται και οι τρεις μηχανισμοί μεταφοράς της θλιπτικής δύναμης, το συνολικό όμως εντατικό μέγεθος που μπορούν να μεταφέρουν είναι μικρότερο από την πλήρη αντοχή της πλάκας σκυροδέματος σε θλίψη. Για την ανάπτυξη του δεύτερου μηχανισμού

πρέπει να τοποθετηθεί εγκάρσιος εφελκόμενος οπλισμός A_T . Η αντοχή σε θετική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $M_{j+}=312\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στροφική δυσκαμψία ίση με $S_{j+}= 53400\text{kNm}$. Τα μεγέθη αυτά είναι τα ίδια με τα αντίστοιχα μεγέθη του πρώτου παραδείγματος (με εγκάρσια δοκό χωρίς ακραία λωρίδα σκυροδέματος) οπότε προκύπτει πως στην περίπτωση που υπάρχει εγκάρσια δοκός με διατμητικούς συνδέσμους στους οποίους μπορεί να αγκυρωθεί πλήρως ο εφελκόμενος οπλισμός που βρίσκεται μέσα στο αντίστοιχο συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος, τότε η παρουσία ή όχι ακραίας λωρίδας σκυροδέματος δεν επηρεάζει την αντοχή και τη στροφική δυσκαμψία του κόμβου.

9.1.5 Εσωτερικός κόμβος χωρίς εγκάρσια δοκό



Στο παράδειγμα 1.δ επιλέγεται εσωτερικός κόμβος χωρίς την παρουσία εγκάρσιων δοκών. Ο κόμβος υπολογίζεται για αντίρροπες ροπές στις δύο πλευρές του. Τα δεδομένα εισάγονται στο φύλλο Excel όπως φαίνεται παρακάτω.

Γεωμετρία προβλήματος					
		(1= ναι, 0=όχι)			
Εξωτερικός κόμβος		0	ok		
Εσωτερικός κόμβος		1			
Έκταση σκυροδέματος έως εξωτερική πλευρά υποστυλώματος				ισχύει για κάθε εσωτερικό κόμβο	
Εγκάρσια δοκός πρόσοψης με διατμητικούς συνδέσμους				0 (1= ναι, 0=όχι)	

Παράμετρος μετασχηματισμού β	2	EN1993-1-8 Πίνακας 5.4
------------------------------------	---	------------------------

Στην περίπτωση εσωτερικού κόμβου δεν γίνεται έλεγχος αγκύρωσης του εφελκόμενου οπλισμού καθώς αυτός θεωρείται πλήρως αγκυρωμένος. Ελέγχεται μόνο αν είναι τουλάχιστον ίσος με τον ελάχιστο απαιτούμενο οπλισμό.

Ελάχιστος οπλισμός					
$A_{s,min}$	10,84403 cm^2	\leq	15,26814 cm^2	ok	

Αναπτύσσονται μόνο δύο μηχανισμοί μεταφοράς της θλιπτικής δύναμης καθώς δεν υπάρχουν διατμητικοί σύνδεσμοι. Το συνολικό εντατικό μέγεθος που μπορεί να μεταφερθεί από τους μηχανισμούς είναι μικρότερο από τη μέγιστη θλιπτική αντοχή της πλάκας του σκυροδέματος. Επίσης δεν ικανοποιείται η απαίτηση του ευρωκώδικα για διαρροή στο κάτω πέλμα της δοκού χωρίς σύνθλιψη του σκυροδέματος της πλάκας.

μηχανισμός 1			
FRd1	800 kN		(C.10)
μηχανισμός 2			
FRd2	597,3333 kN		(C.11)
FRd1+FRd2	1397,333 kN		(C.13)
Fst	663,8322 kN		
Fsc	2800 kN		
Fd	3463,832 kN		(C.14)
1,2*Fd≤(FRd1+FRd2)			(C.15)
4156,599	≤	1397,333	error

Τα α και β επιλέγονται έτσι ώστε να αναπτυχθεί η μέγιστη εφελκυστική δύναμη του οπλισμού.

Av FRd1+FRd2+FRd3 ≤ Fd τότε επιλογή		11		
α	0,47135			
β	0,48			
γ				
FRds	663,8 kN	≤	Fst	663,8322 ok
FRd	733,5333 kN	≤	Fsc	2800 ok

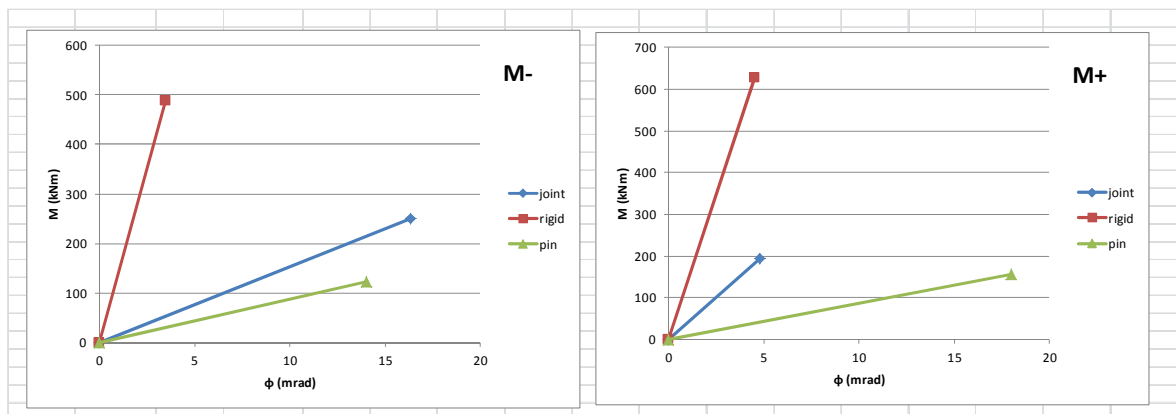
Για την ανάπτυξη του δεύτερου μηχανισμού μεταφοράς της δύναμης απαιτείται εγκάρσιος εφελκυστικός οπλισμός A_T ο οποίος μπορεί να τοποθετηθεί και στις δύο πλευρές του υποστυλώματος για την περίπτωση αντιστροφής των ροπών κάμψης.

Απαιτούμενος εγκάρσιος οπλισμός (σε κάθε πλευρά του υποστυλώματος)			
AT	13,73867 cm ²		(C.6) & (C.12)
επιλέγεται Φ	20		
n	5		
lb	65,56564 cm		C.3.2.2(3)
minL	289,1313 cm		
κατανέμεται σε μήκος l	32 cm		κατά μήκος της δοκού
ανά s	6 cm		

Η αντοχή του κόμβου στην πλευρά με αρνητική ροπή κάμψης υπολογίζεται ίση με $M_j=-250\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στρωφική δυσκαμψία ίση με $S_j=-15300\text{kNm}$. Τα μεγέθη αυτά είναι σημαντικά μικρότερα από τα αντίστοιχα μεγέθη του εξωτερικού κόμβου σε αρνητική ροπή κάμψης. Αυτό οφείλεται στην παράμετρο μετασχηματισμού β , όπου για εξωτερικό κόμβο με αντίρροπες ροπές κάμψης στις δύο πλευρές είναι 2 ενώ για εξωτερικό κόμβο είναι 1. Η παράμετρος αυτή εισέρχεται στον υπολογισμό της αντοχής του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη και στον υπολογισμό του συντελεστή δυσκαμψίας του κορμού σε διάτμηση και του εφελκυστικού οπλισμού.

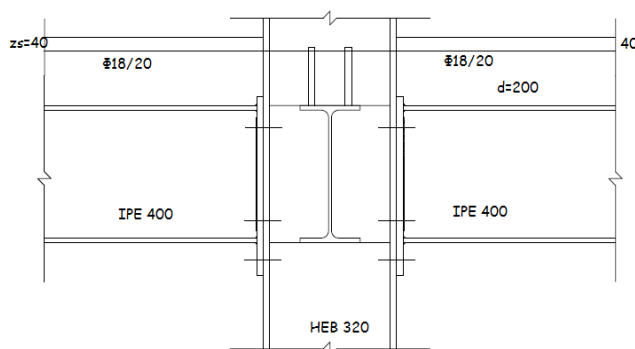
Η αντοχή του κόμβου στην πλευρά με θετική ροπή κάμψης υπολογίζεται ίση με $M_j+=193\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στρωφική δυσκαμψία ίση με $S_j+=40000\text{kNm}$. Τα μεγέθη αυτά είναι επίσης μικρότερα από τα αντίστοιχα μεγέθη του εξωτερικού κόμβου σε θετική

ροπή κάμψης λόγω της παραμέτρου μετασχηματισμού β , η οποία εισέρχεται στον υπολογισμό των μέγιστων εφελκυστικών δυνάμεων που μπορούν να αναπτυχθούν στους κοχλίες και στον υπολογισμό του συντελεστή δυσκαμψίας του κορμού σε διάτμηση. Να σημειωθεί εδώ ότι η στρωφική δυσκαμψία σε θετική ροπή κάμψης δεν εμφανίζεται ιδιαίτερα μικρότερη καθώς στην περίπτωση εσωτερικού υποστυλώματος το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος σε θετικές ροπές χωρίς την παρουσία εγκάρσια δοκού είναι μεγαλύτερο από το αντίστοιχο σε εξωτερικό κόμβο, οπότε η δυσκαμψία που οφείλεται στην πλάκα σκυροδέματος αυξάνει.



Αντοχή σε ροπή κάμψης και στρωφική δυσκαμψία κόμβου			
Αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης		Αντοχή σε θετική ροπή κάμψης	
Mj-	250,435766 kNm	Mj+	192,995 kNm
Δυσκαμψία σε αρνητική ροπή κάμψης		Δυσκαμψία σε θετική ροπή κάμψης	
Sj-	15341 kNm	Sj+	40018,69 kNm
Σύγκριση με άκαμπτο και αρθρωτό κόμβο			
Δυσκαμψία άκαμπτου κόμβου		Δυσκαμψία ονομαστικά αρθρωτού κόμβου	
Srigid	139696,425 kNm	Spin	8731,027 kNm
Αντοχή σε ροπή κάμψης κόμβου πλήρους αντοχής		Αντοχή σε ροπή κάμψης αρθρωτού κόμβου	
Mpl, Rd -	489,09 kNm	Mpin-	122,2733 kNm
Mpl, Rd +	628,40 kNm	Mpin+	157,1 kNm

9.1.6 Εσωτερικός κόμβος με εγκάρσια δοκό



Στο παράδειγμα 1.ε επιλέγεται εσωτερικός κόμβος με παρουσία εγκάρσιων δοκών. Ο κόμβος υπολογίζεται για αντίρροπες ροπές στις δύο πλευρές του. Τα δεδομένα εισάγονται στο φύλλο Excel όπως φαίνεται παρακάτω.

Γεωμετρία προβλήματος					
		(1= ναι, 0=όχι)			
Εξωτερικός κόμβος		0	ok		
Εσωτερικός κόμβος		1			
Έκταση σκυροδέματος έως εξωτερική πλευρά υποστρώματος				ισχύει για κάθε εσωτερικό κόμβο	
Εγκάρσια δοκός πρόσοψης με διατμητικούς συνδέσμους				1 (1= ναι, 0=όχι)	

Παράμετρος μετασηματισμού β 2 EN1993-1-8 Πίνακας 5.4

Διατμητικοί σύνδεσμοι στις εγκάρσιες δοκούς		6	
h	130 mm		
d	19 mm		
f _u	360 MPa		
PRd	63,78362 kN		
πλευρά 1			πλευρά 2
διάταξη	(είτε n/eL είτε n/l)	ok	
ζεύγος			ζεύγος
eL	cm		0
n/l	15 m ⁻¹		15
n σε beff-	8		n σε beff-
n σε beff+	5		n σε beff+
n σε beff-	16		
n σε beff+	10		

Στην περίπτωση εσωτερικού κόμβου δεν γίνεται έλεγχος αγκύρωσης του εφελκόμενου οπλισμού καθώς αυτός θεωρείται πλήρως αγκυρωμένος. Ελέγχεται μόνο αν είναι τουλάχιστον ίσος με τον ελάχιστο απαιτούμενο οπλισμό.

Ελάχιστος οπλισμός				
A _{s,min}	10,84403 cm ²	≤	15,26814 cm ²	ok

Αναπτύσσονται και οι τρεις μηχανισμοί μεταφοράς της θλιπτικής δύναμης. Ωστόσο το συνολικό εντατικό μέγεθος που μπορεί να μεταφερθεί από τους μηχανισμούς είναι μικρότερο από τη μέγιστη θλιπτική αντοχή της πλάκας του σκυροδέματος. Επίσης δεν ικανοποιείται η απαίτηση του ευρωκώδικα για διαρροή στο κάτω πέλμα της δοκού χωρίς σύνθλιψη του σκυροδέματος της πλάκας.

μηχανισμός 1			
FRd1	800 kN		(C.10)
μηχανισμός 2			
FRd2	597,3333 kN		(C.11)
μηχανισμός 3			
FRd3	1020,538 kN		(C.16)

Fst	663,8322 kN		
Fsc	2800 kN		
Fd	3463,832 kN		(C.14)

FRd1+FRd2+FRd3	2417,871 kN		(C.17)
----------------	-------------	--	--------

1,2*Fd≤(FRd1+FRd2+FRd3)			(C.18)
4156,599	≤	2417,871	error

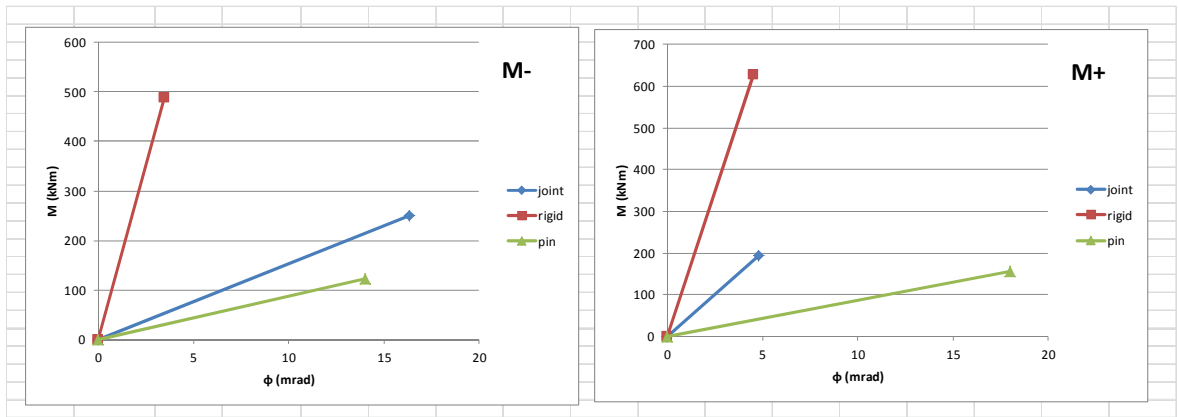
Τα α και β επιλέγονται έτσι ώστε να αναπτυχθεί η μέγιστη εφελκυστική δύναμη του οπλισμού.

Av FRd1+FRd2+FRd3 ≤ Fd τότε επιλογή		11	
α	0,26		
β	0,25		
γ	0,300299		
FRds	663,8 kN	≤	Fst 663,8322 ok
FRd	1754,071 kN	≤	Fsc 2800 ok

Για την ανάπτυξη του δεύτερου μηχανισμού μεταφοράς της δύναμης απαιτείται εγκάρσιος εφελκόμενος οπλισμός A_T ο οποίος μπορεί να τοποθετηθεί και στις δύο πλευρές του υποστυλώματος για την περίπτωση αντιστροφής των ροπών κάμψης

Απαιτούμενος εγκάρσιος οπλισμός (σε κάθε πλευρά του υποστυλώματος)			
AT	13,73867 cm ²		(C.6) & (C.12)
επιλέγεται	Φ	20	
	n	5	
	lb	65,56564 cm	C.3.2.2(3)
	minL	289,1313 cm	
κατανέμεται σε μήκος l		32 cm	κατά μήκος της δοκού
ανά	s	6 cm	

Η αντοχή του κόμβου στην πλευρά με αρνητική ροπή κάμψης υπολογίζεται ίση με $Mj=-250\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στρωφική δυσκαμψία ίση με $Sj=-15300\text{kNm}$. Η αντοχή του κόμβου στην πλευρά με θετική ροπή κάμψης υπολογίζεται ίση με $Mj+=193\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στρωφική δυσκαμψία ίση με $Sj+=40000\text{kNm}$. Τα μεγέθη αυτά είναι ίδια με τα αντίστοιχα μεγέθη για εσωτερικό κόμβο χωρίς την παρουσία εγκάρσιας δοκού. Αυτό οφείλεται στο ότι η παρουσία εγκάρσιας δοκού σε εσωτερικό υποστυλώμα συνεπάγεται μόνο την ανάπτυξη και του τρίτου μηχανισμού μεταφοράς της θλιπτικής δύναμης της πλάκας. Ωστόσο, η θλιπτική δύναμη που τελικά θα δώσει την ροπή αντοχής του κόμβου στην πλευρά με τη θετική ροπή κάμψης εξαρτάται από την αντίστοιχη συνολική εφελκυστική αντοχή των κοχλιών, που και στα δύο παραδείγματα εσωτερικού κόμβου είναι σημαντικά μικρότερη από την αντίστοιχη θλιπτική. Επίσης, όπως και στο προηγούμενο παράδειγμα, παρατηρείται πως τα μεγέθη αυτά είναι σημαντικά μικρότερα από τα αντίστοιχα μεγέθη εξωτερικού κόμβου με εγκάρσια δοκό και αυτό οφείλεται στην παράμετρο μετασχηματισμού β , η οποία εισέρχεται στον υπολογισμό της αντοχής του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη και της αντοχής των κοχλιών σε εφελκυσμό και στον υπολογισμό του συντελεστή δυσκαμψίας του κορμού σε διάτμηση και του εφελκόμενου οπλισμού.



Αντοχή σε ροπή κάμψης και στροφική δυσκαμψία κόμβου

Αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης

Mj- 250,435766 kNm

Αντοχή σε θετική ροπή κάμψης

Mj+ 192,995 kNm

Δυσκαμψία σε αρνητική ροπή κάμψης

Sj- 15341 kNm

Δυσκαμψία σε θετική ροπή κάμψης

Sj+ 40018,69 kNm

Σύγκριση με άκαμπτο και αρθρωτό κόμβο

Δυσκαμψία άκαμπτου κόμβου

Srigid 139696,425 kNm

Δυσκαμψία ονομαστικά αρθρωτού κόμβου

Spin 8731,027 kNm

Αντοχή σε ροπή κάμψης κόμβου πλήρους αντοχής

Mpl, Rd - 489,09 kNm

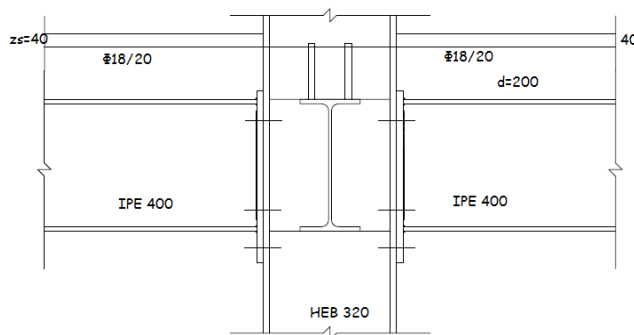
Αντοχή σε ροπή κάμψης αρθρωτού κόμβου

Mpin- 122,2733 kNm

Mpl,Rd + 628,40 kNm

Mpin+ 157,1 kNm

9.1.7 Εσωτερικός κόμβος με ίσες ομόρροπες αρνητικές ροπές κάμψης στις δύο πλευρές του



Στο παράδειγμα 1.στ επιλέγεται εσωτερικός κόμβος ο οποίος υπολογίζεται για ίσες ομόρροπες αρνητικές ροπές κάμψης στις δύο πλευρές του. Σημειώνεται ότι οι οδηγίες του Ευρωκώδικα δεν καλύπτουν την περίπτωση αυτή, οπότε στα πλαίσια της εργασίας αυτής θα γίνει μια προσπάθεια εκτίμησης της αντοχής του κόμβου σε αρνητικές ροπές

κάμψης ακολουθώντας τη διαδικασία για αντίστοιχο εξωτερικό υποστύλωμα, δίνοντας όμως το σωστό μέγεθος στην παράμετρο μετασχηματισμού β .

Όπως ήδη έχει αναφερθεί στο προηγούμενο παράδειγμα η ύπαρξη ή όχι εγκάρσιας δοκού σε εσωτερικό κόμβο δεν επηρεάζει την αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης του κόμβου. Ωστόσο στο υπολογιστικό φύλλο δίνεται «ναι» στην παρουσία εγκάρσιας δοκού

για να υπολογιστεί σωστά το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος (καθώς θα δοθεί «ναι» για εξωτερικό και όχι για εσωτερικό υποστύλωμα).

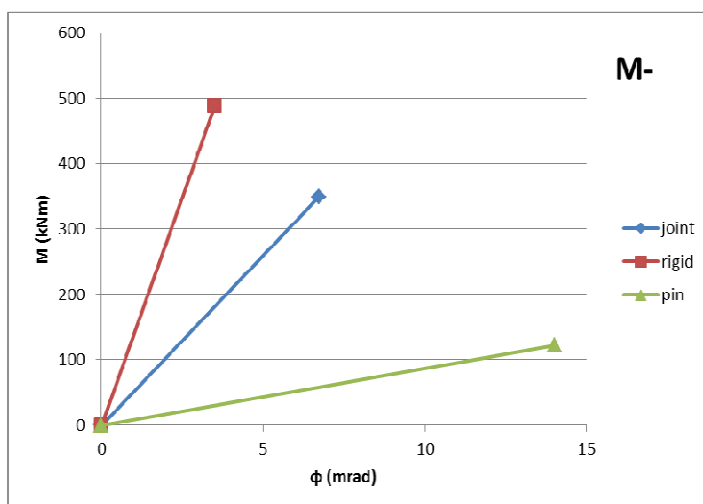
Γεωμετρία προβλήματος							
		(1= ναι, 0=όχι)					
Εξωτερικός κόμβος		1	ok				
Εσωτερικός κόμβος		0					
Έκταση σκυροδέματος έως εξωτερική πλευρά υποστύλωματος						υποχρεωτικό για εξωτερικό κόμβο	
Εγκάρσια δοκός πρόσοψης με διατμητικούς συνδέσμους						1 (1= ναι, 0=όχι)	

Στη συνέχεια μπορεί είτε να δοθεί κατ ευθείαν ο οπλισμός που βρίσκεται μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας και αγκυρώνεται πλήρως, είτε να δοθούν τα στοιχεία των διατμητικών συνδέσμων ώστε να υπολογιστεί ο οπλισμός αυτός.

Η παράμετρος μετασχηματισμού β δίνεται ίση με $\beta=0$ για την περίπτωση ίσων ροπών κάμψης στις δύο πλευρές του κόμβου.

Παράμετρος μετασχηματισμού β 0 EN1993-1-8 Πίνακας 5.4

Η αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης και για τις δύο πλευρές του υποστύλωματος υπολογίζεται ίση με $M_j=-350\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στροφική δυσκαμψία υπολογίζεται ίση με $S_j=-52000\text{kNm}$. Η αντοχή σε ροπή κάμψης προκύπτει ίση με την αντίστοιχη αντοχή του εξωτερικού υποστύλωματος καθώς η παράμετρος μετασχηματισμού β εισέρχεται στον υπολογισμό μόνο της θλιπτικής αντοχής του κορμού του υποστύλωματος ενώ στο συγκεκριμένο παράδειγμα κρίσιμο μέγεθος είναι η αντοχή του κορμού του υποστύλωματος σε διάτμηση. Η στροφική δυσκαμψία προκύπτει μεγαλύτερη από την αντίστοιχη στροφική δυσκαμψία του εξωτερικού κόμβου καθώς για παράμετρο μετασχηματισμού $\beta=0$ δεν μπορεί να οριστεί ο συντελεστής δυσκαμψίας του κορμού του υποστύλωματος σε διάτμηση.



Αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης	
M_j-	349,743242 kNm
Δυσκαμψία σε αρνητική ροπή κάμψης	
S_j-	51957 kNm

Σύγκριση με άκαμπτο και αρθρωτό κόμβο			
Δυσκαμψία άκαμπτου κόμβου		Δυσκαμψία ονομαστικά αρθρωτού κόμβου	
Srigid	139696,425 kNm	Spin	8731,027 kNm
Αντοχή σε ροπή κάμψης κόμβου πλήρους αντοχής		Αντοχή σε ροπή κάμψης αρθρωτού κόμβου	
Mpl, Rd -	489,09 kNm	Mpin-	122,2733 kNm

9.1.8 Αποτελέσματα 1^{ης} ομάδας παραδειγμάτων

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται συνοπτικά τα αποτελέσματα των έξι παραδειγμάτων.

Παράδειγμα	Κόμβος	Εγκάρσια δοκός	Λωρίδα σκυροδέματος	Mj- (kNm)	Sj- (kNm)	Mj+ (kNm)	Sj+ (kNm)
1.α	Εξωτερικός	ναι	όχι	349,7432	40994	312,2683	53421,53
1.β	Εξωτερικός	όχι	ναι	349,7432	40994	312,2683	52850
1.γ	Εξωτερικός	ναι	ναι	349,7432	40994	312,2683	53421,53
1.δ	Εσωτερικός	όχι	-	250,4358	15341	192,995	40018,69
1.ε	Εσωτερικός	ναι	-	250,4358	15341	192,995	40018,69
1.στ	Εσωτερικός	ναι ή όχι	-	349,7432	51957	-	-

9.2 2^η ομάδα παραδειγμάτων

9.2.1 Εισαγωγή

Στη δεύτερη ομάδα παραδειγμάτων παραμένει σταθερή η διαμόρφωση του κόμβου και δίνονται παραδείγματα στα οποία αλλάζει κάθε φορά κάποιο ή κάποια από τα συστατικά μέρη της σύνδεσης.

Ο κόμβος είναι εξωτερικός με παρουσία εγκάρσιας δοκού στην οποία αγκυρώνεται πλήρως ο οπλισμός της πλάκας. Τα δεδομένα που μένουν σταθερά σε όλα τα παραδείγματα της ομάδας αυτής είναι τα υλικά, τα ανοίγματα του πλαισίου κατά τη διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση του κόμβου και οι χαλύβδινες διατομές. Το σκυρόδεμα είναι κατηγορίας C20/25, ο δομικός χάλυβας S235 και ο χάλυβας οπλισμού B500. Η χαλύβδινη κύρια δοκός είναι διατομής IPE400 και το υποστύλωμα διατομής HEA400. Το πλαίσιο έχει άνοιγμα 7 μέτρων κατά τη διαμήκη διεύθυνση του κόμβου και 4 μέτρων κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Η κύρια δοκός έχει σχεδιαστεί με πλήρη διατμητική σύνδεση με 20 διατμητικούς συνδέσμους ανά τρέχον μέτρο της, ενώ η εγκάρσια δοκός έχει 15 διατμητικούς συνδέσμους ανά τρέχον μέτρο με τα εξής χαρακτηριστικά: $h=130\text{mm}$, $f_u=360\text{MPa}$, $d=19\text{mm}$. Ο οπλισμός έχει $z_s=20\text{mm}$ με απόσταση από τα άκρα του υποστυλώματος ίση με $c=40\text{mm}$.

9.2.2 Εξωτερικός κόμβος

Επιλέχθηκε στην ομάδα αυτή υποστύλωμα διατομής HEA400 έτσι ώστε να προκύψει κρίσιμο μέγεθος σε αρνητική ροπή κάμψης η θλίψη του κορμού του υποστυλώματος. Στο παράδειγμα 2.α επιλέγεται πλάκα πάχους $d=200\text{mm}$ με οπλισμό Φ18/20. Η κοχλιωτή σύνδεση είναι ίδια με αυτή της πρώτης ομάδας παραδειγμάτων.

Τα δεδομένα εισάγονται στο φύλλο Excel όπως φαίνεται παρακάτω.

Υλικά	1								
Σκυρόδεμα	fck	20 MPa		Ec	29000 MPa				
	fctm	2,210419 MPa							
Δομικός χάλυβας	fak	235 MPa		Ea	210000 MPa				
Χάλυβας σπλισμού	fsk	500 MPa		ε	1				
Χαλύβδινη δοκός	2								
h	400 mm								
bf1	180 mm			Πρότυπη	Συγκολλητή				
tw	8,6 mm		Aa	84,46	80,678 cm ²				
bf2	180 mm		Ia	23130	21876,47 cm ⁴				
tf1	13,5 mm		Wa,pl	1307	1238,322 cm ³				
bw	373 mm								
tf2	13,5 mm		c/tw	43,372093	1	EN 1993-1-1 Πίνακας 5.2			
Aa	84,46 cm ²		c/tf	6,3481481	1				
Ia	23130 cm ⁴		κατηγορία	1	(1 ή 2)	ok			
za	40 cm								
Wa	1307 cm ³								

Χαλύβδινο υποστυλώμα	3		
hc	390 mm		
bc	300 mm		
tf	19 mm		
hw	352 mm		
dw	298 mm		
tw	11 mm		
r	27 mm		
Avz	57,33 cm ²		

Γεωμετρία προβλήματος					
		(1= ναι, 0=όχι)			
Εξωτερικός κόμβος		1	ok		
Εσωτερικός κόμβος		0			
Έκταση σκυροδέματος έως εξωτερική πλευρά υποστυλώματος				υποχρεωτικό για εξωτερικό κόμβο	
Εγκάρσια δοκός πρόσοψης με διατμητικούς συνδέσμους				1 (1= ναι, 0=όχι)	
Ακραία λωρίδα σκυροδέματος -πρόβολος				0 (1= ναι, 0=όχι)	
στοιχεία προβόλου:					
b (διαθέσιμο συνολικό μήκος για αγκύρωση σπλισμού)			0 mm		

Παράμετρος μετασχηματισμού β	1		EN1993-1-8 Πίνακας 5.4
Κύρια διαμήκης σύμμικτη δοκός			
άνοιγμα l	7 m	(σε εσωτερικό κόμβο επιλέγεται η δοκός με το μικρότερο άνοιγμα)	
Διατμητική σύνδεση διαμήκου κύριας δοκού	η >= 0,8	EN1998-1 7.6.2	
η	1	ok	4
διατμητικοί ήλοι στην διαμήκη δοκό (ανά μέτρο)		20 m ⁴ (-1)	
ksc	1000 kN/cm	για συνδέσμους κεφαλής d = 19mm	5 EN 1994-1-1 A.3

Πλάκα σκυροδέματος	
d	200 mm
d _{eff}	200 mm
b ₁	4 m
b ₂	4 m

Οπλισμός κύριας δοκού		6	
πλευρά 1		πλευρά 2	
Φ	18 mm	Φ	18 mm
s	20 cm	s	20 cm
z _s	40 mm	z _s	40 mm
c ₁	40 mm	c ₂	40 mm
n σε beff-	3	n σε beff-	3
n σε beff+	2	n σε beff+	2
As (-)	7,63407 cm ²	As (-)	7,6340701 cm ²
As (-)	15,26814 cm ²		
As (+)	10,17876 cm ²		

Διατμητικοί σύνδεσμοι στις εγκάρσιες δοκούς		6	
h	130 mm		
d	19 mm		
f _u	360 MPa		
PRd	63,78362 kN		
πλευρά 1		πλευρά 2	
διάταξη (είτε n/eL είτε n/l)	ok		ok
ζεύγος		ζεύγος	0
eL	cm	eL	0 cm
n/l	15 m ⁻¹	n/l	15 m ⁻¹
n σε beff-	8	n σε beff-	8
n σε beff+	5	n σε beff+	5
n σε beff-	16		
n σε beff+	10		

Έλεγχοι αγύρωσης εφελκόμενου οπλισμού As (-)		8	
Ελάχιστος οπλισμός			
As,min	10,84403 cm ²	≤	15,26814 cm ² ok
Αγκύρωση οπλισμού σε διατμητικούς ήλους		EN1998-1 (C.1) As	
πλευρά 1	nPRd	510,269 ≥	1,1*FRds 365,1077 ok 7,63407
πλευρά 2	nPRd	510,269 ≥	1,1*FRds 365,1077 ok 7,63407

Δεδομένα σύνδεσης χαλύβδινων διατομών			
σειρές κοχλιών			3 (2 ή 3)
Κοχλίες			
A	4,59	cm ²	
fub	1000	MPa	
Lb	73	cm	9
Μετωπική πλάκα			
hp	520	mm	
bp	240	mm	
tp	25	mm	
Γεωμετρία σύνδεσης			
w	120	mm	
α	45	mm	
β	115	mm	
γ	270	mm	
δ	65	mm	
af	6	mm	
aw	3	mm	

Υπολογισμός α για μετωπική πλάκα						
e	60	mm	λ1	0,465745		
m	52,30589	mm	λ2	0,426999		
m2	44,71177	mm	α	6,2	από σχήμα	

Για αρνητική ροπή κάμψης κρίσιμο μέγεθος προκύπτει η αντοχή σε θλίψη του κορμού του υποστυλώματος. Η αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $M_j = -327 \text{ kNm}$ και η αντίστοιχη στροφική δυσκαμψία ίση με $S_j = -35000 \text{ kNm}$. Παρατηρείται λοιπόν μείωση των μεγεθών αυτών σε σύγκριση με το παράδειγμα 1.α στο οποίο έχουμε τα ίδια στοιχεία κόμβου με μόνη διαφορά την αλλαγή του υποστυλώματος που συνεπάγεται αλλαγή του κρίσιμου μεγέθους.

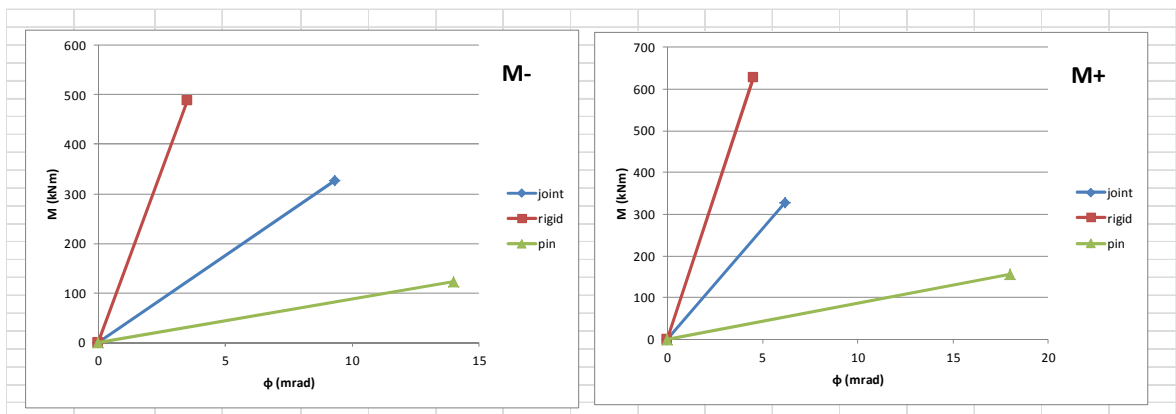
Για θετική ροπή κάμψης αναπτύσσονται και οι τρεις μηχανισμοί μεταφοράς της θλιπτικής δύναμης, το συνολικό όμως εντατικό μέγεθος που μπορούν να μεταφέρουν είναι μικρότερο από την πλήρη αντοχή της πλάκας σκυροδέματος σε θλίψη. Για την ανάπτυξη του δεύτερου μηχανισμού πρέπει να τοποθετηθεί εγκάρσιος εφελκόμενος σπλισμός A_T .

μηχανισμός 1			
FRd1	800	kN	(C.4)
μηχανισμός 2			
FRd2	728	kN	(C.5)
μηχανισμός 3			
FRd3	637,8362	kN	(C.8)

sumFRd	2165,836	(C.7)
b _{eff} *d _{eff} *f _{cd}	2800 kN	
FRd	2165,836 kN	

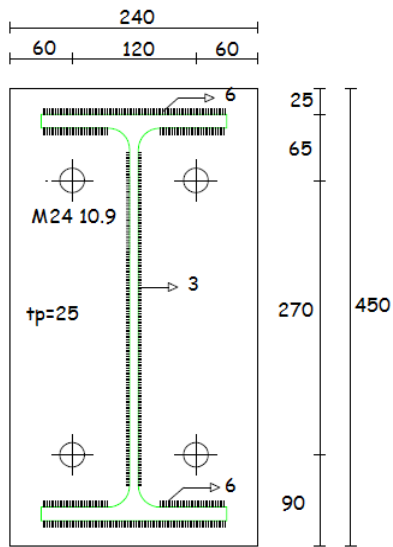
Απαιτούμενος εγκάρσιος οπλισμός		
AT	16,744 cm ²	(C.6) & (C.12)
επιλέγεται Φ	20	
n	6	
l _b	65,56564 cm	C.3.2.2(3)
minL	317,1313 cm	
κατανέμεται σε μήκος l	39 cm	κατά μήκος της δοκού
ανά s	6 cm	

Η αντοχή σε θετική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $M_{j+}=327\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στρωφική δυσκαμψία ίση με $S_{j+}= 52700\text{kNm}$.



Αντοχή σε ροπή κάμψης και στρωφική δυσκαμψία κόμβου			
Αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης		Αντοχή σε θετική ροπή κάμψης	
M _{j-}	327,213913 kNm	M _{j+}	326,912 kNm
Δυσκαμψία σε αρνητική ροπή κάμψης		Δυσκαμψία σε θετική ροπή κάμψης	
S _{j-}	35133 kNm	S _{j+}	52737,96 kNm
Σύγκριση με άκαμπτο και αρθρωτό κόμβο			
Δυσκαμψία άκαμπτου κόμβου		Δυσκαμψία ονομαστικά αρθρωτού κόμβου	
S _{rigid}	139696,425 kNm	S _{pin}	8731,027 kNm
Αντοχή σε ροπή κάμψης κόμβου πλήρους αντοχής		Αντοχή σε ροπή κάμψης αρθρωτού κόμβου	
M _{pl, Rd -}	489,09 kNm	M _{pin-}	122,2733 kNm
M _{pl, Rd +}	628,40 kNm	M _{pin+}	157,1 kNm

9.2.3 Αλλαγή κοχλιωτής σύνδεσης



. Στο παράδειγμα 2.β επιλέγεται όπως και στο παράδειγμα 2.α πλάκα πάχους $d=200\text{mm}$ με σπλισμό $\Phi 18/20$. Η κοχλιωτή σύνδεση αλλάζει και επιλέγονται μόνο δύο σειρές κοχλιών.

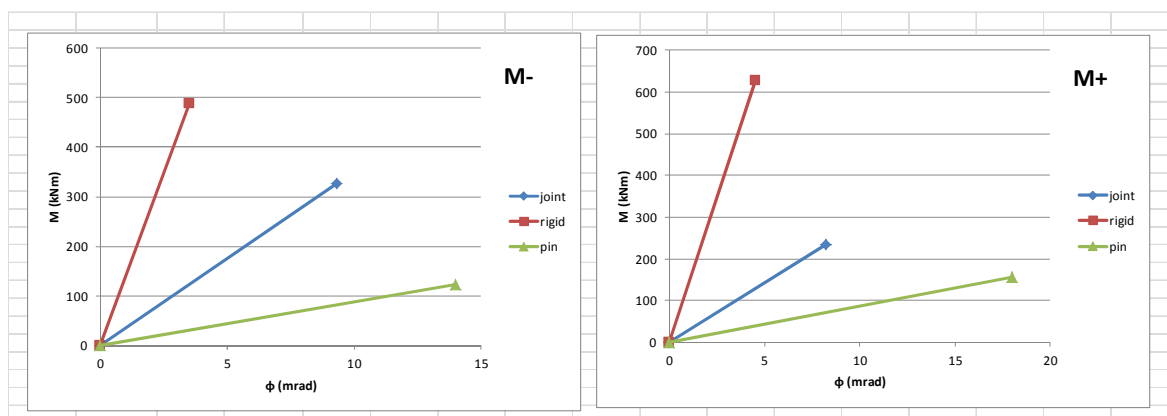
Τα δεδομένα της διαφορετικής κοχλιωτής σύνδεσης εισάγονται στο φύλλο Excel όπως φαίνεται παρακάτω.

Δεδομένα σύνδεσης χαλύβδινων διατομών			
σειρές κοχλιών			2 (2 ή 3)
Κοχλίες			
A	4,59	cm ²	
fub	1000	MPa	
Lb	73	cm	9
Μετωπική πλάκα			
hp	450	mm	
bp	240	mm	
tp	25	mm	
Γεωμετρία σύνδεσης			
w	120	mm	
α	90	mm	
β	270	mm	
γ		mm	
δ	65	mm	
af	6	mm	
aw	3	mm	

Υπολογισμός α για μετωπική πλάκα						
e	60	mm	λ1	0,465745		
m	52,30589	mm	λ2	0,426999		
m2	44,71177	mm	α	6,2	από σχήμα	

Η αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $M_{j-}=327\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στροφική δυσκαμψία ίση με $S_{j-}= 35000\text{kNm}$. Δεν παρατηρείται καμία αλλαγή με το προηγούμενο παράδειγμα καθώς η διάταξη των κοχλιών δεν επηρεάζει τη συμπεριφορά του κόμβου σε αρνητική ροπή κάμψης.

Η αντοχή σε θετική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $M_{j+}=235\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στροφική δυσκαμψία ίση με $S_{j+}= 28570\text{kNm}$. Τα μεγέθη αυτά είναι σημαντικά μικρότερα σε σχέση με το προηγούμενο παράδειγμα καθώς για κοχλιωτή σύνδεση με 2 σειρές κοχλιών και όχι 3 αναπτύσσεται πολύ μικρότερη εφελκυστική αντοχή κοχλιών με μείωση παράλληλα της δυσκαμψίας που προσφέρουν στον κόμβο.



Αντοχή σε ροπή κάμψης και στροφική δυσκαμψία κόμβου			
Αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης		Αντοχή σε θετική ροπή κάμψης	
M_{j-}	327,213913 kNm	M_{j+}	234,8602 kNm
Δυσκαμψία σε αρνητική ροπή κάμψης		Δυσκαμψία σε θετική ροπή κάμψης	
S_{j-}	35133 kNm	S_{j+}	28570,81 kNm
Σύγκριση με άκαμπτο και αρθρωτό κόμβο			
Δυσκαμψία άκαμπτου κόμβου		Δυσκαμψία ονομαστικά αρθρωτού κόμβου	
S_{rigid}	139696,425 kNm	S_{pin}	8731,027 kNm
Αντοχή σε ροπή κάμψης κόμβου πλήρους αντοχής		Αντοχή σε ροπή κάμψης αρθρωτού κόμβου	
$M_{pl, Rd -}$	489,09 kNm	M_{pin-}	122,2733 kNm
$M_{pl, Rd +}$	628,40 kNm	M_{pin+}	157,1 kNm

9.2.4 Κόμβος με ενισχύσεις

9.2.4.1 Εγκάρσια νεύρωση

Στο παράδειγμα 2.γ επιλέγεται η διαμόρφωση κόμβου και η κοχλιωτή σύνδεση του παραδείγματος 2.β και προστίθεται μια εγκάρσια νεύρωση πάχους 14mm ευθυγραμμισμένη με το κέντρο θλίψης της διατομής (θλιβόμενο πέλμα δοκού υπό αρνητική ροπή κάμψης). Τα νέα δεδομένα εισάγονται στο Excel όπως φαίνεται παρακάτω.

Εγκάρσιες ενισχύσεις υποστυλώματος		1 (1=ναι,0=όχι)			
t	14 mm				
bc	300 mm	m2,1	204,75 mm		
hwc	352 mm	m2,2	51,25 mm		
rc	27 mm	λ1	0,267697		
twc	11 mm	λ2,1	0,694656		
tfc	19 mm	α1	7,8	από σχήμα	
tfb	13,5 mm	λ2,2	0,417006		
		α2	7,8	από σχήμα	
e	90 mm				
m	32,9 mm	(το α1 χρησιμοποιείται για τη σειρά 1 όταν 3 σειρές, το α2 χρησιμοποιείται για τη σειρά 2 όταν 3 σειρές και για τη σειρά 1 όταν 2 σειρές)			

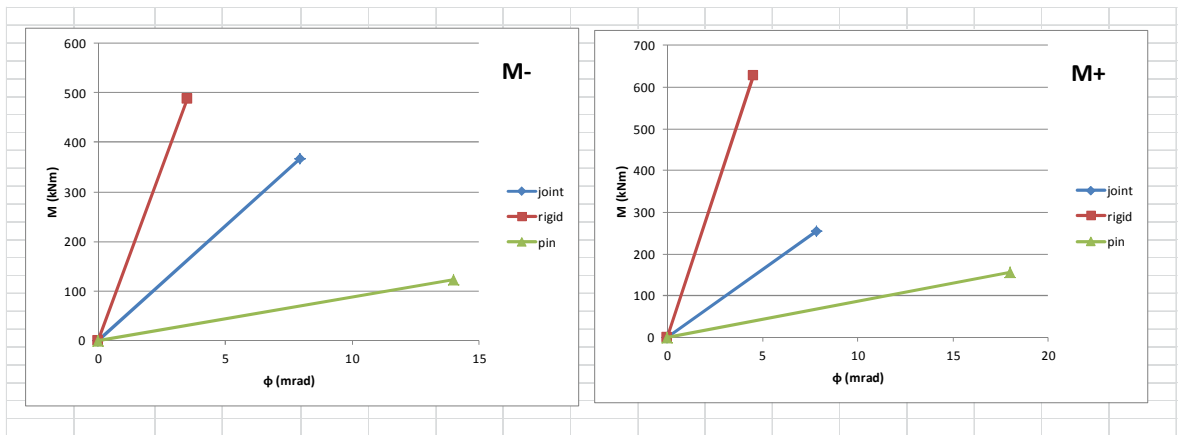
Η αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $Mj=-367\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στροφική δυσκαμψία ίση με $Sj=-46100\text{kNm}$. Τα μεγέθη αυτά είναι μεγαλύτερα από τα αντίστοιχα μεγέθη του παραδείγματος 2.β καθώς με την εγκάρσια ενίσχυση αυξήθηκε η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη και για εγκάρσια νεύρωση λαμβάνεται άπειρη δυσκαμψία του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη.

Αντοχή κόμβου σε αρνητική ροπή κάμψης					
Μέγιστη εφελκυστική δύναμη					
Frds	663,8322 kN				
Μέγιστη θλιπτική δύναμη					
Frd	700,0542 kN				
Vwp,Rd	700,0542 kN				
Fc,wc,Rd	- kN	λόγω εγκάρσιας ενίσχυσης δεν είναι κρίσιμο			
Fc,fb,Rd	794,6831 kN				
Ζεύγος δυνάμεων					
FRd	663,8322 kN	κρίσιμο μέγεθος η εφελκυστική δύναμη του σπλισμού			
z	553,25 mm				
Mj-	367,2652 kNm				

Στροφική δυσκαμψία κόμβου υπό αρνητική ροπή κάμψης		EN1994-1-1 παράρτημα A			
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση		A.2.2.1			
k1	7028,819 kN/cm				
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη		A.2.2.2			
k2	άπειρη kN/cm				

Η αντοχή σε θετική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $Mj+=254\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στροφική δυσκαμψία ίση με $Sj+=32400\text{kNm}$. Τα μεγέθη αυτά είναι επίσης μεγαλύτερα από τα αντίστοιχα μεγέθη του παραδείγματος 2.β καθώς με την εγκάρσια ενίσχυση αυξήθηκε η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό καθώς και η

αντοχή του πέλματος του υποστύλωματος και της μετωπικής πλάκας σε κάμψη. Επίσης, για εγκάρσια νεύρωση λαμβάνεται άπειρη δυσκαμψία του κορμού του υποστύλωματος σε εφελκυσμό.



Αντοχή σε ροπή κάμψης και στροφική δυσκαμψία κόμβου

Αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης

Mj- 367,265157 kNm

Αντοχή σε θετική ροπή κάμψης

Mj+ 254,3557 kNm

Δυσκαμψία σε αρνητική ροπή κάμψης

Sj- 46134 kNm

Δυσκαμψία σε θετική ροπή κάμψης

Sj+ 32382,22 kNm

Σύγκριση με άκαμπτο και αρθρωτό κόμβο

Δυσκαμψία άκαμπτου κόμβου

Srigid 139696,425 kNm

Δυσκαμψία ονομαστικά αρθρωτού κόμβου

Spin 8731,027 kNm

Αντοχή σε ροπή κάμψης κόμβου πλήρους αντοχής

Mpl, Rd - 489,09 kNm

Αντοχή σε ροπή κάμψης αρθρωτού κόμβου

Mpin- 122,2733 kNm

Mpl, Rd + 628,40 kNm

Mpin+ 157,1 kNm

9.2.4.2 Έλασμα κορμού

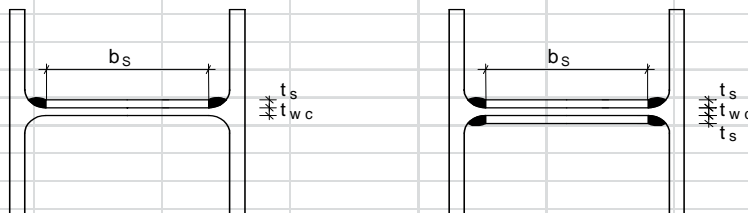
Στο παράδειγμα 2.δ επιλέγεται η διαμόρφωση κόμβου και η κοχλιωτή σύνδεση του παραδείγματος 2.β και προστίθενται δύο ελάσματα κορμού τα οποία ικανοποιούν τις απαιτήσεις του EN 1993-1-8, παράγραφος 6.2.6.1 (δεν γίνεται έλεγχος των απαιτήσεων αυτών στο παρόν υπολογιστικό φύλλο). Τα νέα δεδομένα εισάγονται στο Excel όπως φαίνεται παρακάτω.

Ενίσχυση κορμού υποστύλωματος

bs1 295 mm

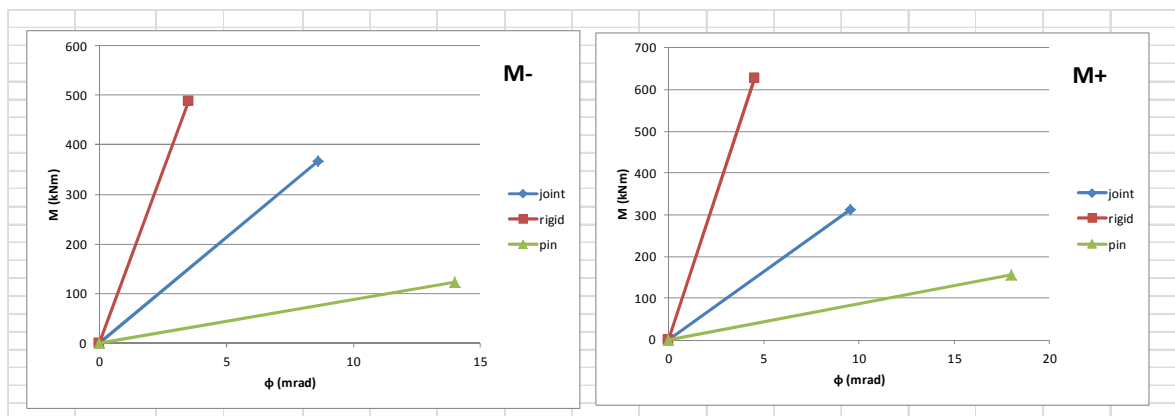
bs2 295 mm

(εάν τοποθετείται ενίσχυση και στις δύο πλευρές)
(bs1=bs2)



Η αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $M_{j-}=367\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στρωφική δυσκαμψία ίση με $S_{j-}= 42750\text{kNm}$. Τα μεγέθη αυτά είναι μεγαλύτερα από τα αντίστοιχα μεγέθη του παραδείγματος 2.β καθώς με τα ελάσματα κορμού αυξήθηκε η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση και σε θλίψη καθώς και οι αντίστοιχοι συντελεστές δυσκαμψίας αυτών των συστατικών μερών.

Η αντοχή σε θετική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $M_{j+}=312\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στρωφική δυσκαμψία ίση με $S_{j+}= 32600\text{kNm}$. Τα μεγέθη αυτά είναι επίσης μεγαλύτερα από τα αντίστοιχα μεγέθη του παραδείγματος 2.β καθώς με τα ελάσματα του κορμού αυξήθηκε η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση και σε εφελκυσμό καθώς και οι αντίστοιχοι συντελεστές δυσκαμψίας αυτών των συστατικών μερών.



Αντοχή σε ροπή κάμψης και στρωφική δυσκαμψία κόμβου			
Αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης		Αντοχή σε θετική ροπή κάμψης	
M_{j-}	367,265157 kNm	M_{j+}	312,0079 kNm
Δυσκαμψία σε αρνητική ροπή κάμψης		Δυσκαμψία σε θετική ροπή κάμψης	
S_{j-}	42754 kNm	S_{j+}	32625,9 kNm
Σύγκριση με άκαμπτο και αρθρωτό κόμβο			
Δυσκαμψία άκαμπτου κόμβου		Δυσκαμψία ονομαστικά αρθρωτού κόμβου	
S_{rigid}	139696,425 kNm	S_{pin}	8731,027 kNm
Αντοχή σε ροπή κάμψης κόμβου πλήρους αντοχής		Αντοχή σε ροπή κάμψης αρθρωτού κόμβου	
$M_{pl}, R_d -$	489,09 kNm	M_{pin-}	122,2733 kNm
$M_{pl}, R_d +$	628,40 kNm	M_{pin+}	157,1 kNm

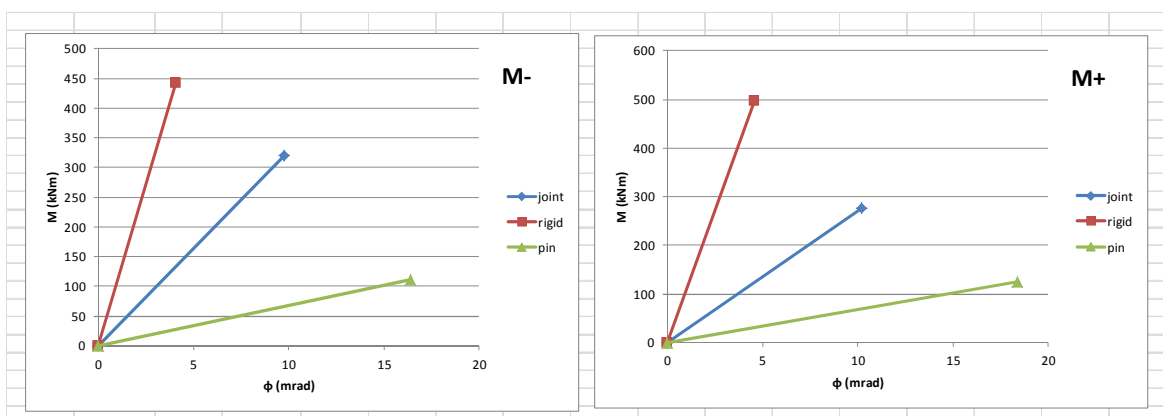
9.2.5 Επιρροή πλάκας σύμμικτης δοκού

Στο παράδειγμα 2.ε επιλέγεται η διαμόρφωση κόμβου και η κοχλιωτή σύνδεση του παραδείγματος 2.δ με ελάσματα κορμού, ενώ μειώνεται το πάχος της πλάκας σκυροδέματος σε $d=130\text{mm}$. Τα νέα δεδομένα εισάγονται στο Excel όπως φαίνεται παρακάτω.

Πλάκα σκυροδέματος	
d	130 mm
d _{eff}	130 mm

Η αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $M_{j-}=320\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στρωφική δυσκαμψία ίση με $S_{j-}= 32780\text{kNm}$. Τα μεγέθη αυτά είναι μικρότερα από τα αντίστοιχα μεγέθη του παραδείγματος 2.δ καθώς με τη μείωση του πάχους της πλάκας μειώνεται ο μοχλοβραχίονας του ζεύγους δυνάμεων που αναπτύσσονται. Οι δυνάμεις και οι δυσκαμψίες των συστατικών μερών για αρνητική ροπή κάμψης είναι ίσες με αυτές του παραδείγματος 2.δ.

Η αντοχή σε θετική ροπή κάμψης του κόμβου υπολογίζεται ίση με $M_{j+}=275\text{kNm}$ και η αντίστοιχη στρωφική δυσκαμψία ίση με $S_{j+}= 27000\text{kNm}$. Τα μεγέθη αυτά είναι μικρότερα από τα αντίστοιχα μεγέθη του παραδείγματος 2.δ καθώς μειώθηκαν οι αποστάσεις των κοχλιών από το κέντρο θλίψης. Έχει προφανώς μειωθεί και η μέγιστη θλιπτική δύναμη που μπορεί να αναπτύξει η πλάκα σκυροδέματος, αλλά κρίσιμο μέγεθος σε θετική ροπή κάμψης είναι το σύνολο των εφελκυστικών αντοχών των κοχλιών.



Αντοχή σε ροπή κάμψης και στρωφική δυσκαμψία κόμβου

Αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης	Αντοχή σε θετική ροπή κάμψης
M_{j-} 320,796904 kNm	M_{j+} 275,6069 kNm

Δυσκαμψία σε αρνητική ροπή κάμψης	Δυσκαμψία σε θετική ροπή κάμψης
S_{j-} 32774 kNm	S_{j+} 27004,42 kNm

Σύγκριση με άκαμπτο και αρθρωτό κόμβο

Δυσκαμψία άκαμπτου κόμβου	Δυσκαμψία ονομαστικά αρθρωτού κόμβου
S_{rigid} 107951,382 kNm	S_{pin} 6746,961 kNm

Αντοχή σε ροπή κάμψης κόμβου πλήρους αντοχής	Αντοχή σε ροπή κάμψης αρθρωτού κόμβου
$M_{pl, Rd -}$ 442,62 kNm	M_{pin-} 110,6562 kNm
$M_{pl, Rd +}$ 496,38 kNm	M_{pin+} 124,096 kNm

9.2.6 Αποτελέσματα 2^{ης} ομάδας παραδειγμάτων

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται συνοπτικά τα αποτελέσματα των πέντε παραδειγμάτων.

Παράδειγμα	Κοχλίωση	Ενίσχυση	Πάχος πλάκας	M_{j-} (kNm)	S_{j-} (kNm)	M_{j+} (kNm)	S_{j+} (kNm)
2.α	3 σειρές	όχι	200mm	327,21391	35132,57	326,912	52737,96
2.β	2 σειρές	όχι	200mm	327,21391	35132,57	234,8602	28570,81
2.γ	2 σειρές	εγκάρσια	200mm	367,26516	46133,77	254,3557	32382,22
2.δ	2 σειρές	έλασμα κορμού	200mm	367,26516	42753,58	312,0079	32625,9
2.ε	2 σειρές	έλασμα κορμού	130mm	320,7969	32774,46	275,6069	27004,42

10 Συμπεράσματα

Η ανάλυση ενός κόμβου σύμμικτης δοκού – χαλύβδινου υποστυλώματος είναι ένα θέμα με ιδιαίτερο ενδιαφέρον καθώς αποτελεί σύνθεση πολλών διαφορετικών συστατικών μερών με διαφορετικές αντοχές και συμπεριφορές σε αρνητικές και θετικές ροπές κάμψης. Δυστυχώς τα κείμενα του Ευρωκώδικα παρουσιάζονται ελλιπή στο συγκεκριμένο θέμα, παρά το γεγονός ότι οι σύμμικτοι κόμβοι παρουσιάζουν αυξημένες αντοχές και δυσκαμψίες.

Σε όλα τα παραδείγματα που αναλύθηκαν στο κεφάλαιο 9 οι σύμμικτοι κόμβοι ταξινομούνται ως ημι-άκαμπτοι. Η τελική τους αντοχή σε ροπή κάμψης και η στροφική τους δυσκαμψία εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, οι κύριοι των οποίων είναι η διαμόρφωση του κόμβου (παρουσία ή όχι εγκάρσιας δοκού), οι διατομές των χαλύβδινων μερών και η γεωμετρία της κοχλιωτής σύνδεσης. Όπως και στους χαλύβδινους κόμβους, έτσι κι εδώ η χρήση νευρώσεων και ελασμάτων αυξάνει την αντοχή και τη δυσκαμψία του κόμβου. Τα αποτελέσματα των παραδειγμάτων του κεφαλαίου 9 δίνουν μία εικόνα της αντίστοιχης αλλαγής των αντοχών και της στροφικής δυσκαμψίας του κόμβου όταν αλλάζουν οι παραπάνω παράγοντες.

Το υπολογιστικό φύλλο MS Office Excel που αναπτύχθηκε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για μια πρώτη επαφή με τους κόμβους σύμμικτης δοκού – χαλύβδινου υποστυλώματος και με τον τρόπο προσέγγισης της ανάλυσής τους.

11 Βιβλιογραφία

1. EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings
2. EN 1993-1-8:2005, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints
3. EN 1994-1-1:2004, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings.
4. EN 1998-1:2004, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings
5. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3^η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα

Επεξήγηση χρωμάτων	
	Τίτλος ενότητας
	Κελί εισαγωγής δεδομένων
	Κελί ενδιάμεσου αποτελέσματος το οποίο μπορεί και να αλλαχθεί από τον μελετητή
	Κελί σημαντικού αποτελέσματος
	Κελί ελέγχου ικανοποίησης απαιτήσεων είτε για τη συνέχεια της διαδικασίας είτε για την ανάλυση σύμφωνα με τα κείμενα του Ευρωκώδικα
	Σημειώνεται ότι τα κελιά ελέγχου που βρίσκονται στα φύλλα εργασίας εισαγωγής δεδομένων πρέπει να ελεγχθούν από τον μελετητή
	Κελί αναφοράς στην αντίστοιχη σημείωση του φύλλου εργασίας "οδηγίες" για τη σωστή συμπλήρωση των δεδομένων
	Κελί αναφοράς στο αντίστοιχο κομμάτι του Ευρωκώδικα
Υποδείξεις - Σημειώσεις	
1	Γίνεται η εισαγωγή των χαρακτηριστικών τάσεων f_k , το υπολογιστικό φύλλο χρησιμοποιεί τους συντελεστές ασφαλείας: $\gamma_c=1,5$, $\gamma_M=1,0$, $\gamma_s=1,15$, $\gamma_v=1,25$
2	Η χαλύβδινη δοκός μπορεί να είναι είτε πρότυπη διατομή είτε συγκολλητή με ίσα όμως πάχη $t_{f1}=t_{f2}$ των δύο πελάτων
3	Η διάσταση h_c του υποστυλώματος είναι κατά τη διαμήκη έννοια του κόμβου και η διάσταση h_c κατά την εγκάρσια
4	Η διατμητική σύνδεση της κύριας διαμήκουσ δοκού δεν υπολογίζεται στο υπολογιστικό αυτό φύλλο καθώς αποτελεί στοιχείο σχεδιασμού της δοκού
5	Το k_{sc} χρειάζεται για τον προσδιορισμό της δυσκαμψίας του κόμβου k_{sc} είναι η δυσκαμψία ενός διατμητικού συνδέσμου που μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 100kN/mm για συνδέσμους κεφαλής διαμέτρου 19mm αλλιώς υπολογίζεται ως $0,7 \cdot PRk/s$ όπου PRk είναι η χαρακτηριστική αντοχή του διατμητικού συνδέσμου και s είναι η ολίσθηση, που προσδιορίζεται από δοκιμές εξώθησης σύμφωνα με το Παράρτημα Β του EN1994-1-1 για φορτίο 0,7PRk
6	Γίνεται υπολογισμός του συνεργαζόμενου πλάτους της πλάκας σκυροδέματος, του εφελκόμενου οπλισμού και των διατμητικών συνδέσμων των εγκάρσιων δοκών για κάθε πλευρά ξεχωριστά κατά την εγκάρσια διεύθυνση, έτσι είναι δυνατή η ανάλυση κόμβων που εκτείνονται εγκάρσια μόνο προς τη μία πλευρά Αν τα στοιχεία που ζητούνται είναι γνωστά μπορούν να εισαχθούν κατ'ευθείαν στα κελιά ενδιάμεσου αποτελέσματος
7	Υπάρχει δυνατότητα διαφορετικής διάταξης οπλισμών στις δύο πλευρές του υποστυλώματος, πρέπει όμως το κέντρο βάρους z_s , το οποίο μετράται από την άνω ίνα της πλάκας σκυροδέματος να είναι κοινό c είναι η απόσταση μεταξύ της πλευράς του υποστυλώματος και της κοντινότερης σε αυτή ράβδου οπλισμού
8	Γίνεται έλεγχος επαρκούς αγκύρωσης του εφελκόμενου οπλισμού έτσι ώστε να υπολογισθεί στη συνέχεια η εφελκυστική δύναμη που μπορεί να αναπτυχθεί Στην περίπτωση που υπάρχει ακραία λωρίδα σκυροδέματος και εγκάρσια δοκός, αλλά όλοι οι ράβδοι μπορούν να αγκυρωθούν πλήρως μόνο στους διατμητικούς συνδέσμους, μπορεί να δοθεί "0" (όχι) στο κελί επιλογής ύπαρξης ακραίας λωρίδας στη γεωμετρία του κόμβου
9	Το l_b είναι το παραμορφώσιμο μήκος του κοχλίου, το οποίο λαμβάνεται ίσο με το μήκος συγκράτησης συν το μισό του αθροίσματος του πάχους της κεφαλής του κοχλίου και του πάχους περικοχλίου
10	Η διάσταση bb , η οποία ισούται με την εγκάρσια διάσταση του υποστυλώματος, μπορεί να αυξηθεί αν τοποθετηθούν κατάλληλες διατάξεις στο υποστυλώμα. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να δοθεί η εγκάρσια διάσταση bb στο κελί ενδιάμεσου αποτελέσματος.
11	Τα α, β, γ επιλέγονται μόνο στην περίπτωση που $FRd1+FRd2+FRd3 \leq Fd$

Φύλλο εισαγωγής δεδομένων					
Υλικά	1				
Σκυρόδεμα	fck	20 MPa	Ec	29000 MPa	
	fctm	2,210419 MPa			
Δομικός χάλυβας	fak	235 MPa	Ea	210000 MPa	
Χάλυβας οπλισμού	fsk	500 MPa	ε	1	

Χαλύβδινη δοκός					
h	400 mm				
bf1	180 mm		Πρότυπη	Συγκολλητή	
tw	8,6 mm	Aa	84,46	80,678 cm ²	
bf2	180 mm	la	23130	21876,47 cm ⁴	
tf1	13,5 mm	Wa,pl	1307	1238,322 cm ³	
bw	373 mm				
tf2	13,5 mm	c/tw	43,372093	1	EN 1993-1-1 Πίνακας 5.2
Aa	84,46 cm ²	c/tf	6,3481481	1	
la	23130 cm ⁴	κατηγορία	1	(1 ή 2)	ok
za	40 cm				
Wa	1307 cm ³				

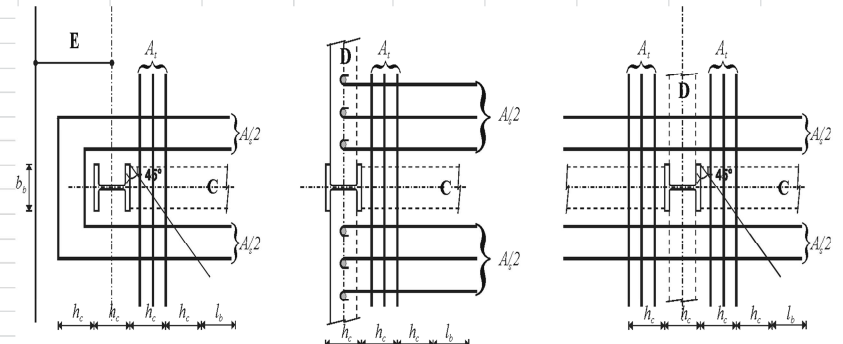
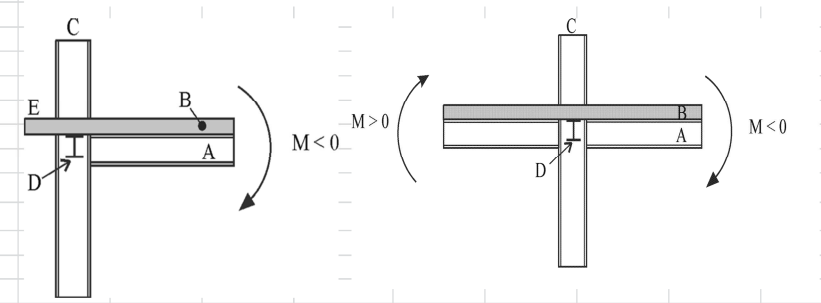
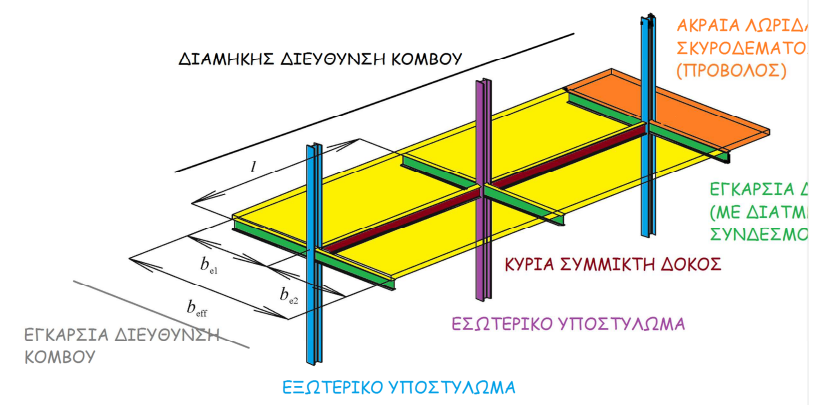
Χαλύβδινο υποστυλώμα					
hc	320 mm	d/tw	≤	69ε	
bc	300 mm	ok			
tf	20,5 mm				
hw	279 mm				
dw	225 mm				
tw	11,5 mm				
r	27 mm				
Avz	51,77 cm ²				

Γεωμετρία προβλήματος					
Εξωτερικός κόμβος	(1= ναι, 0=όχι)	1	ok		
Εσωτερικός κόμβος		0			

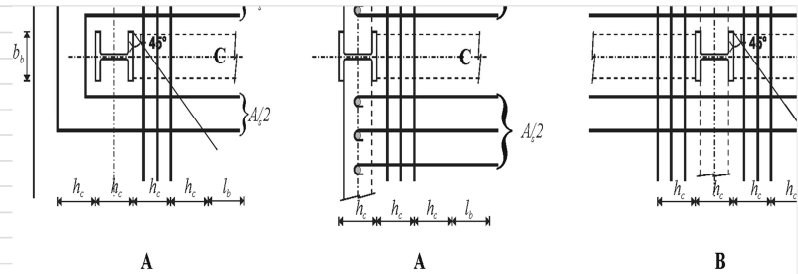
Έκταση σκυροδέματος έως εξωτερική πλευρά υποστυλώματος	υποχρεωτικό για εξωτερικό κόμβο				
Εγκάρσια δοκός πρόσδεσης με διαμητικούς συνδέσμους	1 (1= ναι, 0=όχι)				
Ακραία λωρίδα σκυροδέματος-πρόβολος στοιχεία προβόλου:	0 (1= ναι, 0=όχι)				
b (διαθέσιμο συνολικό μήκος για αγκύρωση οπλισμού)	0 mm				

Κύρια διαμήκης σύμμεκτη δοκός					
άνοιγμα l	7 m	(σε εσωτερικό κόμβο επιλέγεται η δοκός με το μικρότερο άνοιγμα)			
Διαμητική σύνδεση διαμήκους κύριας δοκού	η>=0,8	EN1998-1	7.6.2		
η	1	ok		4	
διαμητικοί ήλιοι στην διαμήκη δοκό (ανά μέτρο)			20 m ^{Λ(-1)}		
ksc	1000 kN/cm	για συνδέσμους κεφαλής d = 19mm	5	EN 1994-1-1 A.3	

Διαμόρφωση κόμβου



Κύρια διαμήκης σύμμικτη δοκός				
άνοιγμα l	7 m	(σε εσωτερικό κόμβο επιλέγεται η δοκός με το μικρότερο άνοιγμα)		
Διατμητική σύνδεση διαμήκους κύριας δοκού	$\eta \geq 0,8$	EN1998-1	7.6.2	
η	1	ok		4
διατμητικοί ήλιοι στην διαμήκη δοκό (ανά μέτρο)		20 m ⁻¹		
ksc	1000 kN/cm	για συνδέσμους κεφαλής d = 19mm		5 EN 1994-1-1 A.3



Πλάκα σκυροδέματος				
d	200 mm			
d _{eff}	200 mm			
b ₁	4 m	(b _i είναι το πλάτος κατά την εγκάρσια διεύθυνση i)		
b ₂	4 m			

Συnergαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος				
(σε κάθε πλευρά)	EN1998-1	πιν.7.5 I	πλευρά 1	
b _{eff-}	70 cm		b _{eff-}	70 cm ≤ 400 cm
b _{eff+}	52,5 cm		b _{eff+}	52,5 cm ≤ 400 cm
(συνολικά)			πλευρά 2	
b _{eff-}	140 cm		b _{eff-}	70 cm ≤ 400 cm
b _{eff+}	105 cm		b _{eff+}	52,5 cm ≤ 400 cm

Οπλισμός κύριας δοκού				
			6	
πλευρά 1		πλευρά 2		
Φ	18 mm	Φ	18 mm	
s	20 cm	s	20 cm	
z _s	40 mm	z _s	40 mm	7
c ₁	40 mm	c ₂	40 mm	
n σε b _{eff-}	3	n σε b _{eff-}	3	
n σε b _{eff+}	2	n σε b _{eff+}	2	
A _s (-)	7,63407 cm ²	A _s (-)	7,6340701 cm ²	
A _s (-)	15,26814 cm ²			
A _s (+)	10,17876 cm ²			

Έλεγχος αγύρωσης εφελκόμενου οπλισμού A_s (-)				
			8	
Ελάχιστος οπλισμός				
A _{s,min}	10,84403 cm ²	≤	15,26814 cm ²	ok
Αγκύρωση οπλισμού σε πρόβολο				
	b		0 mm	A _s
πλευρά 1	l _{b,eq}	590,0908 mm	≤	0 mm error 0
πλευρά 2	l _{b,eq}	590,0908 mm	≤	0 mm error 0
Αγκύρωση οπλισμού σε διατμητικούς ήλους				
	EN1998-1	(C.1)		A _s
πλευρά 1	nPRd	510,269	≥	1,1*FRds 365,1077 ok 7,63407
πλευρά 2	nPRd	510,269	≥	1,1*FRds 365,1077 ok 7,63407
				15,26814

Διατμητικοί σύνδεσμοι στις εγκάρσιες δοκούς				
			6	
h	130 mm			
d	19 mm			
f _u	360 Mpa			
PRd	63,78362 kN			
πλευρά 1		πλευρά 2		
διάταξη	(είτε n/el είτε n/l)	ok		ok

Αγκύρωση πλισμού σε πρόβολο και διατμητικούς ήλους				
				A _s
πλευρά 1	(να ελεγχθεί ότι nPRd ≥ 1,1FRds) κ l _{b,eq} ≥ πλάτος προβολου b)			(συμπλήρω
πλευρά 2	(να ελεγχθεί ότι nPRd ≥ 1,1FRds) κ l _{b,eq} ≥ πλάτος προβολου b)			(συμπλήρω
				0

ζεύγος		ζεύγος	0 (αν δεν υπάρχει εγκάρσια δοκός στην πλευρά 2 πρέπει να δωθεί 0)
eL	cm	eL	0 cm (eL είναι η απόσταση μεταξύ διαδοχικών ήλων)
n/l	15 m ⁻¹	n/l	15 m ⁻¹ (αν δεν υπάρχει εγκάρσια δοκός στην πλευρά 2 πρέπει να δωθεί 0)
n σε b _{eff-}	8	n σε b _{eff-}	8
n σε b _{eff+}	5	n σε b _{eff+}	5

Φύλλο εισαγωγής δεδομένων

Δεδομένα σύνδεσης χαλύβδινων διατομών

σειρές κοχλιών 3 (2 ή 3)

Κοχλίες

A 4,59 cm²

fub 1000 Mpa

Lb 73 cm

9

(Lb=tfc+tr+8+1/2*17+1/2*22)

Μετωπική πλάκα

hp 520 mm

bp 240 mm

tp 25 mm

Γεωμετρία σύνδεσης

w 120 mm

α 45 mm

β 115 mm

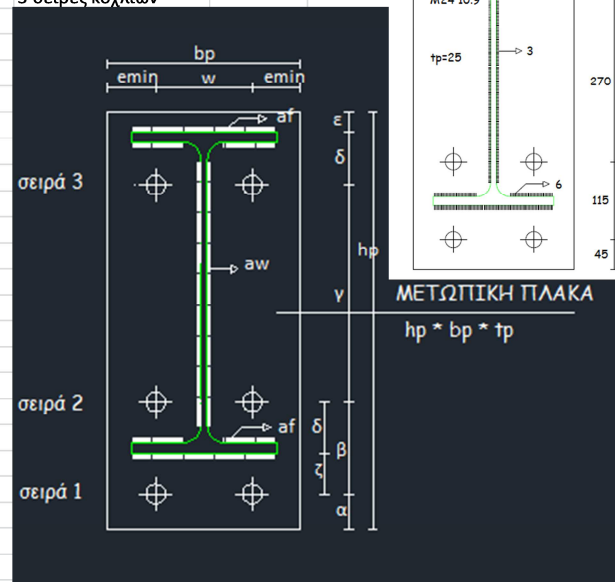
γ 270 mm

δ 65 mm

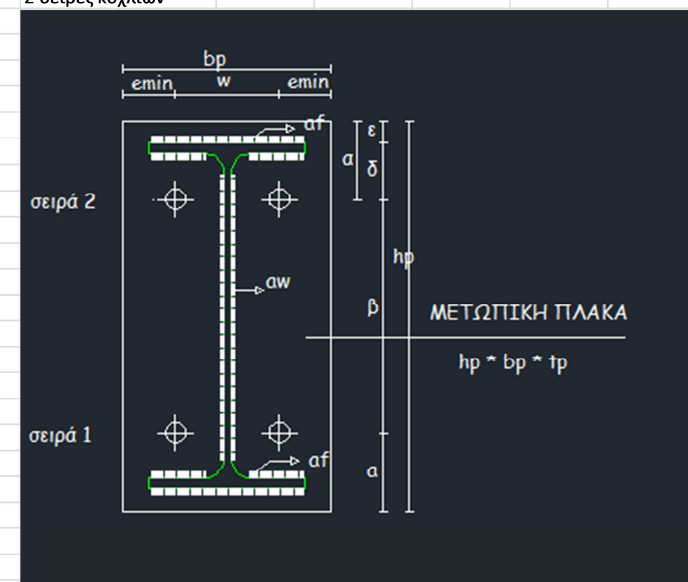
af 6 mm

aw 3 mm

3 σειρές κοχλιών



2 σειρές κοχλιών



p1	115 mm	z1	550 mm
p2	192,5 mm	z2	435 mm
p3	270 mm	z3	165 mm

Υπολογισμός α για μετωπική πλάκα

e	60 mm	λ1	0,465745
m	52,30589 mm	λ2	0,426999
m2	44,71177 mm	α	6,2 από σχήμα

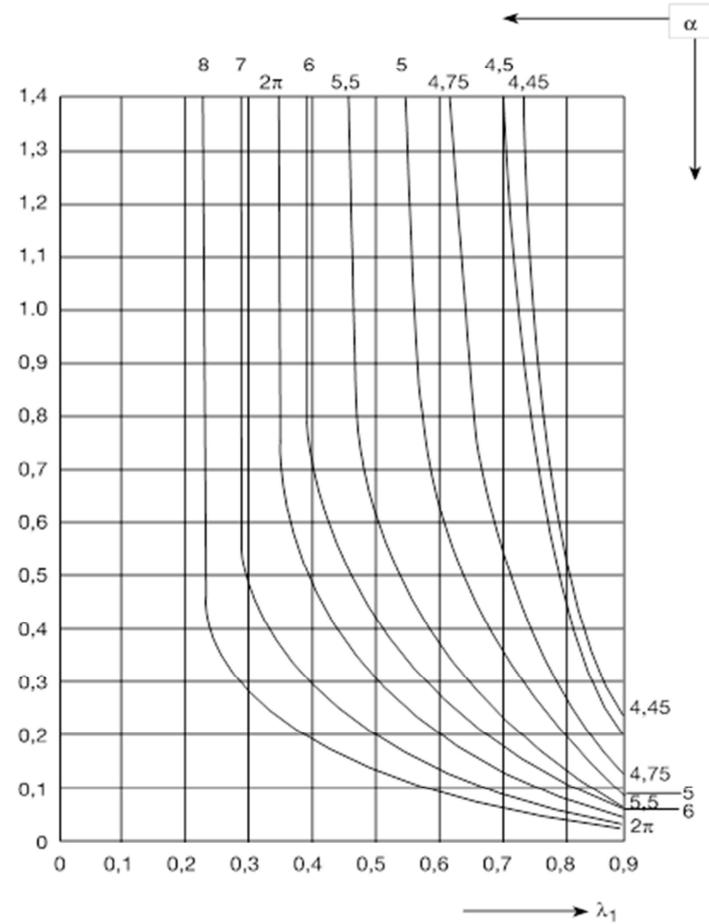
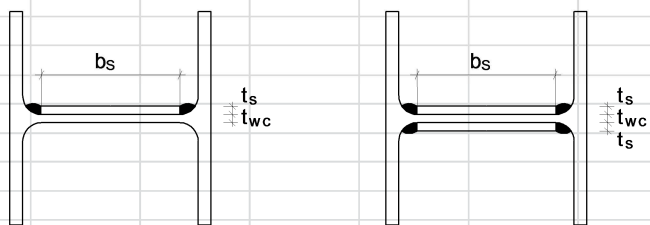
Εγκάρσιες ενισχύσεις υποστυλώματος

t	mm	(1=ναί,0=όχι)	
bc	300 mm	m2,1	56,75 mm
hwc	279 mm	m2,2	58,25 mm
rc	27 mm	λ1	0,266205
twc	11,5 mm	λ2,1	0,386712
tfc	20,5 mm	α1	από σχήμα
tfb	13,5 mm	λ2,2	0,474929
e	90 mm	α2	από σχήμα
m	32,65 mm	(το α1 χρησιμοποιείται για τη σειρά 1 όταν 3 σειρές, το α2 χρησιμοποιείται για τη σειρά 2 όταν 3 σειρές και για τη σειρά 1 όταν 2 σειρές)	

Ενίσχυση κορμού υποστυλώματος

bs1	mm
bs2	mm

(εάν τοποθετείται ενίσχυση και στις δύο πλευρές)
(bs1=bs2)



Αντοχή σε ροπή κάμψης και στρεφική δυσκαμψία κόμβου

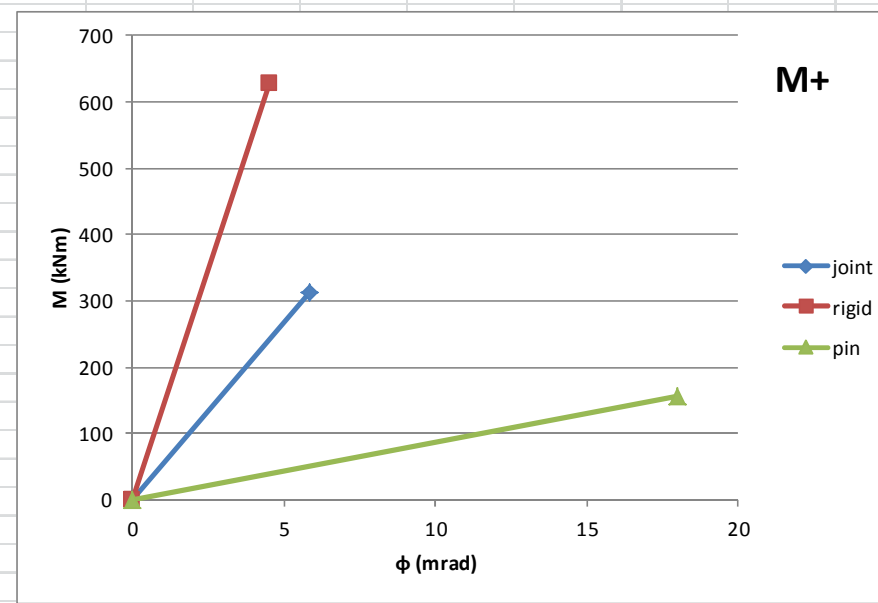
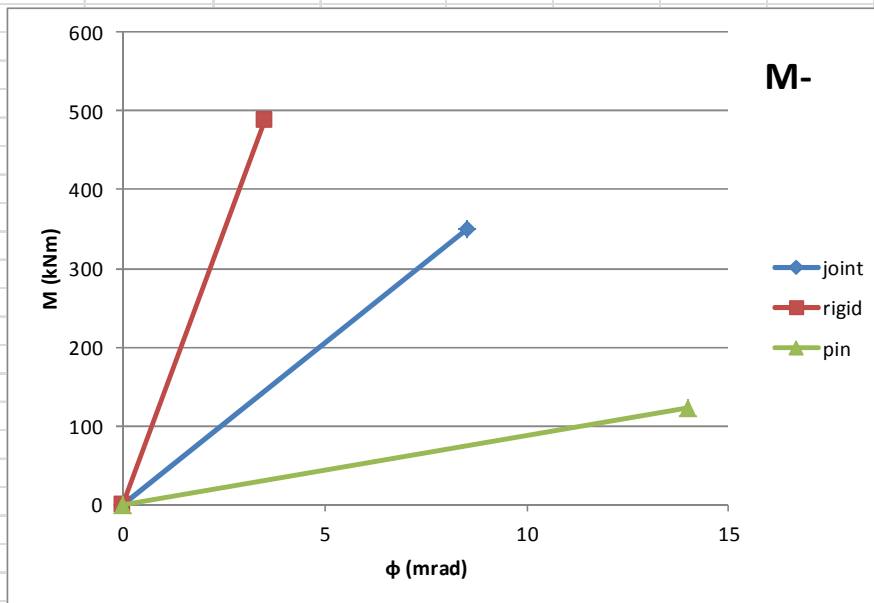
Αντοχή σε αρνητική ροπή κάμψης	Αντοχή σε θετική ροπή κάμψης
Mj- 349,743242 kNm	Mj+ 312,2683 kNm

Δυσκαμψία σε αρνητική ροπή κάμψης	Δυσκαμψία σε θετική ροπή κάμψης
Sj- 40994 kNm	Sj+ 53421,53 kNm

Σύγκριση με άκαμπτο και αρθρωτό κόμβο

Δυσκαμψία άκαμπτου κόμβου	Δυσκαμψία ονομαστικά αρθρωτού κόμβου	Ieq	58206,84 cm ⁴
Srigid 139696,425 kNm	Spin 8731,027 kNm		

Αντοχή σε ροπή κάμψης κόμβου πλήρους αντοχής	Αντοχή σε ροπή κάμψης αρθρωτού κόμβου
Mpl,Rd - 489,09 kNm	Mpin- 122,2733 kNm
Mpl,Rd + 628,40 kNm	Mpin+ 157,1 kNm



M-

φ	Mj-	φ	Mrigid-	φ	Mpin-
0	0	0	0	0	0
8,531604	349,743242	3,501113	489,09	14,00445	122,2733

Αντοχή κόμβου σε αρνητική ροπή κάμψης							
Μέγιστη εφελκυστική δύναμη							
F _{rd}	663,8322 kN						
Μέγιστη θλιπτική δύναμη							
F _{rd}	632,1613 kN						
V _{wp,Rd}	632,1613 kN						
F _{c,wc,Rd}	668,3857 kN						
F _{c,fb,Rd}	794,6831 kN						
Ζεύγος δυνάμεων							
F _{Rd}	632,1613 kN					κρίσιμο μέγεθος η διάτμηση του κορμού υποστυλώματος	
z	553,25 mm						
M _{j-}	349,7432 kNm						

Στροφική δυσκαμψία κόμβου υπό αρνητική ροπή κάμψης		EN1994-1-1 παράρτημα A						E	21000	kN/cm ²
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση		A.2.2.1						Avc	51,77	cm ²
k1	6347,147	kN/cm						β	1	
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη		A.2.2.2						hs	55,325	cm
k2	6825,768	kN/cm						beff,c,wc	31,79706	cm
Εφελκυστικός οπλισμός		A.2.1.1						twc	1,15	cm
ks	2783,255	kN/cm						dc	22,5	cm
Παραμόρφωση διατμητικής σύνδεσης		A.3						As	15,26814	cm ²
kslip	0,811761							h	32	cm
Ks	2259,338	kN/cm						β	1	
Sj-		40993,84	kNm	EN1993-1-8	(6.27)			Kβ	2,6	
								ksc	1000	kN/cm
								hs	55,325	cm
								ds	36	cm
								la	23130	cm ⁴
								λ	105	cm
								n	20	m ⁽⁻¹⁾
								N	21	
								ξ	1,168919	
								v	3,572161	
								Ksc	12002,5	kN/cm

Αντοχή κόμβου σε θετική ροπή κάμψης				Αντοχή κόμβου σε θετική ροπή κάμψης με εγκάρσια νεύρωση στον κορμό του υποστυλώματος							
Μέγιστη θλιπτική δύναμη				Μέγιστη θλιπτική δύναμη							
F _{Rd}	2035,17	kN		F _{Rd}	2035,17	kN					
Εφελκυστική δύναμη κοχλιών		Αποστάσεις κοχλιών από κέντρο θλίψης		Εφελκυστική δύναμη κοχλιών		Αποστάσεις κοχλιών από κέντρο θλίψης					
1η σειρά	350,5554	kN	z ₁	55	cm	1η σειρά	-231,546	kN	z ₁	55	cm
2η σειρά	270,3623	kN	z ₂	43,5	cm	2η σειρά	0	kN	z ₂	43,5	cm
3η σειρά	11,24354	kN	z ₃	16,5	cm	3η σειρά	530,6048	kN	z ₃	16,5	cm
Θλιπτική δύναμη				Θλιπτική δύναμη							
F _{rd}	632,1613	kN		F _{rd}	299,0586	kN					
M_{j+}	312,2683	kNm		M_{j+}	-39,8006	kNm					
M_{j+}	312,2683	kNm									

Στροφική δυσκαμψία κόμβου υπό θετική ροπή κάμψης				EN1993-1-8						Στροφική δυσκαμψία υπό θετική ροπή κάμψης με εγκάρσια νεύρωση	EN1993-1-8								
Κοχλίες	1η σειρά	2η σειρά	3η σειρά							Κοχλίες	1η σειρά	2η σειρά	3η σειρά						
b _{eff,t,wc}	10,25	19,25	20,5146					E _a	21000	kN/cm ²									
k ₃	7701,167	14463,17	15413,3	πίνακας 6.11				E _c	2900	kN/cm ²									
l _{eff}	10,25	19,25	20,5146					t _{wc}	1,15	cm	k ₃	άπειρη	άπειρη	άπειρη					πίνακας 6.11
k ₄	47951	90054,32	95970,31	πίνακας 6.11				d _c	22,5	cm	k ₄	-35811,2	-29963,5	95970,31					πίνακας 6.11
l _{eff}	12	31,59347	27					t _{fc}	2,05	cm	l _{eff}	12	31,59347	27					πίνακας 6.11
k ₅	24763,46	65196,98	55717,79	πίνακας 6.11				m	3,265	cm	k ₅	24763,46	65196,98	55717,79					πίνακας 6.11
k ₁₀	2112,658	2112,658	2112,658	πίνακας 6.11							k ₁₀	2112,658	2112,658	2112,658					πίνακας 6.11
k _{eff}	1505,062	1757,713	1764,963	(6.30)				t _p	2,5	cm	k _{eff}	2058,48	2196,346	1993,203					(6.30)
h	55	43,5	16,5					m	5,230589	cm	h	55	43,5	16,5					
z _{eq}	44,37948	cm		(6.31)				A _s	4,59	cm ²	z _{eq}	45,21332	cm						(6.31)
k _{eq}	4244,321	kN/cm		(6.29)				L _b	73	cm	k _{eq}	5344,56	kN/cm						(6.29)
k ₁	8098,751	kN/cm		πίνακας 6.11				b _{eff}	105	cm	k ₁	7949,391	kN/cm						πίνακας 6.11
k ₁₃	104231,1	kN/cm		πίνακας 6.11				d _{eff}	20	cm	k ₁₃	104231,1	kN/cm						πίνακας 6.11
μοχλοβραχίονας z	44,37948							A _{vc}	51,77	cm ²									
S _{j+}	53421,53	kNm		(6.27)				β	1		μοχλοβραχίονας z	45,21332							
S _{j+}	53421,53	kNm									S _{j+}	63388,21	kNm						(6.27)

Σύνδεση υπό θλίψη		1993-1-8 6. Κόμβοι	
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση		6.2.6.1	
dwc	225 mm	fy	23,5 kN/cm ²
tw	11,5 mm	ε	1
Avc	51,77 cm ²		
d/t ≤ 9ε	19,56522 ≤ 69	ok	
Vwp,Rd	632,1613 kN	(6.7)	
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη		6.2.6.2	
tfb	1,35 cm	E	21000 kN/cm ²
dwc	22,5 cm	fy	23,5 kN/cm ²
tfc	2,05 cm		
twc	1,15 cm		
Avc	51,77 cm ²		
ap	0,6 cm		
s (=rc)	2,7 cm		
sp (=2*tp)	5 cm		
β	1		
beff,c,wc	31,79706 cm		
ω1	0,778837		
ω2	0,527466		
ω	0,778837		
kwc	1		
λp	0,725149		
ρ	0,998684		
maxFc,wc,F	668,3857 kN		
Fc,wc,Rd	669,2663 kN		
Fc,wc,Rd	668,3857 kN	(6.9)	
Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη		6.2.6.7	
(h-tfb)	38,65 cm		
Wpl	1307 cm ³		
fy	23,5 kN/cm ²		
Mc,Rd	30714,5 kNcm		
Fc,fb,Rd	794,6831 kN	(6.21)	

Σύνδεση με 3 σειρές κοχλιών υπό εφελκυσμό		1993-1-8 6. Κόμβοι												
Στοιχεία σύνδεσης														
bc	30 cm	hp	52 cm	As	4,59 cm ²									
hwc	27,9 cm	bp	24 cm	fub	100 kN/cm ²									
rc	2,7 cm	tp	2,5 cm	Lb	73 cm									
twc	1,15 cm													
tfc	2,05 cm	w	12 cm	FtRd	330,48 kN	EN1993-1-1 πίνακας 5.3								
		e1	4,5 cm											
twb	0,86 cm	p1	11,5 cm											
tfb	1,35 cm	p2	19,25 cm											
aw	0,3 cm	p3	27 cm	fy	23,5 kN/cm ²									
af	0,6 cm													
Πέλας υποστυλώματος σε κάμψη		6.2.6.4												
e	9 cm													
emin	6 cm													
m	3,265 cm													
n	4,08125 cm													
Θέση σειράς κοχλιών		μεμονωμένη		μέλος ομάδας										
		leff, cp	leff, nc	leff, cp	leff, nc									
ακραία σειρά (1η)		19,2573	16,655	20,5	10,25	μεμονωμένη				ομάδα (1η +2η + 3η)				
μηχανισμός 1	leff1	16,655		10,25	56,5	Mpl,1,Rd	411,2067	Ft,1,Rd	503,7755	Mpl,1,Rd	1394,967	Ft,1,Rd	1708,995	
μηχανισμός 2	leff2	16,655		10,25	56,5	Mpl,2,Rd	411,2067	Ft,2,Rd	479,1501	Mpl,2,Rd	1394,967	Ft,2,Rd	3333,098	
μηχανισμός 3						Ft,Rd	330,48	Ft,3,Rd	660,96	Ft,Rd	330,48	Ft,3,Rd	1982,88	
									479,1501				1708,995	
εσωτερική (2η)		20,5146	24,31	38,5	19,25	μεμονωμένη				ομάδα (1η + 2η)				
μηχανισμός 1	leff1	20,5146		19,25	29,5	Mpl,1,Rd	506,4991	Ft,1,Rd	620,5195	Mpl,1,Rd	728,3458	Ft,1,Rd	892,3072	
μηχανισμός 2	leff2	24,31		19,25	29,5	Mpl,2,Rd	600,2063	Ft,2,Rd	530,6048	Mpl,2,Rd	728,3458	Ft,2,Rd	932,6905	
μηχανισμός 3						Ft,Rd	330,48	Ft,3,Rd	660,96	Ft,Rd	330,48	Ft,3,Rd	1321,92	
									530,6048				892,3072	
εσωτερική (3η)		20,5146	24,31	54	27	μεμονωμένη				ομάδα (2η + 3η)				
μηχανισμός 1	leff1	20,5146		27	46,25	Mpl,1,Rd	506,4991	Ft,1,Rd	620,5195	Mpl,1,Rd	1141,898	Ft,1,Rd	1398,956	
μηχανισμός 2	leff2	24,31		27	46,25	Mpl,2,Rd	600,2063	Ft,2,Rd	530,6048	Mpl,2,Rd	1141,898	Ft,2,Rd	1045,279	
μηχανισμός 3						Ft,Rd	330,48	Ft,3,Rd	660,96	Ft,Rd	330,48	Ft,3,Rd	1321,92	
									530,6048				1045,279	

Αντοχή διατμητικών συνδέσμων εγκάρσιας δοκού		EN1994-1-1	6.6.3.1	
PRd=min(PRd1;PRd2)		63,78362	kN	
PRd1=	$0,8 \cdot f_u \cdot (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$	65,32502	(6.18)	διάτμηση
PRD2=	$0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \text{SQRT}(f_{ck} / E_{cm}) / \gamma_v$	63,78362	(6.19)	σύνθλιψη αντυγας
f _u	360	MPa		
d	19	mm		
f _{ck}	20	MPa		
E _{cm}	29000	MPa		
h	130	mm		
α	1			
γ _v	1,25			

