



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Τομέας Δομοστατικής  
Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας

## Σεισμική συμπεριφορά διαζωμάτων τοιχοποιίας από οπλισμένο σκυρόδεμα με χαλύβδινα ελάσματα

Στούρα Χαρίκλεια

Επιβλέπων  
Χαράλαμπος Μουζάκης  
Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π

Αθήνα, Οκτώβριος 2015



## **Πρόλογος**

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια των σπουδών μου στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Χαράλαμπο Μουζάκη για την καθοδήγησή του, τη βοήθειά του και την άριστη συνεργασία που είχαμε καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας μου, καθώς και για την ευκαιρία που μου έδωσε να εργαστώ σε ένα θέμα πρακτικού και ερευνητικού ενδιαφέροντος. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω το τεχνικό προσωπικό του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας για τη συμβολή του στην εκτέλεση των απαραίτητων για την πληρότητα της εργασίας πειραμάτων.



## Περίληψη

Στη παρούσα διπλωματική εργασία περιγράφεται και αναλύεται ένα διάζωμα τοιχοποιίας από οπλισμένο σκυρόδεμα με χαλύβδινα ελάσματα τοποθετημένα στο εφελκόμενο και θλιβόμενο πέλμα του. Τα ελάσματα σταθεροποιούνται με εγκάρσιους κοχλιωτούς συνδέσμους, οι οποίοι διαπερνούν καθ' ύψος το διάζωμα και τα ελάσματα, κοχλιώνονται με περικόχλια εκατέρωθεν αυτών και θεωρείται ότι εξασφαλίζουν τη συνάφεια μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος. Στόχος είναι η δημιουργία μιας κατασκευής της οποίας η ανθεκτικότητα στο χρόνο δεν επηρεάζεται από τη διάβρωση του χαλύβδινου οπλισμού, αφού ο τελευταίος έχει τη δυνατότητα να αντικαθίσταται όταν διαβρωθεί και χάσει μεγάλο μέρος της αντοχής του.

Η διαστασιολόγηση του διαζώματος γίνεται λαμβάνοντας υπόψη τον τρόπο ανάλυσης και τους περιορισμούς που αφορούν κυρίως τις συνήθειες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, αλλά και τις σύμμικτες κατασκευές. Τίθενται ωστόσο, κάποιες παραδοχές απαραίτητες για την προσαρμογή των συνήθων διαδικασιών στις ανάγκες της ιδιαίτερης αυτής κατασκευής. Τα χαλύβδινα ελάσματα διαστασιολογούνται και ελέγχονται ώστε να μπορούν να παραλάβουν τη δρώσα καμπτική ροπή, ενώ οι κοχλίες θα πρέπει να είναι σε θέση να φέρουν τη δρώσα τέμνουσα δύναμη και τις διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια μεταξύ του σκυροδέματος της δοκού και του χάλυβα των ελασμάτων.

Προκειμένου να ελεγχθεί η ορθότητα της παραπάνω διαδικασίας υπολογισμού των στοιχείων του διαζώματος, καθώς και το κατά πόσο είναι εφικτή η ασφαλής λειτουργία του, διενεργούνται πειράματα στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογία του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Η πειραματική διαδικασία περιλαμβάνει την εφαρμογή στατικής μονοτονικής φόρτισης τεσσάρων σημείων σε δύο δοκούς. Η μία δοκός (Δοκός Α) είναι οπλισμένη με δύο ίσα χαλύβδινα ελάσματα, ένα στο εφελκόμενο και ένα στο θλιβόμενο πέλμα της, και με δύο, κατά την εγκάρσια διεύθυνση, κοχλίες, διατεταγμένους ανά καθορισμένες αποστάσεις. Η διάταξη της δεύτερης δοκού (Δοκός Β) είναι ακριβώς ίδια με τη προηγούμενη, με τη διαφορά, ότι στην εγκάρσια διεύθυνση η δοκός φέρει έναν κοχλία αντί για δύο.

Η κύρια διαφορά που παρατηρείται μεταξύ των δύο δοκών κατά τη διεξαγωγή των πειραμάτων είναι, ότι η Δοκός Β παρουσιάζει αρκετά μεγαλύτερο βέλος κάμψης σε σχέση με τη Δοκός Α, καθώς επίσης και μεγαλύτερου πάχους ρωγμές. Επίσης, αστοχεί σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματός της για φορτίο μικρότερο του μέγιστου φορτίου που ασκείται στη Δοκό Α, η οποία τελικά δε φτάνει σε αστοχία.

Οι δύο δοκοί του πειράματος μελετώνται και υπολογιστικά, όπου προβλέπεται η αστοχία τους σε καμπτικό λυγισμό. Εφόσον, οι αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών είναι οι ίδιες, η αστοχία θα έπρεπε να επέρχεται για ίδιο φορτίο. Αυτό όμως δε ισχύει, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, καθώς η Δοκός Β, παρόλο που ξεπέρασε το φορτίο αστοχίας που είχε υπολογιστεί, αστόχησε σε μικρότερο φορτίο από το μέγιστο που εφαρμόστηκε στη Δοκό Α. Αυτό, σε συνδυασμό με τη γενικότερη συμπεριφορά των δύο δοκών κατά τη διεξαγωγή των πειραμάτων, καθιστούν πιο δόκιμη τη χρήση δύο κοχλιών αντί για έναν στη προκειμένη διάταξη. Παρ' όλα αυτά, τα πολύ μεγάλα βέλη κάμψης που αναπτύσσονται, υποδεικνύουν ότι

τελικά η υπόθεση της εξασφάλισης πλήρους συνάφειας με τη χρήση κοχλιών, δεν είναι ορθή. Προτείνεται λοιπόν, μια διαδικασία υπολογισμού των τριγραμμικών διαγραμμάτων Δύναμης – Μετακίνηση, στην οποία εισάγονται διορθωτικοί συντελεστές, οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη τις ολισθήσεις μεταξύ σκυροδέματος και ελασμάτων, ώστε τα υπολογιστικά αποτελέσματα να προσεγγίζουν τα πειραματικά.

## **Abstract**

The subject of this diploma thesis is the design of a reinforced concrete tie beam with steel plates attached on its tension and compression sides. The plates are held in place by transverse bolts, which extend throughout the beam height and the plates, are screwed in both ends and create the bond between the steel plates and the concrete. The target is the design of a structure which is not affected by the corrosion of the reinforcement, since the reinforcement can be replaced when corroded and loses its durability.

The procedure and limitations used for the design of this tie beam are these of common reinforced concrete structures, as well as composite structures. Furthermore, certain assumptions are being made for adjustment of the procedure on the particularities of this tie beam. The steel plates are designed, so that they can withstand the bending moment that is occurring because of the load. The bolts have to resist the shear force and the shear stress developed on the interface between concrete and steel.

In order to evaluate the accuracy of the design method being used, experiments are conducted in the Laboratory for Earthquake Engineering of National and Technical University of Athens. For the experiments two beams are used, that are tested under static four point loading testing. Beam A is reinforced by two equal steel plates, one of them on the tension side and one on the compression side, and by two transverse bolts arranged in certain distances among the beam. Beam B is equal to the Beam A. The only difference is the use of one bolt instead of two.

The main difference between those experiments, is that Beam B appears to have bigger deflections than Beam A and cracks widths. Moreover, Beam B fails by flexural buckling of the compression steel plate, in smaller load than the maximum imposed load on Beam A.

The beams are also being calculated analytically, where failure by flexure buckling of the compressive steel plate is predicted for both beams. As long as the bolts of both beams are arranged in the same distances, failure load should be the same. As mentioned before, this is not true, because Beam B, despite exceeding the failure load calculated, it steel failed in smaller load than Beam A. This in conjunction with the general behavior of the two beams, makes the use of two bolts instead of one more appropriate for this tie beam. Nevertheless, the very big deflections of beams, show that the assumption of bond between steel plates and concrete using bolts, is not right. After all, a calculation process of the trilinear Force – Deflection diagrams of the beam is recommended, that takes in consideration the sliding between the concrete and the steel plates, so that the calculation results are close to the experimental.





## Περιεχόμενα

Πρόλογος.....	3
Περίληψη.....	5
Abstract.....	7
Περιεχόμενα.....	9
Ευρετήριο Σχημάτων και Εικόνων .....	13
Ευρετήριο Πινάκων .....	19
Κεφάλαιο 1: Εισαγωγικά στοιχεία .....	21
1.1 Εισαγωγή.....	21
1.2 Διάρθρωση Διπλωματικής Εργασίας .....	22
Κεφάλαιο 2: Χρήση Χαλύβδινων Ελασμάτων σε Δοκούς Οπλισμένου Σκυροδέματος.....	25
2.1 Οπλισμένο Σκυρόδεμα .....	25
2.2 Εξέλιξη Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα .....	25
2.3 Προβλήματα Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα .....	26
2.4 Χρήση Χαλύβδινων Ελασμάτων ως Υλικό Ενίσχυσης Δοκών .....	28
2.5.1 Χαλύβδινα Ελάσματα Πακτωμένα με Αγκύρια.....	29
2.5.2 Επικολλητά Χαλύβδινα Ελάσματα .....	29
2.5.3 Ενίσχυση σε Διάτμηση Δοκών με Χαλύβδινα Ελάσματα και Κοχλίες.....	32
2.5.3 Άλλες Μέθοδοι Ενίσχυσης Δοκών .....	33
2.5 Διάζωμα Οπλισμένου Σκυροδέματος με Χαλύβδινα Ελάσματα και Κοχλιωτούς Εγκάρσιους Συνδέσμους.....	36
Κεφάλαιο 3: Υλικά.....	39
3.1 Σκυρόδεμα.....	39
3.2 Χάλυβας Ελασμάτων .....	40
3.3 Χάλυβας Κοχλίων και Περικοχλίων .....	40
Κεφάλαιο 4: Έλεγχος Διατομής σε Κάμψη.....	43
4.1 Μηχανισμός Μεταφοράς των Τάσεων.....	43
4.2 Μηχανισμός Κάμψης .....	45
4.3 Μηχανισμός Αστοχίας σε Κάμψη.....	47
4.4 Έλεγχος Ελασμάτων σε Κάμψη .....	47
4.5 Έλεγχος Ελασμάτων σε Αξονική Δύναμη .....	51
4.5.1 Εφελκόμενο Έλασμα .....	51
4.5.2 Θλιβόμενο Έλασμα.....	53
Κεφάλαιο 5: Έλεγχος Διατομής σε Διάτμηση .....	57

5.1	Μηχανισμός Διάτμησης .....	57
5.2	Κοχλίες και Περικόχλια .....	58
5.2.1	Γεωμετρικά Στοιχεία Κοχλιών και Περικοχλίων .....	58
5.2.2	Κατηγορίες Κοχλιών και Περικοχλίων.....	61
5.3	Έλεγχος Κοχλιών σε Τέμνουσα .....	62
Κεφάλαιο 6: Έλεγχος Κοχλιών σε Διατμητική Ροή στη Διεπιφάνεια Χάλυβα - Σκυροδέματος 69		
6.1	Περιορισμοί στη Διάταξη των Κοχλιών .....	70
6.1.1	Μέγιστες και Ελάχιστες Αποστάσεις από τα Άκρα των Ελασμάτων.....	70
6.1.2	Μέγιστες και Ελάχιστες Αποστάσεις μεταξύ των Κοχλιών .....	71
6.2	Αντοχή Κοχλιών.....	72
6.3	Έλεγχος Διατμητικής Ροής .....	74
Κεφάλαιο 7: Επιμέρους Έλεγχοι Κοχλιών, Σπειρωμάτων και Ελασμάτων..... 79		
7.1	Έλεγχοι Κοχλιών.....	79
7.1.1	Αντοχή Κοχλία σε Διάτμηση.....	79
7.1.2	Αντοχή Κοχλία σε Εφελκυσμό .....	79
7.1.3	Αντοχή Κοχλία σε Σύνθετη Καταπόνηση Εφελκυσμού και Διάτμησης .....	80
7.2	Έλεγχοι ελασμάτων.....	80
7.2.1	Αντοχή Ελάσματος σε Σύνθλιψη Άντυγας .....	80
7.2.2	Αντοχή Σκυροδέματος σε Σύνθλιψη Άντυγας.....	81
7.2.3	Αντοχή Ελάσματος σε Διάτρηση.....	81
7.3	Έλεγχος Σπειρωμάτων .....	81
7.3.1	Έλεγχος Επιφανειακής Τάσης Σπειρώματος .....	82
7.3.2	Διατμητική Τάση Σπειρώματος .....	83
7.3.3	Καμπτική Τάση Σπειρώματος.....	84
Κεφάλαιο 8: Πειραματική Διαδικασία..... 87		
8.1	Στοιχεία Δοκών .....	87
8.1.1	Δοκός Α .....	87
8.1.2	Δοκός Β.....	88
8.2	Κατασκευή Δοκών .....	89
8.2.1	Διαμόρφωση Οπλισμών – Μεταλλότυποι .....	89
8.2.2	Σκυροδέτηση.....	91
8.3	Προετοιμασία Πειραματικής Διάταξης.....	92
8.4	Διεξαγωγή Πειραμάτων .....	94
8.4.1	Δοκός Α .....	94
8.4.2	Δοκός Β.....	98
8.4	Υπολογιστικές Αντοχές Δοκών.....	101
8.5.1	Δοκός Α .....	103
8.5.2	Δοκός Β.....	104
Κεφάλαιο 9: Σχολιασμός Αποτελεσμάτων και Συμπεράσματα..... 109		

---

9.1	Παρατηρήσεις επί των Πειραμάτων.....	109
9.1.1	Ρηγμάτωση.....	109
9.1.2	Βέλος Κάμψης .....	110
9.1.3	Τοπικός Λυγισμός.....	110
9.2	Σύγκριση Πειραματικών και Υπολογιστικών Αποτελεσμάτων .....	111
9.2.1	Υπολογισμός Πραγματικών Δυσκαμψιών.....	111
9.2.2	Κατασκευή Διαγραμμάτων Δύναμης – Μετακίνησης.....	114
9.3	Τελικά Συμπεράσματα .....	130
9.4	Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα.....	132
Παράρτημα Α: Αναλυτικοί Υπολογισμοί Δοκών Α και Β .....		135
Παράρτημα Β: Βιβλιογραφία.....		157



## Ευρετήριο Σχημάτων και Εικόνων

### Κεφάλαιο 2

- Σχήμα 2.1:** Ενίσχυση καμπτικής αντοχής δοκού με την ανάρτηση ελασμάτων μέσω κατακόρυφων χημικώς πακτωμένων αγκυρίων (Augusto Gomez, Julio Appleton)..... 29
- Σχήμα 2.2:** Ενίσχυση καμπτικής αντοχής δοκού με επικολλητά ελάσματα (Κ. Σπυράκος, 2004)..... 30
- Σχήμα 2.3:** Αστοχία στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων του ελάσματος (Κ. Σπυράκος, 2004)..... 31
- Σχήμα 2.4:** Προσθήκη πλευρικών μεταλλικών ελασμάτων για αύξηση της διατμητικής αντοχής τη δοκού (Κ. Σπυράκος, 2004)..... 32
- Σχήμα 2.5:** Διατμητική ενίσχυση δοκού με διαγώνιους εξωτερικούς συνδετήρες (Κ. Σπυράκος, 2004)..... 33
- Σχήμα 2.6:** Αύξηση διατμητικής αντοχής δοκού με σοβαρές βλάβες μέσω συσφιγμένων κοχλιών (Κ. Σπυράκος, 2004) ..... 33
- Σχήμα 2.7:** Κοχλιωτή σύνδεση συγκολλητής μεταλλικής διατομής για αύξηση της καμπτικής αντοχής υφιστάμενης δοκού οπλισμένου σκυροδέματος (Κ. Σπυράκος, 2004)..... 34
- Σχήμα 2.8:** Διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος με χαλύβδινα ελάσματα και εγκάρσιους κοχλιωτούς συνδέσμους (AutoCAD)..... 36
- Εικόνα 2.1:** Διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος με χαλύβδινα ελάσματα και εγκάρσιους κοχλιωτούς συνδέσμους..... 37

### Κεφάλαιο 4

- Σχήμα 4.1:** Αμφιέριστη δοκός υπό εγκάρσιο (διπλό σημειακό) φορτίο, συμμετρικά διατεταγμένο ως προς τη μεσαία διατομή: α) Διανομή ορθών ( $\sigma$ ) και διατμητικών ( $\tau$ ) τάσεων στη διατομή 1-1, β) Διάγραμμα ροπών κάμψης και τεμνουσών δυνάμεων (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010) ..... 43
- Σχήμα 4.2:** Σχηματική απεικόνιση των τροχιών των θλιπτικών (συνεχείς γραμμές) και εφελκυστικών (διακεκομμένες γραμμές) κυρίων τάσεων που αναπτύσσονται στη δοκό του Σχήματος 4.1 (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010) ..... 44

<b>Σχήμα 4.3:</b>	Μηχανισμός μεταφοράς εξωτερικού φορτίου, με τη μορφή τέμνουσας δύναμης, από τη δεξιά στην αριστερή πλευρά ενός στοιχειώδους τμήματος του διατμητικού μήκους της δοκού του Σχήματος 4.1 (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010).....	44
<b>Σχήμα 4.4:</b>	Σχηματική απεικόνιση ρωγμών που οδηγούν σε αστοχία δοκού σκυροδέματος (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010) .....	45
<b>Σχήμα 4.5:</b>	Παραβολικό – ορθογωνικό διάγραμμα σ-ε για σκυρόδεμα υπό θλίψη (EC2)	48
<b><u>Κεφάλαιο 5</u></b>		
<b>Σχήμα 5.1:</b>	Προσομοίωση αμφιέριστης δοκού στην οριακή κατάσταση αστοχίας της ως δικτύωμα (δικτύωμα Moersch) και διαγράμματα εσωτερικών δυνάμεων για τη περίπτωση διπλού σημειακού φορτίου (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010).....	57
<b>Σχήμα 5.2:</b>	Βασικά στοιχεία ακέφαλου κοχλίου (Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009) .....	59
<b>Σχήμα 5.3:</b>	Βασικά στοιχεία εξαγωνικού περικοχλίου ( <a href="http://www.fme.aegean.gr">www.fme.aegean.gr</a> ).....	60
<b>Σχήμα 5.4:</b>	Γεωμετρία μετρικού συστήματος (Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009) .....	60
<b>Σχήμα 5.5:</b>	Προσομοίωση δοκού στην οριακή κατάσταση αστοχίας της ως δικτύωμα (δικτύωμα Moersch) με θλιβόμενες ράβδους σκυροδέματος (γωνίας $\theta$ ) και εφελκόμενες ράβδους χάλυβα (γωνίας $\alpha$ ) (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010) ....	64
<b><u>Κεφάλαιο 6</u></b>		
<b>Σχήμα 6.1:</b>	Σύμβολα για τις αποστάσεις των κοχλιών του ελάσματος (Ι. Βάγιας, Ι, Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, 2013).....	70
<b>Σχήμα 6.2:</b>	Ροπή αδρανείας αρηγμάτωτης διατομής (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010) .....	75
<b>Σχήμα 6.3:</b>	Ροπή αδρανείας ρηγματωμένης διατομής (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010) .....	75
<b><u>Κεφάλαιο 8</u></b>		
<b>Σχήμα 8.1:</b>	Εγκάρσια τομή Δοκού Α .....	88
<b>Σχήμα 8.2:</b>	Διαμήκης τομή (πάνω) και κάτοψη (κάτω) Δοκού Α .....	88
<b>Σχήμα 8.3:</b>	Εγκάρσια τομή Δοκού Β .....	89
<b>Σχήμα 8.4:</b>	Διαμήκης τομή (πάνω) και κάτοψη (κάτω) Δοκού Β .....	89
<b>Σχήμα 8.5:</b>	Αναπαράσταση φόρτισης τεσσάρων σημείων και διάταξης μετρητών μετατόπισης.....	94
<b>Σχήμα 8.6:</b>	Διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης για το μεσαίο μετρητή μετακίνησης (D2) της Δοκού Α .....	95

<b>Σχήμα 8.7:</b>	Διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης και για τους τρεις μετρητές μετακίνησης της Δοκού Α .....	95
<b>Σχήμα 8.8:</b>	Διάγραμμα εξέλιξης των μετακινήσεων σε συνάρτηση με το χρόνο για τους τρεις μετρητές μετακίνησης της Δοκού Α .....	97
<b>Σχήμα 8.9:</b>	Διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης για το μεσαίο μετρητή μετακίνησης (D2) της Δοκού Β .....	99
<b>Σχήμα 8.10:</b>	Διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης για τους τρεις μετρητές μετακίνησης της Δοκού Β.....	99
<b>Σχήμα 8.11:</b>	Διάγραμμα εξέλιξης των μετακινήσεων σε συνάρτηση με το χρόνο για τους τρεις μετρητές μετακίνησης της Δοκού Β.....	101
<b>Σχήμα 8.12:</b>	Διάγραμμα ροπών κάμψης Δοκού Α.....	104
<b>Σχήμα 8.13:</b>	Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Δοκού Α.....	104
<b>Σχήμα 8.14:</b>	Διάγραμμα ροπών κάμψης Δοκού Β.....	106
<b>Σχήμα 8.15:</b>	Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Δοκού Β.....	106
<b>Εικόνα 8.1:</b>	α) Οπλισμός και μεταλλότυπος: α) Δοκός Α, β) Δοκός Β .....	90
<b>Εικόνα 8.2:</b>	Διάταξη κοχλιών Δοκού Α .....	90
<b>Εικόνα 8.3:</b>	Διάταξη κοχλιών Δοκού Β .....	90
<b>Εικόνα 8.4:</b>	Διαβροχή μεταλλοτύπων δοκών .....	91
<b>Εικόνα 8.5:</b>	Σκυροδέτηση δοκών.....	91
<b>Εικόνα 8.6:</b>	Δοκοί μετά την ολοκλήρωση της σκυροδέτησης.....	92
<b>Εικόνα 8.7:</b>	Κυλινδρικά δοκίμια σκυροδέματος.....	92
<b>Εικόνα 8.8:</b>	Γενική άποψη πειραματικής διάταξης .....	93
<b>Εικόνα 8.9:</b>	Πειραματική διάταξη: α) Υδραυλικός γρύλλος, β) Στήριξη της δοκού με τη χρήση κυλίνδρων.....	93
<b>Εικόνα 8.10:</b>	Μετρητές μετατόπισης των δοκών σε καθορισμένα σημεία.....	94
<b>Εικόνα 8.11:</b>	Ρωγμές στα σημεία επιβολής του φορτίου στη Δοκό Α (αντίστοιχη προς αυτή ρωγή εμφανίζονται συμμετρικά και στο άλλο μισό της δοκού στην ίδια στάθμη φόρτισης).....	96
<b>Εικόνα 8.12:</b>	Ρωγμές στη Δοκό Α: α) Στο μέσον, β) Δεξιά του μετρητή μετακίνησης D3..	96

<b>Εικόνα 8.13:</b>	Δοκός Α μετά τη πλήρη αποφόρτισή της.....	98
<b>Εικόνα 8.14:</b>	Ρωγμές Δοκού Β: α) Στο μέσον της, β) Στο μετρητή μετακίνησης D3, γ) Στο μετρητή μετακίνησης D1 .....	100
<b>Εικόνα 8.15:</b>	Τοπικός λυγισμός θλιβόμενου ελάσματος .....	100
<b><u>Κεφάλαιο 9</u></b>		
<b>Σχήμα 9.1:</b>	Διάγραμμα παραμορφώσεων, τάσεων και εσωτερικών δυνάμεων τη στιγμή της ρηγμάτωσης .....	114
<b>Σχήμα 9.2:</b>	Υπολογιστικό και πειραματικό διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης Δοκού Α. ....	119
<b>Σχήμα 9.3:</b>	Υπολογιστικό και πειραματικό διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης Δοκού Β. ....	122
<b>Σχήμα 9.4:</b>	Υπολογιστικό διάγραμμα μέχρι τη διαρροή και πειραματικό διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης Δοκού Α .....	126
<b>Σχήμα 9.5:</b>	Υπολογιστικό διάγραμμα μέχρι τη διαρροή και πειραματικό διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης Δοκού Β.....	127
<b>Σχήμα 9.6:</b>	Υπολογιστικό και πειραματικό τριγωνικό διάγραμμα Δύναμης - Μετακίνησης Δοκού Α.....	130
<b>Σχήμα 9.7:</b>	Υπολογιστικό και πειραματικό τριγωνικό διάγραμμα Δύναμης - Μετακίνησης Δοκού Β.....	130







## Ευρετήριο Πινάκων

### Κεφάλαιο 3

- Πίνακας 3.1:** Κατηγορίες αντοχής σκυροδέματος σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 206-1 (EC2, ΕΜΠ-Εργαστήριο Ο.Σ.) ..... 39
- Πίνακας 3.2:** Κατηγορίες αντοχής για εν θερμώ ελατούς χάλυβες σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 10025-2 (EC3, Ι. Κ. Βάγιας, Ι. Χ. Ερμόπουλος, Γ. Ι. Ιωαννίδης, 2013, www.b2bmetal.eu)..... 40
- Πίνακας 3.3:** Μηχανικές ιδιότητες χαλύβδινων κοχλιών μετρικών σπειρωμάτων κατά DIN ISO 898 part 1 (EC3, Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009)..... 41
- Πίνακας 3.4:** Μηχανικές ιδιότητες χαλύβδινων περικοχλίων μετρικών σπειρωμάτων κατά DIN ISO 898 part 1 (EC3, Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009)..... 41

### Κεφάλαιο 4

- Πίνακας 4.1:** Χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης σκυροδέματος σύμφωνα με τον EC2.1.1 (EC2, ΕΜΠ-Εργαστήριο Ο.Σ.) ..... 46
- Πίνακας 4.2:** Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού (Πίνακας 6.1, EC3)..... 55
- Πίνακας 4.3:** Καμπύλη λυγισμού για συμπαγείς διατομές (Απόσπασμα του Πίνακα 6.2 του EC3) ..... 55

### Κεφάλαιο 5

- Πίνακας 5.1:** Τυποποίηση κοχλιών κανονικών μετρικών σπειρωμάτων κατά DIN ISO 898 part 1 (EC3, Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009) ..... 61
- Πίνακας 5.2:** Τυποποίηση περικοχλίων κανονικών μετρικών σπειρωμάτων κατά DIN ISO 898 part 1 (EC3, Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009) ..... 62

### Κεφάλαιο 7

- Πίνακας 7.1:** Συντελεστές τριβής κοχλιών (Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009)..... 82
- Πίνακας 7.2:** Επιτρεπόμενη επιφανειακή τάση σπειρώματος κοχλιών – περικοχλίων (Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009)..... 83



## Κεφάλαιο 1: Εισαγωγικά στοιχεία

### 1.1 Εισαγωγή

Ένα από τα πιο ευρέως χρησιμοποιούμενα υλικά των κατασκευών είναι το Οπλισμένο Σκυρόδεμα (ΟΣ), δηλαδή σκυρόδεμα το οποίο ενισχύεται με διάφορα υλικά, συνηθέστερα με χάλυβα, τα οποία αντισταθμίζουν τη χαμηλή εφελκυστική αντοχή του. Ο χάλυβας εμφανίζεται συνήθως με τη μορφή ράβδων και τοποθετείται με τέτοιο τρόπο, ώστε να παραλαμβάνει τις εφελκυστικές τάσεις, που αναπτύσσονται στις κατασκευές.

Οι εξελίξεις που παρατηρούνται τα τελευταία χρόνια σε όλους τους τομείς της ανθρώπινης ζωής, δε θα μπορούσαν να αφήσουν ανεπηρέαστο τον τομέα των κατασκευών. Οι ανάγκες που εμφανίζονται, δημιουργούν ολοένα και μεγαλύτερες απαιτήσεις. Αυτό σε συνδυασμό με την πρόοδο της τεχνολογίας, «υποχρεώνει» το Μηχανικό να αναζητά λύσεις σε νέα ζητήματα, πολύ πιο σύνθετα, να αναθεωρεί πράγματα που μέχρι πρότινος θεωρούσε δεδομένα και να βελτιώνει ήδη υπάρχουσες τεχνικές.

Στο κομμάτι της βελτίωσης των υπάρχουσών τεχνικών, εμφανίζεται ένα μείζονος σημασίας πρόβλημα που αφορά στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτό της μη ικανοποιητικής ανθεκτικότητας τους στη διάρκεια του χρόνου. Κύρια αιτία που συμβάλλει στη μείωση της ανθεκτικότητας, είναι η διάβρωση του οπλισμού των κατασκευών, που οφείλεται σε περιβαλλοντικούς παράγοντες και κυρίως στη διείσδυση χλωριόντων στο σκυρόδεμα, καθώς επίσης και την ενανθράκωση του, κατά την οποία χάνει την αλκαλικότητά του και γίνεται όξινο. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα μεγάλο κόστος αποκατάστασης των βλαβών, το οποία συχνά είναι σχεδόν ίσο με το κόστος μιας νέας κατασκευής, ενώ σε κάποιες περιπτώσεις οι φθορές είναι ιδιαίτερα εκτεταμένες και απαιτείται πλήρης κατεδάφιση. Επίσης, σημαντικές είναι οι επιπτώσεις και στην ασφάλεια της κατασκευής έναντι εξωτερικών δράσεων, όπως είναι ο σεισμός, και άλλες περιβαλλοντικές επιδράσεις.

Η διαπίστωση ότι η διάβρωση του χαλύβδινου οπλισμού είναι τελικά ο κύριος παράγοντας ο οποίος ευθύνεται για τη μειωμένη ανθεκτικότητα των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, οδηγεί στην προσπάθεια εξεύρεσης μιας διαφορετικής τεχνικής σχεδιασμού των κατασκευών. Μιας τεχνικής, η οποία θα ξεχωρίζει τα δύο υλικά και θα κάνει σαφή διάκριση των ρόλων και των ιδιοτήτων τους, ενώ θα δίνει τη δυνατότητα να αυξηθεί η ανθεκτικότητα και κατ' επέκταση η διάρκεια ζωής της κατασκευής.

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασία παρουσιάζεται μια διάταξη, η οποία συγκεντρώνει, όσο γίνεται δυνατό, τα πιο πάνω χαρακτηριστικά. Σκοπός της διάταξης είναι η τοποθέτηση του οπλισμού με τέτοιο τρόπο ώστε να έχει τη δυνατότητα να αντικαθίσταται. Ο οπλισμός ωστόσο, δε μπορεί να αντικατασταθεί όταν το μέλος φέρει κατακόρυφα φορτία σε μια κατασκευή. Μπορεί όμως, να αντικατασταθεί όταν τα φορτία της κατασκευής και τα ίδια βάρη της διατομής φέρονται από άλλα στοιχεία και η διατομή λειτουργεί σε οριζόντιες επιβαλλόμενες μετατοπίσεις, όπως συμβαίνει με τα διαζώματα τοιχοποιίας. Στο σύστημα αυτό η τοιχοποιία, και ιδιαίτερα από λιθοδομή έχει μεγάλη ανθεκτικότητα στο χρόνο σχέση με το σκυρόδεμα, οπότε η ύπαρξη συνήθων διαζωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος μειώνουν την ανθεκτικότητα του κτηρίου. Προτείνεται και μελετάται λοιπόν, η δημιουργία ενός διαζώματος

τοιχοποιίας, δηλαδή μιας δοκού από σκυρόδεμα, συμμετρικά οπλισμένης με χαλύβδινα ελάσματα και εγκάρσιους κοχλιωτούς συνδέσμους.

Η χρήση ελασμάτων σε δοκούς ωστόσο, δεν είναι μια καινούρια τεχνική. Η τεχνική αυτή εφαρμόζεται τα τελευταία χρόνια ως ένας τρόπος ενίσχυσης και αύξησης της φέρουσας ικανότητας δοκών, οι οποίες είναι ήδη οπλισμένες. Η διαφορά εδώ έγκειται στη χρήση των ελασμάτων ως κύριο οπλισμό, χωρίς την ύπαρξη συνήθους όπλισης με ράβδους χάλυβα.

Η δοκός αυτή διαστασιολογείται και ελέγχεται στατικά και σεισμικά μέσω υπολογισμών, ενώ στη συνέχεια, για λόγους πληρότητας της εργασίας και φυσικά ελέγχου των παραδοχών που γίνονται στους υπολογισμούς, διενεργούνται πειράματα. Τα πειράματα περιλαμβάνουν την εφαρμογή στατικής μονοτονικής φόρτισης τεσσάρων σημείων σε δύο δοκούς και πραγματοποιούνται στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Στόχος είναι να γίνουν τα πρώτα βήματα για το σχεδιασμό μιας κατασκευής, η οποία θα είναι μεν ανθεκτική στο χρόνο, αλλά θα ικανοποιεί και όλες εκείνες τις θεμελιώδεις λειτουργίες που καλούνται να εξυπηρετήσουν όλες οι κατασκευές, και αφορούν την ασφάλεια και τη λειτουργικότητά τους.

## 1.2 Διάρθρωση Διπλωματικής Εργασίας

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποτελείται από δύο βασικές ενότητες. Στη πρώτη πραγματοποιείται διαστασιολόγηση και έλεγχος της σύμμικτης δοκού που προτείνεται μέσω υπολογισμών, και στη δεύτερη περιγράφονται και αναλύονται τα πειράματα, τα οποία διενεργούνται στη συνέχεια.

Των δύο ενότητων που αναφέρθηκαν, προηγείται το δεύτερο και τρίτο κεφάλαιο. Στο δεύτερο κεφάλαιο δίνονται κάποια γενικά στοιχεία για το Οπλισμένο Σκυρόδεμα (ΟΣ), παρουσιάζεται η εξέλιξη των κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα στο χρόνο καθώς και οι παράγοντες που δρουν αρνητικά σε αυτές, με έμφαση στο φαινόμενο της διάβρωσης του χαλύβδινου οπλισμού. Επίσης, περιγράφεται αναλυτικά η σύμμικτη δοκός, που προτείνεται στα πλαίσια της παρούσας εργασίας για την αντιμετώπιση αυτού του προβλήματος καθώς και η μέχρι τώρα χρήση των χαλύβδινων ελασμάτων σε υφιστάμενες κατασκευές. Στο τρίτο κεφάλαιο δίνονται τα στοιχεία και υλικά που χρησιμοποιούνται για την υπολογιστική και πειραματική ανάλυση της δοκού.

Η πρώτη ενότητα περιλαμβάνει τα κεφάλαια 4, 5, 6 και 7. Σε αυτά περιγράφεται η ακριβής διαδικασία που ακολουθείται για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της δοκού. Συγκεκριμένα, στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται αρχικά ο βασικός μηχανισμός μεταφοράς των τάσεων και στη συνέχεια η διαδικασία που ακολουθείται για τη διαστασιολόγηση των χαλύβδινων ελασμάτων σε κάμψη καθώς και ο έλεγχος αυτών σε αξονική δύναμη. Στο πέμπτο κεφάλαιο πραγματοποιείται έλεγχος σε διάτμηση του σκυροδέματος, παρουσιάζονται αναλυτικά οι κατηγορίες και οι μηχανικές ιδιότητες των κοχλιών και των περικοχλίων, τα οποία και ελέγχονται σε τέμνουσα. Στο έκτο κεφάλαιο γίνεται λόγος για το φαινόμενο της διατμητικής ροής στη διεπιφάνεια του σκυροδέματος της δοκού και του χάλυβα του ελάσματος. Στη συνέχεια εξετάζεται αν οι αποστάσεις των κοχλιών τηρούν τα όρια των κανονισμών και αν είναι σε θέση να παραλάβουν, τις δημιουργούμενες λόγω τέμνουσας διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στη προαναφερθείσα διεπιφάνεια.

Στο έβδομο κεφάλαιο διενεργούνται για λόγους πληρότητας κάποιοι επιπλέον έλεγχοι στους κοχλίες και στα σπειρώματά τους, στα σπειρώματα των περικοχλίων και στα χαλύβδινα ελάσματα.

Η δεύτερη ενότητα αποτελείται από τα κεφάλαια 8 και 9. Στο όγδοο κεφάλαιο παρουσιάζονται δύο δοκοί, οι οποίες ελέγχονται πειραματικά με την επιβολή στατικής μονοτονικής φόρτισης τεσσάρων σημείων και στη συνέχεια υπολογιστικά. Στο ένατο κεφάλαιο καταγράφονται και επεξηγούνται τα όσα παρατηρούνται κατά την εκτέλεση των πειραμάτων, συγκρίνονται τα πειραματικά με τα υπολογιστικά αποτελέσματα και δίνονται κάποια τελικά συμπεράσματα. Ταυτόχρονα, προτείνονται στοιχεία τα οποία μπορούν να αποτελέσουν αντικείμενο μελλοντικής έρευνας.

Στο τέλος, παρατίθενται Παραρτήματα τα οποία περιλαμβάνουν αναλυτικούς υπολογισμούς, τα αποτελέσματα των οποίων χρησιμοποιούνται στα πιο πάνω κεφάλαια, καθώς και τη βιβλιογραφία που χρησιμοποιήθηκε για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας.





## **Κεφάλαιο 2: Χρήση Χαλύβδινων Ελασμάτων σε Δοκούς Οπλισμένου Σκυροδέματος**

### 2.1 Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Το οπλισμένο σκυρόδεμα (ΟΣ) είναι ένα σύνθετο υλικό που προκύπτει από την ενίσχυση του σκυροδέματος με κάποιος υλικό μεγαλύτερης αντοχής, το οποίο ονομάζεται οπλισμός. Ο οπλισμός εμφανίζεται κυρίως με τη μορφή χαλύβδινων ράβδων και τοποθετείται ώστε να παραλάβει τις εφελκυστικές τάσεις τις οποίες δε δύναται να παραλάβει το σκυρόδεμα. Ως υλικό οπλισμού μπορεί να χρησιμοποιηθεί χάλυβας σε μορφή ινών ή και ίνες γυαλιού, πολυμερών υλικών και άλλα. Το οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί επίσης να εμφανίζεται και σε προεντεταμένη μορφή, υπό τη μόνιμη επίδραση θλιπτικών τάσεων, ώστε η τελική κατασκευή να έχει καλύτερη συμπεριφορά. Στόχος είναι να συνδυαστεί η υψηλή εφελκυστική αντοχή του οπλισμού με την θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, ώστε να δημιουργηθεί ένα υλικό που να ικανοποιεί τις ανάγκες της εκάστοτε κατασκευής.

### 2.2 Εξέλιξη Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Σύμφωνα με τις περισσότερες πηγές, ιδιαίτερα αυτές των οργανισμών που σχετίζονται με τη βιομηχανική παραγωγή και εφαρμογή, το σκυρόδεμα εφευρέθηκε κατά τους ρωμαϊκούς χρόνους και αναπτύχθηκε ιδιαίτερα στο δυτικό κόσμο από το 1824 και μετά, που ο Άγγλος Joseph Aspdin παρασκεύασε το λεγόμενο τσιμέντο Portland, παρόλο που πηγές αναφέρονται σε πρώιμες μορφές σκυροδέματος χρονολογούμενες το 6500 π.Χ.. Αργότερα, προκειμένου να αυξηθεί η αντοχή του σκυροδέματος, άρχισε να εισάγεται η χρήση χάλυβα και εν συνεχεία άλλων υλικών, ως προϊόντα ενίσχυσης. Δημιουργήθηκε έτσι, το λεγόμενο οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο έμελε, στη διάρκεια των χρόνων, να γίνει το πιο ευρέως χρησιμοποιούμενο υλικό των κατασκευών.

Ο François Coignet, Γάλλος βιομήχανος του 19ου αιώνα, υπήρξε πρωτοπόρος στην ανάπτυξη των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ήταν ο πρώτος που χρησιμοποίησε σκυρόδεμα ενισχυμένο με χάλυβα, για τη κατασκευή κτηρίων. Το 1853 ο François Coignet έφτιαξε τη πρώτη κατασκευή από οπλισμένο με χάλυβα σκυρόδεμα, ένα τετραώροφο σπίτι στην οδό Charles Michels 72 στα προάστια του Παρισιού. Σύμφωνα με τις περιγραφές του Coignet, ο ίδιος χρησιμοποίησε το οπλισμένο σκυρόδεμα, όχι για να αυξήσει την αντοχή του σκυροδέματος, αλλά για να εξασφαλίσει τη μονολιθικότητα της κατασκευής, αποτρέποντας την ανατροπή των τοίχων. Το 1854, ο Άγγλος κατασκευαστής William B. Wilkinson ενίσχυσε το σκυρόδεμα της οροφής και των πλακών ενός διώροφου κτιρίου. Ωστόσο, η τοποθέτηση του οπλισμού έδειξε, ότι σε αντίθεση με τους προκατόχους του, είχε επίγνωση της εφελκυστικής αντοχής του χάλυβα.

Ο Joseph Monier, ένας Γάλλος κηπουρός, γνωστός κι ως ένας από του κυριότερους εφευρέτες του οπλισμένου σκυροδέματος, παρουσίασε το 1867 μια μελέτη για κάνιστρα και

αργότερα για δοκούς και στρωτήρες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Παρ' όλο που ο Monier αναμφίβολα ήξερε πως η ενίσχυση του σκυροδέματος θα αύξανε τη αντοχή του, δεν είναι γνωστό αν ήξερε τη ποσότητα του οπλισμού που πραγματικά θα αύξανε την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

Πριν το 1877 η χρήση του σκυροδέματος στις κατασκευές δεν ήταν μία αποδεδειγμένη επιστημονικά τεχνολογία. Για πρώτη φορά ο Αμερικάνος Thaddeus Hyatt δημοσίευσε την αναφορά του με τίτλο: *An Account of Some Experiments with Portland-Cement-Concrete Combined with Iron as a Building Material, with Reference to Economy of Metal in Construction and for Security against Fire in the Making of Roofs, Floors, and Walking Surfaces*, όπου περιέγραφε τα πειράματα που έκανε πάνω στη συμπεριφορά του οπλισμένου σκυροδέματος. Η δουλειά του έπαιξε πολύ σημαντικό ρόλο στην ανάπτυξη των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, ως μια αποδεδειγμένη και τεκμηριωμένη επιστήμη.

Το 1879, ο G. A. Wayss, ένας Γερμανός πολιτικός μηχανικός και πρωτοπόρος στις κατασκευές από σκυρόδεμα και σίδηρο ή χάλυβα, αγόρασε τα γερμανικά δικαιώματα για τις ευρεσιτεχνίες του Monier και το 1884 ξεκίνησε τη πρώτη εμπορική χρήση του ενισχυμένου σκυροδέματος στην εταιρία του Wayss & Freytag. Μέχρι το 1890 ο Wayss και η εταιρία του συνέβαλαν αποφασιστικά στη βελτίωση της μεθόδου ενίσχυσης του Monier και την εγκαθίδρυσε ως μια πολύ καλά ανεπτυγμένη επιστημονικά τεχνολογία.

Τέλος, ο Ernest L. Ransome, μηχανικός γεννημένος στην Αγγλία, αξιοποιώντας τις γνώσεις που είχαν αναπτυχθεί πάνω στο ενισχυμένο σκυρόδεμα μέχρι εκείνη την εποχή, κατάφερε σημαντικές βελτιώσεις. Το 1884 παρουσίασε ένα σύστημα όπλισης του σκυροδέματος χρησιμοποιώντας στρεβλωμένες τετράγωνα ράβδους χάλυβα για να βελτιώσει τη συνάφεια σκυροδέματος οπλισμού. Επιπλέον, μέσα από τη φήμη που είχε αποκτήσει για τα επιτεύγματά του, κατάφερε να κατασκευάσει δύο από τις πρώτες γέφυρες οπλισμένου σκυροδέματος στη Βόρεια Αμερική.

Μετά τον 19<sup>ο</sup> αιώνα οι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα είχαν γνώρισαν ακόμα μεγαλύτερη ανάπτυξη. Ορόσημο των κατασκευών από σκυρόδεμα θεωρείται ένα κτήριο από οπλισμένο σκυρόδεμα που κατασκευάστηκε στο λιμάνι Chester της Νέας Υόρκης από τον μηχανολόγο William Ward το 1871. Πρόκειται για ένα σπίτι που έχτισε μόνος του, με εξαιρετική επιμέλεια και κάνοντας μακροχρόνια πειράματα, για χάρη της γυναίκας του, η οποία φοβόταν την πυρκαγιά. Αργότερα, το 1904, κατασκευάστηκε ένας από τους πρώτους ουρανοξύστες από οπλισμένο σκυρόδεμα, το 16-όροφο Ingalls Building στο Cincinnati.

Μέχρι και σήμερα οι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα έχουν γνώρισε σημαντική πρόοδο και αποτελούν ένα μεγάλο μέρος της σύγχρονης κατασκευαστικής δραστηριότητας. Ωστόσο, όπως είναι επόμενο, κάθε βελτίωση φέρνει στο προσκήνιο ένα νέο πρόβλημα, το οποίο μέχρι εκείνη τη στιγμή θεωρείτο αμελητέο. Οι εξελίξεις λοιπόν, στο χώρο των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως και σε κάθε άλλο τομέα, είναι συνεχείς και συγχρόνως αναγκαίες.

### 2.3 Προβλήματα Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Πέρα από όλα τα πλεονεκτήματα του σκυροδέματος αυτού καθ' αυτού, αλλά και του οπλισμένου σκυροδέματος, όπως περιγράφηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο, υπάρχουν και

κάποια σημαντικά προβλήματα που αφορούν τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα, ίσως και το σημαντικότερο, είναι η μη ικανοποιητική ανθεκτικότητα των κατασκευών στη διάρκεια του χρόνου.

Ως διάρκεια ζωής (ή λειτουργική ζωή, *working life*) μιας κατασκευής ορίζεται η περίοδος του χρόνου στην οποία η επιτελεστικότητά της διατηρείται σε ένα αποδεκτό όριο, σύμφωνα με τις προδιαγραφές της. Η επιτελεστικότητα (*performance*) ανακλά το αποδεκτό επίπεδο βλαβών μιας κατασκευής (ασφάλεια, λειτουργικότητα και εμφάνιση) και συνήθως συνδυάζεται με ένα επίπεδο σεισμικής δράσης, το οποίο καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης αυτού στη διάρκεια ζωής μιας κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επαναφοράς. Η διάρκεια ζωής λοιπόν, έχει να κάνει με την ανθεκτικότητα (*durability*) της κατασκευής, δηλαδή την ικανότητά της να αντιστέκεται σε περιβαλλοντικές δράσεις χωρίς να παρουσιάζει εμφανείς αλλοιώσεις και χωρίς φυσικά να πέφτει η επιτελεστικότητα κάτω από κάποιο ελάχιστο όριο.

Οι παράγοντες που καθορίζουν την ανθεκτικότητα του σκυροδέματος στο χρόνο είναι:

- Η σύνθεσή του, δηλαδή η ποιότητα αυτού συνολικά αλλά και η σχετική ποιότητα των συστατικών του.
- Η υλοποίηση και η συντήρηση της κατασκευής.
- Οι περιβαλλοντικές συνθήκες στις οποίες εκτίθεται.

Δεδομένου ότι η σύνθεση του σκυροδέματος, καθώς και η υλοποίηση και συντήρηση της κατασκευής είναι ελεγχόμενες, θα δοθεί βάση στους περιβαλλοντικούς παράγοντες που επηρεάζουν τις κατασκευές από σκυρόδεμα. Οι παράγοντες αυτοί που προκαλούν φθορά (*deterioration*) των κατασκευών είναι:

- Μηχανικές διεργασίες. Περιλαμβάνουν την αρχική συστολή, την αρχική καθίζηση, την άμεση φόρτιση και τις επιβαλλόμενες παραμορφώσεις.
- Φυσικές διεργασίες. Περιλαμβάνουν τις θερμοκρασιακές διεργασίες, τη συστολή ξήρανσης και την επίδραση του παγετού.
- Χημικές διεργασίες. Διακρίνονται σε δύο κατηγορίες: σε αυτές που επιδρούν στο σκυρόδεμα και σε αυτές που επιδρούν στο χαλύβδινο οπλισμό του σκυροδέματος.

Στη πρώτη υποκατηγορία ανήκει η χημική δράση επιβλαβών ουσιών στο σκυρόδεμα με πιο συνήθεις στη πράξη την επίδραση οξέων (συμπεριλαμβανομένων των αλάτων αμμωνίου και μαγνησίου καθώς και του μαλακού νερού), την επίδραση θεικών και την αλκαλοπυριτική αντίδραση.

Οι ράβδοι του οπλισμού προστατεύονται από τη διάβρωση μέσω ενός στρώματος οξειδίου του σιδήρου που σχηματίζεται στην επιφάνειά τους και οφείλεται στην έντονη αλκαλικότητα του σκυροδέματος. Η κατάσταση αυτή ονομάζεται παθητικοποίηση του χάλυβα. Όταν λοιπόν, υπάρχει διείδυση χλωριόντων και υπέρβαση της κρίσιμης συγκέντρωσής τους ή μείωση του pH του νερού των πόρων του σκυροδέματος κάτω από 9 λόγω της ενανθράκωσής του, το στρώμα αυτό καταστρέφεται. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη διάβρωση του οπλισμού δηλαδή την αποπαθητικοποίησή του και επομένως τη μείωση της αντοχής του.

- Βιομηχανικές διεργασίες. Περιλαμβάνουν την ανάπτυξη μικροοργανισμών στις επιφάνειες σκυροδέματος που βαθμιαία οδηγεί στη διάβρωσή του. Αυτού του είδους η δράση εμφανίζεται πολύ συχνά σε συστήματα αποχέτευσης.

Από τα παραπάνω γίνεται αντιληπτό, πως η κυριότερη αιτία μείωσης της ανθεκτικότητας, και κατ' επέκταση της διάρκειας ζωής των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, είναι η διάβρωση του χαλύβδινου οπλισμού, η οποία επιτελείται κυρίως με την ενανθράκωση και τη διείδυση χλωριόντων. Η διάβρωση που υφίσταται ο οπλισμός, και στις δύο αυτές, περιπτώσεις, προκαλεί γενικευμένη ρηγμάτωση του σκυροδέματος που τον επικαλύπτει, ενώ παράλληλα η απομένουσα διατομή χάλυβα είναι ανεπαρκής για την ασφάλεια της κατασκευής. Αυτή η χρονική στιγμή μπορεί να ληφθεί ως το τέλος της χρήσιμης ζωής της κατασκευής. Σχεδόν όλοι οι άλλοι μηχανισμοί φθοράς μπορούν να ελεγχθούν κατά τον αρχικό σχεδιασμό σκυροδέματος και την χύτευση.

Τα παραπάνω δίνονται λεπτομερέστερα στον παρακάτω Πίνακα 2.1, ο οποίος δίνει τις διάφορες κατηγορίες έκθεσης στις οποίες ταξινομούνται οι περιβαλλοντικές δράσεις, σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 206-1. Η επιλογή της κατηγορίας έκθεσης σκυροδέματος εξαρτάται από τις διατάξεις που ισχύουν στο τόπο χρήσης αυτού.

Σύμφωνα μάλιστα και με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 206-1 του EC2, από το πίνακα 4.1 που δίνει τις διάφορες κατηγορίες έκθεσης στις οποίες ταξινομούνται οι περιβαλλοντικές δράσεις, αναφέρεται ότι για άοπλο σκυρόδεμα δεν υπάρχει κίνδυνος διάβρωσης σε οποιοδήποτε συνθήκες έκθεσης, εκτός από δράση παγετού, απότριψη ή χημική προσβολή. Επιπλέον, από όλες τις κατηγορίες έκθεσης γίνεται σαφές ότι η εξέλιξη του φαινομένου της διάβρωσης απαιτεί την ύπαρξη υγρασίας και οξυγόνου. Το συμπέρασμα στο οποίο καταλήγει αυτός ο συλλογισμός είναι πως η διάρκεια ζωής των κατασκευών από άοπλο σκυρόδεμα είναι μεγαλύτερη σε σχέση με αυτές από οπλισμένο, χωρίς ωστόσο να γίνεται ποσοτικοποίηση. Πώς μπορεί λοιπόν, να γίνει αξιοποίηση αυτής της διαπίστωσης;

Η απάντηση στο παραπάνω ερώτημα αποτελεί και το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, στην οποία επιχειρείται ο σχεδιασμός και ο έλεγχος ενός διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος με χαλύβδινα ελάσματα, όπως παρουσιάζεται στη συνέχεια.

#### 2.4 Χρήση Χαλύβδινων Ελασμάτων ως Υλικό Ενίσχυσης Δοκών

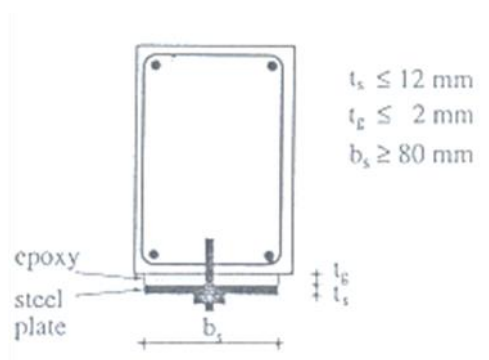
Τα χαλύβδινα ελάσματα στις συνήθειες κατασκευές από σκυρόδεμα δεν είναι κάτι νέο. Για δοκούς με ανεπαρκή όπλιση και καλή ποιότητα σκυροδέματος, η προσθήκη εξωτερικού οπλισμού, με τη μορφή ελασμάτων, είναι μια πολύ καλή τεχνική. Προκειμένου ο επιπρόσθετος οπλισμός να ενεργοποιηθεί με μικρές παραμορφώσεις της προς ενίσχυση δοκού, χρησιμοποιείται συνήθως χάλυβας σχετικά μικρής εφελκυστικής αντοχής. Τα ελάσματα συνδέονται στη δοκό είτε με εγχυόμενη εποξική ρυτίνη, είτε με κοχλίες.

Με την προσθήκη των ελασμάτων επιτυγχάνεται αύξηση της καμπτικής και διατμητικής αντοχής της δοκού, ενώ παράλληλα αυξάνεται και η δukaμψία της. Αντί χαλύβδινων ελασμάτων μπορούν να χρησιμοποιηθούν, με την ίδια λογική, και συγκολλητές μεταλλικές διατομές θερμής έλασης που κοχλιώνονται στη δοκό.

### 2.5.1 Χαλύβδινα Ελάσματα Πακτωμένα με Αγκύρια

Προκειμένου να αυξηθεί η καμπτική αντοχή μια υφιστάμενης δοκού, συνήθως απαιτείται η τοποθέτηση επιπρόσθετου εφελκόμενου οπλισμού. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με την τοποθέτηση ενός χαλύβδινου ελάσματος στην εφελκόμενη παρειά της δοκού. Η σύνδεσή του μπορεί να γίνει με τη χρήση κατακόρυφων χημικώς πακτωμένων αγκυρίων. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της συγκεκριμένης τεχνικής είναι η προσεκτική σάρωση της παρειάς της δοκού για τον ακριβή εντοπισμό των διαμήκων ράβδων, ώστε να μην προκληθούν βλάβες σε αυτές κατά τη φάση διάνοιξης των οπών για την τοποθέτηση των αγκυρίων (Augusto Gomez, Julio Appleton).

Εναλλακτικά μπορούν να προστεθούν δύο ελάσματα, ένα στην πάνω και ένα στην κάτω παρειά της δοκού. Τα ελάσματα μπορούν να συνδέονται μεταξύ τους μέσω κοχλιών που διαπερνούν κάθετα όλο το ύψος της δοκού. Η τεχνική αυτή χρησιμοποιείται συνήθως όταν η δοκός παρουσιάζει μεγάλη ανεπάρκεια όσον αφορά στην αντοχή της. Το κυριότερο μειονέκτημά της είναι ότι όχι μόνο η διαδικασία διάνοιξης των οπών καθ' ύψος της δοκού είναι εξαιρετικά δύσκολη, αλλά επιπλέον απαιτείται ειδική επικάλυψη της επιφάνειας της πλάκας πάνω από την δοκό ώστε να καλυφθεί το άνω έλασμα και τα αγκυριά του (Κ. Σπυράκος, 2004).



**Σχήμα 2.1:** Ενίσχυση καμπτικής αντοχής δοκού με την ανάρτηση ελασμάτων μέσω κατακόρυφων χημικώς πακτωμένων αγκυρίων (Augusto Gomez, Julio Appleton)

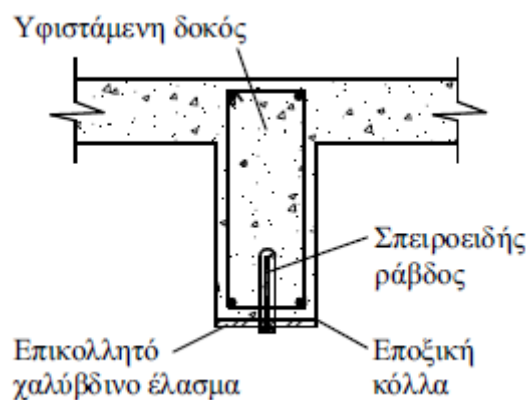
### 2.5.2 Επικολλητά Χαλύβδινα Ελάσματα

Σύμφωνα με το Αντί να συνδέονται με κοχλίες, τα χαλύβδινα ελάσματα μπορούν να επικολληθούν στην επιφάνεια του σκυροδέματος με χρήση εποξικής κόλλας προκειμένου να αυξήσουν την καμπτική αντοχή της δοκού. Η επικόλληση των ελασμάτων είναι σαφώς ευκολότερη από τη διάνοιξη οπών και την κοχλίωσή τους στο σκυρόδεμα. Επίσης, οι εργασίες της ενίσχυσης μπορούν να γίνουν γρήγορα, με μικρή επιβάρυνση τόσο της υφιστάμενης κατασκευής όσο και όχληση των ενοίκων. Το σύστημα ενίσχυσης είναι απόλυτα εξαρτημένο από την ποιότητα της εργασίας, ιδιαίτερα στη φάση εφαρμογής της εποξικής κόλλας. Εάν η επιφάνεια του σκυροδέματος δεν είναι κατάλληλα προετοιμασμένη, η κόλλα που

χρησιμοποιείται είναι ελαττωματική ή δεν μπορεί να ακολουθήσει το ρυθμό παραμόρφωσης της δοκού ή η διαδικασία δεν γίνει όσο προσεκτικά απαιτείται, το τελικό αποτέλεσμα θα είναι μία χαλαρή σύνδεση του ελάσματος στη δοκό που θα περιορίζει σημαντικά την αποδοτικότητα της ενίσχυσης. Οι τρεις καθοριστικότεροι παράγοντες για επιτυχή εφαρμογή της μεθόδου είναι οι ακόλουθοι:

- Επισταμένη προετοιμασία της επιφάνειας του σκυροδέματος στην οποία θα επικοληθεί το χαλύβδινο έλασμα. Απαιτείται εκτράχυνση και απομάκρυνση της επιφανειακής ασθενούς στρώσης σκυροδέματος ιδιαίτερα εάν παρουσιάζει ίχνη ενανθράκωσης. Όπως και στην περίπτωση των πρόσθετων στρώσεων σκυροδέματος, η εκτράχυνση μπορεί να γίνει με υδροβολή ή κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό.
- Η αντοχή συνάφειας της εποξικής κόλλας πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με αυτή του σκυροδέματος. Επίσης η κόλλα πρέπει να είναι η κατάλληλη για τις συγκεκριμένες περιβαλλοντικές συνθήκες που επικρατούν στη θέση του έργου.
- Το χαλύβδινο έλασμα πρέπει να έχει επαρκές μήκος και πλάτος έτσι ώστε να αποφευχθεί η ψαθυρή αστοχία του συστήματος ενίσχυσης με αποκόλληση του ελάσματος από τη δοκό.

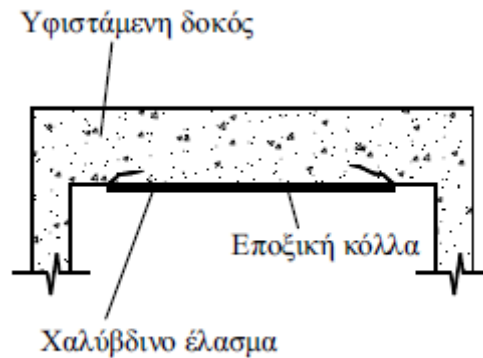
Η εποξική κόλλα μπορεί να τοποθετηθεί είτε με ρητινέυση είτε με επάλειψη της κόλλας και στις δύο επιφάνειες που πρόκειται να συγκολληθούν. Η σύνδεση της δοκού με το χαλυβδόφυλλο συνήθως απαιτεί την άσκηση πίεσης, ώστε να επιτευχθεί η απαιτούμενη αντοχή της κόλλας. Για την ανάρτηση του ελάσματος αλλά και την παροχή πρόσθετης διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια μπορούν να χρησιμοποιηθούν σπειροειδείς ράβδοι που αγκυρώνονται σε κατακόρυφες οπές πληρωμένες με τσιμεντένεμα (Σχήμα 2.3).



**Σχήμα 2.2:** Ενίσχυση καμπτικής αντοχής δοκού με επικολητά ελάσματα (Κ. Σπυράκος, 2004)

Το κυριότερο μειονέκτημα της τεχνικής βρίσκεται στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων των φύλλων. Η πρόωρη αστοχία των άκρων με απόσχιση στη γειτονική προς το έλασμα περιοχή σκυροδέματος, στην περίπτωση χρήσης χάλυβα, οφείλεται στην υψηλή συγκέντρωση τάσεων στην περιοχή. Επομένως, κρίνεται αναγκαίο να γίνονται δύο βασικοί έλεγχοι που αφορούν την περιοχή αγκύρωσης στα άκρα των επικολητών φύλλων. Ο πρώτος στοχεύει στην εξασφάλιση επαρκούς μήκους αγκύρωσης πέραν της περιοχής που απαιτείται καμπτική ενίσχυση. Ο δεύτερος αφορά τον έλεγχο της συγκέντρωσης καμπτικών και διατμητικών

τάσεων στην περιοχή των άκρων, λόγω της ύπαρξης πέρατος, δηλαδή λόγω της ασυνέχειας του επικολλητού φύλλου. Συνήθως ελέγχονται οι διατμητικές τάσεις της περιοχής. Όμως επειδή στην πραγματικότητα υπάρχουν συγχρόνως καμπτικές και διατμητικές τάσεις φαίνεται πιο λογικό να πρέπει να ελεγχθεί η αλληλεπίδραση των δύο εντάσεων. Μία συνήθης πρακτική για τον περιορισμό των συγκεντρωμένων τάσεων είναι η προοδευτική μείωση του πάχους των ελασμάτων στα άκρα τους.



**Σχήμα 2.3:** Αστοχία στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων του ελάσματος (Κ. Σπυράκος, 2004)

Επιπλέον, κύρια αδυναμία της τεχνικής είναι και η ευκολία διάβρωσης του χάλυβα που συχνά διαπιστώνεται εντονότερη στην εσωτερική επιφάνεια των ελασμάτων. Απαιτείται ως εκ τούτου συνεχής συντήρηση που πολλές φορές οδηγεί σε αύξηση του κόστους. Τέλος, στα αρνητικά της τεχνικής θα πρέπει να προστεθούν η δυσκολία εφαρμογής λόγω του μεγάλου βάρους του χάλυβα και η ανάγκη κατασκευής ενώσεων των ελασμάτων στις περιπτώσεις που απαιτούνται μεγάλα μήκη.

Για τη διαστασιολόγηση της ενισχυμένης διατομής, που προκύπτει είτε με επικολλητά είτε με κοχλιωτά ελάσματα, λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά τόσο του υπάρχοντος όσο και του προστιθέμενου υπό μορφή ελασμάτων οπλισμού, θεωρώντας απλοποιητικά ένα μέσο στατικό ύψος. Η αντοχή της ενισχυμένης διατομής δεν πρέπει να ξεπερνά την αντοχή του αρχικού στοιχείου. Επιπλέον, η διαδικασία προσδιορισμού του απαιτούμενου μήκους αγκύρωσης, όπως και ο έλεγχος των διατμητικών τάσεων απόσχισης και της αλληλεπίδρασης διατμητικής και καμπτικής έντασης στις περιοχές πέρατος του ελάσματος κρίνεται άκρως απαραίτητη.

Για την ενίσχυση σε κάμψη δοκού χρησιμοποιούνται συνήθως χαλύβδινα ελάσματα πάχους 1mm έως 1,5mm με όριο διαρροής που κυμαίνεται από 240MPa έως 400MPa. Τα ελάσματα τοποθετούνται σε μία ή περισσότερες στρώσεις με συνεχή σύνδεση χρησιμοποιώντας ειδική κολλά που συνήθως είναι εποξική. Το πάχος των ελασμάτων δεν πρέπει να ξεπερνά είτε τα 4 mm είτε το 2% του πλάτους του ελάσματος. Το σημαντικότερο πλεονέκτημα των ελασμάτων μικρού πάχους είναι ότι μπορούν να παρακολουθήσουν τις παραμορφώσεις του πέλματος της δοκού χωρίς την επιβολή πρόσθετων τάσεων στο έλασμα. Για το λόγο αυτό συνιστάται να χρησιμοποιούνται περισσότερα ελάσματα μικρότερου πάχους αντί για ελάσματα μεγαλύτερου πάχους. Η αγκύρωση των ελασμάτων καλό είναι να γίνεται

κοντά στα σημεία μηδενισμού του διαγράμματος ροπών και πάντοτε σε ικανή απόσταση από τις θέσεις των μέγιστων ροπών. Για το μήκος αγκύρωσης ισχύει η ακόλουθη σχέση:

$$l_b = \max(200\text{mm}; 140 / b_f; 200t_f) \quad (\text{Σχέση 2.1})$$

Όπου:

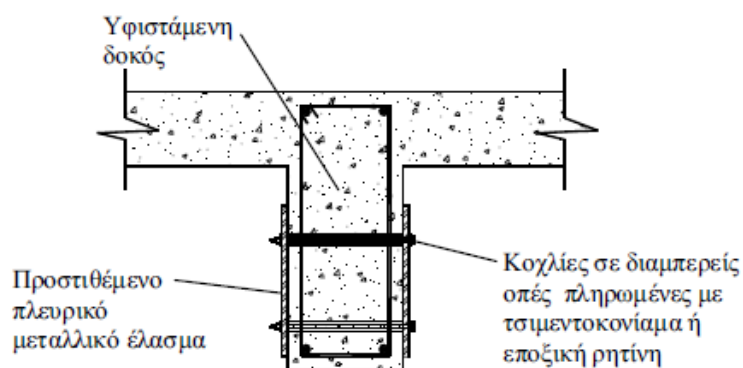
$b_f$ : το πλάτος του ελάσματος (mm)

$t_f$ : το πάχος του ελάσματος (mm)

Για την καλύτερη αγκύρωση των ελασμάτων μπορούν να χρησιμοποιούνται ειδικά επικολητά γωνιακά αγκύρωσης, συγκολλημένα στα ελάσματα και στις παρειές της δοκού. (Σπυράκος, 2004)

### 2.5.3 Ενίσχυση σε Διάτμηση Δοκών με Χαλύβδινα Ελάσματα και Κοχλίες

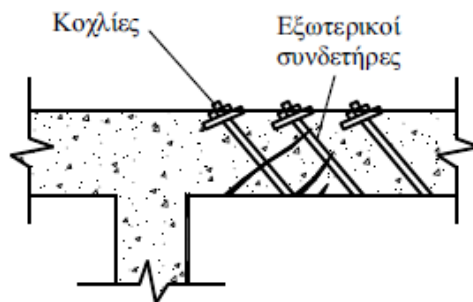
Στις προηγούμενες ενότητες παρουσιάστηκαν οι κυριότερες μέθοδοι για την αύξηση της καμπτικής αντοχής μιας δοκού. Παρόμοιες τεχνικές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ενίσχυση των δοκών σε διάτμηση. Η χρήση δύο μεταλλικών ελασμάτων μπορεί π.χ. να αυξήσει τη διατμητική αντοχή της δοκού, εφόσον τα δύο ελάσματα τοποθετηθούν στις πλευρικές παρειές της και συνδεθούν με αυτή μέσω κοχλιών που διαπερνούν εγκάρσια το σώμα της δοκού σε δύο τουλάχιστον θέσεις (Σχήμα 2.5). Ανάλογα με τις απαιτήσεις της μελέτης ενίσχυσης, ελάσματα για την ενίσχυση της δοκού τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε διαφορετικές θέσεις κατά μήκος της δοκού.



**Σχήμα 2.4:** Προσθήκη πλευρικών μεταλλικών ελασμάτων για αύξηση της διατμητικής αντοχής τη δοκού (Κ. Σπυράκος, 2004)

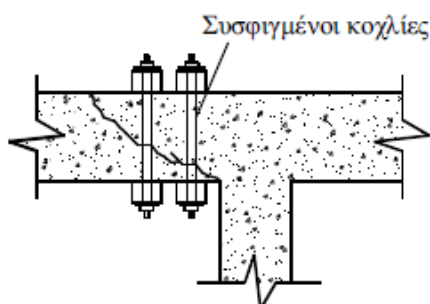
Μία άλλη μέθοδος για την αύξηση της διατμητικής αντοχής δοκού από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι η προσθήκη νέων χαλύβδινων συνδετήρων που περισφίγγουν εξωτερικά τη δοκό. Οι συνδετήρες μπορούν να είναι είτε κατακόρυφοι είτε υπό γωνία 45° (Σχήμα 2.6).





**Σχήμα 2.5:** Διατμητική ενίσχυση δοκού με διαγώνιους εξωτερικούς συνδετήρες (Κ. Σπυράκος, 2004)

Οι δοκοί από σκυρόδεμα με ανεπαρκή διατμητική αντοχή ενδέχεται να παρουσιάζουν διαγώνιες ρωγμές που ξεκινούν από την εσωτερική παρειά των στηρίξεων με κατεύθυνση προς το μέσον της δοκού. Εάν οι ρωγμές είναι μεγάλου εύρους (μεγαλύτερου από 0,5 mm), ο μηχανισμός αλληλεμπλοκής αδρανών ενδέχεται να μην είναι σε θέση να αποτρέψει τη σχετική ολίσθηση μεταξύ των παρειών των ρωγμών. Σε αυτή την περίπτωση σοβαρών διατμητικών βλαβών η προσθήκη είτε πλευρικών ελασμάτων είτε εξωτερικών συνδετήρων δεν επαρκεί για την επισκευή και ενίσχυση της δοκού, αλλά επιπλέον απαιτείται η σύσφιγξη των στοιχείων ενίσχυση. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.7, ζεύγη κοχλιών τοποθετούνται σε κάθε πλευρά της ρηγματωμένης δοκού και εντείνονται αποτρέποντας τη διάρρηξη του σκυροδέματος κατά μήκος της ρωγμής. Η λειτουργία του μηχανισμού αλληλεμπλοκής αδρανών μπορεί να αποκατασταθεί σημαντικά και με ρητινένεσις μέσα στις ρωγμές (Κ. Σπυράκος, 2004).



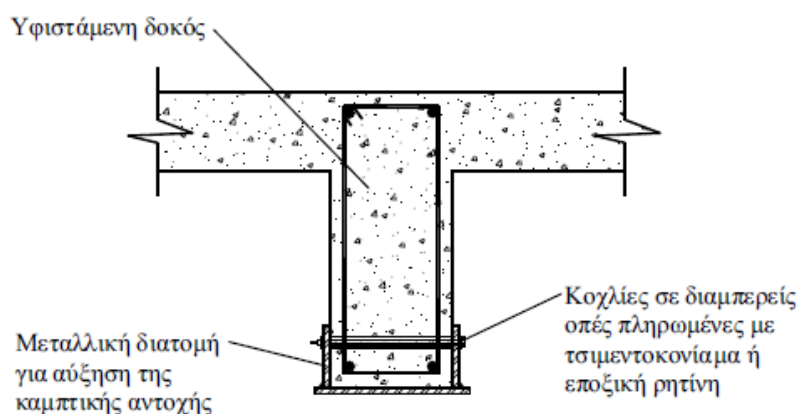
**Σχήμα 2.6:** Αύξηση διατμητικής αντοχής δοκού με σοβαρές βλάβες μέσω συσφιγμένων κοχλιών (Κ. Σπυράκος, 2004)

### 2.5.3 Άλλες Μέθοδοι Ενίσχυσης Δοκών

#### Μεταλλικές Διατομές

Οι συγκολλητές διατομή που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση υφιστάμενων δοκών, έχουν συνήθως σχήμα Π, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.7, και τοποθετούνται στη περίπτωση

που απαιτείται σημαντικό εμβαδό πρόσθετου διαμήκη οπλισμού. Το μέγεθος και η απόσταση μεταξύ των κοχλιών που χρησιμοποιούνται για τη σύνδεση της νέας μεταλλικής διατομής με την υφιστάμενη δοκό εξαρτώνται από το μέγεθος των φορτίων σχεδιασμού που μεταβιβάζονται από τα μεταλλικά στοιχεία στο σκυρόδεμα στις θέσεις των συνδέσεων μέσω της εφελκυστικής και της διατμητικής αντοχής των κοχλιών. Στην περίπτωση που οι κοχλίες διαπερνούν πλήρως το σώμα της δοκού απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στην επιλογή της θέσης που θα διανοιχτεί η οπή και γενικά συνιστάται η θέση της οπής να είναι σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερη απόσταση από τον άξονα του διαμήκους οπλισμού της δοκού (Κ. Σπυράκος, 2004).



**Σχήμα 2.7:** Κοχλιωτή σύνδεση συγκολλητής μεταλλικής διατομής για αύξηση της καμπτικής αντοχής υφιστάμενης δοκού οπλισμένου σκυροδέματος (Κ. Σπυράκος, 2004)

#### *Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος*

Πέρα από τη χρήση της για την επισκευή δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχουν υποστεί βλάβες, η τεχνική της κατασκευής μανδύων αποτελεί τη συνηθέστερη και αποτελεσματικότερη μέθοδο ενίσχυσης δοκών όταν απαιτείται αύξηση τόσο της καμπτικής όσο και της διατμητικής τους αντοχής. Πριν τη σκυροδέτηση του μανδύα τοποθετούνται νέοι διαμήκεις οπλισμοί στην εφελκυσόμενη παρειά και νέοι συνδετήρες περιμετρικά του στοιχείου. Για τη δημιουργία του μανδύα μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε έγχυτο είτε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αν και συνήθως προτιμάται η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος για λόγους κατασκευαστικής ευκολίας.

Στις περιπτώσεις που δεν είναι δυνατή η θραύση της πλάκας στην περιοχή πάνω από τη θλιβόμενη παρειά της δοκού, έτσι ώστε να κατασκευαστεί κλειστός μανδύας, επιλέγεται η λιγότερο αποτελεσματική τεχνική της τοποθέτησης ανοικτού μανδύα. Για την κατασκευή του χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ενώ ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται για την εξασφάλιση της επαρκούς αγκύρωσης των συνδετήρων (Κ. Σπυράκος, 2004)

### *Σύνθετα Υλικά*

Τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή (ΙΟΠ) (fiber reinforced polymer composites (FRP)) αποτελούνται από «υφάσματα» από ινώδη οπλισμένα πολυμερή εμπροσθισμένα με ειδικές εποξικές ρητίνες. Τα κύρια συστατικά στοιχεία των υλικών αυτών είναι ίνες υψηλής αντοχής και υψηλού μέτρου ελαστικότητας σε παχύρρευστοι σκληρυμένη μήτρα. Με τη συγκόλληση των προσανατολισμένων ινών επί του μαλακότερου υλικού της μήτρας παίρνουμε ένα σύνθετο υλικό ινοπλισμένου πολυμερούς με καλύτερες ιδιότητες στη διεύθυνση των ινών. Οι ίνες αυτές μπορεί να είναι ίνες άνθρακα (C-FRP, Carbon - Fiber Reinforced Polymers), γυαλιού (G-FRP, Glass Reinforced Polymers) και αραμιδίου. Ανεξάρτητα από τις παραπάνω τρεις κύριες κατηγορίες ινών, έχουμε και άλλες τρεις κατηγορίες ινών οι οποίες χρησιμοποιούνται σε ελάχιστες εφαρμογές του πολιτικού μηχανικού: ίνες γραφίτη, βορίου και ίνες από καρβίδιο του πυριτίου.

Τα υφάσματα αυτά τοποθετούνται στις επιφάνειες των δομικών στοιχείων, αποτελώντας εξωτερικό οπλισμό και μόνιμη ενίσχυσή τους. Λόγω κυρίως της ανθεκτικότητάς τους σε ηλεκτροχημική διάβρωση και του υψηλού λόγου αντοχής προς βάρος, αποτελούν μία πολύ καλή εναλλακτική επιλογή για την επίλυση προβλημάτων που σχετίζονται με την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών.

Κύρια πλεονεκτήματα των σύνθετων υλικών όσον αφορά τις αντισεισμικές ενισχύσεις είναι το χαμηλό βάρος, έτσι ώστε να μην επιβαρύνεται περαιτέρω η κατασκευή, καθώς δεν αυξάνουν σημαντικά το ίδιο βάρος της δοκού, η ανθεκτικότητα σε διάβρωση, η μεγάλη εφελκυστική αντοχή, τομέα που υστερούν κατά πολύ οι κατασκευές από σκυρόδεμα. Επίσης σημαντικό είναι η παραγωγή των υλικών αυτών σε πολύ μεγάλα μήκη, η μεγάλη ευκαμψία τους που έχει ως συνέπεια την εύκολη και ταχύτατη εφαρμογή τους σε δύσκολα προσβάσιμα μέρη των κατασκευών. Επιπροσθέτως απαιτείται μικρή προετοιμασία στο εργοτάξιο, δεν χρειάζεται εκκένωση του χώρου, η όχληση στους χρήστες είναι ελάχιστη. Τα στοιχεία που θέλουμε να ενισχύσουμε χρειάζονται μικρή και σύντομη προετοιμασία.

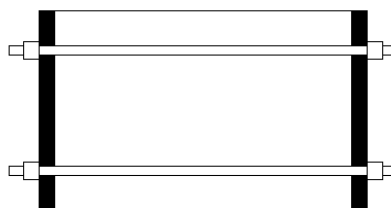
Παράλληλα με τα πλεονεκτήματα υπάρχουν και κάποια μειονεκτήματα όπως το σημαντικό κόστος τους (το οποίο μειώνεται όμως με τη πάροδο του χρόνου), η έλλειψη πλαστιμότητας (όχι και παραμορφωσιμότητας). Ένα ακόμα στοιχείο των ινοπλισμένων πολυμερών που αποτελεί μείον είναι η αρνητική συμπεριφορά τους σε υψηλές θερμοκρασίες. Η χρήση τους δε συνίσταται στις περιπτώσεις όπου:

- Υπάρχει σε εξέλιξη διάβρωση του σιδηρού οπλισμού
- Η κατάσταση της υπόστρωσης όπου θα τοποθετηθούν τα υλικά είναι άγνωστη ή έχει υποστεί μείωση της αντοχής της
- Δεν υπάρχει σιδηρούς οπλισμός που να εξασφαλίζει τη πλάστιμη συμπεριφορά του μέλους που πρόκειται να ενισχύσουμε. (Κουντεμάνη Ασημίνα, 2008)

## 2.5 Διάζωμα Οπλισμένου Σκυροδέματος με Χαλύβδινα Ελάσματα και Κοχλιωτούς Εγκάρσιους Συνδέσμους

Επιχειρείται η διερεύνηση ενός τρόπου διακριτοποίησης των ρόλων του χάλυβα και του σκυροδέματος, έτσι ώστε να αποφεύγονται οι αρνητικές επιπτώσεις που προκύπτουν από τον συνδυασμό των δύο υλικών. Η διακριτοποίηση αυτή επιτυγχάνεται με την αντικατάσταση της κλασικής διάταξης του οπλισμού σε μια κατασκευή, με μία διάταξη που επιτρέπει τον άμεσο έλεγχο του οπλισμού καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής και ταυτόχρονα την αντικατάστασή του σε περίπτωση που διαπιστώνεται ότι αυτός έχει πλέον χάσει ένα μεγάλο μέρος των αρχικών του ιδιοτήτων. Τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν για την υλοποίηση αυτής της δοκού, είναι ο χάλυβας με τη μορφή ελασμάτων και κοχλιών, και το σκυρόδεμα.

Για το σκοπό αυτό μελετάται ένα διάζωμα, το οποίο στη βασική του μορφή αποτελείται από άοπλο σκυρόδεμα, ενώ ο χαλύβδινος οπλισμός τοποθετείται εκτός αυτού. Συγκεκριμένα, ο οπλισμός τοποθετείται με τη μορφή ελασμάτων, μικρού πάχους, στο εφελκύμενο και θλιβόμενο πέγμα του διαζώματος και με τη μορφή εγκάρσιων κοχλιωτών συνδέσμων, δηλαδή ακέφαλων κοχλιών, οι οποίοι διαπερνούν το διάζωμα και τα ελάσματα μέσω εγκάρσιων οπών και κοχλιώνονται εκατέρωθεν των τελευταίων με τη χρήση περικοχλιών, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1 και στην Εικόνα 2.1. Το έλασμα που βρίσκεται στο εφελκύμενο πέγμα, καλείται να παραλάβει τη ροπή κάμψης που αναπτύσσεται, ενώ το άλλο έλασμα τοποθετείται τόσο για λόγους συμμετρίας και καλύτερης σεισμικής συμπεριφοράς, όσο και για κατασκευαστικούς λόγους. Οι κοχλίες παραλαμβάνουν τη διάτμηση που εμφανίζεται καθώς και τις διατμητικές τάσεις που δημιουργούνται στη διεπιφάνεια χάλυβα – σκυροδέματος, επιτυγχάνοντας της συνάφεια των δύο υλικών και την κοινή λειτουργία τους. Επιπλέον, οι κοχλίες είναι αυτοί που εξασφαλίζουν τη σύνδεση των χαλύβδινων ελασμάτων και του σκυροδέματος του διαζώματος.



**Σχήμα 2.8:** Διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος με χαλύβδινα ελάσματα και εγκάρσιους κοχλιωτούς συνδέσμους (AutoCAD)



**Εικόνα 2.1:** Διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος με χαλύβδινα ελάσματα και εγκάρσιους κοχλιωτούς συνδέσμους

Το διάζωμα μελετάται ως μια συμμετρικά οπλισμένη δοκός. Η μελέτη αυτής της δοκού γίνεται αξιοποιώντας γνώσεις, τόσο πάνω στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, όσο και πάνω στις σύμμικτες κατασκευές, αλλά και με τη βοήθεια τύπων και παραδοχών από τις μεταλλικές κατασκευές. Η βασική προσέγγιση γίνεται ωστόσο, με βάσει τις συνήθεις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα καθώς:

- Η δοκός που μελετάται έχει σαν βάση το σκυρόδεμα και όχι τη διατομή χάλυβα, όπως συμβαίνει στα σύμμικτες κατασκευές.
- Η διάτμηση παραλαμβάνεται από τους κοχλίες, οι οποίοι έχουν το ρόλο του οπλισμού διάτμηση στις συνήθεις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στις σύμμικτες κατασκευές η διάτμηση παραλαμβάνεται από τον κορμό της σιδηροδοκού.

Η διάταξη που σχεδιάζεται δε παύει βέβαια να εμφανίζει και αρκετές ομοιότητες και με τις σύμμικτες κατασκευές, με κυριότερη την επίτευξη συνάφειας με μηχανικά μέσα, και όχι μέσω τάσεων συνάφειας.

Σε επόμενα κεφάλαια διεξάγεται αναλυτικά η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος της δοκού που περιγράφηκε παραπάνω. Επίσης εξετάζονται όλα τα επιμέρους στοιχεία αυτής έναντι συγκεκριμένων καταστάσεων αστοχίας. Τα αποτελέσματα που θα προκύψουν θα συγκριθούν με αυτά της πειραματική διαδικασίας, ώστε να ελεγχθεί η ορθότητα του συλλογισμού που ακολουθήθηκε στους υπολογισμούς και των παραδοχών που ελήφθησαν υπόψη.



## Κεφάλαιο 3: Υλικά

Προκειμένου να μελετηθεί περαιτέρω η δοκός, θα πρέπει να καθοριστούν με ακρίβεια τα στοιχεία με τα οποία θα πραγματοποιηθούν οι υπολογισμοί και στη συνέχεια η πειραματική διαδικασία. Τα στοιχεία αυτά έχουν να κάνουν με το χρησιμοποιούμενο σκυρόδεμα και το χάλυβα, τόσο των ελασμάτων όσο και των κοχλιών και περικοχλιών.

### 3.1 Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα χωρίζεται σε κατηγορίες ανάλογα με τη θλιπτική αντοχή του  $f_{ck}$ . Το πρώτο νούμερο δείχνει την αντοχή του πρότυπου κυλινδρικού δοκιμίου ( $f_{ck}$ ) και το δεύτερο την αντοχή πρότυπου κυβικού δοκιμίου ( $f_{ck,cube}$ ) σε MPa ( $10^6 \text{ N/m}^2$ ). Κατά τον Ευρωκώδικα 2 και το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 206-1 οι κατηγορίες αντοχής είναι οι εξής:

**Πίνακας 3.1:** Κατηγορίες αντοχής σκυροδέματος σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 206-1 (EC2, ΕΜΠ-Εργαστήριο Ο.Σ.)

	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{ck,cube}$ (MPa)
C12/15	12	15
C16/20	16	20
C20/25	20	25
C25/30	25	30
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50
C45/55	45	55
C50/60	50	60
C55/67	65	67
C60/75	60	75
C70/85	70	85
C80/95	80	95
C90/105	90	105

Το τσιμέντο που χρησιμοποιείται στο σκυρόδεμα, είναι το γνωστό τσιμέντο Τύπου ΙΙ (Τσιμέντο Portland με ποζολάνες). Χρησιμοποιείται για τα σκυροδέματα των συνήθων κατασκευών και παρόλο που η ανάπτυξη των αντοχών του είναι βραδύτερη συγκριτικά με το Τύπου Ι, τελικά το σκυρόδεμα που δημιουργείται παρουσιάζει αυξημένες αντοχές. Τέλος, το σκυρόδεμα που παρασκευάζεται με το τσιμέντο αυτό, παρουσιάζει μειωμένη ανάπτυξη

θερμοκρασιών (χαμηλή θερμότητα ενυδάτωσης), μειωμένη διαπερατότητα και αυξημένη ανθεκτικότητα στα θειικά άλατα, το θαλασσινό νερό και σε διάφορα διαβρωτικά περιβάλλοντα.

### 3.2 Χάλυβας Ελασμάτων

Ο χάλυβας που θα χρησιμοποιηθεί για τα ελάσματα, ανήκει στους συνήθεις χάλυβες των μεταλλικών και σύμμικτων κατασκευών. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 και το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 10025-2, οι κατηγορίες αντοχής για εν θερμό ελατούς χάλυβες, είναι οι εξής:

**Πίνακας 3.2:** Κατηγορίες αντοχής για εν θερμό ελατούς χάλυβες σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 10025-2 (EC3, I. K. Βάγιας, I. X. Ερμόπουλος, Γ. I. Ιωαννίδης, 2013, [www.b2bmetal.eu](http://www.b2bmetal.eu))

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t (mm)				Όριο θραύσης $\epsilon_u$ [%]
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm		
	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
<b>EN 10025-2</b>					
<b>S 235</b>	235	360	215	360	26
<b>S 275</b>	275	430	255	410	23
<b>S 355</b>	355	510	335	470	22
<b>S 450</b>	440	550	410	550	17

Στον παραπάνω Πίνακα φαίνονται το όριο διαρροή  $f_y$  και η αντοχή σε θραύση (εφελκυστική αντοχή)  $f_u$  για τις διάφορες κατηγορίες σε MPa (N/mm<sup>2</sup>) καθώς επίσης και το όριο θραύσης  $\epsilon_u$  ως ποσοστό % του αρχικού μήκους του χαλύβδινου στοιχείου.

Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων, οι οποίοι υιοθετούνται στους υπολογισμούς, είναι οι ακόλουθες:

Μέτρο ελαστικότητας:  $E_s = 210000 \text{ N} / \text{mm}^2$

Μέτρο διάτμησης:  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81000 \text{ N} / \text{mm}^2$

Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή:  $\nu = 0,3$

### 3.3 Χάλυβας Κοχλιών και Περικοχλίων

Τα βλήτρα που χρησιμοποιούνται είναι χαλύβδινοι ακέφαλοι κοχλίες οι οποίοι στερεώνονται στη διάταξη, με τα αντίστοιχα προς αυτούς, περικόχλια.



Όσον αφορά την αντοχή τους οι χαλύβδινοι κοχλίες κατατάσσονται σε κατηγορίες ως εξής: το σύμβολο της κατηγορίας αντοχής των κοχλιών αποτελείται από δύο ψηφία,  $x$  και  $y$ , χωρισμένα με τελεία ( $x.y$ ). Το πρώτο ψηφίο δίνει, αν πολλαπλασιαστεί με το 100, το όριο θραύσης του υλικού των κοχλιών σε MPa. Το δεύτερο ψηφίο δίνει το όριο διαρροής ως ποσοστό του ορίου θραύσης. Κοχλίες υψηλής αντοχής θεωρούνται οι κοχλίες 8,8 και 10,9, των οποίων ωστόσο, επιτρέπεται η χρήση μόνο ως προεντεταμένοι κοχλίες σε συνδέσεις τριβής. Σύμφωνα με Πρότυπο DIN ISO 898 part 1 οι κατηγορίες αντοχής των κοχλιών είναι:

**Πίνακας 3.3:** Μηχανικές ιδιότητες χαλύβδινων κοχλιών μετρικών σπειρωμάτων κατά DIN ISO 898 part 1 (EC3, Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009)

Κατηγορία κοχλία	4,6	5,6	6,8	8,8	10,9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

Όσον αφορά στα περικόχλια οι κατηγορίες τους καθορίζονται από έναν αριθμό, ο οποίος πολλαπλασιάζεται με 100 μας δίνει το όριο θραύσης του περικοχλίου σε MPa. Σύμφωνα με Πρότυπο DIN ISO 898 part 1 οι κατηγορίες αντοχής των περικοχλίων είναι:

**Πίνακας 3.4:** Μηχανικές ιδιότητες χαλύβδινων περικοχλίων μετρικών σπειρωμάτων κατά DIN ISO 898 part 1 (EC3, Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009)

Κατηγορία περικοχλίου	5	6	8	10	12	14
$S_u$ (MPa)	500	600	800	1000	1200	1400



## Κεφάλαιο 4: Έλεγχος Διατομής σε Κάμψη

### 4.1 Μηχανισμός Μεταφοράς των Τάσεων

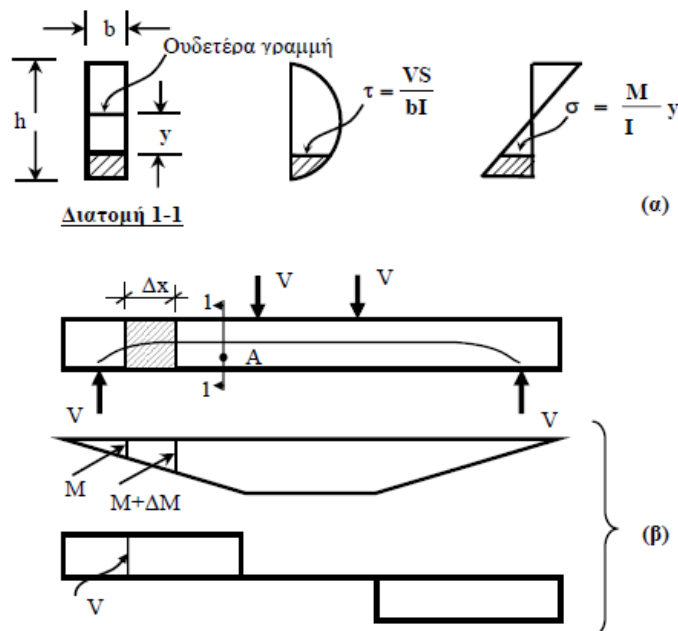
Έστω μια αμφιέριστη δοκός ορθογωνικής διατομής ύψους  $h$  και πλάτους  $b$ , που υπόκειται σε εγκάρσιο (διπλό σημειακό) φορτίο, συμμετρικά διατεταγμένο ως προς τη μεσαία διατομή της. Σύμφωνα με την απλουστευμένη θεωρία της γραμμικά ελαστικής δοκού η εντατική της κατάσταση σε τυχόν σημείο  $A$ , είναι συνάρτηση των τιμών της καμπτικής ροπής ( $M$ ) και της τέμνουσας δύναμης ( $V$ ) στη διατομή που διέρχεται από το σημείο  $A$  (Σχήμα 4.1) και δίνεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\sigma = (M / I)y \quad (\text{Σχέση 4.1})$$

$$\tau = VS / (bI) \quad (\text{Σχέση 4.2})$$

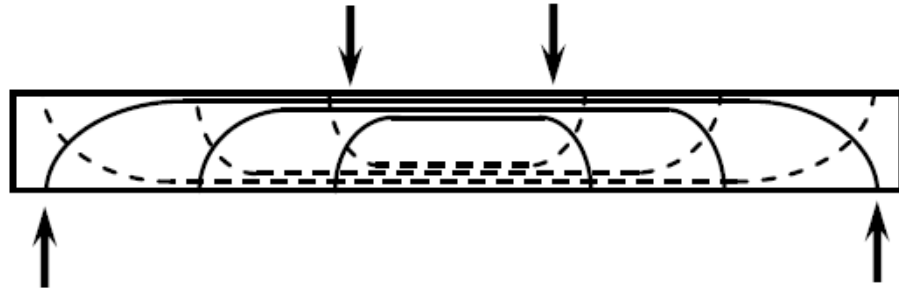
Όπου:

- $I$ : η ροπή αδράνειας της διατομής
- $y$ : η απόσταση του σημείου  $A$  από την ουδετέρα γραμμή
- $S$ : η στατική ροπή του γραμμοσκιασμένου τμήματος της διατομής
- $b$ : το πλάτος της διατομής στη θέση του σημείου  $A$  (Σχήμα 4.1)



**Σχήμα 4.1:** Αμφιέριστη δοκός υπό εγκάρσιο (διπλό σημειακό) φορτίο, συμμετρικά διατεταγμένο ως προς τη μεσαία διατομή: α) Διανομή ορθών ( $\sigma$ ) και διατμητικών ( $\tau$ ) τάσεων στη διατομή 1-1, β) Διάγραμμα ροπών κάμψης και τεμνουσών δυνάμεων (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010)

Στο Σχήμα 4.2 φαίνονται οι τροχιές των κυρίων τάσεων, θλιπτικών με συνεχή γραμμή και εφελκυστικών με διακεκομμένη γραμμή, που προκύπτουν εκφράζοντας την εντατική κατάσταση ( $\sigma, \tau$ ) με τη μορφή κυρίων τάσεων ( $\sigma_1, \sigma_2$ ) και υπολογίζοντας τις κύριες τάσεις σε ένα ικανό αριθμό σημείων της δοκού.

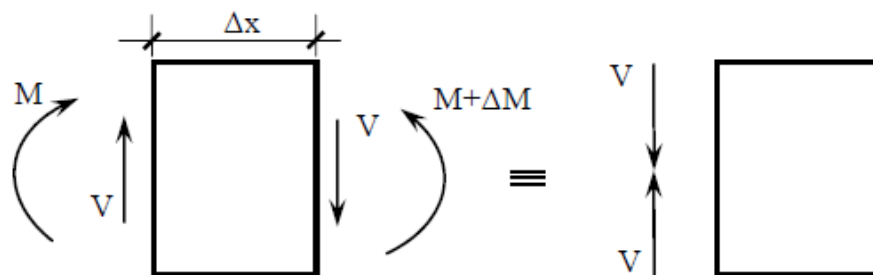


**Σχήμα 4.2:** Σχηματική απεικόνιση των τροχιών των θλιπτικών (συνεχείς γραμμές) και εφελκυστικών (διακεκομμένες γραμμές) κυρίων τάσεων που αναπτύσσονται στη δοκό του Σχήματος 4.1 (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010)

Εάν από το τμήμα της δοκού του Σχήματος 4.1 που ορίζεται μεταξύ του ενός από τα σημειακά φορτία και της πλησιέστερης προς αυτό στήριξης (διατμητικό μήκος) αποκοπεί ένα στοιχειώδες τμήμα μήκους  $\Delta x$ , τότε το τμήμα αυτό ισορροπεί υπό τη δράση των εσωτερικών δυνάμεων (ροπών κάμψης και τεμνουσών δυνάμεων) που απεικονίζονται στο Σχήμα 4.3. Η συνθήκη ισορροπίας των ροπών των δυνάμεων που δρουν στο στοιχειώδες αυτό τμήμα ως προς το γεωμετρικό κέντρο του εκφράζεται από τη σχέση:

$$\Delta M = V \Delta x \quad (\text{Σχέση 4.3})$$

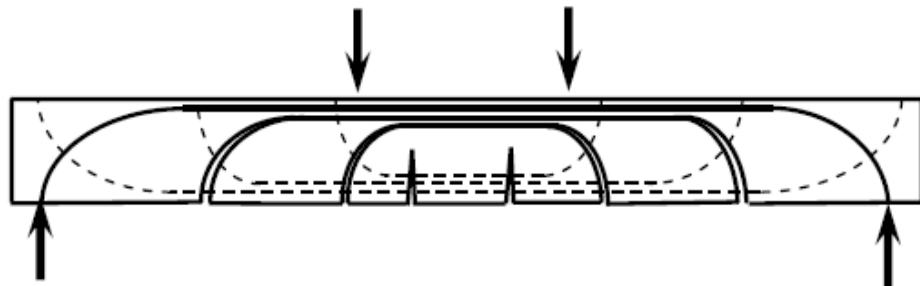
Η σχέση αυτή περιγράφει το μηχανισμό με τον οποίο πραγματοποιείται η μεταφορά τέμνουσας δύναμης (και συνεπώς του εξωτερικού φορτίου) από τη δεξιά στην αριστερή εγκάρσια πλευρά του στοιχειώδους τμήματος, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 4.3.



**Σχήμα 4.3:** Μηχανισμός μεταφοράς εξωτερικού φορτίου, με τη μορφή τέμνουσας δύναμης, από τη δεξιά στην αριστερή πλευρά ενός στοιχειώδους τμήματος του διατμητικού μήκους της δοκού του Σχήματος 4.1 (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010)

## 4.2 Μηχανισμός Κάμψης

Σύμφωνα με τη θεωρία της γραμμικά ελαστικής δοκού, η φέρουσα ικανότητα της δοκού (μέγιστη καμπτική ροπή) αντιστοιχεί στη μέγιστη τάση που μπορεί να αναπτυχθεί (Σχήμα 4.1). Επειδή όμως η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος είναι πολύ μικρότερη της θλιπτικής αντοχής του, η φέρουσα ικανότητα της δοκού θα αντιστοιχεί στην εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος και η θλιπτική αντοχή του θα παραμένει ανεκμετάλλευτη. Η αστοχία της δοκού προκαλείται από ρωγμές κατά τη διεύθυνση των τροχιών των θλιπτικών τάσεων, τις οποίες προκαλούν οι κάθετες σε αυτές εφελκυστικές τάσεις, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.4.



**Σχήμα 4.4:** Σχηματική απεικόνιση ρωγμών που οδηγούν σε αστοχία δοκού σκυροδέματος (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010)

Για να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητα της δοκού έτσι ώστε, όχι μόνο να υπερβαίνει κατά πολύ την τιμή που της υπαγορεύει η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, αλλά και να γίνεται όσο το δυνατόν εκμετάλλευση της θλιπτικής αντοχής του υλικού, τοποθετείται στην εφελκυσόμενη περιοχή της δοκού έλασμα δομικού χάλυβα του οποίου η σημαντική αντοχή σε εφελκυσμό αντισταθμίζει την αδυναμία του σκυροδέματος να αναλάβει εφελκυστικές τάσεις, με την ίδια λογική δηλαδή που τοποθετείται ο χαλύβδινος οπλισμός στις συνήθεις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η αστοχία σε κάμψη της δοκού μπορεί να επέλθει λοιπόν, είτε από υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του χάλυβα του ελάσματος πριν από τη συντριβή του σκυροδέματος, είτε από υπέρβαση της φέρουσας θλιπτικής ικανότητας του σκυροδέματος πριν την αστοχία του χάλυβα. Κριτήριο αστοχίας σε κάμψη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 αποτελούν οι ακραίες παραμορφώσεις της διατομής. Τα όρια των παραμορφώσεων είναι  $\epsilon_{cu2}$  για το σκυρόδεμα (Πίνακας 4.1) και  $\epsilon_{s1}$  για το χάλυβα του ελάσματος, σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2, ανάλογα με το χρησιμοποιούμενο χάλυβα.

**Πίνακας 4.1:** Χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης σκυροδέματος σύμφωνα με τον EC2.1.1 (EC2, ΕΜΠ-Εργαστήριο Ο.Σ.)

	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{ck,cube}$ (MPa)	$E_{cm}$ (GPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$\epsilon_{c2}$ (‰)	$\epsilon_{cu2}$ (‰)	n
<b>C12/15</b>	12	15	27	1,6	2	3,5	2
<b>C16/20</b>	16	20	29	1,9	2	3,5	2
<b>C20/25</b>	20	25	30	2,2	2	3,5	2
<b>C25/30</b>	25	30	31	2,6	2	3,5	2
<b>C30/37</b>	30	37	33	2,9	2	3,5	2
<b>C35/45</b>	35	45	34	3,2	2	3,5	2
<b>C40/50</b>	40	50	35	3,5	2	3,5	2
<b>C45/55</b>	45	55	36	3,8	2	3,5	2
<b>C50/60</b>	50	60	37	4,1	2	3,5	2
<b>C55/67</b>	65	67	38	4,2	2,2	3,1	1,75
<b>C60/75</b>	60	75	39	4,4	2,3	2,9	1,61
<b>C70/85</b>	70	85	41	4,6	2,4	2,7	1,45
<b>C80/95</b>	80	95	42	4,8	2,5	2,6	1,4
<b>C90/105</b>	90	105	44	5	2,6	2,6	1,4

Εφόσον μελετάται ένα διάζωμα τοιχοποιίας, στη δοκό τοποθετείται το ίδιο ακριβώς έλασμα και στο εφελκόμενο πέλμα. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα ένα μεγάλο μέρος των θλιπτικών τάσεων να παραλαμβάνεται από το θλιβόμενο έλασμα και να μην εξαντλείται η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος.

Θεωρώντας μηδενική την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος στην αστοχία, το εφελκόμενο έλασμα υπολογίζονται να παραλαμβάνει τη συνολική εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται λόγω καμπτικής ροπής .

Για τον υπολογισμό θεωρείται ότι ισχύει η υπόθεση Bernoulli, δηλαδή η παραδοχή ότι οι επίπεδες διατομές παραμένουν επίπεδες κατά την κάμψη της δοκού, στην οποία στηρίζεται η θεωρία της γραμμικά ελαστικής δοκού, αλλά απαιτείται και η πρόσθετη παραδοχή της πλήρους συνάφειας μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα, που εκφράζεται από τη σχέση  $\epsilon_{\text{σκυροδέματος}} = \epsilon_{\text{χάλυβα}}$  (όπου  $\epsilon$  είναι η ανηγμένη παραμόρφωση των υλικών) στη στάθμη του ελάσματος. Ως συνάφεια ορίζεται η συνδυασμένη δράση των μηχανισμών που παρεμποδίζουν τη σχετική ολίσθηση μεταξύ των ελασμάτων και της δοκού από σκυρόδεμα. Στις συνήθεις δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπου ο οπλισμός τοποθετείται με τη μορφή διαμήκων ράβδων, σε μικρή απόσταση από το εφελκόμενο πέλμα της δοκού, και εγκάρσιες ράβδους, που κατανέμονται στη διατμητικά μήκη της δοκού, η συνάφεια εξασφαλίζεται μέσω μηχανισμών πρόσφυσης και τριβής καθώς και με την αντίσταση του σκυροδέματος το οποίο εγκλωβίζεται μεταξύ των νευρώσεων του χάλυβα στη περίπτωση χρήσης ράβδων χάλυβα με νευρώσεις. Στη συγκεκριμένα περίπτωση, όπου ο οπλισμός τοποθετείται εκτός του

σκυροδέματος με τη μορφή λείων ελασμάτων, συνάφεια εξασφαλίζεται μέσω των κοχλιών που χρησιμοποιούνται για την παραλαβή των τεμνουσών δυνάμεων.

#### 4.3 Μηχανισμός Αστοχίας σε Κάμψη

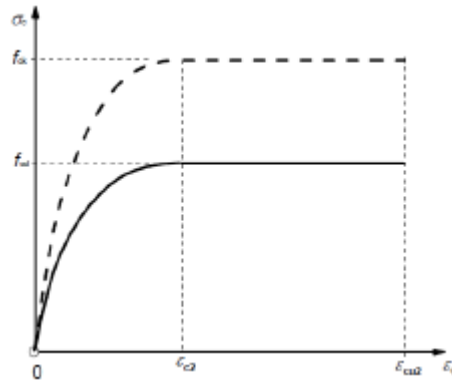
Στη διάταξη αυτή θα πρέπει να διερευνηθεί ποιο από τα δύο υλικά, σκυρόδεμα ή δομικός χάλυβας, είναι κρίσιμο όσον αφορά στην αστοχία της δοκού σε κάμψη. Λόγω της ύπαρξης θλιβόμενου ελάσματος ίδιου εμβαδού με το εφελκόμενο αλλά και της μεγάλης διατομής της δοκού από σκυρόδεμα, μάλλον κρίσιμη θα είναι η αστοχία του εφελκόμενου ελάσματος. Αυτό διερευνάται ως εξής:

Έστω ότι κρίσιμο υλικό είναι το σκυρόδεμα με παραμόρφωση  $\varepsilon_{cu2}$ , η οποία κυμαίνεται στο 3,5‰, σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1. Στη περίπτωση αυτή το θλιβόμενο έλασμα εμφανίζεται να έχει διαρρεύσει, αφού η παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα, δεν υπερβαίνει το 2,0‰ με 2,5‰. Συνεπώς, με τη παραδοχή ότι το εμβαδόν του θλιβόμενου και εφελκόμενου οπλισμού είναι ίδιο, το σκυρόδεμα δε θα συμμετέχει στη παραλαβή της θλίψης, αφού αυτή παραλαμβάνεται από το θλιβόμενο έλασμα. Αυτό αποτελεί άτοπο, μιας και απαιτεί την παραλαβή του συνόλου των θλιπτικών τάσεων από το θλιβόμενο έλασμα, χωρίς προηγουμένως το σκυρόδεμα να έχει αστοχήσει. Δηλαδή, το σκυρόδεμα έχει μια θλιβόμενη ζώνη η οποία δεν «λειτουργεί». Θα θεωρηθεί λοιπόν, ότι κρίσιμο υλικό είναι ο χάλυβας, και συγκεκριμένα το εφελκόμενο έλασμα, και η διάταξη θα αστοχήσει όταν η παραμόρφωσή του υπερβεί το όριο θραύσης  $\varepsilon_u$ , σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2.

#### 4.4 Έλεγχος Ελασμάτων σε Κάμψη

Για να υπολογιστεί το απαιτούμενο πάχος ελάσματος μιας διατομής ύψους  $h$  και πλάτους  $b$  θα γίνουν οι εξής παραδοχές:

1. Η διατομή παραμένει επίπεδη μέχρι την αστοχία και κάθετη στον παραμορφωμένο άξονα του στοιχείου (υπόθεση Bernulli).
2. Κοινές ανηγμένες παραμορφώσεις σκυροδέματος και χάλυβα στην ίδια στάθμη, δηλαδή  $\varepsilon_{ci} = \varepsilon_{si}$  (παρ' όλο που δεν υπάρχει συνάφεια μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος).
3. Αγνοείται η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος στην αστοχία.
4. Η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος είναι αυτή που δίνεται στον Πίνακα 4.1.
5. Χρησιμοποιείται για το σκυρόδεμα το παραβολικό – ορθογωνικό διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων.



**Σχήμα 4.5:** Παραβολικό – ορθογωνικό διάγραμμα σ-ε για σκυροδέμα υπό θλίψη (EC2)

Η τάση του θα προκύπτει από τις σχέσεις:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{για } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (\text{Σχέση 4.4.α})$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{για } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (\text{Σχέση 4.4.β})$$

Όπου:

n: ο εκθέτης σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1.

$\varepsilon_{c2}$ : η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή του σκυροδέματος σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1.

$\varepsilon_{cu2}$ : η παραμόρφωση αστοχίας του σκυροδέματος σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1.

$\varepsilon_c$ : η τρέχουσα παραμόρφωση του σκυροδέματος.

6. Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του σκυροδέματος είναι  $\gamma_c=1,5$ .

7. Ο συντελεστής  $\alpha_{cc}$  που συνεκτιμά μακροχρόνιες επιδράσεις στη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος και δυσμενείς επιρροές που προκύπτουν από τον τρόπο με τον οποίο επιβάλλεται το φορτίο είναι  $\alpha_{cc}=0,85$ .

Συνεπώς η τιμή της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού,  $f_{cd}$ , ορίζεται ως:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (\text{Σχέση 4.5})$$

Όπου:

$f_{ck}$ : η χαρακτηριστική τιμή αντοχής σε θλίψη του σκυροδέματος.

Έχοντας υπολογίσει λοιπόν την  $\sigma_{cd}=f_{cd}$ , χρησιμοποιώντας τη Σχέσεις 4.5, προκύπτει η θλιπτική δύναμη του σκυροδέματος σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_c = \alpha \sigma_{cd} (x - t) b \quad (\text{Σχέση 4.6})$$



Όπου:

α: συντελεστής πλήρωσης, ο οποίος προκύπτει από τις σχέσεις:

$$\alpha = \frac{1}{12} \varepsilon_c (6 - \varepsilon_c) \quad \text{για } 0 \leq \varepsilon_c \leq 2\% \quad (\text{Σχέση 4.7.α})$$

$$\alpha = \frac{3\varepsilon_c - 2}{3\varepsilon_c} \quad \text{για } 2\% \leq \varepsilon_c \leq 3,5\% \quad (\text{Σχέση 4.7.β})$$

χ: το ύψος της θλιβόμενης ζώνη της διατομής.

Ο δομικός χάλυβας που χρησιμοποιείται προκειμένου να παραλάβει την εφελκυστική δύναμη, επιλέγεται από τον Πίνακα 3.2 και είναι της ίδιας ποιότητας και για τα δύο ελάσματα, στο άνω και κάτω πέλμα της δοκού.

Έχοντας θεωρήσει ότι κρίσιμο υλικό είναι ο εφελκύμενος χάλυβας, ο οποίος αστοχεί σε παραμόρφωση  $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_u$  σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2, προκύπτει η αντοχή του ως το γινόμενο της τάσης διαρροής σχεδιασμού  $f_s = f_{yd}$  και του εμβαδού του ελάσματος  $A_{net}$ .

$$F_{s1} = A_{net} f_s \quad (\text{Σχέση 4.8})$$

Όπου:

$A_{net}$ : το εμβαδόν της διατομής του ελάσματος, από το οποίο έχει αφαιρεθεί το εμβαδόν των  $n$  οπών διαμέτρου  $d_0$ :  $A_{net} = A - n d_0 t$

Για το θλιβόμενο χάλυβα, ο οποίος παραλαμβάνει ένα μέρος της θλιπτικής τάσης, καθ' ότι η υπόλοιπη παραλαμβάνεται από το σκυρόδεμα, η τάση του προκύπτει σύμφωνα με τη παραμόρφωσή του.

$$\sigma_{s2} = E_s \varepsilon_{s2} \quad (\text{Σχέση 4.9})$$

Όπου:

$E_s$ : το μέτρο ελαστικότητας του δομικού χάλυβα.

$\varepsilon_{s2}$ : η παραμόρφωση του θλιβόμενου ελάσματος.

Η παραμόρφωση είναι μικρότερη από τη παραμόρφωση διαρροής, οπότε θα δουλεύει με τάση μικρότερη από αυτή στη διαρροή. Η δύναμη που παραλαμβάνει προκύπτει από το γινόμενο της τάσης επί το εμβαδόν του ελάσματος  $A_s$  και όχι το εμβαδόν της απομειωμένης διατομής  $A_{net}$ .

$$F_{s2} = A_s \sigma_{s2} \quad (\text{Σχέση 4.10})$$

Το εμβαδόν του ελάσματος που θα χρησιμοποιηθεί στο άνω και κάτω πέλμα της δοκού καθώς και το ύψος της θλιβόμενης ζώνης  $x$  του σκυροδέματος προκύπτουν από την ισορροπία αξονικών δυνάμεων και ροπών στη διατομή, δηλαδή από τις Σχέσεις 4.11 και 4.13. Στόχος είναι μετά την επιλογή του ελάσματος να ικανοποιείται η συνθήκη:  $M_{Rd} \geq M_{Ed}$ .

$$M_{Rd} = M_{Ed} \rightarrow F_c \left( \frac{h}{2} - \zeta' x \right) + F_{s1} \left( \frac{h}{2} + d_1 \right) + F_{s2} \left( \frac{h}{2} + d_2 \right) = M_{max} \quad (\text{Σχέση 4.11})$$

Όπου:

$M_{Rd}$ : η ροπή αντοχής της διατομής.

$M_{Ed}$ : η δρώσα ροπή λόγω των εξωτερικών φορτίων.

$x$ : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής.

$d_1$ : η απόσταση του κέντρου βάρους του εφελκόμενου ελάσματος από την ; ακραία εφελκόμενη ίνα της διατομής.

$d_2$ : η απόσταση του κέντρου βάρους του θλιβόμενου ελάσματος από την ακραία θλιβόμενη ίνα της διατομής.

$\zeta'$ : συντελεστής κέντρου βάρους, ο οποίος προκύπτει από τις Σχέσεις:

$$\zeta' = \frac{8 - \varepsilon_c}{4(6 - \varepsilon_c)} \quad \text{για } 0 \leq \varepsilon_c \leq 2\% \quad (\text{Σχέση 4.12.α})$$

$$\zeta' = \frac{\varepsilon_c (3\varepsilon_c - 4) + 2}{2\varepsilon_c (3\varepsilon_c - 2)} \quad \text{για } 2\% \leq \varepsilon_c \leq 3,5\% \quad (\text{Σχέση 4.12.β})$$

$$F_c + F_{s1} - F_{s2} = N \quad (\text{Σχέση 4.13})$$

Όπου:

$N$ : η ασκούμενη αξονική δύναμη

Η αξονική δύναμη  $N$  λαμβάνεται ίση με το μηδέν εάν στο φορέα δεν ασκείται αξονική δύναμη, ενώ στη παραπάνω σχέση ως θετική λαμβάνεται η θλιπτική αξονική δύναμη.

Εάν η διατομή είναι ελαφρώς οπλισμένη, δεν είναι σε θέση να παραλάβει το τρίγωνο των εφελκυστικών τάσεων του σκυροδέματος με τον οπλισμό της. Έτσι με το πρώτο τριχοειδές ρήγμα αιφνίδια ο οπλισμός διαρρέει και η δοκός καταρρέει, χωρίς καμία προειδοποίηση (ψαθυρά). Αυτού του είδους η αστοχία είναι ιδιαίτερα ανεπιθύμητη. Για την αποφυγή της τοποθετείται ένας ελάχιστος οπλισμός στην εφελκόμενη ζώνη. Ο απαιτούμενος οπλισμός  $A_s$ , όπως προέκυψε προηγουμένως, συγκρίνεται με τον ελάχιστο οπλισμό, οποίος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$A_{s,min} = 0,26 f_{cm} / f_{yk} b_t d \quad (\text{Σχέση 4.14})$$

Όπου:

$f_{cm}$ : η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

- $b_t$ : το μέσο πλάτος της εφελκόμενης ζώνης. Για πλακοδοκό με θλιβόμενο πέγμα το πέγμα της πλάκας, μόνο το πλάτος του κορμού θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό της τιμής του  $b_t$ .
- $d$ : το στατικό ύψος της διατομής, δηλαδή η απόσταση από την ακραία θλιβόμενη ίνα μέχρι το κέντρο βάρους του εφελκόμενου ελάσματος.

Όταν η δοκός είναι πολύ ισχυρά οπλισμένη με την αύξηση του φορτίου, και χωρίς σοβαρή διεύρυνση ή επέκταση προς τα άνω των τριχοειδών ρηγμάτων, σε κάποια φάση εξαντλείται η φέρουσα ικανότητα της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος πριν διαρρεύσει ο οπλισμός. Αυτό έχει σαν συνέπεια της αιφνίδια συντριβή της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος χωρίς ρήγματα μεγάλου εύρους (προειδοποιητικά) ή μεγάλα βέλη κάμψης. Δηλαδή έχουμε και πάλι αστοχία ψαθυρού τύπου, την οποία επιδιώκουμε και να αποκλείσουμε. Ο Ευρωκώδικας 2 προς αποφυγή αυτής της εικόνας θραύσης προδιαγράφει ένα άνω όριο οπλισμού, το οποίο δεν επιτρέπεται να ξεπεραστεί. Ο οπλισμός αυτός προκύπτει από τη σχέση:

$$A_{s,max} = 0.04A_c \quad (\text{Σχέση 4.15})$$

Όπου:

$A_c$ : το εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος.

## 4.5 Έλεγχος Ελασμάτων σε Αξονική Δύναμη

### 4.5.1 Εφελκόμενο Έλασμα

Η μέγιστη ροπή που αναπτύσσεται στη δοκό  $M_{Rd}$ , η οποία εμφανίζεται στο μέσο αυτής, υλοποιείται εσωτερικά με ένα ζεύγος δυνάμεων. Το ζεύγος αυτό αποτελείται από δύο ήδη δυνάμεις, τις εφελκυστικές και τις θλιπτικές. Στις εφελκυστικές δυνάμεις περιλαμβάνεται η δύναμη  $F_{s1}$ , που ασκείται στο κέντρο βάρους του εφελκόμενου ελάσματος. Οι θλιπτικές δυνάμεις είναι δύο: η δύναμη  $F_{s2}$ , που ασκείται στο κέντρο βάρους του θλιβόμενου ελάσματος και η θλιπτική δύναμη  $F_c$  του σκυροδέματος, που ασκείται στο μέσο της θλιβόμενης ζώνης  $x$  αυτού. Θα πρέπει λοιπόν να ελεγχθεί αν το εμβαδόν των ελασμάτων επαρκεί ώστε να μην αστοχήσουν λόγω της αξονικής δύναμης που τους ασκείται.

Αρχικά γίνεται έλεγχος στο εφελκόμενο έλασμα. Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Ed}=F_{s1}$  σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{Σχέση 4.16})$$

Όπου:

$N_{Ed}$ : η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού της διατομής  $F_{s1}$ .

$N_{t,Rd}$ : η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, όπου σε διατομές με οπές λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

a. Την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{Σχέση 4.17})$$

b. Την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (\text{Σχέση 4.18})$$

Όπου:

$A$ : το εμβαδόν της πλήρους διατομής.

$f_y$ : το όριο διαρροής του χάλυβα.

$f_u$ : η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα.

$A_{net}$ : το εμβαδόν της καθαρής διατομής:  $A_{net} = A - n d_0 t$  (Σχέση 4.19)

$\gamma_{M0}$ : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα ίσος με 1,0.

$\gamma_{M2}$ : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση ίσος με 1,25.

Επομένως έχουμε:

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\} \quad (\text{Σχέση 4.20})$$

Και σύμφωνα με την εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής που προκύπτει από τη τελευταία Σχέση, γίνεται ο έλεγχος της Σχέσης 4.16.

Σημειώνεται εδώ, ότι όταν ένα όλκιμο χαλύβδινο μέλος χωρίς οπές που υποβάλλεται σε εφελκυσμό, μπορεί να φέρει (προ της θραύσης του) φορτίο μεγαλύτερο από αυτό της Σχέσης 4.17, λόγω κράτυνσης, όπως φαίνεται και από τη Σχέση 4.18.

Σε περιπτώσεις κοχλιωτών συνδέσεων, η συγκέντρωση τάσεων στις παρειές των οπών μπορεί να οδηγήσει σε έναρξη θραύσεως στις παρειές αυτές (έναρξη απόσχισης), πριν η μέση τάση στη διατομή φτάσει την τάση διαρροή, πριν δηλαδή αρχίσουν να πραγματοποιούνται σημαντικές παραμορφώσεις. Ο τρόπος αυτό αστοχίας είναι ψαθυρός και δίνεται από τη Σχέση 4.18 σε αντίθεση με τη Σχέση 4.17, που αναφέρεται σε όλκιμο τρόπο αστοχίας. Αν λοιπόν, απαιτείται όλκιμη μορφή αστοχίας (για παράδειγμα πλάστιμα μέρη σε αντισεισμικές κατασκευές), πρέπει να επιδιώκεται:

$$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \rightarrow \frac{A_{net}}{A} \geq \frac{(f_y / f_u)(\gamma_{M2} / \gamma_{M0})}{0,9} \quad (\text{Σχέση 4.21})$$

#### 4.5.2 Θλιβόμενο Έλασμα

Στα θλιβόμενα μέλη υπάρχει γενικά μια στάθμη θλιπτικού φορτίου, υπό την οποία το μέλος χάνει την ευστάθειά του και λυγίζει πριν η διατομή του εξαντλήσει την αντοχή της. Στη στάθμη αυτή θεωρείται ότι εξαντλείται και η αντοχή του μέλους και για τον προσδιορισμό της απαιτείται να ληφθούν υπόψη τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του (μήκος και μορφή διατομής) και οι συνθήκες στήριξής του. Συνεπώς, ο καθορισμός της αντοχής του μέλους σε θλίψη γίνεται με έλεγχο έναντι καμπτικού λυγισμού.

Για τον έλεγχο σε καμπτικό λυγισμό θα πρέπει να είναι γνωστές οι αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών της δοκού, ώστε να καθοριστεί το μήκος λυγισμού  $L_{cr}$ . Στη συγκεκριμένη περίπτωση μάλιστα, όπου ελέγχεται η αντοχή σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος μεταξύ των μέσων σύνδεσης πρέπει σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1993-1-1, να χρησιμοποιηθεί ως μήκος λυγισμού το  $0,6r_i$ , όπου  $r_i=e_L$ , η διαμήκης απόσταση μεταξύ των κοχλιών.

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης  $N_{Ed}=F_{s2}$  σε κάθε διατομή θλιβόμενου μέλους πρέπει να ικανοποιεί τη Σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{Σχέση 4.22})$$

Με:

$N_{Ed}$ : η θλιπτική δύναμη σχεδιασμού της διατομής  $F_{s2}$ .

$N_{b,Rd}$ : η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \quad (\text{Σχέση 4.23.α})$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (\text{Σχέση 4.23.β})$$

Όπου:

$A$ : η πλήρης διατομή.

$A_{eff}$ : η ενεργός διατομή.

$\chi$ : μειωτικό συντελεστής.

$\gamma_{M1}$ : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1,0.

Ο μειωτικό συντελεστής  $\chi$  υπολογίζεται από τη Σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ με } \chi \leq 1,0 \quad (\text{Σχέση 4.24})$$

Όπου:

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (\text{Σχέση 4.25})$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \quad (\text{Σχέση 4.26.α})$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (\text{Σχέση 4.26.β})$$

$L_{cr}$ : το ισοδύναμο μήκος λυγισμού στο υπόθεώρηση επίπεδο λυγισμού ίσο με  $0,6r_i$ .

$i$ : η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

$\lambda$ : λυγηρότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i}$$

$\lambda_1$ : η οριακή (χαρακτηριστική) λυγηρότητα ως το σημείο τομής P της οριζόντιας ευθείας για  $\sigma=f_y$ , με τη καμπύλη Euler. Το σημείο τομής P αντιστοιχεί στη λυγηρότητα για την οποία η κρίσιμη τάση λυγισμού κατά Euler είναι ίση με το όριο διαρροής.

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad (\text{Σχέση 4.27})$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ σε N/mm}^2) \quad (\text{Σχέση 4.28})$$

$\alpha$ : ένας συντελεστής ατελειών.

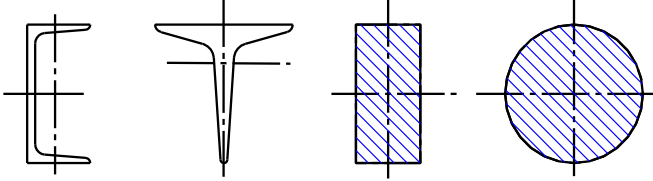
$N_{cr}$ : το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής:  $N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ}{L_{cr}^2}$ .

Ο συντελεστής ατελειών  $\alpha$  λαμβάνεται από τον Πίνακα 4.2 ανάλογα με τη μορφή της διατομής σύμφωνα με το Πίνακα 4.3.

**Πίνακας 4.2:** Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού (Πίνακας 6.1, EC3)

Καμπύλη λυγισμού	$a_0$	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

**Πίνακας 4.3:** Καμπύλη λυγισμού για συμπαγείς διατομές (Απόσπασμα του Πίνακα 6.2 του EC3)

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 46 0
U-, T- και συμπαγείς διατομές		Κάθε	c	c

Για λυγηρότητα  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  ή για  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$  οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

Τα ελάσματα που χρησιμοποιούνται στη συγκεκριμένη διάταξη ανήκουν στη κατηγορία 1, οπότε χρησιμοποιείται οι Σχέσεις 4.23.α και 4.26.β, ενώ από τον Πίνακα 4.3 επιλέγεται η καμπύλη c, για συμπαγείς διατομές, για τον προσδιορισμό του συντελεστή ατελειών.

Ο παραπάνω έλεγχος δεν απαιτείται στη περίπτωση που ο λόγος  $p_i/t$  είναι μικρότερος του  $9\epsilon$ , καθώς επίσης και στη περίπτωση που ικανοποιούνται οι έλεγχοι αποστάσεων μεταξύ των κοχλιών, οι οποίοι αναφέρονται αναλυτικά στο κεφάλαιο 6.2.

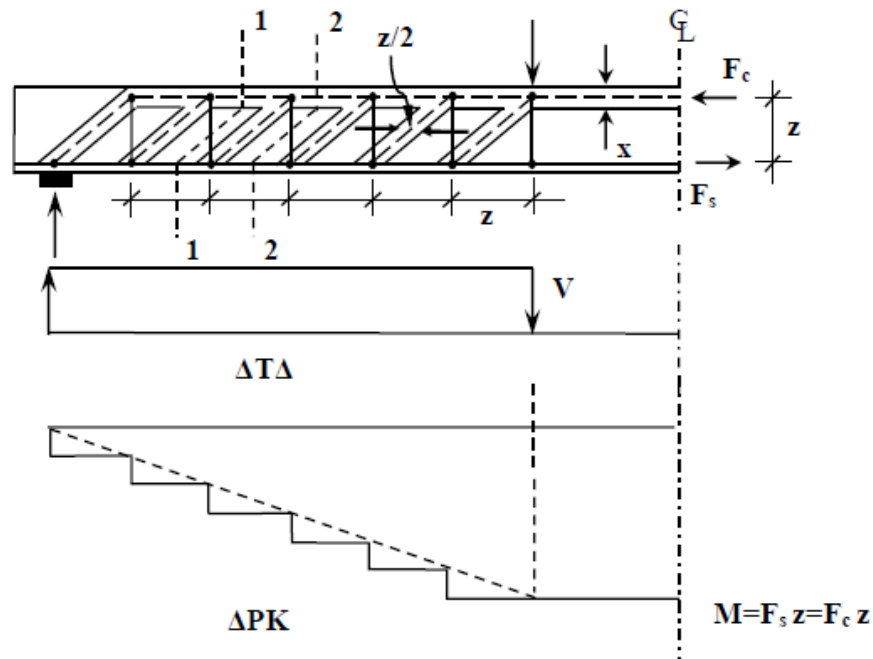




## Κεφάλαιο 5: Έλεγχος Διατομής σε Διάτμηση

### 5.1 Μηχανισμός Διάτμησης

Η πιο ψαθυρή μορφή αστοχίας μελών είναι από διάτμηση και συμβαίνει στις θέσεις μέγιστης τέμνουσας. Για τη περιοχή του διατμητικού μήκους της δοκού (περίπτωση καμπτοδιατμητικής επιπόνησης), η εκτίμηση της τέμνουσας την οποία παραλαμβάνουν οι οπλισμοί διατμήσεως γίνονται ως γνωστόν με το «δικτυωτό» ανάλογο του Moersch. Μια σχηματική παράσταση του δικτυώματος Moersch δίνεται στο Σχήμα 5.1, το οποίο περιλαμβάνει επίσης και τα αντίστοιχα διαγράμματα ροπών κάμψης (περιλαμβάνει επίσης και τη μεταβολή της  $F_s$  κατά μήκος της δοκού) και τεμνουσών δυνάμεων. Στη περίπτωση του δικτυώματος, η οριζόντια δύναμη  $F_s$  που μεταφέρεται μεταξύ δύο διαδοχικών (κατά την οριζόντια διεύθυνση) κόμβων παραμένει σταθερή.



**Σχήμα 5.1:** Προσομοίωση αμφιέριστης δοκού στην οριακή κατάσταση αστοχίας της ως δικτύωμα (δικτύωμα Moersch) και διαγράμματα εσωτερικών δυνάμεων για τη περίπτωση διπλού σημειακού φορτίου (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010)

Στο δικτύωμα Moersch οι διατομές της διαμήκουσ εφελκυστικής και θλιπτικής ράβδου του δικτυώματος αντιστοιχούν σε αυτές του διαμήκη οπλισμού της δοκού και της θλιβόμενης ζώνης αντίστοιχα. Για το διαγώνιο θλιπτήρα, το ενεργό πλάτος του κατά τη διαμήκη διεύθυνση της δοκού (δηλαδή το πλάτος του που συμμετέχει στην ανάληψη φορτίου) θεωρείται ότι είναι ίσο με το ήμισυ του γεωμετρικού πλάτους, που ισούται με την απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών (κατά την ίδια διεύθυνση) κόμβων, ενώ το εγκάρσιο πλάτος του είναι ίσο με το πλάτος της δοκού. Οι εφελκόμενοι ορθοστάτες είναι τα κοχλιωτά βλήτρα. Η

διατομή ενός εγκάρσιου ελκυστήρα ισούται με το άθροισμα των διατομών των κοχλιών που είναι τοποθετημένοι μεταξύ δύο διαδοχικών κόμβων. Εάν η απόσταση μεταξύ των δύο διαδοχικών κόμβων είναι  $s$ , τότε ο αριθμός των κοχλιών που θεωρείται ότι σχηματίζουν έναν εγκάρσιο ελκυστήρα του δικτύωματος είναι  $n=z/s$ , όπου  $z$  είναι η απόσταση μεταξύ τους. Έτσι για την περίπτωση δύο κοχλιών κατά την εγκάρσια διεύθυνση, το συνολικό εμβαδόν του εγκάρσιου ελκυστήρα είναι  $A_{sv}=2nA_{sw}$ , όπου  $A_{sw}$  είναι η ενεργός διατομή του ενός κοχλία.

## 5.2 Κοχλίες και Περικόχλια

### 5.2.1 Γεωμετρικά Στοιχεία Κοχλιών και Περικοχλίων

Υπάρχουν τρία είδη κοχλιών ανάλογα με τη μορφή και τη χρήση τους:

(α) Το σύστημα κοχλία-περικοχλίου (bolt-nut), που χρησιμοποιείται για να συνδέσει δύο ή περισσότερα ανεξάρτητα στοιχεία, περνώντας τον κοχλία από τις αντίστοιχες οπές και βιδώνοντας το περικόχλιο. Ο κοχλίας διαθέτει πεπλατυσμένη κεφαλή στο ένα άκρο του και σπείρωμα στο άλλο.

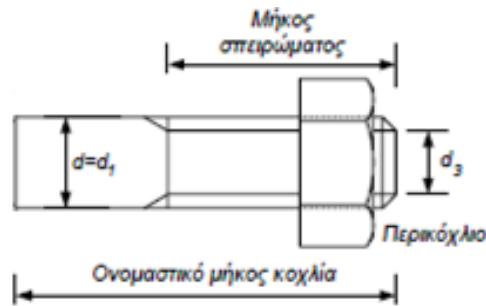
(β) Το βιδωτό κοχλία (screw), δηλαδή αυτόν που βιδώνεται σε τρύπα με σπείρωμα αντί του περικοχλίου για να δημιουργηθεί η σύνδεση

(γ) Τον ακέφαλο κοχλία με σπείρωμα και στις δύο άκρες, όπου και συνδέονται με τα περικόχλια.

Η αρχή λειτουργίας του κοχλία είναι η μετατροπή της περιστροφικής κίνησης σε ευθύγραμμη και στηρίζεται στην ύπαρξη του σπειρώματος. Το σπείρωμα λειτουργεί σαν κεκλιμένο επίπεδο γύρω από τον κορμό του κοχλία. Τα σπειρώματα διακρίνονται σε Μετρικά (M) κανονικά ή λεπτά, Τραπεζοειδή (Tr), Πριονωτά (S), Τετραγωνικά και Στρογγυλά ( $R_d$ ).

Στη συνδεσμολογία η οποία επιδιώκεται χρησιμοποιείται η τρίτη κατηγορία κοχλιών (ακέφαλοι κοχλίες), ενώ το σπείρωμα τόσο των κοχλιών όσο και των περικοχλίων είναι κανονικό μετρικό. Επίσης, οι κοχλίες που χρησιμοποιούνται είναι κοχλίες συνδέσεως, έχουν δηλαδή σαν αποστολή τους την ασφαλή και λυόμενη (μη μόνιμη) σύνδεση, ανεξαρτήτων στοιχείων μιας κατασκευής μεταξύ τους.

Τα βασικά στοιχεία ενός ακέφαλου κοχλία είναι:

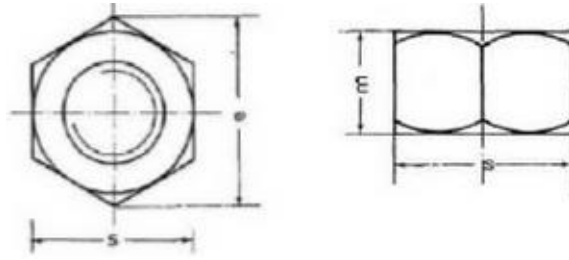


**Σχήμα 5.2:** Βασικά στοιχεία ακέφαλου κοχλία (Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009)

- Η ονομαστική διάμετρος  $d$  του κορμού, βάσει της οποίας τυποποιείται ο κοχλίας.
- Η εξωτερική διάμετρος  $d_1$  του σπειρώματος, που συνήθως είναι ίση με τη  $d$ .
- Η εσωτερική διάμετρος  $d_3$  του σπειρώματος ή διάμετρος του πυρήνα, που αντιστοιχεί στη μικρότερη καταπονούμενη επιφάνεια του κοχλία. Με αυτή καθορίζεται η φορτιζόμενη επιφάνεια του κοχλία, άρα η αντοχή του.
- Η διάμετρος πλευρών  $d_2$  ή μέση διάμετρος. Βρίσκεται ανάμεσα στην εξωτερική και εσωτερική διάμετρο και ενδιαφέρει ως μέγεθος γιατί από την ακρίβειά της εξαρτάται η αντοχή του περικοχλίου. Είναι η απόσταση δύο απέναντι σημείων του κοχλία που μετριέται κάθετα προς τον άξονα. Πολλές φορές από σφάλμα μορφής λαμβάνεται η θεωρούνται τα σημεία, όπου το διάκενο είναι ίσο με το πάχος του σπειρώματος.
- Το βήμα  $P$ , δηλαδή η απόσταση δύο παράλληλων πλευρών τριγώνου, που γεννάει το σπείρωμα και μετριέται παράλληλα προς τον άξονα.
- Το ονομαστικό μήκος  $l$  το κοχλία, που υποδηλώνει το μήκος του κορμού του.
- Το μήκος  $L$  του κοχλία, που υποδηλώνει το συνολικό του μήκος, το οποία για ακέφαλο κοχλία είναι ίσο με αυτό του κορμού, άρα ίσο με  $l$ .
- Το μήκος  $b$  που βιδώνει, δηλαδή το μήκος του κορμού που φέρει το σπείρωμα.

Εάν θεωρήσουμε ότι ο χρησιμοποιούμενος ακέφαλος κοχλίας έχει σπείρωμα σε όλο το μήκος του τότε θα ισχύει:  $b=l=L$ .

Σε κάθε κοχλία εφαρμόζεται ένα περικόχλιο, το οποίο είναι συνήθως ένα εξαγωνικό πρίσμα με εσωτερικό σπείρωμα, που ταιριάζει με το σπείρωμα του κοχλία, δηλαδή «βιδώνει» πάνω του.

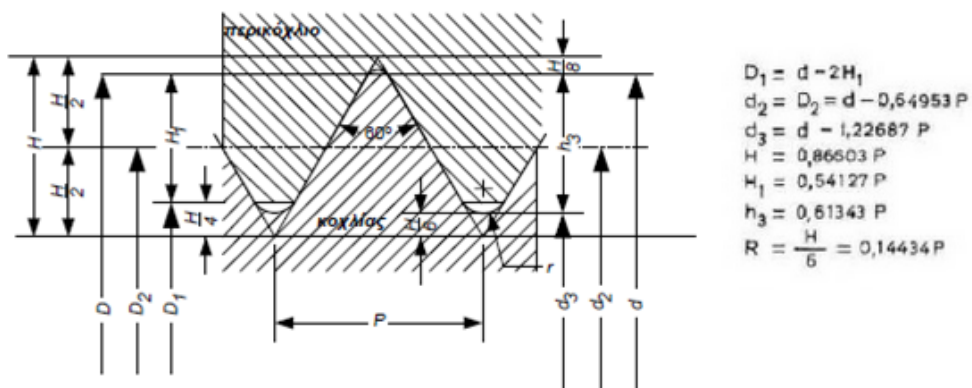


**Σχήμα 5.3:** Βασικά στοιχεία εξαγωνικού περικοχλίου ([www.fme.aegean.gr](http://www.fme.aegean.gr))

Στο περικόχλιο εμφανίζονται οι εξής βασικές διαστάσεις:

- Η εξωτερική διάμετρος  $D$  του περικοχλίου, που είναι η μεγαλύτερη διάμετρος του.
- Η εσωτερική διάμετρος  $D_1$  του περικοχλίου, που είναι η μικρότερη διάμετρος.
- Η διάμετρος πλευρών  $D_2$  ή μέση διάμετρος, που ορίζεται όπως ακριβώς και η διάμετρος  $d_2$  του κοχλίου και είναι ίση με αυτή.
- Το ύψος  $m$  του περικοχλίου.
- Η απόσταση  $s$  μεταξύ των δύο απέναντι πλευρών του εξαγώνου.
- Η απόσταση  $e$  μεταξύ των δύο απέναντι κορυφών του εξαγώνου.
- Το βήμα  $P$ , που ορίζεται όπως ακριβώς και στο κοχλίο.

Κάθε περικόχλιο είναι κανονικό εξαγωνικό πρίσμα. Επειδή όμως, είναι ανάγκη οι ακμές να στρογγυλεύονται, για να μην τραυματίζονται οι τεχνίτες την ώρα που τα χρησιμοποιούν, τα περικόχλια τορνεύονται κωνικά υπό γωνία  $30^\circ$ , οπότε σχηματίζονται οι καμπύλες που φαίνονται στην Εικόνα 5.4.



**Σχήμα 5.4:** Γεωμετρία μετρικού συστήματος (Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009)

### 5.2.2 Κατηγορίες Κοχλιών και Περικοχλίων

Πέρα από την αντοχή του, οι κοχλίες κατηγοριοποιούνται και σύμφωνα με τις βασικές τους διαστάσεις και κυρίως τη διάμετρό τους. Στο παρακάτω Πίνακα παρουσιάζονται διάφορα μεγέθη για τυποποιημένους κοχλίες με εξαγωνική κεφαλή, σύμφωνα με τις ισχύουσες προδιαγραφές. Παρουσιάζονται μεγέθη κοχλιών που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη ζητούμενη διάταξη, αφού πολύ μικρά και υπερβολικά μεγάλα μεγέθη κοχλιών παραλείπονται.

**Πίνακας 5.1:** Τυποποίηση κοχλιών κανονικών μετρικών σπειρωμάτων κατά DIN ISO 898 part 1 (EC3, Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009)

Κοχλίες	M6	M8	M12	M16	M20	M22	M24	M27	M30	M36
$d=d_1$ , εξωτερική διάμετρος σπειρώματος (mm)	6	8	12	16	20	22	24	27	30	36
$d$ , διάμετρος κορμού, κοινοί κοχλίες (mm)	6	8	12	16	20	22	24	27	30	36
$d$ , διάμετρος κορμού, εφαρμοσμένοι κοχλίες (mm)	7	9	13	17	21	23	25	28	31	37
$A_s$ , Εμβαδόν σπειρώματος (cm <sup>2</sup> )	0,37	0,58	0,843	1,57	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,17
Μέγεθος οπής (κανονική) (mm)	7	9	13	18	22	24	26	30	33	36
Μέγεθος οπής υπερμεγέθους (mm)	7	9	15	20	24	26	30	35	38	44
$d_3$ , εσωτερική διάμετρος σπειρώματος κοχλία (mm)	4,77	6,47	9,86	13,46	16,93	18,93	20,32	23,32	25,71	31,09
$d_2$ , διάμετρος πλευρών ή μέση διάμετρος σπειρώματος (mm)	5,35	7,19	10,86	14,70	18,38	20,38	22,05	25,05	27,73	33,40

Όπως οι κοχλίες, έτσι και τα περικόχλια εμφανίζονται σε διάφορες κατηγορίες με διαφορετικά μεταξύ τους μεγέθη, τα οποία και δίνονται στο Πίνακα 5.2. Στο Πίνακα αυτό παρουσιάζονται τυποποιημένα εξαγωνικά περικόχλια:

**Πίνακας 5.2:** Τυποποίηση περικογλίων κανονικών μετρικών σπειρωμάτων κατά DIN ISO 898 part 1 (EC3, Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009)

Περικόγλια	M6	M8	M12	M16	M20	M22	M24	M27	M30	M36
D, εξωτερική διάμετρος περικογλίου (mm)	6	8	12	16	20	22	24	27	30	36
D <sub>1</sub> , εσωτερική διάμετρος περικογλίου (mm)	4,92	6,647	10,11	13,84	17,29	19,29	20,75	23,75	26,21	31,67
D <sub>2</sub> =d <sub>2</sub> , διάμετρος πλευρών ή μέση διάμετρος περικογλίου (mm)	5,35	7,19	10,86	14,70	18,38	20,38	22,05	25,05	27,73	33,40
e, απόσταση απέναντι πλευρών εξαγώνου	11,05	14,38	21,10	26,75	33,53	35,72	39,8	45,63	51,28	61,30
s, απόσταση απέναντι κορυφών εξαγώνου	10	13	19	24	30	32	36	41	46	55
P, βήμα σπειρώματος (mm)	1	1,25	1,75	2	2,5	2,5	3	3	3,5	4
A, φορτιζόμενη επιφάνεια (mm <sup>2</sup> )	20,1	36,6	84,3	157	245	303	353	459	561	817
h <sub>3</sub> , βάθος σπειρώματος (mm)	0,61	0,767	1,074	1,227	1,534	1,534	1,84	1,84	2,147	2,454
m, ύψος περικογλίου (mm)	5,2	6,8	10,4	14,8	18	19,4	21,5	23,8	25,6	31

### 5.3 Έλεγχος Κοχλιών σε Τέμνουσα

Αρχικά υπολογίζεται η σχέση για την οποία δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης, δηλαδή η τιμή της τέμνουσας δύναμης μέχρι την οποία αυτή παραλαμβάνεται αποκλειστικά από το σκυρόδεμα. Επειδή ο τύπος δεν είναι διασταστικά ομογενής θα πρέπει να τηρούνται οι μονάδες που αναφέρονται εντός των παρενθέσεων:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (\text{Σχέση 5.1})$$

Όπου:

$f_{ck}$ : η χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη του σκυροδέματος (MPa).

$k$ :  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  (d σε mm).

$\rho_1$ : το γεωμετρικό ποσοστό του εφελκόμενου ελάσματος  $\rho_1 = A_{s1} / bd < 0,02$ .

- $A_{sl}$ : το εμβαδόν του εφελκόμενου ελάσματος ( $\text{mm}^2$ ).
- $b_w$ : το ελάχιστο πλάτος της διατομής στην εφελκόμενη ζώνη (mm).
- $d$ : το στατικό ύψος της διατομής, δηλαδή η απόσταση από την ακραία θλιβόμενη ίνα μέχρι το κέντρο βάρους του εφελκόμενου ελάσματος (mm).
- $\sigma_{cp}$ :  $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2f_{cd}$  (MPa).
- $N_{Ed}$ : είναι η αξονική δύναμη στη διατομή, όπου  $N_{Ed} > 0$  για θλίψη. Αν είναι θετική αγνοείται. Η επιρροή των επιβαλλόμενων παραμορφώσεων στην  $N_{Ed}$  μπορεί να αγνοείται (N).
- $A_c$ : είναι το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος ( $\text{mm}^2$ ).
- $C_{Rd,c}$ :  $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$ .
- $k_1$ :  $k_1 = 0,15$

Ο πρώτος όρος της (1):  $C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$  δεν χρειάζεται να είναι μικρότερος από:  
 $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ .

- Εάν λοιπόν,  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$  τότε δεν απαιτείται έλεγχος σε διάτμηση, αλλά τοποθετείται ένας ελάχιστος οπλισμός (με εξαίρεση τις πλάκες όπου παραλείπεται ακόμα και ο ελάχιστος οπλισμός διατμήσεως).

Ο ελάχιστος αυτός οπλισμός, ο οποίος τοποθετείται κυρίως για την αποφυγή ψαθυρής αστοχίας, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw,min}}{b_w s} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (\text{Σχέση 5.2})$$

Όπου:

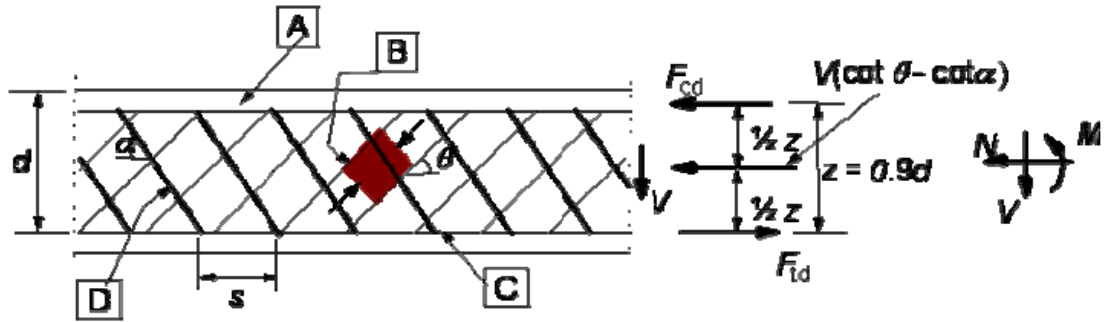
- $f_{ck}$ : η χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη του σκυροδέματος (MPa)
- $f_{yk}$ : η ονομαστική τάση διαρροής του χάλυβα των κοχλιών (MPa)

- Εάν  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$  τότε ολόκληρη η τέμνουσα παραλαμβάνεται από συνδετήρες και θα πρέπει επίσης να εξασφαλισθεί ότι και το σκυρόδεμα δε θα αστοχήσει από λοξή θλίψη, δηλαδή ταυτόχρονα θα πρέπει να ισχύουν:  $V_{Ed} < V_{Rd,max}$ . Αν δεν ισχύει αυτή η σχέση, τότε επιβάλλεται αλλαγή των διαστάσεων της διατομής.

Για τα στοιχεία λοιπόν, στα οποία απαιτείται οπλισμός διάτμησης ο σχεδιασμός βασίζεται στο γενικευμένο δικτύωμα Moersch:

- Με θλιβόμενες ράβδους σκυροδέματος (γωνία κλίσεως  $\theta$ :  $21,8^\circ < \theta < 45^\circ$ ), η αντοχή των οποίων,  $V_{Rd,max}$ , καθορίζει την επάρκεια της διατομής. Ο έλεγχος γίνεται στη παρειά μια άμεσης στήριξης.

- Με εφελκόμενες ράβδους χάλυβα (γωνία κλίσεως  $\alpha$ :  $45^\circ < \alpha < 90^\circ$ ), η αντοχή των οποίων,  $V_{Rd,s}$ , προσδιορίζει την απαιτούμενη ποσότητα του οπλισμού διατμήσεως. Ο έλεγχος γίνεται σε απόσταση  $d$  από τη παρειά της άμεσης στήριξης.



**Σχήμα 5.5:** Προσομοίωση δοκού στην οριακή κατάσταση αστοχίας της ως δικτύωμα (δικτύωμα Moersch) με θλιβόμενες ράβδους σκυροδέματος (γωνίας  $\theta$ ) και εφελκόμενες ράβδους χάλυβα (γωνίας  $\alpha$ ) (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010)

Η αντοχή σε θλίψη λοξών θλιπτήρων  $V_{Rd,max}$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (\text{Σχέση 5.3})$$

Όπου:

$\alpha_{cw}$ :  $\alpha_{cw} = 1$  για τα μη προενταταμένα στοιχεία.

$b_w$ : είναι το ελάχιστο πλάτος της διατομής στην εφελκόμενη ζώνη.

$z$ : ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων,  $z = 0,9d$ .

$v_1$ : μειωτικός συντελεστής που λαβαίνει υπόψη την μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω της ετερόσημης διαξονικής εντάσεως που επικρατεί στο σκυροδέμα. Ο συντελεστής μπορεί να λαβαίνεται εναλλακτικά ως εξής:

- είτε  $v_1 = v = 0,6[1 - f_{ck}/250]$  (το  $f_{ck}$  σε MPa)
- είτε  $v_1 = 0,9 - f_{ck}/200$  με  $0,5 < v_1 < 0,6$

Στην δεύτερη όμως περίπτωση θα πρέπει να μειωθεί η τάση των συνδετήρων σε  $0,8f_{yk}$ .

$f_{cd}$ : η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του σκυροδέματος.

$\theta$ : η γωνία των θλιβόμενων ράβδων του σκυροδέματος με τον άξονα της δοκού.

$\alpha$ : η γωνία των εφελκόμενων ράβδων του χάλυβα με τον άξονα της δοκού.

Τελικά ο έλεγχος του οπλισμού διάτμησης, σε περίπτωση που  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ , γίνεται σύμφωνα με τη Σχέση 5.4, και πρέπει να ισχύει:  $V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$ .

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (\text{Σχέση 5.4})$$

Αντίστοιχα, σε περίπτωση που δεν είναι γνωστός ο οπλισμός διάτμησης, ο υπολογισμός του γίνεται σύμφωνα με τη παρακάτω Σχέση:



$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd,s}}{z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha} \quad (\text{Σχέση 5.5})$$

Όπου:

$V_{Rd,s}$ : η τέμνουσα αντοχής σε διάτμηση, οποία θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση της δρώσας τέμνουσας. Εν προκειμένω θα λειφθεί:  $V_{Rd,s} = V_{Ed}$ .

$A_{sw}$ : το συνολικό εμβαδόν των ενεργών διατομών των βλήτρων κατά την εγκάρσια διεύθυνση.

$s$ : η απόσταση μεταξύ των βλήτρων κατά τη διαμήκη διεύθυνση.

$z$ : ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων,  $z=0,9d$ .

$f_{ybd}$ : η τάση διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα των βλήτρων.

$\theta$ : η γωνία των θλιβόμενων ράβδων του σκυροδέματος με τον άξονα της δοκού.

$\alpha$ : η γωνία των εφελκόμενων ράβδων του χάλυβα με τον άξονα της δοκού.

Από την σχέση της  $V_{Rd,s}$  προκύπτει ότι οικονομικότερη είναι η επιλογή της γωνίας  $\theta=22^\circ$ , αλλά για αυτήν την γωνία η  $V_{Rd,max}$  λαμβάνει την μικρότερη τιμή. Άρα για την οικονομικότερη επιλογή των βλήτρων, ελέγχουμε κατ' αρχάς ποια είναι η ελάχιστη γωνία  $\theta$  για την οποία ικανοποιείται η  $V_{Rd,max}$  (συνήθως θα είναι  $\theta=22^\circ$ ) και για την γωνία αυτή υπολογίζουμε τα βλήτρα.

Ο οπλισμός που υπολογίστηκε συγκρίνεται με το ποσοστό ελάχιστου οπλισμού διάτμησης  $\rho_{w,min}$ , όπως υπολογίστηκε από τη Σχέση 5.2, αλλά και με το μέγιστο ποσοστό οπλισμού διάτμησης  $\rho_{w,max}$  (νέα διάταξη, δεν υπάρχει αντίστοιχη στον ΕΚΩΣ), που υπολογίζεται ως εξής:

$$\rho_{w,max} = 0,5 a_{cw} v_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{Σχέση 5.6})$$

Όπου:

$a_{cw}$ :  $a_{cw} = 1$  για τα μη προενταταμένα στοιχεία.

$v_1$ : μειωτικός συντελεστής που λαβαίνει υπόψη την μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω της ετερόσημης διαξονικής εντάσεως που επικρατεί στο σκυρόδεμα. Ο συντελεστής μπορεί να λαβαίνεται εναλλακτικά ως εξής:

- είτε  $v_1 = v = 0,6 [1 - f_{ck}/250]$  (το  $f_{ck}$  σε MPa)
- είτε  $v_1 = 0,9 - f_{ck}/200$  με  $0,5 < v_1 < 0,6$

Στην δεύτερη όμως περίπτωση θα πρέπει να μειωθεί η τάση των συνδετήρων σε  $0,8 f_{yk}$ .

$f_{cd}$ : η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του σκυροδέματος.

$f_{yd}$ : η τάση διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα των βλήτρων  $f_{ybd}$ .

Η τέμνουσα που αντιστοιχεί στο μέγιστο ποσοστό οπλισμού οπλισμού διατμήσεως είναι:

$$V_{Rd,s,max} = \frac{A_{sw,max}}{s} z f_{ywd} = \rho_{w,max} b_w z f_{ywd} = \frac{0,5 a_{cw} v_1 f_{cd}}{f_{ywd}} b_w z f_{ywd} \quad (\text{Σχέση 5.7})$$

Η οποία είναι ίση με  $V_{Rd,max}$  για  $\theta=45^\circ$  και  $\alpha=90^\circ$ . Δηλαδή για τη συνήθη περίπτωση  $\theta=45^\circ$  και  $\alpha=90^\circ$  η διάταξη αυτή είναι ανενεργή.

Τέλος οι συνδετήρες τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να διασφαλίζεται η συνεχής ροή τάσεων στο αντίστοιχο δικτυωτό ανάλογο. Έτσι η μέγιστη κατά μήκος απόσταση δε θα πρέπει να ξεπερνά το μέγεθος:

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (\text{Σχέση 5.8})$$

Όπου:

- d: το στατικό ύψος της διατομής, δηλαδή η απόσταση από την ακραία θλιβόμενη ίνα μέχρι το κέντρο βάρους του εφελκυσμένου ελάσματος.
- $\alpha$ : η γωνία των εφελκυσμένων ράβδων του χάλυβα με τον άξονα της δοκού.

Ενώ η μέγιστη εγκάρσια απόσταση των βλήτρων δε θα πρέπει να ξεπερνά το μέγεθος:

$$s_{t,max} = 0,75d \quad (\text{Σχέση 5.9})$$





## **Κεφάλαιο 6: Έλεγχος Κοχλιών σε Διατμητική Ροή στη Διεπιφάνεια Χάλυβα - Σκυροδέματος**

Εάν δεν υπήρχε καμία σύνδεση μεταξύ των χαλύβδινων ελασμάτων και της δοκού, τότε κάθε ένα από τα δύο υλικά θα είχε τη δική του ουδέτερη γραμμή στον κεντροβαρικό άξονα και θα εμφάνιζαν διαφορετικές ανηγμένες παραμορφώσεις, οι οποίες θα είχαν σαν αποτέλεσμα την ανάπτυξη μια σχετική διολίσθησης μεταξύ τους. Στη συγκεκριμένη περίπτωση ωστόσο, τα επιμέρους στοιχεία της δοκού συνδέονται μεταξύ τους και η δοκός συμπεριφέρεται σαν ενιαία. Με αυτό τον τρόπο δεν ολισθαίνει το ένα υλικό ως προς το άλλο, επειδή λόγω σύνδεσης οι ανηγμένες παραμορφώσεις είναι ίδιες.

Η συναρμογή της δοκού σκυροδέματος και των χαλύβδινων ελασμάτων πραγματοποιείται με τη χρήση των κοχλιών, οι οποίοι χρησιμοποιούνται και για τη παραλαβή της τέμνουσας που αναπτύσσεται στη δοκό, όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο. Ο ρόλος τους είναι η σύνδεση των δύο υλικών, δηλαδή στην εξασφάλιση της κοινής τους λειτουργίας. Οι κοχλίες διέρχονται μέσω της δοκού και των ελασμάτων σε καθορισμένες θέσεις και σταθεροποιούνται με περικόχλια, τα οποία βιδώνονται εκατέρωθεν των ελασμάτων, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.1. Η χρήση ωστόσο των κοχλιών δεν έγκειται μονάχα στην απλή σύνδεση των δύο υλικών, αλλά και στην εξασφάλιση της μεταξύ τους συνάφειας, δηλαδή της κοινής τους λειτουργίας.

Στη διεπιφάνεια μεταξύ των χαλύβδινων ελασμάτων και του σκυροδέματος της δοκού αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις, δηλαδή τάσεις παράλληλες στη διεπιφάνεια. Οι τάσεις αυτές θα πρέπει να παραληφθούν από κάποιους διατμητικούς συνδέσμους, που στη προκειμένη περίπτωση είναι οι κοχλίες. Οι κοχλίες δηλαδή, καλούνται να παραλάβουν τη διατμητική ροή που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια των δύο υλικών, διασφαλίζοντας έτσι, τη μεταξύ τους συνάφεια. Αυτή είναι και μια βασική διαφορά των σύμμικτων κατασκευών έναντι των συνήθων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος: στις πρώτες η συνάφεια των δύο υλικών εξασφαλίζεται με μηχανικά μέσα, ενώ στις δεύτερες με τις τάσεις συνάφειας μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος.

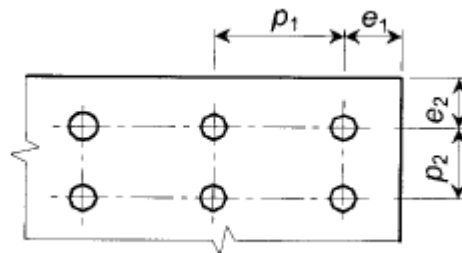
Συνεπώς ο ρόλος των κοχλιών στη συγκεκριμένη σύμμικτη κατασκευής είναι τριπλός: : παραλαμβάνουν τις τέμνουσες δυνάμεις που αναπτύσσονται στη δοκό, εξασφαλίζουν τη σύνδεση των ελασμάτων στη δοκό, και άρα τη κοινή λειτουργία τους (εσκυροδέματος=εχάλυβα στη στάθμη του ελάσματος), και παραλαμβάνουν την αναπτυσσόμενη στη διεπιφάνεια διατμητική ροή. Ένα πρώτος έλεγχος των κοχλιών της δοκού έγινε σύμφωνα με τις τέμνουσες δυνάμεις που αναπτύσσονται σε αυτή. Θα πρέπει ωστόσο, να ελεγχθεί και η ικανότητά τους όσον αφορά στη παραλαβή των διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται ανάμεσα στα δύο υλικά, λαμβάνοντας υπόψη την αντοχή τους σε συνδέσεις άντυγας έναντι διατμητικών δυνάμεων, καθώς επίσης και τους περιορισμούς που αφορούν στις αποστάσεις τόσο μεταξύ τους, όσο και από τα άκρα των ελασμάτων.

Τα κοχλιωτά βλήτρα σε αυτή τη διάταξη εξυπηρετούν τον ίδιο σκοπό με τους διατμητικούς ήλους στις σύμμικτες δοκούς. Ωστόσο, παρουσιάζονται κάποιες σημαντικές διαφορές όσον αφορά τον τρόπο σύνδεσής τους και τη λειτουργία τους. Στις σύμμικτες κατασκευές οι διατμητικοί ήλοι συγκολλούνται πάνω στη χαλύβδινη διατομή, ενώ σε αυτή τη

διάταξη οι κοχλίες διαπερνούν, μέσω οπών, τα ελάσματα και κοχλιώνονται εκατέρωθεν αυτών με περικόχλια, όπως συμβαίνει στις μεταλλικές κατασκευές. Επιπλέον σε αυτή τη περίπτωση οι κοχλίες έχουν δύο επιφάνειες διάτμησης (στις διεπιφάνειες του σκυροδέματος με τα χαλύβδινα ελάσματα) και όχι μια, όπως συμβαίνει με τους διατμητικούς ήλους των συνήθως σύμμικτων κατασκευών. Επομένως, ο έλεγχος σε διατμητική ροή θα πραγματοποιηθούν υπολογίζοντας την αντοχή των κοχλιών, αξιοποιώντας τις γνώσεις τόσο στις σύμμικτες, όσο και στις μεταλλικές κατασκευές.

### 6.1 Περιορισμοί στη Διάταξη των Κοχλιών

Κατά το σχεδιασμό της διάταξης των κοχλιών πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ορισμένες ελάχιστες και μέγιστες αποστάσεις, τόσο μεταξύ τους, όσο και από τα άκρα των ελασμάτων. Στόχος των ελάχιστων αποστάσεων είναι να μη μειωθεί υπέρμετρα η αντοχή του ελάσματος σε σύνθλιψη άντυνας, αλλά και να μη δυσχεραίνεται υπέρμετρα η σύσφιγξη των κοχλιών. Στόχος των μέγιστων αποστάσεων είναι να αποφεύγεται ο τοπικός λυγισμός των ελασμάτων μεταξύ των οπών σε περίπτωση θλιπτικών δυνάμεων.



**Σχήμα 6.1:** Σύμβολα για τις αποστάσεις των κοχλιών του ελάσματος (Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, 2013)

#### 6.1.1 Μέγιστες και Ελάχιστες Αποστάσεις από τα Άκρα των Ελασμάτων

Στις μεταλλικές κατασκευές, στη περίπτωση εφελκυσόμενων μελών, δε προβλέπονται μέγιστες αποστάσεις από τα άκρα των ελασμάτων, σε περίπτωση που ο χάλυβας δεν εκτίθεται σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα. Στη περίπτωση της δοκού, της οποίας ο οπλισμός αντικαθίσταται, μπορεί να θεωρηθεί ότι οι παράγοντες που συντελούν στη διάβρωση ενδιαφέρουν λιγότερο, σε σχέση με τις συνήθεις κατασκευές, οπότε και να αγνοηθούν. Ωστόσο, στη περίπτωση των θλιβόμενων μελών, πρέπει να τηρούνται κάποιες μέγιστες αποστάσεις από τα άκρα των ελασμάτων για την αποφυγή φαινομένων τοπικού λυγισμού. Οι περιορισμοί που τίθενται είναι:

$$\text{Ελάχιστη απόσταση από το άκρο } e_1: \quad \text{mine}_1=1,2d_0 \quad (\text{Σχέση 6.1})$$

$$\text{Μέγιστη απόσταση από το άκρο } e_1: \quad \text{maxe}_1=4t+40\text{mm} \quad (\text{Σχέση 6.2})$$

$$\text{Ελάχιστη απόσταση από το άκρο } e_2: \quad \text{mine}_2=1,2d_0 \quad (\text{Σχέση 6.3})$$

$$\text{Μέγιστη απόσταση από το άκρο } e_2: \quad \text{maxe}_2=4t+40\text{mm} \quad (\text{Σχέση 6.4})$$

Στις σύμμικτες κατασκευές δε προβλέπονται κάποιοι γενικοί περιορισμοί όσον αφορά στις αποστάσεις των διατμητικών ήλων από τα άκρα της χαλύβδινης διατομής. Η μόνη περίπτωση αφορά σύμμικτες δοκούς σε περιοχές θετικών ροπών, οπότε το πέλμα της σιδηροδοκού βρίσκεται υπό θλίψη. Το πέλμα σε αυτή τη περίπτωση θεωρείται κατηγορίας 1, ανεξαρτήτως του λόγου  $c/t$ , επειδή το σκυρόδεμα εμποδίζει τον τοπικό λυγισμό του. Αν όμως η κατάταξη του πέλματος της σιδηροδοκού σύμφωνα με τον Πίνακα 5.2 του EC3, αγνοώντας τη πλάκα σκυροδέματος, αντιστοιχούσε σε κατηγορία 3 ή 4, θα τίθετο ο παρακάτω περιορισμός στις αποστάσεις των διατμητικών ήλων ώστε το πέλμα της σιδηροδοκού να κατατάσσεται στις κατηγορίες 1 ή 2.

$$e_T \leq 9t_f \varepsilon \quad (\text{Σχέση 6.5})$$

Όπου:

- $e_T$ : η εγκάρσια απόσταση του ήλου από το άκρο της σιδηροδοκού, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.1.  
 $t_f$ : το πάχος του πέλματος της σιδηροδοκού  
 $\varepsilon$ :  $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$

Στη περίπτωση της δοκού που περιγράφεται εδώ, το ένα έλασμα βρίσκεται υπό πλήρη εφελκυσμό και το άλλο υπό πλήρη θλίψη. Επειδή όμως, ο λόγος του πλάτους προς το πάχος του ελάσματος είναι πολύ μεγάλος, το θλιβόμενο έλασμα θα είναι κατηγορίας 1, οπότε δεν εφαρμόζονται ο παραπάνω περιορισμός.

### 6.1.2 Μέγιστες και Ελάχιστες Αποστάσεις μεταξύ των Κοχλιών

Στις συνήθειες μεταλλικές κατασκευές τίθενται οι εξής περιορισμοί όσον αφορά στις αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών:

Ελάχιστο βήμα $p_1$ :	$\min p_1 = 2,2d_0$	(Σχέση 6.6)
Μέγιστο βήμα $p_1$ :	$\max p_1 = \min(14t, 200\text{mm})$	(Σχέση 6.7)
Ελάχιστο βήμα $p_2$ :	$\min p_2 = 2,4d_0$	(Σχέση 6.8)
Μέγιστο βήμα $p_2$ :	$\max p_2 = \min(14t, 200\text{mm})$	(Σχέση 6.9)

Επειδή ωστόσο, το πάχος του ελάσματος είναι πολύ μικρό, είναι πολύ πιθανό οι περιορισμοί των μέγιστων αποστάσεων να μην ικανοποιούνται τελικά.

Οι περιορισμοί που υφίστανται στις σύμμικτες κατασκευές όσον αφορά στις αποστάσεις των διατμητικών ήλων είναι οι εξής:

Ελάχιστες διαμήκεις αποστάσεις:	$\min e_L = 5d$	(Σχέση 6.10)
Μέγιστες διαμήκεις αποστάσεις:	$\max e_L = \min\{6h_c; 800\text{mm}\}$	(Σχέση 6.11)
Ελάχιστες εγκάρσιες αποστάσεις:	$\min e_T = 2,5d$	(Σχέση 6.12)

Όπου:

- d: η ονομαστική διάμετρος του ήλου  
 h<sub>c</sub>: το πάχος της δοκού από σκυρόδεμα

Οι αποστάσεις των κοχλιών μεταξύ τους θα πρέπει λοιπόν, να ικανοποιούν όλους τους παραπάνω περιορισμούς.

## 6.2 Αντοχή Κοχλιών

Η παραλαμβανόμενη από κάθε κοχλία δύναμη υπολογίζεται ως η ελάχιστη από τις τιμές της αντοχής του ήλου σε διάτμηση, της αντοχής του ελάσματος σε σύνθλιψη άντυνας και της αντοχής του σκυροδέματος σε «σύνθλιψη άντυνας». Οι δύο πρώτοι έλεγχοι γίνονται όπως και στις συνήθεις μεταλλικές κατασκευές, αφού τόσο σε αυτές όσο και στη περίπτωση της δοκού που περιγράφεται, οι κοχλίες καταπονούνται από διατμητικές δυνάμεις με τον ίδιο τρόπο. Ωστόσο, η ύπαρξη του σκυροδέματος, κατ' αναλογία των ελασμάτων, επιτάσσει τον έλεγχο της αντοχής του σε «σύνθλιψη άντυνας» για τον καθορισμό της τελικής αντοχής του κοχλία. Ο έλεγχος αυτός γίνεται όπως και στις σύμμικτες κατασκευές.

Στις μεταλλικές κατασκευές οι κοχλιωτές συνδέσεις διακρίνονται σε δύο κατηγορίες, ανάλογα με τη διεύθυνση της προς μεταφορά δύναμη. Έτσι, υπάρχουν οι συνδέσεις διάτμησης, όπου η δύναμη είναι κάθετη προς τον άξονα του κοχλία, και οι συνδέσεις εφελκυσμού, όπου η δύναμη είναι παράλληλη προς τον άξονα του κοχλία. Στη συγκεκριμένη περίπτωση ενδιαφέρουν οι συνδέσεις διάτμησης, όπου η μεταφορά δυνάμεων γίνεται μέσω επαφής της άντυνας του ελάσματος με το κορμό του κοχλία.

Η αντοχή του κοχλία σε διάτμηση προκύπτει ως εξής:

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_{Lf} n a_n f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (\text{Σχέση 6.13})$$

Όπου:

$\beta_{Lf}$ : μειωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την ανισοκατανομή της μεταφερόμενης δύναμης στους διάφορους κοχλίες, όταν η απόσταση  $L_j$  μεταξύ των κέντρων των ακραίων μέσων σύνδεσης σε ένα κόμβο μετρούμενη κατά τη διεύθυνση μεταφοράς της δύναμης είναι μεγαλύτερη από 15d. Υπολογίζεται από τη Σχέση:

$$0,75 \leq \beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} \leq 1,0$$

n: ο αριθμός των επιπέδων διάτμησης, εν προκειμένω n=2

$a_n$ : για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8:  $a_n=0,6$

για κατηγορίες 10.9:  $a_n=0,5$

όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία (δηλαδή A η καθαρή επιφάνεια κοχλία):  $a_n=0,6$



A: η επιφάνεια της διατομής του κοχλία. Όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία τότε A είναι η επιφάνεια ενεργού διατομής του κοχλία,  $A_s$ .

$\gamma_{M2}$ : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας,  $\gamma_{M2}=1,25$ .

Η αντοχή του ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας προκύπτει ως εξής:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u dt}{\gamma_{M2}} \quad (\text{Σχέση 6.14})$$

Όπου:

$a_b$ : συντελεστής που προκύπτει από τη Σχέση:  $a_b = \min \left\{ a_d, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1, 0 \right\}$

• για τελευταία σειρά κοχλιών:  $a_d = \frac{e_1}{3d_0}$

• για εσωτερικούς κοχλίες:  $a_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$

$e_1$ : διαμήκης απόσταση ακραίου κοχλία από το άκρο του ελάσματος.

$p_1$ : διαμήκης απόσταση μεταξύ κοχλιών.

$d_0$ : διάμετρος οπής ελάσματος.

$k_1$ : συντελεστής που προκύπτει από τις σχέσεις:

• για πλευρικά ακραίους κοχλίες:  $k_1 = \min \left\{ 2, 8 \frac{e_2}{d_0} - 1, 7; 2, 5 \right\}$

• για εσωτερικούς κοχλίες:  $k_1 = \min \left\{ 1, 4 \frac{p_2}{d_0} - 1, 7; 2, 5 \right\}$

$e_2$ : εγκάρσια απόσταση ακραίοι κοχλία από το άκρο του ελάσματος.

$p_2$ : εγκάρσια απόσταση μεταξύ κοχλιών.

$f_{ub}$ : η ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του κοχλία.

$f_u$ : η ονομαστική αντοχή εφελκυστικής αντοχής του χάλυβα των ελασμάτων.

d: η ονομαστική διάμετρος του σπειρώματος του κοχλία.

t: το πάχος του ελάσματος.

Η αντοχή του σκυροδέματος σε «σύνθλιψη άντυγας», όπως αναφέρθηκε, γίνεται σύμφωνα με τον τρόπο που προτείνεται στις σύμμικτες κατασκευές. Βέβαια για την αντοχή του κάθε κοχλία, πέρα από την αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας, στις σύμμικτες κατασκευές λαμβάνεται υπόψη και η αντοχή σε διάτμηση. Ωστόσο, αυτός ο υπολογισμός εδώ γίνεται με τον τρόπο που προτείνεται στις μεταλλικές κατασκευές. Αυτό οφείλεται στο γεγονός, ότι η σύνδεσή του κοχλία στην κατασκευή είναι διαφορετική, αφού σε μια συνήθη σύμμικτη κατασκευή ο εκάστοτε διατμητικός ήλος συγκολλάται πάνω στη μεταλλική διατομή, ενώ στη

σύμμικτη δοκό που προτείνεται εδώ, ο κοχλίας προσαρτάται με τη χρήση περικοχλίου. Συνεπώς η οριακή αντοχή του βλήτρου εντός συμπαγούς δοκού σκυροδέματος προσδιορίζεται ως:

$$P_{b,Rd} = 0,29ad^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \quad (\text{Σχέση 6.15})$$

Όπου:

- d: η ονομαστική διάμετρος του σπειρώματος του βλήτρου  
 $f_{ck}$ : η χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη του σκυροδέματος.  
 $E_{cm}$ : μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος.

$$\alpha = 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{για } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \quad (\text{Σχέση 6.16})$$

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

- h: το ύψος του βλήτρου.  
 $\gamma_v = 1,25$ , επιμέρους συντελεστής ασφαλείας.

Η τελική αντοχή του κοχλίου προκύπτει από τη Σχέση:

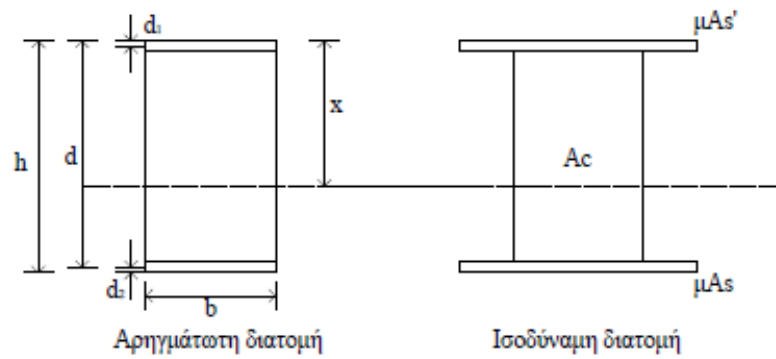
$$P_{Rd} = \min\{F_{b,Rd}; F_{v,Rd}; P_{b,Rd}\} \quad (\text{Σχέση 6.17})$$

Η τιμή αυτή χρησιμοποιείται για να ελεγχθεί η επάρκεια των κοχλιών ως προς τη δρώσα διατμητική ροή μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα.

### 6.3 Έλεγχος Διατμητικής Ροής

Σύμφωνα με την οριακή αντοχή των κοχλιών  $P_{Rd}$ , καθώς και των μεταξύ τους αποστάσεων  $s$ , υπολογίζεται η διατμητική ροή που είναι σε θέση να παραλάβουν οι κοχλίες, και ελέγχεται αν αυτή είναι επαρκής. Αν δηλαδή υπερβαίνει τη δρώσα διατμητική ροή λόγω τέμνουσας. Ο έλεγχος αυτός πρέπει να γίνει, τόσο στη ρηγματωμένη, όσο και στην αρηγμάτωτη διατομή. Πιο κρίσιμος φυσικά είναι ο έλεγχος στη ρηγματωμένη διατομή, στην οποία η ροπή αδρανείας έχει μειωθεί σημαντικά.

Η ροπή αδρανείας της αρηγμάτωτης διατομής ( $J_g$ ) ως προς το κέντρο βάρους αυτής, δηλαδή της διατομής προτού ακόμα εμφανιστούν ρωγμές, προκύπτει, όπως περιγράφεται στο Σχήμα 6.2, σύμφωνα με τις αρχές των ομογενών διατομών.



**Σχήμα 6.2:** Ροπή αδρανείας αρηγμάτωτης διατομής (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010)

$$J_g = \frac{bh^3}{12} + \mu A_s \left( \frac{h}{2} + \frac{d_1}{2} \right)^2 + \mu A_s' \left( \frac{h}{2} + \frac{d_2}{2} \right)^2 \quad (\text{Σχέση 6.18})$$

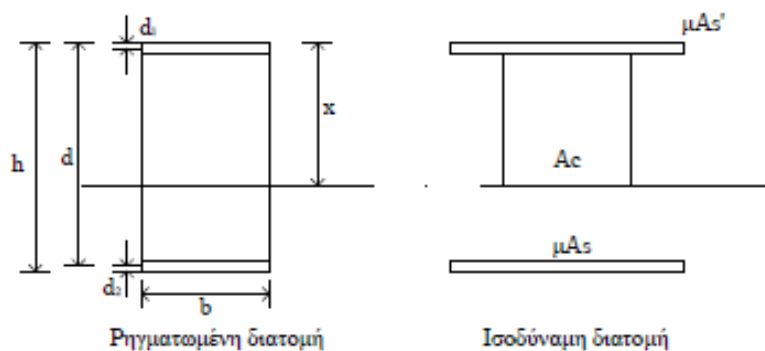
Όπου:

$\mu$ : ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας  $\mu = \frac{E_s}{E_{cm}}$ .

$A_s$ : το εμβαδόν του εφελκόμενου ελάσματος.

$A_s'$ : το εμβαδόν του θλιβόμενου ελάσματος.

Στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.), το σκυρόδεμα αρχίζει να ρηγματώνεται λόγω των φορτίων της συστολής ή έμμεσης δράσης (θερμοκρασία). Το ρηγματωμένο σκυρόδεμα είναι ελαστικό σε θλίψη, ενώ δε μπορεί να ληφθεί υπόψη η αντίσταση του σκυροδέματος σε εφελκυσμό. Γι' αυτό στη ρηγματωμένη ανάλυση το εφελκόμενο σκυρόδεμα αγνοείται. Ο προσδιορισμός της ροπής αδρανείας της αρηγμάτωτης διατομής ως προς το κέντρο βάρους της γίνεται με τον τρόπο που περιγράφεται στο Σχήμα 6.3, με βάση τις παραδοχές επιπεδότητας της διατομής και πλήρους συνάφειας μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα.



**Σχήμα 6.3:** Ροπή αδρανείας ρηγματωμένης διατομής (Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός, 2010)

$$J_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + bx\left(\frac{h}{2} - \frac{x-t}{2}\right)^2 + \mu A_s\left(\frac{h}{2} + \frac{d_1}{2}\right)^2 + \mu A_s'\left(\frac{h}{2} + \frac{d_2}{2}\right)^2 \quad (\text{Σχέση 6.19})$$

Όπου:

x: το ύψος της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος.

Έχοντας βρει τις ροπές αδρανείας τόσο της ρηγματωμένης όσο και της αρηγμάτωτης διατομής, υπολογίζεται η διατμητική ροή που δύνονται να παραλάβουν τα βλήτρα ανά μέτρο μήκους, με βάση την οριακή αντοχή τους  $P_{Rd}$ , όπως υπολογίστηκε παραπάνω. Η διατμητική ροή αντοχής προκύπτει από τη Σχέση:

$$v_{L,Rd} = mP_{Rd} / s \quad (\text{Σχέση 6.20})$$

Όπου:

m: ο αριθμός των βλήτρων κατά την εγκάρσια διεύθυνση (συνήθως 1 ή 2).

Η διατμητική αυτή ροή συγκρίνεται με τη δρώσα διατμητική ροή που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια χάλυβα και σκυροδέματος. Για τον υπολογισμό της απαιτείται αρχικά να βρεθεί η στατική ροπή του χαλύβδινου ελάσματος. Η στατική ροπή του ελάσματος, εφόσον αυτό είναι ορθογωνικής διατομής, υπολογίζεται ως εξής:

$$S = \frac{tb}{t/2 + h/2} \quad (\text{Σχέση 6.21})$$

Όπου:

t: το πάχος του ελάσματος.

b: το πλάτος του ελάσματος (ίσο με το πλάτος της δοκού από σκυρόδεμα).

h: το ύψος της δοκού από σκυρόδεμα.

Η διατμητική ροή στη διεπιφάνεια ελάσματος-σκυροδέματος προκύπτει από τη σχέση:

$$v_{L,Ed} = V_{Ed}S / J \quad (\text{Σχέση 6.22})$$

Όπου:

$V_{Ed}$ : η μέγιστη δρώσα τέμνουσα που αναπτύσσεται στη δοκό.

S: η στατική ροπή του ελάσματος.

J: η ροπή αδρανείας για ρηγματωμένη ή αρηγμάτωτη διατομή.

Συγκρίνονται τα αποτελέσματα των Σχέσεων 6.20 και 6.22, για ρηγματωμένη και για αρηγμάτωτη διατομή. Κρίσιμος θα είναι ο έλεγχος στη ρηγματωμένη διατομή, όπου η ροπή

αδρανείας είναι μικρότερη και άρα η δρώσα διατμητική ροή μεγαλύτερη. Εάν η δρώσα διατμητική ροή προκύψει μεγαλύτερη αυτής που μπορούν να παραλάβουν οι κοχλίες, θα πρέπει είτε να μειωθούν οι μεταξύ τους αποστάσεις, είτε να επιλεγούν κοχλίες μεγαλύτερης διαμέτρου.



## Κεφάλαιο 7: Επιμέρους Έλεγχοι Κοχλιών, Σπειρωμάτων και Ελασμάτων

Στα προηγούμενα κεφάλαια ελέγχθηκε η επάρκεια του συνόλου των κοχλιών, όσον αφορά στην παραλαβή των τεμνουσών που αναπτύσσονται στη δοκό και της διατμητικής ροής που εμφανίζεται στη διεπιφάνεια χάλυβα και σκυροδέματος. Θα πρέπει ωστόσο, να ελεγχθούν και οι ίδιοι οι κοχλίες, μεμονωμένα ο καθένας, αν αντέχουν στις δυνάμεις που τους ασκούνται. Οι έλεγχοι θα γίνουν στους δυσμενέστερους κοχλίες της διάταξης για κάθε περίπτωση.

### 7.1 Έλεγχοι Κοχλιών

#### 7.1.1 Αντοχή Κοχλία σε Διάτμηση

Στο Κεφάλαιο 6 υπολογίστηκε η αντοχή του κάθε κοχλία σε διάτμηση  $F_{v,Rd}$  σύμφωνα με τη Σχέση 6.9, όπου και τέθηκαν  $n=2$  επίπεδα διάτμησης. Η συνολική διατμητική αντοχή των κοχλιών, που προκύπτει σύμφωνα με τη  $F_{v,Rd}$ , θα πρέπει να συγκριθεί με την αξονική εφελκυστική δύναμη  $F_{s1}$  του εφελκυσμένου ελάσματος, σύμφωνα με την οποία έγινε ο έλεγχος του ελάσματος σε εφελκυσμό, και η οποία δρα διατμητικά προς τους κοχλίες. Θα πρέπει να ισχύει:

$$F_{v,Ed} = \frac{F_{s1}}{m'} \leq F_{v,Rd} \quad (\text{Σχέση 7.1})$$

Όπου:

$m'$ : ο αριθμός των κοχλιών που παραλαμβάνουν την αξονική δύναμη του ελάσματος (δηλαδή ο αριθμός των κοχλιών από το άκρο της δοκού μέχρι το σημείο που εμφανίζεται η μέγιστη τέμνουσα δύναμη στο διάγραμμα τεμνουσών της δοκού)

#### 7.1.2 Αντοχή Κοχλία σε Εφελκυσμό

Κάθετα στο επίπεδο της διατομή του κοχλία εφαρμόζεται η τέμνουσα δύναμη της δοκού. Η δύναμη αυτή μεταφέρεται δια μέσω του κορμού του κοχλία, ο οποίος εφελκύεται, οπότε η αστοχία συμβαίνει στη διατομή του σπειρώματος, η οποία είναι ασθενέστερη από τη πλήρη διατομή. Η αντοχή σε εφελκυσμό του κοχλία υπολογίζεται από τη Σχέση:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (\text{Σχέση 7.2})$$

Όπου:

$k_2$ : συντελεστής με τιμή  $k_2=0,63$  για κοχλία βυθισμένης κεφαλής, αλλιώς  $k_2=0,90$ .

$f_{ub}$ : η ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του κοχλία.

$A_s$ : το εμβαδόν της ενεργούς διατομής του κοχλία.

$\gamma_{M2}$ : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας,  $\gamma_{M2}=1,25$ .

Η αντοχή του κοχλία σε εφελκυσμός θα πρέπει να συγκριθεί με τη δρώσα τέμνουσα δύναμη  $V_{Ed}$ . Ωστόσο, δε παραλαμβάνεται ολόκληρη η τέμνουσα δύναμη από τους κοχλίες. Κατά τον έλεγχο σε τέμνουσα υπολογίστηκε η δύναμη  $V_{Rd,c}$ , για την οποία δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης, αλλά παρ' όλα αυτά τίθεται ένας ελάχιστος οπλισμός για αποφυγή της ρηγμάτωσης. Για τέμνουσα δύναμη δηλαδή, μέχρι το όριο της  $V_{Rd,c}$ , θεωρείται ότι αυτή παραλαμβάνεται από τους λοξούς θλιπτήρες του σκυροδέματος και δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Συνεπώς, πρακτικά η εφελκυστική δύναμη  $F_{t,Ed}$  που δρα στο κορμό του κάθε κοχλία, υπολογίζεται από τη Σχέση:

$$F_{t,Ed} = (V_{Ed} - V_{Rd,c}) / m \leq F_{t,Rd} \quad (\text{Σχέση 7.3})$$

Όπου:

$m$ : ο αριθμός των βλήτρων κατά την εγκάρσια διεύθυνση (συνήθως 1 ή 2).

Δηλαδή, η τέμνουσα δύναμη που δρα σε κάθε σημείο της δοκού, μοιράζεται στους  $m$  κοχλίες της εκάστοτε διατομής, αφού πρώτα αφαιρεθεί η δύναμη  $V_{Rd,c}$ , που παραλαμβάνουν οι λοξοί θλιπτήρες του σκυροδέματος.

### 7.1.3 Αντοχή Κοχλία σε Σύνθετη Καταπόνηση Εφελκυσμού και Διάτμησης

Τέλος, γίνεται και ένας σύνθετος έλεγχος σε ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός του κοχλία, σύμφωνα με τη Σχέση:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{Σχέση 7.4})$$

## 7.2 Έλεγχοι ελασμάτων

### 7.2.1 Αντοχή Ελάσματος σε Σύνθλιψη Άντυγας

Η αντοχή του ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας  $F_{b,Rd}$  υπολογίστηκε στο Κεφάλαιο 7, σύμφωνα με τη Σχέση 7.10. Ομοίως με πριν, η τιμή αυτή θα πρέπει να συγκριθεί με τη διατμητική ως προς τους κοχλίες δύναμη  $F_{s1}$ , η οποία δρα αξονικά προς το έλασμα, για να



βρεθεί αν το έλασμα επαρκεί όσον αφορά τη μεταφορά των δυνάμεων της άντυνας του ελάσματος στο κορμό του κοχλία, χωρίς να αστοχεί. Συγκεκριμένα, πρέπει να ισχύει:

$$F_{v,Ed} = \frac{F_{s1}}{m'} \leq F_{b,Rd} \quad (\text{Σχέση 7.5})$$

### 7.2.2 Αντοχή Σκυροδέματος σε Σύνθλιψη Άντυνας

Η αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυνας  $P_{Rd}$  έχει ήδη υπολογιστεί σύμφωνα με τη Σχέση 7.6. Η θλιπτική δύναμη που καλείται να παραλάβει το σκυρόδεμα  $F_c$  έχει επίσης προκύψει από ισορροπία δυνάμεων και ροπών, σύμφωνα με το ασκούμενο φορτίο από το Κεφάλαιο 4. Γίνεται έλεγχος λοιπόν, του σκυροδέματος για να βρεθεί αν αστοχεί σε σύνθλιψη άντυνας σύμφωνα με τη Σχέση:

$$\frac{F_c}{m'} \leq P_{Rd} \quad (\text{Σχέση 7.6})$$

### 7.2.3 Αντοχή Ελάσματος σε Διάτρηση

Λόγω του εφελκυσμού των κοχλιών, δημιουργείται κίνδυνος διάτρησης του ελάσματος, αν αυτό είναι πολύ λεπτό και δεν έχουν τοποθετηθεί δακτύλιοι, οι οποίοι διευρύνουν την επιφάνεια διάτρησης. Η αντοχή του ελάσματος σε διάτρηση δίνεται ως εξής:

$$B_{p,Rd} = 0,6\pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2} \quad (\text{Σχέση 7.7})$$

Όπου:

$d_m$ : η μέση τιμή μεταξύ της διαμέτρου του περιγεγραμμένου και της διαμέτρου του εγγεγραμμένου κύκλου του περικοχλίου σύμφωνα με τον Πίνακα 5.3.

$t_p$ : το πάχος του ελάσματος

Η τιμή αυτή της αντοχής του ελάσματος σε διάτρηση συγκρίνεται με την εφελκυστική δύναμη  $F_{t,Ed}$ , όπως βρέθηκε προηγουμένως.

## 7.3 Έλεγχος Σπειρωμάτων

Πέρα από τους κοχλίες θα πρέπει να ελεγχθούν και τα σπειρώματα, μέσω των οποίων έρχονται σε επαφή οι κοχλίες και τα περικόχλια. Οι διάφορες κατηγορίες καθώς και οι μηχανικές ιδιότητες κοχλιών και περικοχλίων, έχουν ήδη δοθεί σε Πίνακες στα Κεφάλαια 3 και 5.

Σημαντικό ρόλο στη διάταξη κοχλία - περικοχλίου παίζει και ο συντελεστής τριβής, ο οποίος εξαρτάται από τη ποιότητα των επιφανειών και της κατεργασίας, καθώς και από τη λίπανση ή όχι των σπειρωμάτων. Οι συντελεστές τριβής φαίνονται παρακάτω:

**Πίνακας 7.1:** Συντελεστές τριβής κοχλίων (Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009)

ΥΛΙΚΟ		ΛΙΠΑΝΣΗ		
ΚΟΧΛΙΑ	ΠΕΡΙΚΟΧΛΙΟΥ	ΧΩΡΙΣ	ΛΙΠΑΝΣΗ ΜΕ	ΣΚΟΝΗ
ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗ ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ		ΛΙΠΑΝΣΗ	ΛΑΔΙ	MoS <sub>2</sub>
Mn – Ph	ΧΩΡΙΣ	0.14 έως 0.18	0.14 έως 0.15	0.10 έως 0.11
Zn – Ph	ΧΩΡΙΣ	0.14 έως 0.21	0.14 έως 0.17	0.10 έως 0.12
Zn	ΧΩΡΙΣ	0.125 έως 0.18	0.125 έως 0.17	-
Cd	ΧΩΡΙΣ	0.08 έως 0.12	0.08 έως 0.11	-
Zn	Zn	0.125 έως 0.17	0.14 έως 0.19	-
Cd	Cd	0.08 έως 0.12	0.14 έως 0.15	-

Εφόσον οι χρησιμοποιούμενοι κοχλίες έχουν ήδη επιλεγεί και ελεγχθεί, τα περικόχλια που θα χρησιμοποιηθούν θα είναι ορισμένης διαμέτρου, δηλαδή η επιλογή τους είναι δεδομένη και δε χρήζει ελέγχου. Θα ελεγχθούν ωστόσο, τα σπειρώματα ως προς την επιφανειακή τάση που αναπτύσσεται σε αυτά, όπου ελέγχεται η ολίσθηση του κοχλία ως προς το περικόχλιο, καθώς επίσης και τη διατμητική και καμπτική τάση που εμφανίζεται στη συνδεσμολογία κοχλία – περικοχλίου.

### 7.3.1 Έλεγχος Επιφανειακής Τάσης Σπειρώματος

Κατά τη φόρτιση ενός ζεύγους κοχλία-περικοχλίου, οι σπείρες του περικοχλίου παραλαμβάνουν τη δύναμη από τις σπείρες του κοχλία. Ισχύει:

$$h_{\pi} = n \cdot P \quad (\text{Σχέση 7.8})$$

Όπου:

$h_{\pi}$ : το ύψος του περικοχλίου

$n$ : ο αριθμός των σπειρών του περικοχλίου

$P$ : το βήμα του σπειρώματος

Επίσης η επιφάνεια του σπειρώματος που θα παραλαμβάνει τη δύναμη θα είναι:

$$A_{\sigma} = n(\pi d_2 H_1) \quad (\text{Σχέση 7.9})$$

Όπου:

$d_2$ : η μέση διάμετρος του περικοχλίου

$H_1$ : το ύψος του σπειρώματος

Και επομένως:

$$A_\sigma = h_\pi (\pi d_2 H_1) / P \quad (\text{Σχέση 7.10})$$

Τα σπειρώματα καταπονούνται σε επιφανειακή τάση  $\sigma_b$ . Ο Πίνακας 7.2 περιλαμβάνει τις επιτρεπόμενες επιφανειακές τάσεις για διάφορους συνδυασμούς υλικών σπειρωμάτων  $(\sigma_b)_{\text{επ}}$ . Τότε:

$$\sigma_b = \frac{F}{A_\sigma} = \frac{F}{h_\pi (\pi d_2 H_1) / P} \leq \frac{S_b}{N} = (\sigma_b)_{\text{επ}} \quad (\text{Σχέση 7.11})$$

**Πίνακας 7.2:** Επιτρεπόμενη επιφανειακή τάση σπειρώματος κοχλιών – περικοχλίων (Χρήστος Α. Παπαδόπουλος, 2009)

ΚΟΧΛΙΑΣ - ΠΕΡΙΚΟΧΛΙΟ	Επιτρεπόμενη επιφανειακή πίεση $\sigma_{\text{επ}}$ (MPa)	ΤΑΧΥΤΗΤΑ
Χάλυβας – Χυτοσίδηρος	120 έως 170	Χαμηλή
Χάλυβας – Μπρούτζος	105 έως 170	Χαμηλή
Χάλυβας – Μπρούτζος	10 έως 16	Υψηλή
Χάλυβας – Χυτοσίδηρος	40 έως 70	Μέτρια
Χάλυβας – Μπρούτζος	50 έως 95	Μέτρια

Εναλλακτικά, επιλύοντας αυτή τη τελευταία σχέση ως προς  $h_\pi$ , προκύπτει το απαραίτητο ύψος του περικοχλίου, το οποίο συγκρίνεται με το ύψος του χρησιμοποιούμενου περικοχλίου.

$$h_\pi = \frac{F}{(\sigma_b)_{\text{επ}} (\pi d_2 H_1) / P} \quad (\text{Σχέση 7.12})$$

### 7.3.2 Διατμητική Τάση Σπειρώματος

Η μέση διατμητική τάση σπειρώματος του κοχλίου είναι:

$$\tau_\kappa = \frac{F_1}{\pi d_3 n b} \quad (\text{Σχέση 7.13})$$

Όπου:

- $d_3$ : η εσωτερική διάμετρος του σπειρώματος του κοχλίου
- $n$ : ο αριθμός των σπειρών που συνεργάζονται
- $b$ : το ύψος της σπείρας στην εσωτερική διάμετρο

Επίσης η μέση διατμητική τάση στο σπείρωμα του περικοχλίου είναι:

$$\tau_{\pi} = \frac{F_1}{\pi D_1 n b} \quad (\text{Σχέση 7.14})$$

Ως όριο αντοχής του σπειρώματος σε διάτμηση λαμβάνεται το μισό του ορίου διαρροής σε εφελκυσμό, του κοχλία ή του περικοχλίου, σύμφωνα με τους Πίνακες 3.3 και 3.4 αντίστοιχα. Θα έχουμε λοιπόν, στη περίπτωση του σπειρώματος του κοχλία:

$$\tau_{\kappa} \leq \frac{\tau_y^{\text{διατμ}}}{\eta} = \frac{0,5 f_{yb}}{\eta} \quad (\text{Σχέση 7.15})$$

Και στη περίπτωση του σπειρώματος του περικοχλίου:

$$\tau_{\pi} \leq \frac{\tau_y^{\text{διατμ}}}{\eta} = \frac{0,5 S_u}{\eta} \quad (\text{Σχέση 7.16})$$

Όπου:

$\tau_y^{\text{διατμ}}$ : η αντοχή του σπειρώματος σε διάτμηση του κοχλία ή του περικοχλίου.

$\eta$ : συντελεστής ασφαλείας.

### 7.3.3 Καμπτική Τάση Σπειρώματος

Η καμπτική τάση στο σπείρωμα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma = \frac{3F_1 h}{\pi d_m n b^2} \quad (\text{Σχέση 7.17})$$

Όπου:

$d_m$ : η μέση διάμετρος που υπολογίζεται από τη σχέση:  $d_m = \frac{1}{2}(d_2 + d_3)$

$h$ : το ύψος του δοντιού

$n$ : ο αριθμός των σπειρών μέσα στο περικόχλιο

$b$ : το πλάτος του δοντιού

Η καμπτική τάση του σπειρώματος θα πρέπει να είναι μικρότερη από την τάση διαρροής αυτού, σύμφωνα με τον Πίνακα 3.4. Δηλαδή:

$$\sigma \leq S_u \quad (\text{Σχέση 7.18})$$





## Κεφάλαιο 8: Πειραματική Διαδικασία

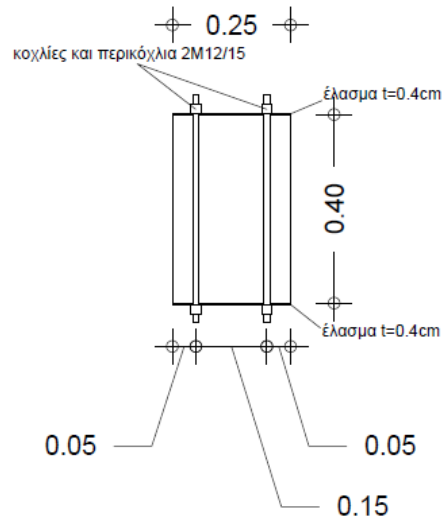
Προκειμένου να εξακριβωθεί η ορθότητα των μεθόδων που ακολουθήθηκαν και των παραδοχών που έγιναν κατά τον υπολογισμό και έλεγχο των στοιχείων του διαζώματος, διενεργείται πειραματική διερεύνηση της συμπεριφοράς του μέσω τις διεξαγωγής δύο πειραμάτων σε δύο δοκούς. Και οι δύο δοκοί έχουν ίδιες διαστάσεις και ίδιας αντοχής σκυρόδεμα, αλλά διαφέρουν ως προς την όπλισή τους. Παρακάτω δίνονται τα ακριβή στοιχεία των δύο δοκών και παρουσιάζεται ο τρόπος στήριξης και η διάταξη της φόρτισης που επιλέγεται προκειμένου να γίνει ο έλεγχος τους. Για τις δύο δοκούς γίνεται και πειραματικός και υπολογιστικός έλεγχος, μέσω της διαδικασίας που περιγράφηκε στα προηγούμενα κεφάλαια. Στόχος είναι να βρεθεί σε κάθε μία δοκό, ποιες οι αντοχές της και ποιος ο τύπος αστοχίας της, και αν υπάρχει σύγκλιση μεταξύ πειραματικών και υπολογιστικών αποτελεσμάτων. Τα πειράματα διεξάγονται στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

### 8.1 Στοιχεία Δοκών

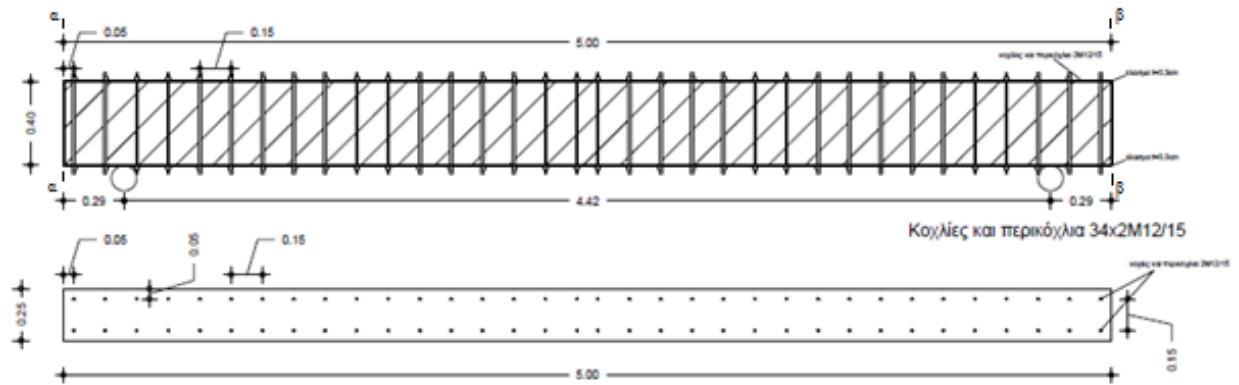
Οι δύο δοκοί που χρησιμοποιούνται για τη διεξαγωγή των πειραμάτων έχουν πλάτος  $b=25\text{cm}$ , ύψος  $h=40\text{cm}$  και μήκος  $l=5\text{m}$ . Οι δύο αυτές δοκοί κατασκευάζονται από σκυρόδεμα συγκεκριμένης κατηγορίας, που οπλίζεται με χαλύβδινα ελάσματα και κοχλίες. Κάθε δοκός φέρει δύο ελάσματα, ένα σε κάθε πέλμα, τα οποία στερεώνονται στη δοκό μέσω των κοχλιών. Οι αντοχές όλων των υλικών που χρησιμοποιούνται, και που απαιτούνται για την εύρεση των υπολογιστικών αντοχών των δύο δοκών, θα προκύψουν από δοκιμές που θα γίνουν παράλληλα με την εκτέλεση των πειραμάτων.

#### 8.1.1 Δοκός Α

Στη Δοκό Α το χρησιμοποιούμενο έλασμα έχει πάχος  $t=0,4\text{cm}$  και πλάτος  $b=25\text{cm}$ , όσο και το πλάτος της δοκού. Τοποθετούνται κοχλίες διαμέτρου  $12\text{mm}$  ανά  $15\text{cm}$  κατά μήκος της δοκού, ενώ κατά την εγκάρσια διεύθυνση συναντάμε 2 κοχλίες σε κάθε διατομή, με απόσταση  $p_2=15\text{cm}$  μεταξύ τους. Οι κοχλίες απέχουν  $e_1=5\text{cm}$  και  $e_2=5\text{cm}$  από τα άκρα του ελάσματος, κατά τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση αντίστοιχα. Οι στηρίξεις της δοκού τοποθετούνται σε αποστάσεις  $29\text{cm}$  από τα άκρα της, και συνεπώς η καθαρή απόσταση μεταξύ των στηρίξεων είναι  $4,42\text{m}$ . Η διάταξη αυτή φαίνεται και στα παρακάτω Σχήματα:



**Σχήμα 8.1:** Εγκάρσια τομή Δοκού Α

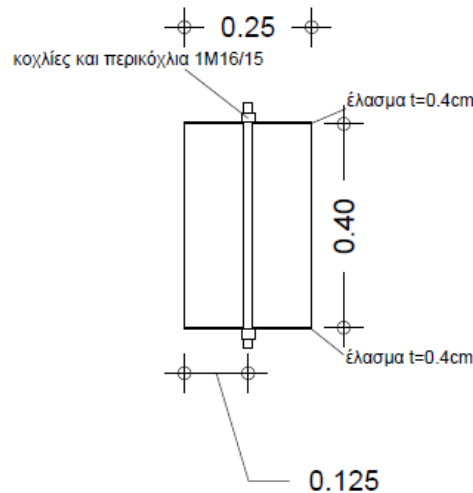


**Σχήμα 8.2:** Διαμήκης τομή (πάνω) και κάτοψη (κάτω) Δοκού Α

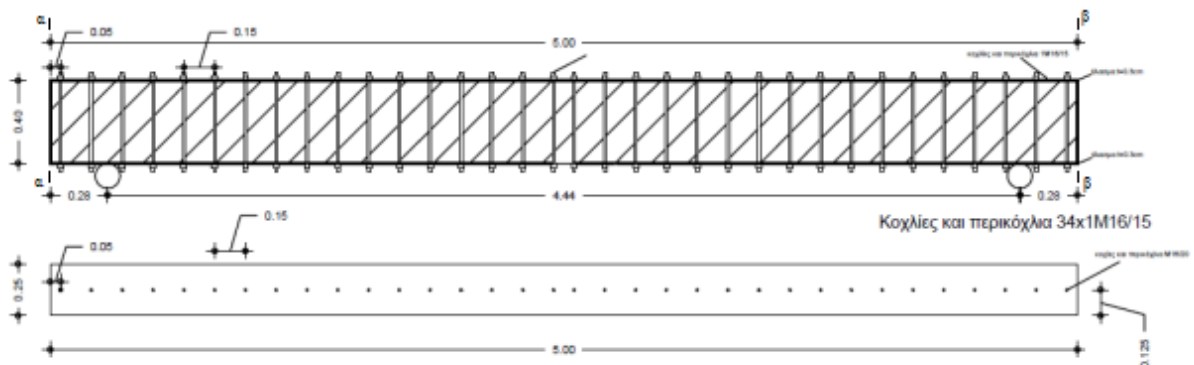
### 8.1.2 Δοκός Β

Στη Δοκό Β το έλασμα που χρησιμοποιείται έχει πάχος  $t=0,4\text{cm}$  και πλάτος ομοίως με πριν,  $b=25\text{cm}$ . Στη περίπτωση αυτής της δοκού επιχειρείται η χρήση ενός κοχλίου, αντί για δύο, κατά την εγκάρσια διεύθυνση αυτής. Οι κοχλίες έχουν διάμετρο 16mm και τοποθετούνται στο μέσο της διατομής της δοκού και ανά 15cm κατά μήκος αυτής. Ο ακραίος κοχλίας απέχει  $e_1=5\text{cm}$  από το άκρο του ελάσματος, και εφόσον τοποθετούνται όλα τα βλήτρα στη μέση της διατομής απέχουν  $e_2=12,5\text{cm}$  από τα άκρα αυτής. Οι στηρίξεις της δοκού τοποθετούνται σε αποστάσεις 28cm από τα άκρα της, και συνεπώς η καθαρή απόσταση μεταξύ των στηρίξεων είναι 4,44m. Η διάταξη αυτή φαίνεται και στα παρακάτω Σχέδια:





**Σχήμα 8.3:** Εγκάρσια τομή Δοκού Β



**Σχήμα 8.4:** Διαμήκης τομή (πάνω) και κάτοψη (κάτω) Δοκού Β

## 8.2 Κατασκευή Δοκών

### 8.2.1 Διαμόρφωση Οπλισμών – Μεταλλότυποι

Οι δύο δοκοί που κατασκευάζονται για τη διεξαγωγή των πειραμάτων, έχουν τη μορφή και τις διαστάσεις των δοκών που περιγράφηκαν προηγουμένως, και φαίνονται στις Εικόνες 8.1, 8.2 και 8.3. Αρχικά επιλέγονται και διαμορφώνονται τα ελάσματα και τα βλήτρα που θα χρησιμοποιηθούν. Τα χαλύβδινα ελάσματα είναι ποιότητας S235. Στα ελάσματα αυτά ανοίγονται οπές, τέτοιες ώστε να μπορούν να διέρχονται τα βλήτρα που χρησιμοποιούνται σε κάθε δοκό. Οι κοχλίες έχουν μήκος 50cm και ανήκουν στη κατηγορίας αντοχής 4.6. Τα ελάσματα της Δοκού Α έχουν μήκος 5m, πλάτος 25 cm και πάχος 0,3cm. Στα ελάσματα ανοίγονται οπές 13mm ανά 15cm, έτσι ώστε να μπορούν να διέλθουν οι κοχλίες μεγέθους M12, εξωτερικής διαμέτρου 12mm. Στη Δοκό Β χρησιμοποιούνται τα ίδια ακριβώς ελάσματα. Οι οπές που ανοίγονται σε αυτά είναι 18mm, εφόσον οι κοχλίες που χρησιμοποιούνται είναι μεγέθους M16 με εξωτερική διάμετρο 16mm. Τέλος, οι κοχλίες καλύπτονται από πλαστικό

PVC, έτσι ώστε να εδραιωθεί ο σκοπός της δυνατότητας αντικατάστασής τους αφενός, και να μη προσβάλλουν το σκυρόδεμα λόγω διάβρωσης αφετέρου. (Εικόνες 8.2 και 8.3).



**Εικόνα 8.1:** α) Οπλισμός και μεταλλότυπος: α) Δοκός Α, β) Δοκός Β

Οι κοχλίες που χρησιμοποιούνται είναι ακέφαλοι, έχουν σπείρωμα καθ' όλο το μήκος τους και στερεώνονται στη διάταξη με περικόχλια εκατέρωθεν των ελασμάτων. Τα περικόχλια είναι M12 για τη πρώτη δοκό και M16 για τη δεύτερη, δηλαδή αντίστοιχα των κοχλιών, είναι κατηγορίας ποιότητας 5, με αντοχή σε θραύση  $S_u=500\text{MPa}$ . Όπως φαίνεται και στα Σχήματα 8.2 και 8.3, και στις δύο δοκούς έχουν τοποθετηθεί δακτύλιοι μεταξύ περικοχλίων και ελασμάτων, οι οποίοι διευρύνουν την επιφάνεια διάτρησης, διότι τα ελάσματα είναι πολύ λεπτά.



**Εικόνα 8.2:** Διάταξη κοχλιών Δοκού Α



**Εικόνα 8.3:** Διάταξη κοχλιών Δοκού Β

Επιπλέον, στη Δοκό Α έχουν τοποθετηθεί μεταλλικές δοκοί κατά μήκος αυτής σε μικρές αποστάσεις, για να αποφευχθούν τοπικοί λυγισμοί και στρεβλώσεις του ελάσματος κατά τη σκυροδέτηση (Εικόνα 8.1α).

Η παρασκευή των δοκών ολοκληρώνεται με τη σκυροδέτησή τους, η οποία γίνεται έχοντας ως «καλούπι» των ίδιο τον οπλισμό, δηλαδή τα χαλύβδινα ελάσματα και τα κοχλιοτά βλήτρα, τα οποία μαζί με άλλα μεταλλικά ελάσματα, τα οποία μετά τη σκυροδέτηση αφαιρούνται, αποτελούν το μεταλλότυπο της κάθε δοκού, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 8.1.

### 8.2.2 Σκυροδέτηση

Για τη σκυροδέτηση χρησιμοποιείται σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37. Ακριβώς πριν τη σκυροδέτηση πραγματοποιείται διαβροχή των μεταλλοτύπων, όπως φαίνεται στην Εικόνα 8.4.



**Εικόνα 8.4:** Διαβροχή μεταλλοτύπων δοκών

Ακολουθεί η σκυροδέτηση των δοκών και η ταυτόχρονη δόνηση του σκυροδέματος με τη χρήση δονητή. Μετά τη σκυροδέτησή τους, οι δύο δοκοί συντηρούνται στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου για 28 ημέρες, στις οποίες και έχουν φτάσει στο επιθυμητό σημείο αντοχής.



**Εικόνα 8.5:** Σκυροδέτηση δοκών



**Εικόνα 8.6:** Δοκοί μετά την ολοκλήρωση της σκυροδέτησης

Μετά τη σκυροδέτηση των δοκών, λαμβάνονται έξι (6) κυλινδρικά δοκίμια σκυροδέματος ύψους 300mm και διαμέτρου 150mm σε χυτοσίδηρες μήτρες. Τα δοκίμια αυτά υπόκεινται σε διαδικασία θλίψης, αφού παρέλθουν 28 ημέρες, για να βρεθεί η μέση θλιπτική αντοχή του χρησιμοποιούμενου σκυροδέματος.



**Εικόνα 8.7:** Κυλινδρικά δοκίμια σκυροδέματος

### 8.3 Προετοιμασία Πειραματικής Διάταξης

Στις δοκούς εφαρμόζεται στατική μονοτονική φόρτιση τεσσάρων σημείων (four point loading test), με τη διάταξη που φαίνεται στην Εικόνα 8.8. Το φορτίο εφαρμόζεται κεντρικά, με έναν υδραυλικό γρύλο 500kN (Εικόνα 8.9α), και χρησιμοποιείται ένα μεταλλικό δοκάρι διατομής HEB 300 και μήκους 1,60m για να διανεμίει το φορτίο στη δοκό. Η διανομή γίνεται με τη χρήση ημικυλίνδρων, που τοποθετούνται στα τρίτα της απόστασης μεταξύ των στηρίξεων των δύο δοκών και στους οποίους στηρίζεται η διατομή HEB 300. Η στήριξη των δοκών είναι αμφιέριστη και γίνεται με κυλίνδρους που τοποθετούνται σε συγκεκριμένες αποστάσεις από τα άκρα τους. Η διάταξη αυτή φαίνεται καλύτερα και στο Σχήμα 8.5.



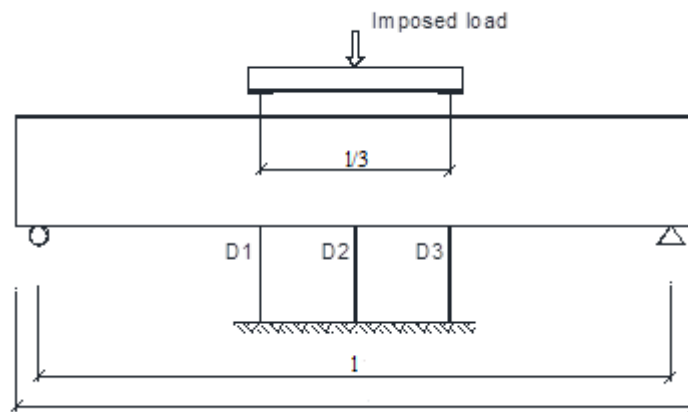
**Εικόνα 8.8:** Γενική άποψη πειραματικής διάταξης



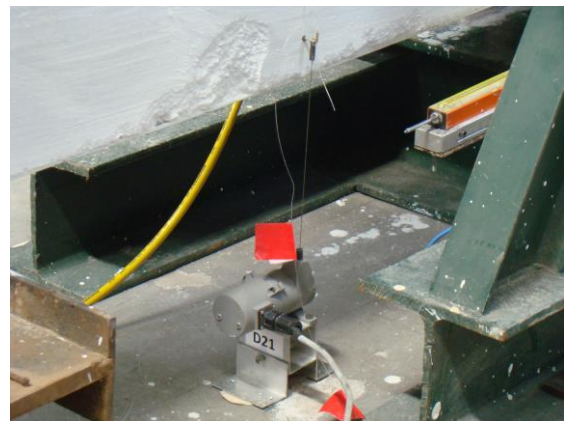
**Εικόνα 8.9:** Πειραματική διάταξη: α) Υδραυλικός γρύλλος, β) Στήριξη της δοκού με τη χρήση κυλίνδρων

Σε κάθε δοκό τοποθετούνται τρεις μετρητές μετατόπισης. Ο πρώτος μετρητής τοποθετείται στο μέσο της κάθε δοκού (D2), όπου έχουμε το μεγαλύτερο βέλος, και οι άλλοι δύο ακριβώς κάτω από τους ημικύλινδρους, στα τρίτα της απόστασης μεταξύ των στηρίξεων, όπου εμφανίζεται η μέγιστη τέμνουσα δύναμη (D1 και D3). Επίσης τοποθετείται μια δυναμοκυψέλη για τη καταγραφή της δύναμης, η οποία εφαρμόζεται σταδιακά στη κάθε δοκό μέχρι την αστοχία.

Με την έναρξη επιβολής του φορτίου όλες οι μετρήσεις φορτίου και μετακινήσεων συλλέγονται από ένα σύστημα λήψης και καταγράφονται αυτόματα από το σύστημα καταγραφής δεδομένων ενός υπολογιστή. Η επιβολή του φορτίου γίνεται μηχανικά. Τα πειραματικά δεδομένα εμφανίζονται σε πραγματικό χρόνο και η δειγματοληψία γίνεται με ρυθμό 50Hz, δηλαδή τα δεδομένα καταγράφονται στον υπολογιστή κάθε 0,02sec.



**Σχήμα 8.5:** Αναπαράσταση φόρτισης τεσσάρων σημείων και διάταξης μετρητών μετατόπισης



**Εικόνα 8.10:** Μετρητές μετατόπισης των δοκών σε καθορισμένα σημεία

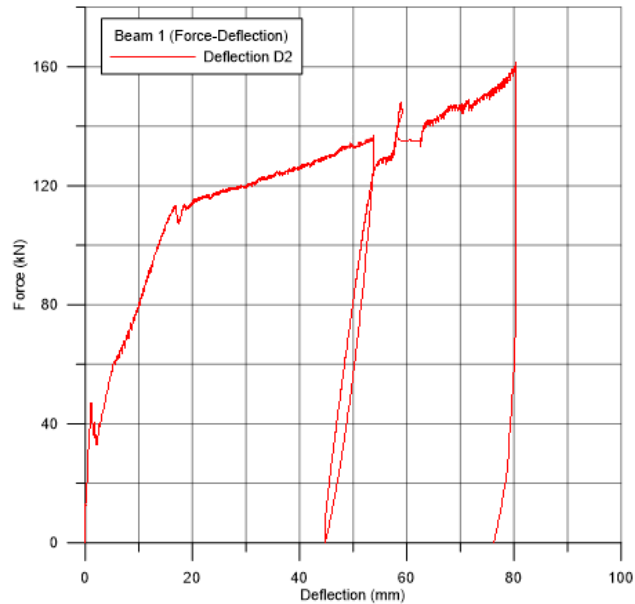
## 8.4 Διεξαγωγή Πειραμάτων

### 8.4.1 Δοκός Α

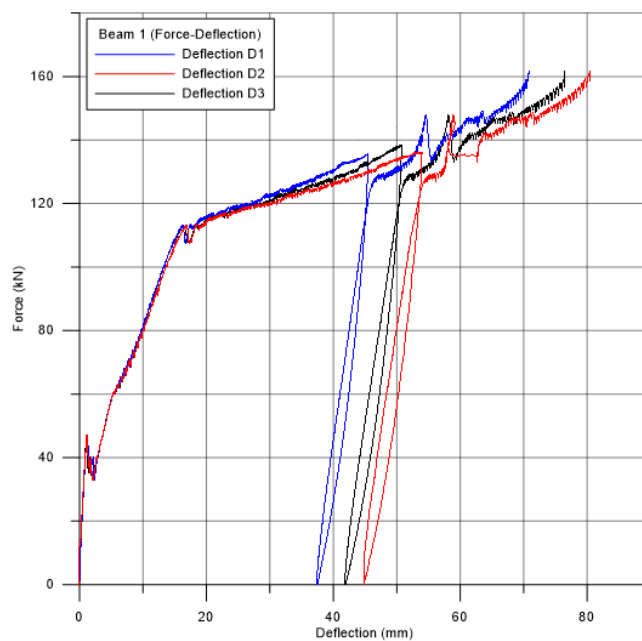
Αρχικά πραγματοποιείται φόρτιση στη δοκό με τους δύο κοχλίες. Η δοκός τοποθετείται στη μηχανή φόρτισης με τις στηρίξεις να απέχουν 29cm από τα άκρα της. Δηλαδή η απόσταση μεταξύ των στηρίξεων είναι 4,42m. Συνεπώς, ο κάθε ημικύλινδρος τοποθετείται σε απόσταση 1,473m από κάθε στήριξη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.2. Στα σημεία αυτά τοποθετούνται και οι δύο μετρητές μετατόπισης που μετρούν τις βυθίσεις D1 και D3. Ο κεντρικός μετρητής καταγράφει τη βύθιση D2 του κέντρου.

Το φορτίο εφαρμόζεται σταδιακά στη δοκό. Με την αύξηση του φορτίου δημιουργούνται στη δοκό ρωγμές και αναπτύσσονται μεγάλα βέλη κάμψης. Οι τιμές των φορτίων για τις οποίες δημιουργούνται οι ρωγμές προκύπτουν με ακρίβεια από τα

διαγράμματα Δύναμης – Μετακίνησης της δοκού, αλλά και οπτικά κατά την εκτέλεση του πειράματος. Στα διαγράμματα εμφανίζεται μια απότομη πτώση της στάθμης του φορτίου κάθε φορά που εμφανίζεται μια νέα ρωγμή. Παρακάτω δίνεται το διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης για το μεσαίο μετρητή μετακίνησης που τοποθετείται στο μέσο της δοκού, όπου έχουμε και το μέγιστο βέλος, και ένα διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης (F-D) και των τριών μετρητών που τοποθετούνται στη δοκό.

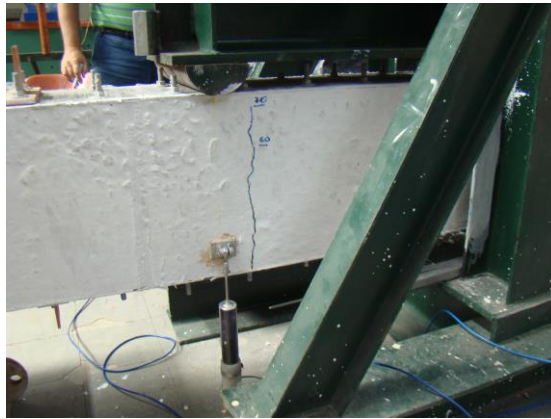


**Σχήμα 8.6:** Διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης για το μεσαίο μετρητή μετακίνησης (D2) της Δοκού A

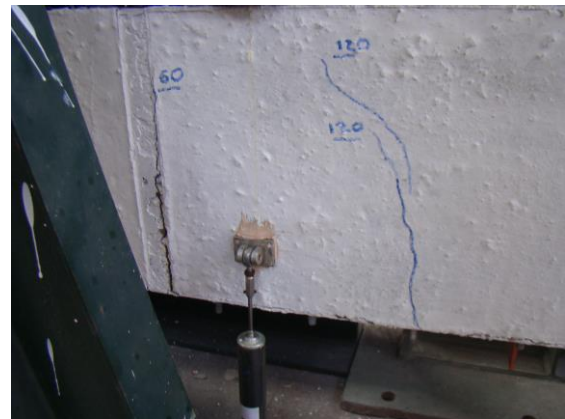


**Σχήμα 8.7:** Διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης και για τους τρεις μετρητές μετακίνησης της Δοκού A

Όπως φαίνεται από τα διαγράμματα, οι πρώτες ρωγμές στη δοκό εμφανίζονται περίπου στα 47kN. Σε αυτή τη δύναμη εμφανίζεται για πρώτη φορά απότομη μείωση του ασκούμενου φορτίου. Οι ρωγμές αυτές εμφανίζονται στα σημεία που ασκείται το φορτίο στη δοκό, δηλαδή στα ακραία τρίτα της απόστασης μεταξύ των στηρίξεών της (Εικόνα 8.11). Στα 113kN εμφανίζεται μια ρωγμή στο μέσο περίπου της δοκού και μία δεξιά από το σημείο επιβολής του φορτίου, στο οποίο βρίσκεται ο μετρητής μετακίνησης D3 (Εικόνα 8.12). Στο τέλος της φόρτισης, στα 160kN περίπου, εμφανίζεται μια μικρή επιφανειακή ρωγμή αριστερά από το σημείο στο οποίο έχει τοποθετηθεί ο μετρητής μετακίνησης D1.



**Εικόνα 8.11:** Ρωγμές στα σημεία επιβολής του φορτίου στη Δοκό Α (αντίστοιχη προς αυτή ρωγμή εμφανίζονται συμμετρικά και στο άλλο μισό της δοκού στην ίδια στάθμη φόρτισης)



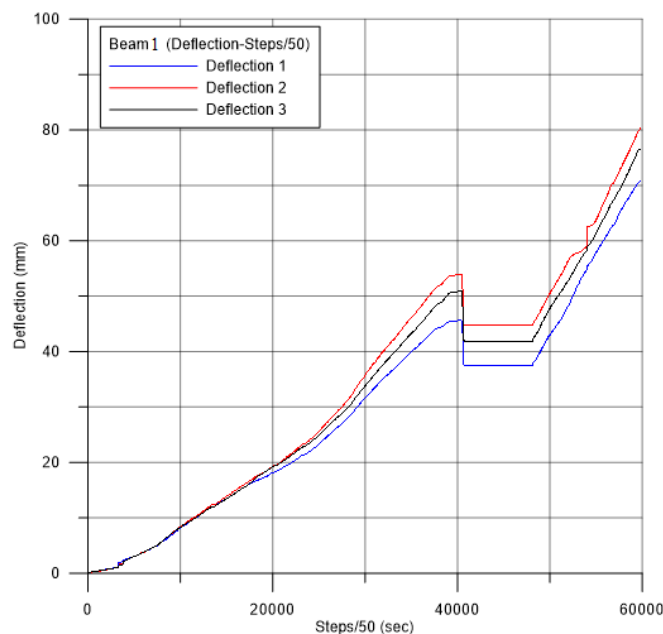
**Εικόνα 8.12:** Ρωγμές στη Δοκό Α: α) Στο μέσον, β) Δεξιά του μετρητή μετακίνησης D3

Στο Σχήμα 8.8 παρουσιάζεται η μεταβολή του βέλους της δοκού συναρτήσει του χρόνου και για τους τρεις μετρητές μετακίνησης. Όπως φαίνεται στο διάγραμμα, σε βύθιση 55mm περίπου το βέλος της δοκού μειώνεται απότομα και στη συνέχεια αυξάνεται και πάλι. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι κατά την εκτέλεση του πειράματος ένας από τους κοχλίες της δοκού βρήκε αντίσταση σε κάποιο σημείο της πειραματικής διάταξης, με αποτέλεσμα η φόρτιση να διακοπεί. Προκειμένου να μη σταματήσει το πείραμα, πραγματοποιήθηκε



αποφόρτιση της δοκού, ώστε να κοπεί το προεξέχων τμήμα του κοχλία, και στη συνέχεια εκ νέου φόρτιση. Σε αυτό το γεγονός οφείλεται και ο βρόγχος που εμφανίζεται στα διαγράμματα Δύναμης – Μετακίνησης της Δοκού Α.

Το μέγιστο φορτίο που εφαρμόζεται τελικά στη δοκό, είναι 161,82kN. Η εμφάνιση υπερβολικά μεγάλων βελών κάμψης, δεν επέτρεψε τη συνέχιση του πειράματος πέραν αυτού του φορτίου, και έως ότου αστοχήσει η διατομή μέσω της θραύσης του εφελκόμενου ελάσματος. Η δοκός έχοντας λάβει στο μέσο της ένα πολύ μεγάλο βέλος 80,48mm, δε μπορεί να παραμορφωθεί περαιτέρω λόγω της διαμόρφωσης της πειραματικής διάταξης. Ωστόσο, αυτό δε μειώνει τη σπουδαιότητα του τελικού αποτελέσματος του πειράματος. Οι καταγραφείσες μέχρι εκείνο το φορτίο παραμορφώσεις, είναι ήδη αρκετά μεγαλύτερες από τα όρια που τίθενται από τον κανονισμό. Συνεπώς, το κομμάτι του πειράματος που έχει μεγαλύτερη σημασία, είναι μέχρι το σημείο που η μετακίνηση δε ξεπερνά κάποιο επιτρεπόμενο όριο, το οποίο θα καθοριστεί στη συνέχεια.



**Σχήμα 8.8:** Διάγραμμα εξέλιξης των μετακινήσεων σε συνάρτηση με το χρόνο για τους τρεις μετρητές μετακίνησης της Δοκού Α

Μετά την αποφόρτισή της, η δοκός έχει αποκτήσει ένα βέλος κάμψης. Έχει δηλαδή μία παραμένουσα παραμόρφωση. Επιπλέον, οι ρωγμές που «άνοιξαν» κατά τη φόρτιση, δεν «κλείνουν», υπάρχουν δηλαδή μετά την αποφόρτιση και κάποιες παραμένουσες ρωγμές. Το παραμένον βέλος στο μέσο της δοκού, που καταγράφεται μετά την αποφόρτιση, είναι 76,30mm.



**Εικόνα 8.13:** Δοκός Α μετά τη πλήρη αποφόρτισή της

Οι παραμένουσες ρωγμές στα σημεία επιβολής του φορτίου είναι 7,35mm στο D1 και 9,50mm στο D3. Η ρωγμή στο μέσο της δοκού έχει πάχος 7,90mm και δεξιά του μετρητή μετακίνησης D3 4,25mm. Η ρωγμή αριστερά του D1 είναι επιφανειακή και δεν έχει κάποιο σημαντικό πλάτος μετά την αποφόρτιση.

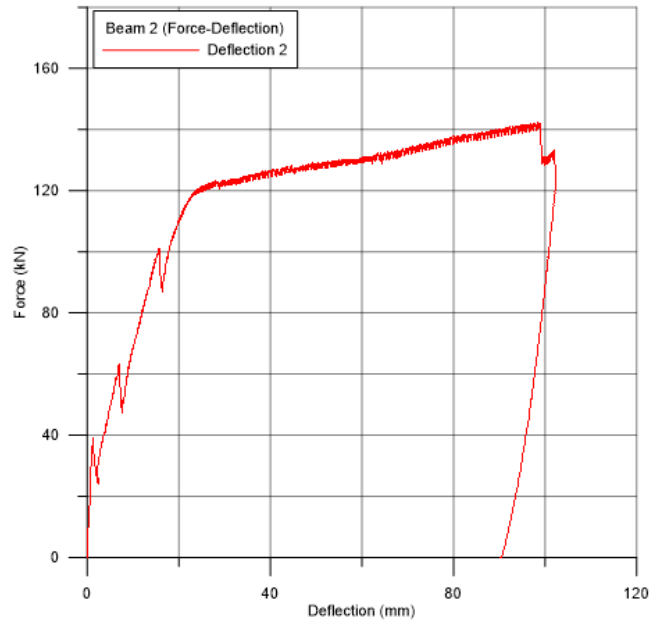
Σημαντικό είναι να αναφερθεί ότι το πάχος της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος είναι πάρα πολύ μικρό, έως και μηδαμινό. Αυτό υποδεικνύει, ότι όσο αυξάνεται το επιβαλλόμενο φορτίο, όλο και μεγαλύτερο μέρος της θλίψης παραλαμβάνεται από το θλιβόμενο έλασμα της δοκού, ώσπου στην αστοχία το σκυρόδεμα παύει να «λειτουργεί και το έλασμα παραλαμβάνει εξ' ολοκλήρου τη δρώσα θλιπτική δύναμη.

#### 8.4.2 Δοκός Β

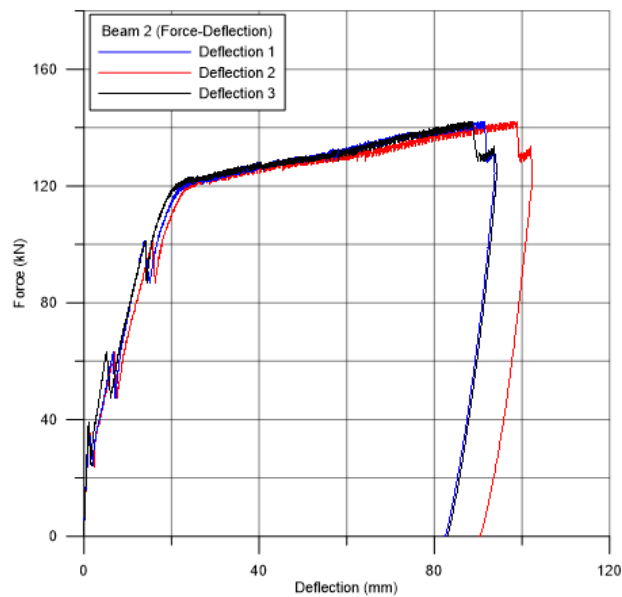
Μετά το πείραμα στη δοκό με τους δύο κοχλίες  $\varnothing 12$ , πραγματοποιείται η ίδια ακριβώς πειραματική διαδικασία και για τη Δοκό Β, η οποία έχει ίδιου πάχους έλασμα, αλλά αντί για δύο κοχλίες, έχει έναν κοχλία  $\varnothing 16$ . Εφόσον οι δύο δοκοί έχουν έλασμα ίδιου πάχους, δηλαδή ίδιο διαμήκη οπλισμό, θα έχουν θεωρητικά την ίδια καμπτική αντοχή. Επιπλέον το εμβαδό της διατομή των δύο κοχλιών  $\varnothing 12$  είναι σχεδόν ίσο με αυτό του ενός κοχλία  $\varnothing 16$ , δηλαδή οι δύο δοκοί έχουν περίπου ισοδύναμη αντοχή σε τέμνουσα. Σκοπός είναι λοιπόν, να διερευνηθεί κατά πόσο ο ένας κοχλίας μπορεί να αντικαταστήσει του δύο κοχλίες, ώστε η δοκός να φτάσει στην ίδια στάθμη καμπτικής αντοχής με τη προηγούμενη, χωρίς να αστοχήσει σε διάτμηση.

Η δοκός τοποθετείται στη μηχανή φόρτισης με τις στηρίξεις να απέχουν 28cm από τα άκρα της. Δηλαδή η απόσταση μεταξύ των στηρίξεων είναι 4,44m. Ο κάθε ημικύλινδρος τοποθετείται σε απόσταση 1,48m από κάθε στήριξη, όπως φαίνεται στο Σχήμα . Όπως και πριν επομένως, στα σημεία αυτά τοποθετούνται οι δύο μετρητές μετακίνησης D1 και D3, ενώ στο κέντρο τοποθετείται ο μετρητής D2.

Το φορτίο εφαρμόζεται σταδιακά στη δοκό. Παρακάτω δίνεται το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης για το μέσο της δοκού, όπου έχουμε και τη μέγιστη μετακίνηση, και ένα διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης (F-D) και των τριών σημείων στα οποία έχουν τοποθετηθεί μετρητές μετακίνησης.



**Σχήμα 8.9:** Διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης για το μεσαίο μετρητή μετακίνησης (D2) της Δοκού Β



**Σχήμα 8.10:** Διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης για τους τρεις μετρητές μετακίνησης της Δοκού Β

Η πρώτη ρωγή στη Δοκό Β εμφανίζεται περίπου στο μέσο αυτής, στα 39kN (Εικόνα 8.14α). Στη συνέχεια εμφανίζεται στη θέση του μετρητή D3 μια δεύτερη ρωγή στα 63kN (Εικόνα 8.14β) και κοντά στο μετρητή D1 μία τρίτη ρωγή στα 101kN (Εικόνα 8.14γ). Στο τέλος τη φόρτισης εμφανίζεται μια επιφανειακή ρωγή δεξιά του μετρητή μετακίνησης D3.



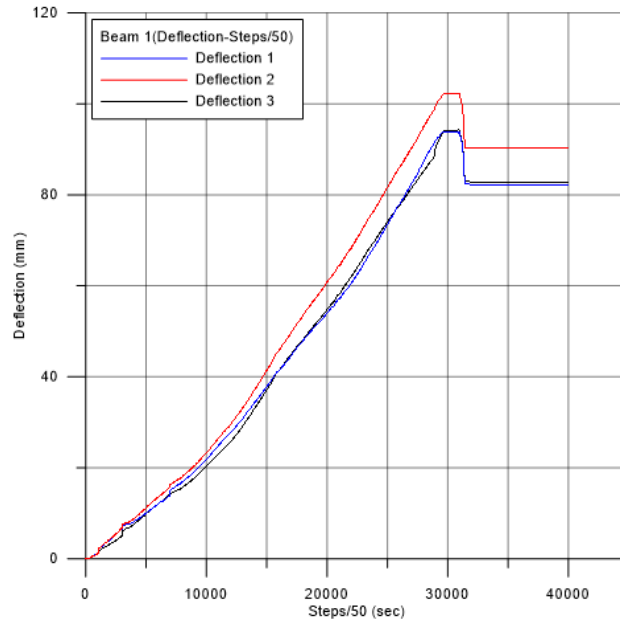
**Εικόνα 8.14:** Ρωγμές Δοκού Β: α) Στο μέσον της, β) Στο μετρητή μετακίνησης D3, γ) Στο μετρητή μετακίνησης D1

Το μέγιστο φορτίο που εφαρμόζεται τελικά στη δοκό, είναι 142,21kN. Σε αντίθεση με τη Δοκό Α, η δοκός αυτή έφτασε σε αστοχία. Συγκεκριμένα, στο φορτίο αυτό παρατηρήθηκε, ότι σε κάποιο σημείο του τμήματος της δοκού με τη μέγιστη δρώσα ροπή και κοντά στο μέγιστο ασκούμενο φορτίο, το θλιβόμενο έλασμα έχασε την επιπεδότητά του και λύγισε. Μετά την εμφάνιση λυγισμού, το θλιβόμενο έλασμα δεν είναι πλέον σε θέση να παραλάβει μεγαλύτερη θλίψη, οπότε η δοκός αστοχεί τελικά σε τοπικό λυγισμό.



**Εικόνα 8.15:** Τοπικός λυγισμός θλιβόμενου ελάσματος

Το μέγιστο βέλος, που εμφανίστηκε στο μέσο τη δοκού, είναι 98,38mm, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 8.17. Το βέλος αυτό είναι μεγαλύτερο του μέγιστου βέλους της δοκού Α, και μάλιστα εμφανίζεται και σε μικρότερη στάθμη φόρτισης.



**Σχήμα 8.11:** Διάγραμμα εξέλιξης των μετακινήσεων σε συνάρτηση με το χρόνο για τους τρεις μετρητές μετακίνησης της Δοκού Β

Μετά την αποφόρτισή της, η δοκός έχει αποκτήσει ένα παραμένον βέλος κάμψης καθώς επίσης και κάποιες παραμένουσες παραμορφώσεις. Το παραμένον βέλος στο μέσο της δοκού είναι 90,24mm, ενώ στους άλλους δύο μετρητές D1 και D3 καταγράφεται παραμένον βέλος μετά το πέρας της αποφόρτισης 82,12mm και 82,72mm αντίστοιχα.

Το εύρος της παραμένουσας ρωγμής στο μέσο της δοκού είναι 16,03mm. Η ρωγμή κοντά στο μετρητή D1 έχει πλάτος 7,00mm και αυτή στο μετρητή D3 15,78mm. Η τελευταία ρωγμή που εμφανίστηκε στη δοκό κατά την εφαρμογή του μέγιστου φορτίου, είναι επιφανειακή και έχει πλάτος περίπου 1,5mm. Στη δοκό αυτή το πάχος της θλιβόμενης ζώνης είναι ακόμα μικρότερο σε σχέση με το Δοκό Α. Κάποιες ρωγμές εμφανίζονται να απέχουν μόλις περίπου 1cm από το θλιβόμενο έλασμα, ενώ άλλες ρωγμές, επιφανειακά τουλάχιστον, φαίνονται να έχουν διαπεράσει τη δοκό καθ' όλο το ύψος της, και συνεπώς η θλιβόμενη ζώνη να είναι σχεδόν ανύπαρκτη.

#### 8.4 Υπολογιστικές Αντοχές Δοκών

Οι Δοκοί Α και Β, που χρησιμοποιήθηκαν για τη διεξαγωγή των πειραμάτων, ελέγχονται ως προς τις αντοχές τους και το μέγιστο φορτίο που μπορούν να φέρουν, υπολογιστικά, με βάση τη διαδικασία και τις Σχέσεις που δόθηκαν σε προηγούμενα κεφάλαια.

Σκοπός είναι να βρεθεί, κατά πόσο υπάρχει σύγκλιση μεταξύ πειραματικών και υπολογιστικών αποτελεσμάτων, ώστε να κριθεί η ορθότητα της διαδικασίας που ακολουθήθηκε και των παραδοχών που έγιναν. Για να είναι συγκρίσιμα τα πειραματικά και υπολογιστικά αποτελέσματα, χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές αντοχής για όλα τα υλικά της διάταξης, ενώ σε όλες τις Σχέσεις οι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$  λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα. Ισχύουν τα εξής:

- μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος:  $f_{cm} = f_{ck} + 8MPa$

Τα ελάσματα, οι κοχλίες και τα περικόχλια που χρησιμοποιούνται είναι το καθένα συγκεκριμένης κατηγορίας αντοχής. Θεωρείται ότι η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής τους είναι η τιμή κάτω της οποίας υπάρχει πιθανότητα 5% να βρεθεί η τάση διαρροής ενός τυχαίου δοκιμίου. Το ίδιο ισχύει και για την εφελκυστική αντοχή τους. Η μέση τιμή του ορίου διαρροής και της αντοχής του χάλυβα των ελασμάτων, των κοχλιών και των περικοχλίων θα προκύψει λοιπόν από τις Σχέσεις:

- $f_{ym} = 1,15f_{yk}$  (Σχέση 8.1)
- $f_{um} = 1,15f_{uk}$  (Σχέση 8.2)

Προκύπτουν λοιπόν τα εξής:

- Σκυρόδεμα C30/37:  $f_{cm}=38MPa$
- Χάλυβας ελασμάτων S235:  $f_{ybm} = 1,15 \cdot 235MPa = 270,25MPa$   
 $f_{ubm} = 1,15 \cdot 360MPa = 414MPa$
- Χάλυβας κοχλιών κατηγορίας 4,6:  $f_{ybm} = 1,15 \cdot 240MPa = 276MPa$   
 $f_{ubm} = 1,15 \cdot 400MPa = 460MPa$
- Χάλυβας περικοχλίων κατηγορίας 5:  $S_{um} = 1,15 \cdot 500MPa = 575MPa$

Επίσης, για να είναι τα αποτελέσματα όσο το δυνατόν πιο κοντά στη πραγματικότητα, λαμβάνονται υπόψη όλα τα φορτία που ασκούνται στις δύο δοκούς. Έτσι, πέρα από το φορτίο που ασκείται στις δοκούς με τον υδραυλικό γρύλλο για να πραγματοποιηθεί η φόρτιση τεσσάρων σημείων, συνυπολογίζονται για κάθε δοκό το ίδιο βάρος αυτής (σκυρόδεμα, χάλυβας ελασμάτων και κοχλιών), το ίδιο βάρος της δοκού HEB300, που χρησιμοποιείται για τη διανομή του φορτίου στη δοκό και το ίδιο βάρος των λοιπών στοιχείων τη διάταξης (υδραυλικός γρύλλος, χαλύβδινες πλάκες στις οποίες τοποθετείται ο γρύλλος). Λόγω αυτών μάλιστα των κατανεμημένων φορτίων, τα διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων και ροπών κάμψης των δοκών δεν είναι εντελώς ευθύγραμμα, όπως θα προέκυπταν από τα δύο κατανεμημένα φορτία της δοκιμής τεσσάρων σημείων, αλλά εμφανίζονται κεκλιμένα και ελαφρώς παραβολικά αντίστοιχα. Ο αναλυτικός υπολογισμός αυτών των φορτίων, καθώς και όλων των στοιχείων για τις δύο δοκούς, παρουσιάζονται αναλυτικά στο Παράστημα Α.

Παρακάτω δίνονται τα βασικά στοιχεία αντοχής των δύο δοκών, με τα οποία γίνεται η σύγκριση πειραματικών και υπολογιστικών αποτελεσμάτων.

### 8.5.1 Δοκός A

Ακολουθώντας την υπολογιστική διαδικασία που περιγράφηκε σε προηγούμενα κεφάλαια και που παρουσιάζεται αναλυτικά στο Παράρτημα A, προκύπτουν οι υπολογιστικές αντοχές της δοκού. Συγκεκριμένα:

- Καμπτική ροπή αντοχής:  $M_{Rd}=148,65\text{kNm}$
- Τέμνουσα δύναμη αντοχή:  $V_{Rd}=113,36\text{kN}$
- Διατμητική ροή αντοχής:  $v_{L,Rd}=519,60\text{kN/m}$

Αντίστοιχα, λαμβάνοντας υπόψη το φορτίο P που ασκείται από τον υδραυλικό γρύλλο της διάταξης φόρτισης τεσσάρων σημείων, καθώς και τα λοιπά δρώντα στη δοκό εξωτερικά φορτία, προκύπτουν τα διαγράμματα ροπής κάμψης και τέμνουσας δύναμης. Το μέγιστο φορτίο P που ασκείται στη δοκό A, είναι αυτό για το οποίο αστοχεί, δηλαδή το ελάχιστο φορτίο για το οποίο υπερβαίνεται κάποιο μέγεθος αντοχής. Στη περίπτωση της Δοκού A για φορτίο μεγαλύτερο από  $F=168,36\text{kN}$  η αξονική δύναμη του θλιβόμενου ελάσματος ξεπερνά την αντοχή του σε καμπτικό λυγισμό και η Δοκός A αστοχεί. Σε αυτή τη στάθμη φόρτισης όλοι οι υπόλοιποι έλεγχοι ικανοποιούνται.

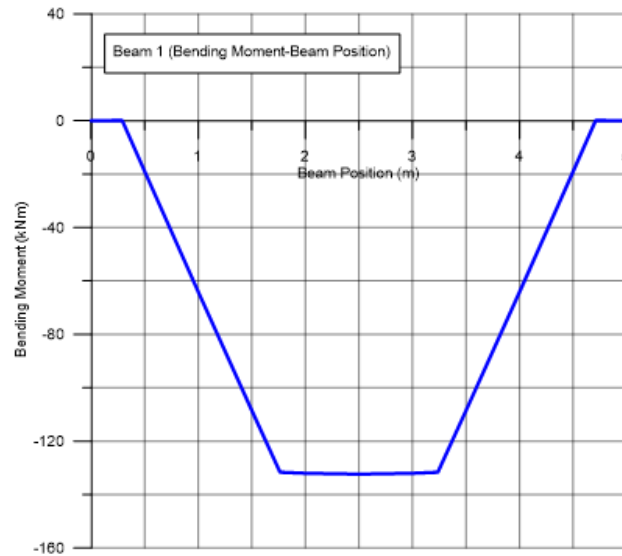
Συγκεκριμένα προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

- Δρώσα καμπτική ροπή:  $M_{Ed}=132,36\text{kNm}$
- Δρώσα τέμνουσα δύναμη:  $V_{Ed}=91,34\text{kN}$
- Δρώσα διατμητική ροή:  $v_{L,Ed}=23,929\text{kN/m}$

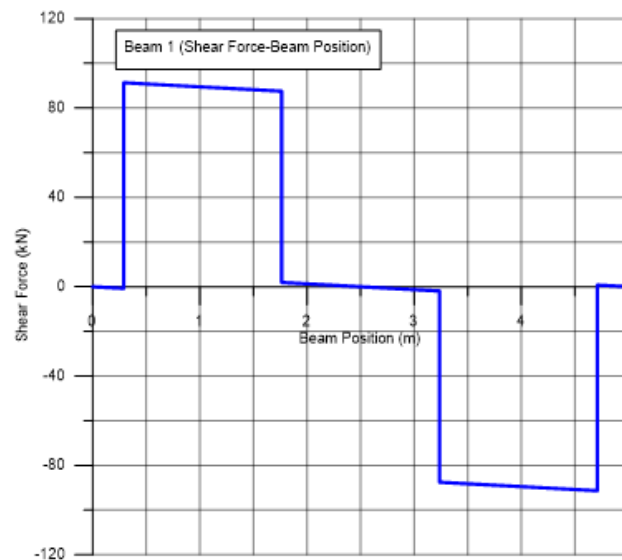
Η δρώσα διατμητική ροή αναφέρεται στη ρηγματωμένη διατομή, στην οποία η ροπή αδρανείας είναι πολύ μικρότερη σε σχέση με την αντίστοιχη στην αρηγμάτωτη. Συγκεκριμένα, όπως προκύπτει από τους υπολογισμούς που παρουσιάζονται αναλυτικά στο Παράρτημα A, η ροπή αδρανείας της αρηγμάτωτης διατομής είναι  $J_g=185265,70\text{cm}^4$ , ενώ η ροπή αδρανείας της ρηγματωμένης διατομής είναι περίπου 2,5 φορές μικρότερη και ισούται με  $J_{cr}=77103,432\text{cm}^4$ . Επίσης, πραγματοποιούνται και όλοι οι υπόλοιποι έλεγχοι που αφορούν ένα προς ένα τα στοιχεία της διάταξης και περιγράφονται στα κεφάλαια 3, 4, 5, 6 και 7. Συγκεκριμένα, ελέγχεται ο διαμήκης και ο εγκάρσιος οπλισμός ώστε να βρίσκονται εντός των ορίων που τίθενται από τον Ευρωκώδικα 2. Ελέγχεται επίσης, η αντοχή των ελασμάτων σε αξονική εφελκυστική δύναμη, καθώς επίσης και σε σύνθλιψη άντυγας και διάτρηση. Έλεγχος γίνεται και στην αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση και εφελκυσμό, όπως επίσης και στις αποστάσεις μεταξύ τους και από τα άκρα των ελασμάτων, και τέλος στα σπειρώματα των κοχλιών και των περικοχλίων σε επιφανειακές, καμπτικές και διατμητικές τάσεις. Όλοι αυτοί οι έλεγχοι ικανοποιούνται εκτός των αποστάσεων των κοχλιών μεταξύ τους. Υπάρχει δηλαδή, υπέρβαση των μέγιστων αποστάσεων μεταξύ των κοχλιών και κατά συνέπεια μη

επαρκής εξασφάλιση του θλιβόμενου ελάσματος, με αποτέλεσμα το τελευταίο να αστοχεί σε καμπτικό λυγισμό.

Στη συνέχεια δίνονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης και τεμνουσών δυνάμεων της Δοκού Α.



**Σχήμα 8.12:** Διάγραμμα ροπών κάμψης Δοκού Α



**Σχήμα 8.13:** Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Δοκού Α

### 8.5.2 Δοκός Β

Η Δοκός Β, εφόσον σπλίζεται με ελάσματα ίσου πάχους με αυτά της Δοκού Α, θα έχει την ίδια αντοχή σε ροπή κάμψης. Επίσης, ο κοχλίας Ø16 που τοποθετείται σε αντικατάσταση των



δύο κοχλιών Ø12 της Δοκού A, έχοντας ισοδύναμη περίπου επιφάνεια με τους δύο κοχλίες, έχει σχεδόν την ίδια ικανότητα παραλαβής τέμνουσας δύναμης. Το μέγεθος που μειώνεται σημαντικά είναι η διατμητική ροή αντοχής, η οποία εξαρτάται σημαντικά από τον αριθμό των κοχλιών στη διατομή της δοκού. Συγκεκριμένα τα μεγέθη αντοχής είναι:

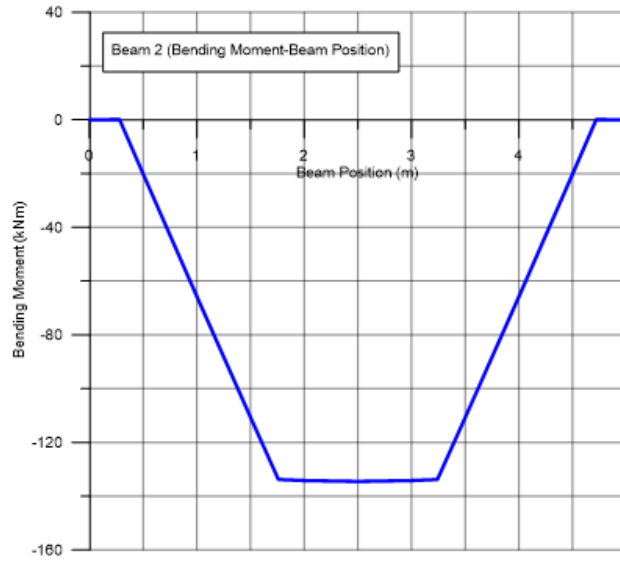
- Καμπτική ροπή αντοχής:  $M_{Rd}=153,78\text{kNm}$
- Τέμνουσα δύναμη αντοχή:  $V_{Rd}=105,56\text{kN}$
- Διατμητική ροή αντοχής:  $v_{L,Rd}=288,88\text{kN/m}$

Επειδή ακριβώς ο ένας κοχλίας Ø16 τοποθετείται με σκοπό να αντικαταστήσει τους δύο κοχλίες της Δοκού A και όλα τα υπόλοιπα στοιχεία των δύο δοκών είναι ίδια, υπολογιστικά η αστοχία της Δοκού B εμφανίζεται να προκύπτει και πάλι σε καμπτικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος, για φορτίο F περίπου ίσο με 170,45kN. Σημαντικό είναι να αναφερθεί, ότι παρόλο που η διατμητική ροή που είναι σε θέση να φέρουν οι κοχλίες μειώνεται σημαντικά, και πάλι είναι αρκετά μεγαλύτερη της δρώσας διατμητικής ροής, όπως φαίνεται παρακάτω. Το φορτίο αστοχίας F είναι λίγο μεγαλύτερο σε σχέση με πριν διότι αυξάνεται ελάχιστα η ροπή αντοχής, εφόσον το εφελκυσμένο έλασμα έχει μεγαλύτερο  $A_{net}$  σε σχέση με το Δοκό A, λόγω της ύπαρξης μιας οπής αντί για δύο. Τα αντίστοιχα δρώντα μεγέθη θα είναι περίπου ίδια με αυτά της Δοκού A.

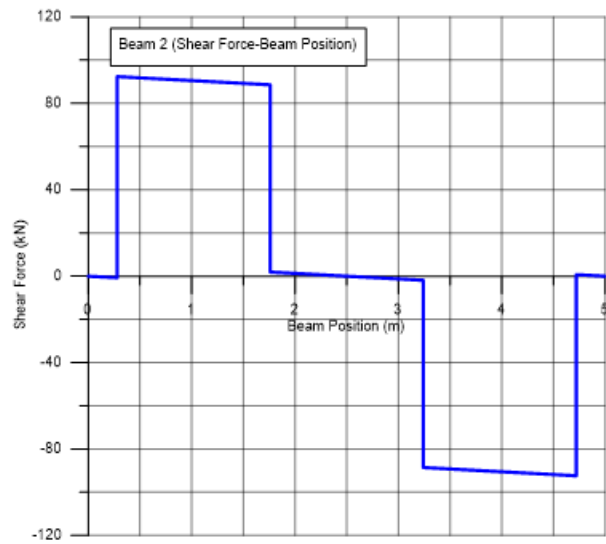
- Δρώσα καμπτική ροπή:  $M_{Ed}=134,52\text{kNm}$
- Δρώσα τέμνουσα δύναμη:  $V_{Ed}=92,19\text{kN}$
- Δρώσα διατμητική ροή:  $v_{L,Ed}=23,830\text{kN/m}$

Τέλος, όπως και πριν, πραγματοποιούνται και όλοι οι υπόλοιποι έλεγχοι που αφορούν ένα προς ένα τα στοιχεία της διάταξης, οι οποίοι και ικανοποιούνται. Ομοίως με τη Δοκό A, δεν ικανοποιείται η συνθήκη που έχει να κάνει με τις αποστάσεις των κοχλιών μεταξύ τους, γεγονός που προκαλεί την αστοχία σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος. Αυτή τη φορά όμως, δεν τηρούνται ούτε και οι περιορισμοί για τις αποστάσεις των κοχλιών από τα άκρα των ελασμάτων, των οποίων όμως η επίδραση δε προσδιορίζεται υπολογιστικά.

Τα διαγράμματα ροπών κάμψης και τεμνουσών δυνάμεων της Δοκού B είναι:



Σχήμα 8.14: Διάγραμμα ροπών κάμψης Δοκού Β



Σχήμα 8.15: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Δοκού Β





## Κεφάλαιο 9: Σχολιασμός Αποτελεσμάτων και Συμπεράσματα

### 9.1 Παρατηρήσεις επί των Πειραμάτων

Κατά την επιβολή στατικής μονοτονικής φόρτισης τεσσάρων σημείων στις δύο δοκούς παρατηρούνται διαφορές στη συμπεριφορά τους λόγω της διαφορετικής διάταξης του οπλισμού τους. Επίσης, τόσο κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης των πειραμάτων, όσο και από την ανάλυση των αποτελεσμάτων, γίνονται εμφανή κάποια προβλήματα στο τρόπο λειτουργίας τους σε σχέση με τις συνήθεις δοκούς οπλισμένου σκυροδέματος. Όλα αυτά περιγράφονται αναλυτικά στη συνέχεια, όπου και παρουσιάζονται πιθανοί τρόποι αποφυγής των προβλημάτων που προκύπτουν καθώς και προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση ως προς τη διάταξη του οπλισμού του διαζώματος.

#### 9.1.1 Ρηγμάτωση

Αρχικά, όταν με την αύξηση του φορτίου οι αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις υπερβούν την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, η δοκός αρχίζει να ρηγματώνεται, παρά την τοποθέτηση του οπλισμού. Οι εμφανιζόμενες ρωγμές, που είναι σχεδόν κάθετες στις τροχιές των εφελκυστικών τάσεων και συνεπώς ακολουθούν τη διεύθυνση των τροχιών των θλιπτικών τάσεων στο καμπτόμενο τμήμα της δοκού, δηλαδή στο τμήμα μεταξύ των δύο σημειακών φορτίων, είναι κάθετες στον κεντροβαρικό άξονα της δοκού (καμπτικές ρωγμές).

Λόγω της πολύ μικρής τιμής της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος, οι καμπτικές ρωγμές εμφανίζονται για πολύ μικρή στάθμη του φορτίου. Για στάθμη φορτίου 30% περίπου της φέρουσας ικανότητας της κάθε δοκού γίνονται ορατές οι πρώτες ρωγμές. Με περαιτέρω αύξηση του φορτίου και μέχρι τη στάθμη 50% έως 60% της φέρουσας ικανότητας, το άνοιγμα και το μήκος των ρωγμών παραμένουν περίπου σταθερά, λόγω και της ενδεχόμενης εμφάνισης νέων ρωγμών. Πέρα από τη στάθμη αυτή, περαιτέρω αύξηση του φορτίου επιταχύνει το ρυθμό εξέλιξης των ρωγμών καθώς και τη δημιουργία νέων.

Η βασική διαφορά που παρατηρείται έχει να κάνει με τον αριθμό και το εύρος των δημιουργούμενων ρωγμών. Ενώ στις συνήθεις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα η ρηγμάτωση εμφανίζεται με ομάδες καμπτικών και διατμητικών ρωγμών μικρότερου εύρους, στις δοκούς του πειράματος δημιουργούνται τρεις με τέσσερις ρωγμές των οποίων το εύρος ισοδυναμεί με το άθροισμα των ρωγμών που θα δημιουργούνταν εάν είχαν οπλιστεί με τον συνήθη τρόπο. Αυτό οφείλεται κυρίως στην έλλειψη συνάφειας μεταξύ χάλυβα οπλισμού και σκυροδέματος.

Ο νευροχάλυβας που χρησιμοποιείται ευρέως στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα περιορίζει το εύρος των ρωγμών μέσω του μηχανισμού συνάφειας. Με την αύξηση του εξωτερικού φορτίου, οι τάσεις συνάφειας αυξάνονται, ενώ οι νευρώσεις του χάλυβα του οπλισμού ασκούν μεγάλες τοπικές πιέσεις στο σκυρόδεμα, το οποίο αστοχεί τοπικά σε θλίψη και ταυτόχρονα αναπτύσσονται μεγάλες εφελκυστικές τάσεις στο σκυρόδεμα ακριβώς έξω από τα άκρα των νευρώσεων, πράγμα που οδηγεί στη δημιουργία εγκάρσιων

μικρορωγμών μικρού μήκους. Στη περίπτωση λοιπόν, όπου η συνάφεια δεν εξασφαλίζεται μέσω των νευρώσεων του χάλυβα, αλλά με μηχανικά μέσα, το σκυρόδεμα ολισθαίνει πάνω στον οπλισμό και δημιουργούνται μεγαλύτερες, συγκεντρωμένες ρωγμές.

Τέλος, παρατηρείται ότι στη Δοκό Α οι πρώτες ρωγμές εμφανίζονται σε μεγαλύτερη στάθμη φορτίου και έχουν μικρότερο εύρος σε σχέση με αυτές της Δοκού Β. Το γεγονός αυτό οφείλεται στη καλύτερη συνεργασία του οπλισμού με τη δοκό λόγω της ύπαρξης δύο κοχλιών αντί ενός. Οι δύο κοχλίες δημιουργούν μεγαλύτερη συνάφεια, έστω και μηχανικά χωρίς την ύπαρξη τάσεων συνάφειας, η οποία συμβάλλει και στο περιορισμό της ρηγμάτωσης, σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν.

### 9.1.2 Βέλος Κάμψης

Κατά τη διάρκεια εκτέλεσης των πειραμάτων παρατηρείται η ανάπτυξη μεγάλων βελών κάμψης και στις δύο δοκούς. Το φαινόμενο αυτό επηρεάζεται σημαντικά από τη ρηγμάτωση των δοκών, η οποία μειώνει έντονα τη δυσκαμψία τους. Μάλιστα, στη Δοκό Β το βέλος που αναπτύσσεται είναι μεγαλύτερο σε σχέση με αυτό της Δοκού Α, πράγμα που δικαιολογείται από την εμφάνιση μεγαλύτερων ρωγμών σε αυτή, όπως περιγράφηκε προηγουμένως.

Επίσης, σημαντικό ρόλο στο μέγεθος του βέλους κάμψης παίζει και ο τρόπος αστοχίας της δοκού. Το βέλος κάμψης είναι συνάρτηση της παραμόρφωσης του χάλυβα και αυξάνεται σημαντικά κατά τη διαρροή του. Η αύξηση αυτή εξασφαλίζει και την απαίτηση επαρκούς προειδοποίησης πριν αστοχήσει η δοκός. Εάν η αστοχία της δοκού προκαλείται από αστοχία της θλιβόμενης ζώνης, τότε εξασφαλίζονται μικρότερα βέλη κάμψης. Εάν όμως, η αστοχία της δοκού προκαλείται από την αστοχία του χάλυβα, εμφανίζονται μεγαλύτερα βέλη. Το γεγονός λοιπόν, ότι οι δύο δοκοί σχεδιάζονται ώστε να αστοχούν σε κάμψη με θραύση του εφελκόμενου ελάσματος, δημιουργεί τις συνθήκες για την ανάπτυξη ακόμα μεγαλύτερων βελών.

### 9.1.3 Τοπικός Λυγισμός

Κατά τη φόρτιση της Δοκού Β, με τον ένα κοχλία κατά την εγκάρσια διεύθυνση, παρατηρείται τοπικός λυγισμός του θλιβόμενου ελάσματος και κατ' επέκταση αστοχία της δοκού. Αυτός εκδηλώνεται με μετάπτωση του ελάσματος σε μια καμπυλωμένη μορφή τοπικά, με κάμψη περί τον ασθενή του άξονα, χωρίς αυτή η καμπύλωση να ακολουθείται από όλη τη διατομή. Ο τοπικός λυγισμός του ελάσματος οφείλεται στο γεγονός, ότι δεν τηρούνται οι καθορισμένες από τον Ευρωκώδικα 3 μέγιστες αποστάσεις των κοχλιών μεταξύ τους, αλλά και από τα άκρα του ελάσματος. Επίσης, δεν ικανοποιείται ούτε ο έλεγχος έναντι λυγισμού στο θλιβόμενο έλασμα.

Οι περιορισμοί των αποστάσεων και ο έλεγχος έναντι λυγισμού δεν πληρούνται ωστόσο, ούτε για τους κοχλίες της Δοκού Α, με εξαίρεση τις αποστάσεις από τα άκρα του ελάσματος, οι οποίες είναι σύμφωνες με τους κανονισμούς. Ωστόσο, δεν εντοπίστηκε λυγισμός του θλιβόμενου ελάσματος σε κάποιο σημείο του, παρ' όλο που στη δοκό ασκήθηκε μεγαλύτερο εξωτερικό φορτίο. Αυτό υποδεικνύει, ότι ο αριθμός των κοχλιών κατά την

εγκάρσια διεύθυνση, επιδρά σημαντικά στην αντοχή της δοκού σε καμπτικό λυγισμό, καθώς η χρήση δύο κοχλιών αντί για έναν, προσφέρει μεγαλύτερη εξασφάλιση στο θλιβόμενο έλασμα.

## 9.2 Σύγκριση Πειραματικών και Υπολογιστικών Αποτελεσμάτων

Σε γενικές γραμμές παρατηρείται σύγκλιση μεταξύ υπολογιστικών και πειραματικών αποτελεσμάτων. Παρουσιάζονται ωστόσο, και κάποιες σαφείς διαφορές. Στη Δοκό Α εφαρμόστηκε φορτίο κοντά σε αυτό της αστοχίας, αλλά η ίδια δεν αστόχησε, εφόσον η αξονική δύναμη του θλιβόμενου ελάσματος δε ξεπέρασε την αντοχή του σε καμπτικό λυγισμό. Η Δοκός Β αν και αστόχησε σε καμπτικό λυγισμό, έφτασε αρκετά κοντά στο μέγιστο προβλεπόμενο φορτίο. Επίσης, και οι δύο δοκοί συμπεριφέρθηκαν όπως είχε προβλεφθεί υπολογιστικά, αφού δε σημειώθηκε κάποιο άλλο είδος αστοχίας. Ωστόσο, η δημιουργία έντονης ρηγμάτωσης, η οποία μειώνει σημαντικά τη δυσκαμψία, υποδεικνύει, ότι τελικά οι κοχλίες δεν εξασφαλίζουν πλήρη συνάφεια μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα, όπως συμβαίνει στις συνήθεις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα μέσω των τάσεων συνάφειας. Αυτό γίνεται εμφανές και από την ανάπτυξη μεγάλων βελών κάμψης. Υπάρχει δηλαδή, μια σχετική ολίσθηση μεταξύ του σκυροδέματος και των χαλύβδινων ελασμάτων, οπότε δεν ισχύει η υπόθεση της επιπεδότητας των διατομών και των κοινών ανηγμένων παραμορφώσεων των δύο υλικών στην ίδια στάθμη, προκειμένου να βρεθούν οι παραμορφώσεις των επιμέρους στοιχείων της δοκού.

Στη συνέχεια επιχειρείται ο υπολογισμός των διαγραμμάτων Δύναμης – Μετακίνησης για τις δύο δοκούς. Παράλληλα, γίνονται διορθώσεις με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα, ώστε να τα διαγράμματα που προκύπτουν να είναι κοντά στα πραγματικά. Οι διορθώσεις γίνονται με εισαγωγή κάποιων επιπλέον συντελεστών σε υπάρχουσες σχέσεις και έχοντας ως βάση τα πολύ μεγάλα βέλη κάμψης που αναπτύσσονται κατά την εφαρμογή του φορτίου και την αστοχία της Δοκού Β σε τοπικό λυγισμό. Πριν από αυτά, γίνεται υπολογισμός των πραγματικών ρηγματωμένων και αρηγμάτωτων δυσκαμψιών των δύο δοκών, με βάση τα διαγράμματα Δύναμης – Μετακίνησης, που έχουν προκύπτουν από τα πειραματικά αποτελέσματα.

### 9.2.1 Υπολογισμός Πραγματικών Δυσκαμψιών

#### Δοκός Α

Αρχικά υπολογίζεται η πραγματική ροπή αδρανείας της διατομής  $J_g$ , πριν την εμφάνιση της πρώτης ρωγμής. Η ροπή αδρανείας προκύπτει με ελαστική ανάλυση, σύμφωνα με την εξίσωση ελαστικής γραμμής και τη Σχέση:

$$(EJ)f = \frac{Pa}{24} [3l^2 - 4a^2] \quad (\text{Σχέση 9.1})$$

Το βέλος  $f$  σε κάθε περίπτωση αντιστοιχεί στη κατακόρυφη μετακίνηση του μέσου της δοκού, η οποία σε κάθε στάθμη φορτίου είναι η μέγιστη. Συνεπώς, στη παραπάνω Σχέση τίθεται  $\alpha=1/3$  και προκύπτει:

$$(EJ) = \frac{23}{648} \cdot \frac{Pl^3}{f} \quad (\text{Σχέση 9.2})$$

Όπου:

$P$ : το ασκούμενο φορτίο στη δοκό.

$l$ : το μήκος της δοκού.

$f$ : το βέλος στο μέσο της δοκού.

Η αρηγμάτωση ροπή αδρανείας θα υπολογιστεί με βάση τον πρώτο κλάδο του διαγράμματος Δύναμης – Μετακίνησης (Σχήμα 8.6) του μέσου της Δοκού Α, στον οποίο η δοκός δεν έχει εμφανίσει ακόμα καμία ρωγμή. Ο κλάδος αυτός αντιστοιχεί σε δύναμη  $F=47,27\text{kN}$  και βύθιση του μετρητή μετακίνησης  $D2$   $1,138\text{mm}$ . Το φορτίο  $P$  που θα χρησιμοποιηθεί στη παραπάνω Σχέση, είναι ίσο με το ήμισυ του φορτίου  $F$  που ασκείται στη δοκό, δηλαδή  $P=F/2=47,27\text{kN}/2=23,635\text{kN}$ , ενώ ως μήκος  $l$  θεωρείται η απόσταση μεταξύ των στηρίξεων, δηλαδή  $l=4,42\text{m}$ . Η αρηγμάτωση δυσκαμψία της δοκού θα είναι λοιπόν:

$$(EJ_g) = \frac{23}{648} \cdot \frac{23,635\text{kN} \cdot (4,42\text{m})^3}{(1,138/1000)\text{m}} = 63655,07\text{kNm}^2$$

Εφόσον το χρησιμοποιούμενο σκυρόδεμα είναι κατηγορίας C30/37, το μέτρο ελαστικότητάς του είναι  $E_c=33\text{GPa}$ . Οπότε, η ροπή αδρανείας  $J_g$  της διατομής είναι:

$$J_g = \frac{(EJ_g)}{E_c} = 192894,14\text{cm}^4$$

Η ρηγματωμένη ροπή αδρανείας  $J_{cr}$  υπολογίζεται από το διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης του μεσαίου μετρητή μετακίνησης  $D2$ , για μετακίνηση μεγαλύτερη αυτής στην οποία δημιουργείται η πρώτη ρωγμή και μέχρι το σημείο διαρροής του εφελκόμενου οπλισμού. Η μετακίνηση διαρροής είναι  $f_y=16,880\text{mm}$  και εμφανίζεται για φορτίο  $F_y=113,20\text{kN}$ . Το φορτίο  $P$  που θα χρησιμοποιηθεί, ομοίως με πριν, είναι  $P_y=F_y/2=113,20\text{kN}/2=56,60\text{kN}$ . Σύμφωνα με τη Σχέση 9.2 η τέμνουσα δυσκαμψία στο Στάδιο II είναι:

$$(EJ_{cr})_y = \frac{23}{648} \cdot \frac{56,60\text{kN} \cdot (4,42\text{m})^3}{(16,880/1000)\text{m}} = 10276,94\text{kNm}^2$$



Όπως και για τον υπολογισμό της αρηγμάτωτης ροπής αδρανείας  $J_g$ , έτσι κι εδώ, η δυσκαμψία διαιρείται με το μέτρο ελαστικότητας  $E_c$  του σκυροδέματος, για να προκύψει η ροπή αδρανείας  $J_{cr}$  της ρηγματωμένης διατομής:

$$J_{cr} = \frac{(EJ_{cr})_y}{E_c} = 31142,23cm^4$$

Η αρηγμάτωτη ροπή αδρανείας  $J_g=192894,14cm^4$  είναι περίπου 6,2 φορές μεγαλύτερη της ρηγματωμένης ροπής αδρανείας  $J_{cr}=31142,23cm^4$ .

### **Δοκός Β**

Ομοίως με τη Δοκό Α, με βάση τα αποτελέσματα της φόρτισης υπολογίζονται η αρηγμάτωτη και η ρηγματωμένη ροπή αδρανείας της δοκού. Η αρηγμάτωτη ροπή αδρανείας θα υπολογιστεί με βάση τον πρώτο κλάδο του διαγράμματος Δύναμης – Μετακίνησης (Σχήμα 8.9) του μέσου της Δοκού Β, στον οποίο η δοκός δεν έχει εμφανίσει ακόμα καμία ρωγμή. Ο κλάδος αυτός αντιστοιχεί σε δύναμη  $F=39,15kN$  και βύθιση του μετρητή μετακίνησης  $D2$   $1,258mm$ . Το φορτίο  $P$  που θα χρησιμοποιηθεί, είναι ίσο με το ήμισυ του φορτίου  $F$  που ασκείται στη δοκό, δηλαδή  $P=F/2=39,15kN/2=19,575kN$ , ενώ ως μήκος  $l$  θεωρείται η απόσταση μεταξύ των στηρίξεων, δηλαδή  $l=4,44m$ . Η αρηγμάτωτη δυσκαμψία της δοκού θα είναι λοιπόν:

$$(EJ_g) = \frac{23}{648} \cdot \frac{19,575kN \cdot (4,44m)^3}{(1,258/1000)m} = 48341,81kNm^2$$

Εφόσον το χρησιμοποιούμενο σκυρόδεμα είναι κατηγορίας C30/37, το μέτρο ελαστικότητάς του είναι  $E_c=33GPa$ . Οπότε, η ροπή αδρανείας  $J_g$  της διατομής είναι:

$$J_g = \frac{(EJ_g)}{E_c} = 146490,32cm^4$$

Η ρηγματωμένη ροπή αδρανείας  $J_{cr}$  υπολογίζεται από το διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης του μεσαίου μετρητή μετακίνησης  $D2$  της Δοκού Β για μετακίνηση διαρροής  $f_y=24,052mm$  και αντίστοιχο φορτίο  $F_y=119,85kN$ . Το φορτίο  $P$  που θα χρησιμοποιηθεί, ομοίως με πριν, είναι  $P_y=F_y/2=119,85kN/2=59,925kN$ . Σύμφωνα με τη Σχέση 9.2 η τέμνουσα δυσκαμψία στο Στάδιο II είναι:

$$(EJ_{cr})_y = \frac{23}{648} \cdot \frac{59,925kN \cdot (4,44m)^3}{(24,052/1000)m} = 7740,31kNm^2$$

Η δυσκαμψία διαιρείται με το μέτρο ελαστικότητας  $E_c=33GPa$  του σκυροδέματος, για να προκύψει η ροπή αδρανείας  $J_{cr}$  της ρηγματωμένης διατομής:

$$J_{cr} = \frac{(EJ_{cr})_y}{E_c} = 23455,50 \text{ cm}^4$$

Η αρηγμάτωτη ροπή αδρανείας  $J_g=146490,32 \text{ cm}^4$  είναι περίπου 6,25 φορές μεγαλύτερη της ρηγματωμένης ροπής αδρανείας  $J_{cr}=23455,50 \text{ cm}^4$ .

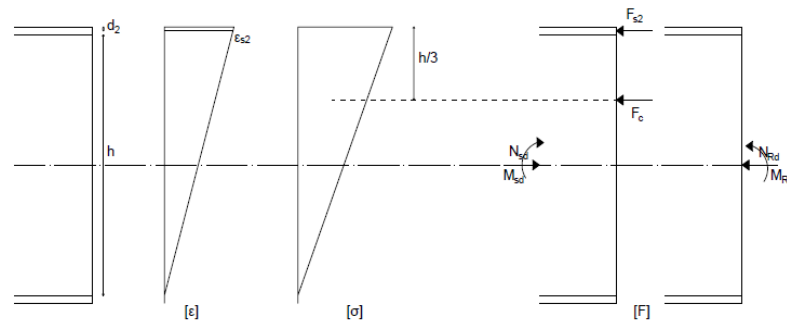
### 9.2.2 Κατασκευή Διαγραμμάτων Δύναμης – Μετακίνησης

Για την αποφυγή τόσο μικρής ρηγματωμένης δυσκαμψίας και κατά συνέπεια μεγάλων παραμορφώσεων, θα πρέπει η δοκός να είναι σε θέση να αναπτύξει το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος, όσο η δυσκαμψία της διατομής δεν έχει μειωθεί υπέρμετρα. Για το σκοπό θα πρέπει να κατασκευαστεί το τριγωνικό διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης της κάθε δοκού. Για να κατασκευαστούν τα διαγράμματα, θα πρέπει προηγουμένως να βρεθεί η ροπή  $M_I$  τη στιγμή που εξαντλείται η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, η ροπή  $M_y$  τη στιγμή που διαρρέει ο εφελκόμενος οπλισμός και η ροπή αστοχίας  $M_u$ , καθώς επίσης και οι αντίστοιχες μετακινήσεις. Τα μεγέθη αυτά υπολογίζονται με τις σχέσεις που δίνονται στη συνέχεια, οι οποίες προέρχονται τόσο από τον Ευρωκώδικα 2 όσο και από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και προσαρμόζονται με κατάλληλους συντελεστές ώστε να συμφωνούν με τα πειραματικά αποτελέσματα που έχουν προκύψει για πάχος ελάσματος 0,4cm.

*Διαγράμματα Δύναμης – Μετακίνησης κατά τον Ευρωκώδικα 2*

#### Ροπή $M_I$ – Έναρξη Ρηγμάτωσης

Για να βρεθεί η ροπή που αντιστοιχεί στην έναρξη της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η εφελκυστική αντοχή του  $f_{ctm}$ . Θεωρείται ότι η ρηγμάτωση ξεκινά όταν η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος εξαντλείται. Η παραμόρφωση του εφελκόμενου ελάσματος  $\epsilon_{s1}$  λαμβάνεται μηδενική και το διάγραμμα παραμορφώσεων και τάσεων καθ' ύψος της διατομής τριγωνικό, όπως φαίνεται στο Σχήμα 9.1.



**Σχήμα 9.1:** Διάγραμμα παραμορφώσεων, τάσεων και εσωτερικών δυνάμεων τη στιγμή της ρηγμάτωσης

Για να βρεθεί η παραμόρφωση  $\varepsilon_{s2}$  του θλιβόμενου ελάσματος, χρησιμοποιείται η ισοδυναμία αξονικών δυνάμεων:

$$N_{Ed} = N_{Rd} = F_{ct} - F_{s2} = \frac{1}{2} b h f_{ctm} - A_s \sigma_{s2} = \frac{1}{2} b h f_{ctm} - A_s E_s \varepsilon_{s2} \quad (\text{Σχέση 9.3})$$

Όπου:

- $f_{ctm}$ : η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.
- $b$ : το πλάτος της διατομής της δοκού.
- $h$ : το ύψος της διατομής της δοκού.
- $A_s$ : το εμβαδόν του θλιβόμενου οπλισμού.
- $E_s$ : το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα.
- $\varepsilon_{s2}$ : η παραμόρφωση του θλιβόμενου ελάσματος.

Η ροπή  $M_I$  είναι λοιπόν:

$$M_I = M_{Rd} = F_c \left( \frac{h}{2} - \frac{h}{3} \right) + F_{s2} \left( \frac{h}{2} - d_2 \right) \quad (\text{Σχέση 9.4})$$

Όπου:

- $d_2$ : η απόσταση του κέντρου βάρους του θλιβόμενου ελάσματος από την ακραία θλιβόμενη ίνα της δοκού

Έχοντας βρει τη ροπή ρηγμάτωσης  $M_I$ , μπορεί να υπολογιστεί για κάθε δοκό η αντίστοιχη δρώσα δύναμη  $F_I$  και το αντίστοιχο βέλος κάμψης, χρησιμοποιώντας τη Σχέση 9.2 και επιλύοντας ως προς το βέλος  $f$ . Η Σχέση που προκύπτει είναι:

$$f = \frac{23}{648} \cdot \frac{P l^3}{(EJ)} \quad (\text{Σχέση 9.5})$$

### Ροπή $M_y$ – Διαρροή Εφελκυσμένου Οπλισμού

Για να βρεθεί η ροπή διαρροής  $M_y$ , τίθεται  $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_y = f_{ym} / E_s$  και αναζητείται η αντίστοιχη  $\varepsilon_c$ , δηλαδή το ύψος της θλιβόμενης ζώνης  $x$ , που ικανοποιεί την αναλογία των αξονικών δυνάμεων. Θα πρέπει δηλαδή, να ισχύει:

$$N_{Ed} = N_{Rd} = F_c + F_{s2} - F_{s1} = 0,85 a \sigma_{cm} (x - t) b + A_s \sigma_{s2} - A_{net} f_{ym} \quad (\text{Σχέση 9.6})$$

Όπου:

- $\sigma_{cm}$ : η τάση του σκυροδέματος, η οποία προκύπτει σύμφωνα με τη Σχέση 4.4
- $a$ : ο συντελεστής πλήρωσης του σκυροδέματος, που προκύπτει από τη Σχέση 4.7
- $A_s$ : το εμβαδόν του εφελκυσμένου και του θλιβόμενου οπλισμού

- $A_{net}$ : το εμβαδόν της διατομής του ελάσματος, από το οποίο έχει αφαιρεθεί το εμβαδόν των  $n$  οπών διαμέτρου  $d_0$ :  $A_{net} = A - nd_0t$
- $\sigma_{s2}$ : η τάση του θλιβόμενου ελάσματος, το οποίο δεν έχει διαρρέυσει
- $f_{ym}$ : η μέση αντοχή του χάλυβα των ελασμάτων

Έχοντας υπολογίσει το ύψος  $x$  της θλιβόμενης ζώνης, υπολογίζεται η ροπή ρηγμάτωσης σύμφωνα με τη Σχέση:

$$M_y = F_c \left( \frac{h}{2} - \zeta x \right) + F_{s2} \left( \frac{h}{2} + d_2 \right) + F_{s1} \left( \frac{h}{2} + d_1 \right) \quad (\text{Σχέση 9.7})$$

Όπου:

- $\zeta$ : συντελεστής κέντρου βάρους, ο οποίος προκύπτει από τη Σχέση 4.12.
- $d_1$ : η απόσταση του κέντρου βάρους του εφελκόμενου ελάσματος από την ακραία εφελκόμενη ίνα της δοκού

Έχοντας βρει τη ροπή ρηγμάτωσης  $M_y$ , μπορεί να υπολογιστεί για κάθε δοκό η αντίστοιχη δρώσα δύναμη  $F_y$  και το αντίστοιχο βέλος κάμψης  $f_y$ , χρησιμοποιώντας τη Σχέση 9.5.

Η ροπή αντοχής  $M_u$  της κάθε δοκού, υπολογίζεται σύμφωνα με τη διαδικασία που περιγράφεται στο Κεφάλαιο 4. Η μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία υπολογίζεται με βάση το μέγιστο φορτίο που μπορεί να ασκηθεί στη δοκό και προκύπτει από τη ροπή αντοχής.

Για κάθε μία δοκός, διαμορφώνεται λοιπόν, το διάγραμμα Δύναμης - Μετακίνησης που προκύπτει από τις παραπάνω Σχέσεις, ώστε να συγκριθεί με το αντίστοιχο διάγραμμα που προέκυψε πειραματικά.

### Δοκός Α

Τα στοιχεία που αφορούν τη Δοκός Α δόθηκαν στο Κεφάλαιο 8. Αυτό που απαιτείται επιπλέον είναι η μέση εφελκυστική τάση του σκυροδέματος, η οποία για σκυρόδεμα C30/37 είναι  $f_{ctm}=2,9\text{MPa}$ . Αντικαθιστώντας λοιπόν στη Σχέση 9.3 την  $f_{ctm}$ , και εξισώνοντας με τη δρώσα αξονική δύναμη, η οποία στη περίπτωση αυτή είναι μηδενική, προκύπτει η παραμόρφωση του θλιβόμενου ελάσματος  $\varepsilon_{s2}=0,69\%$ . Για τη παραμόρφωση αυτή η ροπή ρηγμάτωσης  $M_I$  υπολογίζεται από τη Σχέση 9.4 ίση με  $38,38\text{kNm}$ . Η ροπή αυτή αντιστοιχεί σε εξωτερικό φορτίο  $F_I=40,79\text{kN}$ . Η μετακίνηση της δοκού  $f_I$  που αντιστοιχεί στο φορτίο αυτό, υπολογίζεται από τη Σχέση 9.5, και προκύπτει ίση με  $1,022\text{mm}$ . Η δυσκαμψία που χρησιμοποιείται στη Σχέση αυτή, αντιστοιχεί στην αρηγμάτωση δυσκαμψία,  $(EJ)=61143,83\text{kNm}^2$ , όπως έχει υπολογιστεί για τη Δοκό Α στο Παράρτημα Α.

Για να υπολογιστεί η ροπή διαρροής  $M_y$ , τίθεται  $\varepsilon_{s1}=f_{ym}/E_s=1,287\%$ . Το ύψος  $x$  της θλιβόμενης ζώνης προκύπτει από την ισοδυναμία των αξονικών δυνάμεων, ίσο με  $12,24\text{cm}$ . Από τη Σχέση 9.7 υπολογίζεται η ροπή ρηγμάτωσης  $M_y=92,07\text{kNm}$ . Η ροπή αυτή αντιστοιχεί σε δύναμη  $F_y=113,67\text{kN}$ . Η ροπή αδρανείας της ρηγματωμένης διατομής του Σταδίου II είναι  $(EJ)_y=38417,32\text{kNm}^2$ . Το βέλος διαρροής είναι λοιπόν,  $f_y=4,534\text{mm}$ . Στην αστοχία η ροπή

προκύπτει  $M_u=132,63\text{kNm}$ . Η ροπή αυτή αντιστοιχεί σε φορτίο  $F_u=168,36\text{kN}$ . Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης είναι  $3,10\text{cm}$  και η ροπή αδρανείας  $(EJ)=26055,54\text{kNm}^2$ . Άρα, η μέγιστη μετακίνηση στο μέσο της Δοκού Α υπολογίζεται  $f_u=9,902\text{mm}$ .

Σύμφωνα με το διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης του μεσαίου μετρητή μετακίνησης D2 της δοκού Α του Σχήματος 8.6, η δύναμη ρηγμάτωσης  $47\text{kN}$  είναι αρκετά κοντά στην υπολογισθείσα δύναμη  $40,79\text{kN}$ , όπως επίσης και η αντίστοιχη μετακίνηση η οποία πειραματικά προέκυψε  $1,138\text{mm}$  και υπολογιστικά  $1,022\text{mm}$ . Αντίθετα, παρόλο που οι δυνάμεις διαρροής είναι σχεδόν οι ίδιες και στις δύο περιπτώσεις (κοντά στα  $113\text{kN}$ ), τα βέλη διαφέρουν μεταξύ τους σημαντικά. Από τα πειραματικά αποτελέσματα προκύπτει  $f_y=16,880\text{mm}$  ενώ υπολογιστικά προκύπτει  $f_y=4,534\text{mm}$ .

Εκτός αυτού, προκύπτει και πολύ μεγάλη διαφορά στο ύψος της θλιβόμενης ζώνης  $x$ . Από την ισοδυναμία αξονικών δυνάμεων της Σχέσης 9.6, βρέθηκε το  $x$  ίσο με  $12,24\text{cm}$ . Το ύψος αυτό είναι πολύ μεγαλύτερο από το πραγματικό ύψος θλιβόμενης ζώνης που παρατηρήθηκε κατά τη διάρκεια εκτέλεσης του πειράματος στη διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, το οποίο ήταν περίπου  $3\text{cm}$ .

Εάν λοιπόν, θεωρηθεί ένα μικρότερο ύψος θλιβόμενης ζώνης, τότε το σκυρόδεμα συνεισφέρει λιγότερο στη παραλαβή της θλίψης σε σχέση με αυτό που είχε προβλεφθεί, ενώ οι παραμορφώσεις που υπολογίστηκαν δεν είναι αυτές που εμφανίζονται στο πείραμα. Στη πραγματικότητα η παραμόρφωση  $\varepsilon_{s2}$  του σκυροδέματος είναι αρκετά μικρότερη και η παραμόρφωση  $\varepsilon_{s2}$  του θλιβόμενου χάλυβα μεγαλύτερη. Δεν ισχύει δηλαδή η επιπεδότητα των διατομών και οι κοινές ανηγμένες παραμορφώσεις χάλυβα και σκυροδέματος στη ίδια στάθμη, αφού υπάρχει μια σχετική διολίσθηση των επιφανειών του σκυροδέματος ως προς τα ελάσματα, η οποία οφείλεται στη μετακίνηση των κοχλιών εντός των οπών καθώς επίσης και στην έντονη τοπική ρηγμάτωση του σκυροδέματος. Επομένως, στη διάταξη δεν εξασφαλίζεται πλήρης συνάφεια μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα καθ' όλη τη διάρκεια λειτουργίας της δοκού και μέχρι την αστοχία.

Επομένως, οι παραμορφώσεις του σκυροδέματος καθώς και των δύο ελασμάτων, δε μπορούν να προβλεφθούν με ακρίβεια. Για να εξαχθούν κάποια αρχικά συμπεράσματα, θα τεθεί το ύψος της θλιβόμενης ζώνης  $3\text{cm}$ , όπως βρέθηκε στο πείραμα, και θα βρεθεί η παραμόρφωση του θλιβόμενου ελάσματος και του σκυροδέματος, που ικανοποιούν την ισοδυναμία των αξονικών δυνάμεων. Θα θεωρηθούν δύο περιπτώσεις, όπου στη πρώτη το σκυρόδεμα θα ακολουθεί τη κίνηση του θλιβόμενου ελάσματος και στη δεύτερη του εφελκόμενου. Αυτές είναι μάλλον και οι δύο ακραίες καταστάσεις παραμόρφωσης στις οποίες μπορεί να βρεθεί το σκυρόδεμα, οπότε η πραγματική συμπεριφορά του θα βρίσκεται κάπου ενδιάμεσα.

Στη πρώτη περίπτωση, όπου η παραμόρφωση του σκυροδέματος ακολουθεί αυτή του θλιβόμενου ελάσματος, είναι δηλαδή ανεξάρτητη από τη παραμόρφωση του εφελκόμενου, το σκυρόδεμα έχει παραμόρφωση  $\varepsilon_{s2}=0,85\%$  και το έλασμα  $\varepsilon_{s2}=0,91\%$ . Το σκυρόδεμα παραλαμβάνει δύναμη  $F_c=50,87\text{kN}$  και η ροπή  $M_y$  προκύπτει  $97,18\text{kNm}$ . Αυτό που παρατηρείται, είναι ότι η παραμόρφωση του θλιβόμενου ελάσματος είναι περίπου 9,5 φορές μεγαλύτερη από την παραμόρφωση που θα είχε το έλασμα εάν ίσχυε η επιπεδότητα των διατομών και η το ύψος  $x$  της θλιβόμενης ζώνης ήταν πάλι  $3\text{cm}$ .

Στη δεύτερη περίπτωση η παραμόρφωση του σκυροδέματος ακολουθεί τη παραμόρφωση του εφελκόμενου ελάσματος. Στη περίπτωση αυτή, για  $x=3\text{cm}$  το σκυρόδεμα

έχει παραμόρφωση  $\varepsilon_{c2}=0,089\%$  και το έλασμα  $\varepsilon_{s2}=0,91\%$ , ίδια με πριν. Η θλιπτική δύναμη του σκυροδέματος είναι σχεδόν μηδενική ( $F_c=0,80\text{kN}$ ) και η ροπή διαρροής  $M_y=97,82\text{kNm}$ , μεγαλύτερη της ροπής διαρροής που υπολογίστηκε στο πείραμα. Εδώ η παραμόρφωση του θλιβόμενου ελάσματος είναι 12 φορές μεγαλύτερη αυτής που θα προέκυπτε εάν ίσχυε η επιπεδότητα των διατομών. Και στις δύο περιπτώσεις η δύναμη που αντιστοιχεί στη ροπή διαρροής είναι  $120,6\text{kN}$ .

Πέρα από το ύψος της θλιβόμενης ζώνης, στο Στάδιο II παρατηρείται διαφορά και μεταξύ υπολογιστικής και πειραματικής ρηγματωμένης δυσκαμψίας  $(EJ)_y$  της διατομής της Δοκού Α, η οποία οφείλεται στο ότι η θλιβόμενη ζώνη  $x$  τελικά δεν είναι αυτή που υπολογίστηκε, και η οποία δημιουργεί τη διαφορά που παρατηρείται στη μετακίνηση διαρροής  $f_y$ . Εάν λοιπόν τεθεί το σωστό  $x=3\text{cm}$ , τότε η ρηγματωμένη δυσκαμψία προκύπτει  $(EJ)_y=25811,07\text{kNm}^2$ . Η δυσκαμψία αυτή είναι πολύ μεγαλύτερη από τη πραγματική ρηγματωμένη δυσκαμψία της διατομής, όπως προέκυψε πειραματικά, ίση με  $10276,94\text{kNm}^2$ . Είναι δηλαδή 2,5 φορές μεγαλύτερη. Αυτό οφείλεται στο γεγονός, ότι για τον υπολογισμό της ρηγματωμένης δυσκαμψίας της διατομής χρησιμοποιείται το μέτρο ελαστικότητας  $E_c=33\text{GPa}$  του χρησιμοποιούμενου σκυροδέματος C30/37. Στη πραγματικότητα, το μέτρο ελαστικότητας μπορεί να μειώνεται δραστικά, λόγω της ύπαρξης οπών στο σκυρόδεμα ώστε να διέλθουν οι κοχλίες, αλλά και λόγω της ύπαρξης πλαστικού στις οπές, το οποίο έχει πολύ μικρότερο μέτρο ελαστικότητας σε σχέση με το σκυρόδεμα. Εάν λοιπόν, πολλαπλασιάσουμε το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος με έναν συντελεστή 0,40, θα προκύψει δυσκαμψία παρόμοια με αυτή που παρατηρήθηκε στο πείραμα, δηλαδή  $10324,43\text{kNm}^2$ . Αντικαθιστώντας στη σχέση για την εύρεση του ελαστικού βέλους κάμψης, τη νέα δύναμη διαρροής που υπολογίστηκε και τη νέα δυσκαμψία προκύπτει το ελαστικό βέλος  $f_y=17,960\text{mm}$ , πολύ κοντά σε αυτό που παρατηρήθηκε στο πείραμα.

Γενικά, παρατηρείται, ότι ενώ όσο η διατομή είναι αρηγμάτωτη τα πειραματικά αποτελέσματα ταυτίζονται με τα υπολογιστικά, όταν αρχίζει και ρηγματώνεται οι διαφορές που προκύπτουν είναι πολύ μεγάλες. Αυτό οφείλεται στο γεγονός, ότι όσο η διατομή δεν έχει ρηγματωθεί, η επίδραση της συνάφειας δεν την επηρεάζει, ενώ όταν αρχίζει να ρηγματώνεται, η μη ύπαρξη τάσεων συνάφειας μεταξύ σκυροδέματος και οπλισμού, δημιουργεί ολίσθηση μεταξύ των επιφανειών και κατ' επέκταση διαφορετικές παραμορφώσεις στις διεπιφάνειες χάλυβα – σκυροδέματος.

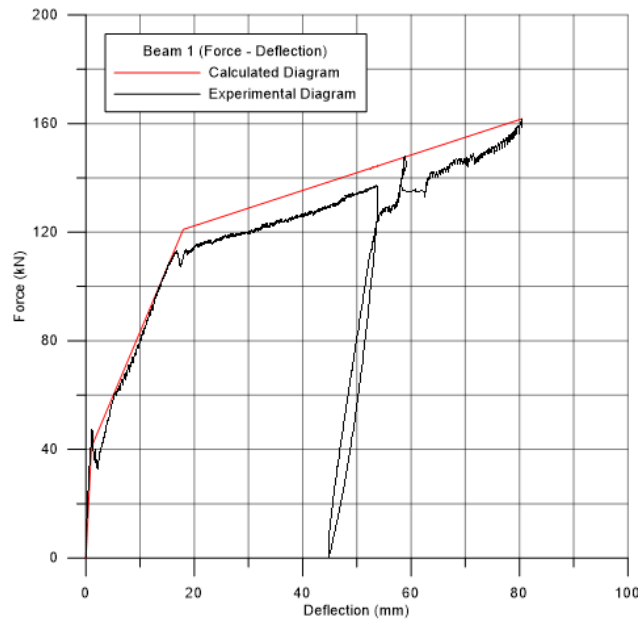
Η ροπή αστοχίας υπολογίζεται αρχικά όπως στο Κεφάλαιο 4. Η ροπή αντοχής της δοκού προκύπτει  $132,63\text{kNm}$  και αντιστοιχεί σε δύναμη  $168,36\text{kN}$ . Η ροπή αυτή έχει προκύψει θεωρώντας ότι το σκυρόδεμα «λειτουργεί» και παραλαμβάνει ένα τμήμα της θλίψης. Εδώ όμως, σύμφωνα με τα όσα παρατηρήθηκαν στο πείραμα, γίνεται η υπόθεση ότι η θλιβόμενη ζώνη του σκυροδέματος έχει πλέον εξαντληθεί και λειτουργούν μονάχα τα δύο ελάσματα έχοντας διαρρεύσει. Η ροπή αντοχής προκύπτει σε αυτή τη περίπτωση ίση με  $101,34\text{kNm}$  και αντιστοιχεί σε δύναμη  $126,26\text{kN}$ . Πειραματικά, η δύναμη αντοχής της δοκού προκύπτει  $161,81\text{kN}$ , μεγαλύτερη αυτής που υπολογίστηκε, και το αντίστοιχο βέλος στο μέσο της δοκού  $80,478\text{mm}$ . Η διαφορά αυτή οφείλεται πιθανόν στο τρόπο με τον οποίο έχει υπολογιστεί η δύναμη αντοχής σε καμπτικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος. Η θεώρηση του κρίσιμου μήκους λυγισμού ως το 0,6 της απόστασης μεταξύ των κοχλιών είναι αρκετά συντηρητική στη περίπτωση της χρήσης δύο κοχλιών κατά την εγκάρσια διεύθυνση, και άρα θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί ένα μικρότερος συντελεστής, ώστε να προκύψει μία σχετική

σύγκλιση μεταξύ πειραματικών και υπολογιστικών αποτελεσμάτων. Ωστόσο, επειδή η Δοκός A δεν έφτασε σε αστοχία, δε μπορεί καθοριστεί αυτός ο συντελεστής. Παρ' όλα αυτά, ο συντελεστής 0,6 μπορεί να χρησιμοποιηθεί, εφόσον δίνει πιο δυσμενή αποτελέσματα και οι υπολογισμοί θα είναι υπέρ της ασφαλείας. Η τέμνουσα δυσκαμψία προκύπτει  $3081,19\text{kNm}^2$ , ενώ υπολογιστικά έχει προσδιοριστεί  $17137,68\text{kNm}^2$ . Η δυσκαμψία που προέκυψε πειραματικά είναι 5,56 φορές μικρότερη της υπολογιστικής και αυτό οφείλεται στο γεγονός, ότι σε αυτό το σημείο η διατομή έχει αποδιοργανωθεί σημαντικά.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, κατασκευάζεται το διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης της Δοκού A, το οποίο συγκρίνεται με αυτό που προκύπτει από τα αποτελέσματα του πειράματος. Για να επιτευχθεί μεγαλύτερη ακρίβεια στη σύγκριση των διαγραμμάτων, υπολογίζεται το ελαστικό βέλος κάμψης που δημιουργείται από τα ίδια βάρη της δοκού. Το ελαστικό βέλος κάμψης για ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο υπολογίζεται από τη Σχέση:

$$a = \frac{5ql^4}{384(EJ)} \quad (\text{Σχέση 9.8})$$

Το βέλος αυτό υπολογίζεται με βάση την αρηγμάτωτη δυσκαμψία της δοκού και προστίθεται σε όλα τα επιμέρους βέλη που υπολογίστηκαν παραπάνω. Προκύπτει λοιπόν για ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο  $g=2,58\text{kN/m}$ ,  $a=0,210\text{mm}$ .



**Σχήμα 9.2:** Υπολογιστικό και πειραματικό διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης Δοκού A

### Δοκός B

Η Δοκός B είναι ακριβώς ίδια με τη Δοκός A, με μόνη διαφορά την ύπαρξη ενός κοχλίου αντί για δύο. Ο αριθμός των κοχλιών επηρεάζει ελάχιστα τις ροπές που δύναται να παραλάβει η δοκός, αφού τα ελάσματα που χρησιμοποιούνται και στις δύο περιπτώσεις είναι ακριβώς τα

ίδια, αλλά μεταβάλλεται λίγο το  $A_{net}$ , λόγω του διαφορετικού αριθμού οπών από τη χρήση ενός κοχλία αντί για δύο. Επίσης, λόγω της ελάχιστη μεγαλύτερης απόστασης μεταξύ των στηρίξεων μεταβάλλεται ελαφρώς και το φορτίο που δημιουργεί τις ροπές ρηγμάτωσης και διαρροής. Έτσι, η ροπή ρηγμάτωσης  $M_I=38,38\text{kN}$  είναι ακριβώς ίδια με της Δοκού A, αλλά το φορτίο ρηγμάτωσης προκύπτει  $F_I=40,53\text{kN}$  και το αντίστοιχο βέλος  $f_I=1,030\text{mm}$ . Η ροπή διαρροής προκύπτει  $M_y=95,19\text{kNm}$  το φορτίο διαρροής είναι  $F_y=117,30\text{kN}$ , το ύψος της θλιβόμενης ζώνης  $x=12,81\text{cm}$ , η δυσκαμψία  $(EJ_{cr})=38694,45\text{kNm}^2$  και η αντίστοιχη μετακίνηση  $f_y=4,709\text{mm}$ . Στην αστοχία η ροπή προκύπτει  $M_u=134,52\text{kNm}$ . Η ροπή αυτή αντιστοιχεί σε φορτίο  $F_u=170,45\text{kN}$ . Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης είναι  $3,28\text{cm}$  και η ροπή αδρανείας  $(EJ)=26475,63\text{kNm}^2$ . Άρα, η μέγιστη μετακίνηση στο μέσο της Δοκού A υπολογίζεται  $f_u=10,00\text{mm}$ .

Σύμφωνα με το διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης του μεσαίου μετρητή μετακίνησης D2 της δοκού B του Σχήματος 8.9, η δύναμη ρηγμάτωσης  $39,15\text{kN}$  είναι πολύ κοντά στην υπολογισθείσα δύναμη  $40,53\text{kN}$ , όπως επίσης και η αντίστοιχη μετακίνηση, η οποία πειραματικά προέκυψε  $1,258\text{mm}$  και στους υπολογισμούς  $1,030\text{mm}$ . Πολύ μεγάλη διαφορά παρατηρείται μεταξύ των δυσκαμψιών των δύο δοκών, η οποία οφείλεται στη μη καλή συνεργασία των στοιχείων της διάταξης, λόγω της ύπαρξης ενός μονάχα κοχλία κατά την εγκάρσια διεύθυνση της δοκού. Όπως και στη Δοκό A, οι δυνάμεις διαρροής δεν έχουν πολύ μεγάλη διαφορά, αφού προηγουμένως υπολογίστηκε στα  $117,30\text{kN}$ , ενώ πειραματικά προσδιορίστηκε περίπου στα  $119\text{kN}$ . Στη τελευταία αυτή δύναμη αντιστοιχεί μετακίνηση  $24,052\text{mm}$ , πολύ μεγαλύτερη της μετακίνησης διαρροής που προέκυψε υπολογιστικά στα  $4,709\text{mm}$ . Οι διαφορές αυτές στο βέλος της διαρροής προκύπτουν, όπως και στη Δοκό A, από τη μεγάλη διαφορά που υπάρχει στην υπολογισθείσα θλιβόμενη ζώνη κατά τη διαρροή σε σχέση με αυτή που παρατηρείται στο πείραμα. Και εδώ η θλιβόμενη ζώνη παρατηρείται να απέχει μόλις  $3\text{cm}$  από το άνω θλιβόμενο πέλαμα της δοκού, ενώ υπολογιστικά το αντίστοιχο ύψος  $x$  προσδιορίστηκε στα  $12,24\text{cm}$ . Αυτό οφείλεται, στη μη εξασφάλιση πλήρους συνάφειας, η οποία μάλιστα μειώνεται περισσότερο καθώς εξελίσσεται η ρηγμάτωση.

Προκειμένου να προσαρμοστούν τα υπολογιστικά αποτελέσματα στα πειραματικά, γίνονται κάποιες παραδοχές και εφαρμόζονται κάποιοι συντελεστές. Σκοπός είναι να προκύπτουν όσο το δυνατόν αξιόπιστα αποτελέσματα για διάφορες περιπτώσεις οπλισμού. Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία με αυτή που εφαρμόστηκε στη Δοκό A, και θέτοντας τους ίδιους αυξητικούς συντελεστές για τη παραμόρφωση  $\epsilon_{s2}$  του θλιβόμενου ελάσματος λόγω ολίσθησης, η ροπή διαρροής υπολογίζεται στα  $100,61\text{kNm}$  και αντιστοιχεί σε φορτίο διαρροής  $124,62\text{kN}$ . Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης προκύπτει  $x=3,07\text{cm}$ .

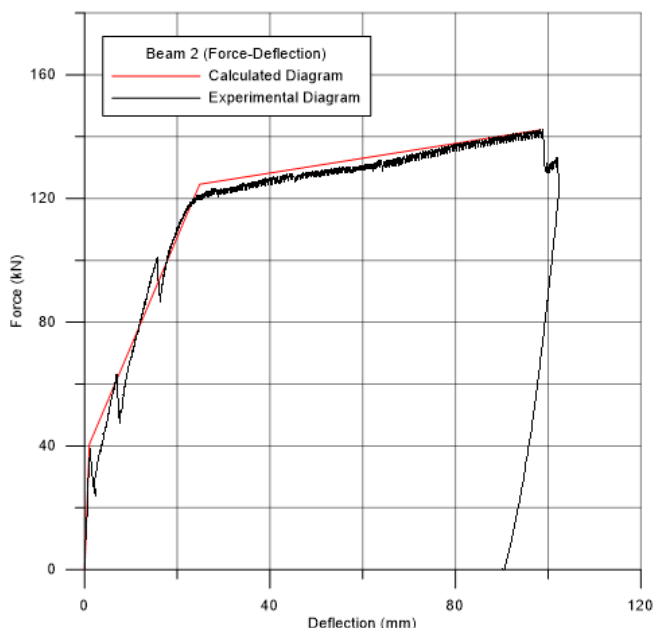
Λόγω της διαφοράς στο ύψος της θλιβόμενης, παρατηρείται διαφορά και μεταξύ υπολογιστικής και πειραματικής ρηγματωμένης δυσκαμψίας  $(EJ)_y$  της διατομής της δοκού. Εάν λοιπόν τεθεί το σωστό  $x=3,07\text{cm}$ , τότε η ρηγματωμένη δυσκαμψία προκύπτει  $(EJ)_y=25981,22\text{kNm}^2$ . Η δυσκαμψία αυτή είναι και πάλι πολύ μεγαλύτερη από τη πραγματική ρηγματωμένη δυσκαμψία της διατομής, όπως προέκυψε πειραματικά ίση με  $7740,31\text{kNm}^2$ . Είναι δηλαδή  $3,35$  φορές μεγαλύτερη. Όπως και στη Δοκό A, η διαφορά αυτή έγκειται στο γεγονός ότι το μέτρο ελαστικότητας, που χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς και αντιστοιχεί σε κατηγορία σκυροδέματος C30/37, ενδεχομένως να είναι πολύ μεγαλύτερο του πραγματικού, λόγω της ύπαρξης οπών καθώς επίσης και πλαστικού μέσα σε αυτές. Ωστόσο, παρατηρείται ότι η δυσκαμψία είναι αρκετά μικρότερη από αυτή της Δοκού A. Εξάγεται



λοιπόν το συμπέρασμα, ότι η μείωση της δυσκαμψία οφείλεται και στη πολύ μεγάλη τοπική ρηγμάτωση που εμφανίζεται στις δοκούς, η οποία μάλιστα στη Δοκό Β είναι αρκετά μεγαλύτερη και γι' αυτό η δυσκαμψία της εμφανίζεται ιδιαίτερα μειωμένη. Εάν λοιπόν, πολλαπλασιάσουμε το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος με έναν συντελεστή 0,3, θα προκύψει δυσκαμψία παρόμοια με αυτή που παρατηρήθηκε στο πείραμα, δηλαδή  $0,3 \cdot 25981,22 \text{ kNm}^2 = 7794,37 \text{ kNm}^2$ . Αντικαθιστώντας στη σχέση για την εύρεση του ελαστικού βέλους κάμψης, τη νέα δύναμη διαρροής που υπολογίστηκε και τη νέα δυσκαμψία προκύπτει το ελαστικό βέλος  $f_y = 24,836 \text{ mm}$ , πολύ κοντά σε αυτό που παρατηρήθηκε στο πείραμα.

Η ροπή αντοχής της δοκού προκύπτει  $134,52 \text{ kNm}$  και αντιστοιχεί σε δύναμη  $170,45 \text{ kN}$ . Ωστόσο, στο πείραμα παρατηρήθηκε, ότι όταν η δοκός αστόχησε κάποιες ρωγμές έφτασαν μέχρι και το θλιβόμενο πέλμα. Μπορεί λοιπόν να θεωρηθεί, ότι στην αστοχία το ύψος της θλιβόμενης ζώνης είναι μηδέν. Δηλαδή, οι αξονικές δυνάμεις παραλαμβάνονται από τα δύο ελάσματα, ενώ για να ισχύει η ισοδυναμία αξονικών, οι δυνάμεις αυτές πρέπει να είναι ίσες μεταξύ τους και με την αντοχή του θλιβόμενου ελάσματος σε καμπτικό λυγισμό. Με την υπόθεση αυτή, η δοκός αστοχεί σε ροπή  $M_u = 101,26 \text{ kNm}$ , η οποία αντιστοιχεί σε δύναμη  $125,50 \text{ kN}$  και δυσκαμψία  $17137,68 \text{ kNm}^2$ . Η δύναμη αυτή είναι μικρότερη της δύναμης που προέκυψε πειραματικά, ίση με  $142,21 \text{ kN}$ . Παρ' όλα αυτά είναι πιο κοντά στη δύναμη αστοχίας σε σχέση με τη Δοκό Α. Αυτό υποδεικνύει, ότι ο αριθμός των κοχλιών παίζει σημαντικό ρόλο στο καθορισμό του κρίσιμου μήκους λυγισμού, αφού εδώ προκύπτει μεγαλύτερο σε σχέση με τη Δοκό Α, γι' αυτό και εμφανίζει μικρότερη αντοχή σε καμπτικό λυγισμό. Στα  $142,21 \text{ kN}$  η μέγιστη μετακίνηση στο μέσο της δοκού είναι  $98,38 \text{ mm}$  και η τέμνουσα δυσκαμψία προκύπτει  $2245,41 \text{ kNm}^2$ , είναι δηλαδή 7,6 φορές μικρότερη αυτής που υπολογίστηκε.

Όπως και στη Δοκό Α, έτσι και εδώ υπολογίζεται το ελαστικό βέλος κάμψης της δοκού λόγω του ίδιου βάρους της, σύμφωνα με τη Σχέση 9.8. Το βέλος αυτό υπολογίζεται με βάση την αρηγμάτωση δυσκαμψία της δοκού  $(EJ) = 61143,83 \text{ kNm}^2$  και προστίθεται σε όλα τα επιμέρους βέλη που υπολογίστηκαν παραπάνω. Προκύπτει λοιπόν για ομοιόμορφο καταναμημένο φορτίο  $g = 2,57 \text{ kN/m}$ ,  $\alpha = 0,214 \text{ mm}$ .



**Σχήμα 9.3:** Υπολογιστικό και πειραματικό διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης Δοκού Β

*Διαγράμματα Δύναμης Μετακίνησης υπολογίζοντας τη μετακίνηση στη διαρροή σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.*

Η ροπή διαρροής καθώς αυτός και η γωνία διαρροής  $\theta_y$  μπορούν να υπολογιστούν και με βάση το Κεφάλαιο 7.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων), σύμφωνα με τη Σχέση Σ.2 καθώς αυτός και το Παράρτημα 7Α. Στη Σχέση αυτή υπάρχουν τρεις όροι, όπου ο πρώτος αντιπροσωπεύει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων στον υπολογισμό της  $\theta_y$ , ο δεύτερος τη συμβολή των διατμητικών παραμορφώσεων και ο τρίτος τη συμβολή της στροφής της ακραία διατομής λόγω εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραία διατομής του στοιχείου. Γίνεται δηλαδή διάκριση των διαφορετικών μεθόδων που συμβάλλουν στη διαμόρφωση της γωνίας διαρροής, ώστε να μπορέσει να καθοριστεί η συμβολή της ολίσθησης του οπλισμού. Ακολουθώντας την ίδια λογική και τροποποιώντας τον όρο που αναφέρεται στην εξόλκευση των ράβδων του οπλισμού, γίνεται προσπάθεια να ποσοτικοποιηθεί η επίδραση της ολίσθησης των ελασμάτων ως προς το σκυρόδεμα στη γωνία διαρροής. Σκοπός είναι η κατασκευή διγραμμικών διαγραμμάτων Δύναμης – Μετακίνησης, θεωρώντας ότι ο οιονεί ελαστικός κλάδος παρακάμπτει τη ρηγμάτωση και κατευθύνεται στη διαρροή της δοκού.

Για να κατασκευαστεί το διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης πρέπει οι γωνιές στροφής χορδής που υπολογίζονται να μετατρέπονται σε μετακινήσεις. Η στροφή χορδής σε κάθε ένα από τα δύο άκρα της δοκού, είναι ίση με τη γωνία που σχηματίζει η εφαπτομένη στον άξονα του στοιχείου στο συγκεκριμένο άκρο και του ευθύγραμμου τμήματος που ενώνει το άκρο του στοιχείου με το πέρασ του μήκους διάτμησης στο άκρο της. (Ψυχάρης, 2010). Δηλαδή είναι ίση με:

$$\theta = \frac{\delta_v}{L_v} \quad (\text{Σχέση 9.9})$$

Όπου:

$\delta_v$ : η σχετική μετατόπιση του πέρατος του άκρου διάτμησης ως προς το άκρο του στοιχείου σε διεύθυνση κάθετη προς την εφαπτομένη του παραμορφωμένου άξονα στην αρχή του στοιχείου.

$L_v$ : ο λόγος της καμπτικής ροπής προς τη τέμνουσα δύναμη στο υπό μελέτη άκρο διάτμησης.

Οι δυνάμεις υπολογίζονται επιλύοντας στατικά τη δοκό και εξισώνοντας με τις προκύπτουσες ροπές κάμψης.

Η Σχέση που δίνει τη γωνία διαρροής για δοκούς υπολογίζεται ως εξής:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\text{Σχέση 9.10})$$

Όπου:

$(1/r)_y$ : η καμπυλότητα στη διαρροή η οποία δίνεται από τη Σχέση A.1 του Παραρτήματος 7A του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$L_s$ : το διατμητικό μήκος, δηλαδή η απόσταση της ακραία διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών.

$A_v z$ : όρος ο οποίος εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης.

$$A_v = 1, \text{ εάν } V_{R1} < V_{Mu} = \frac{M_y}{L_s}$$

$$A_v = 0, \text{ εάν } V_{R1} > V_{Mu} = \frac{M_y}{L_s}$$

$z$ : ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων.

$H$ : το ύψος της διατομής.

$F_c$ : η μέση τιμή αντοχής του σκυροδέματος ( $f_{cm}$ ).

$F_y$ : η μέση τιμή διαρροής του χάλυβα ( $f_{ym}$ ).

$D_b$ : η διάμετρος του διαμήκη οπλισμού.

Η καμπυλότητα στη διαρροή, όταν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού υπολογίζεται από τη Σχέση:

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_y) d} \quad (\text{Σχέση 9.11})$$

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή  $\xi_y$ , ανηγμένο στο στατικό ύψος  $d$ , καθορίζεται από τη Σχέση:

$$\xi_y = (a^2 A^2 + 2aB)^{1/2} - aA \quad (\text{Σχέση 9.12})$$

Όπου:

$a$ : ο λόγος  $E_s/E_c$ .

Εφόσον, η διαρροή ελέγχεται από τον εφελκυσμένο οπλισμό:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y} \quad (\text{Σχέση 9.13})$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') - \frac{N}{bdf_y} \quad (\text{Σχέση 9.14})$$

Όπου:

$\delta'$ :  $\delta' = d'/d$

$d'$ : η απόσταση από το κέντρο βάρους του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα του σκυροδέματος.

$d$ : το στατικό ύψος.

Εφόσον, στη περίπτωση αυτός Δοκού  $A$  ο οπλισμός δεν είναι με τη μορφή ράβδων χάλυβα, αλλά ελασμάτων, αντί της διαμέτρου  $d_b$  θα χρησιμοποιηθεί το πάχος  $t$  των ελασμάτων. Έτσι, ο λόγος  $d_b/8$  θα αντικατασταθεί από έναν λόγο  $t/k$ . Η τιμή του  $k$  θα προσδιοριστεί από τα πειραματικά αποτελέσματα.

Η ροπή διαρροής  $M_y$  υπολογίζεται από τη Σχέση A.6 του Παραρτήματος 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ..

$$\begin{aligned} \frac{M_y}{bd^3} = & (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( 0,5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) \right\} + \\ & + (1/r)_y \left\{ \left[ (1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \end{aligned} \quad (\text{Σχέση 9.15})$$

Από την υπολογισθείσα γωνία στροφής χορδής και ροπή, προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση και δύναμη στη διαρροή. Υπολογίζεται έτσι η δυσκαμψία στη διαρροή, σύμφωνα με τη Σχέση 9.2.

### Δοκός Α

Για τη Δοκό  $A$  υπολογίζεται το  $\xi_y$  εφαρμόζοντας τις παραπάνω Σχέσεις. Προκύπτει  $\xi_y=0,251$  και  $x=\xi_y d=0,251 \cdot 40,6\text{cm}=10,19\text{cm}$ . Το ύψος θλιβόμενης ζώνης  $x$  που προκύπτει,

είναι αρκετά μεγαλύτερο αυτού που εμφανίζεται κατά τη διάρκεια των πειραμάτων. Εάν μάλιστα, ομοίως με προηγουμένως, το  $x$  θεωρηθεί ίσο με  $3\text{cm}$ , το προκύπτον ύψος είναι περίπου 3,4 φορές μεγαλύτερο. Η καμπυλότητα στη διαρροή υπολογίζεται από τη Σχέση 9.11 και προκύπτει ίση με  $4,23 \cdot 10^{-3}$ . Η πραγματική καμπυλότητα προκύπτει από τη Σχέση:

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_{s2}}{d - d'} \quad (\text{Σχέση 9.16})$$

Στη Σχέση αυτή, αντικαθιστώντας τις ακραίες παραμορφώσεις στη διαρροή, όπως υπολογίστηκαν προηγουμένως, προκύπτει:  $(1/r)_y = 5,44 \cdot 10^{-3}$ . Για τη διάταξη αυτή θα θεωρηθεί λοιπόν, μια προσεγγιστική σχέση για τη καμπυλότητα διαρροής, παρόμοια με τις Σχέσεις Α.7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Η καμπυλότητα στη διαρροή προκύπτει προσεγγιστικά από τη Σχέση:

$$(1/r)_y = 1,71 \frac{f_y}{E_s (d - d')} \quad (\text{Σχέση 9.17})$$

Στη Σχέση 9.11 λαμβάνοντας για τη Δοκό Α  $L_s = 4,42\text{m}/2 = 2,21\text{m}$ ,  $\alpha_v = 1$ , εφόσον η τέμνουσα  $V_{R1}$ , που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή,  $z = d - d' = 0,404\text{m}$ ,  $h = 0,40\text{m}$ ,  $t = 0,004\text{m}$ , την καμπυλότητα που υπολογίστηκε και τις μέσες τιμές χάλυβα και σκυροδέματος, προκύπτει:

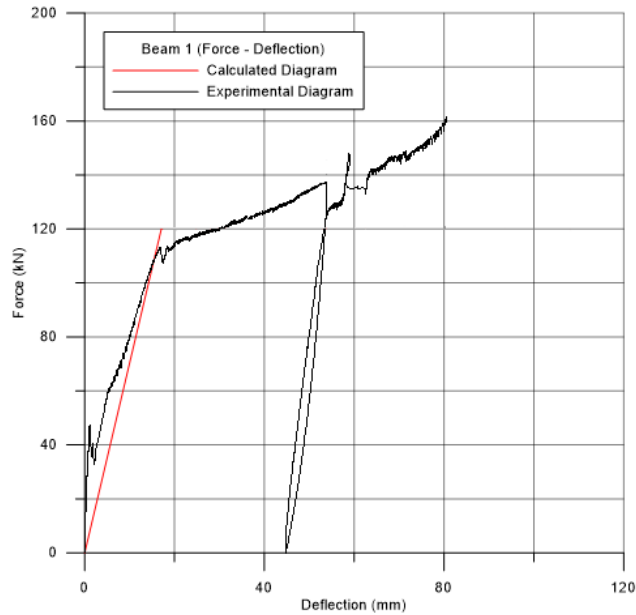
$$\theta_y = 6,5201 \cdot 10^{-3} + \frac{k \cdot 5,44 \cdot 10^{-3} \cdot 0,004\text{m} \cdot 270,25\text{MPa}}{\sqrt{38\text{MPa}}}$$

Η γωνία διαρροή της Δοκού Α στο μέσο της είναι  $7,63 \cdot 10^{-3}\text{rad}$ . Συνεπώς, ο συντελεστής  $k$  θα πρέπει να ισούται με 1,15. Δηλαδή, η Σχέση 9.10 γίνεται:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{1,15 (1/r)_y t f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (\text{Σχέση 9.19})$$

Από τη Σχέση 9.15 η ροπή διαρροής υπολογίζεται ίση με  $97,42\text{kNm}$ . Η ροπή αυτή αντιστοιχεί σε δύναμη  $P_y = 120,17\text{kN}$ . Στη ροπή αυτή βρέθηκε αντίστοιχη γωνία διαρροής  $\theta_y = 7,63 \cdot 10^{-3}\text{rad}$  και κατ' επέκταση μετακίνηση διαρροής  $f_y = 16,834\text{mm}$ . Με βάση αυτά τα στοιχεία προκύπτει η δυσκαμψία στη διαρροής  $10909,71\text{kNm}^2$ .

Στο βέλος διαρροής προστίθεται για λόγους ακρίβειας το πολύ μικρό ελαστικό βέλος κάμψης  $\alpha = 0,210\text{mm}$ , λόγω του ίδιου βάρους της δοκού. Το διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης που προκύπτει σύμφωνα με τα παραπάνω, φαίνεται στο Σχήμα 9.6, στο οποίο παρουσιάζεται και το πραγματικό διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης, που προέκυψε από το πείραμα.



**Σχήμα 9.4:** Υπολογιστικό διάγραμμα μέχρι τη διαρροή και πειραματικό διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης Δοκού Α

### Δοκός Β

Για τη Δοκό Β, εφόσον ο διαμήκης σπλισμός είναι ίδιος με αυτό της Δοκού Α και το ύψος της θλιβόμενης ζώνης που εμφανίζεται στη διαρροή είναι και πάλι περίπου 3cm, το  $\xi_y$  και η καμπυλότητα στη διαρροή  $(1/r)_y$  θα είναι ίδια με της Δοκού Α. Δηλαδή,  $\xi_y=0,0753$  και  $(1/r)_y=5,44 \cdot 10^{-3}$ .

Στη Σχέση 9.10 λαμβάνοντας για τη Δοκό Β  $L_s=4,44\text{m}/2=2,22\text{m}$ ,  $\alpha_v=1$ , εφόσον η τέμνουσα  $V_{R1}$ , που προκαλεί λοξή ρηγματώση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή,  $z=d-d'=0,404\text{m}$ ,  $h=0,40\text{m}$ ,  $t=0,004\text{m}$ , την καμπυλότητα που υπολογίστηκε και τις μέσες τιμές χάλυβα και σκυροδέματος, προκύπτει:

$$\theta_y = 6,5366 \cdot 10^{-3} + \frac{k \cdot 5,44 \cdot 10^{-3} \cdot 0,004\text{m} \cdot 270,25\text{MPa}}{\sqrt{38\text{MPa}}}$$

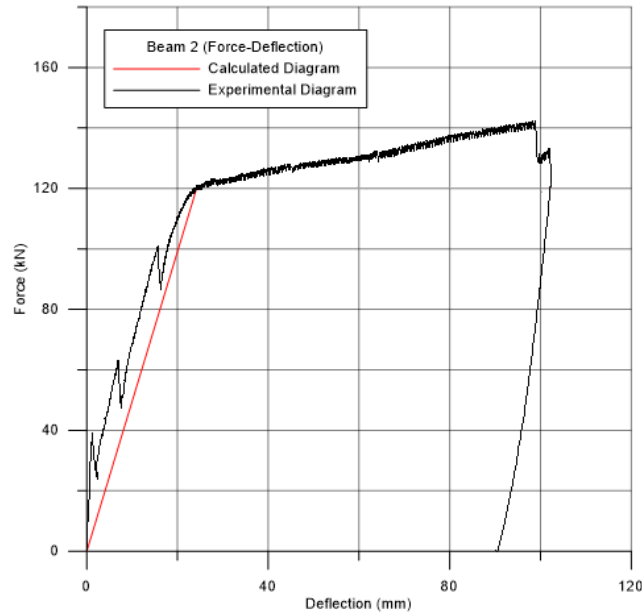
Η γωνία διαρροή της Δοκού Α στο μέσο της είναι  $10,83 \cdot 10^{-3}\text{rad}$ . Συνεπώς, ο συντελεστής  $k$  θα πρέπει να ισούται με 4,5. Δηλαδή, η Σχέση 9.10 γίνεται:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{4,5 (1/r)_y t f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (\text{Σχέση 9.20})$$

Παρατηρείται ότι ο συντελεστής  $k$  στη περίπτωση του ενός κοχλία, είναι περίπου τέσσερις φορές μεγαλύτερος σε σχέση με την περίπτωση των δύο κοχλιών. Η ολίσθηση δηλαδή είναι πολύ μεγαλύτερη, γι' αυτό και παρατηρείται μεγαλύτερη γωνία στη διαρροή.

Από τη Σχέση 9.15 η ροπή διαρροής υπολογίζεται ίση με 97,43kNm. Η ροπή αυτή αντιστοιχεί σε δύναμη  $P_y=120,32\text{kN}$ . Στη ροπή αυτή βρέθηκε αντίστοιχη γωνία διαρροής  $\theta_y=10,84\cdot 10^{-3}\text{rad}$  και κατ' επέκταση μετακίνηση διαρροής  $f_y=24,067\text{mm}$ . Με βάση αυτά τα στοιχεία προκύπτει η δυσκαμψία στη διαρροή  $7765,83\text{kNm}^2$ .

Και εδώ στο βέλος διαρροής προστίθεται το ελαστικό βέλος κάμψης  $a=0,214\text{mm}$ , λόγω του ίδιου βάρους της δοκού. Το διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης που προκύπτει σύμφωνα με τα παραπάνω, φαίνεται στο Σχήμα 9.7, στο οποίο παρουσιάζεται και το πραγματικό διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης, που προέκυψε από το πείραμα



**Σχήμα 9.5:** Υπολογιστικό διάγραμμα μέχρι τη διαρροή και πειραματικό διάγραμμα Δύναμης – Μετακίνησης Δοκού Β

#### Τελικά διαγράμματα Δύναμης – Μετακίνησης

Η μέθοδος που μοιάζει να εξυπηρετεί περισσότερο της ανάγκες αυτής της κατασκευής, προκύπτει από έναν συνδυασμό των παραπάνω. Οι παραμορφώσεις σκυροδέματος και του χάλυβα δεν υπολογίζονται στη μέθοδο που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και γι' αυτό προκύπτουν μεγάλες διαφορές σε σχέση με τη πραγματικότητα στον υπολογισμό του ύψους της θλιβόμενης ζώνης  $x$  και της καμπυλότητας διαρροής  $(1/r)_y$ . Οι παραμορφώσεις και η θλιβόμενη ζώνη στη διαρροή λοιπόν, θα πρέπει να καθορίζονται σύμφωνα με την ισοδυναμία αξονικών δυνάμεων της Σχέση 9.8. και τις σχέσεις του Ευρωκώδικα 2, στις οποίες χρησιμοποιείται ένας αυξητικός συντελεστής για τη παραμόρφωση του θλιβόμενου ελάσματος  $\epsilon_{s2}$ , και με βάση αυτές να καθορίζεται η καμπυλότητα διαρροής. Έτσι, έχοντας θεωρήσει ότι ο εφελκόμενος οπλισμός έχει μόλις διαρρεύσει, η παραμόρφωση του θλιβόμενου ελάσματος και του σκυροδέματος προκύπτουν από τις Σχέσεις:

$$\varepsilon_{s2} = a_1 \varepsilon_{sy} \frac{(x-d_2)}{(d-x)} \quad (\text{Σχέση 9.21})$$

$$\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{sy} \frac{(x-t)}{(x-d_2)} \quad (\text{Σχέση 9.22})$$

Όπου:

$a_1$ : αυξητικός συντελεστής της παραμόρφωσης του θλιβόμενου ελάσματος που ποικίλλει ανάλογα με τον κατά πόσο ακολουθεί το σκυρόδεμα τη παραμόρφωση του θλιβόμενου ή του εφελκυσμένου ελάσματος (εν προκειμένω καθορίστηκε σε τιμές 9,5-12,0).

Με βάση τις παραμορφώσεις που προκύπτουν, υπολογίζεται η καμπυλότητα από τη Σχέση:

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_{s2}}{d-d'} \quad (\text{Σχέση 9.16})$$

Η εναλλακτικά από τη προσεγγιστική Σχέση:

$$(1/r)_y = 1,71 \frac{f_y}{E_s (d-d')} \quad (\text{Σχέση 9.17})$$

Έχοντας υπολογίσει τη καμπυλότητα, θα μπορεί μετά να προσδιοριστεί η γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή  $\theta_y$ , καθώς επίσης και η αντίστοιχη μετακίνηση. Η σχέση υπολογισμού της γωνίας στροφής – χορδής αποτελείται από τρεις όρους, εκ των οποίων ο ένας λαμβάνει υπόψη την εξόλκευση του οπλισμού, δηλαδή εν προκειμένω την ολίσθηση των ελασμάτων. Γι' αυτό και προτιμάται σε σχέση με τον υπολογισμό του βέλους μέσω της εξίσωσης ελαστικής γραμμής.

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{k(1/r)_y t f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (\text{Σχέση 9.23})$$

Όπου:

$k$ : πολλαπλασιαστικός συντελεστής του όρου που λαμβάνει υπόψη την ολίσθηση των ελασμάτων (1,15 για δύο κοχλίες 4,5 για ένα κοχλία)

Η αντίστοιχη μετακίνηση στη διαρροή προκύπτει από τη παρακάτω Σχέση:

$$\theta = \frac{\delta_v}{L_v} \quad (\text{Σχέση 9.9})$$



Η ροπή στη διαρροή προτείνεται να υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2, αν και δεν εμφανίζει μεγάλες διαφορές σε σχέση με τον τύπο που δίνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τον υπολογισμό της ροπής στη διαρροή.

$$M_y = F_c \left( \frac{h}{2} - \zeta x \right) + F_{s2} \left( \frac{h}{2} + d_2 \right) + F_{s1} \left( \frac{h}{2} + d_1 \right) \quad (\text{Σχέση 9.7})$$

Η ροπή στην αστοχία υπολογίζεται όπως στη Σχέση 9.9 για  $F_c=0$  και  $F_{s2}=F_{s1}$ , όπως προκύπτει από την ισοδυναμία αξονικών δυνάμεων, για μηδενικό ύψος θλιβόμενης ζώνης. Από αυτή υπολογίζεται και το αντίστοιχο φορτίο  $F$ .

Η ροπή στη ρηγμάτωση καθορίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 από ισοδυναμία των αξονικών δυνάμεων τη στιγμή που εξαντλείται η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

$$N_{Ed} = N_{Rd} = F_{ct} - F_{s2} = \frac{1}{2} bhf_{cm} - A_s \sigma_{s2} = \frac{1}{2} bhf_{cm} - A_s E_s \varepsilon_{s2} \quad (\text{Σχέση 9.3})$$

$$M_I = M_{Rd} = F_c \left( \frac{h}{2} - \frac{h}{3} \right) + F_{s2} \left( \frac{h}{2} - d_2 \right) \quad (\text{Σχέση 9.4})$$

Η αντίστοιχη βύθιση προκύπτει από την εξίσωση ελαστικής γραμμής σύμφωνα με τη Σχέση:

$$f = \frac{23}{648} \cdot \frac{Pl^3}{(EJ)} \quad (\text{Σχέση 9.5})$$

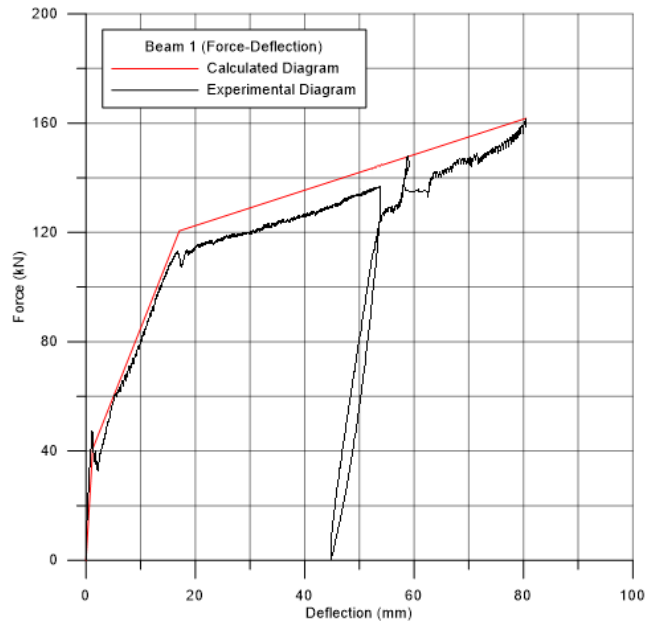
Η Σχέση αυτή αν επιλυθεί ως προς  $(EJ)$ , δίνει τη δυσκαμψία για κάθε φορτίο γνωρίζοντας την αντίστοιχη βύθιση στο μέσο της δοκού.

$$(EJ) = \frac{23}{648} \cdot \frac{Pl^3}{f} \quad (\text{Σχέση 9.2})$$

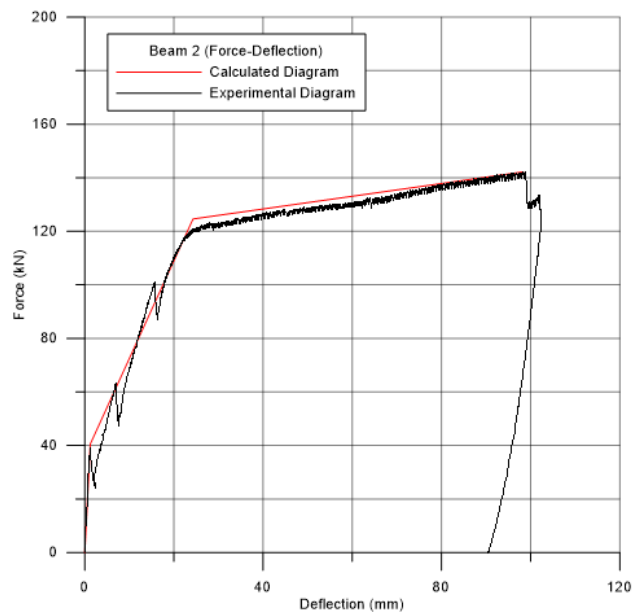
Στις μετακινήσεις που υπολογίζονται, προστίθεται και μία ελαστική μετακίνηση λόγω του ίδιου βάρους της κάθε δοκού, η οποία προκύπτει από τη Σχέση:

$$a = \frac{5ql^4}{384(EJ)} \quad (\text{Σχέση 9.8})$$

Τα τελικά διαγράμματα που προκύπτουν από την εφαρμογή της παραπάνω διαδικασίας για τις δύο δοκούς είναι:



**Σχήμα 9.6:** Υπολογιστικό και πειραματικό τριγραμμικό διάγραμμα Δύναμης - Μετακίνησης Δοκού Α



**Σχήμα 9.7:** Υπολογιστικό και πειραματικό τριγραμμικό διάγραμμα Δύναμης - Μετακίνησης Δοκού Β

### 9.3 Τελικά Συμπεράσματα

Μετά τη διεξαγωγή των πειραμάτων και τις βελτιώσεις που έγιναν στην υπολογιστική διαδικασία, εξάγεται το συμπέρασμα, ότι η τεχνική σχεδιασμού διαζωμάτων τοιχοποιίας με

χαλύβδινα ελάσματα και εγκάρσιους κοχλιωτούς συνδέσμους είναι τελικά εφαρμόσιμη. Απαιτούνται βέβαια ορισμένες βελτιώσεις, τόσο ως προς την ίδια τη κατασκευή, όσο και ως προς τη μέθοδο διαστασιολόγησης και ελέγχου των διαζωμάτων.

Αρχικά, το βασικότερο πρόβλημα που εντοπίζεται, είναι αυτό της μη επαρκούς συνάφειας του σκυροδέματος με τον οπλισμό, η οποία μειώνεται σημαντικά όσο αυξάνεται η ρηγμάτωση και προκαλεί μείωση της δυσκαμψία της κατασκευής. Η συνάφεια δεν εξασφαλίζεται, διότι ο χάλυβας είναι λείος και δεν αναπτύσσονται τάσεις συνάφειας. Η λύση σε αυτό το πρόβλημα επιχειρήθηκε με την χρήση κοχλιών, οι οποίοι εξασφαλίζουν μηχανικά τη συνάφεια, λειτουργώντας όπως οι διατμητικοί ήλοι στις σύμμικτες κατασκευές. Ωστόσο, οι κοχλίες δεν εφάπτονται ούτε στα ελάσματα, αλλά ούτε και στο σκυρόδεμα, αφού από τους κανονισμούς απαιτείται ένα μέγεθος οπής τουλάχιστον 1-2mm μεγαλύτερη από τη διάμετρο του κοχλία. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την ανάπτυξη μετακινήσεων μεταξύ των επιμέρους στοιχείων του διαζώματος, με συνέπεια να μην ισχύει η συνθήκη των κοινών ανηγμένων παραμορφώσεων σκυροδέματος και χάλυβα στην ίδια στάθμη.

Γι' αυτό το λόγο η υπολογιστική διαδικασία που παρατέθηκε στα προηγούμενα κεφάλαια για τον προσδιορισμό της καμπτικής αντοχής και των παραμορφώσεων των ελασμάτων και του σκυροδέματος, σε αυτό το κεφάλαιο τροποποιήθηκε, ώστε να συμφωνεί με τα αποτελέσματα των πειραμάτων. Επίσης, έγινε υπολογισμός και των βελών κάμψης που αναπτύσσονται στις δοκούς, ο οποίος δεν είχε προβλεφθεί αρχικά. Ο υπολογισμός έγινε με δύο μεθόδους. Η πρώτη περιλαμβάνει όλα όσα προβλέπονται από τον Ευρωκώδικα 2 για τον υπολογισμό των ροπών ρηγμάτωσης, διαρροής και αντοχής, καθώς και τον προσδιορισμό του βέλους κάμψης με την εξίσωση ελαστικής γραμμής. Στη δεύτερη, προσδιορίστηκε η γωνία στροφής χορδής στη διαρροή, αντί του βέλους κάμψης, σύμφωνα με το Κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ο προσδιορισμός της ροπής διαρροής έγινε σύμφωνα με το Παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Και στις δύο μεθόδους έγινε κάποιες τροποποιήσεις στις αρχικές σχέσεις, καθώς και χρήση διαφόρων πολλαπλασιαστικών συντελεστών, ώστε να προσαρμοστούν στα πειραματικά δεδομένα. Η τελική μέθοδος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή των διαγραμμάτων Δύναμης – Μετακίνησης, προκύπτει από συνδυασμό των δύο παραπάνω μεθόδων

Επίσης, σε αυτό το κεφάλαιο κυρίως γίνεται αναφορά στους μηχανισμούς κάμψης, που λαμβάνουν χώρα κατά την επιβολή της φόρτισης και στο πως αυτοί επηρεάζονται από το καμπτικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος. Αξίζει να σημειωθεί ωστόσο, ότι παρ' όλο που η δρώσα τέμνουσα δύναμη υπερέβη τη διατμητική αντοχή του σκυροδέματος της δοκού, δε παρατηρήθηκε αστοχία, πράγμα που σημαίνει ότι οι κοχλίες «λειτούργησαν» στη παραλαβή της τέμνουσας.

Επιχειρώντας μια τελική σύγκριση μεταξύ των δύο δοκών που εξετάστηκαν πειραματικά, φαίνεται καθαρά ότι η χρήση δύο κοχλιών αντί για ένα, προσφέρει σαφή πλεονεκτήματα. Η διάταξη στην οποία γίνεται χρήση δύο κοχλιών, έχει καλύτερη γενικότερα συμπεριφορά σε σχέση με αυτή με τον ένα κοχλία αφού εξασφαλίζει μεγαλύτερη συνάφεια. Έτσι, εμφανίζονται μικρότερες ρωγμές και βέλη κάμψης, ως αποτέλεσμα της αυξημένης δυσκαμψίας της. Τέλος, οι δύο κοχλίες προσφέρουν καλύτερη στήριξη στο θλιβόμενο έλασμα έναντι λυγισμού. Τα παραπάνω καθιστούν καταλληλότερη τη διαμόρφωση διαζωμάτων τοιχοποιίας με δύο κοχλίες κατά την εγκάρσια διεύθυνση, αντί για ένα.

#### 9.4 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

Στα πλαίσια αυτής της εργασίας τέθηκαν κάποιες βάσεις για το σχεδιασμό διαζωμάτων τοιχοποιίας με οπλισμό που έχει τη δυνατότητα να αντικαθίσταται. Η διάταξη αυτή έχει αρκετά πλεονεκτήματα και θα μπορούσε να βρει εφαρμογή έπειτα από κάποιες βελτιώσεις. Κρίνεται λοιπόν, απαραίτητη περαιτέρω έρευνα. Αρχικά, προτείνεται η διεξαγωγή πειραμάτων στα οποία θα έχουν τοποθετηθεί πάνω στη δοκό μηχανήματα καταγραφής των παραμορφώσεων των ελασμάτων και του σκυροδέματος, ώστε να μπορούν να καθοριστούν με ακρίβεια οι παραμορφώσεις των επιμέρους στοιχείων και κατ' επέκταση οι ολισθήσεις στις διεπιφάνειες. Επίσης, η πειραματική διερεύνηση μιας δοκού με τέτοιο τρόπο ώστε να αστοχεί σε διάτμηση, μπορεί να δώσει περισσότερα στοιχεία όσον αφορά στο μηχανισμό με τον οποίο οι κοχλίες παραλαμβάνουν τη διάτμηση.

Θα μπορούσαν να διερευνηθούν επιπλέον, διάφοροι τρόποι, που να εξασφαλίζουν καλύτερη συνεργασία των ελασμάτων με το σκυρόδεμα και θα αποφεύγονται ολισθήσεις στις διεπιφάνειες αυτών. Ένας τρόπος που προτείνεται, περιλαμβάνει τη συγκόλληση των περικοχλίων, με τα οποία στερεώνονται οι κοχλίες, στα ελάσματα ώστε να περιορίζονται οι μετακινήσεις των κοχλίων εντός των οπών των ελασμάτων.

Σκοπός είναι να καθοριστούν με ακρίβεια, όλες οι απαιτούμενες αριθμητικές σχέσεις για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο του διαζώματος.





## Παράρτημα Α: Αναλυτικοί Υπολογισμοί Δοκών Α και Β

### A.1 Δοκός Α

Έστω δοκός με διαστάσεις:

πλάτος $b=$	25	cm
ύψος $h=$	40	cm

Στη δοκό τοποθετούνται τα εξής:

ελάσματα άνω και κάτω καθ' ύψος της διατομής με διαστάσεις:

πλάτος $b=$	25	cm
πάχος $t=$	0,4	cm
εμβαδόν $A_s=$	10	cm <sup>2</sup>
$d_1=d_2=$	0,2	cm
$d=$	40,6	cm

κοχλιωτά βλήτρα, τα οποία διαπερνούν τη διατομή σκυροδέματος καθ' ύψος, καθώς και τα ελάσματα:

ποιότητα κοχλιών:	M12	
εμβαδόν διατομής $A_{sw}=$	0,843	cm <sup>2</sup>
διάμετρος οπής $d_0=$	13	mm
διάμετρος σπειρώματος $d=$	12	mm
διαμήκεις αποστάσεις κοχλιών $e_L=$	15	cm
εγκάρσιες αποστάσεις κοχλιών $e_T=$	15	cm
απόσταση από το άκρο κατά την διαμήκη	5	cm
απόσταση από το άκρο κατά την εγκάρσια	5	cm
ύψος περιοκοχλίου $h_\pi=$	1,04	cm

Έστω η ασκούμενη αξονική δύναμη στη δοκό:

$N=$	0	kN
------	---	----

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται στη δοκό είναι:

Σκυρόδεμα:	C30/37	με αντοχή:	$f_{ck}=$	30 MPa
			$f_{cm}=$	38 MPa
			$f_{ctm}=$	2,9 MPa

Δομικός χάλυβας ελασ:	S 235	με αντοχή:	$f_y=$	235 MPa
			$f_{ym}/f_y=1,15 \rightarrow f_{ym}=$	270,25 MPa
			$f_u=$	360 MPa
			$f_{um}/f_u=1,15 \rightarrow f_{um}=$	414 MPa

Χάλυβας βλήτρων:	4,6	με αντοχή:	$f_{yb}=$	240 MPa
			$f_{ybm}/f_{yb}=1,15 \rightarrow f_{ybm}=$	276 MPa
			$f_{ub}=$	400 MPa
			$f_{ubm}/f_{ub}=1,15 \rightarrow f_{ubm}=$	460 MPa

Έστω ότι εφαρμόζουμε στη δοκό με τη δοκιμή τεσσάρων σημείων δύναμη:

$F=$	168,36	kN
------	--------	----

**Φορτία δοκού:**

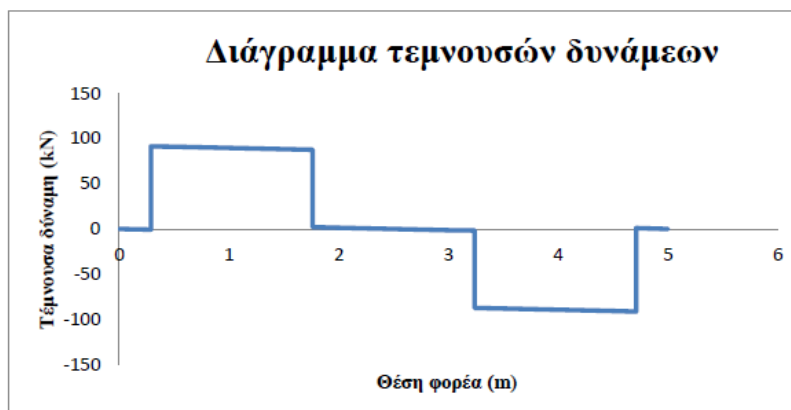
$$\begin{aligned} \gamma_c &= 23,64 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_s &= 78,5 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Άρα:

$$\begin{aligned} \text{ίδιο βάρος σκυροδέματος } g_1 &= 2,36 \text{ kN/m} \\ \text{ίδιο βάρος χάλυβα ελασμάτων } g_2 &= 0,16 \text{ kN/m} \\ \text{ίδιο βάρος χάλυβα κοχλιών } g_3 &= 0,06 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{βάρος διατομής HEB 300 } G_1 &= 1,87 \text{ kN} \\ \text{βάρος γρύλλου και πλακών } G_2 &= 1,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_A = V_B = 92,09 \text{ kN}$$





**Καμπτική αντογή δοκού:**

Ελέγχουμε αρχικά αν ο διαμήκης οπλισμός είναι μεγαλύτερος του ελάχιστου και μικρότερος του μέγιστου επιτρεπόμενου.

$$A_{s,min}=0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b \cdot d = 2,832 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max}=4\% \cdot b \cdot h = 40 \text{ cm}^2$$

**Άρα ο οπλισμός ικανοποιεί τους ελέγχους.**

Με την υπόθεση ότι η αστοχία της δοκού οφείλεται στην αστοχία του εφελκυσμένου οπλισμού, υποθέτουμε ότι η δοκός θα αστοχήσει όταν η παραμόρφωση του εφελκυσμένου ελάσματος φτάνει το 22%. Ωστόσο, επειδή από τα ελάσματα διέρχονται οι κοχλίες, διανοίγονται σε αυτά οπές. Στα σημεία των οπών το εμβαδόν είναι μειωμένο και άρα εκεί θα συμβεί η αστοχία.

Η διατομή του ελάσματος στις θέσεις με οπές κοχλιών έχει εμβαδόν  $A_{net}=A \cdot n \cdot d_0$ :

$$A_{net} = 8,96 \text{ cm}^2$$

Η εφελκυστική δύναμη που καταπονεί το εφελκυσμένο έλασμα στην αστοχία έχει τιμή:  $F_{s1}=A_{net} \cdot f_{um}$

$$\epsilon_{s1} = 22 \%$$

$$f_{um} = 41,400 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{s1} = A_{net} \cdot f_{um} = 370,94 \text{ kN}$$

Για το θλιβόμενο οπλισμό:

Θεωρείται ότι μετά τη διαρροή του χάλυβα του ελάσματος υπάρχει κράτνυση:  $E_{spl}=(f_{um}-f_{ym})/(\epsilon_u-\epsilon_y)$

$$\epsilon_{s2} = 1,545 \%$$

$$\sigma_{s2} = E_s \cdot \epsilon_{s2} = 27,20 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{s2} = \sigma_{s2} \cdot A_s = 272,04 \text{ kN}$$

$$E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{ή}$$

$$E_{spl} = 6940,05 \text{ MPa}$$

Για τη δύναμη του σκυροδέματος έχουμε:

Παραμόρφωση:  $\epsilon_{c2} = 1,428 \%$

Συντελεστής πλήρωσης:  $\alpha = 0,54$

Τάση σκυροδέματος:  $f_{cm} = 3,8 \text{ kN/cm}^2$

$$\epsilon_{c2} = 2 \%$$

$$n = 2$$

$$\sigma_c = 3,49 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_c = 98,90 \text{ kN}$$

Το άθροισμα των αξονικών δυνάμεων πρέπει να ισούται με μηδέν

$$F_c + F_{s2} - F_{s1} = N \rightarrow 0,000 \quad N$$

Άρα προκύπτει ύψος θλιβόμενης ζώνης:  $x = 2,85 \text{ cm}$

Συντελεστής κέντρου βάρους ζ':  $\zeta = 0,36$

Ελέγχουμε εάν ο θλιβόμενος σπλισμός έχει μικρότερη παραμόρφωση από αυτή στο όριο διαρροής, όπως αρχικά υποθέσαμε:

παραμόρφωση στο όριο διαρροής:  $\epsilon_{yd} = 0,00129 = 1,287 \text{ ‰}$

Εάν η παραμόρφωση είναι μεγαλύτερη του ορίου διαρροής τότε λαμβάνεται η τελευταία ως παραμόρφωση του θλιβόμενου σπλισμού

Συνεπώς η καμπτική αντοχή της δοκού είναι:	$M_{Rd} =$	<b>148,65 kNm</b>
Η δρώσα ροπή για δύναμη $P=168,37\text{kN}$ είναι:	$M_{Ed} =$	132,36 kNm

**Η διατομή επαρκεί έναντι κάμψης**

Έλεγχος εφελκόμενου ελάσματος:

Στα ελάσματα αναπτύσσονται αξονικές δυνάμεις  $F_{s1}$  και  $F_{s2}$ . Ο έλεγχος δε θα γίνει όπως στο σχεδιασμό. Θα γίνει για την απομειωμένη διατομή χρησιμοποιώντας τη τιμή  $f_{um}$ , της μέσης τιμής αντοχής των ελασμάτων, σύμφωνα με τη σχέση:  $N_{u,Rd} = A_{net} f_{um}$ .

Άρα:  $N_{u,Rd} = 370,944 \text{ kN}$

**Άρα ο έλεγχος σε εφελκυσμό του ελάσματος ικανοποιείται.**

Έλεγχος σε λυγισμό θλιβόμενου ελάσματος

Κρίσιμο μήκος λυγισμού:	$L_{cr} =$	0,09 m
Ακτίνα αδρανείας:	$i =$	0,001 m
Λυγητότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού:	$\lambda =$	77,942
Οριακή λυγηρότητα ως το σημείο τομής P της οριζόντιας ευθείας για $\sigma = f_y$ :	$\lambda_1 =$	87,562
Συντελεστή ατελειών από το Πίνακα 4.2:	$\alpha =$	0,49

Αντοχή θλιβόμενου ελάσματος σε λυγισμό:  $N_{b,Rd} = \chi A_s f_y / \gamma_{M1}$

Όπου:

	$\lambda' =$	0,890
	$\Phi =$	1,065
Μειωτικός συντελεστής:	$\chi = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda'^2}) =$	0,606
	$A_s =$	10 cm <sup>2</sup>
	$f_y = f_{um} =$	41,4 kN/cm <sup>2</sup>
	$\gamma_{M1} =$	1

Άρα:  $N_{b,Rd} = 250,84 \text{ kN}$

**Το θλιβόμενο έλασμα δεν επαρκεί έναντι λυγισμού.**

**Διατμητική αντοχή δοκού:**

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

$f_c = f_{cm} =$	38 MPa		
$k =$	1,702		
$\rho_1 =$	0,010 < 0,02		
$\sigma_{cp} =$	0 MPa	$N_{Ed} =$	0 kN
$k_1 =$	0,15		
$C_{Rd,c} =$	0,12 0,18/γc		

Άρα  $V_{Rd,c} = 69344,324 \text{ N}$   $69,344 \text{ kN}$

Ο πρώτος όρος  $C_{Rd,c}k(100\rho_1f_{ck})^{1/3}$  δε χρειάζεται να είναι μικρότερος από την τιμή:

$v_{min} = 0,038k^{3/2}f_{ck}^{1/2} \rightarrow v_{min} = 0,520$   $V_{Rd} = 0,683 \text{ kN}$

Οπότε:  $V_{Rd,c} = 69,344 \text{ kN}$  και  $V_{Ed} = 91,337 \text{ kN}$

Άρα υπολογίζουμε τον οπλισμό με βάση τη VEd

Το γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού του διατμητικού οπλισμού που τοποθετείται στη δοκό είναι:

$$\rho_w = 4,496 \%$$

Ελέγχουμε αν ο οπλισμός διάτμησης είναι μεγαλύτερος του ελάχιστου και μικρότερος του μέγιστου ορίου.

$$\rho_{w,min} = A_{sw,min}/(b_w s) = 0,08\sqrt{(f_{ck})/f_{yk}} = 0,00179 = 1,787 \%$$

$$\rho_{w,max} = 0,5a_{cw}v_1f_{cd}/f_{yd} = 0,03503 = 35,026 \%$$

Όπου:

$$a_{cw} = 1 \text{ για μη προενταταμένα στοιχεία}$$

$$v_1 = 0,5088 \text{ μειωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω της ετερόσημης διαξονικής έντασης του σκυροδέματος}$$

#### Ο διατμητικός οπλισμός της δοκού επαρκεί.

#### Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών

Για τους συνδετήρες ισχύουν οι εξής περιορισμοί αποστάσεων:

*Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα:*

Μέγιστη διαμήκης απόσταση συνδετήρων:  $s_{L,max} = 30,45 \text{ cm}$

Μέγιστη εγκάρσια απόσταση σκελών συνδετήρων:  $s_{t,max} = 30,45 \text{ cm}$

*Σύμμικτες κατασκευές:*

Ελάχιστη εγκάρσια απόσταση:  $min e_T = 2,5d = 3 \text{ cm}$

Ελάχιστη διαμήκης απόσταση:  $min e_L = 5d = 6 \text{ cm}$

Μέγιστη διαμήκης απόσταση:  $max e_L = \min(6h_c, 80\text{cm}) = 80 \text{ cm}$

*Μεταλλικές κατασκευές:*

Ελάχιστη απόσταση από το άκρο:  $e_1 = 1,2d_0 = 1,56 \text{ cm}$

Μέγιστη απόσταση από το άκρο:  $e_1 = 4t + 4 = 5,6 \text{ cm}$

Ελάχιστη απόσταση από άκρο:  $e_2 = 1,2d_0 = 1,56 \text{ cm}$

Μέγιστη απόσταση από το άκρο:  $e_2 = 4t + 4 = 5,6 \text{ cm}$

Ελάχιστο βήμα  $p_1$ :  $p_1 = 2,2d_0 = 2,86 \text{ cm}$

Μέγιστο βήμα  $p_1$ :  $p_1 = \min(14t, 20\text{cm}) = 5,6 \text{ cm}$

Ελάχιστο βήμα  $p_2$ :  $p_2 = 2,4d_0 = 3,12 \text{ cm}$

Μέγιστο βήμα  $p_2$ :  $p_2 = \min(14t, 20\text{cm}) = 20 \text{ cm}$

**Οι διαμήκεις αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών δεν ικανοποιούν τους περιορισμούς.**

**Οι εγκάρσιες αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών ικανοποιούν τους περιορισμούς.**

**Οι αποστάσεις των κοχλιών από τα άκρα των ελασμάτων ικανοποιούνται.**

Συνεπώς η διατμητική αντοχή της δοκού είναι:  
 Όπου:

$V_{s,Rd} =$	<b>113,36 kN</b>
$z = 0,9d =$	36,54 cm

Η δρώσα ροπή για δύναμη  $P=168,37\text{kN}$  είναι:

$$V_{Ed} = 91,34 \text{ kN}$$

**Η δοκός επαρκεί έναντι τέμνουσας.**

**Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση**

Αντοχή σχεδιασμού κοχλιών σε συνδέσεις άντυνας έναντι διατμητικών δυνάμεων

Μεταλλικές κατασκευές

Αντοχή σε διάτμηση:

$$F_{v,Rd} = \beta_{Lr} m n a_v f_{ub} A / \gamma_{M2}$$

όπου

$\beta_{Lr} =$	1	
$m =$	1	
$n =$	2	
$a_v =$	0,6	για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8: $a_v = 0,6$
$f_{ubm} =$	460 MPa	για κατηγορίες 10.9: $a_v = 0,5$
$A =$	0,843 cm <sup>2</sup>	Για την κατηγορία που επιλέξαμε έχουμε:
$\gamma_{M2} =$	1	$a_v =$ <b>0,6</b>

Άρα:

$F_{v,Rd} =$	<b>46,53 kN</b>
--------------	-----------------

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας:

$$F_{b,Rd} = k_1 a_b f_u d t m / \gamma_{M2}$$

$k_1 = \min\{2,8e_2/d_0 - 1,7; 1,4p_2/d_0 - 1,7; 2,5\} =$	2,5
$a_b = \min\{e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 1/4; f_{ub}/f_u; 1\} =$	1,000
$f_u =$	414 MPa
$d =$	1,2 cm
$t =$	0,400 cm
$m =$	1
$\gamma_{M2} =$	1

Άρα:

$F_{b,Rd} =$	<b>49,68 kN</b>
--------------	-----------------

Σύμμικτες κατασκευές

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας σκυροδέματος:

$$P_{b,Rd} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$$

όπου:

$\alpha =$	1	Ύψος ήλου:	40 cm
$d =$	1,2 cm		
$f_{ck} = f_{cm} =$	38 MPa		
$E_{cm} =$	33 GPa		
$\gamma_v =$	1		
Άρα:		$P_{b,Rd} =$	<b>38,97 kN</b>

Η δύναμη που παραλαμβάνει κάθε κοιλίας είναι:

$$F_{Rd} = \min\{F_{b,Rd}, F_{v,Rd}\} = 38,97 \text{ kN}$$

Για τη διατομή έχουμε τα εξής γεωμετρικά χαρακτηριστικά:

Ροπή αδρανείας για την αρηγμάτωτη διατομή:

$$\mu = E_s / E_{cm} = 6,364 \quad 7$$

Ισχύει ότι:  $A_c(x-h/2) + \mu A'_s(x+d') = \mu A_s(d-x)$  από όπου προκύπτει ο ουδέτερος άξονας x:

$$\begin{aligned} A_c(x-h/2) + \mu A'_s(x+d') &= 1309,472 \\ \mu A_s(d-x) &= 1309,472 \\ x &= 20,023 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J_g &= bh^3/12 + \mu A_s(h/2+d_1/2)^2 + \mu A'_s(h/2+d_2/2)^2 \\ J_g &= 185265,697 \text{ cm}^4 = 0,00185 \text{ m}^4 \\ (EJ_g) &= 61137,68 \text{ kNm}^2 \end{aligned}$$

Ροπή αδρανείας για τη ρηγματωμένη διατομή:

Γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού  $\rho = \rho' = 0,00985$

$$x = 2,851 \text{ cm} \quad \text{KB}$$

$$\begin{aligned} J_{cr} &= (1/3bx^3 + bx(h/2 - (x-t)/2)^2 + \mu A_s(h/2+d_1/2)^2 + \mu A'_s(h/2+d_2/2)^2)bd^3 \rightarrow \\ J_{cr} &= 77103,432 \text{ cm}^4 = 0,00077 \text{ m}^4 \\ (EJ_{cr}) &= 25444,132 \text{ kNm}^2 \end{aligned}$$

Στατική ροπής ελάσματος:

$$S = 202,000 \text{ cm}^3$$

Άρα η διατμητική ροή στη διεπιφάνεια του ελάσματος και του σκυροδέματος δίνεται από τη σχέση:

$$v_{L,Ed} = V_{Ed} S / J$$

Για την αρηγμάτωτη διατομή:

$$\begin{aligned} \text{Για } V_{Ed} &= 91,337 \text{ kN} \\ v_{L,Ed} &= 0,09959 \text{ kN/cm} = 9,959 \text{ kN/m} \\ \text{Τα βλήτρα είναι σε αποστάσεις;} & \quad s = 15 \text{ cm} \\ \text{Παραλαμβάνουν δύναμη το καθένα;} & \quad P_{Rd} = 38,970 \text{ kN} \end{aligned}$$

Η δύναμη που παραλαμβάνουν τα βλήτρα ανά μέτρο είναι:  $2F_{Rd}/s$

$$\begin{aligned} \text{Άρα θα είναι:} & \quad \boxed{519,60 \text{ kN/m}} \\ v_{L,Ed} &= 9,959 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

**Τα βλήτρα επαρκούν σε διαμήκη διάτμηση.**

Για τη ρηγματωμένη διατομή:

$$\begin{aligned} \text{Για } V_{Ed} &= 91,34 \text{ kN} \\ v_{L,Ed} &= 0,23929 \text{ kN/cm} = 23,929 \text{ kN/m} \\ \text{Έχοντας τοποθετήσει βλήτρα σε αποστάσεις } s &= 15 \text{ cm} \\ \text{που παραλαμβάνουν δύναμη το καθένα } P_{Rd} &= 38,970 \text{ kN} \end{aligned}$$

Η δύναμη που παραλαμβάνουν τα βλήτρα ανά μέτρο είναι:  $2F_{Rd}/s$

$$\begin{aligned} \text{Άρα θα είναι: } & \boxed{519,60 \text{ kN/m}} \\ v_{L,Ed} &= 23,929 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

**Τα βλήτρα επαρκούν σε διαμήκη διάτμηση,**

**Επιμέρους έλεγχοι κοιλίων, σπειρωμάτων και ελασμάτων**

Αντοχή κοιλίων σε διάτμηση

$$F_{v,Rd} = \beta_L \alpha_n \alpha_v f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$$

$$\begin{aligned} & \boxed{F_{v,Rd} = 46,53 \text{ kN}} \\ F_{v,Ed} &= F_{s1}/m' = 17,664 \text{ kN} \end{aligned}$$

Θα πρέπει:

$$F_{v,Rd} > F_{v,Ed}$$

όπου:

$$m' = 21 \text{ ο αριθμός των κοιλίων που παραλαμβάνουν την αξονική δύναμη του ελάσματος}$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Αντοχή κορμού σε εφελκυσμό:

$$F_{t,Rd} = k_2 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$$

$$\begin{aligned} \text{όπου: } k_2 &= 0,63 \text{ για κοιλίες βυθισμένης κεφαλής} \\ k_2 &= 0,9 \text{ για όλες τις άλλες περιπτώσεις} \\ \gamma_{M2} &= 1 \\ f_{ub} = f_{ubm} &= 46 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Άρα: } & \boxed{F_{t,Rd} = 34,90 \text{ kN}} \\ F_{t,Ed} &= (V_{Ed} - V_{Rd,c})/2 = 10,996 \text{ kN} \end{aligned}$$

Θα πρέπει:

$$F_{t,Rd} > F_{t,Ed}$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται**

Έλεγχος σε σύνθετη καταπόνηση εφελκυσμού και διάτμησης:

$$\text{Θα πρέπει: } F_{v,Ed}/P_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1.4F_{t,Rd} < 1$$

$$\boxed{F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1.4F_{t,Rd} = 0,605}$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Αντοχή ελάσματος σε σύνθλιψη άντυνας

$$F_{b,Rd} = k_1 a_b f_u d t_m / \gamma_{M2}$$

$F_{b,Rd} =$	<b>49,68 kN</b>
$F_{b,Ed} =$	$F_{s1}/m' = 17,664 \text{ kN}$

Θα πρέπει:

$$F_{b,Rd} > F_{b,Ed}$$

όπου:

$$m' = 21 \text{ ο αριθμός των κοχλιών που παραλαμβάνουν την αξονική δύναμη του ελάσματος}$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυνας

$$P_{b,Rd} = 0.29 a d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$$

$P_{b,Rd} =$	<b>38,97 kN</b>
$F_c/m' =$	$4,710 \text{ kN}$

Θα πρέπει:

$$P_{b,Rd} > F_c/m'$$

όπου:

$$m' = 21 \text{ ο αριθμός των κοχλιών που παραλαμβάνουν την αξονική δύναμη του ελάσματος}$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Αντοχή σε διάτρηση:

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$$

όπου:

$$\begin{aligned} t_p &= 0,4 \text{ cm} \\ d_m &= 1,955 \text{ cm} \\ f_u &= 360 \text{ MPa} \\ \gamma_{M2} &= 1 \end{aligned}$$

διάμετροι περικοχλίου:  
περτεγγραμμένου κύκλου: 21,1 mm  
εγγεγραμμένου κύκλου: 18 mm

Άρα:

$B_{p,Rd} =$	<b>53,065 kN</b>
$F_{t,Ed} =$	$10,996 \text{ kN}$

Θα πρέπει:

$$B_{p,Rd} > F_{t,Ed}$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Έλεγχος επιφανειακής τάσης σπειρώματος

Ο έλεγχος θα γίνει με την επιφανειακή τάση του που αναπτύσσεται στο σπείρωμα.

Επιφάνεια σπειρώματος που παραλαμβάνει τη δύναμη:  $A_s = h_r (\pi d_2 H_1) / P$

Θα πρέπει να ισχύει:

$$\sigma_b = F/A_\sigma = FP/(h_\pi(\pi d_2 H_1)) \leq (\sigma_b)_{\text{επ}}$$

όπου:

	$P =$	0,175 cm	βήμα του σπειρώματος
	$H_1 =$	0,09472225 cm	ύψος σπειρώματος
	$d_2 =$	1,0863 cm	μέση διάμετρος κοχλίας
	$(\sigma_b)_{\text{επ}} =$	από 40 έως 70 MPa	επιτρεπόμενη επιφανειακή τάση (έστω ότι έχουμε κοχλίας από χάλυβα και περικόχλιο από χυτοσίδηρο στη δυσμενέστερη ταχύτητα, δηλαδή μέτρια)
	$h_\pi =$	1,04 cm	ύψος περικοχλίου

Άρα θα έχουμε:

$\sigma_b =$	57,240 MPa
--------------	------------

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Διατμητική τάση σπειρώματος

Η μέση διατμητική τάση στο σπείρωμα του κοχλίας είναι:  $\tau_k = F/(\pi d_3 n b)$

όπου:

	$d_3 =$	0,9858 cm	
	$n b = h_\pi =$	1,04 cm	b το ύψος της σπείρας στην εσωτερική διάμετρο

Έχουμε λοιπόν:

$\tau_k =$	34,141 MPa
$\tau_y^{\text{διατμ}}/\eta =$	138 MPa

Θα πρέπει:

$$\tau_k \leq \tau_y^{\text{διατμ}}/\eta = 0,5 f_{yb}/\eta$$

όπου:

$$\eta = 1 \text{ συντελεστής ασφαλείας, ο οποίος εδώ λαμβάνεται ίσος με } 1$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Η μέση διατμητική τάση στο σπείρωμα του περικοχλίου είναι:  $\tau_\pi = F/(\pi D_1 n b)$

όπου:

$$D_1 = 1,0106 \text{ cm}$$

Έχουμε λοιπόν:

$\tau_\pi =$	33,303 MPa
$\tau_y^{\text{διατμ}}/\eta =$	287,5 MPa

Θα πρέπει:

$$\tau_\pi \leq \tau_y^{\text{διατμ}}/\eta = 0,5 S_u/\eta$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Συμπέρασμα

Σύμφωνα με τους παραπάνω ελέγχους η δοκός αστοχεί σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος, το οποίο έχει αντοχή σε λυγισμό  $N_{b,Rd} = 250,84 \text{ kN}$ . Η δοκός λοιπόν, δε προλαβαίνει να αστοχήσει σε κάμψη. Η μέγιστη ροπή που αναπτύσσεται όταν το θλιβόμενο έλασμα αστοχεί σε τοπικό λυγισμό είναι  $M_{Rd} = M_{Ed} = 132,36 \text{ kNm}$  για εξωτερικό φορτίο  $F = 168,36 \text{ kN}$ .



## A.2 Δοκός Β

Εστω δοκός με διαστάσεις:

πλάτος $b=$	25	cm
ύψος $h=$	40	cm

Στη δοκό τοποθετούνται τα εξής:

ελάσματα άνω και κάτω καθ' ύψος της διατομής με διαστάσεις:

πλάτος $b=$	25	cm
πάχος $t=$	0,4	cm
εμβαδόν $A_s=$	10	cm <sup>2</sup>
$d_1=d_2=$	0,2	cm
$d=$	40,6	cm

κοχλιωτά βλήτρα, τα οποία διαπερνούν τη διατομή σκυροδέματος καθ' ύψος, καθώς και τα ελάσματα:

ποιότητα κοχλιών:	M16	
εμβαδόν διατομής $A_{sw}=$	1,57	cm <sup>2</sup>
διάμετρος οπής $d_o=$	18	mm
διάμετρος σπειρώματος $d=$	16	mm
διαμήκεις αποστάσεις κοχλιών $e_L=$	15	cm
εγκάρσιες αποστάσεις κοχλιών $e_T=$	0	cm
απόσταση από το άκρο κατά την διαμήκη	5	cm
απόσταση από το άκρο κατά την εγκάρσια	12,5	cm
ύψος περιοκοχλίου $h_n=$	1,48	cm

Εστω η ασκούμενη αξονική δύναμη στη δοκό:

$N=$	0	kN
------	---	----

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται στη δοκό είναι:

Σκυρόδεμα:	C30/37	με αντοχή:	$f_{ck}=$	30 MPa
			$f_{cm}=$	38 MPa
			$f_{ctm}=$	2,9 MPa

Δομικός χάλυβας ελασ:	S 235	με αντοχή:	$f_y=$	235 MPa
			$f_{ym}/f_y=1,15 \rightarrow f_{ym}=$	270,25 MPa
			$f_u=$	360 MPa
			$f_{um}/f_u=1,15 \rightarrow f_{um}=$	414 MPa

Χάλυβας βλήτρων:	4,6	με αντοχή:	$f_{yb}=$	240 MPa
			$f_{ybm}/f_{yb}=1,15 \rightarrow f_{ybm}=$	276 MPa
			$f_{ub}=$	400 MPa
			$f_{ubm}/f_{ub}=1,15 \rightarrow f_{ubm}=$	460 MPa

Εστω ότι εφαρμόζουμε στη δοκό με τη δοκιμή τεσσάρων σημείων δύναμη:

$F=$	173,39	kN
------	--------	----

**Φορτία δοκού:**

$$\gamma_c = 23,64 \text{ kN/m}^3$$

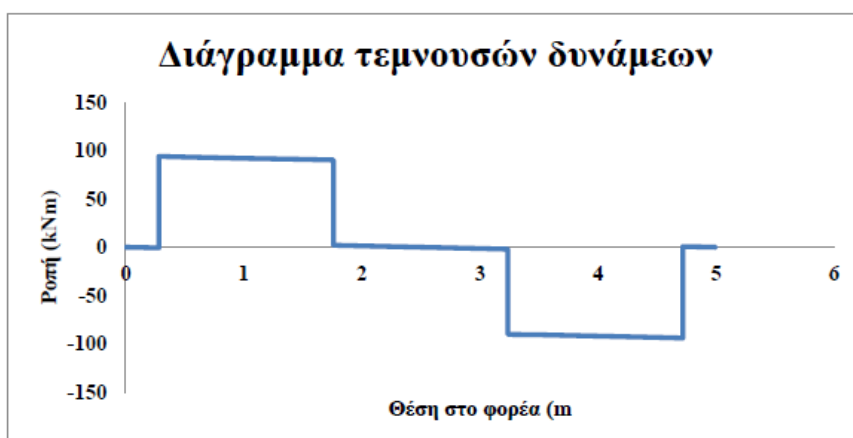
$$\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

Άρα:

$$\begin{aligned} \text{ίδιο βάρος σκυροδέματος } g_1 &= 2,36 \text{ kN/m} \\ \text{ίδιο βάρος χάλυβα ελασμάτων } g_2 &= 0,16 \text{ kN/m} \\ \text{ίδιο βάρος χάλυβα κοχλιών } g_3 &= 0,05 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{βάρος διατομής HEB 300 } G_1 &= 1,87 \text{ kN} \\ \text{βάρος γρύλλου και πλακών } G_2 &= 1,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_A = V_B = 94,58 \text{ kN}$$



**Καμπτική αντογή δοκού:**

Ελέγχουμε αρχικά αν ο διαμήκης οπλισμός είναι μεγαλύτερος του ελάχιστου και μικρότερος του μέγιστου επιτρεπόμενου.

$$A_{s,min}=0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b \cdot d = 2,832 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max}=4\% \cdot b \cdot h = 40 \text{ cm}^2$$

**Άρα ο οπλισμός ικανοποιεί τους ελέγχους.**

Με την υπόθεση ότι η αστοχία της δοκού οφείλεται στην αστοχία του εφελκόμενου οπλισμού, υποθέτουμε ότι η δοκός θα αστοχήσει όταν η παραμόρφωση του εφελκόμενου ελάσματος φτάνει το 22%. Ωστόσο, επειδή από τα ελάσματα διέρχονται οι κοχλίες, διανοίγονται σε αυτά οπές. Στα σημεία των οπών το εμβαδόν είναι μειωμένο και άρα εκεί θα συμβεί η αστοχία.

Η διατομή του ελάσματος στις θέσεις με οπές κοχλίων έχει εμβαδόν  $A_{net}=A \cdot n \cdot d_0$ :

$$A_{net} = 9,28 \text{ cm}^2$$

Η εφελκυστική δύναμη που καταπονεί το εφελκόμενο έλασμα στην αστοχία έχει τιμή:  $F_{s1}=A_{net} \cdot f_{um}$

$$\varepsilon_{s1} = 22 \text{ ‰}$$

$$f_{um} = 41,400 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{s1} = A_{net} \cdot f_{um} = 384,19 \text{ kN}$$

Για το θλιβόμενο οπλισμό:

Θεωρείται ότι μετά τη διαρροή του χάλυβα του ελάσματος υπάρχει κράτνυση:  $E_{spl}=(f_{um}-f_{ym})/(\varepsilon_u-\varepsilon_y)$

$$\varepsilon_{s2} = 1,633 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2} = 27,26 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{s2} = \sigma_{s2} \cdot A_s = 272,65 \text{ kN}$$

$$E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

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

$$E_{spl} = 6940,05 \text{ MPa}$$

Για τη δύναμη του σκυροδέματος έχουμε:

Παραμόρφωση:  $\varepsilon_{c2} = 1,516 \text{ ‰}$

Συντελεστής πλήρωσης:  $\alpha = 0,57$

Τάση σκυροδέματος:  $f_{cm} = 3,8 \text{ kN/cm}^2$

$$\varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$$

$$n = 2$$

$$\sigma_c = 3,58 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_c = 111,54 \text{ kN}$$

Το άθροισμα των αξονικών δυνάμεων πρέπει να ισούται με μηδέν

$$F_c + F_{s2} - F_{s1} = N \rightarrow 0,000 \quad 0$$

Άρα προκύπτει ύψος θλιβόμενης ζώνης:  $x = 2,99 \text{ cm}$

Συντελεστής κέντρου βάρους ζ':  $\zeta = 0,36$

Ελέγχουμε εάν ο θλιβόμενος οπλισμός έχει μικρότερη παραμόρφωση από αυτή στο όριο διαρροής, όπως αρχικά υποθέσαμε:

$$\begin{aligned} \text{παραμόρφωση στο όριο διαρροής:} \quad \varepsilon_{yd} &= 0,00129 = \\ &= 1,287 \% \end{aligned}$$

Εάν η παραμόρφωση είναι μεγαλύτερη του ορίου διαρροής τότε λαμβάνεται η τελευταία ως παραμόρφωση του θλιβόμενου οπλισμού

Συνεπώς η καμπτική αντοχή της δοκού είναι:	$M_{Rd} =$	<b>153,78 kNm</b>
Η δρώσα ροπή για δύναμη $P=173,39\text{kN}$ είναι:	$M_{Ed} =$	136,70 kNm

### Η διατομή επαρκεί έναντι κάμψης

Έλεγχος εφελκόμενου ελάσματος:

Στα ελάσματα αναπτύσσονται αξονικές δυνάμεις  $F_{s1}$  και  $F_{s2}$ .

Ο έλεγχος δε θα γίνει όπως στο σχεδιασμό. Θα γίνει για την απομειωμένη διατομή χρησιμοποιώντας τη τιμή  $f_{um}$ , της μέσης τιμής αντοχής των ελασμάτων, σύμφωνα με τη σχέση:  $N_{u,Rd} = A_{net} f_{um}$ .

Άρα:	$N_{u,Rd} =$	<b>384,192 kN</b>
------	--------------	-------------------

**Άρα ο έλεγχος σε εφελκυσμό του ελάσματος ικανοποιείται.**

Έλεγχος σε λυγισμό θλιβόμενου ελάσματος

Κρίσιμο μήκος λυγισμού:	$L_{cr} =$	0,09 m
Ακτίνα αδρανείας:	$i =$	0,001 m
Λυγητότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού:	$\lambda =$	77,942
Οριακή λυγηρότητα ως το σημείο τομής P της οριζόντιας ευθείας για $\sigma = f_y$ :	$\lambda_1 =$	87,562
Συντελεστή ατελειών από το Πίνακα 4.2:	$\alpha =$	0,49

Αντοχή θλιβόμενου ελάσματος σε λυγισμό:  $N_{b,Rd} = \chi A_s f_u / \gamma_{M1}$

Όπου:	$\lambda' =$	0,890
	$\Phi =$	1,065
Μειωτικός συντελεστής:	$\chi = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda'^2}) =$	0,606
	$A_s =$	10 cm <sup>2</sup>
	$f_u = f_{um} =$	41,4 kN/cm <sup>2</sup>
	$\gamma_{M1} =$	1

Άρα:	$N_{b,Rd} =$	<b>250,84 kN</b>
------	--------------	------------------

**Το θλιβόμενο έλασμα δεν επαρκεί έναντι λυγισμού.**

### Διατμητική αντοχή δοκού:

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

$f_c = f_{cm} =$	38 MPa		
$k =$	1,702		
$\rho_1 =$	0,010 < 0,02		
$\sigma_{cp} =$	0 MPa	$N_{Ed} =$	0 kN
$k_1 =$	0,15		
$C_{Rd,c} =$	0,12 0,18/γc		

Αρα  $V_{Rd,c} = 69344,324 \text{ N} = 69,344 \text{ kN}$

Ο πρώτος όρος  $C_{Rd,c}k(100\rho_1f_{ck})^{1/3}$  δε χρειάζεται να είναι μικρότερος από την τιμή:

$v_{min} = 0,038k^{3/2}f_{ck}^{1/2} \rightarrow v_{min} = 0,520 \quad V_{Rd} = 0,683 \text{ kN}$

Οπότε:  $V_{Rd,c} = 69,344 \text{ kN}$  και  $V_{Ed} = 93,661 \text{ kN}$

Αρα υπολογίζουμε τον οπλισμό με βάση τη VEd

Το γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού του διατμητικού οπλισμού που τοποθετείται στη δοκό είναι:

$\rho_w = 8,373 \%$

Ελέγχουμε αν ο οπλισμός διάτμησης είναι μεγαλύτερος του ελάχιστου και μικρότερος του μέγιστου ορίου.

$\rho_{w,min} = A_{sw,min}/(b_w s) = 0,08\sqrt{f_{ck}}/f_{yk} = 0,00179 = 1,787 \%$   
 $\rho_{w,max} = 0,5a_{cw}v_1f_{cd}/f_{yd} = 0,03503 = 35,026 \%$

Οπου:

$a_{cw} = 1$  για μη προενταταμένα στοιχεία  
 $v_1 = 0,5088$  μειωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω της ετερόσημης διαξονικής έντασης του σκυροδέματος

**Ο διατμητικός οπλισμός της δοκού επαρκεί.**

Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών

Για τους συνδετήρες ισχύουν οι εξής περιορισμοί αποστάσεων:

*Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα:*

Μέγιστη διαμήκης απόσταση συνδετήρων:  $s_{l,max} = 30,45 \text{ cm}$   
 Μέγιστη εγκάρσια απόσταση σκελών συνδετήρων:  $s_{t,max} = 30,45 \text{ cm}$

*Σύμμικτες κατασκευές:*

Ελάχιστη διαμήκης απόσταση:  $\min e_L = 5d = 8 \text{ cm}$   
 Μέγιστη διαμήκης απόσταση:  $\max e_L = \min(6h_c, 80\text{cm}) = 80 \text{ cm}$

*Μεταλλικές κατασκευές:*

Ελάχιστη απόσταση από το άκρο:  $e_1 = 1,2d_0 = 2,16 \text{ cm}$   
 Μέγιστη απόσταση από το άκρο:  $e_1 = 4t + 4 = 5,6 \text{ cm}$   
 Ελάχιστη απόσταση από άκρο:  $e_2 = 1,2d_0 = 2,16 \text{ cm}$   
 Μέγιστη απόσταση από το άκρο:  $e_2 = 4t + 4 = 5,6 \text{ cm}$

Ελάχιστο βήμα  $p_1$ :  $p_1 = 2,2d_0 = 3,96 \text{ cm}$   
 Μέγιστο βήμα  $p_1$ :  $p_1 = \min(14t, 20\text{cm}) = 5,6 \text{ cm}$

**Οι διαμήκεις αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών δεν ικανοποιούν τους περιορισμούς.**

**Οι αποστάσεις των κοχλιών από τα άκρα των ελασμάτων δεν ικανοποιούνται.**

Συνεπώς η διατμητική αντοχή της δοκού είναι:  
Όπου:

$V_{s,Rd} =$	<b>105,56 kN</b>
$z = 0,9d =$	36,54 cm

Η δρώσα ροπή για δύναμη  $P=173,39\text{kN}$  είναι:

$V_{Ed} =$	93,66 kN
------------	----------

**Η δοκός επαρκεί έναντι τέμνουσας.**

**Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση**

Αντοχή σχεδιασμού κοχλίων σε συνδέσεις άντυνας έναντι διατμητικών δυνάμεων

Μεταλλικές κατασκευές

Αντοχή σε διάτμηση:

$$F_{v,Rd} = \beta_{Lf} m n a_v f_{ub} A / \gamma_{M2}$$

όπου

$\beta_{Lf} =$	1	
$m =$	1	
$n =$	1	
$a_v =$	0,6	για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8: $a_v = 0,6$
$f_{ubm} =$	460 MPa	για κατηγορίες 10.9: $a_v = 0,5$
$A =$	1,57 cm <sup>2</sup>	Για την κατηγορία που επιλέξαμε έχουμε:
$\gamma_{M2} =$	1	$a_v =$ <b>0,6</b>

Άρα:

$F_{v,Rd} =$	<b>43,33 kN</b>
--------------	-----------------

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας:

$$F_{b,Rd} = k_1 a_b f_u d t m / \gamma_{M2}$$

$k_1 = \min\{2,8e_2/d_0 - 1,7; 1,4p_2/d_0 - 1,7; 2,5\} =$	2,5
$a_b = \min\{e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 1/4; f_{ub}/f_u; 1\} =$	0,926
$f_u =$	414 MPa
$d =$	1,6 cm
$t =$	0,400 cm
$m =$	1
$\gamma_{M2} =$	1

Άρα:

$F_{b,Rd} =$	<b>61,33 kN</b>
--------------	-----------------

Σύμμικτες κατασκευές

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας σκυροδέματος:

$$P_{b,Rd} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} / \gamma_v$$

όπου:

$\alpha =$	1	Ύψος ήλου:	40 cm
$d =$	1,6 cm		
$f_{ck} = f_{cm} =$	38 MPa		
$E_{cm} =$	33 GPa		
$\gamma_v =$	1		
Άρα:		$P_{b,Rd} =$	<b>51,96 kN</b>

Για τη ρηγματωμένη διατομή:

$$\begin{aligned} \text{Για } V_{Ed} &= 93,66 \text{ kN} \\ v_{L,Ed} &= 0,24210 \text{ kN/cm} = 24,210 \text{ kN/m} \\ \text{Έχοντας τοποθετήσει βλήτρα σε αποστάσεις } s &= 15 \text{ cm} \\ \text{που παραλαμβάνουν δύναμη το καθένα } P_{Rd} &= 43,332 \text{ kN} \end{aligned}$$

Η δύναμη που παραλαμβάνουν τα βλήτρα ανά μέτρο είναι:  $F_{Rd}/s$

$$\begin{aligned} \text{Άρα θα είναι: } & \boxed{288,88 \text{ kN/m}} \\ v_{L,Ed} &= 24,210 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

**Τα βλήτρα επαρκούν σε διαμήκη διάτμηση,**

**Επιμέρους έλεγχοι κοχλιών, σπειρωμάτων και ελασμάτων**

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

$$F_{v,Rd} = \beta_L \alpha_{sp} n_a f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$$

$$\begin{aligned} & \boxed{F_{v,Rd} = 43,33 \text{ kN}} \\ F_{v,Ed} &= F_{s1}/m' = 18,295 \text{ kN} \end{aligned}$$

Θα πρέπει:

$$F_{v,Rd} > F_{v,Ed}$$

όπου:

$$m' = 21 \text{ ο αριθμός των κοχλιών που παραλαμβάνουν την αξονική δύναμη του ελάσματος}$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Αντοχή κορμού σε εφελκυσμό:

$$F_{t,Rd} = k_2 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$$

$$\begin{aligned} \text{όπου: } k_2 &= 0,63 \text{ για κοχλίες βυθισμένης κεφαλής} \\ k_2 &= 0,9 \text{ για όλες τις άλλες περιπτώσεις} \\ \gamma_{M2} &= 1 \\ f_{ub} = f_{ubm} &= 46 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Άρα: } & \boxed{F_{t,Rd} = 65,00 \text{ kN}} \\ F_{t,Ed} &= (V_{Ed} - V_{Rd,c})/2 = 12,158 \text{ kN} \end{aligned}$$

Θα πρέπει:

$$F_{t,Rd} > F_{t,Ed}$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται**

Έλεγχος σε σύνθετη καταπόνηση εφελκυσμού και διάτμησης:

$$\text{Θα πρέπει: } F_{v,Ed}/P_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1.4F_{t,Rd} < 1$$

$$\boxed{F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1.4F_{t,Rd} = 0,556}$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Αντοχή ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας

$$F_{b,Rd} = k_1 a_b f_u d t_m / \gamma_{M2}$$

$F_{b,Rd} =$	<b>61,33 kN</b>
$F_{b,Ed} =$	$F_{s1}/m' = 18,295 \text{ kN}$

Θα πρέπει:

$$F_{b,Rd} > F_{b,Ed}$$

όπου:

$$m' = 21 \text{ ο αριθμός των κοχλιών που παραλαμβάνουν την αξονική δύναμη του ελάσματος}$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας

$$P_{b,Rd} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$$

$P_{b,Rd} =$	<b>51,96 kN</b>
$F_c/m' =$	5,312 kN

Θα πρέπει:

$$P_{b,Rd} > F_c/m'$$

όπου:

$$m' = 21 \text{ ο αριθμός των κοχλιών που παραλαμβάνουν την αξονική δύναμη του ελάσματος}$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Αντοχή σε διάτρηση:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$$

όπου:	$t_p =$	0,4 cm
	$d_m =$	2,54 cm
	$f_u =$	360 MPa
	$\gamma_{M2} =$	1

διάμετροι περικοχλίου:	
περιγεγραμμένου κύκλου:	26,8 mm
εγγεγραμμένου κύκλου:	24 mm

Άρα:	$B_{p,Rd} =$	<b>68,944 kN</b>
	$F_{t,Ed} =$	12,158 kN

Θα πρέπει:

$$B_{p,Rd} > F_{t,Ed}$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Έλεγχος επιφανειακής τάσης σπειρώματος

Ο έλεγχος θα γίνει με την επιφανειακή τάση του που αναπτύσσεται στο σπείρωμα.

Επιφάνεια σπειρώματος που παραλαμβάνει τη δύναμη:  $A_\sigma = h_\pi (\pi d_2 H_1) / P$



Η δύναμη που παραλαμβάνει κάθε κοχλίας είναι:

$$F_{Rd} = \min\{F_{b,Rd}, F_{v,Rd}\} = 43,33 \text{ kN}$$

Για τη διατομή έχουμε τα εξής γεωμετρικά χαρακτηριστικά:

Ροπή αδρανείας για την αρηγμάτωτη διατομή:

$$\mu = E_s/E_{cm} = 6,364$$

Ισχύει ότι:  $A_c(x-h/2) + \mu A'_s(x+d') = \mu A_s(d-x)$  από όπου προκύπτει ο ουδέτερος άξονας x:

$$A_c(x-h/2) + \mu A'_s(x+d') = 1309,472$$

$$\mu A_s(d-x) = 1309,472$$

$$x = 20,023$$

$$J_g = bh^3/12 + \mu A_s(h/2+d_1/2)^2 + \mu A'_s(h/2+d_2/2)^2$$

$$J_g = 185265,697 \text{ cm}^4 = 0,00185 \text{ m}^4$$

$$(EJ_g) = 61137,68 \text{ kNm}^2$$

Ροπή αδρανείας για τη ρηγματωμένη διατομή:

Γεωμετρικό ποσοστό σπλισμού  $\rho = \rho' = 0,00985$

$$x = 2,991 \text{ cm}$$

KB

$$J_{cr} = (1/3bx^3 + bx(h/2 - (x-t)/2)^2 + \mu A_s(h/2+d_1/2)^2 + \mu A'_s(h/2+d_2/2)^2)bd^3 \rightarrow$$

$$J_{cr} = 78148,019 \text{ cm}^4 = 0,00078 \text{ m}^4$$

$$(EJ_{cr}) = 25788,846 \text{ kNm}^2$$

Στατική ροπής ελάσματος:

$$S = 202,000 \text{ cm}^3$$

Άρα η διατμητική ροή στη διεπιφάνεια του ελάσματος και του σκυροδέματος δίνεται από τη σχέση:

$$v_{L,Ed} = V_{Ed}S/J$$

Για την αρηγμάτωτη διατομή:

Για  $V_{Ed} = 93,661 \text{ kN}$

$$v_{L,Ed} = 0,10212 \text{ kN/cm} = 10,212 \text{ kN/m}$$

Τα βλήτρα είναι σε αποστάσεις:  $s = 15 \text{ cm}$

Παραλαμβάνουν δύναμη το καθένα:  $P_{Rd} = 43,332 \text{ kN}$

Η δύναμη που παραλαμβάνουν τα βλήτρα ανά μέτρο είναι:  $F_{Rd}/s$

Άρα θα είναι:  $288,88 \text{ kN/m}$

$$v_{L,Ed} = 10,212 \text{ kN/m}$$

**Τα βλήτρα επαρκούν σε διαμήκη διάτμηση.**

Θα πρέπει να ισχύει:

$$\sigma_b = F/A_\sigma = FP / (h_\pi (\pi d_2 H_1)) \leq (\sigma_b)_{\text{επ}}$$

όπου:

P=	0,2 cm	βήμα του σπειρώματος
H <sub>1</sub> =	0,108254 cm	ύψος σπειρώματος
d <sub>2</sub> =	1,4701 cm	μέση διάμετρος κοχλίας
(σ <sub>b</sub> ) <sub>επ</sub> =	από 40 έως 70 MPa	επιτρεπόμενη επιφανειακή τάση (έστω ότι έχουμε κοχλίας από χάλυβα και περικόχλιο από χυτοσίδηρο στη δυσμενέστερη ταχύτητα, δηλαδή μέτρια)
h <sub>π</sub> =	1,48 cm	ύψος περικοχλίου

Άρα θα έχουμε:

$\sigma_b =$	<b>32,863 MPa</b>
--------------	-------------------

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Διατμητική τάση σπειρώματος

Η μέση διατμητική τάση στο σπείρωμα του κοχλίας είναι:  $\tau_k = F / (\pi d_3 n b)$

όπου:

d <sub>3</sub> =	1,3456 cm	
nb=h <sub>π</sub> =	1,48 cm	b το ύψος της σπείρας στην εσωτερική διάμετρο

Έχουμε λοιπόν:

$\tau_k =$	<b>19,434 MPa</b>
$\tau_y^{\text{διατμ}} / \eta =$	138 MPa

Θα πρέπει:

$$\tau_k \leq \tau_y^{\text{διατμ}} / \eta = 0,5 f_{yb} / \eta$$

όπου:

$\eta =$  1 συντελεστής ασφαλείας, ο οποίος εδώ λαμβάνεται ίσος με 1

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Η μέση διατμητική τάση στο σπείρωμα του περικοχλίου είναι:  $\tau_\pi = F / (\pi D_1 n b)$

όπου:

$$D_1 = 1,3835 \text{ cm}$$

Έχουμε λοιπόν:

$\tau_\pi =$	<b>18,901 MPa</b>
$\tau_y^{\text{διατμ}} / \eta =$	287,5 MPa

Θα πρέπει:

$$\tau_\pi \leq \tau_y^{\text{διατμ}} / \eta = 0,5 S_u / \eta$$

**Ο έλεγχος ικανοποιείται.**

Συμπέρασμα

Σύμφωνα με τους παραπάνω ελέγχους η δοκός αστοχεί σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος, το οποίο έχει αντοχή σε λυγισμό  $N_{b,Rd} = 250,84 \text{ kN}$ . Η δοκός λοιπόν, δε προλαβαίνει να αστοχήσει σε κάμψη. Η μέγιστη ροπή που αναπτύσσεται όταν το θλιβόμενο έλασμα αστοχεί σε τοπικό λυγισμό είναι  $M_{Rd} = M_{Ed} = 136,05 \text{ kNm}$  για εξωτερικό φορτίο  $F = 173,39 \text{ kN}$ .





## Παράρτημα Β: Βιβλιογραφία

R.A. Barnes, P.S. Baglin, G.C. Mays, N.K. Subedi (2001), *External steel plate systems for the shear strengthening of reinforced concrete beams*, Elsevier Science Ltd

Augusto Gomez, Julio Appleton, *Strengthening design of concrete beams by addition of steel plates*, Lisbon: Department of Civil Engineering, IST, Technical University of Lisbon

Awadh E. Ajeel, Rana Hashim Ghedan, Dina Mukheef Hamza (2011), *Replacing of Internal Tension Bars by External Bonded Plate*, Journal of Engineering and Development, Vol. 15

European Committee for Standardization (CEN) (2004), *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, EN 1992-1-1, Brussels

European Committee for Standardization (CEN) (2005), *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, EN 1993-1-1, Brussels

Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) (2012), *Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΝ.ΕΠΕ.): 7.2.2: Παραμόρφωση διαρροής στοιχείου, Παράρτημα 7Α, Παράρτημα 7Β*, Αθήνα

Υπουργείο Υποδομών, Μεταφορών και Δικτύων – Γενική Γραμματεία Υποδομών – Γενική Διεύθυνση Τεχνικής Υποστήριξης (2015), *Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος (ΚΤΣ): Κεφάλαιο Γ: Γ1 – Έλεγχος σκυροδέματος για αντοχή σε θλίψη*, Αθήνα

Ιωάννης Κ. Βάγιας (2010), *Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα*, Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος

Ιωάννης Κ. Βάγιας, Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος, Γεώργιος Ι. Ιωαννίδης (2013), *Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με Παραδείγματα Εφαρμογής*, Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος

Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός (2010), *Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Εισαγωγή στο σχεδιασμό με βάση το θεωρητικό υπόβαθρο των κανονισμών*, Αθήνα: Εκδόσεις Συμεών

Ιωάννης Βάγιας, Γιάννης Παλαμάς, Κωνσταντίνος Τάτσης, Παύλος Θανόπουλος (2009), *Οδηγός Σχεδιασμού Σύμμικτων Κτηρίων*, Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος

Χρήστος Α. Παπαδόπουλος (2009), *Στοιχεία Μηχανών*, Αθήνα: Εκδόσεις Τζιόλα

G. Niemann (2005), *Στοιχεία Μηχανών*, Αθήνα: Εκδόσεις: Fountas

Χαράλαμπος Κ. Μπανιωτόπουλος (2003), *Συνδέσεις Μεταλλικών Κατασκευών στα Πλαίσια των Ευρωκωδίκων 3 & 9*, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις Ζήτη

Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος (2014), *Τυπολόγιο Υπολογισμού Στοιχείων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες EC2.1.1 και EC8.1*, Αθήνα: Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Ευάγγελος Γ. Παπαδάκης (2004), *Υπολογισμός Διάρκειας Ζωής Οπλισμένου Σκυροδέματος λόγω Διάβρωσης Οπλισμού*, Ιωάννινα: Ημερίδα Τεχνολογίας Σκυροδέματος και Χαλύβων, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας

Πλούταρχος Γιαννόπουλος (2004), *Σχεδιασμός Φορέων από Σκυρόδεμα με Βάση τον Ευρωκώδικα 2, Μέρος 1-1 (EN1992-1-1)*, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο – Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος

Κωνσταντίνος Σπυράκος (2004), *Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία: Κεφάλαιο 4.3.2: Ενίσχυση Δοκών*, Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας

Ασημίνα Κουντεμάνη (2008), *Καμπτική Ενίσχυση Δοκών με Σύνθετα Υλικά ή Χαλύβδινα Ελάσματα (Επικολλητά ή μέσα σε Αυλάκια)*, 14<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών, Πάτρα

### **Ιστοσελίδες**

<http://en.wikipedia.org/wiki>

<http://www.fme.aegean.gr>

<http://www.b2bmetal.eu>

