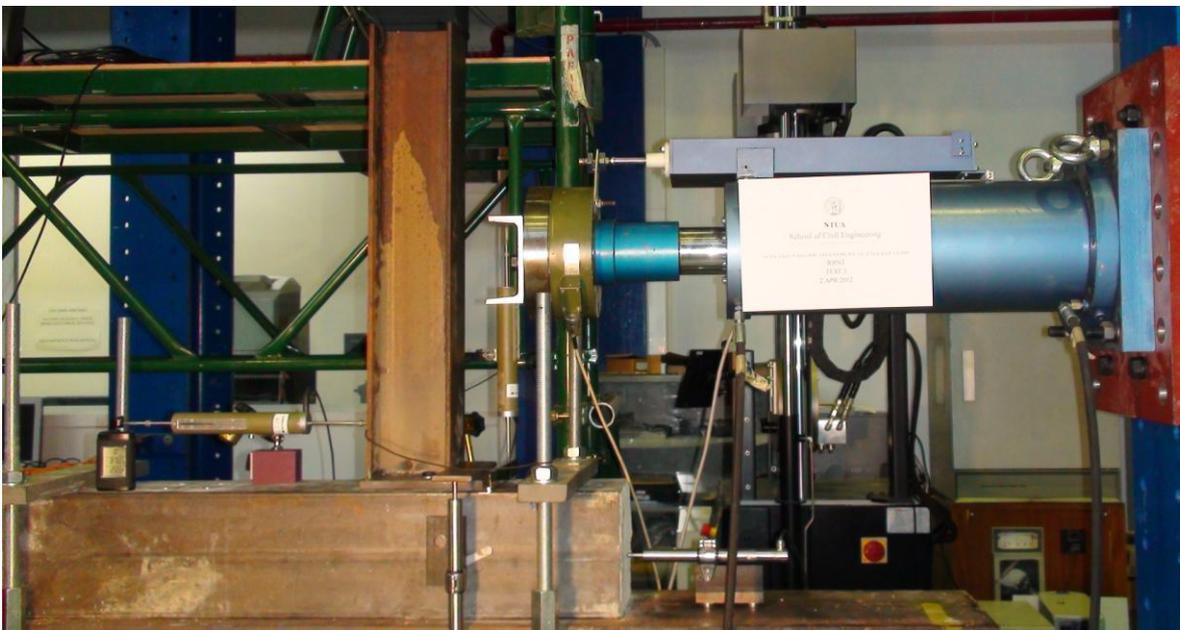




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Συμπεριφορά αγκυρίων σύνδεσης δοκών με υποστυλώματα κοίλης χαλύβδινης διατομής γεμισμένης με σκυρόδεμα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ευγενία Κ. Σαββάκη

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Συνεπιβλέπων: Ξενοφών Λιγνός

Αθήνα, Οκτώβριος 2012

EMK ΔΕ 2012 20

Σαββάκη Ε. Κ. (2012).
Συμπεριφορά αγκυρίων σύνδεσης δοκών με υποστυλώματα κοίλης χαλύβδινης διατομής
γεμισμένης με σκυρόδεμα
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2012 20
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Savvaki E. K. (2012).
Anchors' behaviour which connect beams to concrete filled hollow section columns
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2012 20
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece.

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	5
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή	9
2 Σύμμικτα υποστυλώματα και κόμβοι δοκών –υποστυλωμάτων	11
2.1 Εισαγωγή.....	11
2.2 Σύμμικτα υποστυλώματα	12
2.2.1 Γενικά.....	12
2.2.2 Κατασκευαστικοί κανόνες σύμμικτων υποστυλωμάτων	13
2.3 Συνδέσεις σύμμικτων κατασκευών – σύμμικτοι κόμβοι.....	15
2.3.1 Γενικά.....	15
2.3.2 Ταξινόμηση κόμβων	15
2.3.3 Μόρφωση κόμβων σύμμικτων στοιχείων	18
3 Στοιχεία σχεδιασμού αγκυρώσεων.....	23
3.1 Εισαγωγή.....	23
3.2 Τύποι αγκυρίων	24
3.3 Μοντέλα αστοχίας αγκυρίων.....	25
3.4 Βασικές κατασκευαστικές απαιτήσεις	26
3.4.1 Επιτρεπόμενα χαρακτηριστικά αγκυρίων	26
3.4.2 Επιτρεπόμενες διαμορφώσεις αγκυρώσεων.....	26
3.4.3 Κατάσταση μέλους από σκυρόδεμα.....	27
3.5 Υπολογισμός των αποτελεσμάτων των δράσεων.....	28
3.5.1 Εφελκυσμός	28
3.5.2 Διάτμηση.....	29
3.6 Υπολογισμός αντιστάσεων –Έλεγχοι.....	31
3.6.1 Αντοχή αγκυρίων – έλεγχοι έναντι εφελκυσμού.....	31
3.6.2 Αντοχή αγκυρίων – έλεγχοι έναντι τέμνουσας	35
3.6.3 Συνδυασμός εφελκυσμού και διάτμησης	39
4 Πειραματική διαδικασία.....	41
4.1 Εισαγωγή.....	41
4.2 Περιγραφή συσκευών.....	41
4.3 Σχεδιασμός πειραματικών μοντέλων	43
4.4 Κατασκευή πειραματικών δοκιμίων.....	47
5 Ανάλυση πειραματικών αποτελεσμάτων.....	53
5.1 Υπολογισμός αντοχών και φορτίων των αγκυρίων με βάση την ETAG 011 – Annex C ...	53
5.1.1 Αναλυτικός υπολογισμός των αντοχών των αγκυρίων	53
5.1.2 Τρόπος υπολογισμού των δυνάμεων στα αγκύρια.....	57
5.2 1 ^ο πείραμα.....	59
5.3 2 ^ο πείραμα.....	62
5.4 3 ^ο πείραμα.....	65
5.5 4 ^ο πείραμα.....	71
5.6 5 ^ο πείραμα.....	75
5.7 6 ^ο πείραμα.....	78
5.8 Συγκεντρικά αποτελέσματα πειραμάτων – σύγκριση φορτίων αγκυρίων με αντοχές	81

5.9 Υπολογισμός στροφικής δυσκαμψίας και στροφικής ικανότητας του κόμβου με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα.....	87
6 Συμπεράσματα.....	95
7 Βιβλιογραφία.....	99

Συμπεριφορά αγκυρίων σύνδεσης δοκών με υποστυλώματα κοίλης χαλύβδινης διατομής γεμισμένης με σκυρόδεμα

Σαββάκη Ε. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η πειραματική διερεύνηση της συμπεριφοράς μηχανικών αγκυρίων διογκούμενης κεφαλής, χρησιμοποιούμενα ως μέσο σύνδεσης δοκού σε υποστύλωμα κοίλης χαλύβδινης διατομής γεμισμένης με σκυρόδεμα.

Παρά την ευρεία διάδοση των σύμμικτων κατασκευών, παρατηρείται η έλλειψη κανονιστικού πλαισίου μόρφωσης σύμμικτων κόμβων δοκού – υποστυλώματος, σε περιπτώσεις κατά τις οποίες απαιτείται η σύνδεση δοκού σε σύμμικτο υποστύλωμα κοίλης διατομής, όταν έχει ολοκληρωθεί η διαδικασία της πλήρωσής του με σκυρόδεμα και η ωρίμανση αυτού. Έτσι στόχος της εργασίας είναι η εξέταση της δυνατότητας χρήσης αγκυρίων για το σκοπό αυτό και η αξιολόγηση της καταλληλότητά τους. Ο τύπος αγκυρίων, που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή των πειραματικών κόμβων επιλέχθηκε έτσι ώστε μετά την εγκατάσταση των αγκυρίων στο πληρωμένο με σκυρόδεμα υποστύλωμα, να είναι δυνατή η μετέπειτα προσάρτηση στο υποστύλωμα της μετωπικής πλάκας με τη συγκολλημένη επί αυτής δοκό.

Προκειμένου να σχηματιστεί μια εποπτική εικόνα σε σχέση με τις εφαρμογές των αγκυρίων, τις ιδιότητες και τους τρόπους αστοχίας τους, δίνονται συνοπτικά οι κυριότερες διατάξεις δύο ευρέως αποδεκτών και διαδεδομένων ευρωπαϊκών οδηγιών σχεδιασμού αγκυρώσεων. Στις οδηγίες αυτές, σε συνδυασμό με τις σχετικές διατάξεις από τους Ευρωκώδικες 3 και 4, βασίστηκε ο σχεδιασμός των πειραματικών μοντέλων. Συγκεκριμένα, το μοντέλο της έρευνας ήταν ένας μονόπλευρος κόμβος αποτελούμενος από ένα υποστύλωμα κοίλης τετραγωνικής διατομής, με εγκιβωτισμένο σκυρόδεμα και μια χαλύβδινη δοκό τύπου HEA, συγκολλημένη στο ένα άκρο της με μετωπική πλάκα, η οποία προσαρτάται μέσω των αγκυρίων στο υποστύλωμα. Πραγματοποιήθηκαν έξι πειράματα, όπου το πειραματικό μοντέλο υποβαλλόταν σε μονοτονική στατική φόρτιση στο ελεύθερο άκρο της δοκού, μέχρι την ολοκληρωτική αστοχία του κόμβου. Η παράμετρος που σε κάθε πείραμα διαφοροποιούνταν ήταν η απόσταση του σημείου επιβολής του φορτίου στη δοκό από τη διεπιφάνεια μετωπικής πλάκας – υποστυλώματος.

Από την ανάλυση των πειραματικών αποτελεσμάτων προκύπτει ότι τα αγκύρια καταπονήθηκαν από δυνάμεις εφελκυσμού και διάτμησης με τιμές κατά πολύ μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες αντοχές που δίνονται στην τεχνική τους έγκριση. Επίσης η κοίλη χαλύβδινη διατομή εμπόδιζε την αστοχία του σκυροδέματος, η οποία κατά τα άλλα θα ήταν κρίσιμη, με αποτέλεσμα σε όλες τις δοκιμές να εκδηλώνεται αστοχία των αγκυρίων. Η αστοχία των αγκυρίων ήταν ψαθυρή για υψηλές τιμές τέμνουσας και όλκιμη για καταπόνηση κυρίαρχα σε εφελκυσμό, ενώ ανά πείραμα παρουσίαζε διαφοροποιήσεις και η στροφική απόκριση του κόμβου. Τέλος, για μια συγκριτική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων χρήσιμη θα ήταν στο μέλλον η πειραματική μελέτη ανάλογου κόμβου, με χρήση διαφορετικού τύπου αγκυρίων ή με διαφορετική διαμόρφωση της σύνδεσης.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2012 20

**Anchors' behaviour which connect beams to concrete filled hollow
section columns**

Savvaki E. K. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The object of the present diploma thesis is the experimental investigation of the behaviour of mechanical undercut anchors, used as a means of connecting beam to concrete filled hollow section column.

Despite the widespread diffusion of composite structures, a lack in regulative frames for the formation of beam to column composite joints is observed in cases in which the connection of the beam to the concrete filled hollow section column is required when the procedure of its repletion with the concrete has been completed and has matured. Thus, the goal of this thesis is to examine the possibility of using anchors to this end along with the evaluation of their adequacy. The type of anchors, which were used for the construction of the experimental joints, was chosen so that upon the installation of the anchors into the concrete filled column, the annexation at the column of the backing plate with the welded beam would be possible.

In order for a supervisory image concerning the anchors' applications, properties and failure modes to be formed, the main ordinances of the two most accepted and widespread anchor design guides are given. The design of the experimental models was based on these guides, in conjunction with the relative regulations from Eurocodes 3 and 4. Particularly, the model of this research was a single-sided joint, which consisted of a square concrete filled hollow section column and a HEA steel beam, welded on the one side to a frontal plate, which was annexed to the column through the anchors. Six experiments were conducted, in which the experimental model was subjected to a monotone, static load from the free end of the beam until the completed failure of the joint. The parameter which changed in each experiment was the distance from the point the load was placed on the beam to the interface of the frontal plate – column.

The analysis of the experiments' results showed that the values representing the strain that the anchors underwent from the tension and shear forces were much larger than the design resistance which was given in their technical approval. Moreover, the steel hollow section obstructed the concrete's failure, which, under other circumstances, would have been critical, which resulted in the failure of the anchors in all the attempts made. The failure of the anchors was brittle for high secant values and ductile for the strain dominant in tension, while it presented differences and rotational response to the joint in each experiment. Finally, so as to achieve a comparative evaluation of the results, an experimental study on a corresponding joint with the usage of a different type of anchor or with a different connection formation would be useful in the future.

Ευχαριστίες

Για την ολοκλήρωση αυτής της διπλωματικής εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Ιωάννη Βάγια, Καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ.Π., διευθυντή του Τομέα Δομοστατικής και επιβλέποντα της παρούσας εργασίας, για την πολύτιμη επιστημονική του καθοδήγηση.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες εκφράζονται επίσης στον Δρ. Ξενοφόντα Λιγνό για το χρόνο που αφιέρωσε στην παρακολούθηση της πορείας της διπλωματικής, την καθοδήγηση που προσέφερε και τον καθοριστικό ρόλο που είχε στην διεξαγωγή των πειραμάτων. Επίσης ευχαριστίες απευθύνονται στην εταιρεία Hilti, για τη δωρεά των αγκυρίων που χρησιμοποιήθηκαν για τη μόρφωση των πειραματικών δοκιμών.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους φίλους για τη βοήθεια τους καθώς και τις Ελένη Κουντουράκη και Έλλη Καφανάκη για τη συμβολή τους.

1 Εισαγωγή

Βρισκόμαστε σε μια περίοδο που ο κλάδος των κατασκευών παρουσιάζει δύο αντιφατικά χαρακτηριστικά. Από τη μια, η οικοδομική δραστηριότητα, σε παγκόσμιο επίπεδο, αλλά με πολύ πιο έντονο και εμφανή –σε όλους τους επιμέρους τομείς της– τρόπο στον ελληνικό χώρο, έχει υποστεί μια άνευ προηγουμένου ύφεση, ως ακόμα μια συνέπεια της παγκόσμιας καπιταλιστικής κρίσης. Από την άλλη, ανακαλύψεις νέων είτε βελτιώσεις υφιστάμενων τεχνολογιών, εφαρμογές νέων μεθόδων σχεδιασμού και τρόπων κατασκευής, νέα υλικά ή αξιοποίηση παλιών με επαναστατικό τρόπο εμφανίζονται διαρκώς, δημιουργώντας έτσι νέους τομείς και δυνατότητες στην επιστήμη του Πολιτικού Μηχανικού.

Οι σύμμικτες κατασκευές αποτελούν έναν από τους σημαντικότερους τέτοιους νέους τομείς στην Ελλάδα, αφού στις περισσότερες προηγμένες χώρες του κόσμου έχουν εδώ και χρόνια εκτεταμένη εφαρμογή. Η τόσο διαδεδομένη και ολοένα εντεινόμενη χρήση τους οφείλεται στην πληθώρα των πλεονεκτημάτων που παρουσιάζουν, έναντι των αμιγώς μεταλλικών ή από οπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευών, που προκύπτουν από τον συνδυασμό, κατά βέλτιστο τρόπο, των δύο πιο γνωστών δομικών υλικών, του χάλυβα και του σκυροδέματος.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον, σε μια σύμμικτη κατασκευή, παρουσιάζουν οι περιοχές σύνδεσης των σύμμικτων δομικών μελών της, οι κόμβοι. Ωστόσο, εδώ πρέπει να πούμε ότι ο Ευρωκώδικας 4, βάσει του οποίου γίνεται ο σχεδιασμός των σύμμικτων κατασκευών, δεν ορίζει, στη σημερινή του μορφή, ένα σαφές και πλήρες πλαίσιο σχεδιασμού και ανάλυσης των διάφορων δυνατών μορφών σύμμικτων κόμβων δοκού – υποστυλώματος. Η έλλειψη αυτή, τόσο στον EC4 όσο και σε λοιπούς κανονισμούς σε εθνικό αλλά και διεθνικό επίπεδο, αποτέλεσε και το βασικό κίνητρο της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Συγκεκριμένα, μελετάται η σύνδεση μεταλλικής δοκού σε υποστύλωμα κοίλης χαλύβδινης διατομής γεμισμένης με σκυρόδεμα, χρησιμοποιώντας σα μέσο σύνδεσης μεταλλικά αγκύρια διογκούμενης κεφαλής. Αυτός ο τύπος σύμμικτου κόμβου παρουσιάζει ιδιαίτερα μεγάλη δυσκολία μόρφωσης, λόγω της μορφής της κοίλης διατομής του υποστυλώματος, είτε αυτή είναι κοιλοδοκός είτε σωλήνας. Οι τρόποι σύνδεσης της δοκού στο υποστύλωμα, που συνήθως χρησιμοποιούνται σε αυτή την περίπτωση, είναι ιδιαίτερα πολύπλοκοι, ενώ καθιστούν αδύνατη τη σύνδεση της μεταλλικής δοκού στο υποστύλωμα σε φάση μεταγενέστερη της πλήρωσής του με σκυρόδεμα, π.χ. για την τοποθέτηση μεσοπατώματος. Επιχειρήθηκε έτσι η χρησιμοποίηση μεταλλικών αγκυρίων, ως ένας εναλλακτικός και καινοτόμος τρόπος σύνδεσης, που υπερπηδά τα δύο προαναφερθέντα προβλήματα και εξετάστηκε εργαστηριακά η συμπεριφορά τους. Με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα και τα συμπεράσματα που θα εξαχθούν από την ανάλυσή τους, θα αξιολογηθεί η ορθότητα ή μη της επιλογής αυτής και θα εκτιμηθεί η δυνατότητα μόρφωσης κόμβων χρησιμοποιώντας αγκύρια ίδιου ή διαφορετικού τύπου.

2 Σύμμικτα υποστυλώματα και κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων

2.1 Εισαγωγή

Όπως ειπώθηκε και στην Εισαγωγή, οι σύμμικτες κατασκευές, από χάλυβα και σκυρόδεμα, αποτελούν τις τελευταίες δεκαετίες έναν ευρέως διαδεδομένο και με ιδιαίτερο ενδιαφέρον τύπο κατασκευής. Κερδίζουν συνεχώς έδαφος έναντι των κτιρίων που κατασκευάζονται αμιγώς από δομικό χάλυβα ή οπλισμένο σκυρόδεμα, αφού συνδυάζουν με βέλτιστο τρόπο τα πλεονεκτήματα των επιμέρους υλικών τους. Ένα από τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα, που επιφέρει αυτή η συνεργασία των υλικών, είναι πως επιτρέπει να γεφυρωθούν μεγάλα ανοίγματα σε περιπτώσεις υψηλών φορτίων με μεταλλικές διατομές μικρών διαστάσεων και με μείωση του ποσοστού του απαιτούμενου χάλυβα οπλισμού. Επίσης το φαινόμενο του καθολικού και τοπικού λυγισμού περιορίζεται σημαντικά, ενώ στις περιπτώσεις εγκιβωτισμένων μεταλλικών διατομών σε σκυρόδεμα αυξάνεται αρκετά η προστασία του χάλυβα από διάβρωση και πυρκαγιά. Όλα αυτά καθιστούν τις σύμμικτες κατασκευές γρήγορες στην εκτέλεση, υψηλά ανθεκτικές, ελαφρές, οικονομικές και με αυξημένη αντισεισμικότητα. Στην εξαιρετική αντισεισμική τους συμπεριφορά οφείλεται και η ιδιαίτερα μεγάλη διάδοσή τους σε σεισμογενείς περιοχές, με χαρακτηριστικό παράδειγμα την Ιαπωνία, όπου ήδη από τη δεκαετία του 1930 είχε ξεκινήσει η συστηματική χρήση σύμμικτων στοιχείων σε οικοδομικά έργα.

Στην Ελλάδα, ακόμα και σήμερα, δεν μπορούμε να πούμε ότι είναι ιδιαίτερα διαδεδομένες σαν κατασκευές. Βέβαια, τα τελευταία χρόνια αυξάνονται σημαντικά οι περιπτώσεις εφαρμογής τους, όπως σε οικοδομικά έργα για προσθήκες, μεσοπατώματα κτλ, σε μεγάλα βιομηχανικά κτίρια ή στάδια, αλλά και για αποκαταστάσεις ή ενισχύσεις υφιστάμενων κατασκευών. Σε αυτό συνέβαλε σημαντικά η εξοικείωση των μηχανικών με το αντικείμενο, αλλά και το πλέον σταθερό κανονιστικό πλαίσιο –που δεν υπήρχε μέχρι πρότινος– για τη μελέτη και την κατασκευή σύμμικτων κατασκευών, όπως διαμορφώθηκε με την έκδοση του Ευρωκώδικα 4 και την υποχρεωτική ισχύ του, μαζί με τον EC3 για τις σιδηρές κατασκευές και την ολοκλήρωση του EC8 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό.

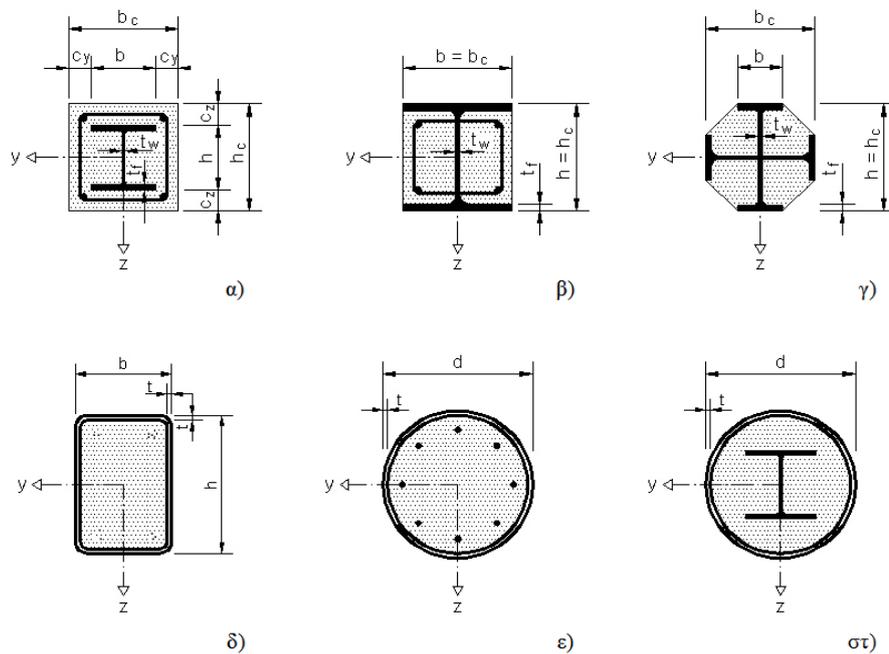
Τα σύμμικτα δομικά μέλη με ευρεία χρήση σε κτιριακές και βιομηχανικές κατασκευές είναι τα εξής:

- Σύμμικτες πλάκες
- Σύμμικτες δοκοί
- Σύμμικτα υποστυλώματα
- Σύμμικτοι κόμβοι

Στη συνέχεια θα δοθούν κάποια βασικά στοιχεία σχεδιασμού και ελέγχου, με βάση τους Ευρωκώδικες 3 και 4, για τα σύμμικτα υποστυλώματα και τους σύμμικτους κόμβους δοκού – υποστυλώματος, δηλαδή για τα δύο δομικά στοιχεία που μαζί με τα μηχανικά αγκύρια συνθέτουν το υπό εξέταση πειραματικό μοντέλο.

2.2 Σύμμικτα υποστυλώματα

2.2.1 Γενικά



Σχήμα 2.1: Χαρακτηριστικές διατομές σύμμικτων υποστυλωμάτων και συμβολισμοί EC4.

Τα σύμμικτα υποστυλώματα αποτελούνται είτε από χαλύβδινες διατομές εγκιβωτισμένες στο σκυρόδεμα (διατομές διπλού ταυ), είτε από χαλύβδινους σωλήνες ή κοιλοδοκούς γεμισμένες με σκυρόδεμα. Στο Σχήμα 2.1 απεικονίζονται μερικές από τις πιο χαρακτηριστικές μορφές σύμμικτων υποστυλωμάτων. Ο Ευρωκώδικας 4 διακρίνει τις εξής τρεις βασικές περιπτώσεις σύμμικτων υποστυλωμάτων:

- Πλήρως εγκιβωτισμένων χαλύβδινων διατομών (Σχήμα 2.1α)
- Μερικώς εγκιβωτισμένων χαλύβδινων διατομών (με εγκιβωτισμένο κορμό) (Σχ. 2.1β, γ)
- Κοιλοδοκών ή σωλήνων με γέμιση σκυροδέματος (Σχ. 2.1δ, ε)

Δυνατοί είναι επίσης και συνδυασμοί των παραπάνω (Σχ. 2.1στ), όπως έχουν ήδη εκτελεστεί σε αρκετές περιπτώσεις.

Στην περίπτωση πλήρως εγκιβωτισμένων χαλύβδινων διατομών, το σκυρόδεμα αυξάνει θεαματικά την πυροπροστασία των υποστυλωμάτων, εξασφαλίζει αντιδιαβρωτική προστασία στη μεταλλική διατομή –για επαρκή πάχη επικάλυψης σκυροδέματος– και εμποδίζει την εκδήλωση τοπικού λυγισμού στο χάλυβα. Μειονέκτημα σε αυτό τον τύπο σύμμικτου υποστυλώματος είναι ότι απαιτούνται επιπρόσθετα μεταλλικά στοιχεία (π.χ. συνδετήρες για περίσφιγξη του σκυροδέματος) για την παραλαβή και μεταφορά των επιβαλλόμενων φορτίων.

Ο τύπος μερικώς εγκιβωτισμένων διατομών αποτελεί ευκολότερη λύση κατασκευαστικά, αφού η μεταλλική διατομή λειτουργεί ταυτόχρονα και σαν μεταλλότυπος και οι ακάλυπτες μεταλλικές επιφάνειες να μπορούν να χρησιμοποιηθούν μεταγενέστερα σαν επιφάνειες συγκόλλησης ή βάσεις για πρόσθεση δευτερευόντων δομικών στοιχείων (π.χ. για διαμόρφωση εσωτερικών χώρων). Επίσης και σε αυτή την περίπτωση μπορεί να επιτευχθεί ικανοποιητική πυρανθεκτικότητα.

Τέλος, στην περίπτωση κοίλων διατομών γεμισμένων με σκυρόδεμα, η σιδηρή κοίλη διατομή (κοιλοδοκός ή σωλήνας) προφέρει την απαιτούμενη συνεχή περίσφιξη στο σκυρόδεμα, ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός εμποδίζεται ως μορφή αστοχίας, ενώ το εγκιβωτισμένο σκυρόδεμα αυξάνει την ικανότητα του υποστυλώματος να παραλαμβάνει αξονικά φορτία. Πειράματα τόσο με μονότονα αυξανόμενη φόρτιση, όσο και με κυκλική, έδειξαν ότι οι γεμισμένες με σκυρόδεμα κοιλοδοκοί διαθέτουν εξαιρετική πλαστιμότητα και πολύ καλή συμπεριφορά στην απόσβεση ενέργειας. Επίσης, για την αύξηση της πυροπροστασίας του υποστυλώματος, είναι δυνατόν να τοποθετηθούν διαμήκεις οπλισμοί εσωτερικά της διατομής, ώστε στην περίπτωση πυρκαγιάς όπου η χαλύβδινη δοκός θεωρείται ότι χάνει τελείως την αντοχή της, το υποστύλωμα να συμπεριφέρεται σαν υποστύλωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ακόμα έχουν το πλεονέκτημα της προσαρμοστικότητας στο μέγεθος του φορτίου χωρίς αλλαγή των εξωτερικών διαστάσεων, με μείωση του πάχους των τοιχωμάτων της διατομής από κατώτερους σε ανώτερους ορόφους. Ωστόσο οι κοίλες διατομές μειονεκτούν έναντι των υπόλοιπων τύπων σύμμικτων διατομών, ως προς την ευχέρεια σύνδεσης με γειτονικές δοκούς.

Συνοψίζοντας, τα πλεονεκτήματα που παρουσιάζουν οι διάφοροι τύποι σύμμικτων υποστυλωμάτων, έναντι των αμιγώς κατασκευασμένων από χάλυβα ή οπλισμένο σκυρόδεμα, μπορούμε να πούμε ότι είναι η ιδιαίτερα υψηλή αντοχή, δυσκαμψία και πλαστιμότητα, που τα καθιστούν ιδανικά για παραλαβή κατακόρυφων και οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων, η παρεμπόδιση της εκδήλωσης τοπικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, η πυρανθεκτικότητα και η αντιδιαβρωτική προστασία που παρέχει το μέλος σκυροδέματος, αλλά και η γρήγορη εγκατάσταση, είτε ως προκατασκευασμένα μέλη είτε με επιτόπια έγχυση του σκυροδέματος.

2.2.2 Κατασκευαστικοί κανόνες σύμμικτων υποστυλωμάτων

Οι βασικές κατασκευαστικές απαιτήσεις σύμμικτων υποστυλωμάτων, με βάση τις σχετικές διατάξεις του EC4 είναι οι εξής:

- Για να μελετηθεί το υποστύλωμα ως σύμμικτο, ο λόγος συμμετοχής του χάλυβα, δ , θα πρέπει να ικανοποιεί τον περιορισμό: $0,2 \leq \delta \leq 0,9$. Η τιμή του δ προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (2.1)$$

$$\text{και } N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \quad (2.2)$$

ενώ για κοίλες διατομές γεμισμένες με σκυρόδεμα η σχέση (2.2) γίνεται:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \quad (2.3)$$

όπου:

$N_{pl,Rd}$ η πλαστική αξονική δύναμη σχεδιασμού

A_a εμβαδόν χάλυβα

A_c εμβαδόν σκυροδέματος

A_s εμβαδόν χάλυβα οπλισμού

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = f_y / 1,1$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = f_{ck} / 1,5$$

$$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s = f_{sk} / 1,15$$

Για $\delta < 0,2$ το υποστύλωμα μελετάται σαν υποστύλωμα οπλισμένου σκυροδέματος, ενώ για $\delta > 0,9$ μελετάται σα να ήταν από δομικό χάλυβα.

- Για την αποφυγή τοπικού λυγισμού, ισχύουν οι εξής περιορισμοί πλάτους προς πάχος:

σωλήνες (Σχήμα 2.1ε, στ): $d/t \leq 90\varepsilon^2$

κοιλοδοκοί (Σχ. 2.1δ): $h/t \leq 52\varepsilon$

πέλματα μερικώς εγκιβωτισμένων διατομών (Σχ.2.1β, γ): $b/t \leq 44\varepsilon$

όπου:

d = διάμετρος σωλήνα

h = ύψος κοιλοδοκού

b = πλάτος πέλματος

t = πάχος στοιχείου

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$$

Στην περίπτωση πλήρως εγκιβωτισμένων πελμάτων ή κορμών διατομών I δεν υπάρχουν περιορισμοί πλάτους προς πάχος, αφού το σκυρόδεμα εμποδίζει τον τοπικό λυγισμό.

- Για υποστυλώματα από εγκιβωτισμένες στο σκυρόδεμα σιδηροδοκούς, οι απαιτήσεις πυροπροστασίας καθορίζουν ελάχιστο πάχος επικάλυψης του σκυροδέματος:

$$\min c_y = 40mm \text{ (για γέφυρες 50mm)}$$

$$\min c_z = \min \{40mm, b/6\}$$

- Για τις ελάχιστες τιμές επικάλυψης του οπλισμού ισχύουν και οι προδιαγραφές του Ευρωκώδικα 2, ώστε να εξασφαλίζεται η ανθεκτικότητα των οπλισμών σε διάρκεια (αποφυγή διάβρωσης), η ασφαλής μεταβίβαση των δυνάμεων συνάφειας, η αποφυγή ενδεχόμενης αποφλοίωσης του σκυροδέματος και ο τυχόν λυγισμός των ράβδων οπλισμού. Η ονομαστική τιμή της επικάλυψης ισούται με 25 έως 50mm, ανάλογα με τις περιβαλλοντικές συνθήκες διαβρωτικότητας.
- Τα όρια για το ποσοστό διαμήκους οπλισμού δίνονται από τη σχέση:

$$0,3\% \leq \rho = \frac{A_s}{A_c} \leq 6\% \quad (2.4)$$

όπου A_s η επιφάνεια του χάλυβα οπλισμού και A_c η επιφάνεια σκυροδέματος.

Για υποστυλώματα από κοίλες διατομές γενικά δεν απαιτείται διαμήκης οπλισμός, εκτός από τους προαναφερθέντες λόγους αύξησης της πυραντοχής.

- Η ελάχιστη επιτρεπόμενη απόσταση μεταξύ παράλληλων οπλισμών είναι ίση με 20mm ή τη μεγαλύτερη διάμετρο των ράβδων, ενώ για την απόσταση του διαμήκους οπλισμού από τη χαλύβδινη διατομή δεν υπάρχει περιορισμός.
- Η διάμετρος του εγκάρσιου οπλισμού δεν πρέπει να είναι μικρότερη από 6mm ή από το $1/4$ της μέγιστης διαμέτρου των διαμήκων ράβδων, ενώ η μεταξύ τους απόσταση δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το ελάχιστο των: 12 φορές την ελάχιστη διάμετρο των διαμήκων ράβδων, τη μικρότερη πλευρά του υποστυλώματος ή 300mm.

2.3 Συνδέσεις σύμμικτων κατασκευών – σύμμικτοι κόμβοι

2.3.1 Γενικά

Ως σύμμικτος κόμβος ορίζεται στον Ευρωκώδικα 4 ο κόμβος μεταξύ ενός σύμμικτου μέλους και ενός άλλου (σύμμικτου ή μη) από χάλυβα ή/και οπλισμένο σκυρόδεμα, όπου ο οπλισμός λαμβάνεται υπόψη στον σχεδιασμό για την αντοχή και τη δυσκαμψία του κόμβου. Ωστόσο ο EC4, στη σημερινή του μορφή, παρουσιάζει μεν κανόνες για το σχεδιασμό και την ανάλυση σύμμικτων δομικών μελών (πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα), περιλαμβάνοντας μόνο περιορισμένες αρχές σχεδιασμού κόμβων από σύμμικτα στοιχεία. Παράλληλα, η ποικιλία διαμόρφωσης και συμπεριφοράς κόμβων δεν έχει επιτρέψει ακόμα την υιοθέτηση επαρκώς τεκμηριωμένων μεθόδων και κανόνων υπολογισμού για κάθε τύπο. Αντ' αυτού γίνεται παραπομπή στον EC3 και τη δυνατότητα εφαρμογής των λεπτομερών οδηγιών του στα μεταλλικά μέλη της σύμμικτης σύνδεσης. Κάτι τέτοιο ωστόσο δεν μπορεί να γίνει a priori, δεδομένων των ιδιαιτεροτήτων και δυσκολιών τόσο στην αποτελεσματική σύνδεση των σύμμικτων δομικών μελών όσο και στον ακριβή προσδιορισμό της καμπτικής και στρεπτικής συμπεριφοράς του κόμβου.

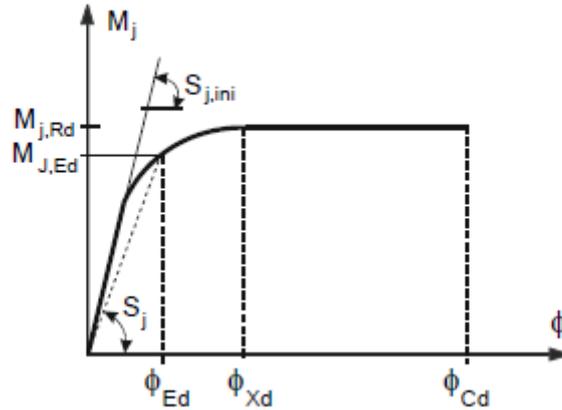
Οι κόμβοι στις σύμμικτες κατασκευές, όπως και στις μεταλλικές, αποτελούν αναπόσπαστο μέρος μια πλαισιακής κατασκευής και επηρεάζουν σημαντικά την κατανομή των εντατικών μεγεθών στα μέλη, καθώς και το μέγεθος των παραμορφώσεων. Επομένως απαιτείται η γνώση της καμπτικής και στρεπτικής συμπεριφοράς των συνδέσεων για τον προσυπολογισμό της συμπεριφοράς τους στην ανάλυση και διαστασιολόγηση των σύμμικτων φορέων, εκτός αν η επίδραση τους είναι επαρκώς μικρή, οπότε μπορεί να αγνοηθεί.

2.3.2 Ταξινόμηση κόμβων

Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή σε καμπτική ροπή, τη δυσκαμψία σε παραμόρφωση/στροφή και την στρεπτική ικανότητα του κόμβου. Η απόκριση των κόμβων στην επιβαλλόμενη ένταση απεικονίζεται με τη βοήθεια του διαγράμματος ροπής – στροφής, όπου το πρώτο μέγεθος είναι η επιβαλλόμενη ροπή και το δεύτερο η μεταβολή της γωνίας μεταξύ του συνδεδεμένου μέλους και του υπόλοιπου κόμβου (Σχήμα 2.2). Η σχέση αυτή μπορεί να προσεγγιστεί με οποιαδήποτε κατάλληλη καμπύλη, συμπεριλαμβανομένης και της γραμμικοποιημένης προσέγγισης (π.χ. γραμμική ή τριγραμμική), με την προϋπόθεση ότι η προσεγγιστική καμπύλη βρίσκεται συνολικά κάτω από την πραγματική καμπύλη ροπής – στροφής. Εφόσον είναι διαθέσιμη η καμπύλη ροπής – στροφής, ο κόμβος μπορεί να συμμετέχει στην καθολική ανάλυση της κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψη τη συμβολή του στην παραμορφωσιμότητά της.

Στην καμπύλη ροπής – στροφής καθορίζονται τα τρία χαρακτηριστικά ενός κόμβου, η αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή $M_{j,Rd}$, η στρεπτική δυσκαμψία S_j , η αρχική στρεπτική δυσκαμψία $S_{j,ini}$ και η στρεπτική ικανότητα φ_{cd} . Η ροπή αντοχής $M_{j,Rd}$ είναι η μέγιστη ροπή που μπορεί να μεταφερθεί μέσω του κόμβου από τη δοκό στο υποστυλώμα. Η αρχική στρεπτική δυσκαμψία $S_{j,ini}$ ταυτίζεται με την κλίση της ελαστικής περιοχής της καμπύλης ροπής – στροφής. Η στρέψη φ_{Xd} αντιστοιχεί στην στρέψη του κόμβου για ροπή ίση με τη ροπή αντοχής σχεδιασμού $M_{j,Rd}$ και ποιοτικά αποτελεί το όριο μεταξύ του αρχικού, σχεδόν γραμμικού κλάδου της καμπύλης και του κλάδου της πλαστικής περιοχής. Η στρεπτική ικανότητα φ_{cd} είναι η μέγιστη σχετική στρέψη των συνδεδεμένων μελών που έχει την ικανότητα να ανεχθεί ο κόμβος, ενώ η διαθέσιμη πλαστική στρέψη του κόμβου, δηλαδή το εύρος στρέψης στο οποίο ο κόμβος μπορεί να παραλάβει τη ροπή σχεδιασμού $M_{j,Rd}$, είναι:

$$\varphi_{pl} = \varphi_{cd} - \varphi_{Xd}$$



Σχήμα 2.2: Καμπύλη ροπής – στροφής κόμβου.

Με κριτήριο την αντοχή, οι κόμβοι ταξινομούνται ως πλήρους ή μερικής αντοχής, αν η ροπή αντοχής τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Εάν η ροπή αντοχής του κόμβου είναι τουλάχιστον διπλάσια της ροπής αντοχής του συνδεόμενου μέλους, τότε δε χρειάζεται έλεγχος της στρωφικής ικανότητας. Ενώ αν η ροπή αντοχής του κόμβου δεν είναι μεγαλύτερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού που συνδέει, ο κόμβος αντιμετωπίζεται ως αρθρωτός.

Με κριτήριο τη δυσκαμψία, οι κόμβοι ταξινομούνται ως ονομαστικά αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι, συγκρίνοντας την αρχική στρωφική δυσκαμψία, $S_{j,ini}$, με τα όρια που δίνονται στον Ευρωκώδικα 3 για μεταθετά και αμετάθετα πλαίσια. Η ταξινόμηση μπορεί να γίνει με βάση πειραματικά δεδομένα, εμπειρία από παρόμοιες επιτυχείς υπάρχουσες εφαρμογές ή υπολογιστικά με βάση δεδομένα από δοκιμές.

Συγκεκριμένα, στην περιοχή 1 του Σχήματος 2.3 ανήκουν οι άκαμπτοι κόμβοι, αν:

$$S_{j,ini} \geq k_b \cdot E \cdot I_b / L_b \quad (2.5)$$

όπου:

$k_b = 8$ για αμετάθετα πλαίσια

$k_b = 25$ για μεταθετά πλαίσια

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

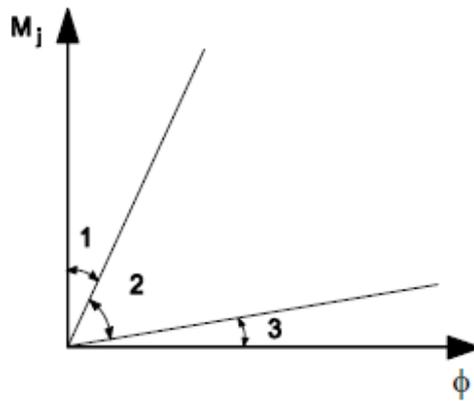
I_b η ροπή αδράνειας της δοκού

L_b το άνοιγμα της δοκού (μεταξύ των αξόνων των υποστυλωμάτων)

Στην περιοχή 3 του Σχήματος 2.3 ανήκουν οι ονομαστικά αρθρωτοί κόμβοι, αν:

$$S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b \quad (2.6)$$

Οι κόμβοι για τους οποίους δεν ισχύει καμία από τις ανισώσεις (2.5) και (2.6) ανήκουν στην περιοχή 2 και ταξινομούνται ως ημιάκαμπτοι. Οι κόμβοι της περιοχής 1 ή 3 μπορούν και αυτοί προαιρετικά να θεωρηθούν ημιάκαμπτοι.



Σχήμα 2.3: Όρια ταξινόμησης κόμβων με βάση τη δυσκαμψία.

Ένας ονομαστικά αρθρωτός κόμβος σχεδιάζεται ώστε να είναι σε θέση να μεταφέρει τα εντατικά μεγέθη, χωρίς να αναπτύσσει σημαντικές ροπές, οι οποίες μπορούν να επηρεάσουν δυσμενώς τα μέλη της κατασκευής. Ο κόμβος προσομοιάζεται ως άρθρωση και θεωρείται ότι λειτουργεί σαν απλή στήριξη για τα συντρέχοντα μέλη της σύνδεσης, ενώ η στροφική δυσκαμψία που διαθέτει είναι μηδέν ή σχετικά μικρή. Η ροπή που μεταφέρεται από τη δοκό στο υποστύλωμα είναι θεωρητικά μηδενική, ενώ υπάρχει σχετική στροφή μεταξύ των συνδεόμενων μελών, που έχει σαν αποτέλεσμα να μη διατηρείται το αρχικό σχήμα του κόμβου στην παραμορφωμένη κατάσταση. Οι αρθρωτοί κόμβοι αποτελούν τον οικονομικότερο τύπο κόμβου, ωστόσο η εφαρμογή τους σε πλαίσια προϋποθέτει την ύπαρξη κατακόρυφων συνδέσμων ή τοιχωμάτων που θα εξασφαλίζουν την πλευρική ευστάθεια του πλαισίου.

Οι κόμβοι που ταξινομούνται ως άκαμπτοι λειτουργούν και προσομοιάζονται ως πακτώσεις και σχεδιάζονται ώστε η παραμόρφωσή τους να μην έχει αξιόλογη επιρροή στην κατανομή των εσωτερικών δυνάμεων και ροπών μέσα στην κατασκευή, ούτε στη συνολική της παραμόρφωση. Διαθέτουν άπειρη στροφική δυσκαμψία ή σχετικά υψηλή. Η σχετική στροφή των μελών που συντρέχουν στον κόμβο πρέπει να είναι μηδενική, ώστε το αρχικό σχήμα του κόμβου να μη μεταβάλλεται. Ο κόμβος υφίσταται μια συνολική στροφή ως στερεό σώμα, η οποία ταυτίζεται με την επικόμβια στροφή που προκύπτει από τις συνήθεις μεθόδους στατικής ανάλυσης. Οι παραμορφώσεις των άκαμπτων συνδέσεων πρέπει να είναι τέτοιες που να μη μειώνουν την αντοχή της κατασκευής περισσότερο από 5% και να μπορούν να μεταβιβάσουν με ασφάλεια τις δυνάμεις και τις ροπές που υπολογίστηκαν.

Ένας κόμβος που δεν ικανοποιεί τα κριτήρια άκαμπτου ή ονομαστικά αρθρωτού κόμβου πρέπει να ταξινομηθεί ως ημιάκαμπτος. Λειτουργεί ως ελαστική πάκτωση και προσομοιάζεται συνήθως με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων, μεταξύ των άκρων των δύο συνδεόμενων μελών. Η στροφική δυσκαμψία του ελατηρίου είναι η παράμετρος που συνδέει τη μεταβιβαζόμενη ροπή M_j προς τη σχετική στροφή ϕ . Οι ημιάκαμπτοι κόμβοι πρέπει να παρέχουν ένα προβλεπόμενο βαθμό αλληλεπίδρασης μεταξύ των μελών τους με βάση τα χαρακτηριστικά ροπής – στροφής τους και να μπορούν να μεταβιβάσουν με ασφάλεια τις δυνάμεις και τις ροπές που υπολογίστηκαν. Σε ένα ημιάκαμπτο κόμβο εμφανίζεται σχετική στροφή των μελών, ενώ ταυτόχρονα μεταφέρεται ροπή από τη δοκό στο υποστύλωμα. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η χρήση ημιάκαμπτων κόμβων να μεταβάλλει όχι μόνο τις μετατοπίσεις, αλλά και την κατανομή και το μέγεθος των εντατικών μεγεθών σε ολόκληρο το φορέα. Οι ημιάκαμπτοι κόμβοι αποτελούν την πιο ρεαλιστική προσέγγιση και την πιο συνηθισμένη περίπτωση, αφού στην πράξη όλοι οι

κόμβοι έχουν πεπερασμένη δυσκαμψία και ειδικά χαρακτηριστικά που συνδέουν τη ροπή με τη σχετική στροφή των συνδεόμενων μελών, μεταξύ των δύο ακραίων περιπτώσεων.

Οι σύμμικτοι κόμβοι έχουν το χαρακτηριστικό ότι είναι συνήθως ημιάκαμπτοι και μερικής αντοχής έναντι αρνητικών ροπών, ακόμα και αν δεν υπάρχει πλήρης σύνδεση της σιδηροδοκού. Αυτό οφείλεται στη συμβολή του εφελκυσμένου οπλισμού της πλάκας, ο οποίος, σε συνδυασμό με τη διάταξη ενός ελάσματος επαφής μεταξύ του κάτω πέλματος της δοκού και του υποστυλώματος, δημιουργεί τον απαραίτητο μοχλοβραχίονα παραλαβής της ροπής. Η απόκρισή τους έναντι θετικών ροπών μπορεί να είναι διαφορετική από αυτή έναντι αρνητικών ροπών. Εξάλλου η αντοχή τους εξαρτάται και από το βαθμό διατμητικής σύνδεσης, πλήρους ή μερικής, της συνδεόμενης δοκού. Η αντοχή για μερική σύνδεση είναι μικρότερη από αυτής για πλήρη, δεδομένου ότι πιθανώς δεν μπορεί να αναπτυχθεί η πλήρης εφελκυστική δύναμη του οπλισμού, γιατί δεν μπορεί να μεταφερθεί από τους συνδέσμους.

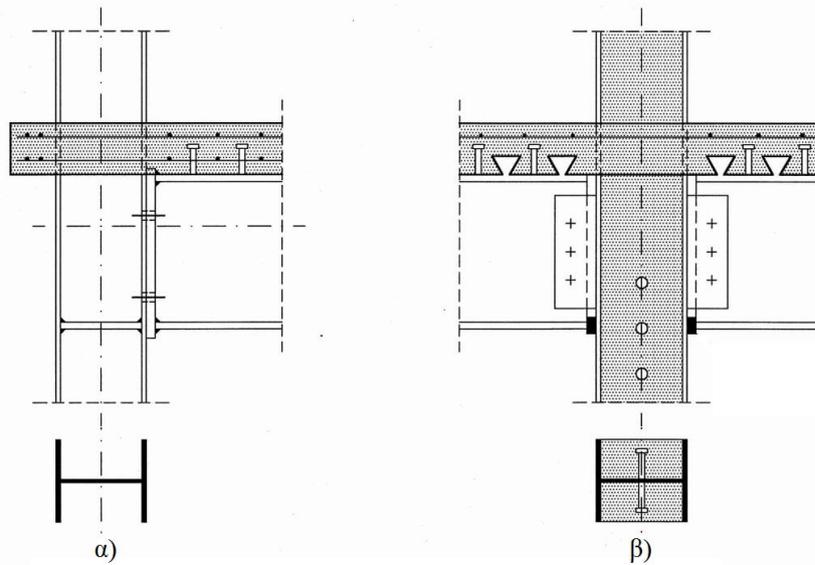
2.3.3 Μόρφωση κόμβων σύμμικτων στοιχείων

2.3.3.1 Σύνδεση δοκού σε υποστύλωμα διατομής I

Η πιο συχνά απαντώμενη περίπτωση σύμμικτου κόμβου, τόσο σε κατασκευαστικό όσο και σε ερευνητικό επίπεδο, και η μοναδική που εξετάζεται από τον EC4, είναι οι κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων διατομής I ή H (Σχήμα 2.3), με συνεχή οπλισμένη πλάκα σκυροδέματος, όπου η δοκός, το υποστύλωμα ή και τα δύο μέλη είναι σύμμικτα.

Η διάκριση γίνεται ως προς τον τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού και εν γένει μπορεί να γίνει μεταξύ τριών τύπων συνδέσεων, με φέρουσα ικανότητα σε κάμψη (συνδέσεις ημιάκαμπτες ή άκαμπτες). Διακρίνονται συνδέσεις με προεξέχοντα ελάσματα ή γωνιακά, στις οποίες η φέρουσα ικανότητα σε κάμψη επιτυγχάνεται μέσου του οπλισμού και ενός τάκου σφηνωμένου στο θλιβόμενο πέλμα της μεταλλικής δοκού (Σχήμα 2.3β). Η σύνδεση στον κορμό χρησιμεύει στη μεταβίβαση των τεμνουσών δυνάμεων. Εναλλακτικές λύσεις αποτελούν οι συνδέσεις με μετωπική πλάκα (Σχ. 2.3α) και οι συνδέσεις χωρίς κοχλίες, οι οποίες συναντώνται συχνά λόγω της απλής εκτέλεσης. Οι συνδέσεις χωρίς κοχλίες είναι κατά τη φάση κατασκευής αρθρωτές και αποκτούν ακαμψία και φέρουσα ικανότητα σε κάμψη μετά την ξήρανση του σκυροδέματος.

Η συμπεριφορά συνδέσεων με φέρουσα ικανότητα σε κάμψη επηρεάζεται, εκτός από τη συμπεριφορά της καθαρά μεταλλικής κατασκευής, σε σημαντικό βαθμό από το είδος, την ποσότητα και την κατανομή του οπλισμού, καθώς και των διατμητικών συνδεσμολογικών στοιχείων. Εάν απομακρυνθεί η επαφή θλίψης (τάκος), οι συνδέσεις συμπεριφέρονται αρθρωτά.



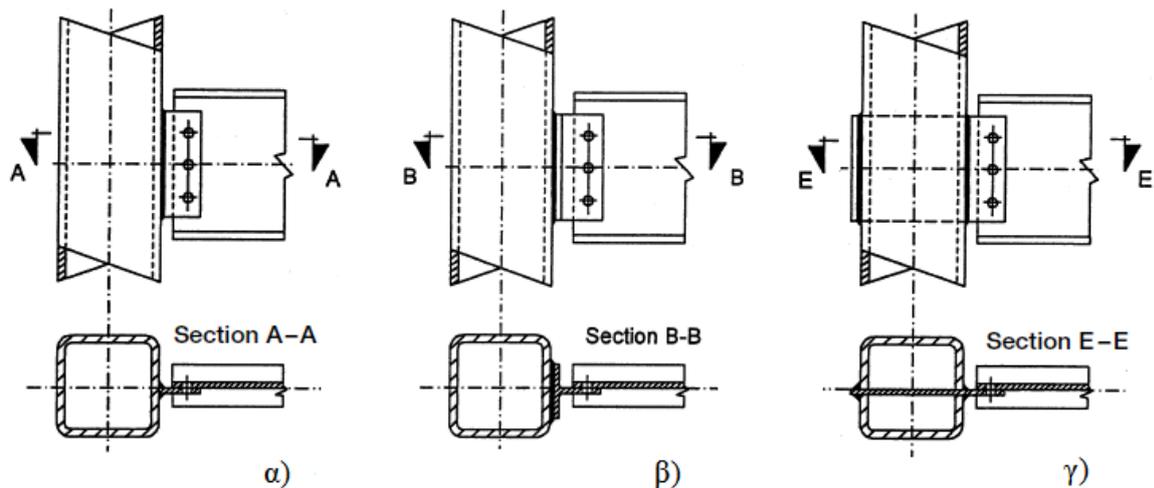
Σχήμα 2.4: Ενδεικτικές μορφές κόμβων δοκών – υποστυλωμάτων διατομής I.

2.3.3.2 Σύνδεση δοκού σε υποστυλώμα κοίλης διατομής

Ο κόμβος δοκού – υποστυλώματος κοίλης χαλύβδινης διατομής γεμισμένης με σκυρόδεμα, που αποτελεί και την υπό μελέτη περίπτωση, είναι ίσως η πιο δύσκολη περίπτωση μόρφωσης σύμμικτου κόμβου. Αυτή η δυσχέρεια σύνδεσης με γειτονικές δοκούς αποτελεί, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, το σημαντικό μειονέκτημα που παρουσιάζουν τα υποστυλώματα κοίλης διατομής έναντι των άλλων τύπων σύμμικτων υποστυλωμάτων. Για τη μόρφωση κόμβου τέτοιας μορφής γενικά εφαρμόζονται οι δύο βασικές μέθοδοι για πλευρικές συνδέσεις, της κοχλίωσης και της συγκόλλησης. Υπάρχει μια σχετικά μεγάλη ποικιλία διαμορφώσεων τέτοιων κόμβων, οι πιο συνήθεις από τις οποίες θα δοθούν συνοπτικά στη συνέχεια. Γίνεται διάκριση σε απλές συνδέσεις τέμνουσας, οι οποίες παραλαμβάνουν μόνο δύναμη (αξονική ή τέμνουσα), έχουν στροφική ικανότητα και λειτουργούν ως οιονεί αρθρώσεις και σε συνδέσεις ροπής (ημιάκαμπτες και άκαμπτες), οι οποίες παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές.

➤ Απλές συνδέσεις τέμνουσας

Η πιο απλή στην κατασκευή και οικονομική σύνδεση τέμνουσας είναι με χρήση κάθετων ελασμάτων κόμβων (ή πλήρους διατομής I προς παραλαβή της ροπής λόγω της εκκεντρότητας της αντίδρασης), που συγκολλούνται στο εξωτερικό τοίχωμα της κοίλης διατομής και στερεώνονται μέσω κοχλίων στον κορμό της μεταλλικής δοκού (Σχήμα 2.4α, β). Ωστόσο, σκόπιμο κρίνεται να αποφεύγονται εκκεντρώτες φόρτισης υποστυλώματος, όπως αυτές που προκύπτουν από τη σύνδεση της δοκού στο χαλύβδινο τμήμα της διατομής μόνο, χωρίς διατμητική σύνδεση στο εσωτερικό του υποστυλώματος. Ο κίνδυνος που παρουσιάζεται είναι προφανής, αφού εύκολα μπορεί να καταστραφεί η συνάφεια των δύο υλικών σε περίπτωση πυρκαγιάς ή δυναμικής καταπόνησης και να χαθεί η φέρουσα ικανότητα του χάλυβα, χωρίς να υπάρχει δυνατότητα μεταφοράς των δυνάμεων στο σκυρόδεμα. Γι' αυτό θα πρέπει να λαμβάνονται μέτρα για την κατά το δυνατόν κεντρική μεταβίβαση των φορτίων, συγχρόνως στη διατομή του σκυροδέματος και του χάλυβα και να προβλέπεται σύνδεση των δύο υλικών.



Σχήμα 2.5: Μορφώσεις συνδέσεων τέμνουσας μεταξύ δοκού και υποστυλώματος κοίλης διατομής γεμισμένης με σκυρόδεμα [9]

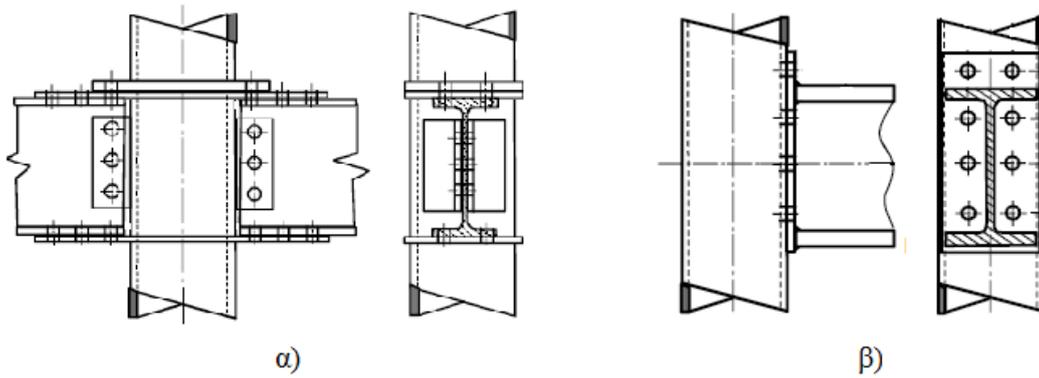
Εναλλακτικός τρόπος αρθρωτής σύνδεσης, για την ταυτόχρονη μεταβίβαση των φορτίων στο χάλυβα και στο σκυρόδεμα είναι μέσω κάθετων περαστών κομβικών ελασμάτων (Σχήμα 2.4γ). Αυτά τα ελάσματα διέρχονται από το εσωτερικό του υποστυλώματος μέσω κατάλληλων διαμορφωμένων εγκοπών στην κοίλη διατομή και στερεώνονται στο πίσω τοίχωμα του υποστυλώματος με σημειακές συγκολλήσεις. Οι διαμπερείς αυτές λεπίδες είναι δυνατόν να φέρουν συγκολλημένους ήλους κεφαλής, μέσω των οποίων μεταφέρονται τα φορτία στον πυρήνα του σκυροδέματος.

➤ Ημιάκαμπτες συνδέσεις

Οι συνδέσεις ροπής σε κοίλες διατομές υποστυλωμάτων είναι πιο σύνθετες, επειδή απαιτείται η πρόβλεψη διαφραγμάτων για την καλύτερη μεταφορά της έντασης στα τοιχώματα του υποστυλώματος. Η απευθείας σύνδεση δεν είναι δυνατή λόγω της εισαγωγής συγκεντρωμένων δυνάμεων στα λεπτά τοιχώματα του υποστυλώματος, με αποτέλεσμα τη μη δυνατότητα ανάπτυξης της πλήρους δύναμης διαρροής.

Οι μεταλλικές πλάκες κεφαλής και ποδιού ή "στέγασης" αποτελούν συνήθη στοιχεία, που χρησιμοποιούνται για τη διάταξη τέτοιου είδους διαφραγμάτων, αλλά και για την αποκατάσταση της συνέχειας του υποστυλώματος σε ύψος (Σχήμα 2.5α). Τα διαφράγματα αυτά είναι διαμπερή και χωρίζουν το υποστυλώμα σε τρία τμήματα. Οι χρησιμοποιούμενες πλάκες συγκολλούνται στην κοιλοδοκό και φέρουν οπή ικανών διαστάσεων για τη χύτευση του σκυροδέματος, ενώ η σύνδεση της δοκού γίνεται με κοχλίωση του κορμού της σε γωνιακά που είναι συγκολλημένα στο υποστυλώμα.

Άλλος τρόπος διαμόρφωσης ημιάκαμπτης σύνδεσης ροπής μεταξύ δοκού με υποστυλώμα κοίλης διατομής είναι μέσω μετωπικών πλακών και τυφλής κοχλίωσης (Σχήμα 2.5β), σχεδιασμένη με παρόμοιο τρόπο όπως για την κοχλιωτή σύνθεση δοκού με υποστυλώμα ανοιχτής διατομής. Οι κόμβοι με σύνδεση μετωπικής πλάκας επιτρέπουν την εύκολη ανέγερση της κατασκευής, χωρίς να απαιτούν την εκτέλεση συγκολλήσεων στο εργοτάξιο. Η χρήση τυφλών κοχλιών επιβάλλεται, επειδή κοινοί κοχλίες και περικόχλια δε μπορούν να χρησιμοποιηθούν, αφού συνήθως δεν υπάρχει πρόσβαση στο εσωτερικό των διατομών. Οι τυφλοί κοχλίες παράλληλα λειτουργούν και σα μηχανικό μέσο διατμητικής σύνδεσης, αυξάνοντας έτσι την αντίσταση σε ολίσθηση στη διεπιφάνεια χάλυβα – σκυροδέματος. Ο τρόπος αυτός ωστόσο είναι εφαρμόσιμος μόνο σε ορθογωνικές και όχι σε κυκλικές κοίλες διατομές.

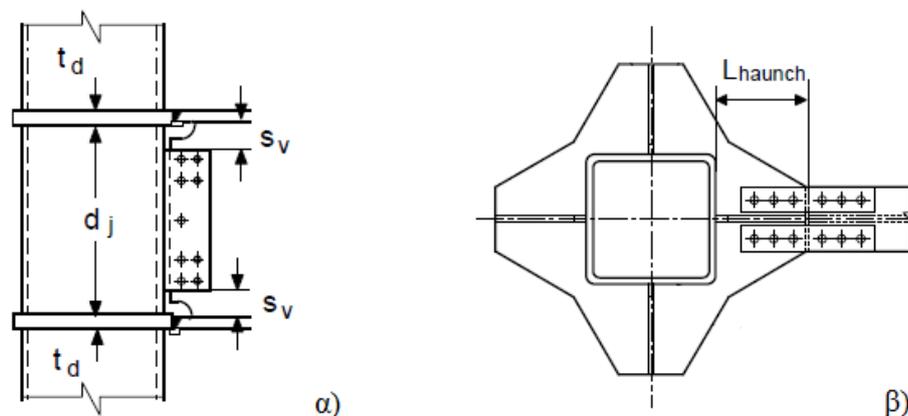


Σχήμα 2.6: Μορφώσεις ημιάκαμπτων συνδέσεων ροπής μεταξύ δοκού και υποστυλώματος κοίλης διατομής γεμισμένης με σκυρόδεμα [9]

➤ Απόλυτα άκαμπτες συνδέσεις

Για τη μόρφωση απόλυτα άκαμπτων συνδέσεων χρησιμοποιούνται επίσης διαφράγματα, όπως στις ημιάκαμπτες. Η διαφορά είναι στον τρόπο σύνδεσης της δοκού, η οποία μπορεί να γίνει με δύο τρόπους. Είτε με επιτόπου εσωραφές μεταξύ πελμάτων δοκού και διαφράγματος και κοχλίωση του κορμού της δοκού σε λεπίδα, είτε με εργοστασιακές ραφές πελμάτων και κορμού ενός τμήματος της δοκού μικρού μήκους, στο οποίο κοχλιώνεται στη συνέχεια η κύρια δοκός (Σχήμα 2.6α). Οι οπές στον κορμό της δοκού για την εκτέλεση της συγκόλλησης μεταξύ διαφράγματος – πέλματος δοκού πρέπει να είναι όσο το δυνατόν μικρότερες. Τα διαφράγματα εκτός από διαμπερή, μπορούν να είναι και εξωτερικά, ώστε το υποστύλωμα να μην κόβεται καθόλου (Σχήμα 2.6β). Το αδύνατο σημείο της σύνδεσης είναι το σημείο εκλέπτυνσης μεταξύ των γειτονικών διαφραγμάτων. Επίσης ανά περιπτώσεις χρησιμοποιούνται και εσωτερικά διαφράγματα, όπου το υποστύλωμα κόβεται στα δύο και η συγκόλληση του διαφράγματος με τα τοιχώματα της κοίλης διατομής γίνεται εξωτερικά. Ωστόσο τα εσωτερικά διαφράγματα παρεμποδίζουν τη σκυροδέτηση, αν το υποστύλωμα γεμίζει με σκυρόδεμα.

Αντί για τη χρήση διαφραγμάτων, άλλος τρόπος διαμόρφωσης σύνδεσης ροπής είναι με πέρασμα ολόκληρης της διατομής της δοκού διαμέσου του υποστυλώματος, μέσα από κατάλληλα διαμορφωμένες εγκοπές στα τοιχώματα της διατομής του υποστυλώματος. Ωστόσο, με τη σύνδεση αυτή επιτυγχάνεται πλαισιακή λειτουργία μόνο σε ένα επίπεδο.



Σχήμα 2.7: Μορφώσεις συνδέσεων τέμνουσας μεταξύ δοκού και υποστυλώματος κοίλης διατομής γεμισμένης με σκυρόδεμα [9]

Το κοινό χαρακτηριστικό που εντοπίζεται σε όλες τις παραπάνω διαμορφώσεις συνδέσεων δοκών – υποστυλωμάτων κοίλης χαλύβδινης διατομής και αποτελεί σημαντικό μειονέκτημα είναι ότι εκτός από την περίπτωση του Σχήματος 2.4(α, β) –η οποία ούτως ή άλλως θα πρέπει να αποφεύγεται για τους λόγους έκκεντρης φόρτισης που περιγράφηκαν παραπάνω– όλες οι δυνατές διαμορφώσεις σύμμικτων κόμβων προϋποθέτουν ότι η ανέγερση του μεταλλικού μέλους γίνεται ταυτόχρονα με τη σκυροδέτηση. Έτσι η δυνατότητα μελλοντικής σύνδεσης δοκού στον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό της σύμμικτης κατασκευής (δηλαδή αφού έχει γίνει η σκυροδέτηση) καθίσταται πρακτικώς αδύνατη. Αυτή ακριβώς η δυνατότητα εξετάζεται και επιχειρείται να μελετηθεί πειραματικά στην παρούσα εργασία, όπως αναλύθηκε και στην Εισαγωγή, με χρησιμοποίηση μηχανικών αγκυρίων, κατάλληλων για εγκατάσταση σε σκληρυμένο σκυρόδεμα, ως μέσο σύνδεσης της μεταλλικής δοκού στο σύμμικτο υποστύλωμα.

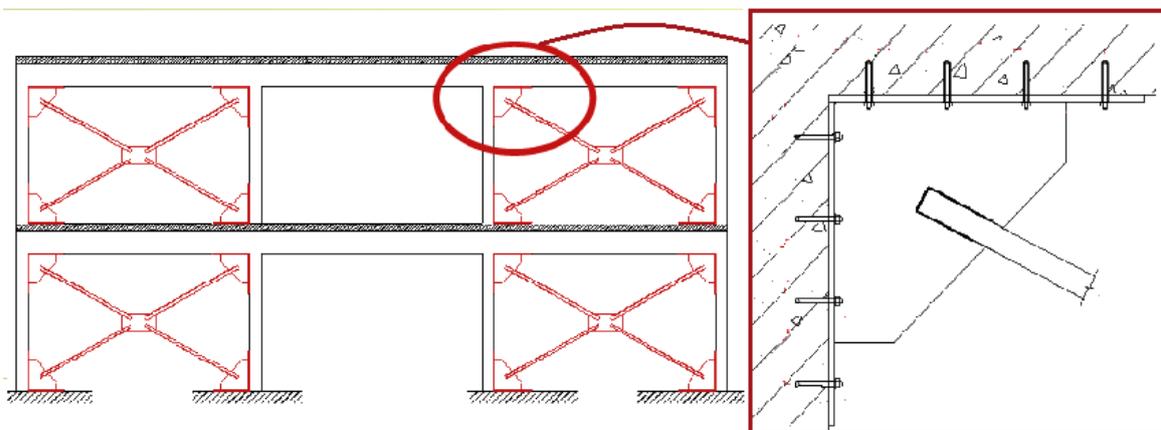
3 Στοιχεία σχεδιασμού αγκυρώσεων

3.1 Εισαγωγή

Οι αγκυρώσεις χρησιμοποιούνται για να μεταφέρουν φορτία σε κατασκευές από σκυρόδεμα ή για να συνδέσουν στοιχεία σκυροδέματος ή άλλων υλικών μεταξύ τους. Τα συνδεδεμένα στοιχεία μπορούν είτε να είναι μέρος ενός πρωτογενούς δομικού συστήματος (φέρουσες εφαρμογές), όπως συνδέσεις, θεμελιώσεις μεταλλικών κατασκευών, είτε να αποτελούν δευτερεύουσες εγκαταστάσεις (μη δομικά στοιχεία), όπως ηλ./μηχ. εξοπλισμός, σωληνώσεις, ψευδοροφές/προσόψεις, κιγκλιδώματα. Ακόμα, η αγκύρωση μπορεί να προορίζεται για προσωρινή χρήση, όπως σε κριώματα ή για ανύψωση προκατασκευασμένων στοιχείων.

Οι στερεώσεις στο σκυρόδεμα με χρήση αγκυρίων εμφανίζουν ευρεία διάδοση τα τελευταία χρόνια, τόσο σε πρακτικό όσο και σε ερευνητικό επίπεδο. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η χρησιμοποίηση μεταλλικών αγκυρίων σε τροποποιήσεις, αποκαταστάσεις και ενισχύσεις υφιστάμενων κατασκευών (μανδύες, πρόσθετα δομικά στοιχεία, στερεώσεις φύλλων ΙΟΠ). Στην περίπτωση αντισεισμικής επέμβασης, τα αγκύρια χρησιμοποιούνται για την σύνδεση μεταξύ υφιστάμενων και πρόσθετων στοιχείων, για να υλοποιηθεί η ασφαλής μεταφορά των φορτίων. Παράδειγμα τέτοιας εφαρμογής απεικονίζεται στο Σχήμα 3.1 παρακάτω. Η μεγάλη αυτή διάδοση των αγκυρίων οφείλεται σε σημαντικά πλεονεκτήματα που παρουσιάζουν, όπως η γρήγορη και εύκολη εγκατάστασή τους, οι υψηλές τιμές αντοχής σε εφελκυσμό, διάτμηση αλλά και πυρκαγιά, η δυνατότητα αφαίρεσης και αντικατάστασης και τέλος το σχετικά χαμηλό κόστος.

Για το σχεδιασμό και τον έλεγχο αγκυρώσεων έχουν εκδώσει σχετικές οδηγίες διάφοροι οργανισμοί, όπως το Comité Euro–International du beton (CEB), το American Concrete Institute (ACI), η fédération internationale du béton (fib) και ο Ευρωπαϊκός Οργανισμός Τεχνικών Εγκρίσεων (European Organization for Technical Approvals–EOTA). Στην παρούσα εργασία, πληροφορίες αντλήθηκαν κυρίως από την οδηγία «ETAG 001–Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete», που εκδόθηκε από τον EOTA και είναι ευρέως αποδεκτή σε παγκόσμιο επίπεδο.



Σχήμα 3.1: Χρήση αγκυρίων διογκούμενης κεφαλής για απευθείας σύνδεση μεταλλικών χιαστί συνδέσμων σε πλαίσιο από οπλισμένο σκυρόδεμα [4].

3.2 Τύποι αγκυρίων

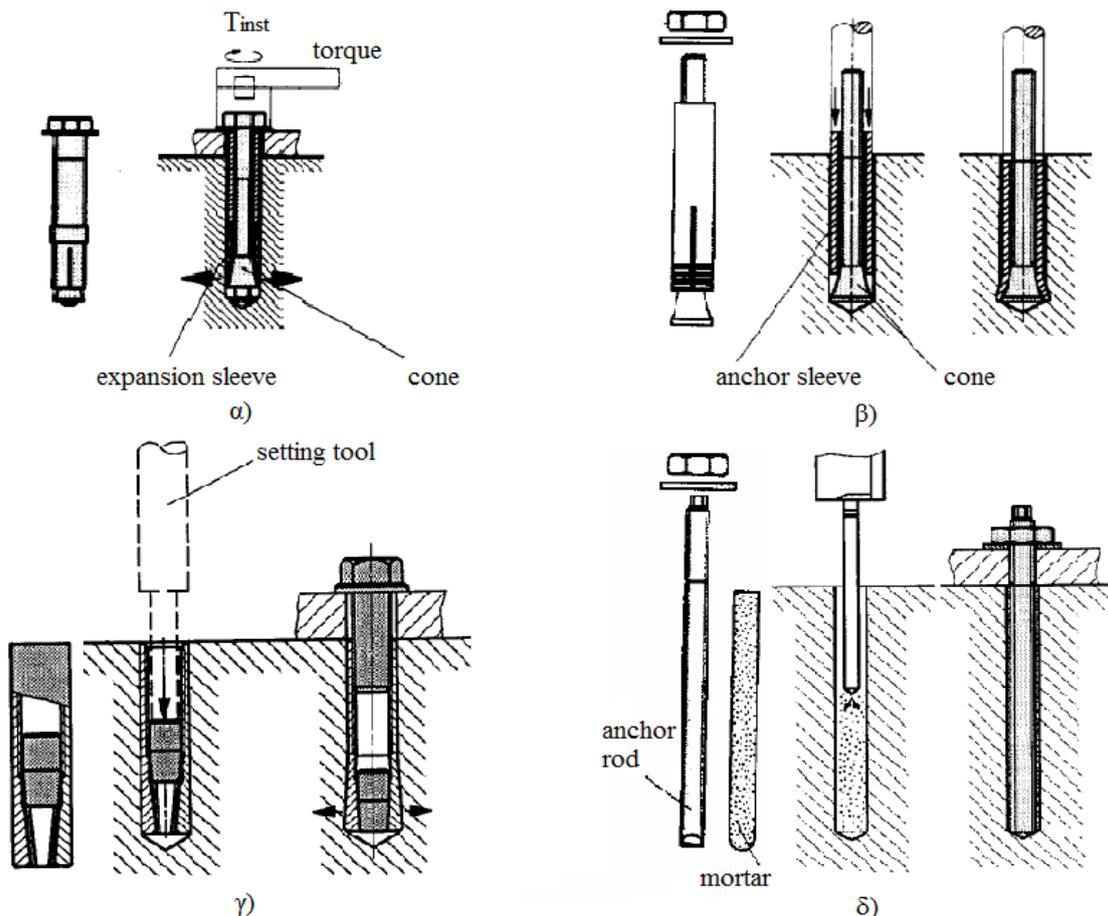
Οι πιο χαρακτηριστικοί τύποι αγκυρίων είναι:

- Αγκύρια εκτόνωσης ελεγχόμενης από ροπή (Σχήμα 3.2α)
- Αγκύρια με υποσκαφή (ή διογκούμενης κεφαλής) (Σχ. 3.2β)
- Αγκύρια εκτόνωσης ελεγχόμενης από παραμόρφωση (Σχ. 3.2γ)
- Χημικώς πακτωμένα αγκύρια (και ειδικού τύπου: χημικώς πακτωμένα αγκύρια εκτόνωσης) (Σχ. 3.2δ)

Οι παραπάνω τύποι αναφέρονται και ως μεταεγκατεστημένα αγκύρια, αφού η εγκατάστασή τους γίνεται πάντα μετά την σκλήρυνση του σκυροδέματος (με διάνοιξη οπών στο σκυρόδεμα). Άλλοι τύποι αγκυρίων με εξίσου ευρεία εφαρμογή είναι τα χυτά ή εγκιβωτισμένα αγκύρια (κεφαλής και κανάλια αγκυρίων), που τοποθετούνται πριν την σκυροδέτηση.

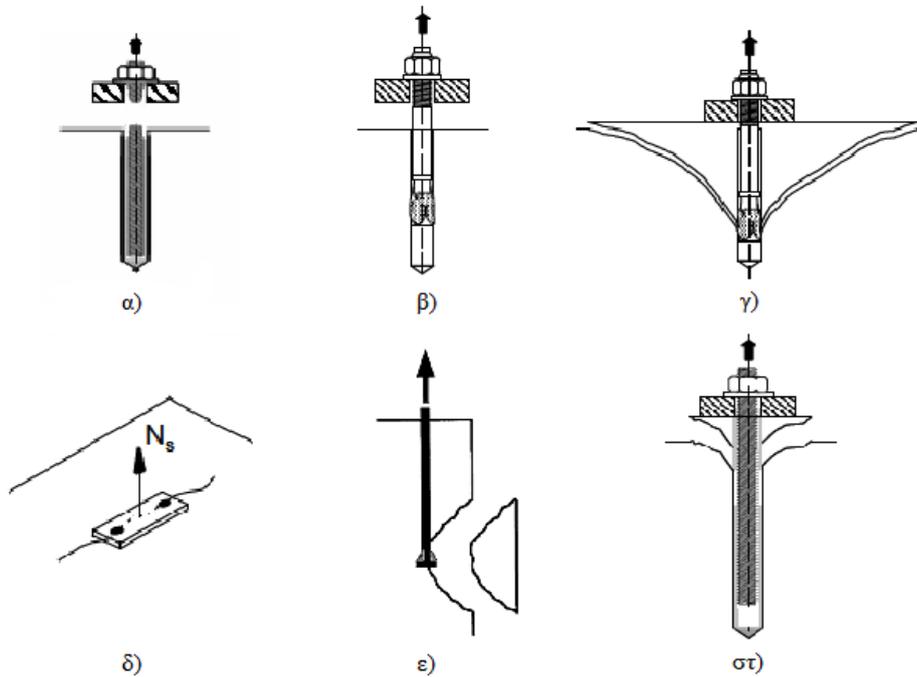
Οι μηχανισμοί αγκύρωσης που αναπτύσσονται ανάλογα με τον τύπο του αγκυρίου είναι:

- Μηχανική εμπλοκή, για τα αγκύρια διογκούμενης κεφαλής
- Τριβή, για τα αγκύρια εκτόνωσης
- Χημική σύνδεση-κόλληση, για τα χημικά αγκύρια



Σχήμα 3.2: Χαρακτηριστικοί τύποι αγκυρίων

3.3 Μοντέλα αστοχίας αγκυρίων



Σχήμα 3.3: Μηχανισμοί αστοχίας υπό εφελκυστικό φορτίο [11].

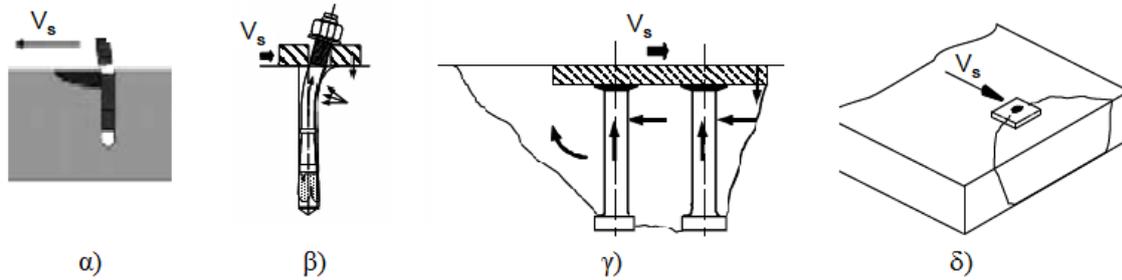
Οι πιο συνηθισμένοι μηχανισμοί αστοχίας αγκυρίων είναι:

Υπό εφελκυστικό φορτίο:

- Αστοχία χάλυβα του αγκυρίου (steel failure) (Σχήμα 3.3α)
- Εξόλκευση αγκυρίου (pullout failure) (Σχ. 3.3β). Γίνεται διάκριση ανάμεσα σε εξόλκευση ολόκληρου του αγκυρίου από το σκυρόδεμα και σε εξόλκευση μόνο του εσωτερικού χιτωνίου του αγκυρίου από το εξωτερικό του περίβλημα (pull through).
- Απόσχιση κώνου σκυροδέματος (concrete cone failure) (Σχ. 3.3γ)
- Διάρρηξη σκυροδέματος (splitting failure): το σκυρόδεμα ρηγματώνεται κατά μήκος του επιπέδου που διέρχεται από τον άξονα των αγκυρίων (Σχ. 3.3δ).
- Εκτίναξη σκυροδέματος, λόγω κοντινού άκρου και μικρής επικάλυψης σκυροδέματος (blowout failure). Αποτελεί δυνατό τρόπο αστοχίας μόνο για τα εγκιβωτισμένα αγκύρια κεφαλής (Σχ. 3.3ε).
- Συνδυασμένη εξόλκευση αγκυρίου και αστοχία κώνου σκυροδέματος (ο πιο συνηθισμένος τύπος αστοχίας για χημικά αγκύρια) (Σχ. 3.3στ)

Υπό εγκάρσιο φορτίο:

- Αστοχία χάλυβα του αγκυρίου (Σχ. 3.4α)
- Εξόλκευση αγκυρίου (Σχ. 3.4β)
- Εκμόχλευση σκυροδέματος (pryout failure) (σε κατεύθυνση αντίθετη από αυτή της φόρτισης) (Σχ. 3.4γ)
- Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος, λόγω κοντινού άκρου (concrete edge failure) (Σχ. 3.4δ)



Σχήμα 3.4: Μηχανισμοί αστοχίας υπό εγκάρσιο φορτίο [11].

3.4 Βασικές κατασκευαστικές απαιτήσεις

3.4.1 Επιτρεπόμενα χαρακτηριστικά αγκυρίων

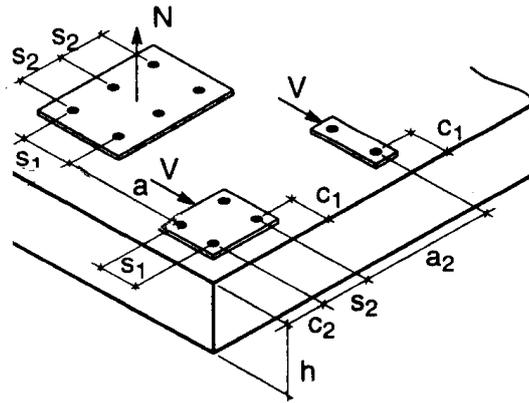
Η οδηγία σχεδιασμού που παρέχεται από τον ΕΟΤΑ ισχύει για το σχεδιασμό αγκυρώσεων στο σκυρόδεμα, με χρήση εγκεκριμένων από κατάλληλες δοκιμές αγκυρίων, των τύπων που αναφέρονται στην ενότητα 3.2, με ελάχιστη διάμετρο σπειρώματος 6mm (M6) ή μια ισοδύναμη εγκάρσια τομή, κατασκευασμένα από χάλυβα (ανθρακούχο ή ανοξείδωτο) με ονομαστική αντοχή σε εφελκυσμό $f_{uk} \leq 1000 \text{MPa}$ (το όριο αποσκοπεί στο να αποφευχθεί η χρήση λιγότερο όλκιμων υλικών). Στην περίπτωση χημικών αγκυρίων, το υλικό συγκόλλησης μπορεί να αποτελείται κυρίως από ρητίνη, τσιμέντο ή συνδυασμό και των δύο. Το ιξώδες του ρευστού υλικού συγκόλλησης ή το ένεμα θα πρέπει να είναι ικανά να εξασφαλίσουν τη σωστή τοποθέτηση των αγκυρίων.

Το ελάχιστο επιτρεπόμενο βάθος στερέωσης λαμβάνεται ίσο με 40mm, παίρνοντας υπόψη τις χαρακτηριστικές απαιτήσεις επικάλυψης σκυροδέματος και διαμορφώσεων οπλισμού. Μικρότερο βάθος στερέωσης επιτρέπεται μόνο αν εφαρμόζονται αυξημένοι συντελεστές ασφαλείας.

Ο οδηγός σχεδιασμού που χρησιμοποιείται ισχύει για αγκύρια που υφίστανται κυρίως στατική ή οιονεί στατική φόρτιση. Συγκεκριμένοι τύποι αγκυρίων ωστόσο είναι κατάλληλοι και για σεισμικά φορτία ή/και κόπωση, αφού όπως ειπώθηκε και παραπάνω, η χρήση αγκυρίων σε αντισεισμικές ενισχύσεις είναι ευρέως διαδεδομένη (αναλυτικές διατάξεις δίνονται σε νεότερες οδηγίες σχεδιασμού αγκυρώσεων, όπως στη σχετική οδηγία της fib [11]). Οι δράσεις στα αγκύρια προκύπτουν από τις δράσεις στο μεταλλικό έλασμα (εφελκυσμός, διάτμηση, καμπτική ή στρεπτική ροπή ή οποιοσδήποτε συνδυασμός αυτών) και γενικά είναι αξονική ή/και διατμητική ένταση. Όταν η τέμνουσα δύναμη εφαρμόζεται με μοχλοβραχίονα, το αγκύριο υπόκειται και σε καμπτική ροπή. Θλιπτικά φορτία στο μεταλλικό έλασμα επιτρέπονται με την προϋπόθεση ότι αυτά μεταφέρονται από το έλασμα στο σκυρόδεμα χωρίς να καταπονούνται τα αγκύρια ή εναλλακτικά ότι τα αγκύρια είναι κατάλληλα ώστε να μεταφέρουν θλιπτικά φορτία.

3.4.2 Επιτρεπόμενες διαμορφώσεις αγκυρώσεων

Ο οδηγός σχεδιασμού εφαρμόζεται για μεμονωμένα αγκύρια και ομάδες αγκυρίων, που πρέπει ωστόσο να αποτελούνται από αγκύρια ίδιου τύπου, μεγέθους και μήκους και να είναι διατεταγμένα σε ορθογώνιο σχήμα. Στην περίπτωση ομάδας αγκυρίων απαιτείται η χρήση άκαμπτου ελάσματος σύνδεσης, που θα είναι ικανό να καταλείψει τα φορτία σε κάθε αγκύριο της ομάδας, ο σχεδιασμός του οποίου διεξάγεται με βάση τον σχετικό ισχύοντα κανονισμό (EC3). Επίσης, τα μεμονωμένα αγκύρια που δε συνδέονται από ένα κοινό έλασμα και οι ομάδες αγκυρίων θα πρέπει να απέχουν σημαντικά ώστε να αποκλείεται η αλληλεπίδραση μεταξύ τους.



Σχήμα 3.5: Συμβολισμοί αποστάσεων μεταξύ αγκυρίων και από τα άκρα.

Η αλληλεπίδραση μεταξύ μεμονωμένων αγκυρίων ή ομάδων αγκυρίων που καταπονούνται σε εφελκυσμό εμποδίζεται εάν η απόσταση a ανάμεσα στα εξωτερικά αγκύρια γειτονικών ομάδων ή ανάμεσα σε γειτονικά μεμονωμένα αγκύρια δεν είναι μικρότερη από τη χαρακτηριστική απόσταση για αστοχία με απόσχιση κώνου σκυροδέματος $s_{cr,N}$ και για διάρρηξη σκυροδέματος $s_{cr,sp}$, η τιμή των οποίων δίνεται για κάθε τύπο αγκυρίου στην τεχνική του έγκριση και γενικά λαμβάνεται ίση με $3 \times h_{ef}$, όπου h_{ef} το ενεργό βάθος αγκύρωσης. Επομένως, θα πρέπει να ισχύει η ανίσωση $a \geq 3 \times h_{ef}$. Αυτή η απαίτηση ισχύει επίσης για μεμονωμένα αγκύρια ή ομάδες, που καταπονούνται σε διάτμηση, με επαρκή απόσταση από το άκρο, για να εμποδίζεται η αστοχία άκρου σκυροδέματος. Στην περίπτωση μεμονωμένων αγκυρίων ή ομάδων κοντά στο άκρο, που καταπονούνται σε διάτμηση, θεωρείται ότι η αλληλεπίδραση εμποδίζεται εάν η απόσταση μεταξύ των εξωτερικών αγκυρίων γειτονικών ομάδων ή μεταξύ γειτονικών μεμονωμένων αγκυρίων δεν είναι μικρότερη από το τριπλάσιο της απόστασης c_1 από το άκρο, δηλαδή αν $a \geq 3 \times c_1$. Οι ελάχιστες επιτρεπόμενες αποστάσεις μεταξύ των αγκυρίων μιας ομάδας μεταξύ τους και από το άκρο, s_{min} και c_{min} αντίστοιχα (Σχήμα 3.5), δίνονται για κάθε αγκύριο στην τεχνική έγκριση.

3.4.3 Κατάσταση μέλους από σκυρόδεμα

Η χαρακτηριστική αντοχή του αγκυρίου υπολογίζεται για την ονομαστική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος f_{ck} , η οποία θα πρέπει να είναι μεταξύ των κατηγοριών αντοχής C20/25 και C50/60, συμπεριλαμβανομένων. Σκυρόδεμα με θλιπτική αντοχή μικρότερη από 20MPa ενδέχεται να οδηγήσει σε μη αποδεκτή τιμή την αντοχή του αγκυρίου ή τη σχέση φορτίο–μετατόπιση. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος λαμβάνεται ίσο με $E_c = 30000 \text{ N/mm}^2$.

Το σκυρόδεμα μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι είτε ρηγματωμένο είτε όχι. Ωστόσο, γενικά, για λόγους απλοποίησης –και εν προκειμένω– το σκυρόδεμα θεωρείται ρηγματωμένο. Διαφορετικά θα πρέπει να δειχθεί ότι το σκυρόδεμα δεν έχει ρηγματωθεί. Η ονομαστική αντοχή των αγκυρίων σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα υπολογίζεται για εύρος ρωγμών $\Delta w = 0,3 \text{ mm}$. Στην πράξη, τα αγκύρια μπορεί να είναι τοποθετημένα σε ρωγμές μικρότερου εύρους ή μακριά από ρωγμές. Η επιρροή της διασποράς του πραγματικού εύρους της ρωγμής στο φορτίο αστοχίας λαμβάνεται υπόψη στον συντελεστή ασφάλειας του υλικού.

Το ελάχιστο πάχος των μελών, στα οποία τα αγκύρια εγκαθίστανται (δηλαδή του σκυροδέματος) επιτρέπεται να είναι $h \geq 2 \times h_{ef}$ και τουλάχιστον $h \geq 100 \text{ mm}$. Εάν το πάχος του μέλους από σκυρόδεμα είναι μικρότερο από την παραπάνω απαίτηση, τότε η αντοχή

πρέπει να μειωθεί, λόγω πρόωρης αστοχίας με διάρρηξη του σκυροδέματος ή μείωσης της διατμητικής αντοχής, για αγκυρώσεις στο άκρο. Επομένως, το μικρότερο πάχος σκυροδέματος επιτρέπεται μόνο αν οι παραπάνω αναφερόμενες επιδράσεις λαμβάνονται υπόψη κατά τον σχεδιασμό και την εγκατάσταση των αγκυριών.

3.5 Υπολογισμός των αποτελεσμάτων των δράσεων

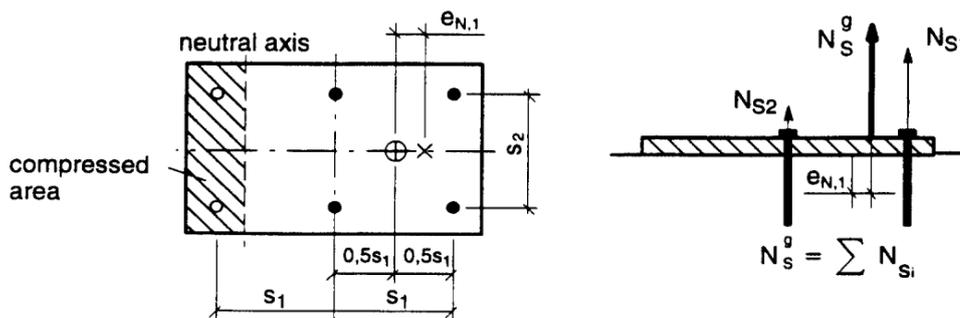
Κατά την στατική ανάλυση, δίνονται οι δυνάμεις και οι ροπές που δρουν στο μεταλλικό έλασμα σύνδεσης του πρόσθετου δομικού μέλους με το μέλος σκυροδέματος. Για τον σχεδιασμό της αγκύρωσης υπολογίζονται τα φορτία που δρουν σε κάθε αγκύριο, λαμβάνοντας υπόψη τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις, όπως αυτοί δίνονται στον Ευρωκώδικα 1 για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

Στην περίπτωση μεμονωμένων αγκυριών, τα φορτία που δρουν στο αγκύριο, γενικά, είναι ίσα με τα φορτία που δρουν στο μεταλλικό έλασμα. Στην περίπτωση ομάδων αγκυριών, οι δυνάμεις και οι καμπτικές και στρεπτικές ροπές που ασκούνται στο έλασμα κατανομούνται σε εφελκυστικές και τέμνουσες δυνάμεις που δρουν σε κάθε μεμονωμένο αγκύριο της ομάδας, σύμφωνα με τη θεωρία της ελαστικότητας. Η εφαρμογή αυτής της μεθόδου, δηλαδή ο υπολογισμός των δράσεων μέσω της ελαστικής ανάλυσης, είναι υποχρεωτική όταν ο αναμενόμενος τρόπος αστοχίας της αγκύρωσης είναι ψαθυρός (απόσχιση κώνου ή διάρρηξη σκυροδέματος, θραύση χαλύβδινου στοιχείου) (fib[+]).

3.5.1 Εφελκυσμός

Οι δυνάμεις εφελκυσμού που δρουν σε κάθε αγκύριο, λόγω των φορτίων και των καμπτικών ροπών που ασκούνται στο έλασμα, θα πρέπει να υπολογίζονται σύμφωνα με τη θεωρία της ελαστικότητας, αν οι ακόλουθες προϋποθέσεις πληρούνται:

- Η βάση των αγκυριών (δηλαδή το μεταλλικό έλασμα) δεν παραμορφώνεται κάτω από τις δράσεις σχεδιασμού. Για να διασφαλιστεί αυτή η θεώρηση, το έλασμα θα πρέπει να είναι επαρκώς δύσκαμπτο, ώστε οι κατανομή των δυνάμεων στα αγκύρια να είναι σύμφωνη με τη θεωρία της ελαστικότητας. Διαφορετικά, η ευκαμψία του ελάσματος θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά τον υπολογισμό των φορτίων.
- Όλα τα αγκύρια της ομάδας διαθέτουν ίση δυσκαμψία, που αντιστοιχεί στο μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα.
- Τα αγκύρια που βρίσκονται κάτω από τον ουδέτερο άξονα, στη θλιβόμενη ζώνη της μεταλλικής πλάκας, δε συμμετέχουν στην ανάληψη φορτίων και αγνοούνται κατά τους υπολογισμούς (Σχήμα 3.6).



Σχήμα 3.6: Κατανομή εφελκυστικών δυνάμεων στα επιμέρους αγκύρια της ομάδας σύμφωνα με τη θεωρία της ελαστικότητας. Τα αγκύρια στη θλιβόμενη περιοχή αμελούνται.

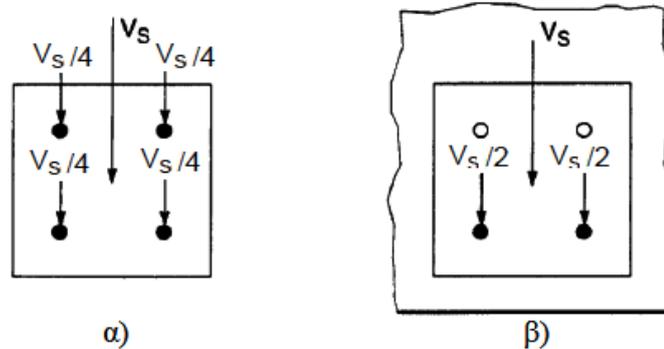
3.5.2 Διάτμηση

Ο προσδιορισμός των τεμνουσών δυνάμεων στα αγκύρια μια ομάδας, που προκύπτουν από τις τέμνουσες δυνάμεις και τις στρεπτικές ροπές που ασκούνται στο έλασμα, γίνεται σύμφωνα με τη θεωρία της ελαστικότητας θεωρώντας ίση δυσκαμψία για όλα τα αγκύρια της ομάδας.

Η κατανομή των διατμητικών φορτίων εξαρτάται από το μηχανισμό αστοχίας της αγκύρωσης:

- Αστοχία του χάλυβα του αγκυρίου και αστοχία λόγω εκμόχλευσης σκυροδέματος: Θεωρείται ότι όλα τα αγκύρια της ομάδας αναλαμβάνουν διατμητικά φορτία, αν η διάμετρος d_f της οπής εκκαθάρισης του ελάσματος δεν είναι μεγαλύτερη από την τιμή που δίνεται στον Πίνακα 3.1 (Σχήμα 3.7α).
- Αστοχία άκρου σκυροδέματος: Αν η τέμνουσα δύναμη ασκείται κάθετα στο άκρο, μόνο τα δυσμενέστερα αγκύρια θεωρείται ότι αναλαμβάνουν διατμητικά φορτία (Σχήμα 3.7β). Αντίθετα, αν η τέμνουσα δύναμη ασκείται παράλληλα στο άκρο, τότε όλα τα αγκύρια της ομάδας θεωρείται ότι αναλαμβάνουν διατμητικά φορτία.

Εάν η διάμετρος d_f της οπής εκκαθάρισης στο έλασμα είναι μεγαλύτερη από αυτήν που δίνεται στον Πίνακα 3.1, τότε η οδηγία σχεδιασμού ισχύει μόνο αν το κενό ανάμεσα στον κοχλία και στο έλασμα πληρούται με κονίαμα επαρκούς θλιπτικής αντοχής ή εξαλείφεται με άλλα κατάλληλα μέσα.



Σχήμα 3.7: Παραδείγματα κατανομής διατμητικών φορτίων: α) όλα τα αγκύρια της ομάδας αναλαμβάνουν διατμητικά φορτία, β) μόνο τα δυσμενέστερα αγκύρια συμμετέχουν στην κατανομή

Πίνακας 3.1: Διάμετρος οπής εκκαθάρισης στο έλασμα.

Ονομαστική διάμετρος, d_{nom} (mm)	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
Διάμετρος d_f οπής εκκαθάρισης ελάσματος (mm)	7	9	12	14	16	18	20	22	24	26

Οι τέμνουσες δυνάμεις στα αγκύρια θεωρείται ότι ασκούνται χωρίς μοχλοβραχίονα αν και οι δύο από τις ακόλουθες συνθήκες ισχύουν:

1. Το έλασμα είναι μεταλλικό και στην περιοχή της αγκύρωσης στερεώνεται απευθείας στο σκυροδέμα χωρίς ενδιάμεσο στρώμα ή με ένα εξομαλυντικό στρώμα κονιάματος, με θλιπτική αντοχή μεγαλύτερη από 30MPa και πάχος $t_{grout} \leq d/2$ (όπου d η διάμετρος του αγκυρίου).
2. Το έλασμα είναι σε επαφή με το αγκύριο σε όλο το πάχος του.

Αν οι παραπάνω προϋποθέσεις δεν ισχύουν, ο μοχλοβραχίονας υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (Σχήμα 3.8):

$$l = \alpha_3 + e_1 \quad (3.1)$$

όπου:

e_1 η απόσταση ανάμεσα στην τέμνουσα δύναμη και την επιφάνεια του σκυροδέματος

$$\alpha_3 = 0,5 \cdot d$$

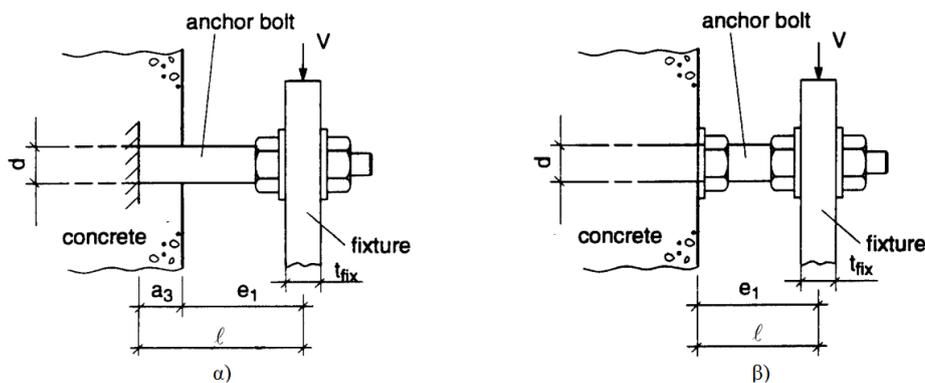
$\alpha_3 = 0$ αν περικόχλιο και ροδέλα είναι απευθείας στερεωμένα στην επιφάνεια του σκυροδέματος (Σχήμα 3.8β)

d η διάμετρος του αγκυρίου

Η ροπή σχεδιασμού που ασκείται σε κάθε αγκύριο δίνεται από τη σχέση:

$$M_{sd} = V_{sd} \cdot \frac{l}{\alpha_M} \quad (3.2)$$

Η τιμή α_M εξαρτάται από το βαθμό του περιορισμού του αγκυρίου στην πλευρά του ελάσματος και θα πρέπει να προσδιορίζεται με ορθή τεχνική πρακτική. Καθόλου περιορισμός ($\alpha_M=1,0$) θα πρέπει να θεωρείται αν το έλασμα μπορεί να περιστραφεί ελεύθερα. Η θεώρηση αυτή είναι πάντα συντηρητική. Επίσης $\alpha_M=1,0$ θα πρέπει να λαμβάνεται αν η διάμετρος df της οπής εκκαθάρισης στο έλασμα είναι μεγαλύτερη από τις τιμές που δίνονται στον Πίνακα 3.1. Πλήρης περιορισμός ($\alpha_M=2,0$) μπορεί να θεωρηθεί μόνο αν το έλασμα δεν μπορεί να περιστραφεί και η οπή έχει διάμετρο μικρότερη από τις τιμές που δίνονται στον Πίνακα 3.1 ή αν το αγκύριο είναι στερεωμένο με το έλασμα μέσω περικοχλίου και ροδέλας (Σχήμα 3.8β).



Σχήμα 3.8: Προσδιορισμός μοχλοβραχίονα

3.6 Υπολογισμός αντιστάσεων – Έλεγχοι

Ο σχεδιασμός των αγκυρώσεων πρέπει να είναι σε συμφωνία με τους γενικούς κανόνες που δίνονται στο EN 1990. Σκοπός είναι η επίτευξη μιας ασφαλούς απόστασης μεταξύ των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, επιβαλλόμενες παραμορφώσεις) στις οριακές καταστάσεις και των αντίστοιχων αντιδράσεων-αντοχών. Αυτό επιτυγχάνεται με τη συσχέτιση των παραπάνω τιμών μέσω της παρακάτω ανισότητας:

$$S_d \leq R_d \quad (3.3)$$

όπου S_d η τιμή της δράσης σχεδιασμού και R_d η τιμή της αντοχής σχεδιασμού.

Η αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής:

$$R_d = R_k / \gamma_M \quad (3.4)$$

όπου R_k η χαρακτηριστική αντοχή ενός αγκυρίου ή ομάδας αγκυρίων και γ_M ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του υλικού.

Λόγω απουσίας εθνικών κανονισμών, χρησιμοποιούνται οι συντελεστές ασφαλείας όπως ορίζονται από την οδηγία του ΕΟΤΑ και δίνονται με ακριβή τιμή, για την οριακή κατάσταση αστοχίας και για όλους τους μηχανισμούς αστοχίας, στην Ευρωπαϊκή Τεχνική Έγκριση (European Technical Approval–ETA) κάθε πιστοποιημένου τύπου αγκυρίου. Οι συντελεστές ασφαλείας για τον τύπο αγκυρίων που θα χρησιμοποιηθούν στην πειραματική διαδικασία δίνονται στο επόμενο κεφάλαιο. Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας λαμβάνονται ίσοι με 1.0.

Για τον σχεδιασμό αγκυρώσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας, παρέχονται στην οδηγία του ΕΟΤΑ (ETAG 001–Annex C) τρεις διαφορετικές μέθοδοι, οι Α, Β και C. Η μέθοδος που πρέπει να εφαρμοστεί κατά το σχεδιασμό δίνεται στη σχετική ETA του τύπου αγκυρίου που θα χρησιμοποιηθεί. Εδώ θα εφαρμοστεί η μέθοδος σχεδιασμού Α, όπως καθορίζεται στην τεχνική έγκριση των αγκυρίων των οποίων η συμπεριφορά εξετάζεται στην πειραματική διαδικασία. Κατά τη μέθοδο αυτή θα πρέπει να δειχθεί ότι η σχέση (3.1) ισχύει για όλες τις διευθύνσεις φόρτισης (εφελκυσμός, διάτμηση και συνδυασμός αυτών) και για όλους τους πιθανούς τύπους αστοχίας. Αν οι τιμές για τις χαρακτηριστικές αντοχές, καθώς και τις επιτρεπόμενες αποστάσεις, διαφέρουν μεταξύ της μεθόδου σχεδιασμού και της τεχνικής έγκρισης του αγκυρίου, υπερισχύουν οι τιμές της τεχνικής έγκρισης.

3.6.1 Αντοχή αγκυρίων – έλεγχοι έναντι εφελκυσμού

Πίνακας 3.2: Απαιτούμενοι έλεγχοι έναντι εφελκυσμού

Μηχανισμός αστοχίας	Μεμονωμένο αγκύριο	Ομάδα αγκυρίων
Αστοχία χάλυβα	$N_{Sd} \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$N_{Sd}^h \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$
Εξόλκευση αγκυρίου	$N_{Sd} \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$	$N_{Sd}^h \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$
Απόσχιση κώνου σκυροδέματος	$N_{Sd} \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$	$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$
Διάρρηξη σκυροδέματος	$N_{Sd} \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$	$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$

όπου:

N_{Sd}^h η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού που ασκείται στο δυσμενέστερο αγκύριο της ομάδας αγκυρίων.

N_{Sd}^g η συνολική εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού που ασκείται στην ομάδα αγκυρίων.

3.6.1.1 Αστοχία χάλυβα του αγκυρίου

Η χαρακτηριστική αντοχή $N_{Rk,s}$ του αγκυρίου για αστοχία του χάλυβα δίνεται στην τεχνική του έγκριση. Επίσης, η τιμή της λαμβάνεται από τη σχέση:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad (3.5)$$

όπου A_s η καταπονούμενη επιφάνεια χάλυβα του αγκυρίου. Για αγκύρια με μεταβλητή κατά μήκος τομή, η εξίσωση (3.5) θα πρέπει να ελεγχθεί για τα διάφορα εμβαδά διατομής και τις αντίστοιχες αντοχές του χάλυβα.

3.6.1.2 Εξόλκευση αγκυρίου

Η χαρακτηριστική αντοχή $N_{Rk,p}$ αγκυρίου σε εξόλκευση δίνεται στην τεχνική του έγκριση ή προσδιορίζεται από τα αποτελέσματα κατάλληλων πειραματικών δοκιμών, επειδή λόγω της απουσίας αξιόπιστων σχεδιαστικών μοντέλων δεν υπάρχει ακριβής σχέση προσδιορισμού της.

3.6.1.3 Απόσχιση κώνου σκυροδέματος

Η χαρακτηριστική αντοχή $N_{Rk,c}$ αγκυρίου ή ομάδας αγκυρίων για αστοχία με απόσχιση κώνου σκυροδέματος δίνεται από τη σχέση:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \quad (3.6)$$

όπου:

$N_{Rk,c}^0$ η αρχική τιμή της χαρακτηριστικής αντοχής του αγκυρίου, χωρίς επιρροή των αποστάσεων από τα άκρα και των μεταξύ, η τιμή της οποίας δίνεται από τη σχέση:

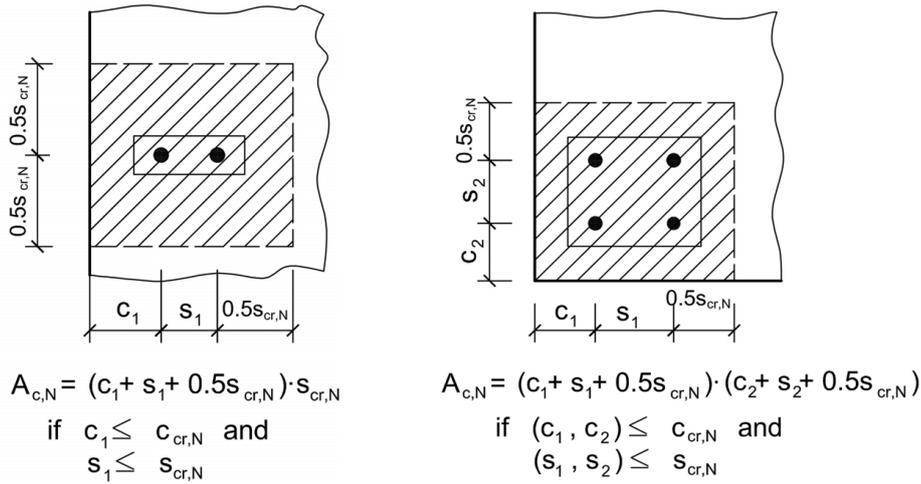
$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad (3.6a)$$

$k_1 = 7,2 \text{ (N}^{0.5}/\text{mm}^{0.5})$ για εφαρμογές σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα

$k_1 = 10,1 \text{ (N}^{0.5}/\text{mm}^{0.5})$ για εφαρμογές σε μη ρηγματωμένο σκυρόδεμα

$A_{c,N}^0$ η θεωρητική επιφάνεια κώνου σκυροδέματος ενός μεμονωμένου αγκυρίου με μεγάλη απόσταση από τα άκρα. Ο κώνος σκυροδέματος παρομοιάζεται με πυραμίδα ύψους h_{ef} και με βάση μήκους $s_{cr,N}$. Η τιμή της δίνεται από τη σχέση:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 \quad (3.6\beta)$$



Σχήμα 3.9: Παραδείγματα υπολογισμού της επιφάνειας $A_{c,N}$.

$A_{c,N}$ η πραγματική επιφάνεια του κώνου σκυροδέματος στην επιφάνεια του σκυροδέματος. Περιορίζεται από τους επικαλυπτόμενους κώνους των γειτονικών αγκυρίων ($s \leq s_{cr,N}$) και από τα άκρα του μέλους σκυροδέματος ($c \leq c_{cr,N}$). Παραδείγματα υπολογισμού της επιφάνειας $A_{c,N}$ δίνονται στο Σχήμα 3.9.

Οι τιμές των $s_{cr,N}$ και $c_{cr,N}$ δίνονται στην σχετική ΕΤΑ, ενώ γενικά θεωρείται ότι $s_{cr,N} = 2c_{cr,N} = 3h_{ef}$.

$\psi_{s,N}$ συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή των άκρων του σκυροδέματος στην κατανομή των τάσεων σε αυτό, η τιμή του οποίου δίνεται από τη σχέση:

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1 \quad (3.6\gamma)$$

$\psi_{re,N}$ συντελεστής θρυμματισμού του φλοιού του σκυροδέματος, που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σπλισμού του σκυροδέματος και η τιμή του δίνεται από τη σχέση:

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1 \quad (h_{ef} \text{ σε mm}) \quad (3.6\delta_1)$$

$$\psi_{re,N} = 1,0 \text{ για } s \geq 150 \text{ ή για } s \geq 100\text{mm και } d_s \leq 10\text{mm} \quad (3.6\delta_2)$$

όπου d_s η διάμετρος και s η απόσταση του σπλισμού εντός του σκυροδέματος.

$\psi_{ec,N}$ συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επίδραση στην ομάδα αγκυρίων όταν διαφορετικά εφελκυστικά φορτία επιβάλλονται στα μεμονωμένα αγκύρια της ομάδας, η τιμή του οποίου δίνεται από τη σχέση:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_N / s_{cr,N}} \leq 1 \quad (3.6\epsilon)$$

όπου e_N η εκκεντρότητα της συνισταμένης εφελκυστικής δύναμης σε σχέση με το κέντρο βάρους των αγκυρίων που εφελκύνονται. Για λόγους απλοποίησης, ο

συντελεστής εκκεντρότητας μπορεί να λαμβάνεται ίσος με $\psi_{ec,N} = 1,0$ αν ελέγχεται το δυσμενέστερο αγκύριο της ομάδας ($N_{Sd}^h \leq N_{Rk,c}^h / \gamma_{Mc}$) και η χαρακτηριστική αντοχή αυτού του αγκυρίου λαμβάνεται ως $N_{Rk,c}^h \leq N_{Rk,c} / n$, όπου η αντοχή $N_{Rk,c}$ δίνεται από τη σχέση (3.6) με $\psi_{ec,N} = 1,0$ και n ο αριθμός των αγκυρίων που καταπονούνται σε εφελκυσμό.

3.6.1.4 Διάρρηξη σκυροδέματος

Αστοχία λόγω διάρρηξης του σκυροδέματος μπορεί να προκληθεί είτε κατά την εγκατάσταση των αγκυρίων είτε ως αποτέλεσμα της φόρτισης. Η εκδήλωσή της κατά την εγκατάσταση αποτρέπεται αν τηρηθούν οι απαιτήσεις για τις ελάχιστες επιτρεπόμενες αποστάσεις μεταξύ των αγκυρίων, s_{min} , από τα άκρα, c_{min} , από τον οπλισμό και για το επιτρεπόμενο πάχος του μέλους σκυροδέματος, h_{min} , όπως αυτές δίνονται στη σχετική τεχνική έγκριση.

Για την περίπτωση αστοχίας με διάρρηξη του σκυροδέματος λόγω της φόρτισης, οι τιμές $s_{cr,sp}$ και $c_{cr,sp}$ δίνονται στην τεχνική έγκριση του αγκυρίου. Θεωρείται ότι διάρρηξη του σκυροδέματος δεν είναι δυνατόν να εκδηλωθεί αν η απόσταση από το άκρο σε όλες τις διευθύνσεις είναι $c \geq 1,2c_{cr,sp}$ και το βάθος του μέλους είναι $h \geq 2h_{ef}$. Επίσης, αν πρόκειται για αγκύρια που θεωρούνται κατάλληλα για χρήση σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα, ο υπολογισμός της χαρακτηριστικής αντοχής σε διάρρηξη μπορεί να παραλειφθεί αν πληρούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

1. παρέχεται οπλισμός, ο οποίος περιορίζει το πλάτος ρωγμής σε $w_k \sim 0.3\text{mm}$ και
2. η χαρακτηριστική αντοχή για αστοχία με εξόλκευση και απόσχιση κώνου σκυροδέματος υπολογίζεται θεωρώντας ρηγματωμένο σκυρόδεμα.

Εάν οι παραπάνω προϋποθέσεις δεν πληρούνται, τότε η χαρακτηριστική αντοχή μεμονωμένου αγκυρίου ή ομάδας αγκυρίων, για αστοχία με διάρρηξη του σκυροδέματος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,sp} \quad (3.7)$$

όπου:

οι παράγοντες του γινομένου $N_{Rk,c}^0, \psi_{s,N}, \psi_{re,N}, \psi_{ec,N}$ υπολογίζονται σύμφωνα με τις σχέσεις (3.6α) έως (3.6ε) και οι επιφάνειες $A_{c,N}$ και $A_{c,N}^0$ όπως ορίστηκαν παραπάνω, όμως οι τιμές $s_{cr,N}$ και $c_{cr,N}$ θα πρέπει να αντικατασταθούν από τις τιμές $s_{cr,sp}$ και $c_{cr,sp}$. $\psi_{h,sp}$ συντελεστής που λαμβάνει υπόψη το πραγματικό βάθος h του μέλους στην αντοχή διάρρηξης και η τιμή του δίνεται από τη σχέση:

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq 1,5 \quad (3.7a)$$

όπου h είναι το πραγματικό πάχος του μέλους και h_{min} το πάχος για το οποίο η τιμή $c_{cr,sp}$ έχει υπολογιστεί.

3.6.2 Αντοχή αγκυρίων – έλεγχοι έναντι τέμνουσας

Πίνακας 3.3: Απαιτούμενοι έλεγχοι έναντι τέμνουσας

Μηχανισμός αστοχίας	Μεμονωμένο αγκύριο	Ομάδα αγκυρίων
Αστοχία χάλυβα (τέμνουσα χωρίς μοχλοβραχίονα)	$V_{Sd} \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$
Αστοχία χάλυβα (τέμνουσα με μοχλοβραχίονα)	$V_{Sd} \leq V_{Rk,sm} / \gamma_{Ms}$	$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,sm} / \gamma_{Ms}$
Εξόλκευση αγκυρίου	$V_{Sd} \leq V_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$	$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$
Εκμόχλευση σκυροδέματος	$V_{Sd} \leq V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc}$	$V_{Sd}^g \leq V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc}$
Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος	$V_{Sd} \leq V_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$	$V_{Sd}^g \leq V_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$

όπου:

V_{Sd}^h η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού που ασκείται στο δυσμενέστερο αγκύριο της ομάδας αγκυρίων.

V_{Sd}^g η συνολική τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού που ασκείται στην ομάδα αγκυρίων.

3.6.2.1 Αστοχία χάλυβα του αγκυρίου (τέμνουσα χωρίς μοχλοβραχίονα)

Η χαρακτηριστική αντοχή $V_{Rk,s}$ αγκυρίου για αστοχία του χάλυβα είτε λαμβάνεται από την τεχνική του έγκριση είτε προσδιορίζεται από τα αποτελέσματα κατάλληλων δοκιμών. Επίσης, η τιμή της δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk} \quad (3.8)$$

Για αγκύρια με σημαντικά μειούμενη διατομή κατά το μήκος τους (π.χ. κοχλιωτά αγκύρια εκτόνωσης), η χαρακτηριστική αντοχή $V_{Rk,s}$ είναι μικρότερη από την τιμή που δίνεται στην εξίσωση (3.8), αν η αστοχία προκαλείται από διάτμηση στη μειωμένη διατομή. Επομένως η σχέση (3.8) στην περίπτωση αυτή δεν ισχύει.

Ένας μειωτικός συντελεστής, ίσος με 0,80, θα πρέπει να εφαρμόζεται στη διατμητική αντοχή του δυσμενέστερου αγκυρίου της ομάδας, που υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (3.8), όταν τα αγκύρια είναι κατασκευασμένα από χάλυβα χαμηλής ολκιμότητας, η τέμνουσα δύναμη ασκείται στην κατεύθυνση της σειράς αγκυρίων και όλα τα αγκύρια της ομάδας θεωρείται ότι αναλαμβάνουν την εφαρμοζόμενη τέμνουσα δύναμη.

3.6.2.2 Αστοχία χάλυβα του αγκυρίου (τέμνουσα με μοχλοβραχίονα)

Η χαρακτηριστική αντοχή του αγκυρίου δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rk,sm} = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{l} \leq V_{Rk,s} \quad (3.9)$$

όπου:

α_M συντελεστής που δίνεται αναλυτικά στην ενότητα 3.5.2

l το μήκος του μοχλοβραχίονα σύμφωνα με την εξίσωση (3.1)

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \left(1 - N_{sd}/N_{Rd,s}\right) \quad (3.9\alpha)$$

$$M_{Rk,s}^0 = 1,2 \cdot W_{el} \cdot f_{uk} \quad (3.9\beta)$$

$$N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$$

όπου $M_{Rk,s}^0$ η χαρακτηριστική αντοχή σε κάμψη του αγκυρίου, η ακριβής τιμή της οποίας εκτός από τη σχέση (3.9β) δίνεται και στην τεχνική έγκριση και W_{el} η ελαστική ροπή αντίστασης του αγκυρίου στη διατμημένη διατομή. Η σχέση (3.9β) ισχύει μόνο αν το αγκύριο δεν έχει σημαντικά μειούμενη διατομή κατά το μήκος του.

3.6.2.3 Εξόλκευση αγκυρίου

Η χαρακτηριστική αντοχή $V_{Rk,p}$ αγκυρίου σε εξόλκευση είτε λαμβάνεται από την τεχνική του έγκριση είτε προσδιορίζεται από πειραματικά αποτελέσματα. Επίσης ως πρώτη εκτίμηση της αντοχής η οδηγία της fib [11] δίνει την ακόλουθη σχέση:

$$V_{Rk,p} = k_3 \cdot N_{Rk,p} \quad (3.10)$$

όπου:

$$k_3 = 2,0$$

$N_{Rk,p}$ η χαρακτηριστική αντοχή σύμφωνα με την ενότητα 3.6.1.2.

Αγκύρια με χαμηλή αντοχή εξόλκευσης συγκριτικά με την αντοχή του σκυροδέματος σε απόσχιση κώνου, $N_{Rk,c}^0$, ενδέχεται να αστοχήσουν λόγω εξόλκευσης όταν καταπονούνται σε διάτμηση.

3.6.2.4 Εκμόχλευση σκυροδέματος

Η χαρακτηριστική αντοχή $V_{Rk,cp}$ της αγκύρωσης για αστοχία λόγω εκμόχλευσης του σκυροδέματος δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} \quad (3.11)$$

όπου:

$N_{Rk,c}$ η χαρακτηριστική αντοχή σύμφωνα με τη σχέση 3.6, που προσδιορίζεται για μεμονωμένα αγκύρια ή για το σύνολο των αγκυρίων μιας ομάδας που καταπονούνται σε διάτμηση, θεωρώντας ότι $e_N = e_V$.

$$k = 1 \text{ για } h_{ef} < 60\text{mm}$$

$$k = 2 \text{ για } h_{ef} \geq 60\text{mm}$$

3.6.2.5 Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος

Η αστοχία λόγω απόσχισης πλευρικού άκρου δε χρειάζεται να ελεγχθεί για ομάδες αποτελούμενες από τέσσερα ή λιγότερα αγκύρια, όταν η απόσταση από το άκρο σε όλες τις διευθύνσεις είναι $c > 10h_{ef}$ και $c > 60d$.

Η χαρακτηριστική αντοχή $V_{Rk,c}$ του αγκυρίου ή ομάδας αγκυρίων για αστοχία με απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{a,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} \quad (3.12)$$

όπου:

$V_{Rk,c}^0$ η αρχική τιμή της χαρακτηριστικής αντοχής του αγκυρίου, που καταπονείται κάθετα στο άκρο, η τιμή της οποίας δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1,5} \quad (3.12\alpha)$$

$k_1 = 1,7$ για εφαρμογές σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα

$k_1 = 2,4$ για εφαρμογές σε μη ρηγματωμένο σκυρόδεμα

d_{nom}, l_{ef} δίνονται στην τεχνική έγκριση ή καθορίζονται από πειραματικές δοκιμές

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_{ef}}{c_1} \right)^{0,5} \quad (3.12\alpha_1)$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1} \right)^{0,2} \quad (3.12\alpha_2)$$

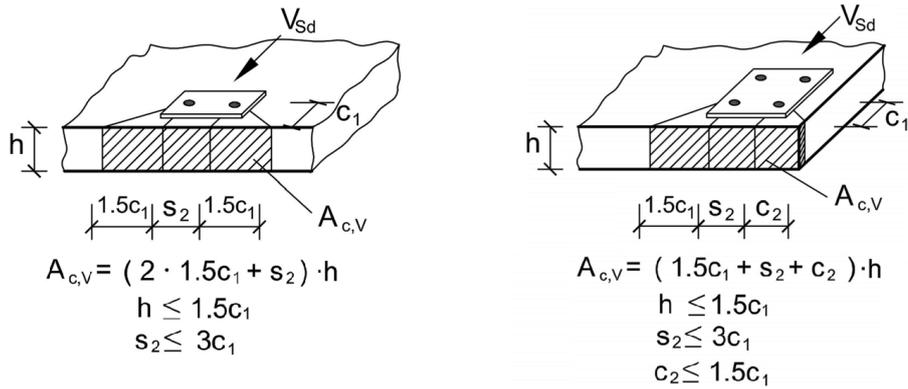
$A_{c,V}/A_{c,V}^0$ λόγος μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η γεωμετρική επιρροή των αποστάσεων μεταξύ και από τα άκρα και του πάχους του μέλους στο χαρακτηριστικό φορτίο, όπου:

$A_{c,V}^0$ η επιφάνεια κώνου σκυροδέματος μεμονωμένου αγκυρίου στην πλευρική επιφάνεια του σκυροδέματος που δεν επηρεάζεται από τα άκρα που είναι παράλληλα προς τη θεωρούμενη κατεύθυνση του φορτίου, το πάχος του μέλους ή από γειτονικά αγκύρια. Η επιφάνεια θραύσης παρομοιάζεται με το μισό πυραμίδας με ύψος ίσο με το c_1 και βάση μήκους $1,5c_1$ και $3c_1$. Η τιμή της δίνεται από τη σχέση:

$$A_{c,V}^0 = 4,5c_1^2 \quad (3.12\beta)$$

$A_{c,N}$ η πραγματική επιφάνεια του κώνου σκυροδέματος της αγκύρωσης στην πλευρική επιφάνεια του σκυροδέματος. Περιορίζεται από τους επικαλυπτόμενους κώνους σκυροδέματος των γειτονικών αγκυρίων ($s \leq 3c_1$), καθώς και από τα άκρα που είναι παράλληλα προς τη θεωρούμενη διεύθυνση του φορτίου ($c_2 \leq 1,5c_1$) και από το πάχος του μέλους ($h \leq 1,5c_1$). Παραδείγματα υπολογισμού της επιφάνειας $A_{c,V}$ δίνονται στο Σχήμα 3.10.

Για τον υπολογισμό των $A_{c,V}^0$ και $A_{c,N}$ θεωρείται ότι οι τέμνουσες δυνάμεις ασκούνται κάθετα προς το άκρο του μέλους από σκυρόδεμα.



Σχήμα 3.10: Παραδείγματα υπολογισμού της επιφάνειας $A_{c,v}$

$\psi_{s,v}$ συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη διαταραχή της κατανομής των τάσεων στο σκυρόδεμα λόγω της επιρροής των άκρων, η τιμή του οποίου δίνεται από τη σχέση:

$$\psi_{s,v} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5c_1} \leq 1 \quad (3.12\gamma)$$

$\psi_{h,v}$ συντελεστής που λαμβάνει υπόψη το γεγονός ότι η διατμητική αντοχή δε μειώνεται γραμμικά με το πάχος του μέλους, όπως προκύπτει από το λόγο $A_{c,v}/A_{c,v}^0$, η τιμή του οποίου δίνεται από τη σχέση:

$$\psi_{h,v} = \left(\frac{1,5c_1}{h} \right)^{1/2} \geq 1 \quad (3.12\delta)$$

$\psi_{a,v}$ συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη γωνία a_v μεταξύ του ασκούμενου φορτίου V_{sd} και ευθείας κάθετης προς το ελεύθερο άκρο του μέλους σκυροδέματος, η τιμή του οποίου δίνεται από τη σχέση:

$$\psi_{a,v} = \sqrt{\frac{1}{(\cos a_v)^2 + \left(\frac{\sin a_v}{2.5} \right)^2}} \geq 1,0 \quad (3.12\epsilon)$$

Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή της γωνίας a_v είναι 90^0 , που είναι και η γωνία που λαμβάνεται στην περίπτωση φορτίου παράλληλο προς τα άκρα. Στην περίπτωση που $a_v \geq 90^0$, για τον έλεγχο της αστοχίας με απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος θεωρείται ότι στα αγκύρια ασκείται μόνο η συνιστώσα του διατμητικού φορτίου η παράλληλη προς το άκρο.

$\psi_{ec,v}$ συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επίδραση στην ομάδα αγκυρίων όταν διαφορετικά διατμητικά φορτία επιβάλλονται στα μεμονωμένα αγκύρια της ομάδας, η τιμή του οποίου δίνεται από τη σχέση:

$$\psi_{ec,v} = \frac{1}{1 + 2e_v / (3c_1)} \leq 1,0 \quad (3.12\sigma\tau)$$

όπου e_v η εκκεντρότητα της συνισταμένης τέμνουσας δύναμης που ασκείται στα αγκύρια.

$\psi_{re,V}$ συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του τύπου του οπλισμού που χρησιμοποιείται σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα και λαμβάνει τιμές:

$$\psi_{re,V} = 1,0 \quad (3.12\zeta_1)$$

για αγκυρώσεις σε μη ρηγματωμένο σκυρόδεμα και αγκυρώσεις σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα χωρίς οπλισμό στα άκρα ή συνδετήρες.

$$\psi_{re,V} = 1,2 \quad (3.12\zeta_2)$$

για αγκυρώσεις σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα με οπλισμό στα άκρα ($\geq \Phi 12\text{mm}$).

$$\psi_{re,V} = 1,4 \quad (3.12\zeta_3)$$

για αγκυρώσεις σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα με οπλισμό και συνδετήρες σε κοντινή απόσταση.

3.6.3 Συνδυασμός εφελκυσμού και διάτμησης

Για ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμό πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

$$\beta_N = \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \leq 1 \quad (3.13\alpha)$$

$$\beta_V = \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \leq 1 \quad (3.13\beta)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \leq 1,2 \quad (3.13\gamma)$$

Για τους λόγους N_{Sd}/N_{Rd} και V_{Sd}/V_{Rd} η μεγαλύτερη τιμή για τα διαφορετικά μοντέλα αστοχίας θα πρέπει να εισάγεται στην Εξίσωση (3.13α,β,γ).

Ωστόσο η Εξίσωση (3.13α,β,γ) μπορεί να αποδώσει συντηρητικά αποτελέσματα. Ακριβέστερα αποτελέσματα λαμβάνονται από τη σχέση:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (3.14)$$

όπου οι λόγοι N_{Sd}/N_{Rd} και V_{Sd}/V_{Rd} πρέπει να ικανοποιούν την σχέση (3.13α, β), $\alpha=2,0$, αν οι αντοχές σε εφελκυσμό και διάτμηση ελέγχονται από αστοχία του χάλυβα και $\alpha=1,5$ για όλους τους υπόλοιπους συνδυασμούς των μηχανισμών αστοχίας.

4 Πειραματική διαδικασία

4.1 Εισαγωγή

Η πειραματική διαδικασία στόχο έχει τη διερεύνηση της απόκρισης, δηλαδή της αντοχής, της παραμόρφωσης και του τρόπου αστοχίας, κόμβου σύνδεσης μεταλλικής δοκού με σύμμικτο υποστύλωμα, όταν ως μέσο σύνδεσης χρησιμοποιούνται μηχανικά αγκύρια. Η κατασκευή των πειραματικών μοντέλων και η εκτέλεση των πειραμάτων έγινε στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Το μοντέλο της έρευνας ήταν ένας μονόπλευρος κόμβος σύνδεσης, αποτελούμενος από ένα υποστύλωμα κοίλης τετραγωνικής διατομής, με εγκιβωτισμένο σκυρόδεμα και μια χαλύβδινη δοκό HEA140, συγκολλημένη στο ένα άκρο της με μετωπική πλάκα η οποία προσαρτάται μέσω των αγκυρίων στο υποστύλωμα. Πραγματοποιήθηκαν έξι πειράματα, όπου το πειραματικό μοντέλο υποβαλλόταν σε μονοτονική στατική φόρτιση στο ελεύθερο άκρο της δοκού, μέχρι την ολοκληρωτική αστοχία. Η παράμετρος που σε κάθε πείραμα διαφοροποιούνταν ήταν το ύψος της δοκού τύπου HEA, στο οποίο ασκούνταν η φόρτιση, δηλαδή ο μοχλοβραχίονας του φορτίου ως προς τη διεπιφάνεια μετωπικής πλάκας – υποστυλώματος.

Στη συνέχεια του κεφαλαίου παρουσιάζονται αναλυτικά η διάταξη των πειραμάτων καθώς και τα χαρακτηριστικά των μελών και των οργάνων που χρησιμοποιήθηκαν.

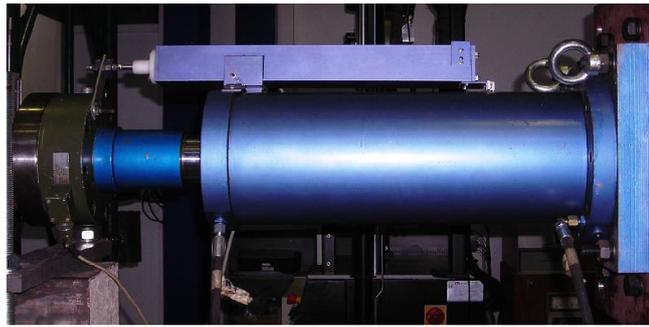
4.2 Περιγραφή συσκευών

Για την εκτέλεση των πειραμάτων και τη συλλογή των πειραματικών δεδομένων χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθες συσκευές του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών:

1. *Σύστημα συλλογής μετρήσεων και ελέγχου επενεργητών National Instrument (NI)–PXI–SCXI (Σχήμα 4.1α).* Τα πειρατικά δεδομένα κάθε πειράματος μεταφέρονται εδώ μέσω των καλωδίων που συνδέουν τις συσκευές με τις αντίστοιχες κάρτες τους στην κεντρική μονάδα του συστήματος, δηλαδή το PXI. Όλες οι λειτουργίες του οργάνου βασίζονται σε εφαρμογές στο περιβάλλον του προγράμματος labVIEW 7.1.1 (Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench), όπου και μεταφέρονται τα πειραματικά δεδομένα. Μέσω του προγράμματος γίνεται μηδενισμός του φορτίου και της θέσης του εμβόλου και ηλεκτρονικός μηδενισμός των οργάνων μέτρησης.
2. *Επενεργητής εφαρμογής φόρτισης (Σχήμα 4.1β).* Για την στατική μονοτονική φόρτιση της δοκού χρησιμοποιήθηκε επενεργητής εφαρμογής φόρτισης (έμβολο), με controller τύπου Servo Controller–Amplifier SCA–201, της MALVASIA. Ο επενεργητής έχει δυνατότητα άσκησης εφελκυστικής ή θλιπτικής δύναμης έως 300kN, με μέγιστη διαδρομή βάρτρου 300mm και συνολικό ύψος, συμπεριλαμβανομένης της δυναμοκυψέλης, όταν το βάρτρο βρίσκεται στην κατώτερη θέση, 92,5cm. Συνδέεται στην κάρτα 1520 NI–SCXI της κεντρικής μονάδας.
3. *Δυναμοκυψέλη.* Επί του επενεργητή είναι προσαρμοσμένη δυναμοκυψέλη (load cell) συμπίεσης – εφελκυσμού, του I.M.M.G. S.A., τύπου MS 180203, ονομαστικού φορτίου $\pm 300\text{kN}$. Η εξωτερική της διάμετρος είναι 225mm και διαθέτει οκτώ οπές για κοχλίες M16, για την προσαρμογή διάφορων εξαρτημάτων.



α)



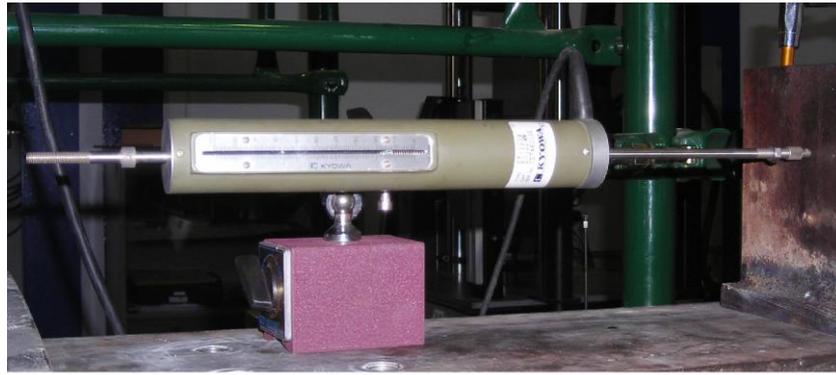
β)



γ)

Σχήμα 4.1: Συσκευές της πειραματικής διαδικασίας: α) σύστημα συλλογής μετρήσεων και ελέγχου επενεργητών, β) έμβολο και γ) υδραυλική αντλία ελαίου.

4. *Υδραυλική αντλία ελαίου* (Σχήμα 4.1γ). Ο επενεργητής εφαρμογής φόρτισης είναι υδραυλικός και τροφοδοτείται από υδραυλική αντλία ελαίου πίεσης 240bar. Με τη χρήση μοχλού η αντλία κινεί το βάκτρο του εμβόλου προς την επιθυμητή κατεύθυνση.
5. *Όργανα μέτρησης μετατόπισης*. Για τη μελέτη του κόμβου απαιτείται η ακριβής μέτρηση των μετατοπίσεων των συνδεόμενων μελών. Η καταγραφή των μετρήσεων πραγματοποιείται από τα εξής ειδικά όργανα:
 - a. *Επιμηκυνσιόμετρο ή βελόμετρο Kyowa DT-100A* (Σχήμα 4.2α). Ο μηχανισμός λειτουργίας του βασίζεται σε strain gages του οποίου οι ενδείξεις μετατρέπονται από το όργανο σε ηλεκτρονική τάση, η οποία στη συνέχεια μεταφέρεται μέσω καλωδίου και ειδικού βύσματος εισαγωγής δεδομένων παραμόρφωσης στην κάρτα NI-SCXI-1314 της κεντρικής μονάδας. Το όργανο διαθέτει βαθμονομημένη κλίμακα για οπτική ανάγνωση των μετρήσεων, ενώ το πεδίο μετρήσεων του είναι 100mm.
 - b. *Αισθητήρας γραμμικής μετατόπισης – LVDT* (Linear Variable Differential Transformer) (Σχήμα 4.2β). Είναι ο πιο κοινός αισθητήρας που μετατρέπει τη μετατόπιση σε τάση. Η αρχή λειτουργίας του βασίζεται στη μετατόπιση ενός σιδηροπυρήνα που προκαλεί μεταβολές στην επαγωγή ενός ηλεκτρικού κυκλώματος. Για τις ανάγκες των πειραμάτων χρησιμοποιήθηκαν δύο LVDTs, τύπου AML/IE+/-25mm-s-C15 (Test Calibration Certificate).



α)

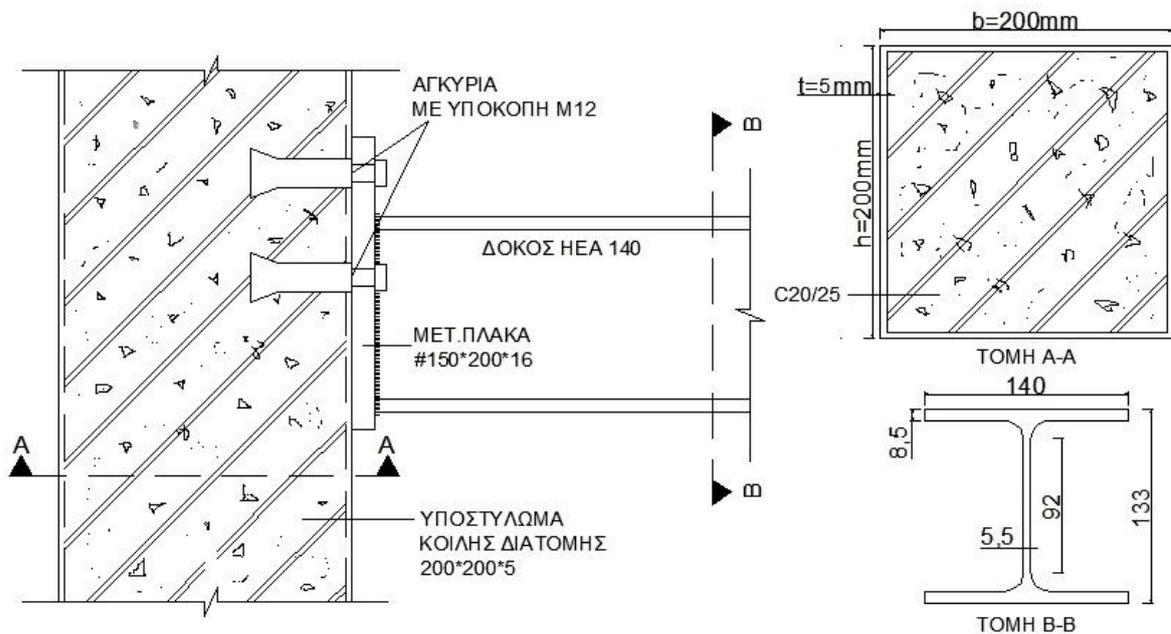


β)

Σχήμα 4.2: Όργανα μέτρησης μετατόπισης: α) βελόμετρο και β) LVDT

4.3 Σχεδιασμός πειραματικών μοντέλων

Η μόρφωση του σύμμικτου κόμβου, όπως σχεδιάστηκε αρχικά, και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των μελών που τον απαρτίζουν παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.3.



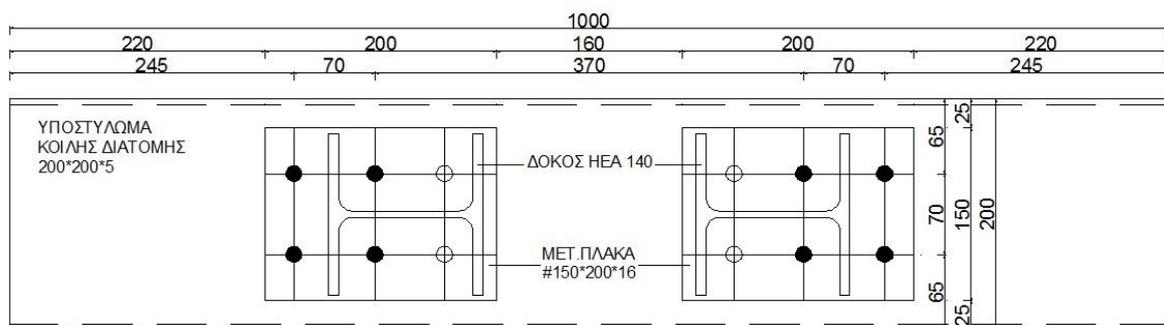
Σχήμα 4.3: Γενική διάταξη της σύνδεσης

Το υποστύλωμα είναι κοίλης τετραγωνικής διατομής διαστάσεων 200×200×5 (ύψος, πλάτος, πάχος σε mm), ποιότητας χάλυβα S235, γεμισμένης με σκυρόδεμα (άοπλο) ονομαστικής αντοχής C20/25. Έγινε έλεγχος ώστε να ικανοποιείται ο περιορισμός πλάτους προς πάχος του EC4, προς αποφυγή τοπικού λυγισμού, που δόθηκε στην ενότητα 2.2.2 για σύμμικτο υποστύλωμα κοίλης διατομής: $h/t \leq 52\varepsilon$. Εδώ ο λόγος έχει τιμή: $200/5=40 < 52$, επομένως ο περιορισμός ικανοποιείται. Επίσης, η κατηγορία αντοχής του σκυροδέματος είναι η ελάχιστη επιτρεπόμενη για εγκατάσταση αγκυρίων σε αυτό, σύμφωνα και με την οδηγία σχεδιασμού αγκυρώσεων.

Σε κάθε υποστύλωμα, μήκους 1m, σχεδιάστηκαν να συνδεθούν δύο δοκοί, ώστε για τα έξι πειράματα να χρησιμοποιηθούν συνολικά τρία υποστυλώματα. Λεπτομέρειες της διάταξης των δύο ομάδων αγκυρίων και των μετωπικών πλακών σε κάθε υποστύλωμα φαίνονται στο Σχήμα 4.4. Η απόσταση μεταξύ των δύο ομάδων αγκυρίων σε κάθε υποστύλωμα είναι επαρκής, ώστε να αποκλείεται η αλληλεπίδραση μεταξύ τους.

Η δοκός είναι διατομής HEA140 και ποιότητας χάλυβα S235. Η απόσταση από το υποστύλωμα μέχρι το σημείο επιβολής του φορτίου στη δοκό για κάθε πείραμα δίνεται στον πίνακα 4.1. Κάθε δοκός καθορίστηκε να συγκολληθεί σε μετωπική πλάκα διαστάσεων 200mm×150mm×16mm, ποιότητας χάλυβα S235, με περιμετρική συγκόλληση ενιαίου πάχους 5mm. Η πλάκα επιλέχθηκε ώστε να διαθέτει την απαιτούμενη δυσκαμψία για τη μεταφορά των δυνάμεων στα αγκύρια της ομάδας. Το πάχος της μετωπικής πλάκας, η ακριβής θέση συγκόλλησης της δοκού σε αυτήν και οι αποστάσεις μεταξύ των αξόνων των οπών δίνονται στο Σχήμα 4.5.

Οι αποστάσεις μεταξύ των αξόνων των οπών, άρα και των αγκυρίων μεταξύ τους και από τα άκρα, ορίστηκαν ώστε να ικανοποιούν τις απαιτήσεις για ελάχιστες αποστάσεις της οδηγίας σχεδιασμού αγκυρώσεων, οι οποίες για τον τύπο αγκυρίων που επιλέχθηκε ορίζονται στην Τεχνική Έγκριση και δίνονται παρακάτω. Οι οπές των μετωπικών πλακών ορίστηκε να είναι διαμέτρου $d_f=14\text{mm}$, όσο δηλαδή η οδηγία σχεδιασμού και η Τεχνική Έγκριση ορίζει ότι πρέπει να είναι η οπή εκκαθάρισης του μεταλλικού ελάσματος για αγκύρια διαμέτρου M12.



Σχήμα 4.4: Διάταξη των δύο ομάδων αγκυρίων και των μετωπικών πλακών στο υποστύλωμα.

Πίνακας 4.1: Σημείο επιβολής φόρτισης στη δοκό HEA140 για τις έξι σειρές πειραμάτων.

Πείραμα	1 ^ο	2 ^ο	3 ^ο	4 ^ο	5 ^ο	6 ^ο
Απόσταση υποστυλώματος – σημείου επιβολής φορτίου στη δοκό	10,5cm	20,7cm	30,3cm	40,4cm	50,3cm	60,4cm



Σχήμα 4.5: Λεπτομέρειες διάταξης οπών και δοκού στη μετωπική πλάκα.

Για τη σύνδεση δοκού – υποστυλώματος επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν μεταλλικά αγκύρια διογκούμενης κεφαλής (με υποσκαφή), της εταιρίας Hilti, με εμπορική ονομασία HSC-I (η ακριβής ονομασία είναι: αυτοκοπτικό αγκύριο ασφαλείας με εσωτερικό σπείρωμα), διαμέτρου M12, από γαλβανισμένο χάλυβα το χιτώνιο εκτόνωσης και χάλυβα ποιότητας 8.8 το εσωτερικό κωνικό τμήμα (Σχήμα 4.6). Κριτήρια επιλογής ήταν η καταλληλότητα για ρηγματωμένο σκυρόδεμα (έχει γίνει θεώρηση ρηγματωμένου σκυροδέματος), οι περιορισμένες διαστάσεις των πειραματικών δοκιμών που απέκλεισαν τη χρήση άλλων τύπων αγκυρίων και η μέθοδος τοποθέτησης τους, δηλαδή το γεγονός ότι η εγκατάσταση των αγκυρίων στο σκυρόδεμα προηγείται της τοποθέτησης της μετωπικής πλάκας. Διαθέτουν Ευρωπαϊκή Πιστοποίηση ETA από τον EOTA, πιστοποίηση κατά πληγμάτων (Shock BZ 5) και πιστοποίηση για αντίσταση στη φωτιά. Ο τύπος αυτός αγκυρίων προορίζεται για χρήση σε ξηρές εσωτερικές συνθήκες και έχει προβλεπόμενη διάρκεια ζωής 50 χρόνια.

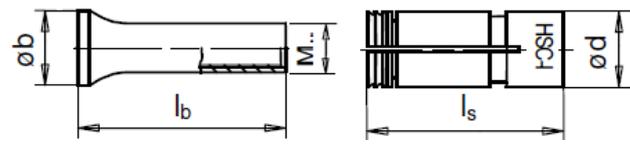
Για κάθε πείραμα χρησιμοποιήθηκαν τέσσερα αγκύρια, διατεταγμένα συμμετρικά σε δύο σειρές ανά δύο, με διάταξη που φαίνεται και στα σχήματα που προηγήθηκαν. Για τη μορφή κόμβου που εξετάζεται, η τρίτη σειρά αγκυρίων θλίβεται, ενώ σύμφωνα με τον κανονισμό αγκυρώσεων τα αγκύρια γενικά (εκτός αν ορίζεται διαφορετικά) δε μπορούν να αναλάβουν θλιπτικές δυνάμεις και γι' αυτό το λόγο αμελούνται κατά τους υπολογισμούς. Με βάση αυτά, αποφασίστηκε η τρίτη σειρά αγκυρίων να μην τοποθετηθεί. Τέλος, για την στερέωση της μετωπικής πλάκας στα αγκύρια χρησιμοποιήθηκαν εικοσιτέσσερις κοχλίες M12, ποιότητας 8.8, με σπείρωμα σε όλο το μήκος του κορμού, μήκους 45mm και εικοσιτέσσερις ροδέλες εξωτερικής διαμέτρου 24mm και πάχους 3,5mm.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των αγκυρίων HSC-I δίνονται στον Πίνακα 4.2. Στον Πίνακα 4.3 δίνονται οι αντοχές τους σε εφελκυσμό και διάτμηση, ενώ στον Πίνακα 4.4 δίνονται βασικές κατασκευαστικές απαιτήσεις.



Σχήμα 4.6: Ο τύπος αγκυρίων που χρησιμοποιήθηκε.

Πίνακας 4.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά αγκυρίου HSC-I, M12

		Διαστάσεις (mm)
ονομαστική διάμετρος, d_{nom}		12
μήκος κωνικού τμήματος, l_b		64,8
διάμετρος κωνικού άκρου, b		19,5
μήκος χιτωνίου εκτόνωσης, l_s		60,8
διάμετρος χιτωνίου εκτόνωσης, d		19,5

Πίνακας 4.3: Αντοχές αγκυρίου HSC-I, M12 και επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

Εφελκυσμός	
Αστοχία χάλυβα	
χαρακτηριστική αντοχή $N_{Rk,s}$ (kN)	36,5
επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_{Ms}	1,50
Απόσχιση κώνου σκυροδέματος και αστοχία με διάρρηξη σκυροδέματος	
επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_2	1,0
επ. συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{Mc} = \gamma_{M,sp}$	1,50
$s_{cr,N} = s_{cr,sp}$ (mm)	180
$c_{cr,N} = c_{cr,sp}$ (mm)	90
Διάτμηση	
Αστοχία χάλυβα (διάτμηση χωρίς μοχλοβραχίονα)	
χαρακτηριστική αντοχή $V_{Rk,s}$ (kN)	18,2
επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_{Ms}	1,25
Αστοχία χάλυβα (διάτμηση με μοχλοβραχίονα)	
χαρακτηριστική αντοχή $M^0_{Rk,s}$ (Nm)	105
επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_{Ms}	1,25
Εκμόγλευση σκυροδέματος	
συντελεστής k στην εξίσωση (3.10)	2
επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_2	1,0
επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_{Mc}	1,50
Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος	
ενεργό μήκος αγκυρίου σε τέμνουσα l_f (mm)	60
εξωτερική διάμετρος αγκυρίου d_{nom} (mm)	20
επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_2	1,0
επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_{Mc}	1,50

Πίνακας 4.4: Κατασκευαστικές απαιτήσεις

Ελάχιστο πάχος μέλους από σκυρόδεμα, h_{min} (mm)	130
Ελάχιστο πάχος μεταλλικού ελάσματος, $\min t_{fix}$ (mm)	12
Μέγιστο πάχος μεταλλικού ελάσματος, $\max t_{fix}$ (mm)	30
Ελάχιστη απόσταση μεταξύ αγκυρίων, s_{min} (mm)	60
Ελάχιστη απόσταση από το άκρο, c_{min} (mm)	60

4.4 Κατασκευή πειραματικών δοκιμίων

Για την κατασκευή των πειραματικών δοκιμίων αρχικά έγινε η παραγγελία της κοιλοδοκού, διαστάσεων $200 \times 200 \times 5$, μήκους 6m. Με βάση τον σχεδιασμό των πειραμάτων, κόπηκε σε έξι τμήματα, μήκους 1m το καθένα, τα οποία στη συνέχεια μεταφέρθηκαν σε εργοτάξιο, όπου έγινε η πλήρωσή τους με σκυρόδεμα αντοχής C20/25. Επίσης, το απαραίτητο για τη σύνδεση μεταλλικό έλασμα, αρχικών διαστάσεων $1500 \times 150 \times 16$, κόπηκε σε 6 τεμάχια, διαστάσεων $200 \times 150 \times 16$ το καθένα, με χρήση πριονοκορδέλας μετάλλου, τύπου IMET BS280/60. Στη συνέχεια οι μετωπικές πλάκες καθαρίστηκαν σε αμμοβολή τύπου SBC420 και με μαγνητικό ποτηροτρύπανο unibor ανοίχτηκαν οι οπές διαμέτρου $d_f=14\text{mm}$ στις προκαθορισμένες θέσεις. Ακολούθως, σε κάθε μετωπική πλάκα έγινε η συγκόλληση της δοκού τύπου HEA 140 (με μήκος αντίστοιχο των αποστάσεων που δόθηκαν στον Πίνακα 4.1), στην ακριβή θέση που καθορίστηκε στο προηγούμενο στάδιο (Σχήμα 4.7). Η συγκόλληση πραγματοποιήθηκε στο χώρο του εργαστηρίου, με ηλεκτροσυγκόλληση Elin USK250.

Μετά την παρέλευση των εικοσιοκτώ ημερών που απαιτούνται για την ωρίμανση του σκυροδέματος, οι κοιλοδοκοί μεταφέρθηκαν στο χώρο του εργαστηρίου, ώστε να γίνει η διάνοιξη των οπών και η τοποθέτηση των αγκυρίων. Για τη διάνοιξη των οπών στην κοιλοδοκό χρησιμοποιήθηκε το μαγνητικό ποτηροτρύπανο, αφού πρώτα σημειώθηκαν με ακριβείς μετρήσεις οι θέσεις των οπών. Για τη διάνοιξη των οπών στο σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκε κρουστικό δράπανο της εταιρίας Hilti τύπου TE 30-C, με ειδικό –για το είδος αγκυρίων που χρησιμοποιήθηκε– μηχανικό τέρμα (τύπου HSC-B 20×60), για ακριβές βάθος οπής (Σχήμα 4.8α). Μετά τη διάνοιξη τους, οι οπές καθαρίστηκαν καλά από την σκόνη διάτρησης και τοποθετήθηκαν σε αυτές τα αγκύρια. Μαζί με τα αγκύρια παρέχόταν και ειδικό εργαλείο τοποθέτησης, τύπου HSC-MW20 (Σχήμα 4.8β), για αυτόματη υποσκαφή. Το εργαλείο τοποθέτησης συνδέεται στο κρουστικό κατσαβίδι και η υποσκαφή γίνεται αυτόματα από το αγκύριο, όταν το χιτώνιο του αγκυρίου αρχίσει να σπρώχνει το κωνικό του άκρο, μέχρι την ολοκλήρωση της εκτόνωσης. Για τη διάνοιξη των οπών και την εγκατάσταση των αγκυρίων χρησιμοποιήθηκαν τα δεδομένα εγκατάστασης, όπως δίνονται στην Τεχνική Έγκριση και παρατίθενται στον Πίνακα 4.5.



Σχήμα 4.7: Συγκόλληση μετωπικής πλάκας – δοκού (για το 1^ο πείραμα).

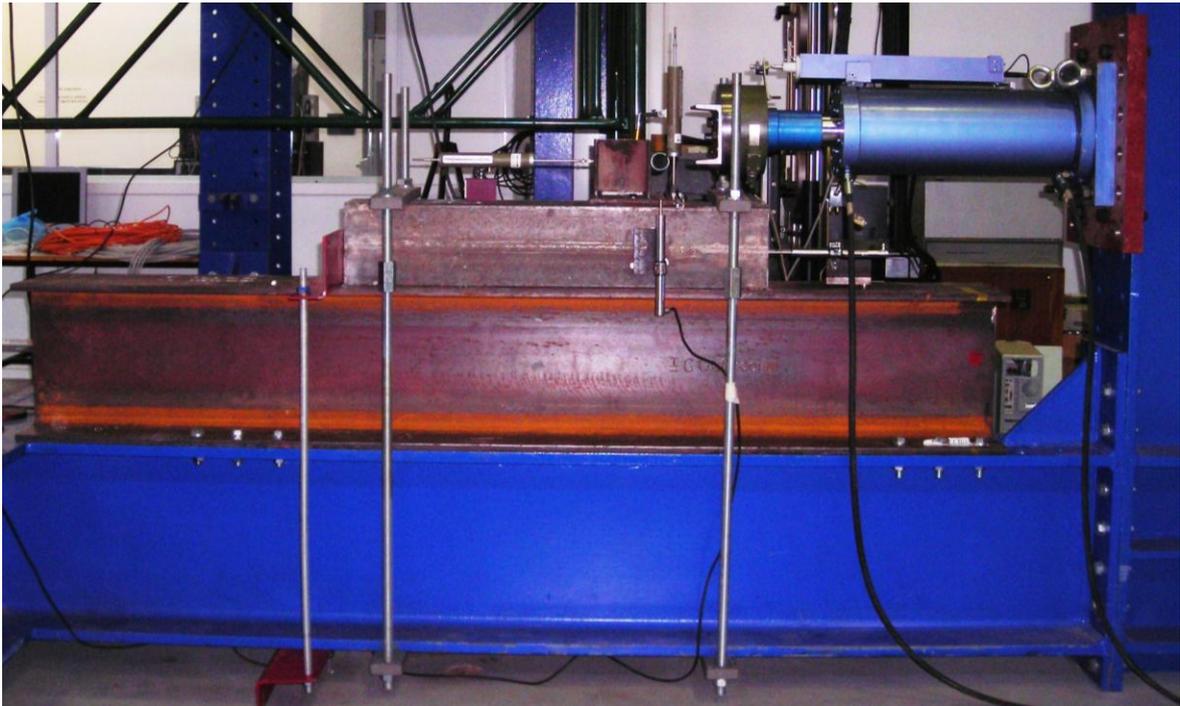


Σχήμα 4.8: Εργαλεία τοποθέτησης αγκυρίων: α)τρυπάνι με μηχανικό τέρμα διαμέτρου 20mm και μήκους 68,8mm, β)εργαλείο τοποθέτησης για αυτόματη υποσκαφή [12].

Πίνακας 4.5: Δεδομένα εγκατάστασης αγκυρίου HSC-I, M12

Ονομαστική διάμετρος οπής στο σκυρόδεμα, d_o (mm)	20
Βάθος οπής, h_1 (mm)	68,5
Ενεργό βάθος αγκύρωσης, h_{ef} (mm)	60
Ροπή σύσφιξης, T_{inst} (Nm)	30
Διάμετρος οπής εκκαθάρισης ελάσματος, d_f (mm)	14
Ελάχιστο βάθος κοχλίωσης, $\min s$ (mm)	12
Μέγιστο βάθος κοχλίωσης, $\max s$ (mm)	30

Μετά την εγκατάσταση των αγκυρίων, η πρώτη κοιλοδοκός μεταφέρθηκε στο πλαίσιο δοκιμών του εργαστηρίου, με χρήση δύο μαγνητών LDF 220.02, δυνατότητας ανύψωσης φορτίου έως 500kg σε μήκος 2m και γερανογέφυρας, δυνατότητας ανύψωσης φορτίου έως 16t. Για να αποκτήσει η πειραματική διάταξη κατάλληλο ύψος για την εκτέλεση των πειραμάτων, δοκός HEA 400 συνδέθηκε μέσω κοχλιών στο πλαίσιο δοκιμών, πάνω στην οποία τοποθετήθηκε οριζόντια η κοιλοδοκός, σε ακριβή θέση ώστε να ισαπέχει από τα άκρα του άνω πέλματος της δοκού HEA 400. Στο Σχήμα 4.9 δίνεται η γενική άποψη της πειραματικής διάταξης (για το 1^ο πείραμα) και στο Σχήμα 4.10 φαίνονται τα αναγκαία μέτρα που πάρθηκαν για εξασφάλιση της κοιλοδοκού έναντι ολίσθησης και στροφής.



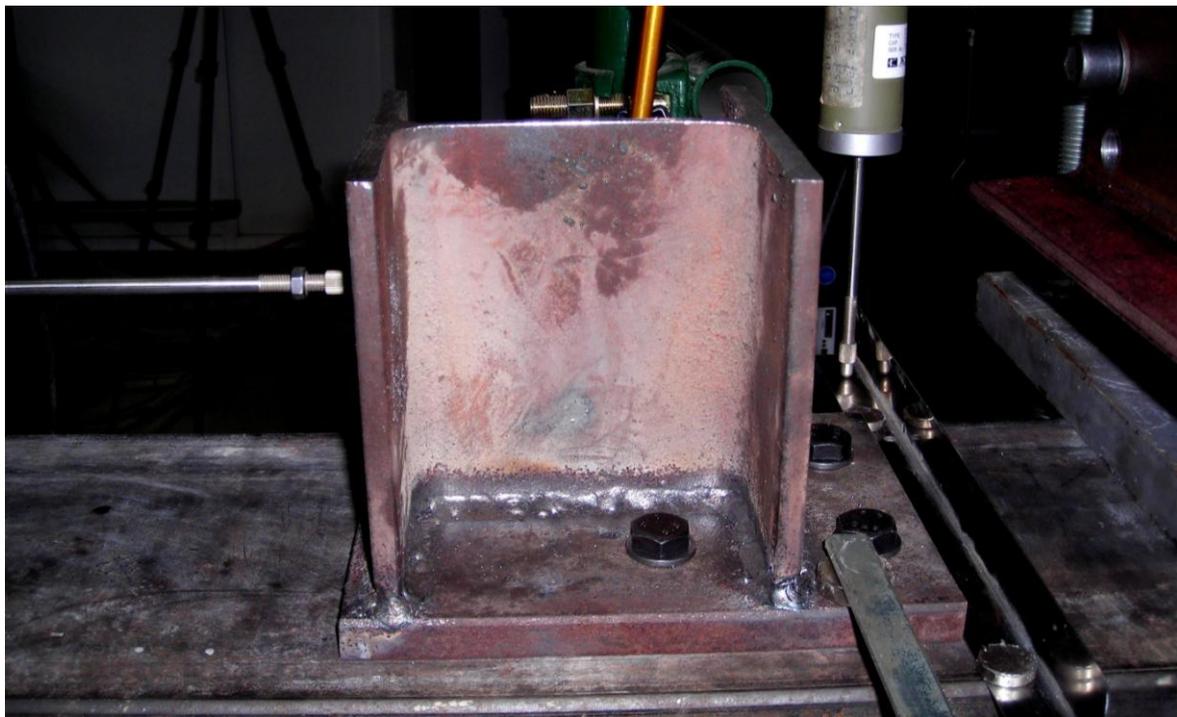
Σχήμα 4.9: Γενική άποψη της πειραματικής διάταξης (για το 1^ο πείραμα)



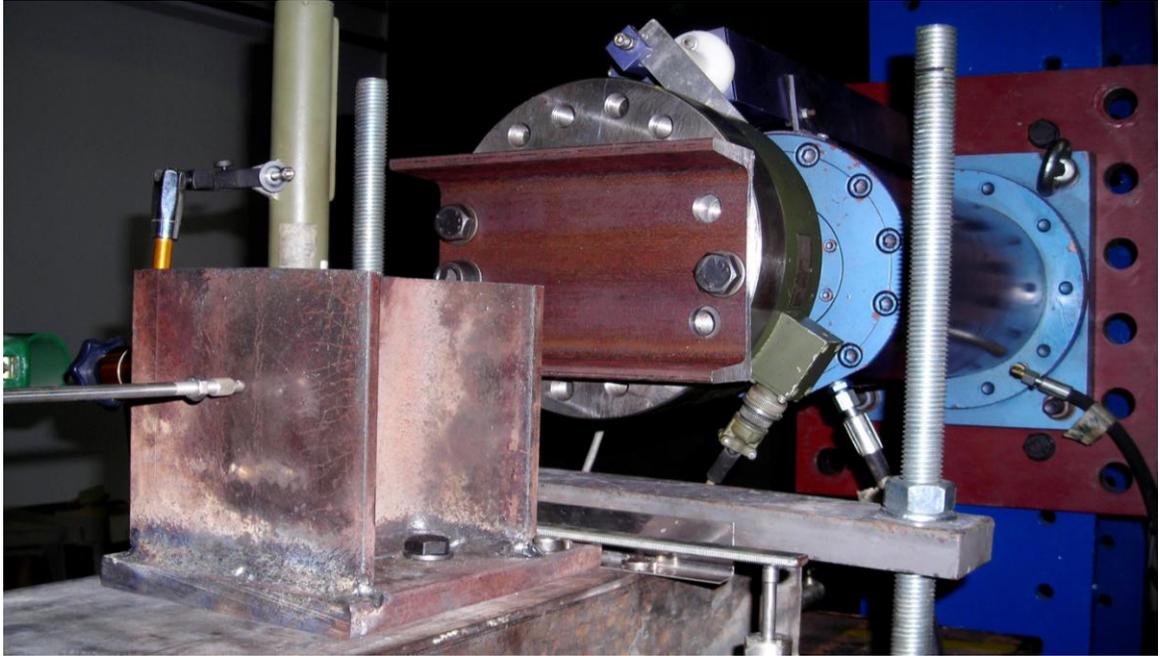
Σχήμα 4.10: Μέτρα εξασφάλισης κοιλοδοκού έναντι ολίσθησης και στροφής.

Η προσάρτηση της μετωπικής πλάκας, με τη συγκολλημένη σε αυτή δοκό, στα ακύρια έγινε μέσω κοχλιών M12, ποιότητας 8.8 (Σχήμα 4.11), οι οποίοι βιδώθηκαν με το χέρι στα ακύρια και στη συνέχεια τους ασκήθηκε με ροπόκλειδο ροπή σύσφιξης $T_{insf}=30\text{Nm}$. Για την άσκηση της φόρτισης στο ύψος της δοκού που ορίστηκε για κάθε πείραμα, χρησιμοποιήθηκε δοκός διατομής UPN 140 με κατάλληλα διαμορφωμένες οπές, η οποία μέσω τριών κοχλιών M16 συνδέθηκε στη δυναμοκυψέλη του εμβόλου (Σχήμα 4.12). Η επιβολή φορτίου έγινε με επιβολή μετατόπισης από το έμβολο, με ρυθμό επιβολής μετατόπισης 150mm/2400sec και συχνότητα δειγματοληψίας 0,1sec.

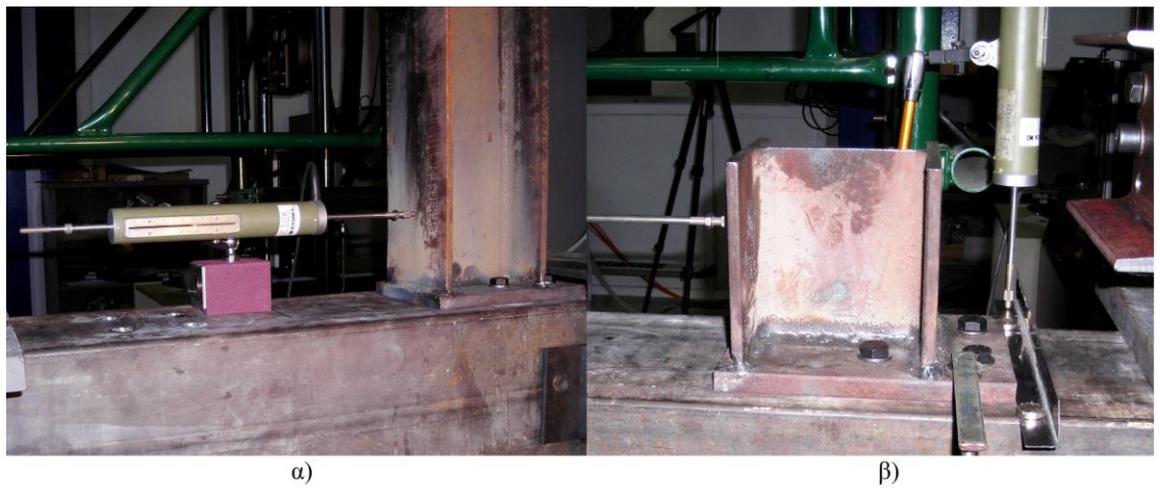
Για τη μέτρηση των μετατοπίσεων των συνδεόμενων μελών, τοποθετήθηκαν σε κατάλληλες θέσεις δύο βελόμετρα, ονομασίας DT-03 και DT-01 (Σχήμα 4.13α, β), καθώς και δύο LVDTs, ονομασίας LVDT-30 και LVDT-31 (Σχήμα 4.14α, β). Για τη μέτρηση της στροφής φ του κόμβου, το βελόμετρο DT-03 τοποθετήθηκε οριζόντια στο πίσω μέρος της δοκού HEA 140, στο μέσο του πέλματός της και σε ύψος 103mm από το τοίχωμα της κοιλοδοκού. Ο λόγος της οριζόντιας μετατόπισης U_3 που καταγράφει το βελόμετρο προς το ύψος 103mm από το υποστύλωμα δίνει την εφαπτομένη της γωνίας φ . Για τη μέτρηση πιθανού τοπικού λυγισμού του τοιχώματος της κοιλοδοκού στην περιοχή της εξωτερικής σειράς αγκυρίων το βελόμετρο DT-01 τοποθετήθηκε κατακόρυφα σε οριζόντια απόσταση 46mm από την ακμή της. Το LVDT-30 τοποθετήθηκε κατακόρυφα μπροστά από το πλαϊνό τοίχωμα του υποστυλώματος και στην ευθεία της εξωτερικής σειράς αγκυρίων. Για τη μέτρηση της κατακόρυφης μετατόπισης, U_4 της μετωπικής πλάκας χρησιμοποιήθηκε λεπτό έλασμα στηριζόμενο με το ένα άκρο του στην κεφαλή του LVDT και με το άλλο σε μαγνήτη που τοποθετήθηκε στη μετωπική πλάκα ανάμεσα στα δύο ακύρια της εξωτερικής σειράς. Τέλος, για τη μέτρηση ενδεχόμενης ολίσθησης της κοιλοδοκού κατά τη διεύθυνση της φόρτισης (μετατόπιση U_5), το LVDT-31 τοποθετήθηκε οριζόντια στο πίσω μέρος της κοιλοδοκού, σε ύψος 84mm από το πέλα της δοκού HEA 400. Οι ακριβείς θέσεις στην πειραματική διάταξη των οργάνων μέτρησης μετατοπίσεων και ο συμβολισμός της μετατόπισης που το καθένα μετράει δίνονται στο Σχήμα 4.15. Οι θέσεις αυτές παρέμειναν ίδιες για την εκτέλεση και των έξι δοκιμών.



Σχήμα 4.11: Τελική διαμόρφωση της σύνδεσης



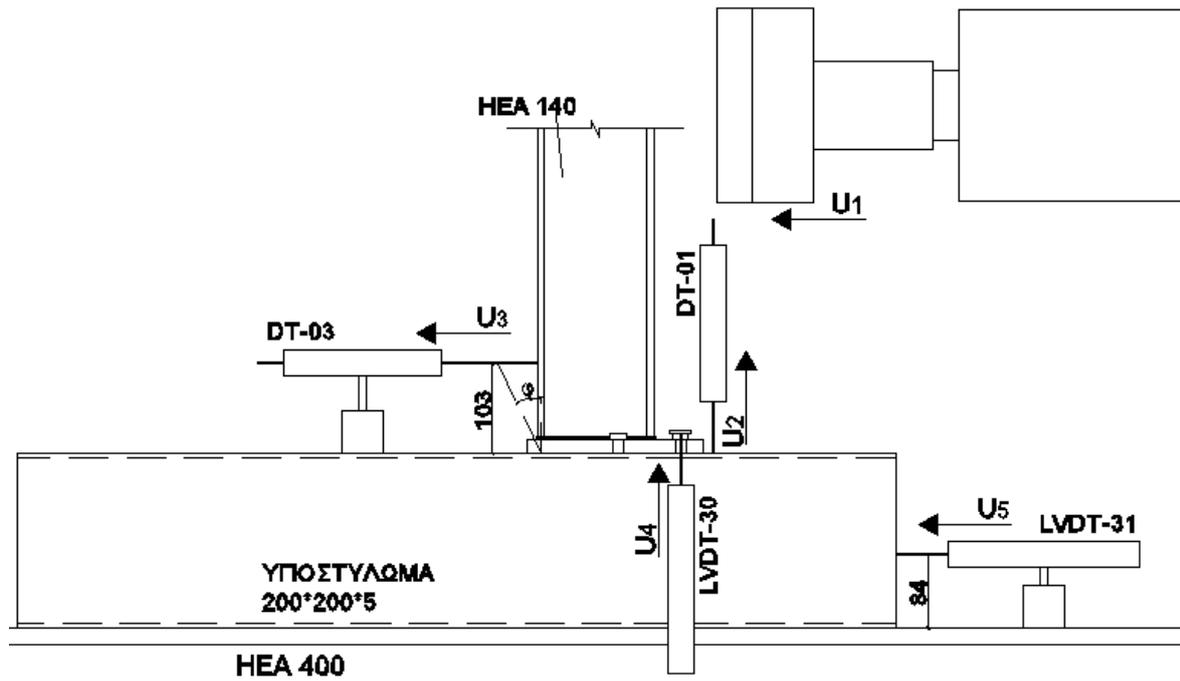
Σχήμα 4.12: Τρόπος επιβολής του φορτίου στη δοκό, μέσω του κάτω πέλματος της δοκού UPN140



Σχήμα 4.13: α) βελόμετρο DT-03 και β) βελόμετρο DT-01



Σχήμα 4.14: α) LVDT-30 και β) LVDT-31



Σχήμα 4.15: Τοποθέτηση των οργάνων μέτρησης μετατόπισης στην πειραματική διάταξη.

5 Ανάλυση πειραματικών αποτελεσμάτων

5.1 Υπολογισμός αντοχών και φορτίων των αγκυρίων με βάση την ETAG 011 – Annex C

5.1.1 Αναλυτικός υπολογισμός των αντοχών των αγκυρίων

5.1.1.1 Αντιστάσεις έναντι εφελκυσμού

➤ *Αστοχία χάλυβα του αγκυρίου*

Η χαρακτηριστική αντοχή του αγκυρίου για αστοχία του χάλυβα σύμφωνα με τη σχέση (3.5) είναι:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} = 1,13 \cdot 80 = 90,4 \text{ kN} \quad (5.1)$$

όπου:

$$f_{uk} = 800 \text{ MPa} = 80 \text{ kN/cm}^2 \text{ για χάλυβα ποιότητας 8.8}$$

$$A_s = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ για αγκύρια M12}$$

Ωστόσο η χαρακτηριστική αντοχή που προκύπτει είναι κατά πολύ μεγαλύτερη από την τιμή που δίνεται στην τεχνική έγκριση των αγκυρίων (Πίνακας 4.3), η οποία και υπερिशύει. Επομένως η αντοχή σχεδιασμού του αγκυρίου για αστοχία του χάλυβα λαμβάνεται ίση με:

$$N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms} = 36,5 / 1,5 = 24,33 \text{ kN} \quad (5.2)$$

➤ *Εξόλκευση αγκυρίου*

Στις οδηγίες σχεδιασμού αγκυρώσεων δε δίνεται σχέση προσδιορισμού της αντοχής σε εξόλκευση, ενώ ούτε στην τεχνική έγκριση των αγκυρίων δίνεται ακριβής τιμή. Γι' αυτό ως αντοχή σχεδιασμού σε εξόλκευση, $N_{Rd,p}$, θα ληφθεί η μέση εφελκυστική δύναμη με την οποία καταπονούνται τα αγκύρια στο 6^ο πείραμα, επειδή σε αυτό το πείραμα η επιρροή της τέμνουσας είναι πολύ μικρότερη από τα υπόλοιπα πειράματα.

➤ *Απόσχιση κώνου σκυροδέματος*

Η χαρακτηριστική αντοχή της ομάδας αγκυρίων για αστοχία με απόσχιση κώνου σκυροδέματος σύμφωνα με τη σχέση (3.6) είναι:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \text{ με:}$$

$$(3.6\alpha) N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,2 \cdot \sqrt{25} \cdot 60^{1,5} = 16,73 \text{ kN}$$

$$(3.6\beta) A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 180^2 = 32400 \text{ mm}^2$$

Η επιφάνεια $A_{c,N}$ σύμφωνα με το παράδειγμα του Σχήματος 3.9 και τη διαμόρφωση της αγκύρωσης ισούται με:

$$A_{c,N} = (s_1 + s_{cr,N}) \cdot (s_2 + 2 \cdot c_2) = (70 + 180) \cdot (70 + 2 \cdot 60) = 47500 \text{ mm}^2$$

$$(3.6\gamma) \psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{60}{90} = 0,9 < 1$$

$$(3.6\delta_2) \psi_{re,N} = 1,0, \text{ αφού το σκυρόδεμα είναι άοπλο}$$

$$(3.6\epsilon) \psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_N / s_{cr,N}} = \frac{1}{1 + 2 \cdot 1 / 180} \approx 1$$

(για λόγους απλοποίησης η εκκεντρότητα φόρτισης e_N θεωρείται ίση με 1)

Έτσι η σχέση (3.6) γίνεται:

$$N_{Rk,c} = 16,73 \cdot \frac{47500}{32400} \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 1 = 22,07 \text{ kN}$$

και η αντοχή σχεδιασμού της αγκύρωσης σε απόσχιση κώνου σκυροδέματος ισούται με:

$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c} / \gamma_{Mc} = 22,07 / 1,5 = 14,72 \text{ kN} \quad (5.3)$$

Ο συγκεκριμένος τύπος αστοχίας θεωρείται αδύνατον να εκδηλωθεί στην προκειμένη περίπτωση, αφού η χαλύβδινη κοίλη διατομή εμποδίζει την αποκόλληση κώνου σκυροδέματος, ακόμα και αν αυτό ρηγματωθεί έντονα. Παρ' όλα αυτά ενδεικτικά υπολογίζεται η αντοχή για αυτό το μοντέλο αστοχίας.

➤ Διάρρηξη σκυροδέματος

Οι συνθήκες που δίνονται στην ενότητα 3.6.1.4 ώστε να μην απαιτείται ο υπολογισμός της αντοχής σε διάρρηξη σκυροδέματος δεν πληρούνται, οπότε η αντοχή της ομάδας αγκυρίων σύμφωνα με τη σχέση (3.7) είναι:

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,sp}$$

όπου:

οι παράγοντες $N_{Rk,c}^0, A_{c,N}, A_{c,N}^0, \psi_{s,N}, \psi_{re,N}, \psi_{ec,N}$ έχουν ίδια τιμή με παραπάνω, αφού ισχύουν οι σχέσεις (3.6α) – (3.6ε) με αντικατάσταση των $s_{cr,N}$ και $c_{cr,N}$ από τα $s_{cr,sp}$ και $c_{cr,sp}$, που έχουν όμως ίδιες τιμές.

$$(3.7\alpha) \psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{\min}} \right)^{2/3} = \left(\frac{190}{130} \right)^{2/3} = 1,29 < 1,5$$

Έτσι η σχέση (3.7) γίνεται:

$$N_{Rk,sp} = 16,73 \cdot \frac{47500}{32400} \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,29 = 28,43 \text{ kN}$$

και η αντοχή σχεδιασμού της αγκύρωσης σε διάρρηξη σκυροδέματος ισούται με:

$$N_{Rd,sp} = N_{Rk,sp} / \gamma_{M,sp} = 28,43 / 1,5 = 18,96 \text{ kN} \quad (5.4)$$

5.1.1.2 Αντιστάσεις έναντι τέμνουσας

➤ *Αστοχία χάλυβα του αγκυρίου (τέμνουσα χωρίς μοχλοβραχίονα)*

Η αντοχή σχεδιασμού του αγκυρίου για αστοχία του χάλυβα σύμφωνα με τη σχέση (3.8) και με εφαρμογή του συντελεστή 0.8 για ασφάλεια, είναι:

$$V_{Rk,s} = 0,8 \cdot 0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk} / \gamma_{Ms} = 36,16 / 1,25 = 28,93 \text{ kN} \quad (5.5)$$

Η τιμή της χαρακτηριστικής αντοχής που δίνεται στην τεχνική έγκριση είναι $V_{Rk,s}=18,2\text{kN}$, η οποία σύμφωνα την οδηγία σχεδιασμού και επικρατεί. Έτσι η αντοχή σχεδιασμού του αγκυρίου σε αστοχία του χάλυβα θεωρείται ίση με:

$$V_{Rd,s} = V_{Rk,s} / \gamma_{Ms} = 18,2 / 1,25 = 14,56 \text{ kN} \quad (5.6)$$

Ως μοχλοβραχίονας εδώ νοείται η απόσταση l , όπως δίνεται στο Σχήμα 3.8 και όχι η απόσταση από το σημείο επιβολής της φόρτισης στη δοκό έως το υποστύλωμα..

➤ *Εξόλκευση αγκυρίου*

Η αντοχή σχεδιασμού του αγκυρίου σε εξόλκευση $V_{Rd,p}$ θα προσδιοριστεί από τη σχέση (3.10), όπου η εφελκυστική αντοχή $N_{Rd,p}$ θα προκύψει από τα αποτελέσματα του 6^{ου} πειράματος, όπως περιγράφηκε στην ενότητα 5.2.1.2.

➤ *Εκμόχλευση σκυροδέματος*

Η χαρακτηριστική αντοχή $V_{Rk,cp}$ της αγκύρωσης για αστοχία λόγω εκμόχλευσης του σκυροδέματος τη σχέση:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 22,07 = 44,14 \text{ kN}$$

και η αντοχή σχεδιασμού της αγκύρωσης σε εκμόχλευση σκυροδέματος ισούται με:

$$V_{Rd,cp} = V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc} = 44,14 / 1,5 = 29,43 \text{ kN} \quad (5.7)$$

➤ Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος (κατά τη διεύθυνση x –Σχήμα 5.1)

Η χαρακτηριστική αντοχή της ομάδας αγκυρίων για αστοχία με απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος σύμφωνα με τη σχέση (3.12) είναι:

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{a,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V}, \text{ με:}$$

$$(3.12\alpha_1) \alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} = 0,1 \cdot \left(\frac{60}{60}\right)^{0,5} = 0,1$$

$$(3.12\alpha_2) \beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} = 0,1 \cdot \left(\frac{20}{60}\right)^{0,2} = 0,08$$

$$(3.12\alpha) V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d_{nom}^a \cdot l_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1,5} = 1,7 \cdot 20^{0,1} \cdot 60^{0,08} \cdot \sqrt{25} \cdot 60^{1,5} = 7,4 \text{ kN}$$

$$(3.12\beta) A_{c,V}^0 = 4,5c_1^2 = 4,5 \cdot 60^2 = 16200 \text{ mm}^2$$

Η επιφάνεια $A_{c,V}$ σύμφωνα με το παράδειγμα του Σχήματος 3.10 και τη διαμόρφωση της αγκύρωσης ισούται με:

$$A_{c,V} = (2 \cdot 1,5 \cdot c_1 + s_2) \cdot 1,5 \cdot c_1 = (3 \cdot 60 + 70) \cdot 1,5 \cdot 60 = 22500 \text{ mm}^2$$

$$(3.12\gamma) \psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5c_1} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{245}{1,5 \cdot 60} = 1,52 > 1 \Rightarrow \psi_{s,V} = 1,0$$

$$(3.12\delta) \psi_{h,V} = \left(\frac{1,5c_1}{h}\right)^{1/2} = \left(\frac{1,5 \cdot 60}{190}\right)^{1/2} = 0,69 < 1 \Rightarrow \psi_{h,V} = 1,0$$

$$(3.12\epsilon) \psi_{a,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos a_V)^2 + \left(\frac{\sin a_V}{2,5}\right)^2}} = \sqrt{\frac{1}{(\cos 90^\circ)^2 + \left(\frac{\sin 90^\circ}{2,5}\right)^2}} = 2,5 > 1,0$$

$$(3.12\sigma\tau) \psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2e_V / (3c_1)} = 1,0, \text{ αφού η εκκεντρότητα } e_V \text{ είναι μηδέν.}$$

$$(3.12\zeta_1) \psi_{re,V} = 1,0$$

Έτσι η σχέση (3.12) γίνεται:

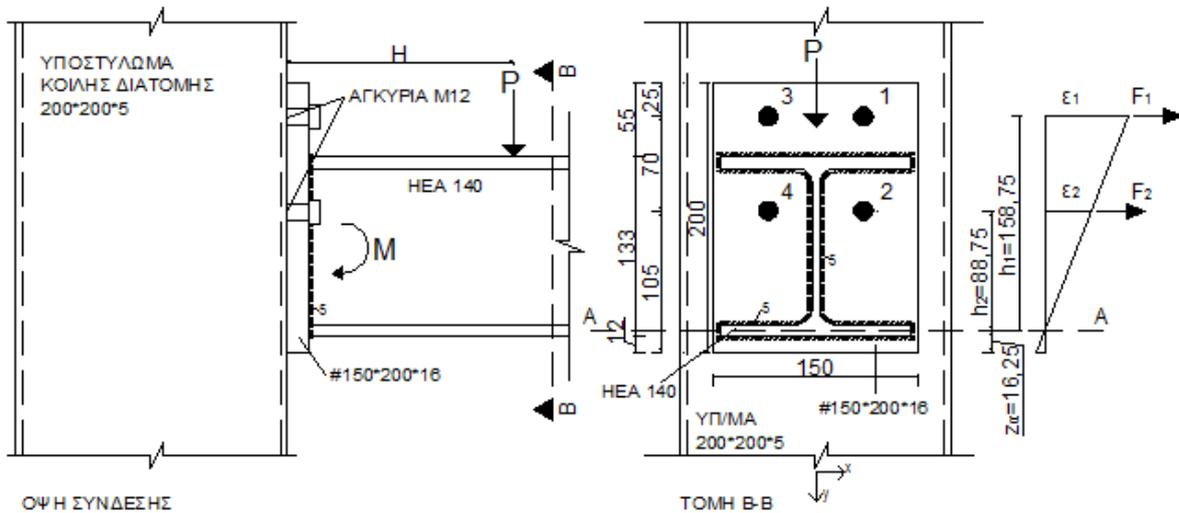
$$V_{Rk,c} = 7,4 \cdot \frac{22500}{16200} \cdot 2,5 = 25,69 \text{ kN}$$

και η αντοχή σχεδιασμού της αγκύρωσης σε απόσχιση κώνου σκυροδέματος ισούται με:

$$V_{Rd,c} = V_{Rk,c} / \gamma_{Mc} = 25,69 / 1,5 = 17,13 \text{ kN} \quad (5.8)$$

Ο συγκεκριμένος τύπος αστοχίας θεωρείται αδύνατον να εκδηλωθεί στην προκειμένη περίπτωση, αφού η χαλύβδινη κοίλη διατομή εμποδίζει την αποκόλληση πλευρικού κώνου σκυροδέματος, ακόμα και αν αυτό ρηγματωθεί έντονα. Παρ' όλα αυτά ενδεικτικά υπολογίζεται η αντοχή για αυτό το μοντέλο αστοχίας.

5.1.2 Τρόπος υπολογισμού των δυνάμεων στα αγκύρια



Σχήμα 5.1: Δυνάμεις στα αγκύρια λόγω ροπής και τέμνουσας.

Για τον υπολογισμό των εφελκυστικών και τεμνουσών δυνάμεων που ασκούνται σε κάθε πείραμα στα αγκύρια της σύνδεσης, θα εφαρμοστεί η θεωρία της ελαστικότητας, σύμφωνα με την ενότητα 3.5, αφού πληρούνται όλες οι προϋποθέσεις όπως ορίζονται στις οδηγίες σχεδιασμού τόσο του ΕΟΤΑ όσο και της fib. Κατά τον υπολογισμό των φορτίων δε θα εφαρμοστούν οι συντελεστές ασφαλείας δράσεων, που δίνονται στον Ευρωκώδικα 1, αφού θα χρησιμοποιηθούν πειραματικά δεδομένα.

Το φορτίο P , που μέσω του εμβόλου ασκείται στο ελεύθερο άκρο της δοκού σε απόσταση H από το υποστύλωμα –η οποία για κάθε πείραμα δίνεται στον Πίνακα 4.1–, μεταβιβάζεται στη μετωπική πλάκα και από εκεί στην ομάδα αγκυρίων ως τέμνουσα δύναμη ίση με P και ροπή κάμψης περί τον άξονα x , ίση με $M = P \times H$ (Σχήμα 5.1).

➤ Δυνάμεις εφελκυσμού

Η μετωπική πλάκα διαθέτει επαρκή δυσκαμψία, σύμφωνα με τις απαιτήσεις της οδηγίας σχεδιασμού, επομένως γίνεται η θεώρηση ότι θα παραμένει ουσιαστικά απαραμόρφωτη κατά την εκτέλεση των πειραματικών δοκιμών και θα στραφεί μαζί με τη δοκό περί τη γραμμή $A-A$ (ουδέτερος άξονας), που διέρχεται από το μέσον του θλιβόμενου πέλματος της δοκού. Στην πράξη βέβαια το σημείο περιστροφής της μετωπικής πλάκας ενδέχεται να είναι διαφορετικό. Η θλιβόμενη περιοχή επομένως της μετωπικής πλάκας έχει ύψος ίσο με: $z_a = 12 + t_f / 2 = 16,25$ mm.

Η ροπή κάμψης M , που ασκείται στη μετωπική πλάκα, αναλύεται στις εφελκυστικές δυνάμεις F_1 και F_2 που αναπτύσσονται σε κάθε αγκύριο της εξωτερικής και εσωτερικής σειράς αντίστοιχα, με αποστάσεις από τον ουδέτερο άξονα h_1 και h_2 , οι οποίες –όπως και ο ουδέτερος άξονας– φαίνονται στο Σχήμα 5.1. Άρα η ροπή κάμψης ως προς το σημείο περιστροφής της μετωπικής πλάκας ισούται με:

$$M = 2 \cdot F_1 \cdot h_1 + 2 \cdot F_2 \cdot h_2 \quad (5.9)$$

όπου:

$$h_1 = 175 - z_a = 158,75 \text{ mm} = 0,159 \text{ m}$$

$$h_2 = 105 - z_a = 88,75 \text{ mm} = 0,089 \text{ m}$$

Ο υπολογισμός των εφελκυστικών δυνάμεων με τη θεωρία της ελαστικότητας (ανάλογη με την παραδοχή της επιπεδότητας των διατομών στο οπλισμένο σκυρόδεμα) συνεπάγεται ότι η κατανομή των εφελκυστικών τάσεων κατά μήκος της μετωπικής πλάκας θα είναι γραμμική, επομένως ισχύει:

$$\frac{\varepsilon_1}{h_1} = \frac{\varepsilon_2}{h_2} \quad (5.10)$$

Επίσης ισχύει ότι:

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = A_s \cdot \sigma_1 = A_s \cdot \varepsilon_1 \cdot E_s \\ F_2 = A_s \cdot \sigma_2 = A_s \cdot \varepsilon_2 \cdot E_s \end{array} \right\} \stackrel{(5.10)}{\Rightarrow} \frac{F_1}{h_1} = \frac{F_2}{h_2} \Rightarrow F_2 = F_1 \cdot \frac{h_2}{h_1} \quad (5.11)$$

Με αντικατάσταση της εξίσωσης (5.11) στην (5.9) και επίλυσή της ως προς F_1 και F_2 διαδοχικά προκύπτει η εφελκυστική δύναμη που ασκείται σε κάθε αγκύριο της εξωτερικής και της εσωτερικής σειράς αντίστοιχα:

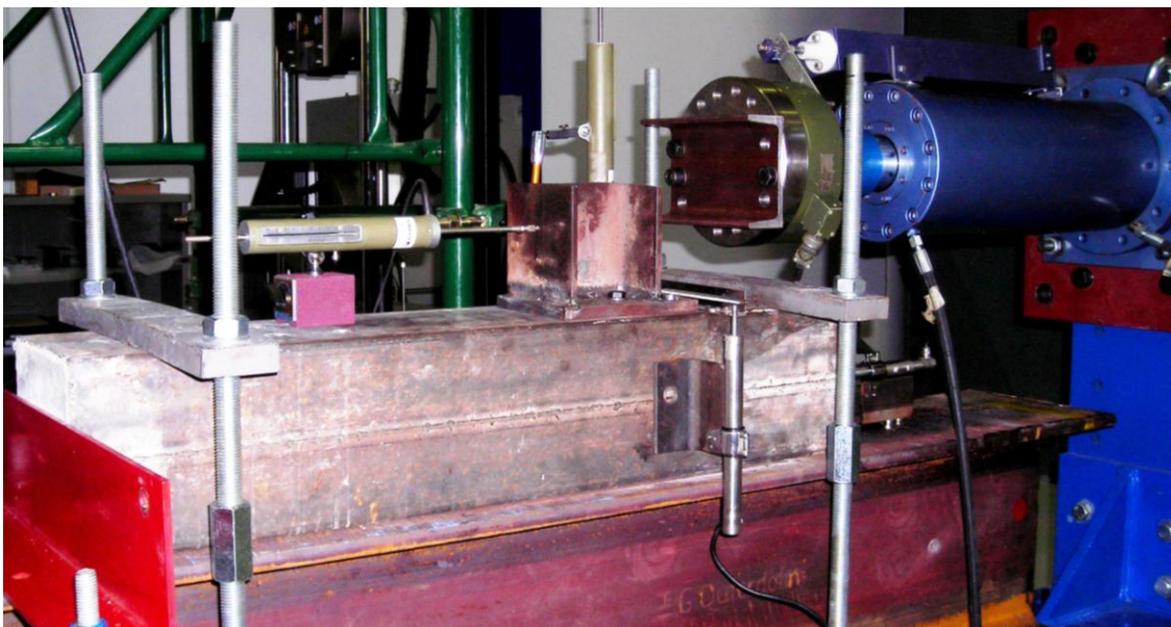
$$F_1 = \frac{M \cdot h_1}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} \quad (5.12\alpha)$$

$$F_2 = \frac{M \cdot h_2}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} \quad (5.12\beta)$$

➤ Δυνάμεις διάτμησης

Η τέμνουσα δύναμη P θεωρείται ότι ισοκατανέμεται στα τέσσερα αγκύρια της ομάδας, αφού έχει διασφαλιστεί ότι η εφαρμοζόμενη φόρτιση θα ασκείται κεντρικά στη δοκό, άρα και στο κέντρο βάρους της ομάδας αγκυρίων. Επομένως όσο και τα τέσσερα αγκύρια της ομάδας αναλαμβάνουν φορτίο, χωρίς κάποιο να έχει αστοχήσει, η τέμνουσα δύναμη που ασκείται σε κάθε μεμονωμένο αγκύριο είναι ίση με $V = P/4$. Στην περίπτωση που ένα ή περισσότερα αγκύρια αστοχήσουν κατά την εκτέλεση του πειράματος και πριν επέλθει η συνολική αστοχία της σύνδεσης και άρα η ολοκλήρωση της δοκιμής, γίνεται ανακατανομή των φορτίων στα αγκύρια που συνεχίζουν να λειτουργούν, ενώ η θέση του κέντρου βάρους της ομάδας αγκυρίων μεταβάλλεται. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα η επιβαλλόμενη φόρτιση να ασκείται με εκκεντρότητα, η οποία έχει σαν αποτέλεσμα στα μη κεντρικά φορτιζόμενα αγκύρια να αναπτύσσεται επιπλέον στρεπτική ροπή, που αναλύεται σε ζεύγος τεμνουσών δυνάμεων. Ωστόσο, σε περίπτωση τέτοιου είδους φόρτισης και για λόγους απλοποίησης, η συνιστώσα αυτή της τέμνουσας δε θα λαμβάνεται υπόψη κατά τους υπολογισμούς των δυνάμεων που καταπονούν τα αγκύρια της ομάδας.

5.2 1^ο πείραμα

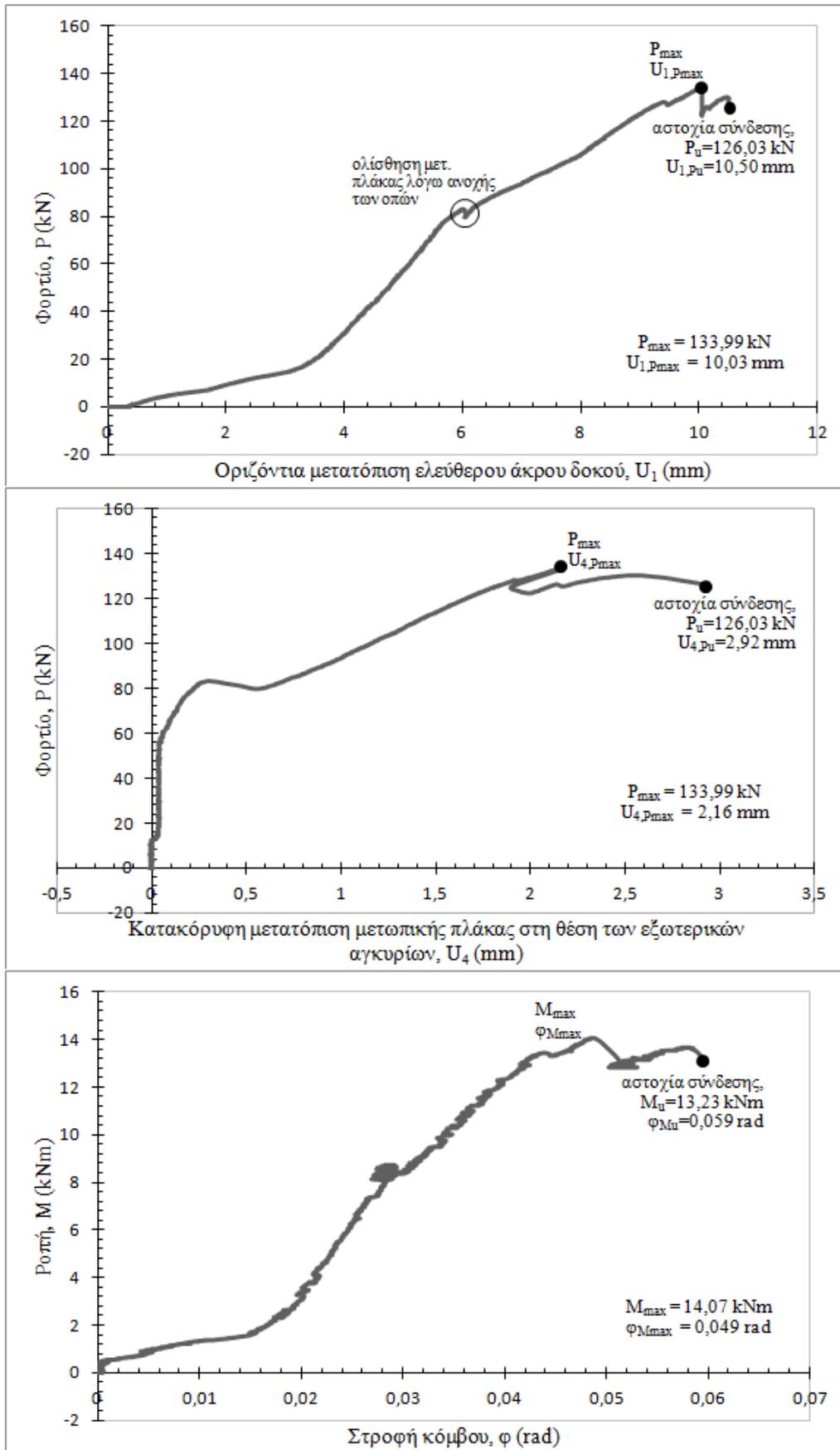


Σχήμα 5.2: Γενική άποψη της πειραματικής διάταξης για το 1^ο πείραμα.

Στο 1^ο πείραμα, η φόρτιση P του εμβόλου ασκήθηκε στη δοκό σε απόσταση $H_I=0,105m$ από το υποστύλωμα. Η απόσταση H επιλέχθηκε ώστε ο μοχλοβραχίονας της δύναμης ως προς το σημείο περιστροφής της μετωπικής πλάκας να είναι ο μικρότερος δυνατός, ώστε η καταπόνηση των αγκυρίων σε διάτμηση να είναι συγκριτικά πολύ μεγαλύτερη απ' ότι σε εφελκυσμό. Οι συνθήκες περιβάλλοντος στο χώρο της δοκιμής ήταν 23^ο C η θερμοκρασία και 35% η σχετική υγρασία.

Η αστοχία της σύνδεσης προήλθε από αστοχία λόγω θραύσης του χάλυβα των αγκυρίων, υπό διάτμηση (ψαθυρή μορφή αστοχίας). Η δοκιμή σταμάτησε όταν προκλήθηκε θραύση και των τεσσάρων αγκυρίων ταυτόχρονα. Και στα τέσσερα αγκύρια η αξονική μετατόπιση του εσωτερικού τους χιτωνίου ήταν περίπου ίδια (1,2~1,5 mm), ενώ η σχετικά μικρή αυτή τιμή επιβεβαιώνει ότι η καταπόνηση των αγκυρίων ήταν κυρίαρχα σε τέμνουσα, αφού μεγαλύτερη εξόλκευση θα σήμαινε και μεγαλύτερη επίδραση του εφελκυσμού. Στα διαγράμματα που ακολουθούν (Σχήμα 5.3) δίνονται οι μέγιστες τιμές, καθώς και οι τιμές κατά την αστοχία, φορτίου – μετατόπισης και ροπής – στροφής, ενώ στο Σχήμα 5.4 φαίνεται ο τρόπος αστοχίας των αγκυρίων που τέθηκαν υπό δοκιμή.

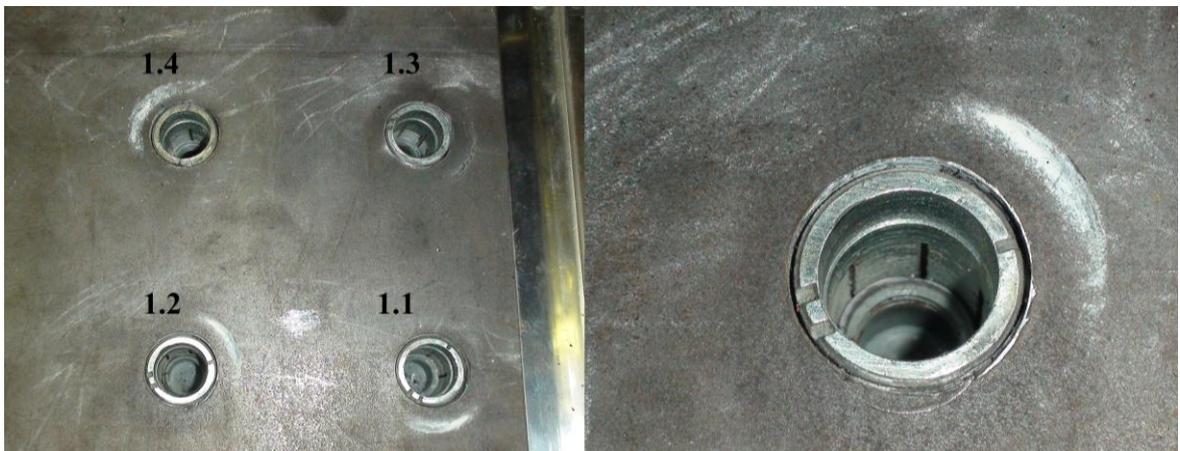
Θεωρείται πιθανό να προκλήθηκε ρηγμάτωση του σκυροδέματος στην περιοχή των αγκυρίων, γεγονός που επιβεβαιώνεται από το ότι τα εξωτερικά περιβλήματα των αγκυρίων που παρέμειναν στο υποστύλωμα μετά την αστοχία, έχουν χάσει την αρχική τους σταθερότητα. Δεν παρατηρήθηκε, ούτε καταγράφηκε από το αντίστοιχο όργανο μέτρησης μετατόπισης (LVDT-31), ολίσθηση της κοιλοδοκού κατά την εκτέλεση της δοκιμής, ούτε εκδηλώθηκε τοπικός λυγισμός του τοιχώματος της στην περιοχή της σύνδεσης. Επίσης, δεν εκδηλώθηκαν πλαστικές παραμορφώσεις ούτε στη μετωπική πλάκα ούτε στη δοκό, λόγω της πρόωρης αστοχίας των αγκυρίων και της μεγάλης δυσκαμψίας της πλάκας, ούτε εμφανίστηκαν σημάδια απόσχισης ή αποκόλλησης της συγκόλλησης δοκού – πλάκας. Ωστόσο κατά την πειραματική εκτέλεση, σημείο περιστροφής της μετωπικής πλάκας, επειδή ακριβώς ήταν απόλυτα άκαμπτη, ήταν η ακμή επαφής της με το υποστύλωμα και όχι ο άξονας A-A, που είχε θεωρηθεί παραπάνω (Σχήμα 5.1). Κατά τους υπολογισμούς των δυνάμεων παρόλα αυτά, θα ισχύσει η θεώρηση θλιβόμενης ζώνης ύψους z_a , όπως υπολογίστηκε στην παράγραφο 5.1.2.



Σχήμα 5.3: Διαγράμματα: φορτίου – μετατόπισης δοκού ($P-U_1$), φορτίου – κατακόρυφης μετατόπισης της μετωπικής πλάκας ($P-U_4$) και ροπής – στρώφης ($M-\phi$) για το 1^ο πείραμα.



Σχήμα 5.4: Τρόπος αστοχίας των αγκυρίων, με θραύση του εσωτερικού τους χιτωνίου.



Σχήμα 5.5: Όψη του υποστυλώματος με το εξωτερικό περίβλημα των αγκυρίων μετά την αστοχία και αρίθμηση των αγκυρίων (φόρτιση από δεξιά).

➤ Δυνάμεις στα αγκύρια λόγω ροπής και τέμνουσας

Με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα, η μέγιστη τέμνουσα δύναμη που κατά την εκτέλεση της δοκιμής μεταβιβάστηκε από το έμβολο στη δοκό και από εκεί στην ομάδα αγκυρίων και η αντίστοιχη ροπή κάμψης ως προς τη διεπιφάνεια της μετωπικής πλάκας με το υποστύλωμα είναι:

$$P_{\max} = 133,99 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = P_{\max} \cdot H_1 = 133,99 \cdot 0,105 = 14,07 \text{ kNm}$$

Τα αγκύρια αστόχησαν ταυτόχρονα, επομένως κάθε αγκύριο καταπονήθηκε με τέμνουσα μέγιστης τιμής:

$$V = P_{\max} / 4 = 133,99 / 4 = 33,5 \text{ kN}$$

ενώ οι εφελκυστικές δυνάμεις σε κάθε αγκύριο της εξωτερικής σειράς (F_1) και της εσωτερικής σειράς (F_2) είναι:

$$(5.12\alpha) F_1 = F_{1.1} = F_{1.3} = \frac{M_{\max} \cdot h_1}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} = 33,69 \text{ kN}$$

$$(5.12\beta) F_2 = F_{1.2} = F_{1.4} = \frac{M_{\max} \cdot h_2}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} = 18,87 \text{ kN}$$

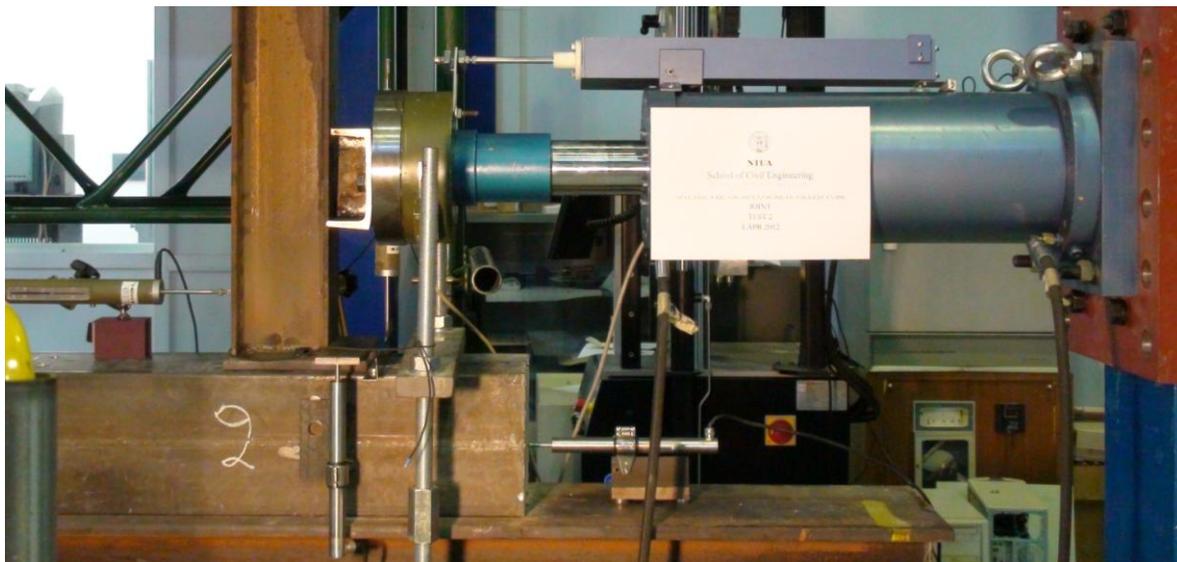
Παρατηρούμε ότι η τέμνουσα δύναμη κάθε αγκυρίου είναι κατά πολύ μεγαλύτερο της διατμητικής αντοχής σχεδιασμού για αστοχία του χάλυβα που δίνεται στην τεχνική έγκριση των αγκυρίων ($V_{Rd,s}=14,56 \text{ kN}$), ενώ αντιθέτως προσεγγίζει την τιμή που προκύπτει με εφαρμογή της σχέσης (5.5) ($V_{Rd,s}=28,93 \text{ kN}$). Γι' αυτό το λόγο και επειδή η αστοχία των αγκυρίων οφείλεται σχεδόν εξ ολοκλήρου στην καταπόνηση τους σε τέμνουσα, θα θεωρηθεί ότι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα του αγκυρίου για αστοχία του χάλυβα ισούται με την τέμνουσα δύναμη V που υπολογίστηκε παραπάνω, δηλαδή:

$$V_{Rd,s} = V = P_{\max} / 4 \Rightarrow V_{Rd,s} = 33,5 \text{ kN} \quad (5.13)$$

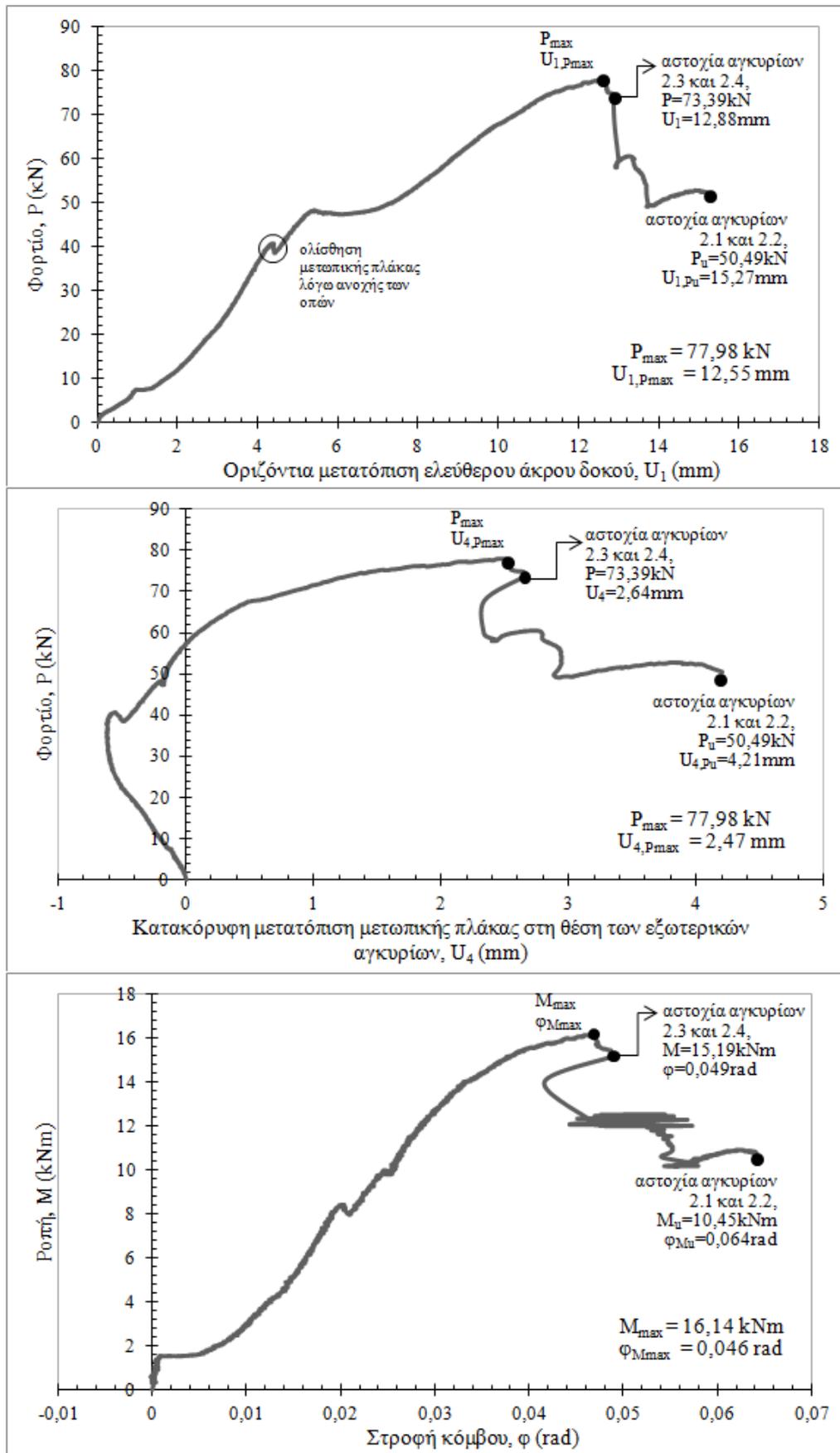
5.3 2^ο πείραμα

Στο 2^ο πείραμα, η φόρτιση P του εμβόλου επιβλήθηκε στη δοκό σε απόσταση $H_2=0,207\text{m}$ από το υποστύλωμα, δηλαδή στην αμέσως επόμενη από το 1^ο πείραμα δυνατή θέση τοποθέτησης του εμβόλου στο πλαίσιο δοκιμών. Οι συνθήκες περιβάλλοντος στο χώρο της δοκιμής ήταν 23°C η θερμοκρασία και $42,5\%$ η σχετική υγρασία.

Η αστοχία της σύνδεσης προήλθε από αστοχία λόγω θραύσης του χάλυβα των αγκυρίων, σε συνδυασμό εφελκυσμού και διάτμησης (ψαθυρή μορφή αστοχίας). Προκλήθηκε θραύση και των τεσσάρων αγκυρίων, όχι ωστόσο ταυτόχρονα όπως στο 1^ο πείραμα. Αρχικά αστόχησαν, σχεδόν ταυτόχρονα, τα αγκύρια 2.3 και 2.4 και ακολούθησε η αστοχία των αγκυρίων 2.1 και 2.2, που οδήγησε και στη λήξη της δοκιμής. Η αστοχία του αγκυρίου 2.4 σε αντίθεση με την αναμενόμενη αστοχία του συμμετρικού αγκυρίου του 2.3, δηλαδή του 2.1, πιθανότατα οφείλεται είτε σε εκκεντρότητα φόρτισης, ενδεχομένως λόγω μικρής λοξότητας της δοκού σε σχέση με τη μετωπική πλάκα που είχε σαν αποτέλεσμα την εντονότερη καταπόνηση της πλευρικής σειράς 2.3–2.4, είτε σε σχηματισμό πλευρικού κώνου σκυροδέματος με πλευρά τη σειρά αυτή.



Σχήμα 5.6: Γενική άποψη της πειραματικής διάταξης για το 2^ο πείραμα.



Σχήμα 5.7: Διαγράμματα: φορτίου – μετατόπισης δοκού ($P-U_1$), φορτίου – κατακόρυφης μετατόπισης της μετωπικής πλάκας ($P-U_4$) και ροπής – στροφής ($M-\phi$) για το 2^ο πείραμα.



Σχήμα 5.8: Τρόπος αστοχίας αγκυρίων, με θραύση του εσωτερικού τους περιβλήματος.

Θεωρείται πιθανή η ρηγμάτωση του σκυροδέματος στην περιοχή των αγκυρίων, γεγονός που επιβεβαιώνεται από το ότι παρατηρήθηκε τοπικός λυγισμός (ανεπαίσθητος) του τοιχώματος του πέλματος της κοιλοδοκού στην περιοχή της σύνδεσης (κυρίως γύρω από τα αγκύρια της εσωτερικής σειράς). Δεν παρατηρήθηκαν πλαστικές παραμορφώσεις στη δοκό, ούτε στη μετωπική πλάκα, λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας της, ούτε εμφανίστηκαν σημάδια απόσχισης ή αποκόλλησης της συγκόλλησης. Το σημείο περιστροφής της μετωπικής πλάκας κατά τη φόρτιση ήταν το ίδιο με το 1^ο πείραμα, δηλαδή η ακμή επαφής της με το υποστύλωμα. Επίσης δεν παρατηρήθηκε, ούτε καταγράφηκε από το αντίστοιχο όργανο μέτρησης μετατόπισης (LVDT-31), ολίσθηση της κοιλοδοκού.

➤ Δυνάμεις στα αγκύρια λόγω ροπής και τέμνουσας

Με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα, η μέγιστη τέμνουσα που κατά την εκτέλεση της δοκιμής μεταβιβάστηκε από το έμβολο στη δοκό και από εκεί στην ομάδα αγκυρίων και η αντίστοιχη ροπή κάμψης ως προς τη διεπιφάνεια της μετωπικής πλάκας με το υποστύλωμα είναι:

$$P_{\max} = 77,98 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = P_{\max} \cdot H_2 = 77,98 \cdot 0,207 = 16,14 \text{ kNm}$$

Τα αγκύρια έσπασαν διαδοχικά ανά δύο, έτσι θα υπολογιστούν τα φορτία τους για δύο φάσεις, αφού μετά την αστοχία των δύο αγκυρίων γίνεται ανακατανομή των φορτίων και ο κόμβος εξακολουθεί να λειτουργεί μέχρι την αστοχία και των άλλων δύο αγκυρίων.

1^η φάση: αρχή πειράματος έως αστοχία αγκυρίων 2.3 και 2.4.

$$P_{1,\max} = P_{\max} = 77,98 \text{ kN} \text{ και } M_{1,\max} = M_{\max} = P_{\max} \cdot H_2 = 16,14 \text{ kNm}$$

Από το διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης ($P-U_1$) βλέπουμε ότι μετά το μέγιστο φορτίο και την αστοχία των δύο αγκυρίων στη συνέχεια, σημειώνεται απότομη πτώση του φορτίου μέχρι τα 57,97kN. Από αυτό συμπεραίνουμε ότι τα δύο αγκύρια που αστόχησαν πρώτα, καταπονήθηκαν με επιπλέον δύναμη ίση με: $\Delta P = 77,98 - 57,97 = 20,01 \text{ kN}$. Επομένως η μέγιστη τέμνουσα κάθε αγκυρίου για την πρώτη φάση είναι:

$$V_{2,3} = V_{2,4} = P_{\max} / 4 + \Delta P / 2 = 77,98 / 4 + 20,01 / 2 = 29,5 \text{ kN}$$

$$V_{2,1} = V_{2,2} = (P_{\max} - 2 \cdot 29,5) / 2 = 9,49 \text{ kN}$$

Οι εφελκυστικές δυνάμεις σε κάθε αγκύριο της εξωτερικής σειράς (F_1) και της εσωτερικής σειράς (F_2) είναι ίσες με:

$$(5.12\alpha) \quad F_1 = F_{2,1} = F_{2,3} = \frac{M_{1,\max} \cdot h_1}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} = 38,65 \text{ kN}$$

$$(5.12\beta) \quad F_2 = F_{2,2} = F_{2,4} = \frac{M_{1,\max} \cdot h_2}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} = 21,64 \text{ kN}$$

2^η φάση: αστοχία αγκυρίων 2.3 και 2.4 έως αστοχία αγκυρίων 2.1 και 2.2 – τέλος πειράματος.

$$P_{2,\max} = 60,54 \text{ kN} \text{ και } M_{2,\max} = P_{2,\max} \cdot H_2 = 12,53 \text{ kNm}$$

Τα αγκύρια 2.1 και 2.2 συνεχίζουν να αναλαμβάνουν φορτίο, επομένως καθένα καταπονείται από τέμνουσα δύναμη μέγιστης τιμής:

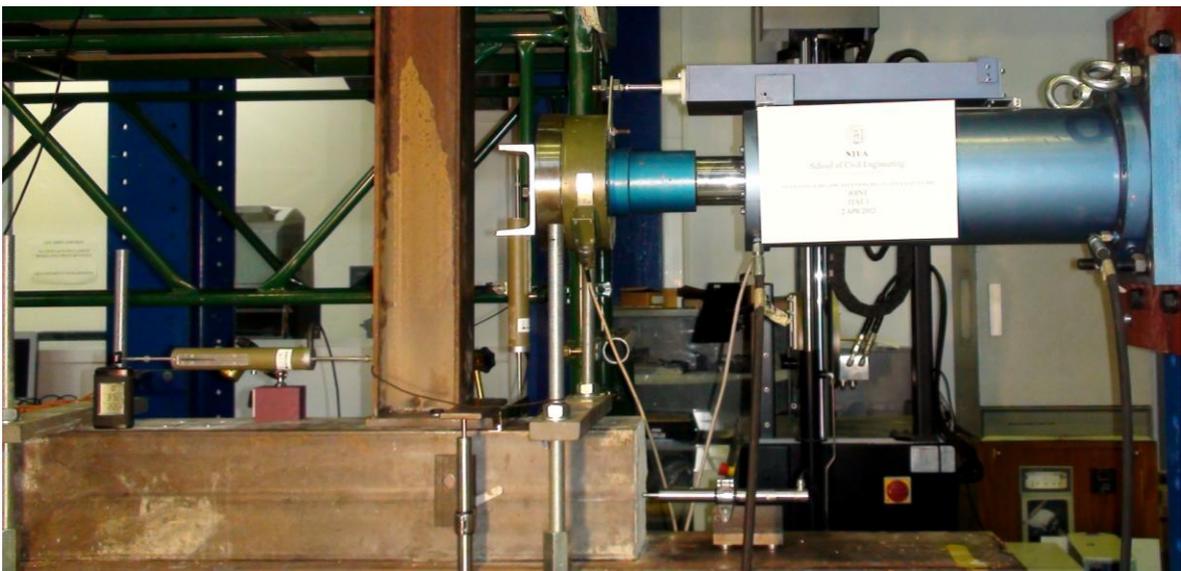
$$V = P_{2,\max} / 2 = 60,54 / 2 = 30,27 \text{ kN}$$

και από εφελκυστική δύναμη με μέγιστη τιμή:

$$(5.12\alpha) \quad F_1 = F_{2,1} = \frac{M_{2,\max} \cdot h_1}{h_1^2 + h_2^2} = 60,01 \text{ kN}$$

$$(5.12\beta) \quad F_2 = F_{2,2} = \frac{M_{2,\max} \cdot h_2}{h_1^2 + h_2^2} = 33,59 \text{ kN}$$

5.4 3^ο πείραμα



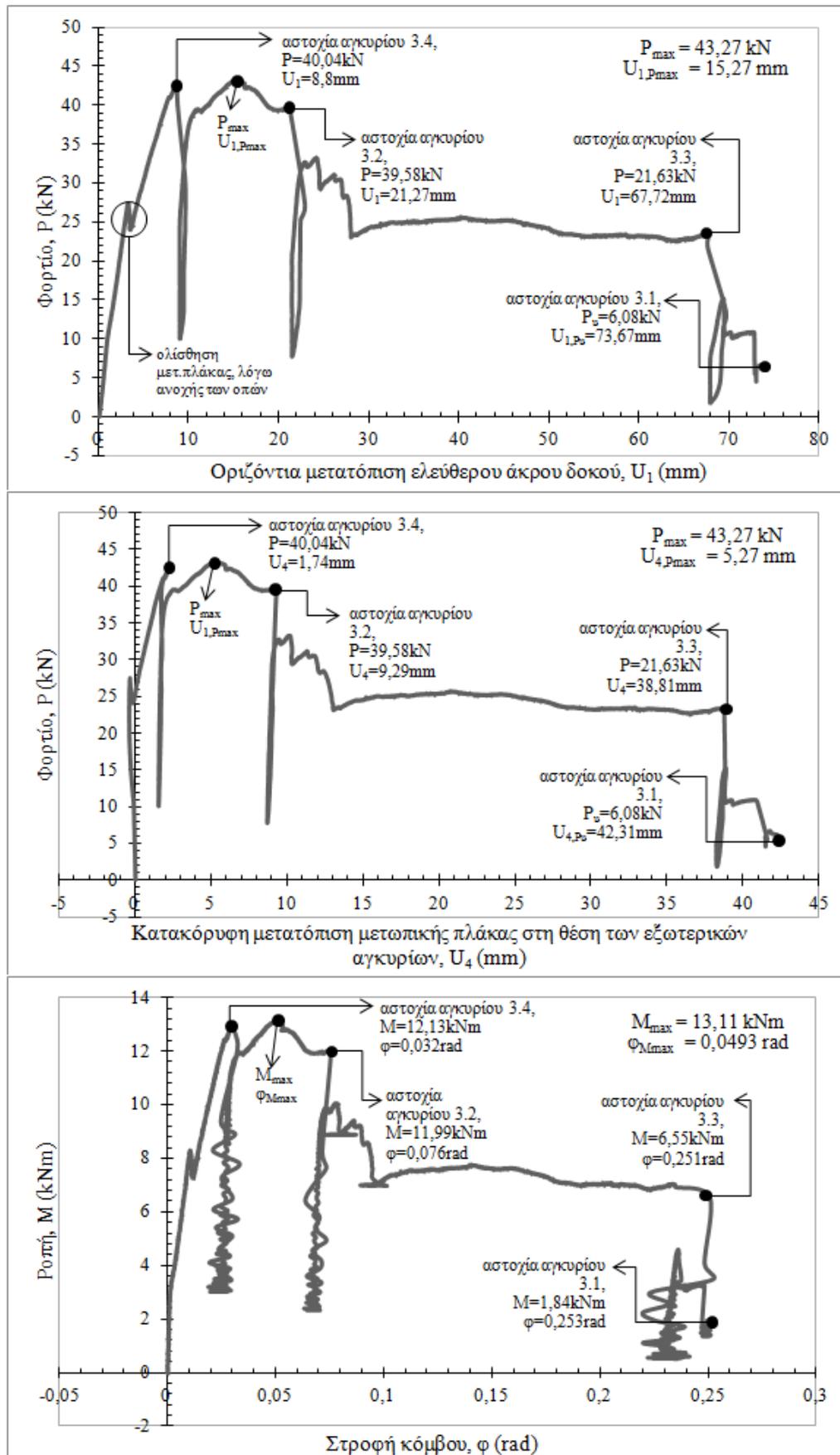
Σχήμα 5.9: Γενική άποψη της πειραματικής διάταξης για το 3^ο πείραμα.

Στο 3^ο πείραμα, η φόρτιση P του εμβόλου ασκήθηκε στη δοκό σε απόσταση $H=0,303m$ από το υποστύλωμα, στην αμέσως επόμενη από το 2^ο πείραμα δυνατή θέση τοποθέτησης του εμβόλου στο πλαίσιο δοκιμών. Κατά την εκτέλεση του πειράματος, οι συνθήκες περιβάλλοντος στο χώρο της δοκιμής ήταν 23^ο C η θερμοκρασία και 35,5% η σχετική υγρασία.

Η αστοχία της σύνδεσης προήλθε από εξόλκευση του εσωτερικού χιτωνίου των αγκυρίων, σε συνδυασμό εφελκυσμού και διάτμησης, που οδήγησε τελικά σε αστοχία του χάλυβα (ψαθυρή μορφή αστοχίας). Η δοκιμή ολοκληρώθηκε όταν είχε αστοχήσει ο χάλυβας και των τεσσάρων αγκυρίων. Στα διαγράμματα που ακολουθούν (Σχήμα 5.10) δίνονται οι μέγιστες τιμές, καθώς και οι τιμές κατά την αστοχία κάθε αγκυρίου, φορτίου – μετατόπισης της δοκού και της μετωπικής πλάκας και ροπής – στροφής του κόμβου, ενώ στο Σχήμα 5.11 φαίνεται η μεγάλη αξονική μετατόπιση που υπέστησαν τα αγκύρια μέχρι τελικά να προκληθεί η θραύση τους.

Τα αγκύρια αστόχησαν διαδοχικά και όχι ταυτόχρονα και μάλιστα με μη συμμετρικό τρόπο. Πρώτο αστόχησε το αγκύριο 3.4 της εσωτερικής σειράς, ενώ το γεγονός ότι το εσωτερικό του χιτώνιο μετρήθηκε να έχει τη μικρότερη αξονική μετατόπιση (~6mm) επιβεβαιώνει ότι αστόχησε πρώτο. Η αστοχία του αγκυρίου 3.4 χωρίς την ταυτόχρονη αστοχία και του συμμετρικού του, 3.2, οφείλεται στην εντονότερη καταπόνηση του, είτε λόγω πιθανής μικρής λοξότητας της δοκού σε σχέση με τη μετωπική πλάκα, είτε για λόγους σχετικούς με την εγκατάστασή του, που δεν μπορούν να προσδιοριστούν. Στη συνέχεια αστόχησε και το αγκύριο 3.2, αφού πλέον αναλάμβανε όλη την εφελκυστική δύναμη που αντιστοιχούσε στην εσωτερική σειρά αγκυρίων. Ακολούθως έσπασε το αγκύριο 3.3 της εξωτερικής σειράς, ενώ το γεγονός ότι η αστοχία του προηγήθηκε της αστοχίας του αγκυρίου 3.1, επιβεβαιώνει την εντονότερη καταπόνηση της σειράς 3.4–3.3. Τελευταίο αστόχησε το αγκύριο 3.1 της εξωτερικής σειράς (το εσωτερικό του περίβλημα μετρήθηκε να έχει τη μεγαλύτερη αξονική μετατόπιση από όλα, περίπου 27mm). Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι αμέσως μετά την αστοχία κάθε αγκυρίου σημειώνεται απότομη πτώση του φορτίου του εμβόλου κατά 10kN περίπου.

Η έντονη ρηγματώση του σκυροδέματος στην περιοχή των αγκυρίων, ιδιαίτερα της εξωτερικής σειράς, είναι εμφανής στο Σχήμα 5.13, όπου αποκόπηκε τμήμα της κοίλης διατομής, για να υπάρξει σαφής εικόνα της κατάστασης του σκυροδέματος. Η έντονη αυτή διάρρηξη θα οδηγούσε ενδεχομένως και σε απόσχιση κώνου σκυροδέματος, στην περίπτωση υποστυλώματος αμιγώς από σκυρόδεμα, χωρίς την κοίλη διατομή να εμποδίζει την απόσχιση. Κατά την εκτέλεση του πειράματος παρατηρήθηκε και τοπικός λυγισμός του τοιχώματος του πέλματος της κοιλοδοκού στην περιοχή της σύνδεσης, λόγω των έντονων εφελκυστικών τάσεων που αναπτύχθηκαν στο σκυρόδεμα (κυρίως γύρω από τα αγκύρια της εξωτερικής σειράς, τα οποία άλλωστε υπέστησαν και τη διπλάσια σχεδόν εξόλκευση σε σχέση με την εσωτερική σειρά). Ο τοπικός λυγισμός καταγράφηκε και από το βελόμετρο DT-01, που είναι τοποθετημένο σε απόσταση 4mm από την ακμή της μετωπικής πλάκας, το οποίο σημείωσε μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση $U_2=2mm$ (σχεδόν τριπλάσια από τη μέγιστη μετατόπιση που καταγράφηκε στα δύο προηγούμενα πειράματα). Δεν παρατηρήθηκαν πλαστικές παραμορφώσεις στη δοκό ούτε στη μετωπική πλάκα, λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας της, ούτε εμφανίστηκαν σημάδια απόσχισης ή αποκόλλησης της συγκόλλησης. Τέλος δεν παρατηρήθηκε, ούτε καταγράφηκε από το αντίστοιχο όργανο μέτρησης μετατόπισης (LVDT-31), ολίσθηση της κοιλοδοκού κατά την εκτέλεση της δοκιμής.



Σχήμα 5.10: Διαγράμματα: φορτίου – μετατόπισης δοκού ($P-U_1$), φορτίου – κατακόρυφης μετατόπισης της μετωπικής πλάκας ($P-U_4$) και ροπής – στροφής ($M-\phi$) για το 3^ο πείραμα.



Σχήμα 5.11: Εικόνα της σύνδεσης, λίγο πριν την ολοκληρωτική της αστοχία.



Σχήμα 5.12: Το υποστύλωμα με τα εξωτερικά περιβλήματα των αγκυρίων, μετά τη λήξη της δοκιμής.



Σχήμα 5.13: Εικόνα του εσωτερικού του υποστύλωματος, όπου είναι εμφανής η έντονη ρηγμάτωση που υπέστη το σκυρόδεμα κατά την 3^η δοκιμή.

➤ Δυνάμεις στα αγκύρια λόγω ροπής και τέμνουσας

Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη που κατά την εκτέλεση της δοκιμής που μεταβιβάστηκε από το έμβολο στη δοκό και από εκεί στην ομάδα αγκυρίων και η αντίστοιχη ροπή κάμψης ως προς τη διεπιφάνεια της μετωπικής πλάκας με το υποστύλωμα είναι:

$$P_{\max} = 43,27 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = P_{\max} \cdot H_3 = 43,27 \cdot 0,303 = 13,11 \text{ kNm}$$

Οι δυνάμεις των αγκυρίων θα υπολογιστούν για τις τέσσερις φάσεις μεταξύ των διαδοχικών αστοχιών των αγκυρίων, αφού μετά την αστοχία κάθε αγκυρίου και την αποφόρτιση των υπόλοιπων ακολουθεί επαναφόρτιση με ανακατανομή των φορτίων.

1^η φάση: αρχή πειράματος έως αστοχία αγκυρίου 3.4

$$P_{1,\max} = 42,77 \text{ kN και } M_{1,\max} = P_{1,\max} \cdot H_3 = 12,96 \text{ kNm}$$

Από το διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης ($P-U_I$) βλέπουμε ότι μετά την αστοχία του αγκυρίου 3.4 σημειώνεται απότομη πτώση του φορτίου μέχρι τα 9,99kN. Συμπεραίνουμε έτσι ότι το αγκύριο 3.4, πριν αστοχήσει, καταπονήθηκε με δύναμη ίση με:

$$V_{3,4} = \Delta P = P_{1,\max} - 9,99 = 42,77 - 9,99 = 32,78 \text{ kN}$$

ενώ τα υπόλοιπα αγκύρια καταπονήθηκαν από τέμνουσα μέγιστης τιμής:

$$V_{3,1} = V_{3,2} = V_{3,3} = (P_{1,\max} - \Delta P) / 3 = 3,33 \text{ kN}$$

Οι εφελκυστικές δυνάμεις σε κάθε αγκύριο της εξωτερικής σειράς (F_1) και της εσωτερικής σειράς (F_2) είναι ίσες με:

$$(5.12\alpha) \quad F_1 = F_{3,1} = F_{3,3} = \frac{M_{1,\max} \cdot h_1}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} = 31,03 \text{ kN}$$

$$(5.12\beta) \quad F_2 = F_{3,2} = F_{3,4} = \frac{M_{1,\max} \cdot h_2}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} = 17,37 \text{ kN}$$

2^η φάση: αστοχία αγκυρίου 3.4 έως αστοχία αγκυρίων 3.2

$$P_{2,\max} = P_{\max} = 43,27 \text{ kN και } M_{2,\max} = M_{\max} = P_{2,\max} \cdot H_3 = 13,11 \text{ kNm}$$

Από το διάγραμμα $P-U_I$ βλέπουμε ότι μετά την αστοχία του αγκυρίου 3.2 σε φορτίο $P=39,58\text{kN}$, σημειώνεται απότομη πτώση του φορτίου μέχρι τα 7,7kN. Συμπεραίνουμε έτσι ότι το αγκύριο 3.2, πριν αστοχήσει, καταπονήθηκε από τέμνουσα δύναμη ίση με:

$$V_{3,2} = \Delta P = 39,58 - 7,70 = 31,88 \text{ kN}$$

ενώ τα υπόλοιπα αγκύρια καταπονήθηκαν από τέμνουσα μέγιστης τιμής:

$$V_{3,1} = V_{3,3} = (P_{2,\max} - \Delta P) / 2 = (43,27 - 31,88) / 2 = 5,70 \text{ kN}$$

Οι εφελκυστικές δυνάμεις στην εξωτερική σειρά αγκυρίων ($F_{εξ}$) και στην εσωτερική σειρά ($F_{εσ}$) είναι:

$$(5.12\alpha) \quad F_{εξ} = \frac{M_{\max} \cdot h_1}{h_1^2 + h_2^2} = 62,78 \text{ kN} \Rightarrow F_{3,1} = F_{3,3} = F_{εξ} / 2 = 31,39 \text{ kN}$$

$$(5.12\beta) \quad F_{εσ} = \frac{M_{\max} \cdot h_2}{h_1^2 + h_2^2} = 35,14 \text{ kN} \Rightarrow F_{3,2} = 35,14 \text{ kN}$$

3^η φάση: αστοχία αγκυρίου 3.2 έως αστοχία αγκυρίων 3.3

$$P_{3,\max} = 33,26 \text{ kN} \quad \text{και} \quad M_{3,\max} = P_{3,\max} \cdot H_3 = 10,08 \text{ kNm}$$

Στους υπολογισμούς λαμβάνονται υπόψη μόνο τα αγκύρια της εξωτερικής σειράς, αφού της εσωτερικής έχουν αστοχήσει. Από το διάγραμμα $P-U_I$ βλέπουμε ότι μετά την αστοχία του αγκυρίου 3.3 σε φορτίο $P=21,63\text{kN}$, σημειώνεται απότομη πτώση του φορτίου μέχρι τα $1,73\text{kN}$. Επομένως το αγκύριο 3.3, πριν αστοχήσει, καταπονήθηκε από τέμνουσα:

$$V_{3,3} = \Delta P = 21,63 - 1,73 = 19,9 \text{ kN}$$

ενώ το αγκύριο 3.1 καταπονήθηκε από τέμνουσα μέγιστης τιμής:

$$V_{3,1} = P_{3,\max} - \Delta P = 33,26 - 19,9 = 13,36 \text{ kN}$$

Η εφελκυστική δύναμη σε καθένα από τα αγκύρια της εξωτερικής σειράς με βάση τη σχέση (5.9) είναι:

$$M = 2 \cdot F_1 \cdot h_1 \Rightarrow F_1 = F_{3,1} = F_{3,3} = \frac{10,08}{2 \cdot 0,159} = 31,69 \text{ kN}$$

4^η φάση: αστοχία αγκυρίου 3.3 έως αστοχία αγκυρίων 3.1 – τέλος πειράματος

$$P_{4,\max} = 15,20 \text{ kN} \quad \text{και} \quad M_{4,\max} = P_{4,\max} \cdot H_4 = 4,61 \text{ kNm}$$

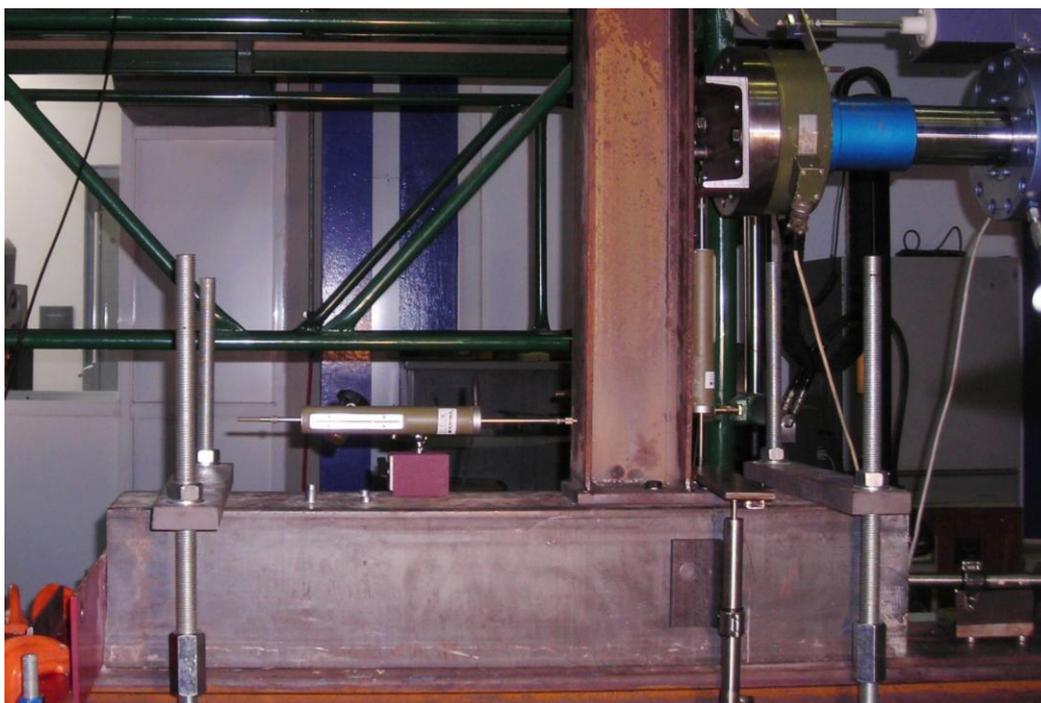
Η τέμνουσα δύναμη μεταβιβάζεται εξ ολοκλήρου στο αγκύριο 3.1, αφού όλα τα υπόλοιπα έχουν αστοχήσει. Η μέγιστη διατμητική δύναμη που αναλαμβάνει μέχρι την αστοχία του και λήξη του πειράματος επομένως είναι:

$$V = P_{4,\max} = 15,20 \text{ kN}$$

και η εφελκυστική δύναμη:

$$F_1 = F_{3,1} = \frac{M_{4,\max}}{h_1} = 28,99 \text{ kN}$$

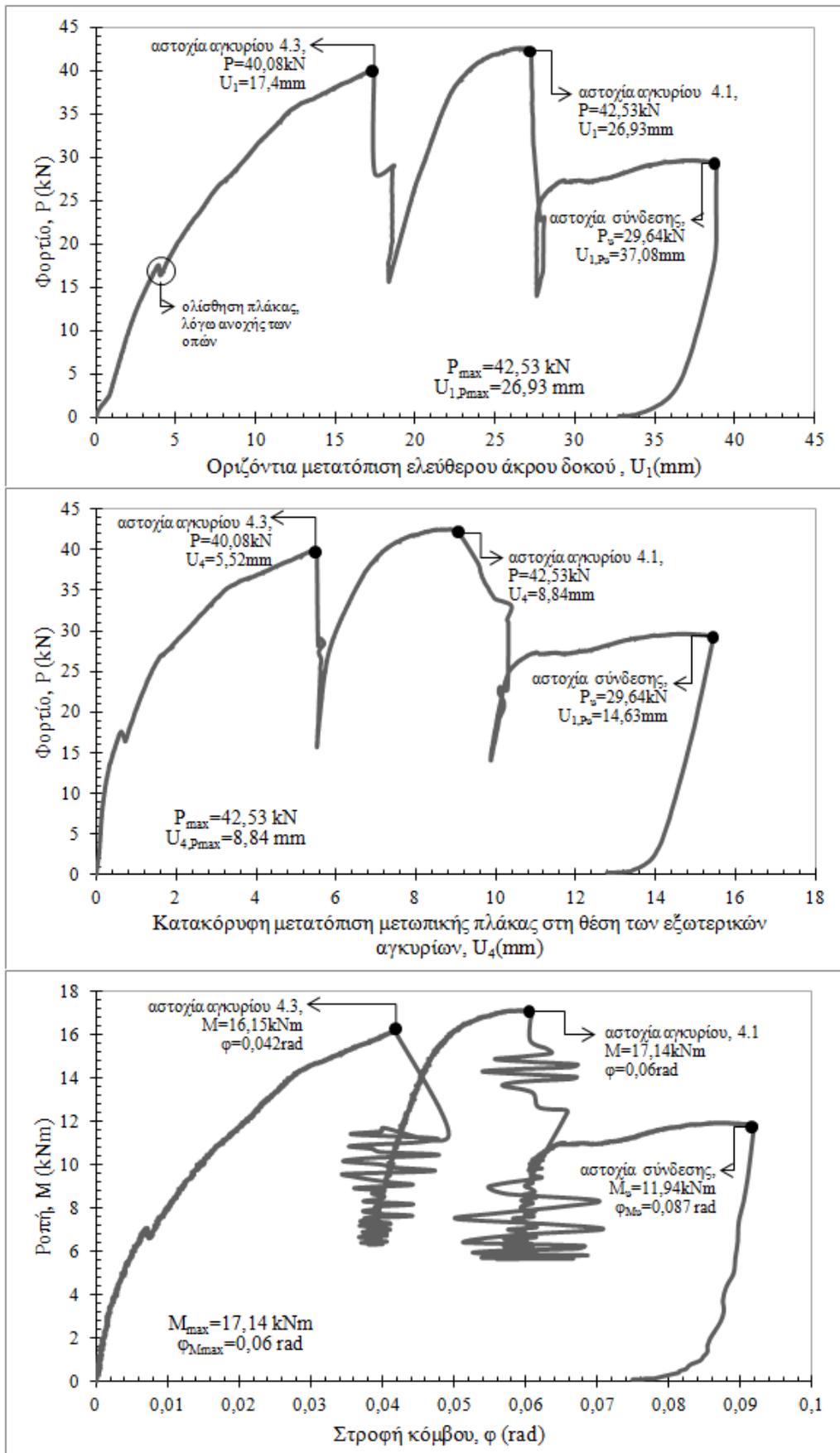
5.5 4^ο πείραμα



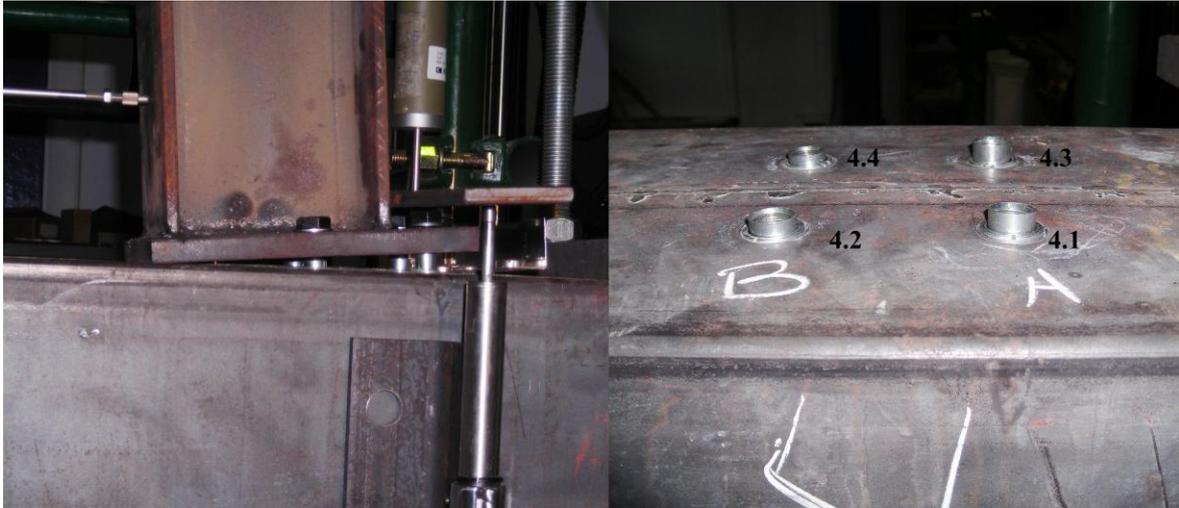
Σχήμα 5.14: Γενική άποψη της πειραματικής διάταξης για το 4^ο πείραμα.

Στο 4^ο πείραμα, η φόρτιση P του εμβόλου ασκήθηκε στη δοκό σε απόσταση $H=0,403\text{m}$ από το υποστύλωμα. Κατά την εκτέλεση του πειράματος, οι συνθήκες περιβάλλοντος στο χώρο της δοκιμής ήταν 23°C η θερμοκρασία και 30% η σχετική υγρασία.

Η αστοχία της σύνδεσης προήλθε από αστοχία λόγω εξόλκευσης του εσωτερικού χιτωνίου των αγκυρίων υπό την επίδραση κυρίως εφελκυσμού και όχι διάτμησης, ενώ προκλήθηκε θραύση του χάλυβα μόνο του αγκυρίου 4.1 της εξωτερικής σειράς. Στα διαγράμματα που ακολουθούν (Σχ. 5.15) δίνονται οι μέγιστες τιμές, καθώς και οι τιμές κατά την αστοχία κάθε αγκυρίου, φορτίου – μετατόπισης της δοκού και της μετωπικής πλάκας και ροπής – στροφής του κόμβου, ενώ στο Σχήμα 5.16 φαίνεται ο τρόπος αστοχίας των αγκυρίων που τέθηκαν υπό δοκιμή και το μέγεθος της εξόλκευσης που υπέστησαν. Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι, όπως και στο 3^ο πείραμα, τα αγκύρια αστόχησαν διαδοχικά και όχι ταυτόχρονα. Πρώτο αστόχησε το αγκύριο 4.3 της εξωτερικής σειράς, ενώ το γεγονός ότι το εσωτερικό του χιτωνίου μετρήθηκε να έχει τη μικρότερη αξονική μετατόπιση επιβεβαιώνει την πρόωρη αστοχία του. Η αστοχία του αγκυρίου 4.3 χωρίς την ταυτόχρονη αστοχία και του συμμετρικού του, 4.1, ενδεχομένως οφείλεται σε πιθανή μικρή λοξότητα της δοκού σε σχέση με τη μετωπική πλάκα είτε σε αίτιο σχετικό με την εγκατάστασή του, που δεν μπορεί να προσδιοριστεί. Στο μέσον περίπου της δοκιμής αστόχησε και το αγκύριο 4.1, αφού πλέον αναλάμβανε όλη την εφελκυστική δύναμη που αντιστοιχούσε στην εξωτερική σειρά και η δοκιμή ολοκληρώθηκε όταν και τα αγκύρια της εσωτερικής σειράς, λόγω του μεγέθους της εξόλκευσης που είχαν υποστεί, έχασαν ολοκληρωτικά τη φέρουσα ικανότητά τους.



Σχήμα 5.15: Διαγράμματα: φορτίου – μετατόπισης δοκού ($P-U_1$), φορτίου – κατακόρυφης μετατόπισης της μετωπικής πλάκας ($P-U_4$) και ροπής – στροφής ($M-\phi$) για το 4^ο πείραμα.



Σχήμα 5.16: Όψη της σύνδεσης κατά την εκτέλεση της δοκιμής και του υποστύλωματος μετά την ολοκλήρωσή της, όπου είναι φανερή η εξόλκευση των αγκυρίων.

Πιθανή είναι η ρηγμάτωση του σκυροδέματος στην περιοχή των αγκυρίων, πράγμα που επιβεβαιώνεται από το ότι τα εξωτερικά περιβλήματα των αγκυρίων που παρέμειναν στο υποστύλωμα μετά την αστοχία, έχουν χάσει την σταθερότητά τους, ενώ παρατηρήθηκε και τοπικός λυγισμός του τοιχώματος της κοιλοδοκού στην περιοχή της σύνδεσης, λόγω των έντονων εφελκυστικών τάσεων που αναπτύχθηκαν στο σκυρόδεμα. Δεν παρατηρήθηκαν πλαστικές παραμορφώσεις στη δοκό ούτε στη μετωπική πλάκα, λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας της, ούτε εμφανίστηκαν σημάδια απόσχισης ή αποκόλλησης της συγκόλλησης. Επίσης δεν παρατηρήθηκε, ούτε καταγράφηκε από το LVDT-31, ολίσθηση της κοιλοδοκού κατά την εκτέλεση της δοκιμής.

➤ Δυνάμεις στα αγκύρια λόγω ροπής και τέμνουσας

Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη που κατά την εκτέλεση της δοκιμής ασκήθηκε στην ομάδα αγκυρίων και η αντίστοιχη ροπή κάμψης ως προς τη διεπιφάνεια της μετωπικής πλάκας με το υποστύλωμα είναι:

$$P_{\max} = 42,53 \text{ kN} \text{ και } M_{\max} = P_{\max} \cdot H_4 = 42,53 \cdot 0,403 = 17,14 \text{ kNm}$$

Οι δυνάμεις των αγκυρίων θα υπολογιστούν για τις τρεις φάσεις, μεταξύ των διαδοχικών αστοχιών των αγκυρίων.

1^η φάση: αρχή πειράματος έως αστοχία αγκυρίου 4.3.

$$P_{1,\max} = 40,08 \text{ kN} \text{ και } M_{1,\max} = P_{1,\max} \cdot H_4 = 16,15 \text{ kNm}$$

Από το διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης ($P-U_1$) βλέπουμε ότι μετά την αστοχία του αγκυρίου 4.3 σημειώνεται απότομη πτώση του φορτίου μέχρι τα 15,64kN. Συμπεραίνουμε έτσι ότι το αγκύριο 4.3, πριν αστοχήσει, καταπονήθηκε με δύναμη ίση με:

$$V_{4.3} = \Delta P = P_{1,\max} - 15,64 = 24,44 \text{ kN}$$

ενώ τα υπόλοιπα αγκύρια καταπονήθηκαν από τέμνουσα μέγιστης τιμής:

$$V_{4.1} = V_{4.2} = V_{4.4} = (P_{1,\max} - \Delta P) / 3 = 5,21 \text{ kN}$$

Οι εφελκυστικές δυνάμεις στα αγκύρια της εξωτερικής και της εσωτερικής σειράς είναι:

$$(5.12\alpha) \quad F_1 = F_{4.1} = F_{4.3} = \frac{M_{1,\max} \cdot h_1}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} = 38,67 \text{ kN}$$

$$(5.12\beta) \quad F_2 = F_{4.2} = F_{4.4} = \frac{M_{1,\max} \cdot h_2}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} = 21,65 \text{ kN}$$

2^η φάση: αστοχία αγκυρίου 4.3 έως αστοχία αγκυρίου 4.1

$$P_{2,\max} = P_{\max} = 42,53 \text{ kN} \quad M_{2,\max} = M_{\max} = P_{2,\max} \cdot H_4 = 17,14 \text{ kNm}$$

Από το διάγραμμα $P-U_I$ βλέπουμε ότι μετά την αστοχία του αγκυρίου 4.1 σε φορτίο $P=42,53\text{kN}$, σημειώνεται απότομη πτώση του φορτίου μέχρι τα $14,02\text{kN}$. Συμπεραίνουμε έτσι ότι το αγκύριο 4.1, πριν αστοχήσει, καταπονήθηκε από τέμνουσα δύναμη ίση με:

$$V_{4.1} = \Delta P = P_{2,\max} - 14,02 = 28,51 \text{ kN}$$

ενώ τα υπόλοιπα αγκύρια καταπονήθηκαν από τέμνουσα μέγιστης τιμής:

$$V_{4.2} = V_{4.4} = (P_{2,\max} - \Delta P) / 2 = (42,53 - 28,51) / 2 = 7,01 \text{ kN}$$

Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη ανά αγκύριο για τη δεύτερη φάση είναι:

$$(5.12\alpha) \quad F_1 = F_{4.1} = \frac{M_{\max} \cdot h_1}{h_1^2 + h_2^2} = 82,08 \text{ kN}$$

$$(5.12\beta) \quad F_2 = F_{4.2} = F_{4.4} = \frac{M_{\max} \cdot h_2}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} = 22,97 \text{ kN}$$

3^η φάση: αστοχία αγκυρίου 4.1 έως ολοκληρωτική αστοχία σύνδεσης

$$P_{3,\max} = P_u = 29,64 \text{ kN} \quad \text{και} \quad M_{3,\max} = P_{3,\max} \cdot H_4 = 11,94 \text{ kNm}$$

Στους υπολογισμούς λαμβάνονται υπόψη μόνο τα αγκύρια της εσωτερικής σειράς, αφού της εξωτερικής έχουν αστοχήσει. Άρα καθένα καταπονείται με μέγιστη τέμνουσα:

$$V = P_{3,\max} / 2 = 14,82 \text{ kN}$$

ενώ η εφελκυστική δύναμη σε κάθε αγκύριο της εσωτερικής σειράς είναι ίση με:

$$(5.9) \quad M = 2 \cdot F_2 \cdot h_2 \Rightarrow F_2 = F_{4.2} = F_{4.4} = \frac{11,94}{2 \cdot 0,089} = 67,08 \text{ kN}$$

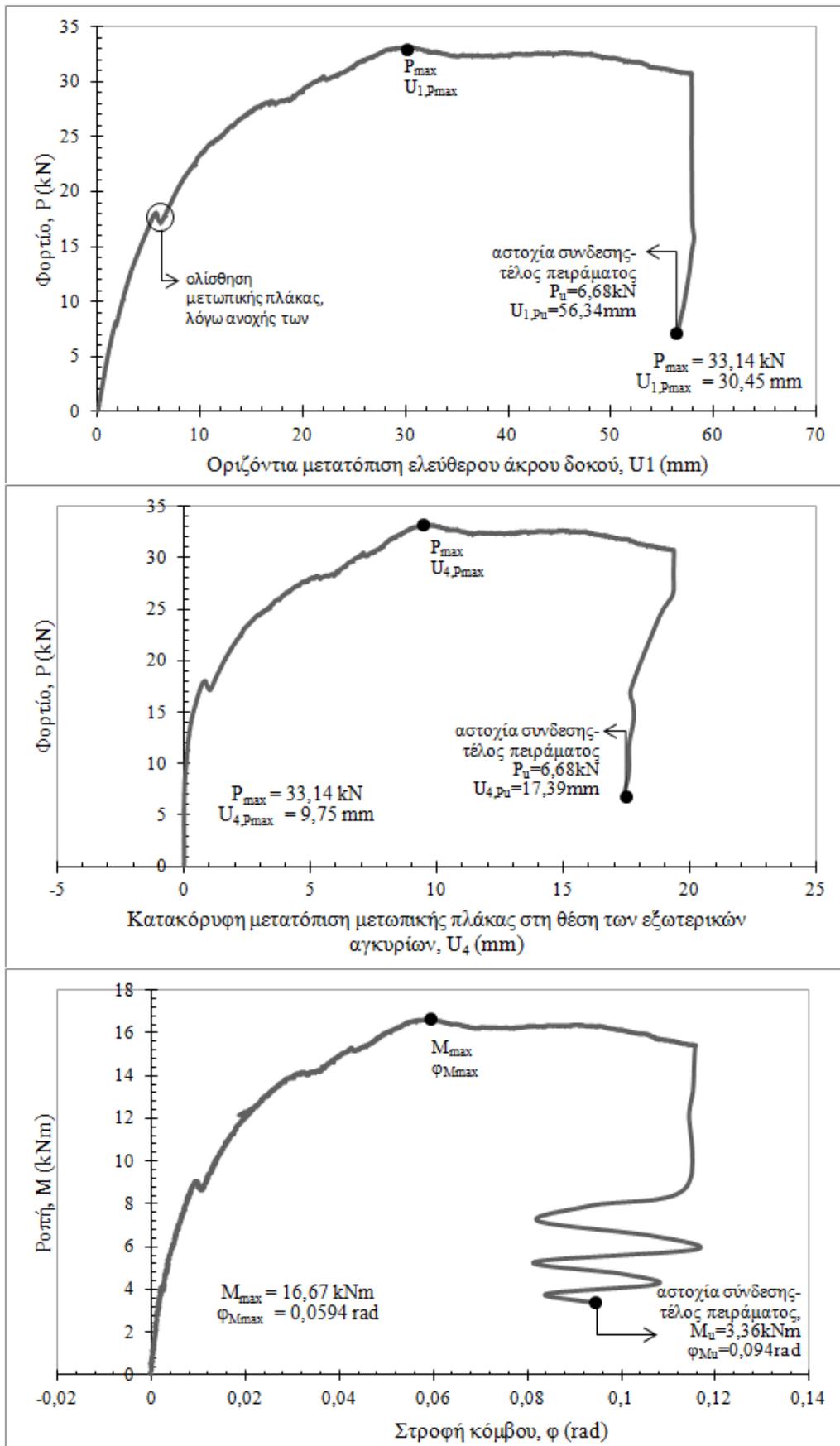
5.6 5^ο πείραμα



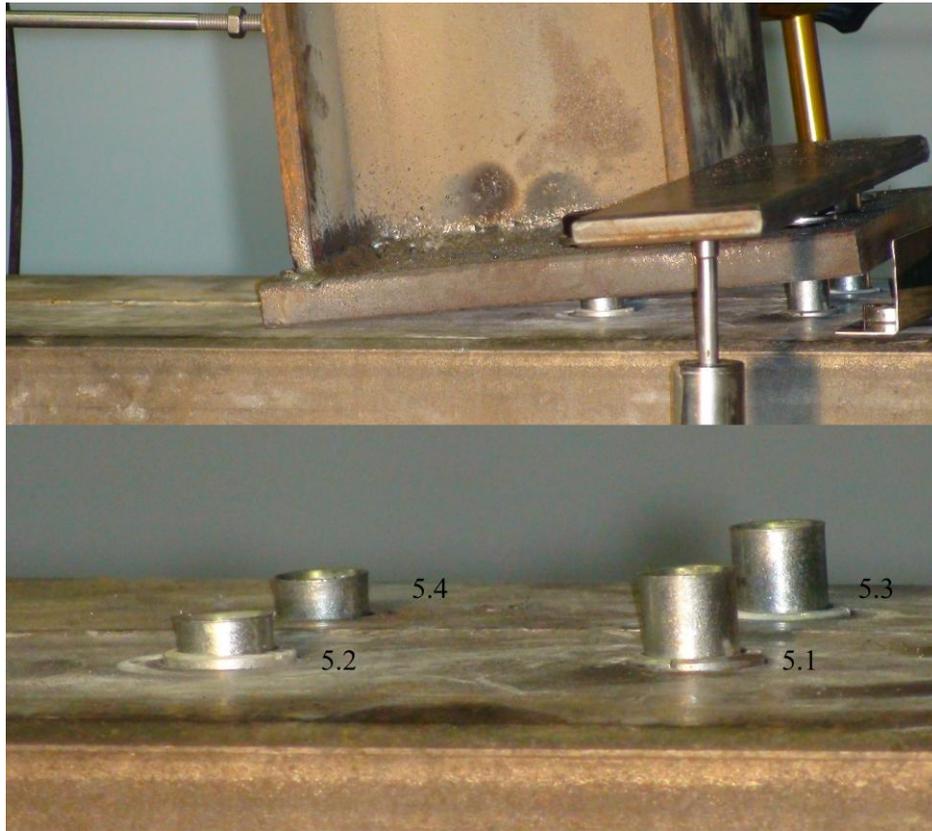
Σχήμα 5.17: Γενική άποψη της πειραματικής διάταξης για το 5^ο πείραμα.

Στο 5^ο πείραμα, η φόρτιση P του εμβόλου ασκήθηκε στη δοκό σε απόσταση $H=0,503\text{m}$ από το υποστώλωμα. Κατά την εκτέλεση του πειράματος, οι συνθήκες περιβάλλοντος στο χώρο της δοκιμής ήταν 23°C η θερμοκρασία και 34% η σχετική υγρασία. Η αστοχία της σύνδεσης προήλθε από αστοχία λόγω εξόλκευσης των αγκυρίων, υπό την επίδραση κυρίως εφελκυσμού και όχι διάτμησης, χωρίς να προκληθεί θραύση κάποιου αγκυρίου κατά τη διάρκεια του πειράματος. Η δοκιμή σταμάτησε όταν επήλθε ολοκληρωτική απώλεια της φέρουσας ικανότητας των αγκυρίων λόγω της εξόλκευσης του εσωτερικού τους χιτωνίου από το εξωτερικό περίβλημα. Στα διαγράμματα που ακολουθούν (Σχήμα 5.18) δίνονται οι μέγιστες τιμές και οι τιμές κατά την αστοχία, φορτίου – μετατόπισης και ροπής – στροφής του κόμβου, ενώ στο Σχήμα 5.19 φαίνεται ο τρόπος αστοχίας των αγκυρίων που τέθηκαν υπό δοκιμή.

Θεωρείται πιθανή η ρηγμάτωση του σκυροδέματος στην περιοχή των αγκυρίων, ενδεχομένως και ο σχηματισμός κώνου σκυροδέματος, πράγμα που επιβεβαιώνεται από γεγονός ότι τρία από τα τέσσερα αγκύρια, μετά την ολοκλήρωση του πειράματος, είχαν χάσει την αρχική τους σταθερότητα, ενώ παρατηρήθηκε τοπικός λυγισμός του τοιχώματος της κοιλοδοκού στην περιοχή της σύνδεσης, λόγω των έντονων εφελκυστικών τάσεων που αναπτύχθηκαν στο σκυρόδεμα κατά την καταπόνηση. Ο τοπικός λυγισμός της κοιλοδοκού καταγράφηκε και από το βελόμετρο DT-01, που είναι τοποθετημένο σε απόσταση 4mm από την ακμή της μετωπικής πλάκας, το οποίο σημείωσε μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση $U_2=2,9\text{mm}$. Δεν παρατηρήθηκαν πλαστικές παραμορφώσεις στη δοκό ούτε στη μετωπική πλάκα, λόγω μεγάλης δυσκαμψίας της, ούτε εμφανίστηκαν σημάδια απόσχισης ή αποκόλλησης της συγκόλλησης. Επίσης δεν παρατηρήθηκε, ούτε καταγράφηκε από το αντίστοιχο όργανο μέτρησης μετατόπισης (LVDT-31), ολίσθηση της κοιλοδοκού κατά την εκτέλεση του πειράματος.



Σχήμα 5.18: Διαγράμματα: φορτίου – μετατόπισης δοκού ($P-U_1$), φορτίου – κατακόρυφης μετατόπισης της μετωπικής πλάκας ($P-U_4$) και ροπής – στροφής ($M-\phi$) για το 5^ο πείραμα.



Σχήμα 5.19: Όψη της σύνδεσης κατά την εκτέλεση της δοκιμής και του υποστύλωματος μετά την ολοκλήρωσή της, όπου είναι φανερή η έντονη εξόλκευση των αγκυρίων.

➤ Δυνάμεις στα αγκύρια λόγω ροπής και τέμνουσας

Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη που κατά την εκτέλεση της δοκιμής μεταβιβάστηκε από το έμβολο στη δοκό και από εκεί στην ομάδα αγκυρίων και η αντίστοιχη ροπή κάμψης ως προς τη διεπιφάνεια της μετωπικής πλάκας με το υποστύλωμα είναι:

$$P_{\max} = 33,14 \text{ kN} \text{ και } M_{\max} = P_{\max} \cdot H_5 = 33,14 \cdot 0,503 = 16,67 \text{ kNm}$$

Μέχρι και το τέλος του πειράματος και τα τέσσερα αγκύρια αναλάμβαναν φορτίο, αν και είχαν χάσει σχεδόν εντελώς τη φέρουσα ικανότητά τους, λόγω του μεγέθους της εξόλκευσης. Επομένως η μέγιστη τέμνουσα δύναμη που ασκήθηκε σε κάθε αγκύριο κατά τη διάρκεια του πειράματος είναι ίση με:

$$V = P_{\max} / 4 = 33,14 / 4 = 8,29 \text{ kN}$$

ενώ οι μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις σε κάθε αγκύριο της εξωτερικής σειράς (F_1) και της εσωτερικής σειράς (F_2) προκύπτουν ίσες με:

$$(5.12\alpha) \quad F_1 = F_{5.1} = F_{5.3} = \frac{M_{\max} \cdot h_1}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} = 39,92 \text{ kN}$$

$$(5.12\beta) \quad F_2 = F_{5.2} = F_{5.4} = \frac{M_{\max} \cdot h_2}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} = 22,35 \text{ kN}$$

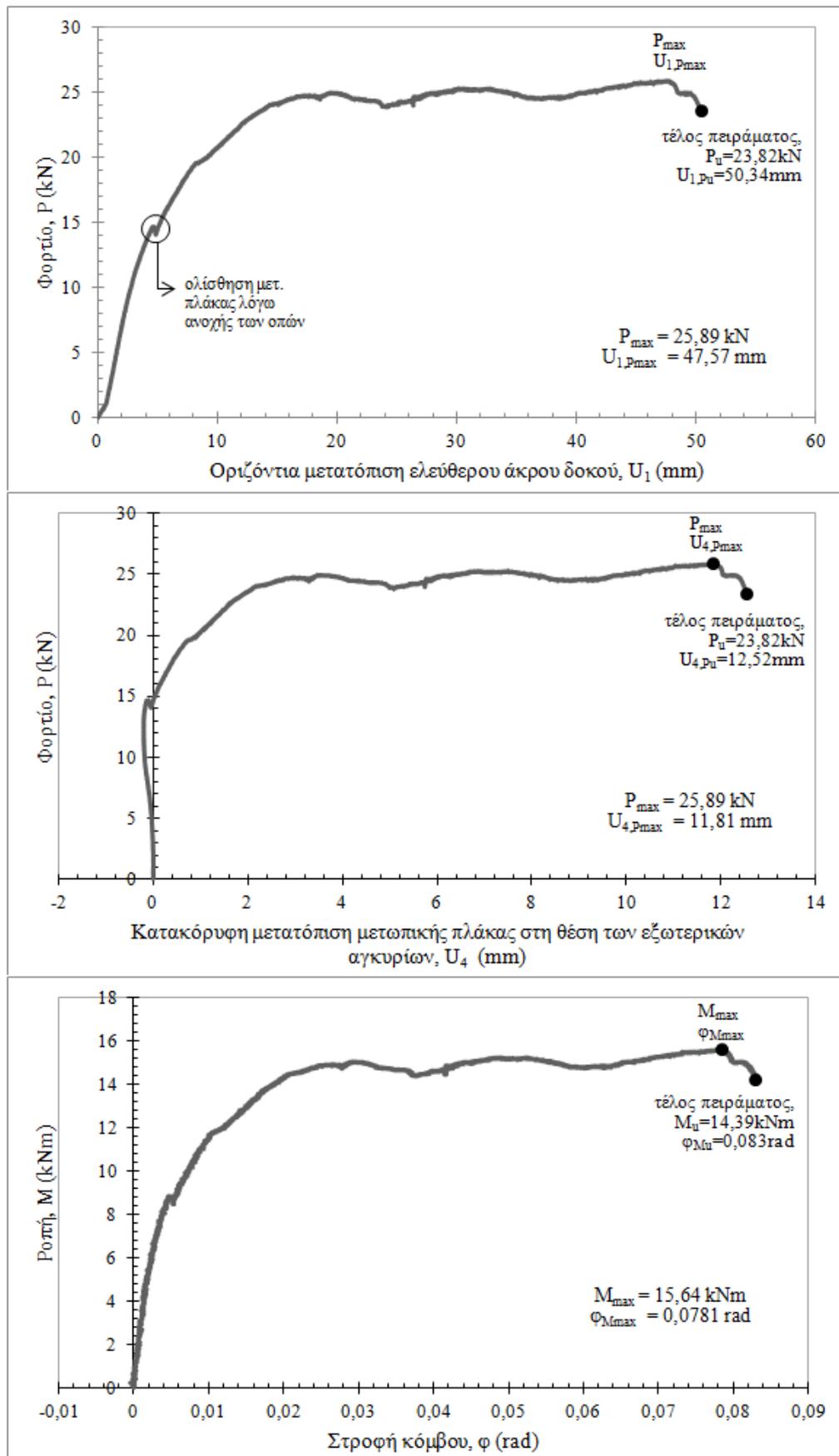
5.7 6^ο πείραμα



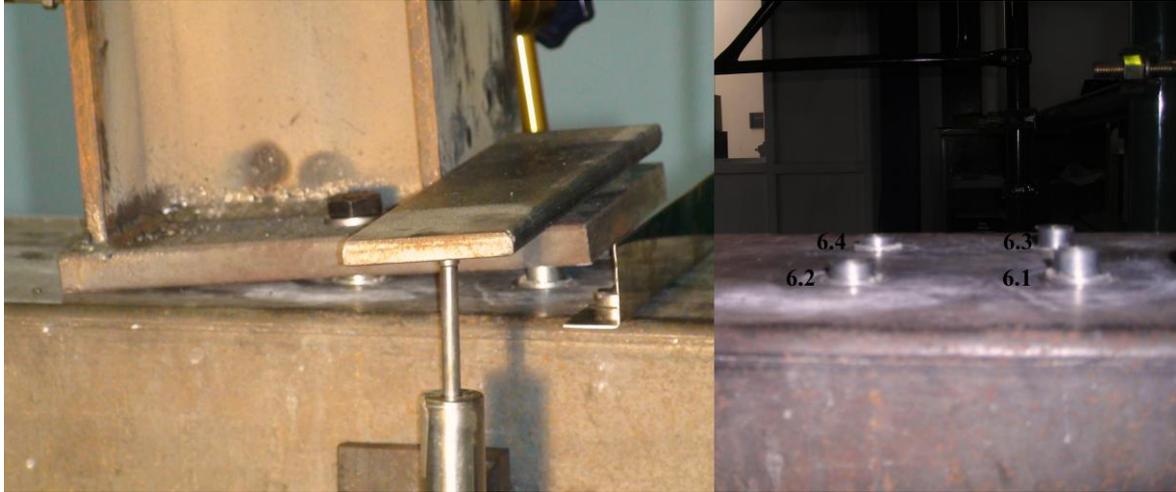
Σχήμα 5.20: Γενική άποψη της πειραματικής διάταξης για το 6^ο πείραμα.

Στο 6^ο πείραμα, η φόρτιση P του εμβόλου ασκήθηκε στη δοκό σε απόσταση $H=0,604\text{m}$ από το υποστύλωμα. Η απόσταση H επιλέχθηκε ώστε ο μοχλοβραχίονας της δύναμης ως προς το σημείο περιστροφής της μετωπικής πλάκας να είναι ο μεγαλύτερος δυνατός, ώστε η καταπόνηση των αγκυρίων σε εφελκυσμό να είναι συγκριτικά πολύ μεγαλύτερη απ' ότι σε τέμνουσα. Κατά την εκτέλεση του πειράματος, οι συνθήκες περιβάλλοντος στο χώρο της δοκιμής ήταν 23°C η θερμοκρασία και $36,5\%$ η σχετική υγρασία.

Η αστοχία της σύνδεσης προήλθε από αστοχία λόγω εξόλκευσης των αγκυρίων, υπό την επίδραση εφελκυσμού, χωρίς να προκληθεί θραύση κάποιου αγκυρίου κατά τη διάρκεια του πειράματος. Η δοκιμή σταμάτησε όταν η φέρουσα ικανότητα των αγκυρίων άρχισε να μειώνεται σημαντικά λόγω του μεγέθους της εξόλκευσης (του εσωτερικού τους χιτωνίου από το εξωτερικό περίβλημα). Στο Σχήμα 5.21 φαίνεται η εξόλκευση που υπέστησαν τα αγκύρια που τέθηκαν υπό δοκιμή, ενώ στα διαγράμματα που ακολουθούν (Σχήμα 5.22) δίνονται οι μέγιστες τιμές και οι τιμές κατά την αστοχία, φορτίου – μετατόπισης και ροπής – στροφής του κόμβου. Δεν παρατηρήθηκαν πλαστικές παραμορφώσεις ούτε στη μετωπική πλάκα, ούτε στη δοκό, λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας της πλάκας, ούτε εμφανίστηκαν σημάδια απόσχισης ή αποκόλλησης της συγκόλλησης. Επίσης δεν παρατηρήθηκε, ούτε καταγράφηκε από το αντίστοιχο όργανο μέτρησης μετατόπισης (LVDT-31), ολίσθηση της κοιλοδοκού κατά την εκτέλεση του πειράματος, ούτε εκδηλώθηκε τοπικός λυγισμός του άνω τοιχώματος της κοιλοδοκού, όπως είχε σημειωθεί στα περισσότερα από τα πειράματα που προηγήθηκαν.



Σχήμα 5.21: Διαγράμματα: φορτίου – μετατόπισης δοκού ($P-U_1$), φορτίου – κατακόρυφης μετατόπισης της μετωπικής πλάκας ($P-U_4$) και ροπής – στροφής ($M-\phi$) για το 6^ο πείραμα.



Σχήμα 5.22: Όψη της σύνδεσης κατά την εκτέλεση της δοκιμής και του υποστύλωματος μετά την ολοκλήρωσή της, όπου είναι φανερή η εξόγκευση των αγκυρίων.

➤ Δυνάμεις στα αγκύρια λόγω ροπής και τέμνουσας

Με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα, η μέγιστη τέμνουσα δύναμη που κατά την εκτέλεση της δοκιμής μεταβιβάστηκε από το έμβολο στη δοκό και από εκεί στην ομάδα αγκυρίων και η αντίστοιχη ροπή κάμψης ως προς τη διεπιφάνεια της μετωπικής πλάκας με το υποστύλωμα είναι:

$$P_{\max} = 25,89 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = P_{\max} \cdot H_6 = 25,89 \cdot 0,604 = 15,64 \text{ kNm}$$

Επομένως η μέγιστη τέμνουσα δύναμη που ασκήθηκε σε κάθε αγκύριο κατά τη διάρκεια του πειράματος είναι ίση με:

$$V = P_{\max} / 4 = 25,89 / 4 = 6,47 \text{ kN}$$

ενώ οι μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις σε κάθε αγκύριο της εξωτερικής σειράς (F_1) και της εσωτερικής σειράς (F_2) προκύπτουν ίσες με:

$$(5.12\alpha) \quad F_1 = F_{6.1} = F_{6.3} = \frac{M_{\max} \cdot h_1}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} = 37,45 \text{ kN}$$

$$(5.12\beta) \quad F_2 = F_{6.2} = F_{6.4} = \frac{M_{\max} \cdot h_2}{2 \cdot (h_1^2 + h_2^2)} = 20,96 \text{ kN}$$

Η μέγιστη τιμή της τέμνουσας δύναμης που καταπονεί κάθε αγκύριο είναι κατά πολύ μικρότερη από την αντίστοιχη όλων των προηγούμενων πειραμάτων. Αυτό επιβεβαιώνει ότι τα αγκύρια υπόκεινται κυρίως σε εφελκυσμό, ώστε να μπορεί να θεωρηθεί ότι η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού των αγκυρίων ισούται με τη μέση τιμή των εφελκυστικών δυνάμεων που ασκούνται στα αγκύρια, δηλαδή:

$$N_{Rd} = \frac{F_1 + F_2}{2} = \frac{37,45 + 20,96}{2} = 29,21 \text{ kN}$$

Επομένως η αντοχή σε ροπή κάμψης της σύνδεσης με βάση την εφελκυστική αντοχή των αγκυρίων μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$M_{Rd} = 2 \cdot N_{Rd} \cdot h_1 + 2 \cdot N_{Rd} \cdot h_2 = 2 \cdot 29,21 \cdot (0,159 + 0,089) = 14,49 \text{ kNm}$$

Η τιμή αυτή θα ληφθεί και ως η αντοχή σε ροπή κάμψης του κόμβου, αφού σε όλα τα πειράματα η αστοχία του προήλθε από αστοχία των αγκυρίων, άρα αυτά αποτελούν και το συστατικό μέρος του κόμβου με τη μικρότερη αντοχή.

5.8 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα πειραμάτων – σύγκριση φορτίων αγκυρίων με αντοχές

Στους Πίνακες 5.1 και 5.2 παρακάτω καθώς και στα Σχήματα 5.23 και 5.24 παρατίθενται συγκεντρωτικά τα φορτία που καταπονούν σε κάθε πείραμα τον κόμβο και κάθε αγκύριο χωριστά, όπως και τα συγκριτικά διαγράμματα φορτίου – μετατόπισης και ροπής – στροφής, ώστε να υπάρχει μια εποπτική εικόνα των πειραματικών αποτελεσμάτων, που θα οδηγήσει και στην εξαγωγή κάποιων συμπερασμάτων στο επόμενο κεφάλαιο της εργασίας.

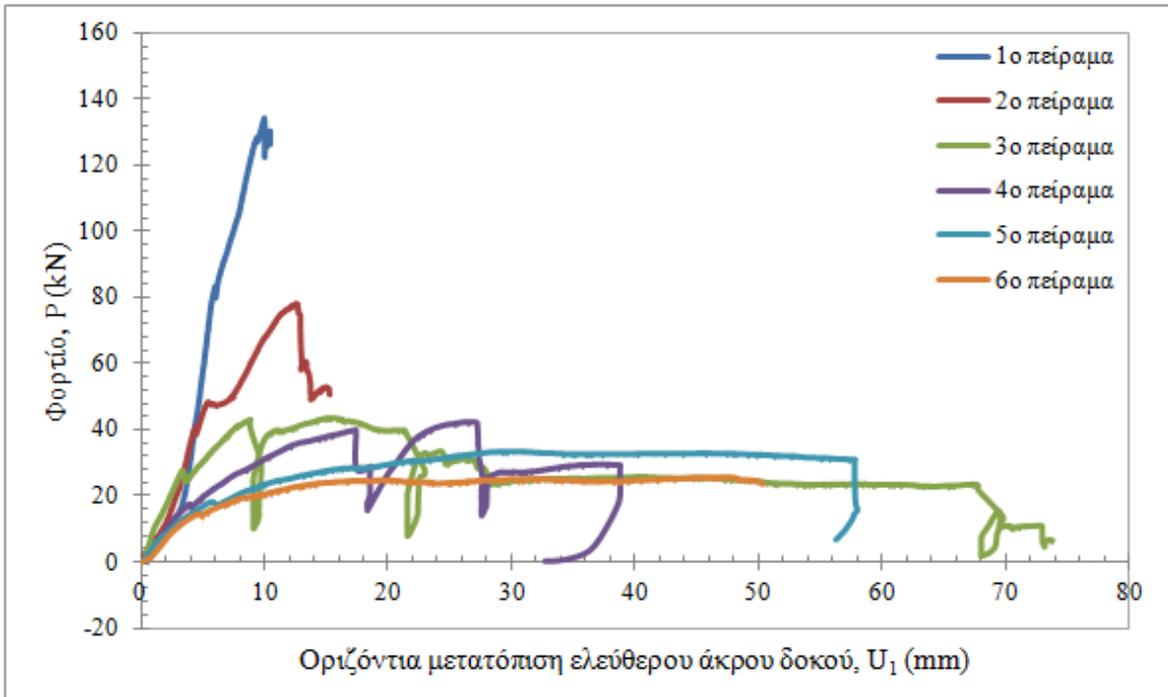
Στη συνέχεια, στους Πίνακες 5.3–5.8 γίνεται σύγκριση, σύμφωνα με τους Πίνακες 3.2 και 3.3 του 3^{ου} κεφαλαίου, των φορτίων των αγκυρίων που υπολογίστηκαν προηγουμένως με τις αντίστοιχες αντοχές για κάθε τύπο αστοχίας. Για κάθε πείραμα παρατίθεται η σύγκριση για όλους τους πιθανούς τύπους αστοχίας, και όχι μόνο για αυτόν που εκδηλώθηκε τελικά, ώστε να γίνει κατανοητή η καθοριστική επίδραση της κοίλης χαλύβδινης διατομής, και άρα της μορφής του υποστυλώματος συνολικά, στον τύπο αστοχίας που τελικά θα εκδηλωθεί. Στους Πίνακες αυτούς, τα φορτία για αστοχία του χάλυβα και εξόλκευση του αγκυρίου αφορούν το δυσμενέστερο κάθε φορά αγκύριο της ομάδας. Για αστοχία με απόσχιση κώνου σκυροδέματος και διάρρηξη σκυροδέματος, οι αντίστοιχες αντοχές συγκρίνονται με τη συνολική εφελκυστική δύναμη που κάθε φορά καταπονεί την ομάδα, όπως και για εκμόχλευση σκυροδέματος, όπου η αντοχή συγκρίνεται με τη συνολική τέμνουσα δύναμη που ασκείται στην ομάδα. Ενώ για απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος, η αντοχή συγκρίνεται με το φορτίο των αγκυρίων που είναι δυνατόν να εκδηλώσουν τον συγκεκριμένο τύπο αστοχίας.

Πίνακας 5.1: Μοχλοβραχίονας φορτίου και τιμές μέγιστου φορτίου και ροπής κάμψης ανά πείραμα

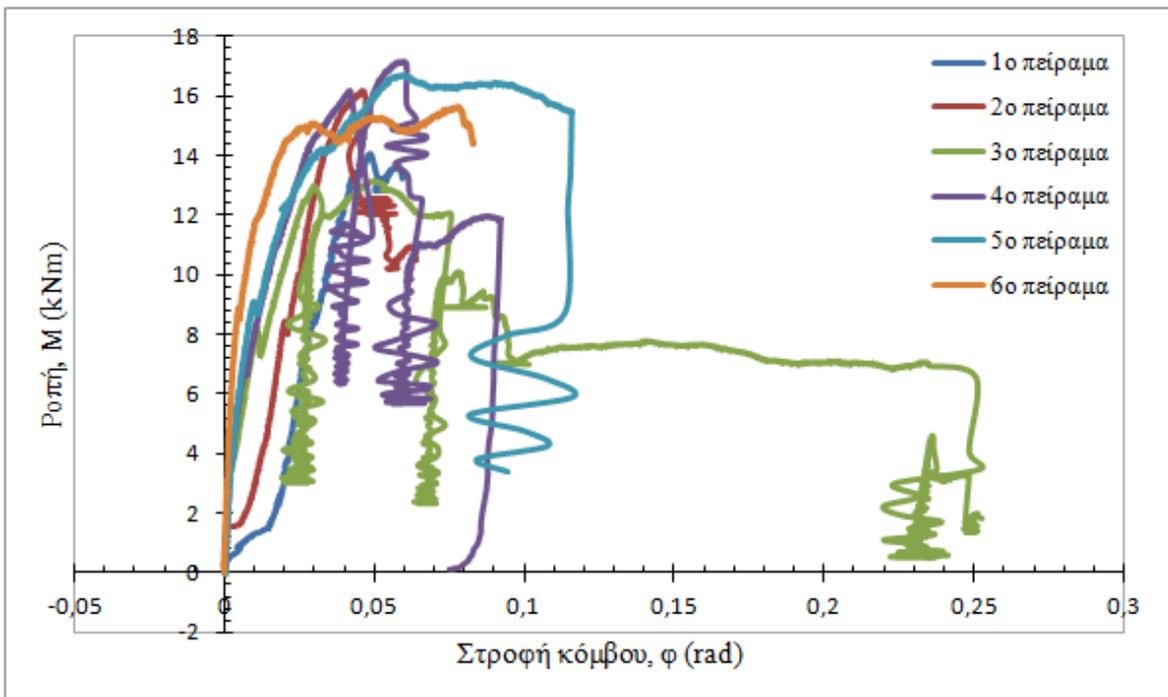
Πείραμα	Απόσταση υπ/τος – σημείου επιβολής φόρτισης στη δοκό, H (m)	Φορτίο, P_{max} (kN)	Ροπή, $M_{max} (=P_{max} \times H)$ (kNm)
1°	0,105	133,99	14,07
2°	0,207	77,98	16,14
3°	0,303	43,27	13,11
4°	0,403	42,53	17,14
5°	0,503	33,14	16,67
6°	0,604	25,89	15,64

Πίνακας 5.2: Τιμές μέγιστης εφελκυστικής και τέμνουσας δύναμης ανά αγκύριο και ανά πείραμα.

Πείραμα	Αγκύριο εξωτερικής σειράς (θέση 1)		Αγκύριο εξωτερικής σειράς (θέση 3)		Αγκύριο εσωτερικής σειράς (θέση 2)		Αγκύριο εσωτερικής σειράς (θέση 4)		
	εφελκ. δύναμη, F_I (kN)	τέμνουσα δύναμη, V (kN)	εφελκ. δύναμη, F_I (kN)	τέμνουσα δύναμη, V (kN)	εφελκ. δύναμη, F_2 (kN)	τέμνουσα δύναμη, V (kN)	εφελκ. δύναμη, F_2 (kN)	τέμνουσα δύναμη, V (kN)	
1°	33,69	33,50	33,69	33,50	18,87	33,50	18,87	33,50	
2°	1 ^η φάση	38,65	9,49	38,65	29,50	21,64	9,49	21,64	29,50
	2 ^η φάση	60,01	30,27	–	–	33,59	30,27	–	–
3°	1 ^η φάση	31,03	3,33	31,03	3,33	17,37	3,33	17,37	32,78
	2 ^η φάση	31,39	5,70	31,39	5,70	35,14	31,88	–	–
	3 ^η φάση	31,69	13,36	31,69	19,90	–	–	–	–
	4 ^η φάση	28,29	15,20	–	–	–	–	–	–
4°	1 ^η φάση	38,67	5,21	38,67	24,44	21,65	5,21	21,65	5,21
	2 ^η φάση	82,08	28,51	–	–	22,97	7,01	22,97	7,01
	3 ^η φάση	–	–	–	–	67,08	14,82	67,08	14,82
5°	39,92	8,29	39,92	8,29	22,35	8,29	22,35	8,29	
6°	37,45	6,47	37,45	6,47	20,96	6,47	20,96	6,47	



Σχήμα 5.23: Συγκριτικό διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για όλα τα πειραματικά αποτελέσματα.



Σχήμα 5.24: Συγκριτικό διάγραμμα ροπής – στροφής για όλα τα πειραματικά αποτελέσματα.

Πίνακας 5.3: Σύγκριση εφελκυστικών και διατμητικών φορτίων των αγκυρίων με τις αντίστοιχες αντοχές για το 1^ο πείραμα.

Μηχανισμός αστοχίας υπό εφελκυσμό	Φορτίο (kN)	Αντοχή (kN)	Λόγος β_N (%)
Αστοχία χάλυβα	33,69	29,21	1,15
Εξόλκευση αγκυρίου	33,69	29,21	1,15
Απόσχιση κώνου σκυροδέματος	105,12	14,72	7,14
Διάρρηξη σκυροδέματος	105,12	18,96	5,54
Μηχανισμός αστοχίας υπό διάτμηση	Φορτίο (kN)	Αντοχή (kN)	Λόγος β_V (%)
Αστοχία χάλυβα	33,50	33,50	1
Εξόλκευση αγκυρίου	33,50	58,42	0,57
Εκμόχλευση σκυροδέματος	133,99 (4×33,50)	29,43	4,55
Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος	67,00 (2×33,50)	17,13	3,91

Πίνακας 5.4: Σύγκριση εφελκυστικών και διατμητικών φορτίων των αγκυρίων με τις αντίστοιχες αντοχές για το 2^ο πείραμα.

Μηχανισμός αστοχίας υπό εφελκυσμό	Φορτίο (kN)	Αντοχή (kN)	Λόγος β_N (%)
Αστοχία χάλυβα	38,65	29,21	1,32
Εξόλκευση αγκυρίου	38,65	29,21	1,32
Απόσχιση κώνου σκυροδέματος	120,58 (συνολική εφελκυστική 1 ^η ς φάσης)	14,72	8,19
Διάρρηξη σκυροδέματος	120,58	18,96	6,36
Μηχανισμός αστοχίας υπό διάτμηση	Φορτίο (kN)	Αντοχή (kN)	Λόγος β_V (%)
Αστοχία χάλυβα	29,50	33,50	0,88
Εξόλκευση αγκυρίου	29,50	58,42	0,50
Εκμόχλευση σκυροδέματος	77,98 (=P _{max})	29,43	2,65
Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος	59,00 (=V _{3.3} +V _{3.4})	17,13	3,44

Πίνακας 5.5: Σύγκριση εφελκυστικών και διατμητικών φορτίων των αγκυρίων με τις αντίστοιχες αντοχές για το 3^ο πείραμα.

Μηχανισμός αστοχίας υπό εφελκυσμό	Φορτίο (kN)	Αντοχή (kN)	Λόγος β_N (%)
Αστοχία χάλυβα	31,03	29,21	1,06
Εξόλκευση αγκυρίου	31,03	29,21	1,06
Απόσχιση κώνου σκυροδέματος	96,80 (συνολική εφελκυστική 1 ^η φάσης)	14,72	6,58
Διάρρηξη σκυροδέματος	96,80	18,96	5,11
Μηχανισμός αστοχίας υπό τέμνουσα	Φορτίο (kN)	Αντοχή (kN)	Λόγος β_V (%)
Αστοχία χάλυβα	32,78	33,50	0,98
Εξόλκευση αγκυρίου	32,78	58,42	0,56
Εκμόχλευση σκυροδέματος	43,27 (=P _{max})	29,43	1,47
Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος	36,11 (=V _{3,3} +V _{3,4})	17,13	2,11

Πίνακας 5.6: Σύγκριση εφελκυστικών και διατμητικών φορτίων των αγκυρίων με τις αντίστοιχες αντοχές για το 4^ο πείραμα.

Μηχανισμός αστοχίας υπό εφελκυσμό	Φορτίο (kN)	Αντοχή (kN)	Λόγος β_N (%)
Αστοχία χάλυβα	38,67	29,21	1,32
Εξόλκευση αγκυρίου	38,67	29,21	1,32
Απόσχιση κώνου σκυροδέματος	120,64	14,72	8,20
Διάρρηξη σκυροδέματος	120,64	18,96	6,36
Μηχανισμός αστοχίας υπό τέμνουσα	Φορτίο (kN)	Αντοχή (kN)	Λόγος β_V (%)
Αστοχία χάλυβα	24,44	33,50	0,73
Εξόλκευση αγκυρίου	24,44	58,42	0,42
Εκμόχλευση σκυροδέματος	42,53 (=P _{max})	29,43	1,46
Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος	29,65 (=V _{4,3} +V _{4,4})	17,13	1,73

Πίνακας 5.7: Σύγκριση εφελκυστικών και διατμητικών φορτίων των αγκυρίων με τις αντίστοιχες αντοχές για το 5^ο πείραμα.

Μηχανισμός αστοχίας υπό εφελκυσμό	Φορτίο (kN)	Αντοχή (kN)	Λόγος β_N (%)
Αστοχία χάλυβα	39,92	29,21	1,37
Εξόλκευση αγκυρίου	39,92	29,21	1,37
Απόσχιση κώνου σκυροδέματος	124,54	14,72	8,46
Διάρρηξη σκυροδέματος	124,54	18,96	6,57
Μηχανισμός αστοχίας υπό τέμνουσα	Φορτίο (kN)	Αντοχή (kN)	Λόγος β_V (%)
Αστοχία χάλυβα	8,29	33,50	0,25
Εξόλκευση αγκυρίου	8,29	58,42	0,14
Εκμόχλευση σκυροδέματος	33,16 (4×8,29)	29,43	1,13
Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος	16,28 (2×8,29)	17,13	0,95

Πίνακας 5.8: Σύγκριση εφελκυστικών και διατμητικών φορτίων των αγκυρίων με τις αντίστοιχες αντοχές για το 6^ο πείραμα.

Μηχανισμός αστοχίας υπό εφελκυσμό	Φορτίο (kN)	Αντοχή (kN)	Λόγος β_N (%)
Αστοχία χάλυβα	37,45	29,21	1,28
Εξόλκευση αγκυρίου	37,45	29,21	1,28
Απόσχιση κώνου σκυροδέματος	116,82	14,72	7,94
Διάρρηξη σκυροδέματος	116,82	18,96	6,16
Μηχανισμός αστοχίας υπό τέμνουσα	Φορτίο (kN)	Αντοχή (kN)	Λόγος β_V (%)
Αστοχία χάλυβα	6,47	33,50	0,19
Εξόλκευση αγκυρίου	6,47	58,42	0,11
Εκμόχλευση σκυροδέματος	25,88 (4×6,47)	29,43	0,88
Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος	12,94 (2×6,47)	17,13	0,76

5.9 Υπολογισμός στροφικής δυσκαμψίας και στροφικής ικανότητας του κόμβου με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα

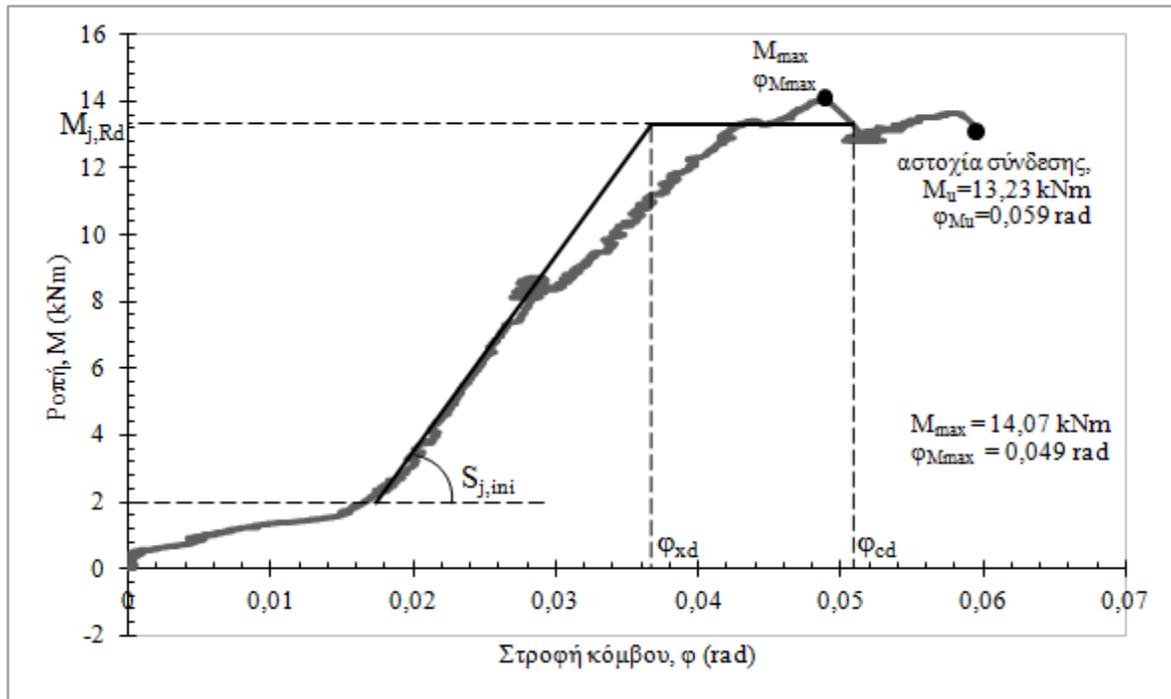
Όπως ειπώθηκε και στο 2^ο κεφάλαιο, για τον προσδιορισμό της καμπτικής και στροφικής συμπεριφοράς του κόμβου απαιτείται ο καθορισμός των τριών δομικών ιδιοτήτων του, δηλαδή της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή, $M_{j,Rd}$, της αρχικής δυσκαμψίας, $S_{j,ini}$, και της στροφικής ικανότητας, φ_{cd} . Μέσω των καμπύλων ροπής – στροφής, όπως κατασκευάστηκαν από τα αποτελέσματα των έξι πειραμάτων που εκτελέστηκαν, προσδιορίζονται παρακάτω τα μεγέθη αυτά, σύμφωνα με τους κανόνες του Ερωκώδικα 3 και το διάγραμμα που δίνεται στο Σχήμα 2.2.

Αναλυτικότερα, η αρχική στροφική δυσκαμψία $S_{j,ini}$ (Πίνακας 5.9) υπολογίστηκε με βάση την κλίση της ελαστικής περιοχής της καμπύλης ροπής – στροφής, με την οποία και ισούται. Αυτή η πρακτική βέβαια επιτρέπει μόνο την κατά προσέγγιση εκτίμηση της αρχικής δυσκαμψίας, εξαιτίας της χαμηλής ανάλυσης και του πεπερασμένου πάχους των γραμμών που χαρακτηρίζουν μια γραφική παράσταση τυπωμένη σε φυσικό μέσο. Επίσης, κατά κανόνα, οι αρχικές μετρήσεις σε μια πειραματική δοκιμή δεν μπορούν να αξιοποιηθούν για μετρήσεις δυσκαμψίας, καθώς επηρεάζονται από τυχηματικούς παράγοντες, όπως οι ατέλειες της πειραματικής διάταξης, με αποτέλεσμα η απόκριση να είναι ανελαστική και η δυσκαμψία να μεταβάλλεται δραστικά. Για τον σκοπό αυτόν, είναι απαραίτητη μία σύμβαση για το επίπεδο φόρτισης, στο οποίο πραγματοποιείται ο υπολογισμός της αρχικής δυσκαμψίας, θεωρώντας ότι στο επίπεδο αυτό η επίδραση τυχηματικών παραμέτρων έχει εξαλειφθεί. Εναλλακτικά, είναι δυνατό η αρχική δυσκαμψία να προκύπτει έπειτα από την εκτέλεση ενός αρχικού κύκλου φόρτισης – αποφόρτισης στην ελαστική περιοχή. Γι' αυτό το λόγο στα διαγράμματα που ακολουθούν, γίνεται η θεώρηση ότι η το επίπεδο της φόρτισης στο οποίο υπολογίζεται η αρχική δυσκαμψία ξεκινάει από ροπή ίση με 2kNm.

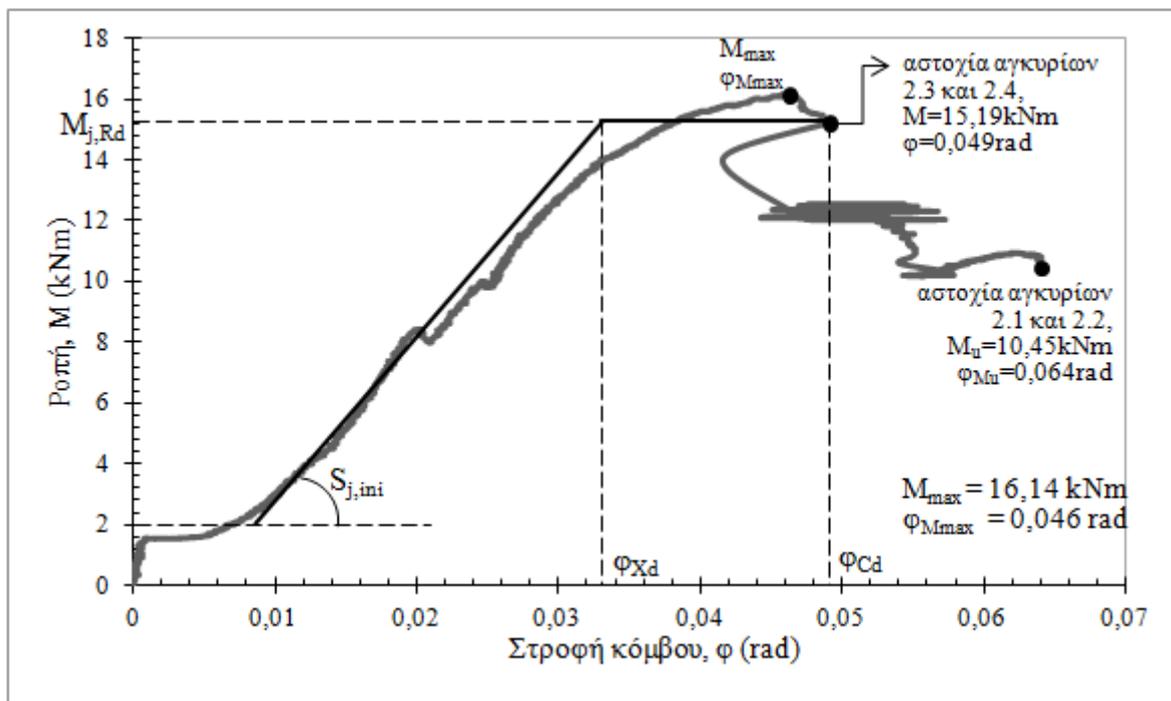
Η ροπή αντοχής $M_{j,Rd}$ (Πίνακας 5.10) λαμβάνεται ίση με τη ροπή στην οποία αντιστοιχεί ο οριζόντιος κλάδος του απλοποιημένου διαγράμματος ροπής – στροφής, που προσεγγιστικά σχεδιάζεται για κάθε καμπύλη. Η στροφή φ_{Xd} αντιστοιχεί στην στροφή του κόμβου όταν η ροπή γίνεται ίση με τη ροπή αντοχής σχεδιασμού $M_{j,Rd}$ για πρώτη φορά και ποιοτικά αποτελεί το όριο μεταξύ του αρχικού, σχεδόν γραμμικού κλάδου της καμπύλης και του κλάδου της πλαστικής περιοχής. Εδώ θα θεωρηθεί ότι η γωνία φ_{Xd} αντιστοιχεί στη στροφή του κόμβου στο τέλος ακριβώς του αρχικού κλάδου του διγραμμικού διαγράμματος. Η στροφική ικανότητα φ_{cd} ισούται με τη γωνία στην οποία αντιστοιχεί το τέλος του οριζόντιου κλάδου του απλοποιημένου διαγράμματος και αποτελεί τη μέγιστη σχετική στροφή των συνδεδεμένων μελών που έχει την ικανότητα να ανεχθεί ο κόμβος. Και τέλος η διαφορά των δύο αυτών γωνιών ισούται με τη διαθέσιμη πλαστική στροφή του κόμβου ($\varphi_{pl} = \varphi_{cd} - \varphi_{Xd}$), δηλαδή το εύρος στροφής στο οποίο ο κόμβος μπορεί να παραλάβει τη ροπή σχεδιασμού $M_{j,Rd}$ (Πίνακας 5.11). Τέλος για το σύνολο των δοκιμών, υπολογίζεται η μέση τιμή και η τυπική απόκλιση, για καθένα από τα παραπάνω μεγέθη.

Χρήσιμος θα ήταν ο υπολογισμός των παραπάνω μεγεθών και μέσω κατάλληλων μηχανικών προσομοιωμάτων, είτε μέσω προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων, ώστε στη συνέχεια να είναι δυνατή η σύγκρισή τους με τα αποτελέσματα των πειραματικών δοκιμών και η εξαγωγή ασφαλέστερων συμπερασμάτων τόσο για την στροφική απόκριση του υπό εξέταση κόμβου, όσο και για την αξιολόγηση της αξιοπιστίας των πειραματικών αποτελεσμάτων. Ωστόσο μαθηματικά προσομοιώματα, που να μπορούν να εφαρμοστούν ακόμα και με τροποποιήσεις για τη μορφή κόμβου που εξετάζεται, δεν υπάρχουν. Παράλληλα η προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία ολόκληρου κόμβου δοκού – υποστυλώματος (και μάλιστα όταν αυτός είναι σύμμικτος), λόγω της ιδιαίτερα μεγάλης

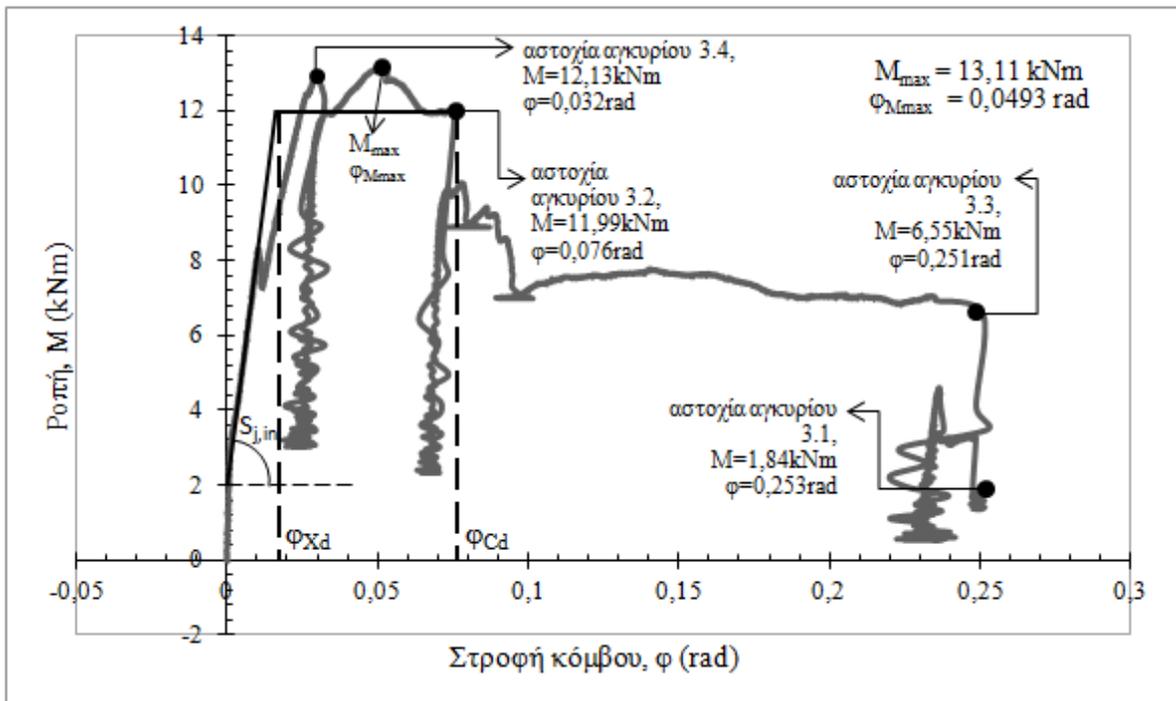
πολυπλοκότητας που παρουσιάζει, κρίθηκε ότι βρίσκεται πέρα από τους επιδιωκόμενους στόχους της παρούσας διπλωματικής εργασίας.



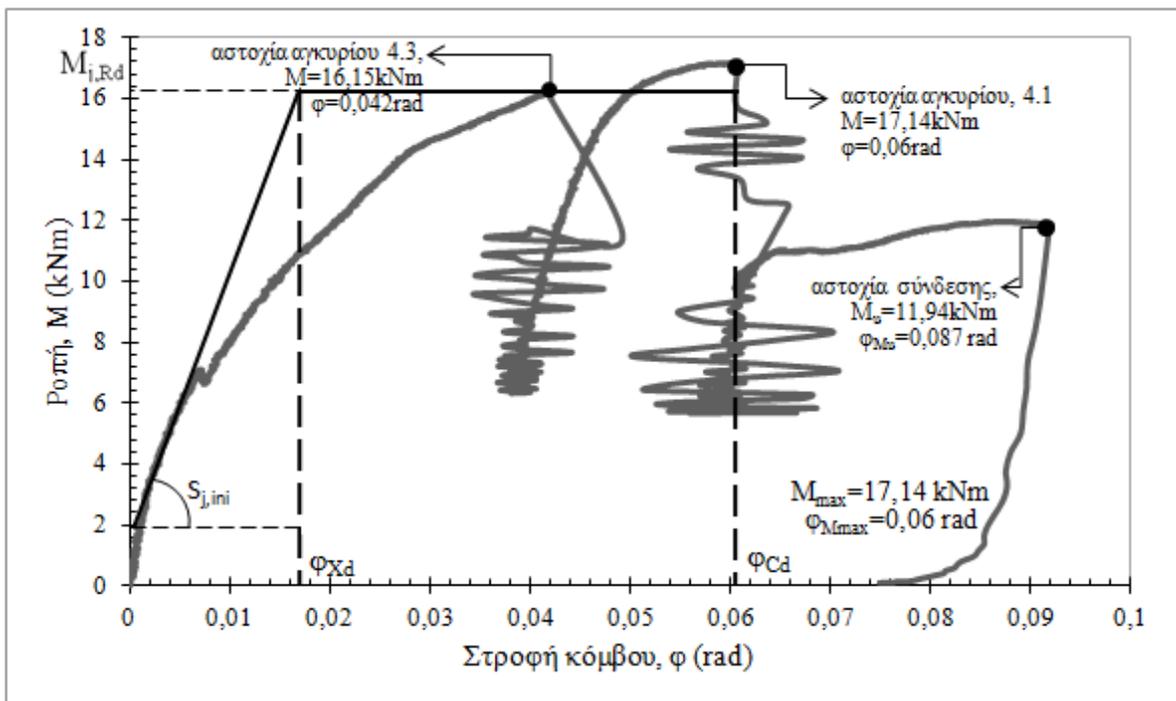
Σχήμα 5.25: Καμπύλη ροπής – στροφής για το 1^ο πείραμα.



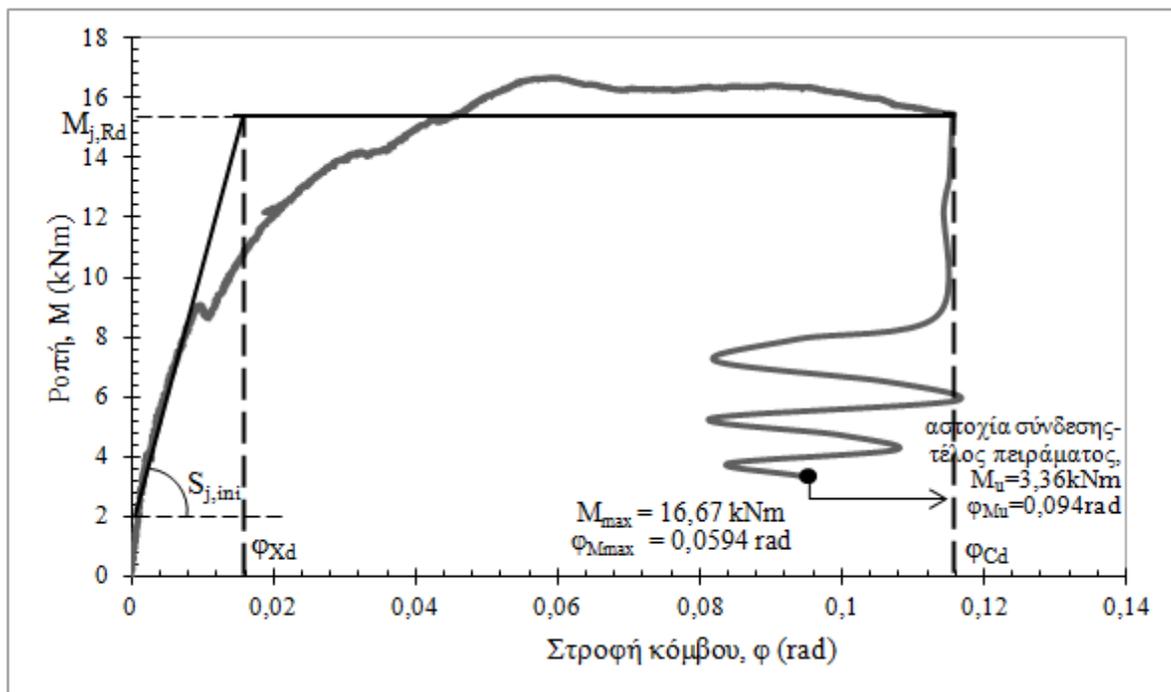
Σχήμα 5.26: Καμπύλη ροπής – στροφής για το 2^ο πείραμα.



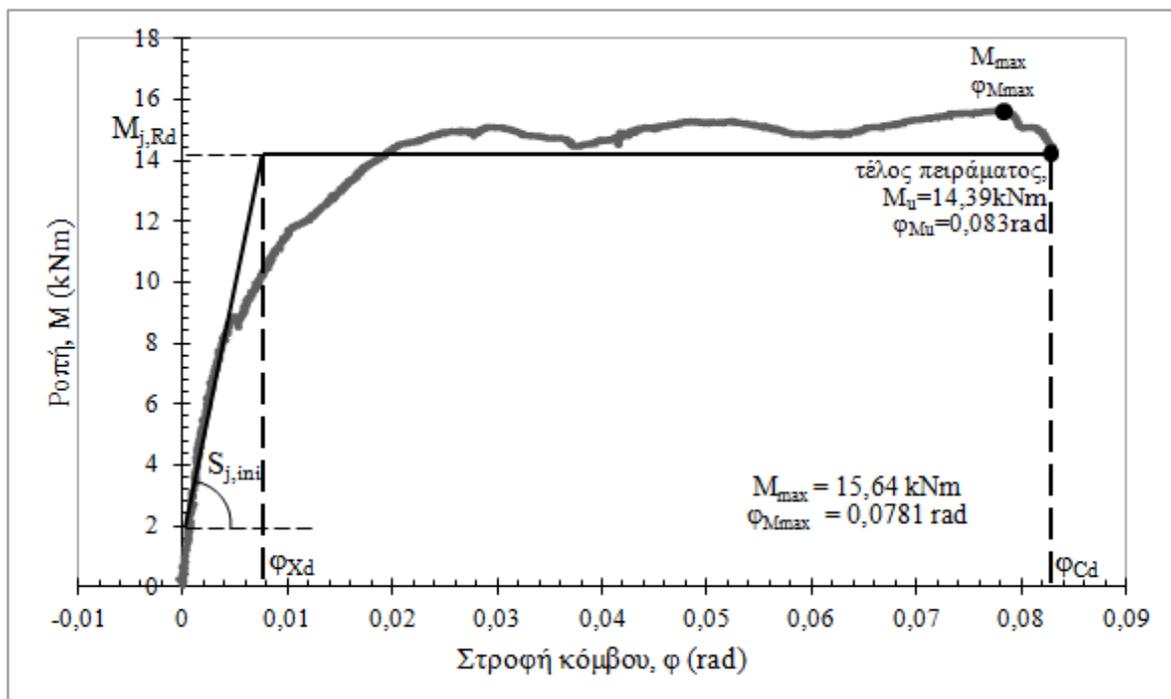
Σχήμα 5.27: Καμπύλη ροπής – στρωφής για το 3^ο πείραμα.



Σχήμα 5.28: Καμπύλη ροπής – στρωφής για το 4^ο πείραμα.



Σχήμα 5.29: Καμπύλη ροπής – στροφής για το 5^ο πείραμα.



Σχήμα 5.30: Καμπύλη ροπής – στροφής για το 6^ο πείραμα.

Πίνακας 5.9: Αρχική δυσκαμψία, $S_{j,ini}$, των πειραματικών κόμβων

Πείραμα	1°	2°	3°	4°	5°	6°
Αρχική δυσκαμψία, $S_{j,ini}$ (kNm/rad)	544,30	461,18	632,14	881,11	1027,57	1335,30
				Μέση τιμή	813,60	
				Τυπική απόκλιση	303,36	

Πίνακας 5.10: Αντοχή σε ροπή κάμψης, $M_{j,Rd}$, των πειραματικών κόμβων

Πείραμα	1°	2°	3°	4°	5°	6°
Αντοχή σε ροπή κάμψης, $M_{j,Rd}$ (kNm)	13,12	15,19	11,99	15,70	15,38	14,49
				Μέση τιμή	14,31	
				Τυπική απόκλιση	1,334	

Πίνακας 5.11: Στροφική ικανότητα, φ_{Cd} , και πλαστική στροφή, φ_{pl} , των πειραματικών δοκιμών

Πείραμα	φ_{Xd} (rad)	φ_{Cd} (rad)	$\varphi_{pl} = \varphi_{Cd} - \varphi_{Xd}$ (rad)
1°	0,036	0,051	0,015
2°	0,033	0,049	0,016
3°	0,018	0,076	0,058
4°	0,017	0,061	0,044
5°	0,016	0,116	0,100
6°	0,007	0,083	0,076
Μέση τιμή	0,021	0,073	0,052
Τυπική απόκλιση	0,010	0,023	0,031

Για τον χαρακτηρισμό του πειραματικού κόμβου ως ονομαστικά αρθρωτού, ημιάκαμπτου ή άκαμπτου υπολογίζονται τα όρια της στροφικής δυσκαμψίας, που δίνονται στον EC3, σύμφωνα με τις σχέσεις (2.5) και (2.6) της ενότητας 2.3.2. Γίνεται εφαρμογή αυτών των σχέσεων για κάθε πείραμα, όπου η αρχική δυσκαμψία, $S_{j,ini}$, παίρνει τις τιμές του Πίνακα 5.9, η παράμετρος k_b λαμβάνεται για αμετάθετο πλαίσιο. Τέλος, το μήκος δοκού L_b μεταξύ των αξόνων των υποστυλωμάτων θα θεωρηθεί ίσο με το διπλάσιο της απόστασης, σε κάθε πειραματικό κόμβο, του σημείου επιβολής του φορτίου στη δοκό από τον άξονα του υποστυλώματος, δηλαδή θα ληφθεί: $L_b = 2 \times (L_{προβ} + t_c/2)$, όπου t_c το πλάτος του σύμμικτου υποστυλώματος.

$$\text{1ο πείραμα: } k_b \cdot E \cdot I_b / L_b = \frac{8 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1033 \text{ cm}^4}{2 \cdot (10,5 + 10) \text{ cm} \cdot 100} = 42327,80 \text{ kNm} > S_{j,ini} = 544,30$$

$$0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b = \frac{0,5 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1033 \text{ cm}^4}{2 \cdot (10,5 + 10) \text{ cm} \cdot 100} = 2645,49 \text{ kNm} > S_{j,ini} = 544,30$$

Επομένως ο κόμβος συμπεριφέρεται ως αρθρωτός κατά την 1^η δοκιμή, αφού η 2^η ανίσωση είναι σύμφωνη με τη σχέση (2.6) ($S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b$), η οποία ισχύει στην περίπτωση ονομαστικά αρθρωτών κόμβων.

$$\text{2ο πείραμα: } k_b \cdot E \cdot I_b / L_b = \frac{8 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1033 \text{ cm}^4}{2 \cdot (20,7 + 10) \text{ cm} \cdot 100} = 28264,50 \text{ kNm} > S_{j,ini} = 461,18$$

$$0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b = \frac{0,5 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1033 \text{ cm}^4}{2 \cdot (20,7 + 10) \text{ cm} \cdot 100} = 1766,53 \text{ kNm} > S_{j,ini} = 461,18$$

Ο κόμβος επομένως και στη 2^η δοκιμή συμπεριφέρεται ως αρθρωτός, αφού η 2^η ανίσωση είναι σύμφωνη με τη σχέση (2.6) ($S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b$) για ονομαστικά αρθρωτούς κόμβους.

$$\text{3ο πείραμα: } k_b \cdot E \cdot I_b / L_b = \frac{8 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1033 \text{ cm}^4}{2 \cdot (30,3 + 10) \text{ cm} \cdot 100} = 21531,51 \text{ kNm} > S_{j,ini} = 632,14$$

$$0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b = \frac{0,5 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1033 \text{ cm}^4}{2 \cdot (30,3 + 10) \text{ cm} \cdot 100} = 1345,72 \text{ kNm} > S_{j,ini} = 632,14$$

Ο κόμβος κατά την 3^η δοκιμή συμπεριφέρεται επίσης ως αρθρωτός, αφού η 2^η ανίσωση είναι σύμφωνη με τη σχέση (2.6) ($S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b$).

$$\text{4ο πείραμα: } k_b \cdot E \cdot I_b / L_b = \frac{8 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1033 \text{ cm}^4}{2 \cdot (40,4 + 10) \text{ cm} \cdot 100} = 17216,67 \text{ kNm} > S_{j,ini} = 881,11$$

$$0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b = \frac{0,5 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1033 \text{ cm}^4}{2 \cdot (40,4 + 10) \text{ cm} \cdot 100} = 1076,04 \text{ kNm} > S_{j,ini} = 881,11$$

Ο κόμβος κατά την 4^η δοκιμή συμπεριφέρεται επίσης ως αρθρωτός, αφού η 2^η ανίσωση είναι σύμφωνη με τη σχέση (2.6) ($S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b$).

$$\text{5ο πείραμα: } k_b \cdot E \cdot I_b / L_b = \frac{8 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1033 \text{ cm}^4}{2 \cdot (50,3 + 10) \text{ cm} \cdot 100} = 14390,05 \text{ kNm} > S_{j,ini} = 1027,57$$

$$0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b = \frac{0,5 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1033 \text{ cm}^4}{2 \cdot (50,3 + 10) \text{ cm} \cdot 100} = 899,38 \text{ kNm} < S_{j,ini} = 1027,57$$

Ο κόμβος κατά την 5^η δοκιμή συμπεριφέρεται ως ημιάκαμπος, αφού καμία από τις σχέσεις (2.5) και (2.6) δεν επαληθεύεται.

$$\text{6ο πείραμα: } k_b \cdot E \cdot I_b / L_b = \frac{8 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1033 \text{ cm}^4}{2 \cdot (60,4 + 10) \text{ cm} \cdot 100} = 12325,57 \text{ kNm} > S_{j,ini} = 1335,30$$

$$0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b = \frac{0,5 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1033 \text{ cm}^4}{2 \cdot (60,4 + 10) \text{ cm} \cdot 100} = 770,35 \text{ kNm} < S_{j,ini} = 1335,30$$

Άρα ο κόμβος κατά την 6^η δοκιμή συμπεριφέρεται επίσης ως ημιάκαμπος, αφού καμία από τις σχέσεις (2.5) και (2.6) δεν επαληθεύεται.

6 Συμπεράσματα

Από τα πειραματικά αποτελέσματα και την ανάλυσή τους προκύπτουν τα παρακάτω συμπεράσματα:

➤ Συμπεριφορά αγκυρίων

Όπως έχει προκύψει από τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο 5^ο κεφάλαιο, στα αγκύρια ασκήθηκαν δυνάμεις εφελκυσμού και τέμνουσας με τιμές κατά πολύ μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες αντοχές σχεδιασμού τους, όπως αυτές δίνονται στην τεχνική έγκριση των αγκυρίων. Συγκεκριμένα, η μέγιστη τέμνουσα ανά αγκύριο, η οποία σημειώθηκε στο 1^ο πείραμα –όπου το φορτίο P του εμβόλου είχε και το μικρότερο μοχλοβραχίονα– και ήταν ίση με 33,5 kN, είναι διπλάσια της αντοχής σχεδιασμού σε τέμνουσα που από την τεχνική έγκριση δίνεται ίση με 14,56 kN. Αλλά και σε σχέση με την εφελκυστική αντοχή, η θεωρούμενη με βάση τα αποτελέσματα του 6^{ου} πειράματος αντοχή είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη της έγκρισης, ενώ κατά την 2^η, 3^η και 4^η δοκιμή, όπου σημειώθηκε διαδοχική αστοχία των αγκυρίων και ανακατανομή των φορτίων, τα αγκύρια καταπονήθηκαν με κατά πολύ μεγαλύτερη δύναμη εφελκυσμού, με μέγιστη αυτή των 82,08 kN, κατά τη 2^η φάση του 4^{ου} πειράματος. Συνολικά, μπορούμε να αποτιμήσουμε θετικά τις αυξημένες αυτές τιμές των φορτίων των αγκυρίων σε σχέση με τις αντοχές που δίνονται στην τεχνική τους έγκριση, οι οποίες είναι μεν συντηρητικές, αλλά σε κάθε περίπτωση εξασφαλίζουν τα όρια ασφαλείας.

Όσον αφορά την αστοχία των αγκυρίων, παρατηρήθηκε αλλαγή στον τρόπο αστοχίας τους με την αύξηση του μοχλοβραχίονα του επιβαλλόμενου φορτίου P του εμβόλου. Παρατηρώντας και τα συγκριτικά διαγράμματα φορτίου – μετατόπισης και ροπής – στροφής των πειραμάτων, μπορούμε να ομαδοποιήσουμε ανά δύο τις δοκιμές. Στο 1^ο και 2^ο πείραμα είχαμε ψαθυρό τρόπο αστοχίας με θραύση του χάλυβα των αγκυρίων σε σχετικά υψηλό διατμητικό φορτίο, το οποίο προκάλεσε και την αστοχία. Στο 3^ο και 4^ο πείραμα είχαμε επίσης ψαθυρό τρόπο αστοχίας με θραύση του χάλυβα των αγκυρίων, αφού όμως είχε προηγηθεί συγκριτικά πολύ μεγάλη – σε σχέση με τα δύο πρώτα πειράματα– εξόλκευση του εσωτερικού χιτωνίου των αγκυρίων, γεγονός που υποδηλώνει αλληλεπίδραση σε σχεδόν ισοδύναμο βαθμό εφελκυσμού και διάτμησης. Επίσης σημειώθηκε διαδοχική αστοχία των αγκυρίων, με μη αναμενόμενο τρόπο, γεγονός που υποδηλώνει ότι η ύπαρξη μικρών κατασκευαστικών ατελειών ή οι εκκεντρότητες φόρτισης, που είναι δυνατόν να υπάρξουν σε πειραματικά δοκίμια, οδήγησαν σε δραματική καταπόνηση τα σχετικά αγκύρια, με αποτέλεσμα την πρόωρη αστοχία τους. Τέλος, κατά το 5^ο και 6^ο πείραμα, όπου ο μοχλοβραχίονας της δύναμης ήταν ο μεγαλύτερος, εκδηλώθηκε όλκιμος τρόπος αστοχίας με εξόλκευση των αγκυρίων, ο οποίος να μεν είναι επιθυμητός, σε αντίθεση με τον ψαθυρό, ωστόσο οι παραμορφώσεις που εκδηλώθηκαν οδήγησαν σε απώλεια της φέρουσας ικανότητας του κόμβου σε συγκριτικά πολύ χαμηλό φορτίο.

Επίσης, όπως φαίνεται από τη σύγκριση των φορτίων των αγκυρίων με τις αντοχές στους Πίνακες 5.3–5.8, χωρίς την ύπαρξη της χαλύβδινης διατομής, σε όλα τα πειράματα κρίσιμη θα ήταν η αστοχία του σκυροδέματος, αφού η απόσχιση κώνου ή η διάρρηξη του σκυροδέματος θα προηγούνταν της αστοχίας των αγκυρίων. Έτσι η διατομή του

υποστυλώματος έπαιξε καθοριστικό ρόλο στη μορφή αστοχίας που τελικά εκδηλώθηκε, αποτρέποντας την αστοχία του σκυροδέματος.

Εδώ πρέπει να πούμε ότι η αστοχία του μέσου σύνδεσης, ιδιαίτερα όταν αυτή είναι ψαθυρή, θα πρέπει σε κάθε περίπτωση να αποφεύγεται. Ωστόσο για τους σκοπούς της παρούσας εργασίας δεν τηρήθηκαν οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 3 για ισχυρό υποστυλώμα – ασθενή δοκό, ώστε στο φορτίο σχεδιασμού να σχηματίζεται πλαστική άρθρωση στη δοκό. Η παράβλεψη αυτή του κανονισμού έγινε επειδή στόχος ήταν η διερεύνηση της συμπεριφοράς των αγκυρίων. Έτσι με την επιλογή απόλυτα άκαμπτη μετωπικής πλάκας και διατομής δοκού με αντοχή σε ροπή κάμψης μεγαλύτερη από αυτή των αγκυρίων, τα αγκύρια ήταν και το κρίσιμο στοιχείο της σύνδεσης.

➤ Στροφική απόκριση κόμβου

Παρατηρώντας τις καμπύλες ροπής – στροφής των πειραμάτων και με βάση τα υπολογισθέντα από αυτές μεγέθη, ένα αρχικό συμπέρασμα που προκύπτει αφορά τις αποκλίσεις που παρατηρούνται μεταξύ, θεωρητικά ταυτόσημων, πειραματικών δοκιμών. Η ροπή αντοχής, η στροφική δυσκαμψία και ικανότητα αποτελούν δομικές ιδιότητες του κόμβου, που εξαρτώνται μόνο από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του. Παρόλα αυτά, με εξαίρεση τη ροπή αντοχής, τα υπόλοιπα μεγέθη παρουσιάζουν μεγάλες αποκλίσεις μεταξύ των έξι πειραμάτων, στα οποία τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του κόμβου δε μεταβάλλονται. Όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα, μικρές κατασκευαστικές διαφορές μεταξύ όμοιων κόμβων, μπορεί να έχουν καθοριστική επίδραση στην απόκριση. Αποκλίσεις παρατηρούνται τόσο στο αρχικό στάδιο της απόκρισης, όσο και σε προχωρημένο. Το γεγονός αυτό καταδεικνύει και το μεγάλο βαθμό δυσκολίας που συνοδεύει την προσπάθεια πρόβλεψης της συμπεριφοράς ενός κόμβου, και την αβεβαιότητα που υφίσταται στον ποσοτικό χαρακτηρισμό της απόκρισης του.

Μπορούμε να πούμε ότι η συμπεριφορά των αγκυρίων, η οποία δεν είναι ίδια για όλα τα πειράματα, είναι αυτή που σε μεγάλο βαθμό επηρεάζει και τη στροφική απόκριση του κόμβου, με αποτέλεσμα και να τη διαφοροποιεί ανά δοκιμή. Η ροπή αντοχής, $M_{j,Rd}$, όπως προέκυψε από τις καμπύλες $M-\varphi$ παρουσιάζει μικρές αποκλίσεις, ενώ η μέση τιμή της (14,31kNm) είναι ίση περίπου με τη ροπή αντοχής του κόμβου, που υπολογίστηκε με βάση την εφελκυστική αντοχή των αγκυρίων (14,49kNm). Ωστόσο, λόγω της έλλειψης τρόπου υπολογισμού της ροπής αντοχής σύμμικτων κόμβων διαφορετικής μορφής δεν είναι δυνατή η σύγκριση και επομένως και η αξιολόγησή του μεγέθους της. Όσον αφορά τη στροφική δυσκαμψία $S_{j,ini}$ μπορούμε να πούμε ότι είναι σχετικά μικρή, ενώ παρουσιάζει κάποια αύξηση ανά δοκιμή. Έτσι στα τέσσερα πρώτα πειράματα ο πειραματικός κόμβος συμπεριφέρθηκε ως αρθρωτός, ενώ κατά το 5^ο και 6^ο πείραμα σημειώθηκε αύξηση της δυσκαμψίας, με αποτέλεσμα την ταξινόμησή του ως ημιάκαμπτος, σύμφωνα με τα όρια ταξινόμησης που δίνονται στον EC3. Τέλος, η στροφική ικανότητα ή πλαστιμότητα, φ_{cd} , αποτελεί μέτρο της ικανότητας του κόμβου να αντιστέκεται σε πρόωρη τοπική αστάθεια, ακόμη πιθανότερο σε πρόωρη ψαθυρή αστοχία (ειδικά λόγω ψαθυρής αστοχίας του μέσου σύνδεσης). Η σημαντικά μικρότερη τιμή της στροφικής ικανότητας στα πρώτα πειράματα σε σχέση με τα τελευταία επομένως μπορούμε να πούμε ότι συνάδει με την ψαθυρή μορφή αστοχίας των αγκυρίων που εκδηλώθηκε στις τρεις πρώτες δοκιμές. Ωστόσο στον EC3 δε δίνεται ένα σαφές κριτήριο αξιολόγησης της στροφικής ικανότητας κόμβου. Όσον αφορά την πλαστική στροφή, φ_{pl} , οι υπολογισθέντες τιμές της για τις έξι πειραματικές δοκιμές είναι εντός των ορίων που θέτει ο EC8 ($\varphi_{pl}=25mrad$ για μεσαία κλάση ολκιμότητας), για τις περιοχές όπου σχηματίζεται πλαστική γωνία.

➤ Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Στην παρούσα εργασία, λόγω οικονομικών περιορισμών σε σχέση με την κατασκευή των πειραματικών μοντέλων, περιοριστήκαμε σε μια ενδεικτικού τύπου έρευνα, εξετάζοντας τη συμπεριφορά ενός μόνο τύπου αγκυρίων, ως μέσο σύνδεσης σε σύμμικτο κόμβο. Για να είναι δυνατή και μια συγκριτική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων ωστόσο, σε μελλοντικές εργασίες θα μπορούσε να εξεταστεί πειραματικά η χρησιμοποίηση για τον ίδιο σκοπό άλλου τύπου αγκυρίων, τα οποία θα είναι σχεδιασμένα για όλκιμη θραύση. Επιπλέον προς απομάκρυνση της πιθανότητας βλαβών στον κόμβο και δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη δοκό, μπορεί να εξεταστεί η εξασθένηση της διατομής της δοκού σε απόσταση από τον κόμβο, μέθοδος η οποία μέχρι τώρα υλοποιείται για συνδέσεις ροπής δοκών – υποστυλωμάτων με συγκόλληση των πελμάτων και κοχλίωση του κορμού της δοκού. Αυτό υλοποιείται με αποκοπή τμήματος των πελμάτων της δοκού ή με διάνοιξη οπών στα πέλματα της δοκού, λύση που ονομάζεται και dogbone, λόγω της μορφής σε κάτοψη που παίρνει το πέλμα της δοκού. Επίσης μπορεί να υλοποιηθεί η τοποθέτηση περισσότερων σειρών αγκυρίων, για τη διαμόρφωση περισσότερο δύσκαμπτης σύνδεσης, ώστε ο κόμβος να συμπεριφέρεται οριακά ως στερεός (πάκτωση) με περιορισμό των παραμορφώσεων. Τέλος, σε συνδυασμό και με τα παραπάνω χρήσιμη θα ήταν και η πειραματική εξέταση κόμβου δοκού – σύμμικτου υποστυλώματος κοίλης διατομής με κάποιον από τους τρόπους σύνδεσης που παρατίθενται στο 2^ο κεφάλαιο, ώστε να είναι δυνατή και η συγκριτική αξιολόγηση της στρωφικής απόκρισης του κόμβου καθώς και της φέρουσας ικανότητας των αγκυρίων όταν χρησιμοποιούνται ως μέσο σύνδεσης.

7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3^η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Λεμονής Μ. (2006). “Κόμβοι δοκού – υποστυλώματος σε μεταλλικά πλαίσια.” Διδακτορική διατριβή, Ε.Μ.Π., Αθήνα.
4. Σπυρίδης Παναγιώτης, “Συμπεριφορά των αγκυρώσεων στο σκυρόδεμα υπό σεισμική φόρτιση και εφαρμογές στις επισκευές και ενισχύσεις των κατασκευών.” University of Natural Resources and Applied Life Sciences – BOKU Vienna.
5. Σπυρίδης Π., Mihala R., Unterweger A., Rieder A., Bergmeister K. (2008). “Ανάλυση αξιοπιστίας και πειραματική μελέτη αγκυρίων στο σκυρόδεμα.” 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, Άρθρο 2037.
6. Bode H. (2005). «Ευρωπαϊκές σύμμικτες κατασκευές: Εκτέλεση και διαστασιολόγηση σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 και άλλα συναφή πρότυπα», Εκδόσεις Γκιούρδας, Αθήνα.
7. CEN, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1–8: Design of joints. European Standard prEN 1993–1–8, final draft, December 2003.
8. CEN, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1–2: General rules and rules for buildings. European Standard prEN 1994–1–1, final draft, January 2004.
9. CIDECT, Design Guide 9 for structural hollow section column connections, Kurobane Y., Packer J. A., Wardenier J., Yeomans N., Verlag TÜV Rheinland.
10. EOTA, ETAG 001, Guideline for European Technical Approval of metal anchors to use in concrete. Edition 1997, amended November 2006, Brussels, Belgium.
11. Fib Bulletin No.58, Design of anchorages in concrete, July 2011.
12. Hilti (2011). “Fastening Technology Manual – Mechanical anchoring systems” Hilti Corporation, Liechtenstein.