

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥΣ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ

ΔΙΟΝΥΣΙΟΥ ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΣ

ΕΙΝΑΡΗΣ ΧΡΥΣΟΣΤΟΜΟΣ

Περίληψη

Η παρούσα εργασία ασχολείται με την ενίσχυση κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος με χιαστί συνδέσμους και συγκεκριμένα εστιάζει στην λειτουργία του πλαισίου μετά την προσθήκη του συνδέσμου. Πιο συγκεκριμένα εξετάζει την αλλαγή των εντατικών μεγεθών στον αρχικό φορέα λόγω της προσθήκης του συνδέσμου, υπολογίζεται ο αριθμός αγκυρίων-βλήτρων που χρειάζονται για την αγκύρωση των συνδέσμων στο αρχικό πλαίσιο και εξετάζεται αν είναι εφικτή η αγκύρωση για τον αριθμό αγκυρίων-βλήτρων που υπολογίστηκε. Επίσης εξετάζεται η περιοχή αγκύρωσης του πλαισίου στην οποία είναι πιθανόν να υπάρξει αστοχία λόγω των τάσεων που αναπτύσσονται από τον σύνδεσμο στο πλαίσιο. Για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος ελαστικής ανάλυσης και τηρήθηκαν οι προδιαγραφές του ΚΑΝΕΠΕ.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ανέκαθεν η ενίσχυση και επισκευή των κτιρίων αποτελούσε οικονομικότερο και πιο άμεσο τρόπο επίλυσης προβλημάτων που αφορούν την ασφαλή χρήση των κτιρίων, παρά το να γίνει πλήρης κατεδάφιση και ανοικοδόμηση ενός κτιρίου. Γι' αυτό η επισκευή και ενίσχυση κτιρίων είναι πολύ σημαντικός παράγοντας για την αποφυγή των κινδύνων που κρύβει ο σεισμός.

Οι μεταλλικοί χιαστί σύνδεσμοι είναι αποτελεσματικοί διότι λειτουργούν σε αξονική ένταση και βοηθούν τα λιγότερο ενισχυμένα στοιχεία της κατασκευής, παρέχοντάς τους ακαμψία και αντοχή. Επίσης αυξάνουν την πλευρική δυσκαμψία και ικανότητα του όλου πλαισίου όπου εφαρμόζονται.

Με την προσθήκη των χιαστί συνδέσμων στο πλαίσιο, τα φορτία που δέχεται το πλαίσιο μεταφέρονται στους συνδέσμους και έτσι τα αδύνατα υποστυλώματα μπορούν να μείνουν σταθερά καθώς αυξάνεται η δυσκαμψία τους.

Επιπλέον πλεονέκτημα των χιαστί συνδέσμων αποτελεί το ότι έχουν την ικανότητα να διευκολύνουν τα ανοίγματα και είναι η καλύτερη μέθοδος ώστε να μην προστεθεί επιπλέον βάρος στην κατασκευή.

Τα είδη μεταλλικών χιαστί συνδέσμων που υπάρχουν είναι τα κεντρικά(Εικόνα 1) και έκκεντρα (Εικόνα 2):

Τα κεντρικά χιαστί αυξάνουν τη δυσκαμψία του πλαισίου, αυξάνοντας την ιδιοσυχνότητά του και μειώνοντας την πλευρική μετατόπισή του. Έτσι η αύξηση της δυσκαμψίας μπορεί να συντελέσει στην αύξηση των αδρανειακών δυνάμεων λόγω σεισμού. Αξιοσημείωτο είναι η επίτευξη της μείωσης των ροπών κάμψης του πλαισίου και των διαμητρικών δυνάμεων στα υποστυλώματα ενώ παράλληλα αυξάνεται η αξονική θλίψη στα υποστυλώματα στα οποία τα χιαστί είναι συνδεδεμένα.[5]

Τα έκκεντρα χιαστί συνεισφέρουν ως προς τα κατακόρυφα φορτία, εφόσον μεταφέρουν μέρος του φορτίου της δοκού στα υποστυλώματα. Προσφέρουν δηλαδή στην ανάληψη των επιπλέον κατακόρυφων φορτίων αλλά και στην πλευρική αντίσταση. Όμως εδώ γίνεται μια απλή αναφορά, αφού δεν είναι στόχος της παρούσας εργασίας η μελέτη αυτού του είδους



Εικόνα 1: Κεντρικά χιαστί. [5]



Εικόνα 2: Έκκεντρα χιαστί. [5]

2. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Γίνεται έλεγχος του πλαισίου με οριζόντια φόρτιση και στην συνέχεια προστίθενται χιαστί σύνδεσμοι διάφορων κοίλων διατομών διατηρώντας την ίδια φόρτιση.

Ύψος πλαισίου= 3m, Πλάτος πλαισίου= 5m

Σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500

Υποστυλώματα: 30cm x 30cm με 4Φ16 σε κάθε πέλμα

Δοκός 30cm x 40cm με 4Φ16 στο πάνω και στο κάτω πέλμα και 2Φ16 στο μέσον της δοκού

Οριζόντιο φορτίο= 150 KN

3. ΑΝΑΛΥΣΗ

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιείται η μέθοδος της ελαστικής ανάλυσης. Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (8.5.5.2β) και τον EC8 (Part1-6.7.2), όταν κάνουμε ελαστική ανάλυση διαγώνιων χιαστών, πρέπει μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος να ληφθεί υπόψη.

Γι' αυτό εξετάστηκαν επιλεκτικά πρότυπες κοίλες διατομές ράβδων, η καθεμία από τις οποίες συνδέθηκε διαγώνια στο πλαίσιο. Πάντοτε αυτό όμως γινόταν με ένα μόνο χιαστί συνδεδεμένο, έτσι ώστε να ικανοποιείται η απαίτηση του ελέγχου από τον EC8 που αναφέρθηκε πιο πάνω.

Έγινε χρήση του προγράμματος ανάλυσης SAP2000 σύμφωνα με το οποίο πάρθηκαν τα διαγράμματα τεμνουσών και καμπτικών ροπών του πλαισίου, για κάθε ένα από τα χιαστί που τοποθετούνταν. Έγινε καταγραφή της έντασης που αναπτύσσεται στον κάθε χιαστί σύνδεσμο, καθώς και της οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής του πλαισίου κάθε φορά. Τα αντίστοιχα αποτελέσματα φαίνονται στον πίνακα 1.

ΕΙΔΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΙΑΣΤΙ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ	ΠΑΧΟΣ(t)	ΕΜΒΑΛΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΙΑΣΤΙ ($\rightarrow\text{cm}^2$)	ΑΞΟΝΙΚΟ ΧΙΑΣΤΗ (KN)	
ΧΩΡΙΣ ΧΙΑΣΤΗ	-	-	-	-	
Κυκλική	D=51mm	4mm	5,91cm ²	86KN	
Κυκλική	D=60,3mm	7,1mm	11,9cm ²	116KN	
Τετράγωνη	80mmx80mm	7,1mm	20,3cm ²	134KN	
Τετράγωνη	110mmx110mm	7,1mm	28,4cm ²	143KN	
Τετράγωνη	140x140mm	7,1mm	37cm ²	150KN	
ΕΙΔΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΙΑΣΤΙ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ	ΠΑΧΟΣ(t)	ΕΜΒΑΛΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΙΑΣΤΙ ($\rightarrow\text{cm}^2$)	ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ (KN)	
				ΔΟΚΟΥ	ΥΠΟΣΤΥΛ.
ΧΩΡΙΣ ΧΙΑΣΤΗ	-	-	-	43KN	75KN
Κυκλική	D=51mm	4mm	5,91cm ²	22KN	38KN
Κυκλική	D=60,3mm	7,1mm	11,9cm ²	14KN	25KN
Τετράγωνη	80mmx80mm	7,1mm	20,3cm ²	10KN	18KN
Τετράγωνη	110mmx110mm	7,1mm	28,4cm ²	8 KN	14KN
Τετράγωνη	140x140mm	7,1mm	37cm ²	6 KN	12KN
ΕΙΔΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΙΑΣΤΙ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ	ΠΑΧΟΣ(t)	ΕΜΒΑΛΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΙΑΣΤΙ ($\rightarrow\text{cm}^2$)	ΡΟΠΕΣ ΚΑΜΨΗΣ (KNm)	
				ΔΟΚΟΥ	ΥΠΟΣΤΥΛ.
ΧΩΡΙΣ ΧΙΑΣΤΗ	-	-	-	100KNm	119KNm
Κυκλική	D=51mm	4mm	5,91cm ²	52KNm	60KNm
Κυκλική	D=60,3mm	7,1mm	11,9cm ²	34KNm	40KNm
Τετράγωνη	80mmx80mm	7,1mm	20,3cm ²	24KNm	28KNm
Τετράγωνη	110mmx110mm	7,1mm	28,4cm ²	19KNm	22KNm
Τετράγωνη	140x140mm	7,1mm	37cm ²	16KNm	18KNm
ΕΙΔΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΙΑΣΤΙ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ	ΠΑΧΟΣ(t)	ΕΜΒΑΛΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΙΑΣΤΙ ($\rightarrow\text{cm}^2$)	ΟΡΙΖ. ΜΕΤΑΚ. ΚΟΡΥΦΗΣ ΠΛΑΙΣΙΟΥ	
ΧΩΡΙΣ ΧΙΑΣΤΗ	-	-	-	0,0104m	
Κυκλική	D=51mm	4mm	5,91cm ²	0,0051m	
Κυκλική	D=60,3mm	7,1mm	11,9cm ²	0,0034m	
Τετράγωνη	80mmx80mm	7,1mm	20,3cm ²	0,0024m	
Τετράγωνη	110mmx110mm	7,1mm	28,4cm ²	0,0019m	
Τετράγωνη	140x140mm	7,1mm	37cm ²	0,0016m	

Πίνακας 1: Αριθμητικά αποτελέσματα εντατικών μεγεθών από την ανάλυση που έγινε.

4. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΡΑΒΔΩΝ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ ΧΙΑΣΤΙ-ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Τα αγκύρια πρέπει να μεταφέρουν την αξονική δύναμη που ασκεί η εφελκόμενη ράβδος του χιαστί συνδέσμου. Εξετάζεται το δυσμενέστερο σημείο αγκύρωσης που είναι στην βάση του πλαισίου. Θεωρούμε το συγκεκριμένο σημείο δυσμενέστερο λόγω του ότι μόνο μια μεταλλική πλάκα με αγκύρια μπορεί να τοποθετηθεί στο σημείο αυτό στην οποία θα συγκολληθούν όλα τα αγκύρια, ενώ στον πάνω κόμβο μπορούν να τοποθετηθούν δύο πλάκες στις οποίες θα μοιραστεί ο αριθμός αγκυρίων.

Η δύναμη που πρέπει να παραλάβουν τα αγκύρια είναι η αξονική δύναμη που αναπτύσσεται στον σύνδεσμο (πίνακας 2). Η δύναμη αυτή αναλύεται σε οριζόντια και κατακόρυφη συνιστώσα, η οριζόντια δύναμη παραλαμβάνεται με την λειτουργία αγκυρίου και η κατακόρυφη με δράση βλήτρου.

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ-ΠΛΑΤΟΣ	ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ
Κυκλική	D=51mm	86 KN	6
Κυκλική	D=60,3mm	116 KN	8
Τετράγωνη	80mmx80mm	134 KN	9
Τετράγωνη	110mmx110mm	143 KN	10
Τετράγωνη	140x140mm	150 KN	10

Πίνακας 2: Αξονικό φορτίο χιαστί κάθε διατομής και αντίστοιχος απαιτούμενος αριθμός αγκυρίων.

Για την κυκλική διατομή διαμέτρου 51mm:

- αξονική δύναμη του συνδέσμου=86 KN
- γωνία συνδέσμου με έδαφος= 31°
- οριζόντια συνιστώσα=73,7 KN
- κατακόρυφη συνιστώσα=44,3 KN
- αντοχή ενός αγκυρίου σε εφελκυσμό=22 KN
- αντοχή ενός αγκυρίου σε διάτμηση= 10,9 KN

Για την παραλαβή εφελκυστικής δύναμης απαιτούνται $73,7 \text{ KN}/22 \text{ KN}=3.35$ άρα 4 αγκύρια.

Για την παραλαβή της διατμητικής δύναμης απαιτούνται $44,3 \text{ KN}/10,9 \text{ KN}=4$ αγκύρια

Με βάση την παράγραφο 6.1.2.2 και την εξίσωση 6.10 του ΚΑΝΕΠΕ, επειδή έχουμε εφελκυστική και διατμητική δράση σε κάθε αγκύριο-βλήτρο δεν μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε την πλήρη αντοχή τους. Για να υπολογίσουμε τον τελικό αριθμό αγκυρίων: Έστω ότι βάζουμε 5 αγκύρια. Αντικαθιστώντας στην σχέση 6.10 $(N_{sd}/N_{ud})^{1.5} + (F_{sd}/F_{ud})^{1.5} = 1$ προκύπτει ότι $1.28 \neq 1$ άρα 5 δεν επαρκούν. Έστω ότι βάζω 6 ράβδους, προκύπτει $0.97 \approx 1$ άρα βάζω 6 ράβδους. Με τον ίδιο τρόπο υπολογίστηκε ο απαιτούμενος αριθμός ράβδων αγκύρωσης για τις άλλες διατομές (πίνακας 2).

5. ΕΙΔΟΣ ΒΛΗΤΡΟΥ

Το είδος του βλήτρου που επιλέχτηκε για να χρησιμοποιηθεί είναι χαλύβδινη ράβδος Φ8 με εμποτισμένη ρητίνη. Αρχικά έγινε έλεγχος με το αγκύριο να έχει μήκος αγκύρωσης 6cm και χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα COMPUFIX 8 της εταιρείας fischer, υπολογίστηκαν οι αντοχές αγκυρίου για τους τρεις τρόπους αστοχίας (πίνακας 3).

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ	
Είδος Αγκυρίου:	Χαλύβδινη ράβδος Φ8 με εμποτισμένη ρητίνη
Μήκος Αγκύρωσης:	6cm
Κωνική αστοχία σκυροδέματος:	F=16,73KN
Εξώλκευση:	F=10,56KN
Διαρροή γάλυβα:	F=22KN

Πίνακας 3: Αντοχές κάθε μορφής αστοχίας λόγω εφελκυσμού για μήκος αγκύρωσης 6cm

Όπως φαίνεται πιο πάνω οι τιμές της κωνικής αστοχίας και της εξώλκευσης είναι μικρές. Για το λόγο αυτό και αφού υπάρχει η δυνατότητα επιλογής μεγαλύτερου μήκους αγκύρωσης, επιλέγεται μήκος αγκύρωσης 16cm (Πίνακας 4 και Πίνακας 5).

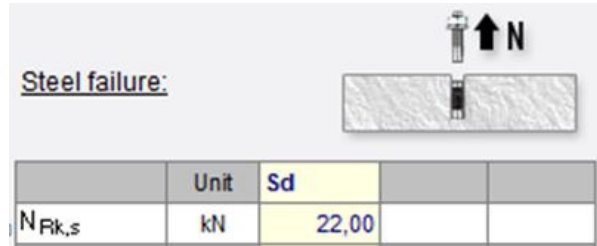
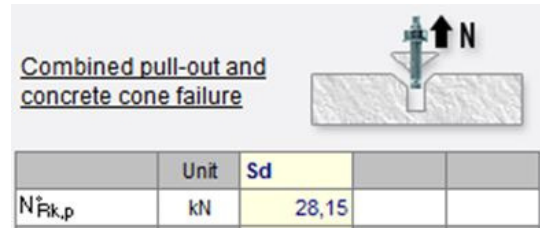
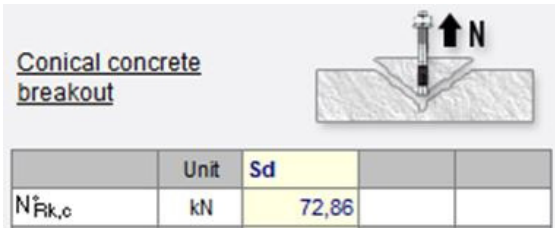
ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ	
Είδος Αγκυρίου:	Χαλύβδινη ράβδος Φ8 με εμποτισμένη ρητίνη
Μήκος αγκύρωσης:	16cm
Κωνική αστοχία σκυροδέματος:	F=72,86KN
Εξώλκευση:	F=28,15KN
Αστοχία αγκυρίου:	F=22KN

Πίνακας 4: Αντοχές κάθε μορφής αστοχίας λόγω εφελκυσμού για μήκος αγκύρωσης 16cm.

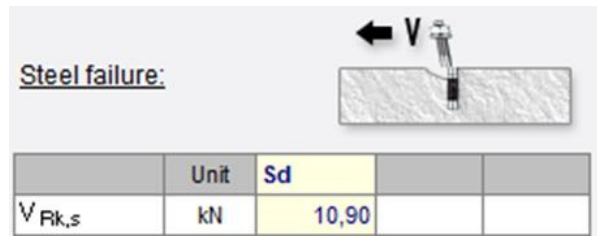
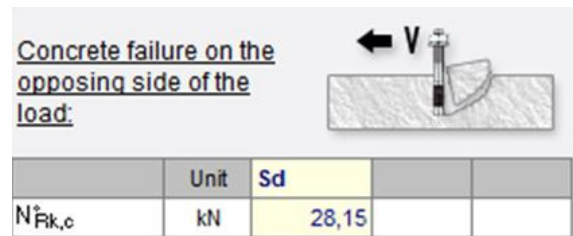
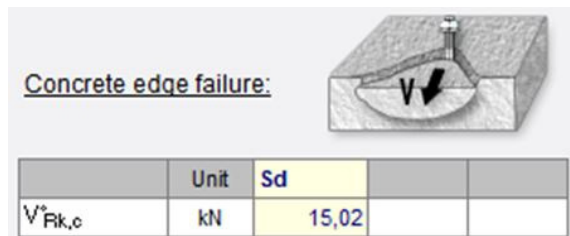
ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
Είδος Αγκυρίου:	Χαλύβδινη ράβδος Φ8 με εμποτισμένη ρητίνη
Μήκος αγκύρωσης:	16cm
Αστοχία σκυροδέματος λόγω απόσχισης πλευρικού κώνου:	V=28,15KN
Κωνική αστοχία περιβάλλοντος σκυροδέματος:	V=15,02KN
Αστοχία βλήτρου:	V=10,90KN

Πίνακας 5: Αντοχές κάθε μορφής αστοχίας λόγω διάτμησης για μήκος αγκύρωσης 16cm.

Μορφές αστοχίας και αντοχές κάθε αγκυρίου για μήκος αγκύρωσης 16cm. [6] :

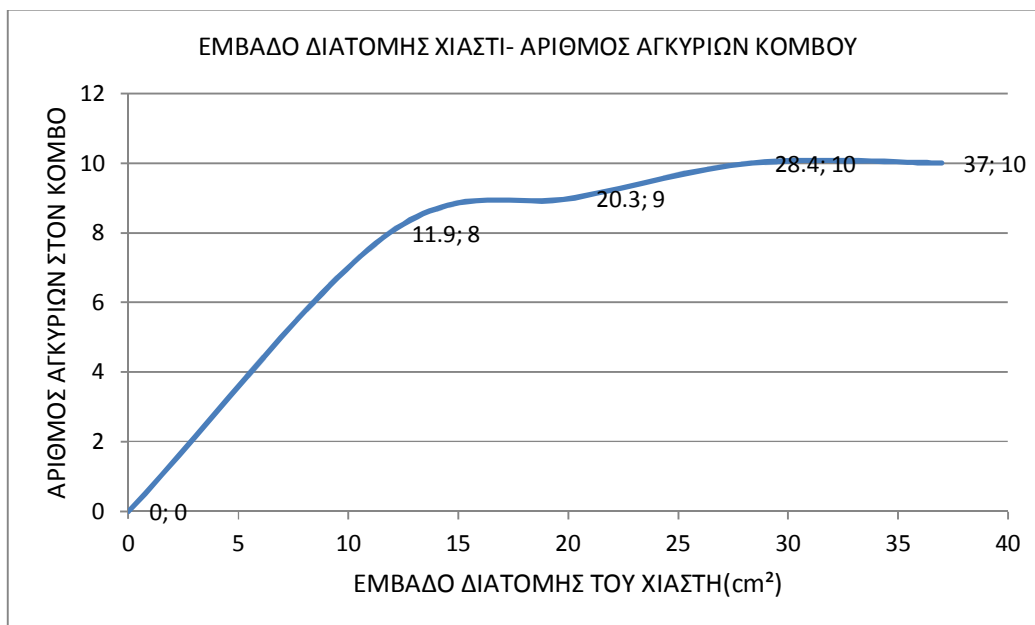


Μορφές αστοχίας και αντοχές κάθε βλήτρου για μήκος αγκύρωσης 16cm [6] :



Αξίζει να σημειωθεί ότι οι 3 τρόποι αστοχίας (1. Λόγω διαρροής χάλυβα, 2. Λόγω κωνικής αστοχίας περιβάλλοντος σκυροδέματος, 3. Λόγω απόσχισης πλευρικού κώνου) που φαίνονται πιο πάνω από τα αποτελέσματα του προγράμματος COMPUFIX 8 , είναι οι ίδιοι που μελετά και ο ΚΑΝΕΠΕ.

6. ΕΠΙΛΟΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΑΡΙΘΜΟ ΡΑΒΔΩΝ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ



Όπως φαίνεται από την πιο πάνω γραφική παράσταση, η καμπύλη αρχίζει σταδιακά να αυξάνεται και αυτό δείχνει ότι όσο πιο μεγάλη διατομή χιαστί συνδέσμου τοποθετηθεί, τόσο πιο μεγάλος αριθμός αγκυρίων απαιτείται στον κόμβο.

Επισημαίνεται όμως ότι στη περίπτωση όπου επιλεγεί πολύ μεγάλο εμβαδό διατομής χιαστί θα ενεργεί αρνητικά στην κατασκευή αφού ο απαιτούμενος αριθμός των αγκυρίων αυξάνεται σε μεγάλο βαθμό. Αυτό καθιστά τον κόμβο επιρρεπή αφού θα είναι δύσκολο να πληρεί τις ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των αγκυρίων.

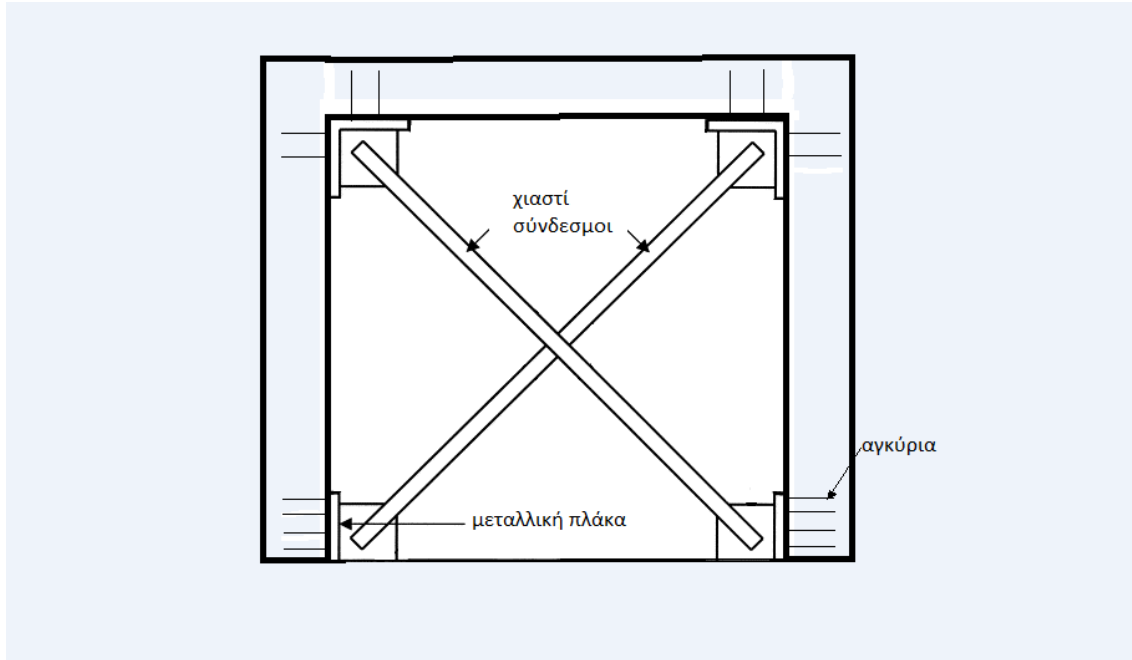
Στη συνέχεια όμως παρατηρούμε ότι η καμπύλη τείνει να ευθυγραμμιστεί, δείχνοντας ότι για διατομές χιαστί μεγαλύτερες των 28cm² οι οποίες διαφέρουν μεταξύ τους κατά 23% σε εμβαδό, δεν απαιτείται αυξημένος αριθμός αγκυρίων. Δηλαδή για τις περιπτώσεις αυτές μπορεί να μείνει ο ίδιος αριθμός αγκυρίων με την αμέσως προηγούμενη διατομή χιαστί (από την οποία διαφέρει 23%).

Δηλαδή είμαστε σε θέση να ξέρουμε ότι σε μια τέτοια περίπτωση μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε μία μικρότερη διατομή για τον χιαστί σύνδεσμο που να παραλαμβάνει τα αναμενόμενα εντατικά μεγέθη του πλαισίου.

Εξάλλου σε ένα μεγάλο έργο όπου γίνεται ανέγερση πολλαπλών ορόφων από σιδηροδοκούς και γενικά σε μεταλλικές κατασκευές, το κέρδος που μπορεί να υπάρξει εξαιτίας της σωστής επιλογής μιας βέλτιστης διατομής σε κάθε περίπτωση, είναι πραγματικά αξιοσημείωτο για το σύνολο του έργου και την επιτυχία της ανέγερσής του.

7. ΤΡΟΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΤΟΥ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ

Οι μεταλλικές πλάκες υπολογίστηκαν στο σχεδιασμό ώστε να τοποθετηθούν στο εσωτερικό του πλαισίου όπως φαίνεται στην εικόνα 3. Όπως εύκολα διαπιστώνουμε στους κάτω κόμβους του πλαισίου τοποθετήθηκε μία μεταλλική πλάκα με περισσότερα αγκύρια, ενώ στους πάνω κόμβους δύο μεταλλικές πλάκες (μία στη δοκό και μία στο υποστυλώμα) με λιγότερα αγκύρια για το λόγο που ήδη εξηγήσαμε.



Εικόνα 3: Χιαστί σύνδεσμοι και μεταλλικές πλάκες συνδεδεμένες με τα αγκύρια στο πλαίσιο.

8. ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΙΑΣΤΙ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

Για να ελεγχθεί ο βαθμός συνεισφοράς του θλιβόμενου χιαστί σύνδεσμου στο πλαίσιο γίνεται έλεγχος σε λυγισμό και σύγκριση της αντοχής του με το αξονικό φορτίο που παραλαμβάνει για την δεδομένη οριζόντια φόρτιση του πλαισίου. Ενδεικτικά φαίνεται πιο κάτω ο έλεγχος για μία από τις διατομές που ελέγχθηκαν με βάση τον Ευρωκώδικα 3:

Η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό ενός θλιβόμενου μέλους είναι $N_{bRd} = \chi \beta_A A_f \gamma / \gamma_{M1}$ (σχέση 5.45)

$\beta_A = 1$ για κατηγορία διατομής 1

$f_y = 235 \text{ MPa}$, $A = 20,3 \text{ cm}^2$ για την τετραγωνική διατομή $8\text{cm} \times 8\text{cm}$, $\gamma_{M1} = 1,1$

$I_y = K \cdot L = 1 \cdot 5,83$

$\lambda = l/i$ $\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 = 2,09$

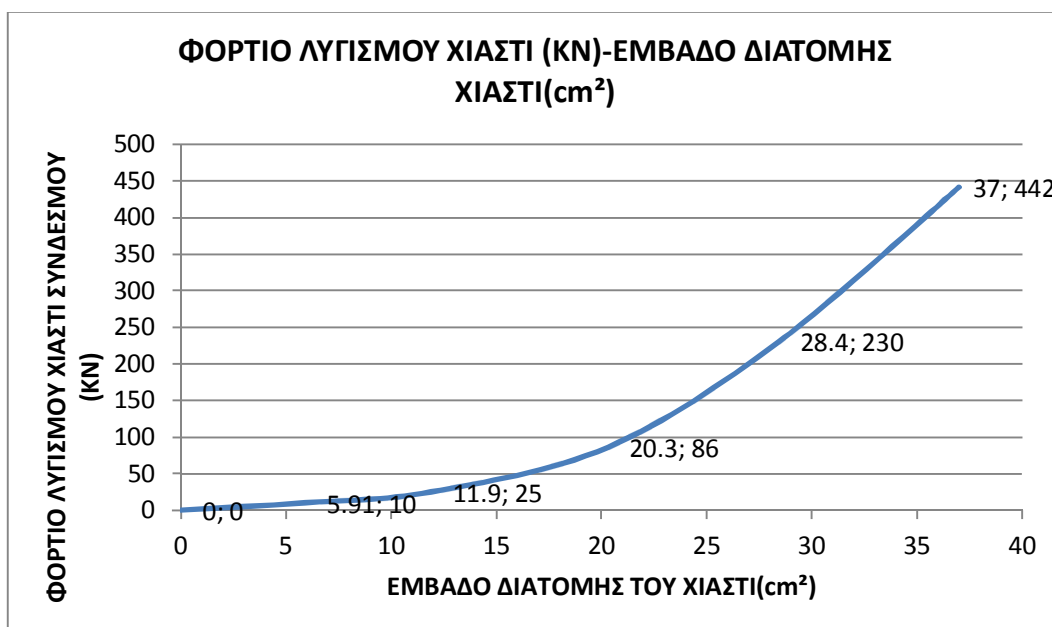
Από πίνακα 5.5.2 για καμπύλη λυγισμού a το χ είναι 0,2

Άρα $N_{bRd} = 86 \text{ KN}$

Τα αποτελέσματα για όλες τις διατομές που ελέγχθηκαν φαίνονται στον πίνακα 6.

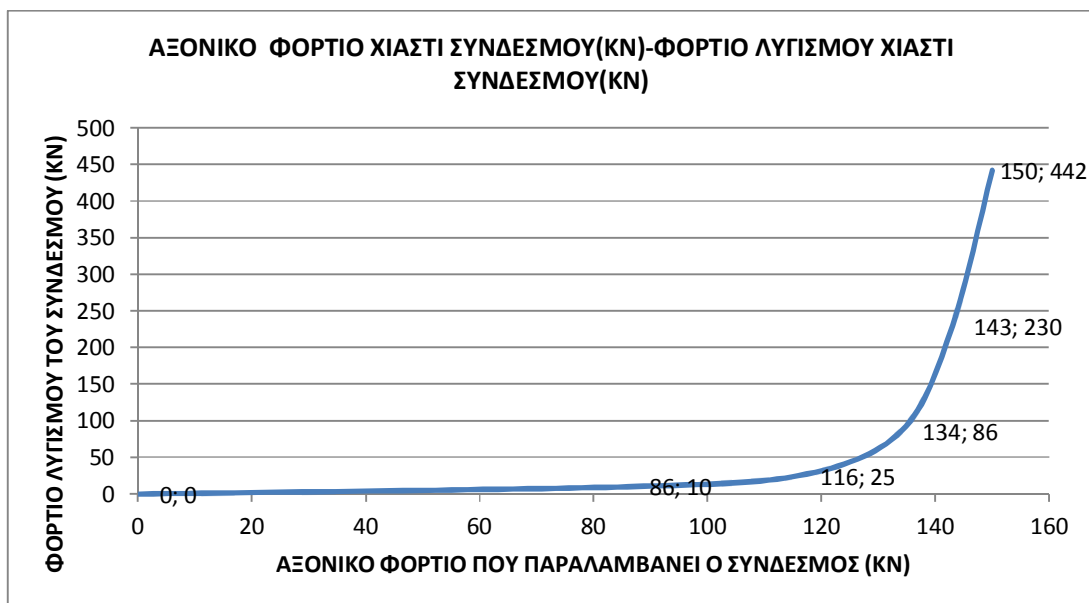
ΕΙΔΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΙΑΣΤΙ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ(mm)	ΠΑΧΟΣ(t)	ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ	ΦΟΡΤΙΟ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΧΙΑΣΤΙ (Ανάλυσης)
ΧΩΡΙΣ ΧΙΑΣΤΙ	-	-	-	-
Κυκλική	D=51mm	4mm	10KN	59KN
Κυκλική	D=60,3mm	7,1mm	25KN	73KN
Τετράγωνη	80mmx80mm	7,1mm	86KN	80KN
Τετράγωνη	110mmx110mm	7,1mm	230KN	84KN
Τετράγωνη	140x140mm	7,1mm	442KN	86KN

Πίνακας 6 : Φορτίο λυγισμού που αντιστοιχεί σε κάθε διατομή ράβδου που εξετάστηκε



Η πιο πάνω γραφική παράσταση δείχνει το φορτίου αντοχής σε λυγισμό του χιαστί συνδέσμου συναρτήσει του εμβαδού διατομής του.

Συγκεκριμένα παρατηρείται ότι για μεγάλες διατομές, το φορτίο λυγισμού που μπορεί να παραλάβει ο σύνδεσμος είναι πολύ μεγαλύτερο από το αξονικό φορτίο που δέχεται. Άρα λειτουργούν πλήρως και οι δύο χιαστί σύνδεσμοι, ενώ οι υπολογισμοί έγιναν λαμβάνοντας υπόψη μόνο τον εφελκόμενο σύνδεσμο. Η περίπτωση που λειτουργεί μόνο ο εφελκόμενος σύνδεσμος είναι δυσμενέστερη. Επειδή τα εντατικά μεγέθη που δημιουργούνται στον φορέα είναι μεγαλύτερα, αλλά σε περίπτωση που και οι δυο σύνδεσμοι λειτουργούν πλήρως ενώ στους υπολογισμούς θεωρήθηκε ότι μόνο ο εφελκόμενος σύνδεσμος παραλαμβάνει φορτίο, πρέπει να ελεγχθεί και ο κόμβος στον οποίο ασκείται η θλιπτική δύναμη.



Επίσης από την πιο πάνω γραφική παράσταση και από τον πίνακα 1, φαίνεται ότι για μεγαλύτερες τιμές του εμβαδού διατομής του συνδέσμου από 20 cm² η αύξηση της συνεισφοράς του συνδέσμου στον πλαίσιο είναι μικρή.

9. ΠΕΡΙΟΧΗ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

Για όλες τις διατομές του χιαστί συνδέσμου που ελέγχθηκαν ο αριθμός αγκυρίων που προκύπτει είναι επιτεύξιμος. Για την μεγαλύτερη διατομή που ελέγχθηκε, τηρώντας τις ελάχιστες αποστάσεις που προβλέπει ο ΚΑΝΕΠΕ στο σχήμα 6.6 μεταξύ των ράβδων αγκύρωσης, μπορεί να τοποθετηθεί μια μεταλλική πλάκα με ελάχιστες διαστάσεις 24cm x 20cm στην οποία θα συγκολληθούν ή θα βιδωθούν οι ράβδοι. Το πλάτος του υποστυλώματος στο οποίο θα τοποθετηθεί η πλάκα είναι 30cm, άρα η τοποθέτηση της πλάκας είναι εφικτή.

Εντατική κατάσταση στην περιοχή αγκύρωσης:

Είναι δύσκολο να γίνει ακριβής έλεγχος στην περιοχή αυτή, αλλά μπορούμε να έχουμε μια γενική εικόνα της εντατικής κατάστασης. Οι ράβδοι αγκύρωσης προσθέτουν τάσεις στην περιοχή και τα αρχικά εντατικά μεγέθη του πλαισίου μειώνονται όπως φαίνεται και στους πίνακες 1 και 4.

Μείωση εντατικών μεγεθών: Για τις διατομές που ελέγχθηκαν παρατηρείται ότι οι ροπές και οι τέμνουσες στο υποστύλωμα που γίνεται η σύνδεση μειώνονται από 50% μέχρι και 85% ανάλογα με την διατομή.

Αύξηση εντατικών μεγεθών: Σύμφωνα με τους υπολογισμούς από το COMPUFIX 8, για αγκύρωση ίση με 16cm και Φ8 ράβδους, το κάθε αγκύριο φέρει δύναμη ίση με 22 KN όταν διαρρέει και η δύναμη που χρειάζεται για να επέλθει αστοχία λόγω απόσχισης πλευρικού κώνου (αστοχία σκυροδέματος) είναι 72 KN. Άρα προσεγγιστικά όταν οι ράβδοι φθάνουν την μέγιστη αντοχή τους το σκυροδέμα έχει το 70% της αντοχής του. Οι ράβδοι αστοχούν από διάτμηση με δύναμη ίση με 10.9KN και φθάνουν την αντοχή του σκυροδέματος για δύναμη ίση με 28KN. Με τον ίδιο τρόπο γίνεται η υπόθεση ότι η αντοχή του σκυροδέματος στην κάθετη διεύθυνση εξαντλείται κατά $10.9/28 \approx 40\%$.

Έτσι λαμβάνοντας υπόψη τις πιο πάνω μειώσεις και αυξήσεις τάσεων συμπεραίνουμε ότι η περιοχή σύνδεσης επαρκεί για την δεδομένη φόρτιση.

10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Για την περιοχή αγκύρωσης των χιαστί συνδέσμων στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, συμπεραίνουμε ότι είναι εφαρμόσιμη η αγκύρωση για όλες τις διατομές που επιλέξαμε και δεν θα υπάρξει πρόωρη αστοχία σε αυτήν.

Με τον έλεγχο σε λυγισμό στον θλιβόμενο σύνδεσμο συμπεραίνουμε ότι για μεγάλες διατομές πρέπει να γίνεται ανάλυση, λαμβάνοντας υπόψη και τον θλιβόμενο σύνδεσμο όταν γίνεται ελαστική ανάλυση, αντίθετα με την προτροπή του ΚΑΝΕΠΕ και του ευρωκώδικα 8. Επειδή το φορτίο αντοχής σε λυγισμό του μέλους είναι μεγαλύτερο από αυτό που παραλαμβάνει, πρέπει να υπολογιστεί το φορτίο αυτό έτσι ώστε να γίνει έλεγχος στους κόμβους και του θλιβόμενου συνδέσμου.

Τελικά η επιλογή της καταλληλότερης διατομής του χιαστί εξαρτάται από την ανάλυση όλης της κατασκευής και από το πόσο επηρεάζονται οι κόμβοι του κάθε πλαισίου. Στο υφιστάμενο πλαίσιο παρατηρούμε ότι όλες οι διατομές χιαστί που ελέγξαμε είναι εφαρμόσιμες, παρ' όλα αυτά απορρίψαμε την μεγαλύτερη διατομή μόνο, λόγω του ότι η δύναμη που αναπτύσσεται σε αυτήν διαφέρει πολύ λίγο με την αμέσως μικρότερη διατομή που ελέγχτηκε. Επίσης η μείωση της ροπής κάμψης και των τεμνουσών δυνάμεων στο πλαίσιο κατά την εφαρμογή της μεγαλύτερης διατομής είναι πολύ μικρή.

11. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Αμπακούμκιν Β., Βιντζηλαίου Ε., Βλάχος Ι., Βουγιούγκας Ε., Δρίτσος Σ., Θεοδωράκης Σ., Κάππος Α., Πλαϊνής Π., Σπανος Χ., Στυλιανίδης Κ., Φαρδής Μ., Χρονόπουλος Μ. “ΚΑΝ. ΕΠΕ. 2012 Κανονισμός Επεμβάσεων”

[2] Eurocode 3 Design of steel structures

[3] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance

[4] SAP 2000 (Στατική Ανάλυση)

[5] Viswanath K.G 1 , Prakash K.B. 2 , Anant Desai 3

1. Director/Principal, Ashokrao Mane Group of Institutions, Vathar Tarf Vadgaon, Kolhapur, Professor & Head, Department of Civil Engineering, K.L.E. Society's College of Engineering & Technology, Belgaum, Structural Engineer, ThyssenKrup Industries(India) Limited, “Seismic Analysis of Steel Braced Reinforced Concrete Frames”.

[6] COMPUFIX 8 (Υπολογισμός ράβδων αγκύρωσης)