



This is a repository copy of *Experimental investigation of RC full scale frame strengthened at the joints and columns with fibre reinforced polymers.*

White Rose Research Online URL for this paper:

<https://eprints.whiterose.ac.uk/88557/>

Version: Published Version

Proceedings Paper:

Papastergiou, P., Pilakoutas, K., Dritsos, S. et al. (1 more author) (2009) Experimental investigation of RC full scale frame strengthened at the joints and columns with fibre reinforced polymers. In: 16th Hellenic Concrete Conference. 16th Hellenic Concrete Conference, 21-23 Oct 2009, Paphos, Cyprus. Technical Chamber of Greece , 198 - 210.

Reuse

Items deposited in White Rose Research Online are protected by copyright, with all rights reserved unless indicated otherwise. They may be downloaded and/or printed for private study, or other acts as permitted by national copyright laws. The publisher or other rights holders may allow further reproduction and re-use of the full text version. This is indicated by the licence information on the White Rose Research Online record for the item.

Takedown

If you consider content in White Rose Research Online to be in breach of UK law, please notify us by emailing eprints@whiterose.ac.uk including the URL of the record and the reason for the withdrawal request.



eprints@whiterose.ac.uk
<https://eprints.whiterose.ac.uk/>

**Πειραματική διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς
κτηρίου Ο/Σ ενισχυμένου στους κόμβους και στα
υποστυλώματα με ινοπλισμένα πολυμερή**
Experimental investigation of RC full scale frame strengthened
at the joints and columns with Fibre Reinforced Polymers

Παναγιώτης ΠΑΠΑΣΤΕΡΓΙΟΥ¹, Κύπρος ΠΗΛΑΚΟΥΤΑΣ²,

Στέφανος ΔΡΙΤΣΟΣ³, Νικόλας ΚΥΡΙΑΚΙΔΗΣ⁴

Λέξεις κλειδιά: Περίσφιγξη, ινοπλισμένα πολυμερή, ενίσχυση, κόμβοι, υποστυλώματα

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Η παρούσα δημοσίευση περιγράφει την διαδικασία επισκευής και ενίσχυσης ενός κτιρίου Ο/Σ κανονικής κλίμακας που υποβλήθηκε σε δοκιμές σε σεισμική τράπεζα. Το αρχικό κτήριο (προ ενίσχυσης) σχεδιαστήκε σύμφωνα με παλιούς Ευρωπαϊκούς κανονισμούς και υποβλήθηκε σε μία σειρά σεισμικών δονήσεων μέχρι που σοβαρές ζημιές προκλήθηκαν στους κόμβους. Η στρατηγική της ενίσχυσης είχε στόχο να τοποθετήσει την ιδανική ποσότητα από υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών από άνθρακα στους κόμβους και στα υποστυλώματα για να αυξήσει τη διατμητική και καμπτική αντοχή και να μεταφέρει τις πλαστικές αρθρώσεις από τα υποστυλώματα στις δοκούς. Δίνονται κατασκευστικές λεπτομέρειες που δείχνουν πως ενισχύθηκαν οι κόμβοι και τα υποστυλώματα καθώς και πως αγκυρώθηκαν τα υφάσματα άνθρακα στις εξωτερικές και εσωτερικές πλευρές των κόμβων. Παρουσιάζονται και αξιολογούνται δύο διαφορετικές τεχνικές ενισχύσεων κόμβων που χρησιμοποιούν τον ορθοτροπικό τρόπο ενίσχυσης. Επίσης παρουσιάζεται μέρος των πειραματικών αποτελεσμάτων και συγκεκριμένα οι δύο πρώτες θεμελιώδεις ιδιοσυχνότητες και οι μέγιστες μετατοπίσεις των δύο ορόφων του κτηρίου πριν και μετά την ενίσχυση. Η συμπεριφορά του κτηρίου άλλαξε προς το

¹ Πολιτικός Μηχανικός, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, email: p.papastergiou@sheffield.ac.uk

² Professor, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, email: k.pilakoutas@sheffield.ac.uk

³ Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, email: dritsos@upatras.gr

⁴ Μεταδιδακτορικός Συνεργάτης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Γεωπληροφορικής, Τεχνολογικό Πανεπιστήμιο Κύπρου, email: nicholas.kyriakides@cut.ac.cy

καλύτερο μετά την ενίσχυση, αφού οι πλαστικές αρθρώσεις μεταφέρθηκαν από τα υποστυλώματα στις δοκούς και η συμπεριφορά έγινε πιο πλαστική.

ABSTRACT: This paper presents the strengthening procedure of a two storey RC full-scale structure tested on a shaking table. The bare frame, designed by using old European regulations, was subjected to a series of earthquakes until severe damage was caused in the joints. The strengthening strategy aimed to apply a minimal/optimal amount of CFRP sheets onto joints and columns so as to enhance their shear and flexural capacity and to transfer the plastic hinges from columns to beams. Construction details are given to show how joints and columns were strengthened and how the CFRP sheets were anchored on the external and internal joint faces. Two different strengthening methods using orthotropic reinforcement were examined. Some of the experimental results are shown focusing on the two principal natural frequencies and maximum absolute displacements of all floors for both bare and retrofitted frame. The behaviour of the building was successfully changed from the strong beam-weak column frame to a more ductile frame as the plastic hinges were transferred from the columns to the beams.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Πολλές από τις υπάρχουσες κατασκευές στην Ευρώπη, σχεδιάστηκαν με βάση παλιούς κανονισμούς πολύ πριν τους υπάρχοντες σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς. Σαν αποτέλεσμα αυτού είναι, ότι αρκετά από αυτά τα κτίρια, πάσχουν από έλλειψη πλαστιμότητας λόγω ανεπαρκούς μήκους αγκύρωσης των οπλισμών, χαμηλής διατμητικής αντοχής ή/και κακών λεπτομερειών όπλισης των υποστυλωμάτων ή των κόμβων (Pampanin et al., 2002; Ercument, 2004). Τα παραπάνω θέματα μπορεί να μην επηρεάζουν την συμπεριφορά των κτιρίων σε χώρες με χαμηλό δείκτη σεισμικότητας, αλλά είναι σημαντικά για χώρες που οι σεισμοί αποτελούν σύνηθες φαινόμενο, όπως η Ελλάδα, η Ιταλία και η Τουρκία.

Ένα πανευρωπαϊκό ερευνητικό πρόγραμμα εκτελέστηκε στο πλαίσιο του προγράμματος Ecolader για να ερευνηθεί μερικά από τα προαναφερθέντα θέματα. Στα πλαίσια αυτής της έρευνας έγιναν πειραματικές δοκιμές σεισμικής τράπεζας σε ένα κτήριο οπλισμένου σκυροδέματος κανονικής κλίμακας, που δοκιμάστηκε σε διάφορα μεγέθη επιταχύνσεων πριν και μετά της ενίσχυσής του. Το κτήριο σχεδιάστηκε σύμφωνα με παλιούς Ευρωπαϊκούς κανονισμούς στοχεύοντας σε διατμητική ανεπάρκεια των υποστυλωμάτων και των κόμβων. Η ανεπάρκεια αυτή, εμφανίστηκε στην Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (MEE) των 0.3 g στο κανονικό κτήριο. Μετά από επισκευή και ενίσχυση των κόμβων και των υποστυλωμάτων με ινοπλισμένα πολυμερικά υφάσματα από άνθρακα, το κτήριο συμπεριφέρθηκε καλύτερα σε σχέση με το αρχικό (πριν την ενίσχυση) κτήριο, όταν υποβλήθηκε σε μία δεύτερη σειρά σεισμικών δονήσεων.

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας θα παρουσιαστούν οι βλάβες που προκλήθησαν στο κτήριο, πριν το στάδιο της επισκευής-ενίσχυσης. Θα περιγραφεί η διαδικασία ενίσχυσης του κτηρίου με υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών από άνθρακα και θα παρουσιαστούν κρίσιμα πειραματικά αποτελεσμάτα για την πριν και την μετά την ενίσχυση συμπεριφορά του κτηρίου. Ιδιαίτερη μνεία δίνεται στις κατασκευαστικές λεπτομέρειες της τοποθέτησης των υφασμάτων, εστιάζοντας ιδιαίτερα σε κρίσιμα σημεία που εξασφαλίζουν την αποτελεσματικότητα της τεχνικής.

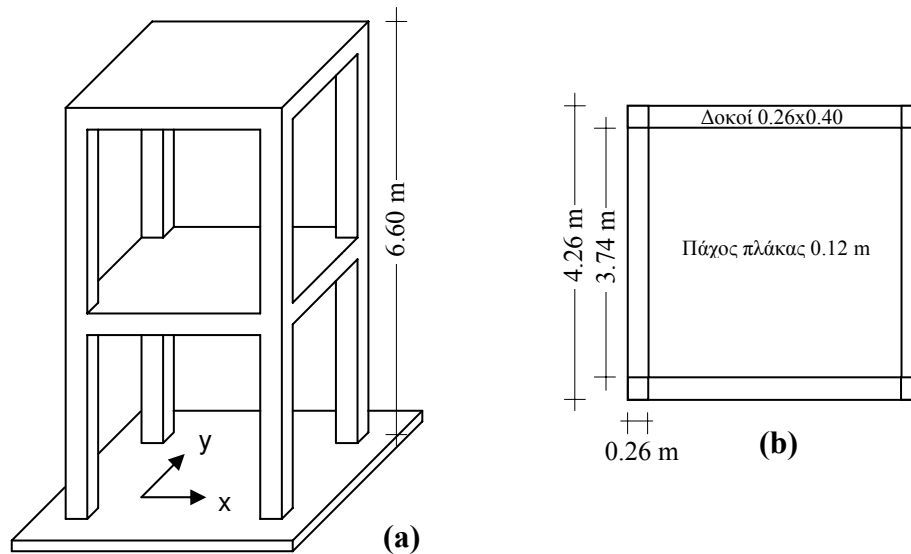
Διάφορες παρόμοιες εργασίες έχουν δημοσιευθεί μέχρι τώρα, εξετάζοντας διάφορες μεθόδους ενίσχυσης με ΙΟΠ σε πλαίσια κτήρια Ο/Σ κανονικής κλίμακας όπως οι Erdem et al., 2006 (τοιχοπλήρωση με ενίσχυση απο ΙΟΠ); Corte et al., 2006 (Ενίσχυση υποστυλωμάτων κτηρίου με συνδυασμό ελασμάτων και υφασμάτων ΙΟΠ), Ma et al., 2000 (Περίσφιγξη υποστυλώματος με υφάσματα άνθρακα σε διάφορες στρώσεις και ύψη)

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

Το κτήριο που μελετήθηκε ήταν ένα δύοροφο κτήριο με τετραγωνική κάτοψη που σχεδιάστηκε σύμφωνα με τους κανονισμούς που ίσχυσαν στην Ιταλία την δεκαετία του 60 που είχαν ελάχιστες προδιαγραφές για σεισμικό σχεδιασμό και δεν είχαν ουσιαστικές διαφορές με την Ελληνική πρακτική εκείνης της εποχής. Ο σκελετός Ο/Σ σχεδιάστηκε ακολουθώντας την σύνηθη τότε πρακτική ισχυρής δοκού-ασθενούς υποστυλώματος. Οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες του οπλισμού διάτμησης ήταν τυπικές της εποχής εκείνης, με τους συνδετήρες χωρίς άγκυστρα και σε αποστάσεις των 200 mm και 300 mm για υποστυλώματα και δοκούς αντίστοιχα. Για να αυξηθεί το βάρος του κτηρίου και να δημιουργηθούν συνθήκες αντίστοιχες με αυτές της μελέτης, μία τετράγωνη μεταλλική πλάκα βάρους 9 τόνων, προσαρμόστηκε στην πλάκα του κάθε ορόφου. Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε ήταν κατηγορίας Fe500-3 και το σκυρόδεμα σχεδιάστηκε για αντοχή σε θλίψη ίση με 20 MPa. Λεπτομερής περιγραφή σχετικά με την κατασκευή του κτηρίου, δίνεται από τους συγγραφείς σε άλλη δημοσίευση (Chaudat et al., 2006). Βασικές κατασκευαστικές λεπτομέρειες του κτηρίου δίνονται στο σχήμα 1 και τον πίνακα 1.

ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΤΟ ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΗΡΙΟ

Το κτήριο υποβλήθηκε σε δοκιμές στην σεισμική τράπεζα Azalee, στο εργαστήριο σεισμικής μηχανικής EMSI (d'Etudes De Mecanique Sismique) του ερευνητικού κέντρου CEA (Commissariat à l'Énergie Atomique) στο Σακλέ. Οι σεισμικές δονήσεις αποτελούνταν από μία σειρά τεχνητών επιταχυνσογραφημάτων με φάσμα αναφοράς βασισμένο στον Ευρωκώδικα 8 και για τύπο εδάφους C.



Σχήμα 1. Αξονομετρικό (1α) και κάτοψη κτηρίου (1β)

Πίνακας 1. Παρουσίαση οπλισμών του κτηρίου

Υποστυλώματα	Καμπτικός οπλισμός	
	1ος όροφος 8Φ14	
Διατμητικός οπλισμός: Φ6/200		
Δοκοί	Καμπτικός οπλισμός: 8Φ14 Διατμητικός οπλισμός: Φ8/300	
Πλάκες	Δύο μεταλλικά πλέγματα (πάνω και κάτω) διαμέτρου 9 mm με σχάρα 100 mm x 100 mm	

Η απόκριση του αρχικού κτηρίου δίνεται περιληπτικά στον πίνακα 2, δίνοντας τις δύο πρώτες θεμελιώδεις ιδιοσυχνότητες του κτηρίου, καθώς και τις μέγιστες μετατοπίσεις στην στάθμη του κάθε ορόφου. Το κτήριο, πριν την ενίσχυσή του, υποβλήθηκε σε πέντε σεισμικές δονήσεις με MEE των 0.05, 0.1, 0.2, 0.3 και 0.4 g. Μετά την ενίσχυση, όπως θα περιγραφεί παρακάτω, το κτήριο υποβλήθηκε σε πέντε σεισμικές δονήσεις με MEE των 0.05, 0.2, 0.4 και 0.5 g.

Πίνακας 2. Ιδιοσυχνότητες και μέγιστες μετατοπίσεις αρχικού κτηρίου

Αρχικό κτήριο	1η ιδιοσυχνότητα (Hz)	2η ιδιοσυχνότητα (Hz)	Μέγιστη μετατόπιση ορόφων	
			1ος (cm)	2ος (cm)
Πριν τις δοκιμές	1.9	5.6	0	0
Μετά τη δοκιμή MEE 0.05 g	1.66	4.88	1.57	2.03
Μετά τη δοκιμή MEE 0.1 g	1.36	4.3	3.19	4.25
Μετά τη δοκιμή MEE 0.2 g	1.07	3.6	6.90	10.92
Μετά τη δοκιμή MEE 0.3 g	0.88	2.64	11.08	17.15
Μετά τη δοκιμή MEE 0.4 g	0.68	2.54	11.51	22.12



Σχήμα 2. Αριστερα: Μετά τη δόνηση των 0.2 g. Κέντρο και δεξιά: Μετά τα 0.4 g

Η συμπεριφορά του αρχικού κτηρίου μετά τις δύο πρώτες σεισμικές επιταχύνσεις των 0.1 και 0.2 g, ήταν τυπική συμπεριφορά που συναντάται σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος μετά από ρηγμάτωση, αλλά παρέμεινε στην ελαστική περιοχή χωρίς να παρατηρηθούν σοβαρές ζημιές (Σχήμα 2, αριστερά). Όσο η επιτάχυνση αυξανόταν, μεγάλες ρωγμές εμφανίστηκαν και δημιουργήθηκαν ζημιές στους κόμβους ειδικά μετά τη σεισμική δόνηση με MEE των 0.4 g (Σχήμα 2 δεξιά). Στο σχήμα 2 (κέντρο) φαίνονται μεγάλες ρηγματώσεις στο υποστύλωμα κάτω από τον κόμβο, γεγονός που δηλώνει μία όχι πλαστική συμπεριφορά του κτηρίου. Αξίζει

να σημειωθεί ότι το κτήριο σε αυτή την φάση, βρέθηκε σε κοντά στα όρια κατάρρευσης.

ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΤΟΥ ΑΡΧΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

Πριν οποιαδήποτε επέμβαση ενίσχυσης στο κτήριο, κρίθηκε αναγκαίο να επιχειρηθεί η επισκευή του κτηρίου, έτσι ώστε να επαναφερθεί η θεωρητική αντοχή του πριν την πρώτη σειρά των σεισμικών δονήσεων. Σε όλες τις μεγάλες ρωγμές, έγιναν ενέσεις εποξειδικής ρητίνης. Όπου η ζημιά ήταν εκτεταμένη, χρησιμοποιήθηκε επισκευαστικό κονίαμα για να γεμίσει τα κενά. Μετά τη στερέωση της ρητίνης και του κονιάματος, οι επιφάνειες λειάνθηκαν και τοποθετήθηκαν τα υφάσματα.

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

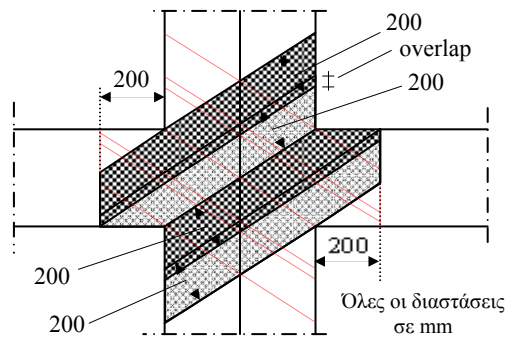
Η στρατηγική της ενίσχυσης του κτηρίου έγινε σε συνεργασία των ερευνητικών ομάδων του προγράμματος Ecoleader (που συμπεριλάμβαναν τα Πανεπιστήμια του Σέφιλντ και της Ρώμης) και μιας εταιρείας ειδικευμένης σε θέματα ενισχύσεων κτιρίων με ΙΟΠ (Freyssinet, Γαλλία). Ο σχεδιασμός της ενίσχυσης είχε στόχο να ενισχύσει κυρίως τα υποστυλώματα έτσι ώστε να μεταφέρει τις πλαστικές αρθρώσεις από τα υποστυλώματα στις δοκούς και να δώσει στο κτήριο μια πλαστική συμπεριφορά και επομένως μια καλύτερη απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας. Στους κόμβους έγινε ενίσχυση περιορισμένης έκτασης, προσέχοντας να μην ενισχυθούν οι δοκοί. Για τους κόμβους, χρησιμοποιήθηκαν δύο τεχνικές ενίσχυσης, όπως περιγράφεται παρακάτω:

Μέθοδος ενίσχυσης κόμβων Νο1: Σε αυτή τη μέθοδο, 8 φύλλα ΙΟΠ (πλάτος 200 mm), τοποθετήθηκαν διαγώνια σε κάθε κόμβο (ΙΟΠ άνθρακα, μέγιστης εφελκυστικής αντοχής 1400 MPa, μέτρου ελαστικότητας 105 GPa και πάχους 4.3 mm). Σαν πρώτο βήμα (Σχήματα 3 και 4), τέσσερα φύλλα υφάσματος τοποθετήθηκαν σε γωνία 45 μοιρών και με μήκος αγκύρωσης τα 200 mm. Το δεύτερο βήμα ήταν να τοποθετηθούν άλλα 4 φύλλα υφάσματος άνθρακα, κάθετα στην κατεύθυνση των προηγούμενων φύλλων. Με αυτό τον τρόπο, εξασφαλίζεται ότι ο τελικός ινοπλισμός στον κόμβο θα είναι ορθοτροπικός (δηλαδή θα υπάρχει ίση ποσότητα στην οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση).

Μέθοδος ενίσχυσης κόμβων Νο2: Στην δεύτερη μέθοδο ενίσχυσης χρησιμοποιήθηκαν ίδια ακριβώς φύλλα ΙΟΠ με την μέθοδο ενίσχυσης Νο 1 επίσης με ορθόγωνη τοποθέτηση των ινών άνθρακα αλλά αυτή την φορά για ευκολία, τα υφάσματα τοποθετήθηκαν στην κατεύθυνση των υποστυλωμάτων και δοκών. Η μέθοδος επιτυγχάνεται τοποθετώντας ένα φύλλο υφάσματος οριζόντια με μήκος

αγκύρωσης 200 mm που εκτίνεται προς και το κέντρο της δοκού και ένα επιπρόσθετο ύφασμα κάθετα στο υπάρχον φύλλο (Σχήματα 5 και 6).

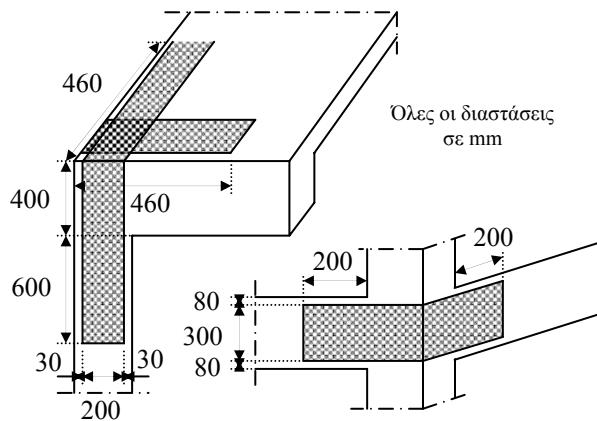
Και οι δύο τεχνικές τηρούν την ορθοτροπική ενίσχυση. Στην πράξη όμως η δεύτερη τεχνική χρησιμοποιείται περισσότερο αν και η πρώτη τεχνική (διαγώνια τοποθέτηση των ινών) θεωρητικά αναμένεται να προσφέρει περισσότερο αφού οι ίνες άνθρακα είναι κάθετες στις διατμητικές ρωγμές που δημιουργούνται στους κόμβους.



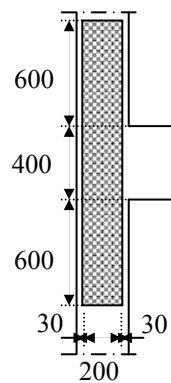
Σχήμα 3. Σχηματική απεικόνιση της μεθόδου Νο1



Σχήμα 4. Τοποθέτηση των διαγώνιων υφασμάτων

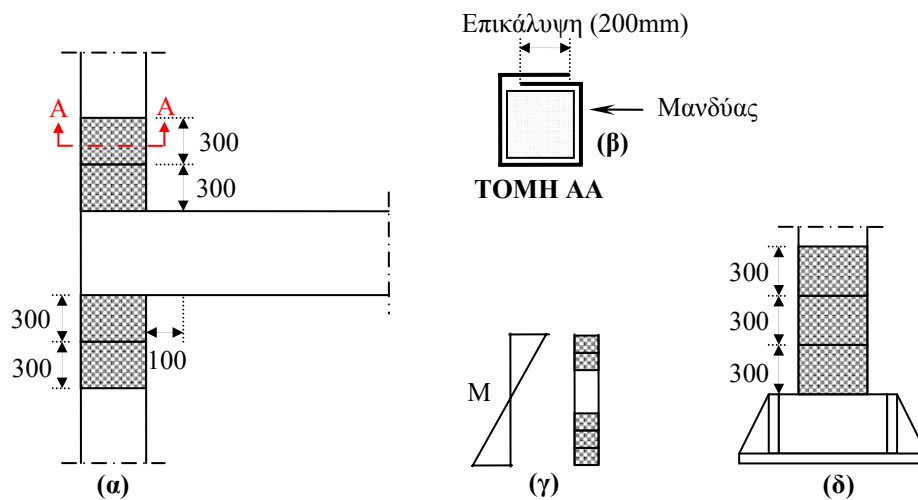


Σχήμα 6. Σχηματική απεικόνιση της μεθόδου Νο2 (Chaudat et al., 2005)



Σχήμα 5. Τοποθέτηση ΙΟΠ σε οριζόντια και κατακόρυφη μορφή

Στα υποστυλώματα, μόνο οι ζώνες των πλαστικών αρθρώσεων ενισχύονται με μανδύες από ΙΟΠ άνθρακα μίας στρώσης και ίδιων μηχανικών χαρακτηριστικών με τα ΙΟΠ που χρησιμοποιήθηκαν στους κόμβους, όπως φαίνεται στο σχήμα 7γ. Όπως φαίνεται στα σχήματα 7α και 7δ ότι οι μανδύες των υποστυλωμάτων τοποθετήθηκαν σε τμήματα των 300 mm αφού τα υφάσματα ήρθαν σε ρολά πλάτους 300 mm. Το μήκος αγκύρωσης (αλληλοκάλυψης των άκρων των υφασμάτων) των μανδυών ήταν 200 mm και τοποθετήθηκαν πάνω από τα υφάσματα καμπτικής ενίσχυσης που περιγράφονται αμέσως μετά (Σχήμα 7b).



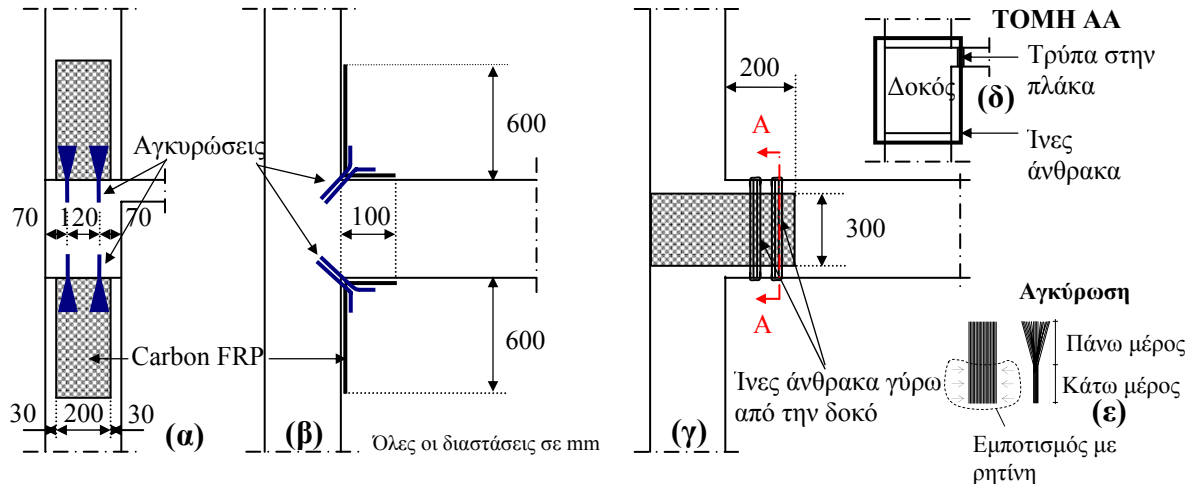
Σχήμα 7. Περίσφιγξη των υποστυλωμάτων (Chaudat et al., 2005)

Καμπτική ενίσχυση υποστυλωμάτων

Η τοποθέτηση των υφασμάτων στις εξωτερικές πλευρές των κόμβων, είναι σχετικά εύκολη διαδικασία όπως περιγράφηκε πιο πάνω και απεικονίστηκε στο σχήμα 5. Επεκτεινόμενη μάλιστα σε μήκος 600 mm στις γειτονικές κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων μπορεί να συμβάλλει σε σύγχρονη καμπτική ενίσχυσή τους, υπό την προϋπόθεση ότι τοποθετούνται υφάσματα και στις εσωτερικές πλευρές των υποστυλωμάτων.

Για να διασφαλιστεί ότι η καμπτική ενίσχυση αγκυρώθηκε επαρκώς, στις εσωτερικές πλευρές χρησιμοποιήθηκε μία τεχνική αγκύρωσης όπως δείχνεται στα σχήματα 8α και 8β. Η αγκύρωση σχεδιάστηκε έτσι ώστε να παρακάμπτεται το πρόβλημα που δημιουργεί η πλάκα του ορόφου. Οι αγκυρώσεις γίναν εξ'ολοκλήρου από ίνες άνθρακα. Η διαδικασία κατασκευής τους ήταν παρόμοια με αυτή που περιγράφεται στην τεχνική αναφορά του Πανεπιστημίου του Missouri-Rolla (Phillis et al., 2005).

Οι αγκυρώσεις αποτελούνται από το κάτω και το πάνω μέρος (σχήμα 8ε). Το κάτω μέρος της αγκύρωσης εμποτίζεται με ρητίνη και τοποθετείται σε έναν πλαστικό σωλήνα που χρησιμοποιείται σαν καλούπι. Μετά από την πάροδο μίας μέρας, το καλούπι αφαιρείται και το κάτω μέρος της αγκύρωσης έχει σκληρυνθεί και πάρει το σχήμα καρφιού που εύκολα πια μπαίνει σε μία τρύπα ανοιγμένη σε σκυροδέμα. Παρακάτω περιγράφεται η διαδικασία τοποθέτησης των αγκυρώσεων:



Σχήμα 8. Μέθοδος αγκύρωσης των υφασμάτων στις εσωτερικές πλευρές των κόμβων (Chaudat et al., 2005)

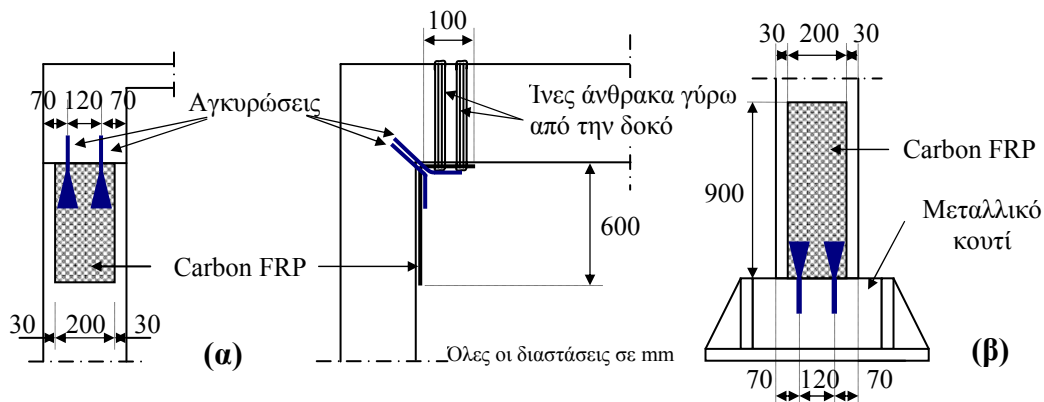
Δύο τρύπες ανοίγονται διαγώνια με τρυπάνι στην εσωτερική γωνιά κάθε υποστυλώματος και δοκού και τα κάτω μέρη των αγκυρώσεων τοποθετούνται μέσα σε αυτές και στερεώνονται με την χρήση εποξειδικής ρητίνης. Πριν την τοποθέτηση των κάτω μερών των αγκυρώσεων, είχαν τοποθετηθεί τα υφάσματα που εκτείνονταν 600 μμ κατακόρυφα (υποστύλωμα) και 100 μμ στο οριζόντιο επίπεδο (δοκός). Στο οριζόντιο επίπεδο το ύφασμα εκτείνονταν μόνο 100 μμ, προς αποφυγή παραιτέρω ενίσχυσης της δοκού (Σχήμα 8β).

Για να βελτιωθεί η αγκύρωση των υφασμάτων άνθρακα στο οριζόντιο επίπεδο, δύο τρύπες ανοίχθηκαν (με την χρήση τρυπανιού) στο ιδεατό όριο πλάκας-δοκού και ίνες άνθρακα τοποθετήθηκαν γύρω από τη δοκό, αυξανοντας με αυτό τον τρόπο τη δύναμη της συνάφειας μεταξύ ΙΟΠ και σκυροδέματος (Σχήματα 8γ και 8δ).

Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε και στους κόμβους του δεύτερου ορόφου του κτηρίου όπως φαίνεται στο σχήμα 9α. Όσον αφορά το κάτω μέρος των

υποστυλωμάτων του πρώτου ορόφου, τα υφάσματα CFRP αγκυρώθηκαν σε 2 τρύπες (για την κάθε πλευρά) που ανοίχθηκαν στο μεταλλικό κουτί που χρησιμοποιήθηκε για να διασφαλιστούν συνθήκες πάκτωσης του κτηρίου πάνω στην σεισμική τράπεζα (σχήμα 9β).

Η τεχνική ενίσχυσης ολοκληρώθηκε σχετικά γρήγορα και αποτελεσματικά. Δεν υπήρξε σημαντική αύξηση του συνολικού βάρους της κατασκευής λόγω του χαμηλού ειδικού βάρους των ινοπλισμένων πολυμερών.



Σχήμα 9. Αγκύρωση των υφασμάτων στους κόμβους του 2^{ου} ορόφου και στα θεμέλια (Chaudat et al., 2005)

ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΤΟ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΚΤΗΡΙΟ

Μετά την τοποθέτηση των ινοπλισμένων πολυμερικών υφασμάτων από άνθρακα, το κτήριο υποβλήθηκε σε μία καινούργια σειρά σεισμικών δονήσεων, τα αποτελέσματα των οποίων φαίνονται στον πίνακα 3. Συγκρίνοντας τις θεμελιώδεις συχνότητες πριν (πίνακας 2) και μετά την επισκευή και ενίσχυση του κτηρίου, φαίνεται ότι το κτήριο επισκευάστηκε σε ικανοποιητικό βαθμό λόγω της χρήσης των ενέσεων ρητίνης και ενισχύθηκε με την χρήση του CFRP με την συχνότητα να μετριέται στα 1.37 Hz, που αντιστοιχεί στην αρχική κατάσταση της μετά-ρηγμάτωσης ελαστικής συμπεριφοράς. Στη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των 0.2 g, η συχνότητα του κτηρίου είναι η ίδια με αυτή του αρχικού κτηρίου αλλά το ενισχυμένο κτήριο έχει μικρότερες γενικά μετατοπίσεις στις στάθμες των ορόφων. Αυτό οδηγεί στο συμπέρασμα ότι το αρχικό κτήριο είχε ήδη αρχίσει να φθείρεται σε αυτό το στάδιο λόγω ίσως αποτύχιας στην αγκύρωση των οπλισμών. Στην σεισμική δόνηση με MEE των 0.5 g, το ενισχυμένο κτήριο συμπεριφέρθηκε καλύτερα από το αρχικό κτήριο στο στάδιο με MEE των 0.3 g.

Στην MEE των 0.5 g, εξαντλήθηκαν τα όρια της σεισμικής τράπεζας ενώ η επιθυμητή μέγιστη μετατόπιση του δεύτερου ορόφου δεν επιτεύχθηκε. Έτσι, αποφασίστηκε να εφαρμοστούν ημιτονοειδούς μορφής σεισμικές δονήσεις (πίνακας 4) με ιδιοσυχνότητα κοντά στην ιδιοσυχνότητα του κτηρίου που είχε μετά τη δοκιμή με MEE των 0.5 g (δηλαδή 0.88 Hz).

Πίνακας 3. Ιδιοσυχνότητες και μέγιστες μετατοπίσεις του ενισχυμένου κτηρίου

Ενισχυμένο κτήριο	1η ιδιοσυχνότητα (Hz)	2η ιδιοσυχνότητα (Hz)	Μέγιστη μετατόπιση ορόφων	
			1ος (cm)	2ος (cm)
Μετά την ενίσχυση	1.37	4.30	0	0
Μετά τη δοκιμή MEE 0.05 g	1.27	4.20	1.43	1.99
Μετά τη δοκιμή MEE 0.2 g	1.07	3.61	5.93	7.63
Μετά τη δοκιμή MEE 0.4 g	0.98	3.32	10.77	14.90
Μετά τη δοκιμή MEE 0.5 g	0.88	3.00	13.08	17.50

Πίνακας 4. Ιδιοσυχνότητες και μέγιστες μετατοπίσεις του ενισχυμένου κτηρίου

Ενισχυμένο κτήριο	1η ιδιοσυχνότητα (Hz)	2η ιδιοσυχνότητα (Hz)	Μέγιστη μετατόπιση ορόφων	
			1ος (cm)	2ος (cm)
Μετά τη δοκιμή 0.04g	0.78	3.02	6.36	7.13
Μετά τη δοκιμή 0.08g	0.78	3.00	8.78	11.34
Μετά τη δοκιμή 0.1g	0.78	2.93	9.71	12.59
Μετά τη δοκιμή 0.12g	0.78	3.02	11.13	14.68
Μετά τη δοκιμή 0.14g	0.78	2.93	13.95	18.68
Μετά τη δοκιμή 0.18g	0.68	2.73	16.24	21.82

Με αυτό τον τρόπο, μεγάλες ποσότητες ενέργειας υποβλήθηκαν στο κτήριο χρησιμοποιώντας ένα μικρό ποσοστό των δυνατοτήτων μετατόπισης της σεισμικής τράπεζας. Οι ιδιοσυχνότητες του κτηρίου παρέμειναν σχεδόν σταθερές μέχρι τις δονήσεις με MEE των 0.14 g. Όταν ξεπεράστηκε αυτό το όριο, μεγαλύτερες μετατοπίσεις επιτεύχθηκαν και η απόκριση του κτηρίου χειρότερη.

Αξιολογώντας την όλη συμπεριφορά του ΙΟΠ, δεν υπήρξε ένδειξη αστοχίας των υφασμάτων μετά τη σεισμική δόνηση με MEE των 0.4 g. Μία απλή μηχανική κρουστική δοκιμασία χρησιμοποιήθηκε για να διαπιστωθεί αν υπήρξε αποκόλληση των υφασμάτων. Στην σεισμική δόνηση με MEE των 0.5 g αποκολλούμενες επιφάνειες ανιχνεύθηκαν κυρίως στους κόμβους του πρώτου ορόφου. Αν και μερική

αποκόλληση παρατηρήθηκε στη ζώνη αγκύρωσης των υφασμάτων στις δοκούς, αυτό δεν έδειξε να αποτελεί ιδιαίτερο πρόβλημα και το ενισχυμένο κτήριο ήταν σε κατάσταση μακριά από την κατάσταση ολικής αστοχίας-κατάρρευσης. Η συνολική συμπεριφορά και η ρηγμάτωση στις δοκούς έδειξε ότι οι πλαστικές αρθρώσεις μετακινήθηκαν με επιτυχία από τα υποστυλώματα στις δοκούς. Αυτό το συμπέρασμα ενισχύθηκε από τις μετρήσεις που καταγράφηκαν από τα μηκυνσιόμετρα στους καμπτικούς οπλισμούς των δοκών (διαρροή χάλυβα).

Τα πειράματα δείξαν ότι οι δύο διαφορετικές τεχνικές ενίσχυσης των κόμβων, παρουσίασαν παρόμοια συμπεριφορά αφού δεν παρατηρήθηκαν φαινόμενα στρέψης στο κτήριο, καθόλη τη διάρκεια των πειραμάτων.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η συμπεριφορά του κτηρίου άλλαξε επιτυχώς από αυτήν του πλαισίου ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού σε μία πλάστιμη συμπεριφορά, με μεταφορά των πλαστικών αρθρώσεων από τα υποστυλώματα στις δοκούς, τοποθετώντας μια μικρή ποσότητα ΙΟΠ υφασμάτων άνθρακα σε επιλεγμένες περιοχές.

Η ενίσχυση των κόμβων με υφάσματα ΙΟΠ είναι αποτελεσματική και μπορεί να εφαρμοστεί και για την σύγχρονη καμπτική ενίσχυση των συντρεχόντων υποστυλωμάτων. Όμως στην τελευταία περίπτωση απαιτούνται ειδικά μέτρα εξασφάλισης της αγκύρωσης των υφασμάτων στις εσωτερικές πλευρές υποστυλωμάτων. Μία ειδική τεχνική για τον σκοπό αυτό, περιγράφεται λεπτομερώς στην παρούσα εργασία.

Για την ενίσχυση των κόμβων παρουσιάστηκαν δύο εναλλακτικές μέθοδοι ενίσχυσης με χρήση ΙΟΠ με ορθόγωνη τοποθέτηση των ινών άνθρακα. Στην πρώτη η εφαρμογή των ινών ήταν υπό γωνία $\pm 45^\circ$ ως προς την κατακόρυφο ενώ η 2^η υπό γωνίες 0° και 90° . Από τις πειραματικές δοκιμές προέκυψε ότι δεν υπάρχει ουσιαστική διαφορά στην αποτελεσματικότητα των δύο μεθόδων ενίσχυσης.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Chaudat T., Garnier C., Cvejjic S., Poupin S., Le Corre M., Mahe M., *Ecoleader project no2 – Seismic Tests on a Reinforced Concrete Bare Frame with FRP Retrofitting – Tests Report*, SEMT/EMSI/RT/05-006/A, CEA, Saclay, France, (2005)

Chaudat T., Pilakoutas K., Papastergiou P., Ciupala M. A., *Shaking Table Tests on RC Retrofitted Frame with FRP presented at the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 3-8 September, 2006

Corte G. D., Barecchia E., Mazzolani F. M., Seismic Upgrading of RC Buildings by FRP: Full-Scale Tests of a Real Structure, *Journal of Materials in Civil Engineering*, **18(5)**, (2006)

Ercument E., Earthquake Failure of Reinforced Concrete Buildings: The Case of the 1999 Earthquakes in Turkey, *Architectural Science Review*, **47**, (2004)

Erdem I., Akyuzb U., Ersoyb U., Ozcebeb G., An experimental study on two different strengthening techniques for RC frames, *Engineering Structures*, **28**, (2006)

Ma R., Xiao Y., Li K.N., Full-scale testing of a parking structure column retrofitted with carbon fiber reinforced composites, *Construction and Building Materials*, **14**, (2000)

Pampanin S., Calvi G.M., Moratti M., Seismic Behaviour of RC Beam-Column Joints Designed for Gravity Loads presented at *the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, 9-13 September 2002

Phillis S.E., Parretti R., Nanni A., *Evaluation of FRP Repair Method For Cracked Bridge Members*, Technical Report, University of Missouri-Rolla, RDT 04-024, (2005)