

Συρματοκισσηρόδεμα: Ένα Υποσχόμενο Υλικό για Αντισεισμικές Κατασκευές

Α. ΜΠΑΚΑ

Πολιτικός Μηχανικός, Βοηθός Ε.Μ.Π.

Περίληψη

Η εργασία αναφέρεται στην αξιοποίηση της κίσσηρης για την παραγωγή φέροντος ελαφροσκυροδέματος κατάλληλου για αντισεισμικές κατασκευές. Μειώνοντας τον κόκκο της κίσσηρης στα 8 mm και χωρίς να αντικατασταθεί το λεπτό υλικό με ασβεστολιθική άμμο παρήχθη μικροκισσηρόδεμα με (μέγιστη) αντοχή 30-35 MPa, βάρος 1500 kg/m³, ενχέρεια και μικρό κόστος παραγωγής και ανξημένες δυνατότητες σχεδιασμού. Δεκατρία πειραματικά στοιχεία μήκους 2.200 mm από μικροκισσηρόδεμα με συμματόπλεγμα (κοττετόσουρμα) γύρω από τον κλωβό των συνδετήρων επιπονονήθηκαν σε εναλλασσόμενη επιπόνηση υπό σταθερό αξονικό φορτίο και η συμπεριφορά των συγκρίθηκε με αυτήν των συζητών στοιχείων από κανονικό σκυρόδεμα. Από τα πειραματικά αποτελέσματα προέκυψε ότι η συμπεριφορά στοιχείων από συρματοκισσηρόδεμα εμφανίζει παρόμοια χαρακτηριστικά με αυτήν αντίστοιχων στοιχείων από κανονικό σκυρόδεμα. Πειραματικά στοιχεία με διάταξη του καμπτόμενου οπλισμού καθ' ύψος της διατομής εμφάνισαν παρόμοια (ή και καλύτερη) συμπεριφορά με στοιχεία με συμβατική διάταξη του οπλισμού (κατά πλάτος της διατομής).

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα πρακτικά ανεξάντλητα αποθέματα κίσσηρης στην Ελλάδα, ιδιαίτερα στα νησιά Σαντορίνη, Γυαλί και Νίσυρο, το μικρό βάρος της και οι μονωτικές ιδιότητές της αποτελέσαν κίνητρο για σειρά ερευνών για την αξιοποίηση της κίσσηρης στην παραγωγή οπλισμένου ελαφροσκυροδέματος για φέρουσες κατασκευές. Οι επιφυλάξεις, που διατυπώνονταν παλιότερα για κίνδυνο διάβρωσης του οπλισμού στο κισσηρόδεμα, είχαν από καιρό αρθεί, καθώς η περιεκτικότητα σε θείο της κίσσηρης δεν βρέθηκε απαγορευτική και εκ των υστέρων εξέταση του οπλισμού σε υπάρχον κτίριο από κισσηρόδεμα στο Γυαλί έδειξε ιδιαίτερα καλή αντιδιαβρωτική προστασία του οπλισμού από το κισσηρόδεμα. (Δεδομένου ότι οι εσωτερικοί πόροι της κίσσηρης είναι κλειστοί και οι ανοιχτοί επιφανειακοί πόροι καλύπτονται από το τσιμεντοκονίαμα, το μεγαλύτερο πορώδες του κισσηροδέματος δεν συνεπάγεται και μεγαλύτερη διαπερατότητα). Παρά την άρση των επιφυλάξεων αυτών, η αξιοποίηση της κίσσηρης

στην παραγωγή φέροντος κισσηροδέματος καθυστερούσε για τεχνολογικούς και οικονομικούς λόγους, όπως: (α) σχετικά μικρή στάθμη αντοχής του κισσηροδέματος για σχετικά μεγάλη κατανάλωση τσιμέντου, (β) αντίστροφη απόμιξη του νωπού κισσηροσκυροδέματος, λόγω του μικρού βάρους των αδρανών, και εν γένει κακή εργασιμότητα, (γ) πρόσθετο κόστος για προδιαβροχή των κόκκων της κίσσηρης και απομάκρυνση του λεπτού υλικού, (δ) μεγάλες μακροχρόνιες παραμορφώσεις (αποτέλεσμα της απαιτούμενης μεγάλης ποσότητας τσιμέντου) κ.λπ.

Για την αύξηση της αντοχής του κισσηροδέματος οι προσπάθειες των πρώτων ερευνητικών εργασιών, σε αντιστοιχία με τα ισχύοντα για το συμβατικό σκυρόδεμα και τα ελαφροσκυροδέματα με τεχνητά αδρανή, κινήθηκαν προς την κατεύθυνση: (α) αύξησης της κατανάλωσης του τσιμέντου, (β) χρησιμοποίησης τσιμέντου υψηλής αντοχής (ταχείας ανάπτυξης της αντοχής), (γ) αντικατάστασης του λεπτού υλικού της κίσσηρης με ασβεστολιθική άμμο και (δ) αντικατάστασης μέρους των χοντρών κόκκων με ασβεστολιθικά αδρανή [1].

Σε ερευνητική εργασία που έγινε στο Εργαστήριο Σκυροδέματος του Ε.Μ.Π. την περίοδο 1974-1976 (στο πλαίσιο υποτροφίας του Ι.Κ.Υ. για εκπόνηση διδακτορικής διατριβής), ακολουθήθηκε διαφορετική κατεύθυνση: η μείωση του κόκκου της κίσσηρης και η μη αντικατάσταση του λεπτού υλικού της με ασβεστολιθική άμμο [2]. Το μικροκισσηρόδεμα που προέκυψε ανατρέπει τα τεχνολογικά μειονεκτήματα του συμβατικού κισσηροδέματος και έχει μικρό κόστος παραγωγής, καθώς: (α) δεν απαιτείται μεγάλη κατανάλωση τσιμέντου και προδιαβροχή των κόκκων. (Η απορρόφηση των κόκκων μειώνεται, όσο μειώνεται το μέγεθός τους), (β) η κίσσηρη μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε ένα μόνο κλάσμα 0-8 mm, (γ) μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι κοινοί αναμικτήρες των κονιαμάτων και να υιοθετηθούν μικρότερα δοκίμια για τον ποιοτικό έλεγχο (το μέγεθος του δοκιμίου είναι συνάρτηση του μέγιστου κόκκου του αδρανούς) με τα συνεπαγόμενα

οφέλη, καθώς μπορούν να χρησιμοποιηθούν ελαφρότερες και φθηνότερες μήτρες, μικρότερες και φθηνότερες μηχανές δοκιμασίας (μπορούν να υιοθετηθούν οι μήτρες και οι μηχανές θραύσεως των κονιαμάτων), απαιτούνται μικρότεροι χώροι αποθήκευσης και συντήρησης, κ.λπ. Μικρότερος κόκκος αδρανούς επιτρέπει, επίσης, μεγαλύτερη ελευθερία στο σχεδιασμό των στοιχείων (π.χ. υιοθέτηση διατομών μορφής Τ για αύξηση της δυσκαμψίας στο στάδιο λειτουργίας και αύξηση της πλαστιμότητας στο στάδιο αστοχίας), την εφαρμογή του ως πλεονεκτικού εκτοξεύμενου σκυροδέματος (με μικρότερη αναπήδηση των αδρανών), καθώς και την υιοθέτηση νέων τεχνικών. Στο πλαίσιο διπλωματικών εργασιών της περιόδου 1981-83 των φοιτητών Χ. Αναστασίου, Σ. Αργυρίου και Μ. Κινικλή, σχεδιάστηκε διάταξη σεισμικής επιπόνησης στοιχείων σε φυσική κλίμακα και διερευνήθηκε η δυνατότητα βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς στοιχείων από μικροκισσηρόδεμα με προσθήκη συρματοπλέγματος (με άνοιγμα βροχίδος 20-30 mm) γύρω από τον κλωβό των συνδετήρων. Τα στοιχεία από συρματοκισσηρόδεμα επέδειξαν καλύτερη συμπεριφορά από αυτήν των αντίστοιχων στοιχείων από σκέτο μικροκισσηρόδεμα (μέρος των αποτελεσμάτων της εργασίας παρουσιάζονται στην [3]) και διεξοδικότερη διερεύνηση της συμπεριφοράς τους (σε συγκριτική βάση με τη συμπεριφορά αντίστοιχων στοιχείων από κανονικό σκυρόδεμα) συνεχίστηκε στο πλαίσιο διπλωματικών εργασιών της περιόδου 1998-99 των φοιτητών Σ. Νικολακόπουλου, Α. Παναγιωτακόπουλου, Κ. Κλεάνθους και Δ. Μπούτου. Η προσοχή εστιάστηκε στην επιρροή των παραμέτρων του εγκάρσιου οπλισμού και στη δυνατότητα διάταξης του διαμήκους (καμπτικού) οπλισμού καθ' ύψος της διατομής των στοιχείων, λόγω των σημαντικών κατασκευαστικών και τεχνολογικών πλεονεκτημάτων που προσφέρει στην περίπτωση ζυγωμάτων πλαισίων, στα οποία, συχνά, οι απαιτήσεις των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών καταλήγουν σε απαίτηση θλιβόμενου οπλισμού ίδιου ή περίπου ίδιου με τον εφελκυόμενο. Στην εργασία αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των διερευνήσεων αυτών.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΥΔΙΚΟΥ

Το συρματοκισσηρόδεμα αποτελεί μικροκισσηρόδεμα με συρματόπλεγμα γύρω από τον κλωβό των συνδετήρων των δομικών στοιχείων. Το μικροκισσηρόδεμα συντίθεται από τσιμέντο, κίστηρη σε ένα κλάσμα 0-8 mm (χωρίς προδιαβροχή των κόκκων) και νερό. Το συρματόπλεγμα είναι εξαγωνικής βροχίδος ανοίγματος 20 έως 30 mm (γαλβανισμένο κοττετσόσυρμα).

Οι αναλογίες ανάμιξης για αντοχή 30 MPa είναι της τάξεως: 400 kg τσιμέντο ελληνικού τύπου, 940 kg κίστηρη (με τη φυσική υγρασία) και 240 kg νερό (προστιθέμενο νερό). Οι

αναλογίες αυτές κυμαίνονται ανάλογα με τη φυσική υγρασία της κίστηρης και αντιστοιχών σε μικρή εργασιμότητα. Για μεγαλύτερη εργασιμότητα προστίθεται κατάλληλο υπερρευστοποιητικό πρόσθετο. Καλύτερο αποτέλεσμα επιτυγχάνεται με υπερρευστοποιητικά σχεδιασμένα ειδικά για ελαφροσκυροδέματα (με αερακτική δράση).

Τα τεχνολογικά χαρακτηριστικά του υλικού (όπως προσδιορίστηκαν σε ερευνητική εργασία του Εργαστηρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος του Ε.Μ.Π. κατά την περίοδο 1974-1976, τα αναλυτικά αποτελέσματα της οποίας δίνονται και σχολιάζονται στην [2]), είναι: (α) μέγιστη αντοχή: 30-35 MPa, (β) βάρος (σκληρυμένου): 1500 kg/m³ (γ) ταχύτερη ανάπτυξη αντοχής από το κανονικό σκυρόδεμα, (δ) συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας: 0,50 kcal/mhc⁰ (έναντι 1,40 kcal/mhc⁰ για σκυρόδεμα με ασβεστολιθικά αδρανή), (ε) μέτρο ελαστικότητας (τέμινον στη στάθμη 30% της αντοχής): 11.10³ MPa, (στ) καταστατικός νόμος τάσεων-παραμορφώσεων γραμμικός, (ζ) συνάφεια με το χάλυβα παρόμοια και ενδεχόμενα καλύτερη από αυτήν του συμβατικού σκυροδέματος και η) συντελεστής μακροχρόνιας παραμόρφωσης παρόμοιος με αυτόν του συμβατικού σκυροδέματος.

Το μικροκισσηρόδεμα εμφανίζει, από πλευράς μηχανικής συμπεριφοράς, ομοιότητα με τα σκυροδέματα υψηλής αντοχής. Η ομοιότητα αυτή επεξηγείται στην [4] και αποτελεί λογική απόρροια των θεωρήσεων που υπαγόρευσαν το σχεδιασμό του υλικού και οι οποίες δίνονται παρακάτω.

3. Η ΛΟΓΙΚΗ ΤΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΥ ΥΔΙΚΟΥ

Στόχος του σχεδιασμού του υλικού ήταν η επίτευξη της μεγαλύτερης δυνατής αντοχής του κιστηροδέματος με το μικρότερο δυνατό βάρος και το μικρότερο κόστος παραγωγής, σε συνδυασμό με την καλύτερη δυνατή συνάφεια και μακροχρόνια συμπεριφορά.

Στην εργασία [4], στην οποία εντοπίζεται η ανεπάρκεια της θλιπτικής αντοχής ως δείκτη ταξινόμησης και ταυτοποίησης του σκυροδέματος, θεωρώντας το σκυρόδεμα σύστημα τριών επί μέρους φάσεων (των αδρανών, του τσιμεντοπολτού και της ενδιάμεσης φάσης) συμπεραίνεται ότι για κάθε αδρανές υπάρχει μια μεταβατική στάθμη σκυροδέματος, κάτω από την οποία η ισχυρή φάση είναι τα αδρανή και η αντοχή του σκυροδέματος εξαρτάται, κυρίως, από την αντοχή του τσιμεντοπολτού και πάνω από την οποία ισχυρή φάση είναι ο τσιμεντοπολτός και η αντοχή του σκυροδέματος εξαρτάται, κυρίως, από την αντοχή του αδρανούς. Η κίστηρη είναι ασθενέστερο αδρανές από τον ασβεστόλιθο (καθώς και άλλα τεχνητά ελαφρά αδρανή) και η μεταβατική αυτή στάθμη αντοχής είναι πολύ μικρότερη στην περίπτωση του

κισσηροδέματος από ό,τι στην περίπτωση του ασβεστολιθικού σκυροδέματος (ή ελαφροσκυροδέματος με τεχνητά αδρανή). Αύξηση της αντοχής του τσιμεντοπολοτού (π.χ. με αύξηση της κατανάλωσης του τσιμέντου) αυξάνει αισθητά την αντοχή μέχρι την αντίστοιχη μεταβατική στάθμη. Μετά τη στάθμη αυτή περαιτέρω αύξηση της αντοχής του τσιμεντοπολοτού επιφέρει δυσανάλογα μικρή αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος (χαρακτηριστικό τέτοιων συνθέσεων είναι η πολύ γρήγορη εξέλιξη της αντοχής, πχ. η αντοχή των επτά ημερών είναι περίπου ίδια με την αντοχή των είκοσι οκτώ ημερών). Για περαιτέρω αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος απαιτείται αδρανές με μεγαλύτερη αντοχή. Οι κόκκοι της κίσσηρης προκύπτουν από θραύση μεγαλύτερων κόκκων στη θέση των μεγάλων πόρων και γι' αυτό εμφανίζουν μεγαλύτερη αντοχή, όσο μειώνεται το μέγεθός τους. Με τη χρησιμοποίηση μικρών κόκκων επιτυγχάνεται αύξηση της αντοχής όχι μόνο λόγω της μεγαλύτερης αντοχής τους, αλλά και λόγω της μεγαλύτερης ομοιογένειας του σκυροδέματος που προκύπτει.

Αποτέλεσμα της παραπάνω θεώρησης ήταν η μείωση του μέγιστου κόκκου της κίσσηρης στα 8 mm. Με την νιοθέτηση μικρού κόκκου αίρεται, επίσης, το πρόβλημα της αντίστροφης απόμικης του συμβατικού κισσηροδέματος (με μέγιστο κόκκο 30 mm) και βελτιώνεται η συνάφεια με τον οπλισμό (αυξάνει η ενεργός επιφάνεια επαφής). Για την αξιοποίηση των πουζόλανικών ιδιοτήτων του λεπτού υλικού της κίσσηρης και της συνεπαγόμενης μικρότερης διαπερατότητας και μεγαλύτερης χημικής ανθεκτικότητας του κισσηροδέματος, δεν νιοθετείται η αντικατάσταση του λεπτού υλικού με ασβεστολιθική άμμο (η οποία συνεπάγεται αύξηση του βάρους και μείωση της θερμοαγωγιμότητας του κισσηροδέματος). Η μεγαλύτερη ομοιογένεια του υλικού, λόγω του μικρού κόκκου του, και οι συνεπαγόμενες μικρότερες εσωτερικές μικρορρηγματώσεις αποτελούν πρόσθετο παράγοντα βελτίωσης της διαπερατότητάς του.

Η προσθήκη του συρματοπλέγματος γύρω από τον κλωβό των συνδετήρων, δυνατή λόγω του μικρού κόκκου, νιοθετήθηκε για βελτίωση της συμπεριφοράς των στοιχείων, καθώς αυξάνοντας την εφελκυστική αντοχή της επικάλυψης του οπλισμού επιτρέπει μεγαλύτερη ανάπτυξη ρωγμών (περισσότερες ρωγμές) και καθυστέρηση της εξέλιξής τους. Καθυστερεί δε την αποκόλληση της επικάλυψης του οπλισμού και τη συνεπαγόμενη μείωση της ενεργού διατομής του στοιχείου. Επίσης, συγκρατώντας να μην διασκορπιστεί το ρηγματωμένο σκυρόδεμα επιτρέπει μακρότερη επιφροή της ευνοϊκής δράσης της περίσφιξης των συνδετήρων που ενεργοποιείται μετά την αποκόλληση της επικάλυψης. Κατά κάποιο τρόπο, η ενίσχυση του συρματοπλέγματος προσδίδει τοπικά στο μικροκισσηρόδεμα με απλό και οικονομικό τρόπο τα πλεονεκτήματα του ινωπλισμένου σκυροδέματος.

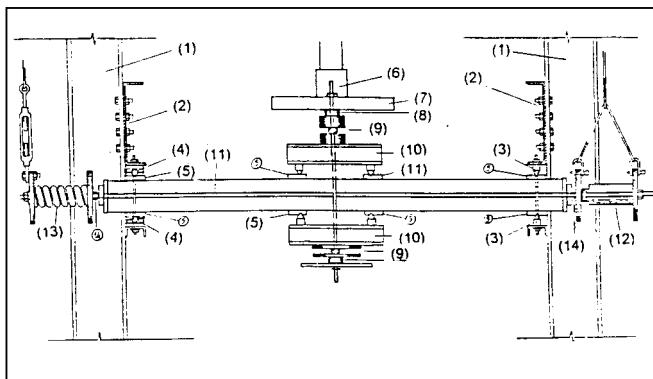
4. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ

4.1. Στόχοι και λογική του προγράμματος

Ο σχετικά μεγάλος λόγος αντοχής προς βάρος του υλικού, 40% περίπου μεγαλύτερος από αυτόν του κανονικού σκυροδέματος (αντίστοιχης αντοχής), αποτελεί πρώτη θετική ένδειξη της αντισεισμικής αξίας του. Το μικρό μέτρο ελαστικότητας και η μικρή δυσκαμψία, την οποία υποδηλώνει και η σχετικά μεγαλύτερη ψαθυρότητά του σε επίπεδο δοκιμών, θέτει ερωτήματα σχετικά με το μέγεθος των μετατοπίσεων και την πλαστιμότητα των δομικών στοιχείων. Ο σκοπός του πειραματικού προγράμματος (το οποίο υλοποιήθηκε σε δύο φάσεις στο πλαίσιο διπλωματικών εργασιών της περιόδου 1981-83 και της περιόδου 1998-99) ήταν αφ' ενός να διασφαλιστούν τα παραπάνω ερωτήματα μέσω πειραματικής διερεύνησης της σεισμικής συμπεριφοράς γραμμικών στοιχείων από συρματοκισσηρόδεμα σε συγκριτική βάση με τη συμπεριφορά συζυγών στοιχείων από κανονικό σκυρόδεμα και αφ' ετέρου να διερευνηθεί η επιφροή στη συμπεριφορά των στοιχείων βασικών παραμέτρων, όπως το ανηγμένο ποσοστό του διαμήκους οπλισμού, η ποιότητα και η απόσταση του εγκάρσιου οπλισμού και η διάταξη του διαμήκους οπλισμού. Η έμφαση του πειραματικού προγράμματος στην επιφροή των παραμέτρων του εγκάρσιου οπλισμού και του τρόπου διάταξης του διαμήκους οπλισμού δόθηκε για τους εξής λόγους:

α) Μολονότι ο σύγχρονος κανονισμός δεν θέτει περιορισμό ως προς την ποιότητα των συνδετήρων, στην πράξη ο χάλυβας S500 τείνει να εκτοπίσει την παλιότερα γενικευμένη χρήση του χάλυβα S220. Ως ένα από τα πλεονεκτήματα της αντικατάστασης αυτής, η οποία συνοδεύεται από σειρά προβλημάτων που συνδέονται με τη μικρότερη ολκιμότητα των περισσότερων τύπων χαλύβων της ποιότητας αυτής, θεωρείται η δυνατότητα αύξησης της απόστασης των συνδετήρων (για ίδιο μέγεθος αναλαμβανόμενης τέμνουσας) και γι' αυτό ευχερέστερης σκυροδέτησης και μεγαλύτερης οικονομίας. Η απόσταση και η ποιότητα των συνδετήρων συνδυάστηκαν, ώστε να ελεχθεί μέσω της πειραματικής διερεύνησης η ορθότητα της θεώρησης αυτής.

(β) Σύμφωνα με τις απαιτήσεις του σύγχρονου κανονισμού, στα ζυγώματα των πλαισίων που σχεδιάζονται για να αντέξουν σεισμικές δράσεις οι θετικές και αρνητικές ροπές προκύπτουν συχνά ίδιου ή περίπου ίδιου μεγέθους. Η συνήθης διάταξη είναι η τοποθέτηση των ράβδων του οπλισμού κατά πλάτος στην ακραία άνω και κάτω περιοχή της διατομής. Η διάταξη αυτή εμφανίζει σημαντικά μειονεκτήματα όπως: (α) δυσκολίες κατά τη διάστρωση και σκυροδέτηση του σκυροδέματος, (β) μειωμένη ικανότητα ανάληψης τέμνουσας από το άπολο σκυρόδεμα, λόγω του μειωμένου βάθους της θλιβόμενης ζώνης (συνέπεια του μεγάλου θλιβό-



Σχ. 1: Πειραματική διάταξη.

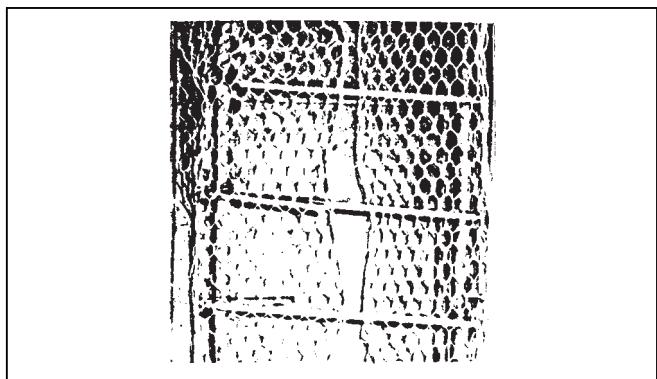
Fig. 1: Test set up.

μενου οπλισμού), (γ) ανάπτυξη υψηλών τάσεων συνάφειας, λόγω ανάπτυξης ορθών τάσεων αντίθετου προσήμου στις ράβδους του οπλισμού στην περιοχή κοντά στις παρειές του κόμβου δοκών και υποστυλωμάτων, (δ) απαίτηση μεγάλου πλάτους της διατομής των ζυγωμάτων για τη διάταξη των ράβδων κατά πλάτος, κ.λπ. Διάταξη των ράβδων του διαμήκους οπλισμού καθ' ύψος της διατομής αίρει τα παραπάνω μειονεκτήματα και, επιπλέον, μέσω των ενδιάμεσων ράβδων ενισχύει τη φέρουσα ικανότητα του κόμβου.

4.2. Πειραματικά στοιχεία

Είκοσι αμφιέρειστα στοιχεία ανοίγματος 2.000 mm, δέκα από αυτά με διατομή 150x150 mm (υποστυλώματα, στην πρώτη φάση), και δέκα με διατομή 150x300 mm (δοκοί, στη δεύτερη φάση), επιπονήθηκαν σε εγκάρσια εναλλασσόμενη μετακίνηση στην περιοχή του μέσου υπό σταθερό αξονικό φορτίο μέσω της πειραματικής διάταξης που φαίνεται στο σχ. 1. Από τα στοιχεία αυτά τα δεκατρία ήταν από μικροκιστρόδεμα και τα επτά από κανονικό σκυρόδεμα. Γύρω από τον κλωβό του οπλισμού τεσσάρων υποστυλωμάτων και όλων των δοκών τοποθετήθηκε συρματόπλεγμα, όπως φαίνεται στο σχ. 2. Τα υποστυλώματα επιπονήθηκαν σε δύο σημεία στην περιοχή του μέσου, όπως φαίνεται στο σχ. 3. Η περιοχή του μέσου ήταν ενισχυμένη με πρόσθετο οπλισμό και παρακολουθείτο η συμπεριφορά των ακραίων περιοχών του στοιχείου που ισοδυναμούν με δύο υποστυλώματα - προβόλους (με λόγο διάτμησης ίσο με 5.5) σε εναλλασσόμενη μετατόπιση του ελεύθερου άκρου υπό σταθερό ανηγμένο αξονικό φορτίο. Οι δοκοί επιπονήθηκαν σε ένα σημείο στο μέσον του ανοίγματος (με λόγο διάτμησης ίσο με 3.5). Οι λεπτομέρειες όπλισης των στοιχείων φαίνονται στο σχ. 3.

Στο συμβολισμό των στοιχείων τα γράμματα L και N υποδηλώνουν τον τύπο του σκυροδέματος (συρματοκιστρόδεμα και κανονικό σκυρόδεμα, αντίστοιχα), ενώ τα γράμματα C και B υποδηλώνουν το είδος των στοιχείων (υποστύλωμα και δοκό, αντίστοιχα).



Σχ. 2: Πλέγμα γύρω από τον οπλισμό.

Fig. 2: Wiremesh around the reinforcement.

Η σκυροδέτηση των δοκών από κανονικό σκυρόδεμα έγινε με έτοιμο σκυρόδεμα, ενώ το μικροκιστρόδεμα για τη σκυροδέτηση των υπόλοιπων δοκών έγινε επί τόπου με τροφοδοσία της κίσσηρης (χωρίς προδιαβροχή) σε ένα κλάσμα 0-8 mm, του τσιμέντου και του νερού στη βαρέλα του οχήματος του έτοιμου σκυροδέματος μετά την εκκένωσή του από το έτοιμο κανονικό σκυρόδεμα.

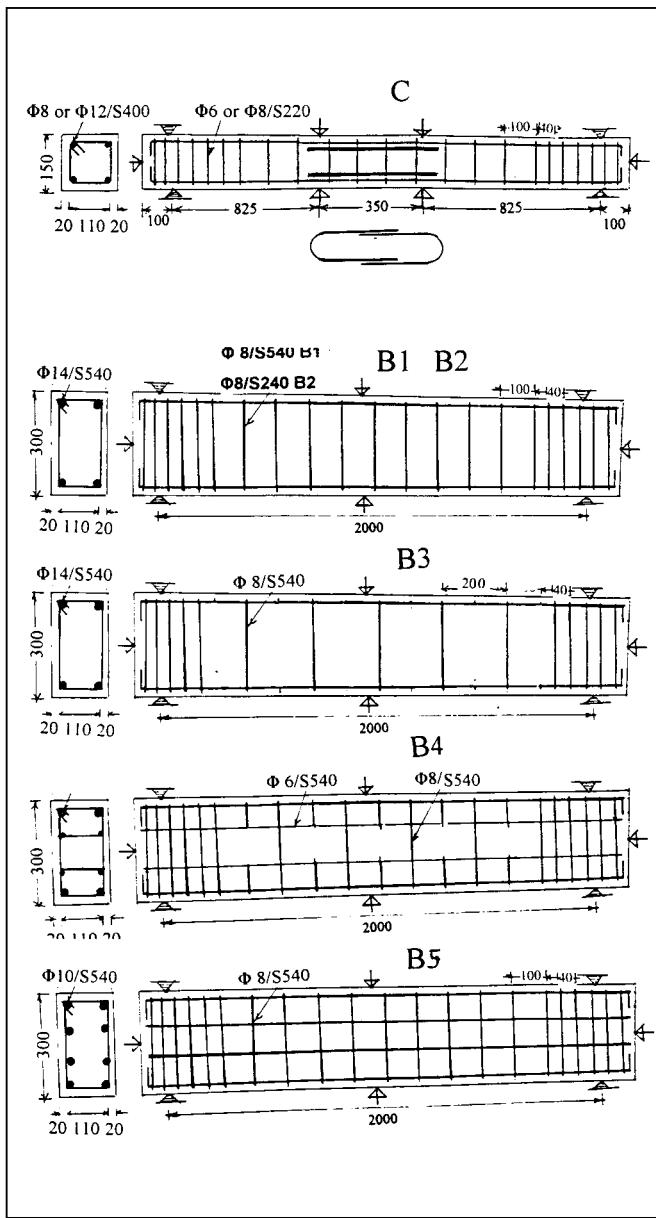
4.3. Παράμετροι του προγράμματος

Για τα υποστυλώματα (πρώτη φάση του προγράμματος) μεταβλητές παράμετροι ήταν: α) το ποσοστό του διαμήκους οπλισμού με τιμές 0.9% και 2.0% και β) η αντοχή του σκυροδέματος με τιμές 18 MPa και 30 MPa. Οι αντίστοιχες τιμές για το μηχανικό ποσοστό του οπλισμού (το οποίο θεωρήθηκε ως το βασικό μέγεθος επιφροής) ήταν 0.12, 0.20, 0.26 και 0.41. Για κάθε παράμετρο δοκιμάστηκαν δύο στοιχεία: ένα από συρματοκιστρόδεμα και ένα από μικροκιστρόδεμα. Οι τιμές του μηχανικού ανηγμένου ποσοστού του εγκάρσιου οπλισμού και το ανηγμένο αξονικό φορτίο ήταν αντίστοιχα 1.2 και 0.15.

Για τις δοκούς (δεύτερη φάση του προγράμματος) οι μεταβλητές παράμετροι ήταν: (α) η ποιότητα, απόσταση και διάταξη του εγκάρσιου οπλισμού και (β) η διάταξη του διαμήκους οπλισμού. Υιοθετήθηκαν δύο ποιότητες συνδετήρων: S220 και S500, δύο αποστάσεις συνδετήρων 100 mm και 200 mm, δύο διατάξεις συνδετήρων που φαίνονται στο σχ. 3 και δύο διατάξεις του διαμήκους οπλισμού: κατανομή των ράβδων καθ' ύψος της διατομής και (συμβατική) κατανομή κατά πλάτος της διατομής. Οι τιμές του ανηγμένου ποσοστού του διαμήκους οπλισμού και του ανηγμένου αξονικού φορτίου ήταν 0.30 και 0.08 αντίστοιχα. Γύρω από τον κλωβό οπλισμού όλων των δοκών τοποθετήθηκε κοττετόσυρμα.

4.4. Πειραματική διάταξη και μεθοδολογία δοκιμασίας

Η δοκιμασία των στοιχείων έγινε στην πειραματική διάταξη που φαίνεται στο σχ. 1. Για την επιβολή της εναλλασ-

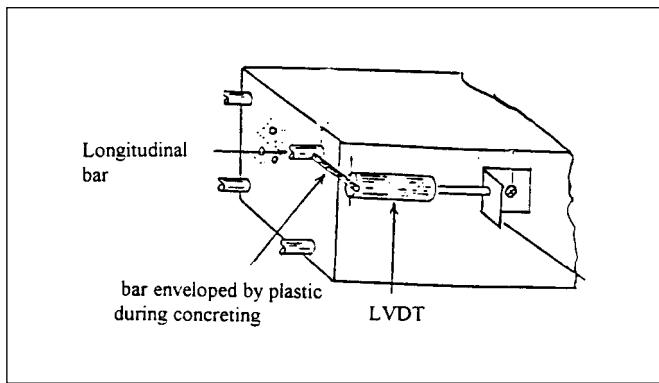


Σχ. 3: Οπλιση πειραματικών στοιχείων.

Fig. 3: Details of test members.

σόμενης μετατόπισης χρησιμοποιήθηκε γρύλος MTS (500 kN), ο οποίος πακτώθηκε στο δάπεδο δοκιμών. Το σταθερό αξονικό φορτίο επιβλήθηκε μέσω υδραυλικού γρύλου με τη μορφή εξωτερικής προέντασης εφελκυόντας δύο εξωτερικές χαλύβδινες ράβδους και τηρείτο σταθερό μέσω δύο χαλύβδινων ελατηρίων, τα οποία αναιρούσαν τη μείωσή του, λόγω του βέλους του στοιχείου.

Μετρούντο το βέλος στο μέσον του ανοίγματος των στοιχείων, η δύναμη απόκρισης και η σχετική μετακίνηση χάλυβα και σκυροδέματος μέσω της διάταξης που φαίνεται στο σχ. 4. Στο τέλος κάθε δοκιμής γινόταν οπτική εξέταση της συνάφειας με παρατήρηση της διαταραχής του ανάγλυ-



Σχ. 4: Μέτρηση ολίσθησης οπλισμού και σκυροδέματος.

Fig. 4: Steel-concrete slip measurement.

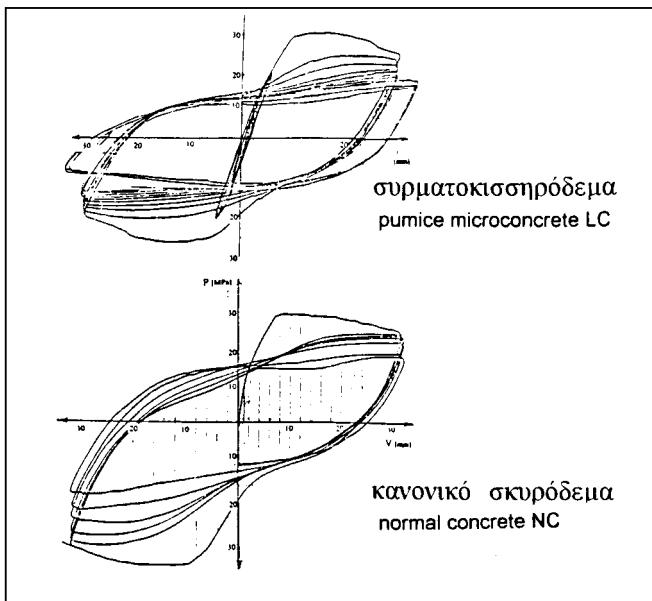
φου των νευρώσεων του χάλυβα στο σκυρόδεμα της επικάλυψης.

Μετά την επιβολή του αξονικού φορτίου τα στοιχεία υποβάλλοντο αρχικά σε τρεις-τέσσερις ανακυκλίσεις μικρής στάθμης για σταθεροποίηση της πειραματικής διάταξης και έλεγχο των μετρητικών οργάνων, στη συνέχεια σε τρεις-τέσσερις ανακυκλίσεις σε στάθμη επιπόνησης αντίστοιχης στη διαρροή του χάλυβα και περαιτέρω σε πέντε έως δέκα ανακυκλίσεις σε στάθμη αντίστοιχη σε τιμή του δείκτη πλαστιμότητας ίση με $\mu=3.5$. (Ο τύπος επιπόνησης αντίστοιχεί στη διαδοχή μικρής, μέτριας και ισχυρής σεισμικής δράσης). Για την τήρηση σταθερής της ταχύτητας επιπόνησης καθ' όλη τη διάρκεια του πειράματος, ίσης με 0.2 mm/sec, (λόγω της ιδιαίτερης επιρροής της στη μετελαστική περιοχή της επιπόνησης), η παρακολούθηση της εξέλιξης των ρωγμών γινόταν με διαδοχική φωτογράφιση στην πρώτη φάση και βιντεοσκόπηση στη δεύτερη φάση. Η τήρηση του προγράμματος επιπόνησης γινόταν με οδηγό το διάγραμμα συμπεριφοράς (δύναμης-βέλους) σε καταγραφικό δύο αξόνων συνδεδεμένο με τα μετρητικά όργανα. Ως στάθμη διαφροής του χάλυβα ορίζετο η στάθμη απότομης κλίσης του διαγράμματος συμπεριφοράς.

5. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Οι καμπύλες συμπεριφοράς δίνονται στο σχ. 5 για τυπικά πειραματικά στοιχεία-υποστυλώματα και στο σχ. 6 για τις πειραματικές δοκιμές. Η μορφολογία των ρωγμών μετά το τέλος των ανακυκλίσεων φαίνεται στο σχ. 7 για ένα τυπικό υποστύλωμα και στο σχ. 8 για χαρακτηριστικές δοκιμές.

Ο τύπος αστοχίας των στοιχείων ήταν παρόμοιος για τα στοιχεία από συρματοκιστηρόδεμα και κανονικό σκυρόδεμα. Ο τύπος αστοχίας όλων των στοιχείων ήταν προοδευτικός χαρακτηριζόμενος από αποκόλληση της επικάλυψης και λυγισμό των διαμήκων ράβδων. Η αστοχία των στοιχείων από συρματοκιστηρόδεμα ήταν πιο προοδευτική από αυτήν των στοιχείων από μικροκιστηρόδεμα χωρίς την προσθήκη



Σχ. 5: Καμπύλη φορτίου-βέλους για τα στοιχεία C.
Fig. 5: Force-deflection curve for C elements.

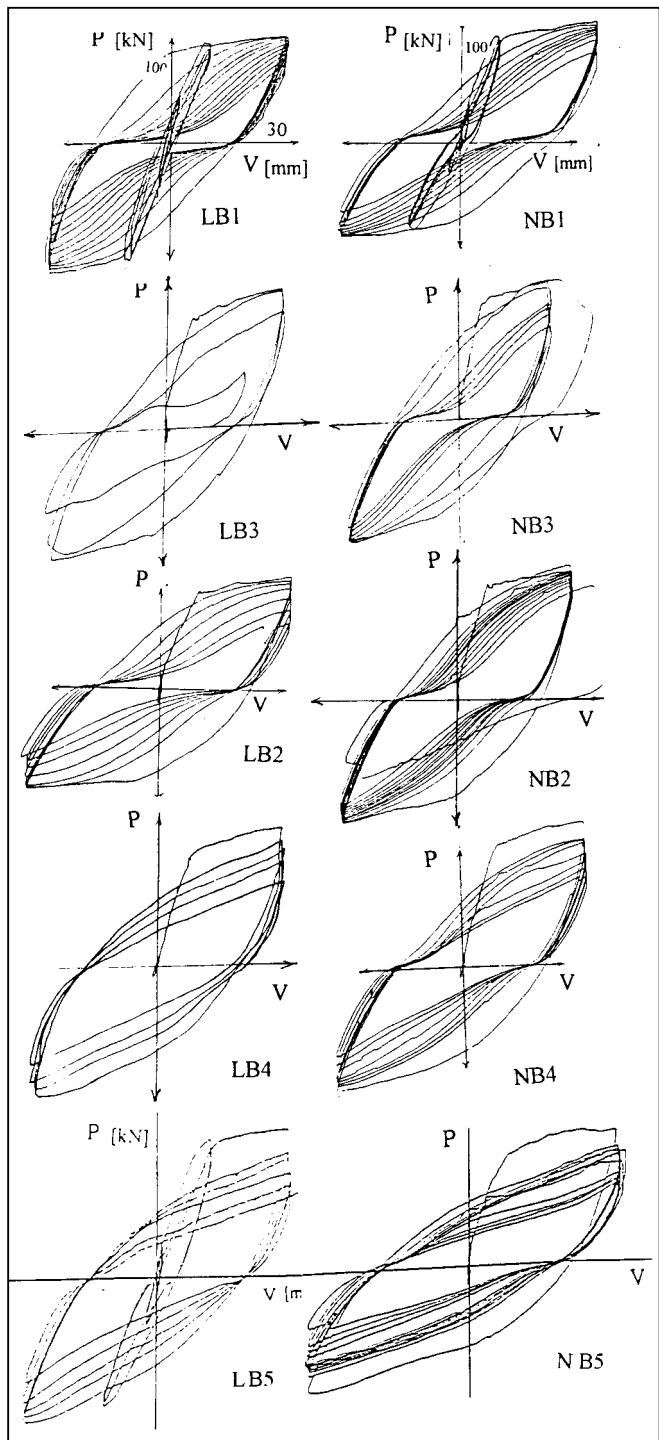
του πλέγματος. Οι πειραματικοί δοκοί εμφάνισαν περισσότερη λοξή ρηγμάτωση (μετά τον πρώτο κύκλο επιπόνησης σε στάθμη αντίστοιχη σε $\mu=3.5$) από ό,τι τα υποστυλώματα. Τα στοιχεία B3 (με απόσταση συνδετήρων 200 mm) εμφάνισαν πιο ψαθυρή συμπεριφορά με πιο εκτεταμένη λοξή ρηγμάτωση και ταχύτερο λυγισμό των διαμήκων ράβδων. Ο λυγισμός των ράβδων στο στοιχείο LB3 συνέβη ενωρίτερα από ό,τι στο στοιχείο NB3. Οι δοκοί B5 εμφάνισαν σημαντικά μικρότερη λοξή ρηγμάτωση.

6. Η ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

6.1. Η επιρροή των παραμέτρων του εγκάρσιου οπλισμού

Όπως φαίνεται στο σχ. 6, τα στοιχεία B1 και B2 εμφάνισαν παρόμοια συμπεριφορά, τόσο ως προς τη φέρουσα ικανότητα (μέγιστη τιμή της δύναμης απόκρισης), όσο και ως προς την έκταση της λοξής ρηγμάτωσης και τον συνολικό αριθμό κύκλων πριν την τελική αστοχία. Δεδομένου ότι το όριο διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού στη δοκό B1 είναι διπλάσιο από της B2, θα αναμενόταν καλύτερη συμπεριφορά για την B1 από ό,τι για τη δοκό B2. Από μέτρηση του ανοίγματος των λοξών ρωγμάν στη B2 λίγο πριν την τελική αστοχία προέκυψε ότι η διαρροή του εγκάρσιου οπλισμού συνέβη κατά τη στιγμή της τελικής αστοχίας και γι' αυτόν το λόγο το μεγαλύτερο όριο διαρροής των συνδετήρων στη δοκό B1 δεν επηρέασε τη συμπεριφορά της. Αντίθετα, η δοκός B3 εμφάνισε χειρότερη, εν γένει, συμπεριφορά από τη B2.

Δεδομένου ότι οι δοκοί B3 και B2 έχουν το ίδιο μηχανικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού, θα αναμενόταν παρόμοια συμπεριφορά των δύο δοκών.



Σχ. 6: Καμπύλη φορτίου-βέλους για τα στοιχεία LB.
Fig. 6: Force-deflection curve for LB elements.

Από τα παραπάνω διαφαίνεται ότι η απόσταση των συνδετήρων αποτελεί πιο αποφασιστικό παράγοντα για τη συμπεριφορά των στοιχείων από ό,τι το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού. Για τον λόγο αυτό, η σύγχρονη τάση για αύξηση του ορίου διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού με

στόχο την αύξηση της απόστασης των συνδετήρων φαίνεται προβληματική.

Οι δοκοί B4 εμφάνισαν λιγότερο έντονη λοξή ρηγμάτωση από τις δοκούς B3 (μολονότι ο εγκάρσιος οπλισμός στη διατμητικά κρίσιμη περιοχή είναι ο ίδιος και στις δύο δοκούς) και περίπου 10% μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα από τις δοκούς B1. Οι διαφορές αυτές μπορεί να αποδοθούν αφ' ενός στην ευνοϊκή δράση των ενδιάμεσων συνδετήρων ράβδων (που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαμόρφωση του κλωβού των συνδετήρων στη θλιβόμενη ζώνη) και αφ' ετέρου στην, λόγω της πύκνωσης των συνδετήρων στη θλιβόμενη ζώνη, καθυστέρηση του λυγισμού των διαμήκων ράβδων του οπλισμού.

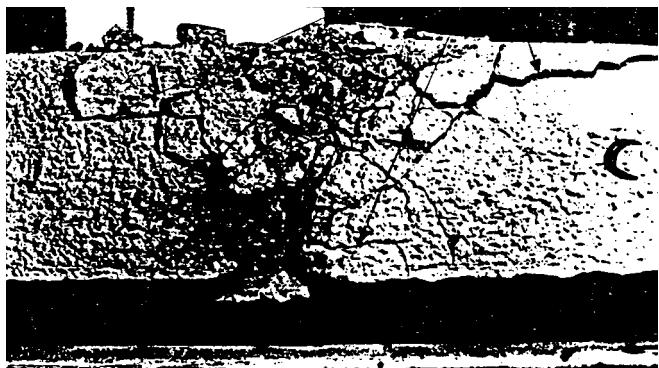
6.2. Η επιρροή της διάταξης του διαμήκους οπλισμού

Η υστερητική συμπεριφορά των δοκών B5 (με την κατάκόρυφη διάταξη του οπλισμού) εμφανίζει αισθητές διαφορές από αυτήν των δοκών B1 (με τη συμβατική διάταξη οπλισμού). Οι δοκοί B5 εμφάνισαν 15% περίπου αύξηση της φέρουσας ικανότητάς τους, μείωση της στένωσης των υστερητικών βρόχων (pinching effect) καθώς και σημαντική μείωση της λοξής ρηγμάτωσης. Οι διαφοροποιήσεις αυτές, οι οποίες, δεδομένου ότι το (συμβατικά θεωρούμενο) ενεργό ποσοστό οπλισμού των στοιχείων αυτών είναι σημαντικά μικρότερο από αυτό των στοιχείων B1, έρχονται σε αντίθεση με τη συμβατική θεώρηση, μπορούν να αποδοθούν στα παρακάτω: (α) οι ενδιάμεσες διαμήκεις ράβδοι παρέμεναν συνεχώς υπό εφελκυστική ένταση, όπως προέκυψε από την παρακολούθηση της μορφολογίας των ρωγμών μέσω βιντεοσκόπησης και γ' αυτό η συμβολή των ενδιάμεσων ράβδων δεν ήταν αμελητέα, (β) η παρουσία των ενδιάμεσων ράβδων καθυστέρησε την εξέλιξη των ρωγμών και τη διείσδυσή τους στη θλιβόμενη ζώνη και (γ) λόγω του μεγαλύτερου βάθους της θλιβόμενης ζώνης στην περίπτωση της καθ' ύψος κατανομής του οπλισμού, η συμβολή του άπολου σκυροδέματος στην ανάληψη της τέμνουσας ήταν μεγαλύτερη.

Η παραπάνω καλύτερη απόκριση των στοιχείων με τη μη συμβατική κατανομή του οπλισμού καθ' ύψος της διατομής αποτελεί πρώτη θετική ένδειξη για την υιοθέτηση της διάταξης αυτής στην περίπτωση ζυγωμάτων άκαμπτων πλαισίων λόγω των σημαντικών πλεονεκτημάτων που εντοπίστηκαν στην 5.1. Η παρατηρούμενη, όμως, σημαντική πτώση του μέγιστου φορτίου κατά τη μετάβαση από τον πρώτο (παρθενικό) κύκλο επιπόνησης στον δεύτερο απαιτεί περαιτέρω διερεύνηση.

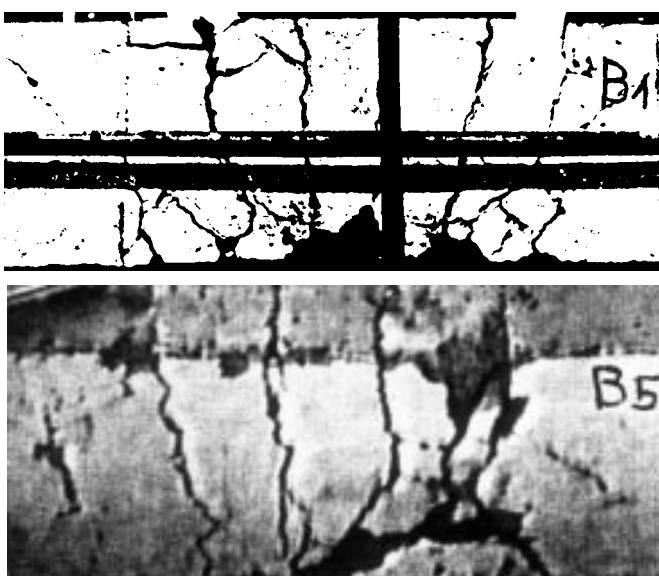
6.3. Επιρροή του είδους των στοιχείων

Η υστερητική συμπεριφορά των στοιχείων C (υποστυλωμάτων) εμφανίζεται χωρίς σημαντική στένωση (pinching effect) των υστερητικών βρόχων, ενώ αντιθέτως η συμπερι-



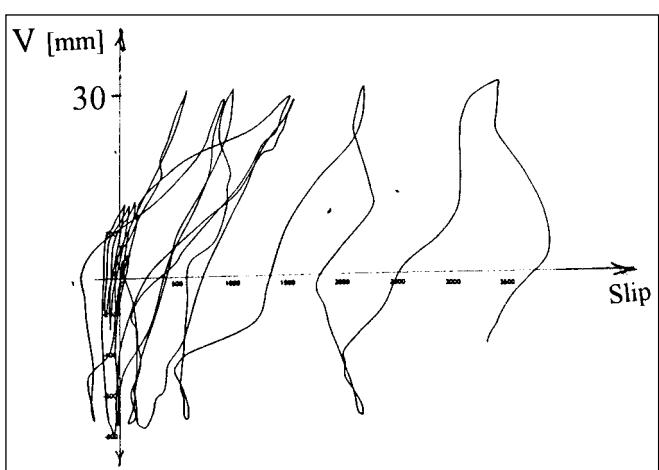
Σχ. 7: Μορφολογία ρωγμών για το στοιχείο C1.

Fig. 7: Crack patterns for C1 member.



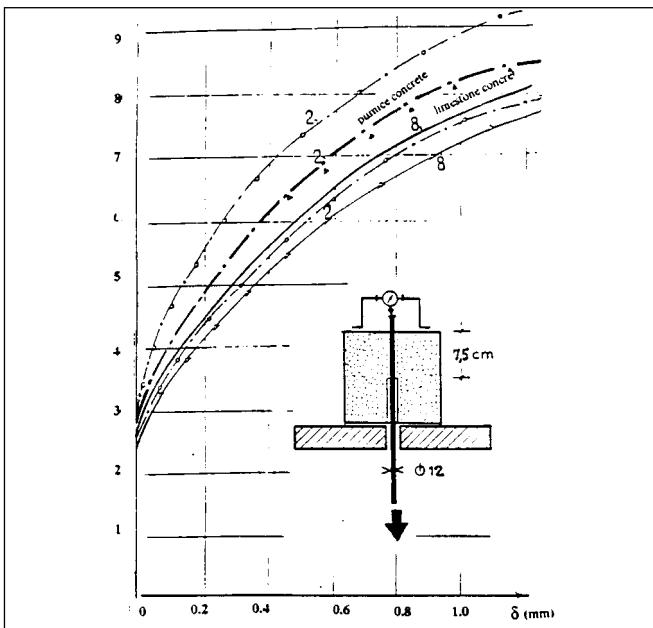
Σχ. 8: Μορφολογία ρωγμών για τα στοιχεία B1 και B2.

Fig. 8: Crack patterns for B1 and B2 members.



Σχ. 9: Ολίσθηση οπλισμού για το στοιχείο B1.

Fig. 9: Bond slip for member B1.



Σχ. 10: Αποτελέσματα συνάφειας κατά RILEM [2].
Fig. 10: Bond slip according RILEM [2].

φορά των στοιχείων Β χαρακτηρίζεται από σημαντική σ्थένωση των υστερητικών βρόχων μετά τον τρίτο κύκλο φόρτισης. Η διαφοροποίηση αυτή της συμπεριφοράς μεταξύ των πειραματικών στύλων και δοκών μπορεί να αποδοθεί στον διαφορετικό λόγο διάτμησης, στο διαφορετικό αξονικό φορτίο και τον διαφορετικό λόγο πλάτους προς ύψος της διατομής. Εν τούτοις, παρά το εντονότερο φαινόμενο της στένωσης των βρόχων, οι περισσότερες πειραματικοί δοκοί άντεξαν μεγαλύτερο αριθμό κύκλων επιπόνησης από ό,τι τα πειραματικά υποστυλώματα, αποτέλεσμα του ταχύτερου λυγισμού των ράβδων στα στοιχεία αυτά, λόγω, ενδεχομένως, του μικρότερου εγκάρσιου οπλισμού τους. Σημειώνεται, επίσης, η παρατηρούμενη στο σχ. 5 μείωση της δύναμης απόκρισης των στοιχείων αυτών μετά τη διαρροή του χάλυβα, λόγω της πρόσθετης, λόγω βέλους, ροπής, η οποία είναι σημαντική στην περίπτωση των στοιχείων αυτών (λόγω της μεγαλύτερης τιμής του αξονικού φορτίου και της μικρότερης διατομής τους και, γι' αυτό, μεγαλύτερου βέλους τους).

7. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΥΡΜΑΤΟΚΙΣΣΗΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΑΝΟΝΙΚΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Όπως προκύπτει από τα σχήματα 5 και 6, η υστερητική συμπεριφορά των στοιχείων από συρματοκισσηρόδεμα εμφανίζει παρόμοια χαρακτηριστικά με τη συμπεριφορά των στοιχείων από κανονικό σκυρόδεμα. Η ομοιότητα αυτή, σύμφωνη και με την παρόμοια μορφολογία ρωγμών στους δύο τύπους πειραματικών στοιχείων, μπορεί να θεωρηθεί το αποτέλεσμα της ομοιότητας των χαρακτηριστικών συνάφειας

του μικροκισσηρόδεματος και του κανονικού σκυροδέματος. Όπως φαίνεται στο σχ. 10, η συνάφεια του μικροκισσηρόδεματος εμφανίζεται τουλάχιστον της ίδιας ποιότητας (αν όχι ανώτερη) με αυτήν του κανονικού σκυροδέματος. Η βελτιωμένη συνάφεια του μικροκισσηρόδεματος μπορεί να αποδοθεί: (α) στη μεγαλύτερη ενεργό διεπιφάνεια επαφής σκυροδέματος και χάλυβα, λόγω του μικρότερου κόκκου των αδρανών, (β) στην πιο ανώμαλη υφή της εξωτερικής επιφάνειας των κόκκων της κίσσηρης, (γ) στην αυξημένη πρόσφυση, λόγω απορρόφησης τσιμεντοπολτού από τους επιφανειακούς πόρους των κόκκων της κίσσηρης. Επίσης, δεδομένου ότι το λεπτό υλικό της κίσσηρης είναι χημικά πιο δραστικό από αυτό των ασβεστολιθικών αδρανών, ένα πρόσθετο λόγο για βελτίωση της συνάφειας ενδέχεται να αποτελεί η πιθανή χημική αλληλεπίδραση μεταξύ υλικού και λεπτού υλικού κίσσηρης.

Η ομοιότητα της συμπεριφοράς των δύο τύπων σκυροδέματος εκτείνεται σε όλους τους τύπους πειραματικών στοιχείων που διερευνήθηκαν, με εξαίρεση τα στοιχεία LB3 και NB3. Η συμπεριφορά της δοκού BL3 υστέρησε αισθητά από αυτήν της δοκού BN3. Στη δοκό BL3 ο λυγισμός του διαμήκους οπλισμού συνέβη ενωρίτερα από ό,τι στη δοκό BN3. Δεδομένου ότι οι δοκοί BL4 και BN4 επέδειξαν παρόμοια συμπεριφορά (παρ' όλο που η απόσταση των συνδετήρων στη διατυπητικά κρίσιμη περιοχή του μέσου της διατομής είναι ίδια με αυτήν των δοκών BL3 και BN3, δηλαδή 200 mm), η χειρότερη συμπεριφορά της δοκού BL3 μπορεί να αποδοθεί σε ενδεχόμενη μεγαλύτερη ευαλωσία των στοιχείων από κισσηρόδεμα για λυγισμό των ράβδων του διαμήκους οπλισμού, παρά στην αναφερόμενη στην βιβλιογραφία μικρότερη διατυπητική αντοχή του ελαφροσκυροδέματος. Η ευαλωσία αυτή του μικροκισσηρόδεματος μπορεί να αποδοθεί στη μικρότερη εφελκυστική αντοχή του [2] και γι' αυτό μικρότερη ικανότητα του σκυροδέματος της επικάλυψης να αντέξει την εγκάρσια δύναμη που αναπτύσσεται λόγω της κάμψης του οπλισμού κατά τον λυγισμό της ράβδου. Για την αντιστάθμιση του μειονεκτήματος αυτού συνιστώνται η χρήση διαμήκων ράβδων μικρότερης διαμέτρου και πυκνότερος εγκάρσιος οπλισμός για τα στοιχεία από μικροκισσηρόδεμα. Λόγω του μικρού κόκκου του μικροκισσηρόδεματος η προτεινόμενη πυκνότερη διάταξη διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού μπορεί να υιοθετηθεί χωρίς ιδιαίτερες δυσκολίες κατά τη σκυροδέτηση. Η διάταξη αυτή θα επιτρέψει, επιπλέον, συνολικά καλύτερη συμπεριφορά των στοιχείων.

Εξάλλου, όπως φαίνεται από την κλίση των διαγραμμάτων στα σχήματα 5 και 6, η δυσκαμψία των στοιχείων από συρματοκισσηρόδεμα στη στάθμη κοντά στο μέγιστο φορτίο είναι της ίδιας τάξεως με αυτή των στοιχείων από κανονικό σκυρόδεμα, ενώ στη στάθμη λειτουργίας (περίπου στο 1/3 του μέγιστου φορτίου) είναι της τάξεως του 85% της

δυσκαμψίας των στοιχείων από κανονικό σκυρόδεμα. Λαμβάνοντας υπόψη ότι το μέτρο ελαστικότητας του κισσηροδέματος είναι μικρότερο κατά 50% περίπου από αυτό του κανονικού σκυροδέματος, η δυσκαμψία των στοιχείων του μικροκισσηροδέματος θα αναμενόταν σημαντικά μικρότερη από αυτήν των στοιχείων από κανονικό σκυρόδεμα. Για την ερμηνεία της παρατηρηθείσας σημαντικά μεγαλύτερης δυσκαμψίας εντοπίζονται οι εξής παρατηρήσεις: (α) το μέτρο ελαστικότητας του μικροκισσηροδέματος παραμένει σταθερό μέχρι τη στάθμη του μέγιστου φορτίου (γραμμικό διάγραμμα σ-ε), ενώ το αντίστοιχο μέτρο ελαστικότητας του κανονικού σκυροδέματος μειώνεται με την αύξηση της στάθμης του φορτίου (καμπύλο διάγραμμα σ-ε) και (β) η συμβολή του διαμήκους οπλισμού στη δυσκαμψία των στοιχείων αυξάνει με την αύξηση της στάθμης του φορτίου, λόγω μείωσης της θλιβόμενης ζώνης, με συνέπεια μειωμένη συμβολή του μέτρου ελαστικότητας της θλιβόμενης ζώνης στη δυσκαμψία των στοιχείων.

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα και για την περιοχή των τιμών των παραμέτρων που εξετάστηκαν στο πειραματικό πρόγραμμα της εργασίας αυτής προέκυψαν τα παρακάτω:

1. Γραμμικά στοιχεία από μικροκισσηρόδεμα ενισχυμένα με συρματόπλεγμα γύρω από τον κλωβό του οπλισμού επιπονούμενα σε εναλλασσόμενη εγκάρσια επιπόνηση υπό σταθερό αξονικό φορτίο χαμηλής στάθμης επέδειξαν παρόμοια χαρακτηριστικά συμπεριφοράς με αυτά συζυγών στοιχείων από κανονικό σκυρόδεμα.

2. Η δυσκαμψία των παραπάνω στοιχείων από συρματοκισσηρόδεμα προέκυψε παρόμοια με αυτήν των συζυγών στοιχείων από κανονικό σκυρόδεμα στη στάθμη του μέγιστου φορτίου, ενώ στη στάθμη του φορτίου λειτουργίας της τάξεως του 85% της δυσκαμψίας των στοιχείων από συμβατικό σκυρόδεμα

3. Αύξηση της τάσης διαρροής του χάλυβα του εγκάρσιου οπλισμού των στοιχείων δεν έδωσε βελτίωση της συμπεριφοράς τους.

4. Για τα ποσοστά του εγκάρσιου οπλισμού που υιοθετήθηκαν στο πρόγραμμα, η απόσταση των συνδετήρων φάνηκε να αποτελεί πιο αποφασιστικό παράγοντα από ότι το (μηχανικό) ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού.

6. Στοιχεία με διάταξη του διαμήκους (καμπτόμενου) οπλισμού καθ' ύψος της διατομής επέδειξαν παρόμοια (ή και μεγαλύτερη) φέρουσα ικανότητα από αντίστοιχα στοιχεία με συμβατική διάταξη του οπλισμού (κατά πλάτος).

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Γ. Κουντούρη: Σύνθεση και αντοχή ελαφροσκυροδεμάτων με κίσσηρη Θήρας και Νισύρου, **Πρακτικά 2ου Συνεδρίου Σκυροδέματος**, Θεσσαλονίκη, 1975, διδακτορική διατριβή.

2. Α. Μπάκα: Η αντισεισμική οξία του μικροκισσηροδέματος, **Πρακτικά Ελληνικού Συνεδρίου**, Βόλος, 1984.

3. Α. Μπάκα: **Συμβολή στην Τεχνολογία και Μηχανική Συμπεριφορά Στοιχείων από Οπλισμένο Ελαφροσκυρόδεμα**, διδακτορική διατριβή.

4. Α. Μπάκα: Πρόταση Απλοποίησης και Ενοποίησης της Συμβατικής Ταξινόμησης και Δοκιμασίας του Σκυροδέματος, **Τεχνικά Χρονικά, Επιστημονική Έκδοση ΤΕΕ**, Σειρά I, 2000, τ. 20, σελ. 109-123.

Extended summary

Pumice Wireconcrete: A Promising Material for Earthquake Resistant Construction

A. BAKA

Civil Engineer, Assistant of the N.T.U.A.

Abstract

The work presents results of an experimental program concerned with the use of pumice for producing a lightweight concrete suitable for earthquake-resistant construction. By reducing maximum pumice size to 8 mm a pumice concrete was produced with a relatively high strength-to-weight ratio (compressive strength 30 MPa, (dry) unit weight 1.500 kg/m³), which overcomes the shortcomings of the conventional pumice concrete (with maximum grain size 30 mm). Eight test columns and five test beams made with pumice concrete, most of them with a chickenwire mesh enveloping the reinforcement cage, were subjected to cyclic transverse loading combined with a constant low axial load and compared with similar control test members made with limestone concrete and tested under the same conditions. Experimental results showed similar trends of behaviour for both types of concrete test members. Test members with the flexural reinforcement arranged along the section height exhibited similar load-carrying capacity to that of members with the conventional arrangement.

1. INTRODUCTION

The practically inexhaustible deposits of pumice in Greece, particularly in the islands of Santorini, Nisyros and Yiali, and the low weight and good insulation properties of the material motivated research in Greece aiming at using pumice for the production of structural lightweight-aggregate concrete suitable for earthquake-resistant construction. Earlier reservations regarding the protection offered by pumice concrete to steel against corrosion were withdrawn, as the sulphur content of pumice was found to be low. Moreover, the inspection of a 60 years old pumice-concrete building in the Yiali island revealed no traces of corrosion in spite of the exposure of the building to adverse environmental conditions. However, the results of early research into the behaviour of pumice concrete as a structural material were not encouraging and, as a result, the use of pumice concrete was initially restricted in cases where it could be used as an insulating material in the form of either pumice bricks or pre-cast semi-bearing walls. The use of pumice concrete as a

structural material was delayed by a combination of technological and economical shortcomings related with low strength (in spite of the relatively high cement content used), segregation of the lightweight coarse grains, high cost of production due to prewetting of aggregates and replacement of fines with limestone sand, large long-term deformations, etc [1]. The above shortcomings resulted from the attempt to increase the strength of pumice concrete in the manner this is achieved for the case of normal weight concrete, i.e. by increasing the cement content of the mix, by using rapid-hardening cement, by replacing pumice fines with normal weight sand and a portion of the coarse pumice grains with normal weight aggregates, etc.

In a research work of the Laboratory of Reinforced Concrete of N.T.U.A. during 1974-76 the same objective was achieved by merely reducing the maximum pumice-aggregate size. It was found [2] that reducing the maximum pumice-aggregate size not only leads to a significant improvement of pumice-concrete strength, but, also, overcomes the aforementioned shortcomings mostly related with the process of pumice-concrete production. By reducing the maximum grain size to 8 mm and keeping pumice fines (not replacing them with normal-weight sand) a free of segregation pumice "microconcrete" was produced with a (maximum) strength of 30-35 Mpa and a (dry) unit weight of 1500 kg/m³. The high strength-to-weight ratio of pumice microconcrete provides a first indication of the value of the material for structural applications. Due to this characteristic, the use of the material in practice may lead to a significant improvement of structural response under earthquake action, providing that the brittle nature and the low modulus of the material do not affect adversely the ductility and stiffness of the structure, respectively.

The aim of the present work was, on the one hand, to clarify points such as those mentioned above by means of an experimental investigation based on a comparative study of

the behaviour of pumice-concrete linear members with that of members made of conventional limestone concrete and, on the other, to investigate the effect on structural behaviour of basic parameters, such as longitudinal reinforcement percentage, concrete strength and yield strength, spacing and arrangement of transverse reinforcement and, also, the possibility the flexural reinforcement to be arranged along the height of the section. To this end, column and beam specimens were subjected to the combined action of a constant, relatively low, axial load and a cyclic transverse displacement and their response was compared with that of similar members made with normal-weight (limestone) concrete tested under the same conditions.

The parameters of the transverse reinforcement were adopted in order to clarify points relating with the increasing tendency in current practice of using high-strength steel for the transverse reinforcement (in spite of the observed difficulties associated with the less ductility of some types of high-strength steels) in order to satisfy the transverse reinforcement requirements at a larger stirrup spacing. The investigation of the possibility for a vertical arrangement of the flexural reinforcement was adopted, because of its advantages in the case of the beams of ductile moment-resisting frames, designed to resist severe seismic action, in which the positive and negative moment demands are, frequently, equal, or near so. The conventional arrangement of the longitudinal reinforcement as close to top and bottom of the section, for most efficiency, has several shortcomings, such as difficulties during construction (in the placing and vibrating of concrete), problematic compression-shear transfer, due to the decreased depth of the compressive zone (because of the considerable compressive reinforcement) and deteriorations, due to the high and reversing bond stresses on the reinforcement bars passing through the joint core (because of the presence of beam moments of opposite sign on opposite sites of the joint). By the investigated possibility for vertical arrangement of the reinforcement the above mentioned shortcomings are withdrawn and, moreover, a strengthening of the joint core may be effected relating with the contribution of the intermediate beam bars passing through the joint to the load-bearing capacity of the latter.

2. MATERIAL IDENTITY

Pumice wireconcrete is composed of pumice microconcrete and chickenwire mesh around the reinforcement cage of the structural members.

Pumice microconcrete is composed of cement, pumice grains (without prewetting them) in one fraction 0-8 mm and water. Chickenwire mesh has an opening of 30 mm. The mix

proportions of pumice microconcrete are approximately: 400 kg cement, 940 kg pumice and 240 kg water. Mix propositions are variable, depending upon the moisture of the pumice grains and they correspond to low workability. For higher workability an appropriate superplasticizer may be used.

Pumice microconcrete has the following technological characteristics: maximum level of strength: 30-35 MPa, dry unit weight: 1500 kg/m³, coefficient of thermal conductivity: 0.50 kcal/mhc⁰ (coefficient of normal limestone concrete 1.40 kcal/mhc⁰), modulus of elasticity: 11.000 MPa, linear stress-strain relation, bond: similar to that of normal concrete, coefficient of long-time deformations similar with that of normal concrete.

3. CONCEPTS UNDERLYING MATERIAL DESIGN

Adopting the two-phase model for concrete (simplified assumption for a material with the heterogeneity of concrete, but sufficient for this scope), the following conclusions were drawn [4]: (a) the behaviour of concrete depends upon which phase of concrete is strong; (b) which phase is strong, depends upon the level of concrete strength in relation to the strength of the aggregate; (c) for each aggregate type, a transition level of concrete strength exists: below this level, aggregate is the strong phase, above this level, cement paste is the strong phase; (d) in the first case, concrete strength is increased primarily by increasing the strength of the cement paste. In the second case, concrete strength is increased primarily by increasing the strength of aggregate; (e) as the transition level of pumice concrete is considerably below that of limestone concrete, an increase in the strength of the cement paste does not result in higher strength of concrete as in the case of normal concrete (of moderate strength). In order that the strength of pumice concrete exceed the level of 16 - 18 MPa (transition level for conventional pumice concrete) the strength of the pumice grain has to be increased.

As a result of these considerations, in order to increase the strength of pumice grain, the reduction of grain size to 8 mm was adopted, as smaller grains, obtained by crushing of the coarser ones in the place of their larger voids, include smaller voids and, therefore, have higher strength. Pumice fines were not replaced with normal sand in order to take advantage of the beneficial influence of the pozzolanic properties of the former. Adopting small pumice grain and keeping pumice fines, the production cost of pumice microconcrete is reduced, as (a) no high cement content is needed, (b) no prewetting of pumice coarse grains is needed, (c) aggregates may be used in only one fraction (0-8 mm) and (d) the conventional mixers for mortars may be used. As the required

size of test specimens depends upon the maximum size of concrete aggregates, smaller test specimens may be adopted for pumice microconcrete with the corresponding economic benefits for in-situ testing they entail, as lighter and cheaper moulds and testing machines will be required (possibly moulds and testing machines for mortars may be adequate), smaller laboratory storing and curing space will be needed. Small grain size permits greater freedom in the design of the members, adoption of new technics and innovations, easier detailing and new directions in structural design, for example, the use of double T cross-sections in the case of high shear ratios and especially when axial load is low. Adopting this shape, the stiffness of uncracked sections is increased and so drift is decreased, though ductility is increased, as the depth of the compression zone is decreased due to its larger width.

The addition of the chickenwire mesh was adopted because of the binding role of the mesh, which seems to function as an efficient means for crack control and delaying cover spalling and, hence, delaying the weakening of the effective cross section.

4. EXPERIMENTAL PROGRAMME

Eighteen simply supported linear members with a free span of 2000 mm, ten of them with a 150 X 150 mm cross section (columns) and ten with a 150 X 300 mm cross section (beams) were subjected to cyclic transverse loading (induced by displacement control) combined with a constant low axial load through a specially designed test set up shown in fig 1. Of these members, thirteen were made with pumice concrete and seven with limestone concrete. Four of the test columns and all test beams made with pumice concrete were supplied with a chickenwire mesh around the reinforcement cage, as shown in fig. 2.

The columns were subjected to two-point loading with a shear span-to-depth ratio equal to 5.5. As the region between the two load points was strengthened by additional flexural reinforcement, as shown in fig. 3, the flexural capacity critical sections were those including the load points. The overall test configuration shown in fig. 5, corresponds to two cantilever columns subjected to cyclic loading at the free end. On the other hand, the beams were subjected to single point-loading at midspan with a shear span-to-depth ratio equal to 3.5.

4.1. Parameters investigated

For the columns, the parameters investigated in the programme were the reinforcement percentage ($\rho = A_s/A_c$) and the concrete strength (f_c). The values used for these parameters were 0.9% and 2.0% for ρ and 18 MPa and 30 MPa for

f_c . The corresponding values for the mechanical reinforcement percentage ρ , f_y/f_c , which was considered to be the fundamental behaviour index, were 0.12, 0.20, 0.26 and 0.41. The effect produced by enveloping the reinforcement cage with a chickenwire mesh, shown in fig. 2, was also investigated; half of the members were supplied with this mesh. The values of the normalised transverse reinforcement ($\rho_w f_{sw}/\rho f_s$) and the normalised axial load ($n=N/A_c f_c$) were set equal to 1.2 and 0.15, respectively.

For the beams, the parameters investigated were the yield stress, the spacing and the arrangement of the stirrups. The values used for the yield stress were 240 MPa and 540 MPa and for the spacing 100 mm and 200 mm. The stirrups of the members with the 540 MPa yield stress and 100 mm spacing extended throughout the cross-section depth or every second stirrup was restricted within the compressive zone, as shown in fig. 4. The values of the mechanical longitudinal reinforcement percentage and the normalised axial load were set equal to 0.30 and 0.08, respectively. All pumice-concrete beams were supplied with the above mentioned chickenwire mesh.

4.2. Specimens details and materials

The reinforcement details of the test members are given in fig. 3. The letters L and N in the notation of the members designate the type of concrete, lightweight (pumice) and normal weight (limestone) concrete, respectively, while the letters C and B correspond to the type of the test member, column and beam, respectively.

For the beams, the concrete cube strength at the date of testing was 25 MPa (the age of concrete at testing was 15 days), while the columns, which were tested at the age of 28 days, had a cube strength of either 18 MPa or 30 MPa. The mix details of the concretes used are given in table 1. Portland cement type II was used for all types of concrete. Pumice aggregates originated from the Greek island Yali and limestone aggregates from the Greek region Attiki.

4.3. Test set up and loading procedure

The overall test set up is shown in fig. 1. The specimens were tested in horizontal position, simply supported on two girders fixed to the columns of the test frame, as indicated in fig. 1. A spherical seating arrangement permitted free rotation of specimen end sections. The axial load was imposed as an external prestress by means of two steel bars stressed by a hydraulic jack. A spherical seating arrangement was also used in order to apply the load concentrically. The loading history shown in fig. 6 was induced by means of an MTS actuator (double action 250/500 kN capacity). The axial load was maintained constant throughout the test through the use

of two strong steel springs in the direction of the specimen axis as indicated in fig. 1.

An x-y plotter connected to the actuator was used to record the load-deflection curve throughout a test. Load and deflection were also measured by means of a load cell and an LVDT. The slip between reinforcement and concrete was measured externally at a cross section at a distance of 100 mm from the critical section of the members, as shown in fig. 4. For test columns, concrete and reinforcement strains at the critical sections were measured by means of strain gauges. For the beams, a videocamera was used for the continuous observation of the crack patterns during testing and for measuring crack widths.

Axial load was first applied to the specimens and increased to a predetermined value. This value was kept constant throughout the test, while the specimen was subjected to the following transverse loading history: Initially the specimens were subjected to three cycles at a low level of displacement corresponding to approximately 1/4 of the load bearing capacity of the member. These were followed by three cycles at the displacement level at which yielding of the tensile reinforcement occurred. (This level was identified by the abrupt shortening of the force-deflection curve recorded by the x-y plotter). Finally the specimens were subjected to at least five cycles at a displacement corresponding to a ductility factor of 3.5. Such a loading history represents the effect of low, moderate and intense earthquake action, respectively. The displacement ductility factor is defined as the ratio of the attained displacement-to-the displacement at yielding of the tensile reinforcement. The rate of loading was kept constant equal to approximately 0.2 mm/sec.

5. TEST RESULTS

The force-displacement curves are shown in fig. 5 for typical column specimens and in fig. 6 for the beams. The crack patterns after the end of all loading cycles are depicted in fig. 7 for a typical column and in fig. 8 for typical beams. fig. 10 shows the slip between concrete and reinforcement as a function of transverse force residuals for a typical beam.

Considering that failure occurs when the drop in peak force between two successive cycles is disproportionately larger than any two of the previous successive cycles (at the same peak displacement level), the columns sustained less cycles than the beams exhibiting an earlier buckling of the longitudinal reinforcement. This was particularly the case for the C4 columns (with reinforcement percentage 2.0% and concrete strength 18 MPa).

The mode of failure exhibited was similar for both types of concrete specimens. All test members failed in a flexural

manner with spalling of cover and buckling of the longitudinal reinforcement. Failure of the pumice-concrete columns supplied with a chickenwire mesh was more gradual, particularly after cover spalling, than that of pumice columns without a mesh. The beams exhibited more inclined cracking (which was observed after the first cycle at a displacement with a ductility factor of 3.5) than the columns. The B3 members (with the 200 mm stirrups spacing) exhibited a more brittle behaviour with extensive inclined cracking after the first cycle and an earlier buckling of the longitudinal reinforcement. The buckling of the reinforcement of the LB3 beam was earlier than that of NB3 beam. The B7 members exhibited a considerably less inclined cracking.

6. DISCUSSION OF RESULTS

6.1. Comparison of the observed behaviour of columns and beams

The hysteretic behaviour shown in fig. 5 for the columns appears to be free of any significant pinching of the hysteretic loops. Such behaviour is compatible with the lack of transverse cracking extending throughout the cross-section height and the less pronounced inclined cracking which characterises the crack patterns.

In contrast with the column specimens, fig. 6 shows that after the third loading cycle the hysteretic behaviour of the beam specimens is characterised by a significant pinching effect which is associated with the formation of transverse cracking covering the whole cross-section height shown in fig. 7 and is in compliance with the significant residual bond slip shown in fig. 9. Such a difference in the behaviour may be attributed to the smaller shear span-to-depth ratio, the lower axial load and the smaller width-to-height ratio of the beam-members.

It is interesting to note that, in spite of the pinching effect, most beam specimens sustained a larger number of load reversals than the column specimens which suffered buckling of the longitudinal bars at an earlier cycle, probably due to their lighter transverse reinforcement. It is also interesting to note in fig. 5 the decrease of the sustained transverse force after yielding due to the higher axial load and mid-span deflection of column-members (resulting to a higher additional moment which is equal to $N.v$, where N is the axial load and v the deflection).

6.2. The influence of the chickenwire mesh and the longitudinal reinforcement percentage

The addition of the chickenwire mesh appeared to have a beneficial effect on the overall behaviour of the pumice-concrete members, particularly after the first cycle. This effect is

in compliance with the observed more gradual failure of the members supplied with such a mesh and may be attributed to the binding role of the mesh, which seems to function as an efficient means for crack control and delaying cover spalling and, hence, delaying the weakening of the effective cross section.

The level of the strength and the reinforcement percentage did not appear to have any noticeable influence on the behaviour of the columns. However, when these two parameters are combined in the form of the mechanical reinforcement percentage, they appeared to have a secondary influence on the buckling of the longitudinal reinforcement. C4 members (with a higher value of the reinforcement percentage and a lower value of concrete strength) suffered buckling of the longitudinal bars at an earlier loading cycle exhibiting a higher peak load and stiffness degradation. Such an influence may be attributed to the higher transverse force induced by the buckling of the longitudinal bars due to their larger diameter and the inability of the concrete cover to counter balance the action of this force.

6.3. The influence of the parameters of the transverse reinforcement

As shown in fig. 6, the B2 beams exhibited similar behaviour in terms of load-carrying capacity, inclined cracking and number of sustained loading cycles with the B1 beams, in spite of the more than 200% higher stirrups yield strength of the latter. Yielding of the transverse reinforcement of the B2 specimens, assessed by measuring the width of the inclined cracks, occurred just before failure and therefore the higher yield stress of the transverse reinforcement had no effect on specimen behaviour. The B3 beams, however, exhibited an overall inferior behaviour than B2 beams (with the same transverse reinforcement percentage), characterised by extensive inclined cracking and an earlier buckling of the longitudinal reinforcement. So, for the transverse reinforcement percentages used in the programme, spacing appears to be a more decisive factor than the transverse reinforcement percentage. Hence, current practice of using high-strength steel for transverse reinforcement in order to satisfy the transverse reinforcement requirements at a larger stirrup spacing may be misleading.

Finally, B4 beams exhibited a better performance than B3 beams, as well as a higher load-carrying capacity. Such behaviour is attributed to the reinforcement arrangement of beams B4: The 6 mm diameter longitudinal bars used to form the cage of the compressive zone appears to have contributed to the beam flexural capacity, since the crack pattern indicated that the bars were in tension throughout the cyclic loading history. Moreover, the transverse reinforcement of the

compressive zone delayed buckling of the compressive reinforcement as well as improved dowel action.

6.4. The influence of the arrangement of the flexural reinforcement

As shown by comparing the force-deflection diagrams of beams B5 and B1 in fig. 6, the B5 beam exhibited a 15% higher load-bearing capacity, a less intense pitching effect and as shown in fig. 8 is characterised by considerably less inclined cracking. Such a result, which seems unexpectable, as the effective, (according to the conventional view) reinforcement percentage of the former members is less than half that of the latter, may be attributed to the beneficial contribution of the intermediate bars which were constantly under tension (as it was evident from the crack patterns) due to the small depth of the compressive zone in the case of symmetrically reinforced members and, also, to the beneficial effect of the dowel action of these bars. However, the observed considerable decrease of the load after the first cycle arises questions and is open for a future further investigation.

7. COMPARISON OF PUMICE WIRE - CONCRETE AND NORMAL CONCRETE MEMBERS

As shown in figs 5 and 6, the trends exhibited by the force-deflection curves established for the members made with pumice concrete are similar with those of the members made with limestone concrete. Such trends of behaviour are in compliance with the observed similar crack patterns of the two types of concrete members. This similarity in behaviour is considered to reflect the similarity in the bond characteristics of these two types of concrete. As shown in fig. 10 [2], the bond-slip characteristics of pumice concrete are similar to, if not better than, those of a normal concrete with a similar strength. The improved bond behaviour of pumice concrete may be attributed to: (a) the larger effective contact surface between concrete and reinforcement (because of its smaller aggregate grain), (b) the more irregular texture of pumice grains, (c) the surface pores in pumice aggregates which by absorbing cement paste increase the effective contact surface, (d) the potential chemical interaction between reinforcement and pumice fines, as pumice fines are chemically more reactive than limestone fines, and (e) the lower bleeding in pumice microconcrete, as pumice fines absorb the excess water leaving no transition zone between cement paste and reinforcement interface.

This similarity is observed for all types of test elements, excluding the LB3 and NB3 elements. As the LB4 and NB4 beams (having the same transverse reinforcement with the

LB3 and NB3 specimens) exhibited a similar behaviour, the inferior behaviour of LB3 beam than that of the NB3 beam may be attributed to the observed earlier buckling of the longitudinal reinforcement. The earlier buckling may be due to the lower splitting strength of pumice concrete (by approximately 15% [2]) which is reflected in the lower capacity of the concrete cover to withstand the transverse force developed as a result of the buckling of the longitudinal bars. The use of smaller diameter longitudinal bars and/or closer transverse reinforcement spacing is, thus, recommended for pumice concrete members. Because of the small grain size of the pumice concrete, a denser arrangement of longitudinal and transverse reinforcement may be adopted without difficulties during concreting. Such a denser arrangement may, also, result in an overall better cracking behaviour.

As shown in figs 5 and 6, the secant stiffness values are of the same order for both types of concrete members at the level near the peak load, whereas at a level of 30% the load-carrying capacity of the members (service state), the stiffness of pumice concrete members is nearly 85-95% that of limestone concrete members. The significantly higher value of the ratio of the stiffness of pumice concrete members - to - the stiffness of limestone concrete members than the value of the ratio of the modulus of elasticity of pumice concrete - to - the modulus of elasticity of limestone concrete (the latter ratio is lower than 0.5) and the increase of the former with the level of loading, appears to be due to the following reasons: (a) the value of the modulus of elasticity of pumice concrete remains constant with the increase in load (linear stress-strain diagram), while the modulus of elasticity of limestone concrete with the same strength decreases with loading (curved stress-strain diagram), and (b) as load increases, the contribution of the reinforcement to the member stiffness increases, while the compressive zone decreases.

8. CONCLUSIONS

Within the limited scope of the experimental programme presented, the following conclusions may be drawn.

1. Under the combined action of cyclic transverse loading and a constant relatively small axial load the force-deflection characteristics of pumice-concrete structural members are similar to those of limestone-concrete structural members with the same reinforcement details.
2. Pumice-concrete members provided with a chickenwire mesh around the reinforcement cage exhibited a better overall performance than pumice members without the mesh.
3. The stiffness of pumice-concrete members was found to be similar with that of limestone-concrete members at the level of load-carrying capacity. Under service loading conditions pumice concrete members exhibited 90% the stiffness of their limestone-counterparts.
4. Members with a higher yield stress of the transverse reinforcement did not exhibit an improvement of their behaviour.
5. For the transverse reinforcement percentages used in the programme, spacing appears to be a more decisive factor than the transverse reinforcement percentage.
6. Members with the vertical arrangement of the longitudinal reinforcement and members with the conventional distribution exhibited similar load-carrying capacity.