

Σ. Η. ΔΡΙΤΣΟΣ

ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΣΤΕΦΑΝΟΣ Η. ΔΡΙΤΣΟΣ

Αναπλ. Καθηγητής Πανεπιστημίου Πατρών

ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

από οπλισμένο σκυρόδεμα



ΠΑΤΡΑ 2005

γ' έκδοση
Αναθεωρημένη

ΣΤΕΦΑΝΟΣ Η. ΔΡΙΤΣΟΣ

Αναπλ. Καθηγητής Πανεπιστημίου Πατρών

**ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
από οπλισμένο σκυρόδεμα**

3^η Έκδοση Αναθεωρημένη

ΠΑΤΡΑ 2005

Α΄ Έκδοση *Σεπτέμβριος, 2000*
Β΄ Έκδοση *Μάρτιος, 2001*
Γ΄ Έκδοση *Νοέμβριος, 2005*

ISBN 960-91505-0-0

Στην Βασιλική

Το βιβλίο αυτό γράφεται μέσα σε στενά χρονικά περιθώρια και εκδίδεται μετά από παράκληση πολλών συναδέλφων μηχανικών, λόγω έλλειψης ενός σχετικού βοηθήματος για το αντικείμενο των επισκευών και των ενισχύσεων των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Αντιλαμβάνομαι εξ αρχής, ότι η έκδοση αυτού του βιβλίου είναι τόλμημα επειδή για τα περισσότερα θέματα που αναπτύσσονται **δεν υπάρχει επαρκώς διασταυρωμένη γνώση**, ενώ συνεχώς αυξάνονται οι προκλήσεις της αγοράς για χρήση νέων υλικών η συμπεριφορά των οποίων είναι ακόμα υπό διερεύνηση.

Αλλά, πέρα από αυτό, ακόμα και τα σύγχρονα σχέδια κανονισμού, όπως π.χ. ο EC8-Part 1.4, ή οι επικυρωμένες οδηγίες και συστάσεις που κατά καιρούς εκδίδονται από αρμόδιες επιτροπές ή ομάδες εργασίας, δεν μπορούν να ξεφύγουν από εμπειρισμό και αυθαίρετες επιλογές κρίσης μηχανικού. Είναι ως εκ τούτου προφανές ότι το επίπεδο μελέτης στα θέματα ανασχεδιασμού των υφιστάμενων κατασκευών υπολείπεται σημαντικά του αντίστοιχου επιπέδου των νέων κατασκευών, με αποτέλεσμα το δυσανάλογο υψηλό κόστος των επεμβάσεων σε σχέση με την προσφορά τους. Εξάλλου, απολογισμοί κόστους που έγιναν σε εργασίες αποκατάστασης, μετά από καταστρεπτικούς σεισμούς στην Ελλάδα, έδειξαν ότι οι πραγματοποιηθείσες δαπάνες ήταν, κατά μέσο όρο, σχεδόν διπλάσιες από αυτές που θα ήταν απαραίτητες, εάν η μελέτη, η κατασκευή και η επίβλεψη των εργασιών ακολουθούσαν επιστημονικές γνώσεις που υπάρχουν αλλά δεν είναι ευρέως γνωστές.

Ως εκ τούτου το τόλμημα έκδοσης αυτού του βιβλίου επιχειρείται για να δώσει λύσεις και απαντήσεις σε άμεσα ερωτήματα των μηχανικών της πράξης με βάση “αυτά που εγώ σήμερα γνωρίζω” για το αντικείμενο, ύστερα από είκοσι χρόνια απασχόλησης με το θέμα και έντεκα χρόνια διδασκαλίας του σχετικού μαθήματος στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών.

Το βιβλίο αυτό καλύπτει ένα κενό που υπάρχει στην βιβλιογραφία και προσπαθεί να κινηθεί στα πλαίσια του τρόπου της επιστημονικής μεθοδολογίας με την οποία έχει συνηθίσει ο μηχανικός. Γνωρίζω ότι για πολλά θέματα που αναπτύσσονται υπάρχουν αβεβαιότητες και ερωτηματικά. Αλλά τελικά, θεωρήθηκε θέμα προτεραιότητας να υπάρξουν **σήμερα** απαντήσεις σε ερωτήματα και απορίες που αιωρούνται.

Δεν γνωρίζω αν το βιβλίο αυτό πέτυχε το σκοπό του. Αυτό θα το κρίνει ο αναγνώστης, του οποίου οι παρατηρήσεις και τα ερωτήματα είναι όχι μόνο ευπρόσδεκτα αλλά και ιδιαίτερα χρήσιμα για την επόμενη έκδοση του βιβλίου. Για τα αθέλητα σφάλματα, που σίγουρα υπάρχουν, ζητάω

προκαταβολικά συγνώμη. Ελπίζω ότι αυτά θα διορθωθούν σε επόμενη έκδοση στην οποία θα υπάρχουν περισσότερα παραδείγματα και αριθμητικές εφαρμογές.

Κλείνοντας, θεωρώ χρέος μου να ευχαριστήσω θερμά τους συνεργάτες μου, πολιτικούς μηχανικούς, κ_α Ν.Καρέλα και τον κ_{ον} Κ.Βανδώρο για την επιστημονική τους συνδρομή και συνεργασία χωρίς την βοήθεια των οποίων η παρούσα έκδοση θα ήταν αδύνατη.

Πάτρα, Σεπτέμβριος 2000

Σ. Η. ΔΡΙΤΣΟΣ

Πρόλογος 2^{ης} Έκδοσης

Στην παρούσα 2^η έκδοση έγιναν αρκετές διορθώσεις στο κείμενο και προστέθηκε το Παράρτημα με την βιβλιογραφία στο τέλος του βιβλίου. Επειδή και πάλι, τα χρονικά περιθώρια για αυτήν την έκδοση ήταν περιορισμένα δεν κατέστη δυνατόν να συμπεριληφθούν περισσότερα παραδείγματα και νέο υλικό τα οποία βρίσκονται στο στάδιο επεξεργασίας. Ελπίζω πάντως, ότι αυτό θα γίνει σε μελλοντική έκδοση.

Ευχαριστώ θερμά τους συναδέλφους μου, Ε.Βιντζηλαίου, Α.Κάππο, Χ.Καραγιάννη, Κ.Στυλιανίδη, Α.Τσώνο, Μ.Χρονόπουλο και ιδιαιτέρως τον καθηγητή μου Θ.Τάσιο, για τα σχόλια και τις παρατηρήσεις τους που συνέβαλαν σημαντικά στην βελτίωση της παρούσας έκδοσης.

Πάτρα, Μάρτιος 2001

Σ. Η. ΔΡΙΤΣΟΣ

Πρόλογος 3^{ης} Έκδοσης

Στα πέντε χρόνια που πέρασαν από την Α' έκδοση του βιβλίου, αξιόλογες πρωτοβουλίες και δράσεις, σε διεθνές και εθνικό επίπεδο έχουν βελτιώσει τις γνώσεις μας στο Αντικείμενο των Επεμβάσεων. Στο Ευρωπαϊκό περιβάλλον, οι προσπάθειες για την ανασύνταξη του σχετικού τμήματος του Ευρωκώδικα 8 (EC8-Part 1.4) βρίσκονται στο τελικό στάδιο και σύντομα το νέο κείμενο θα δοθεί στην δημοσιότητα ως EC8-Part3. Στην χώρα μας, οι σχετικές πρωτοβουλίες, εκμεταλλεζόμενες την δημιουργική δυναμική του καθηγητή Θ. Τάσιου, ήταν πρωτόγνωρα συντονισμένες και αποτελεσματικές. Το Τ.Ε.Ε. κατέστρωσε ένα στρατηγικό σχέδιο για την Αντισεισμική Θωράκιση των Υφισταμένων Κατασκευών (ΑΝΤΥΚ) της χώρας μας, δραστηριοποιώντας ένα πλήθος από Ομάδες Εργασίας. Το Ινστιτούτο Οικονομίας Κατασκευών (Ι.Ο.Κ.) προσέφερε τις Προσωρινές Εθνικές Τεχνικές Προδιαγραφές (Π.Ε.ΤΕ.Π) για τα Έργα Αποκατάστασης

Ζημιών από Σεισμούς, που ήδη βρίσκονται αναρτημένες στην ιστοσελίδα του. Το σημαντικότερο όμως είναι ότι, η εργώδης προσπάθεια που γίνεται με πρωτοβουλία του Ο.Α.Σ.Π., για την σύνταξη του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), βρίσκεται πλέον στην τελική ευθεία της διαδρομής. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι ένα τολμηρό κείμενο που κινείται στο πλαίσιο των πλέον σύγχρονων αντιλήψεων για το Αντικείμενο των Επεμβάσεων και φιλοδοξεί να πρωτοπορήσει ως Κανονιστικό Κείμενο διεθνώς. Η εφαρμογή του θα αποτελέσει τομή στον τρόπο αντίληψης της αντισεισμικής συμπεριφοράς των υφιστάμενων κατασκευών και θα αναταράξει πολλές από τις πεπατημένες διαδικασίες του ανασχεδιασμού τους.

Στην παρούσα 3^η έκδοση του βιβλίου, προσπαθώ να αξιοποιήσω το υλικό που επεξεργάστηκα συμμετέχοντας στις περισσότερες από τις παραπάνω δραστηριότητες, σε συνδυασμό με τις δημοσιεύσεις της πρόσφατης βιβλιογραφίας. Όμως, επειδή και πάλι τα χρονικά περιθώρια που μου διατίθενται είναι πιεστικά, περιορίζομαι στις πλέον κρίσιμες, κατά την γνώμη μου, απαραίτητες διορθώσεις και αναθεωρήσεις του κειμένου της Β' έκδοσης, που δεν είναι και λίγες.

Εκτός από τις επιμέρους τοπικές βελτιώσεις που γίνονται σε πολλά σημεία του κειμένου, επαναδιατυπώνονται μεγάλα τμήματα των Κεφαλαίων 3 και 5. Στο Κεφ. 3 ξαναγράφεται το κείμενο για το Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα και διορθώνεται το κείμενο για τα Ινοπλισμένα Πολυμερή, ενώ στο Κεφ. 5 αναθεωρείται το υπολογιστικό υπόβαθρο για την διαστασιολόγηση των Επισκευασμένων/Ενισχυμένων Στοιχείων ακολουθώντας τους σχετικούς κανόνες και τις ειδικότερες αναλυτικές εκφράσεις που τελικά υιοθετούνται στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Ειδικότερα, στο Κεφ. 5 οι αλλαγές αφορούν: (α) την ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιγξη, χρησιμοποιώντας υλικά από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (γ) την ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα, (γ) την καμπτική ενίσχυση δοκών και πλακών με επικολλητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή, και (δ) την διατμητική ενίσχυση με χρήση εξωτερικών στοιχείων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή. Επίσης προστίθενται νέα κείμενα που αφορούν : (α) την αποκατάσταση περιοχών υποστυλωμάτων με «κοντές αναμονές» οπλισμών και (β) τον έλεγχο επάρκειας αντοχής κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων καθώς και την διαστασιολόγηση των επισκευασμένων/ενισχυμένων κόμβων.

Στο κείμενο που παρουσιάζεται, σίγουρα θα υπάρχουν ακόμη αθέλητα σφάλματα και λάθη. Για άλλη μια φορά ζητάω προκαταβολικά συγγνώμη, ελπίζοντας ότι αυτά θα διορθωθούν στην επόμενη έκδοση. Μέχρι τότε ο αναγνώστης θα μπορεί να βρίσκει χρήσιμο υλικό στην ιστοσελίδα www.episkeves.civil.upatras.gr, που έχει δημιουργηθεί από τους φοιτητές, στα πλαίσια της διδασκαλίας των Μαθημάτων «Ενισχύσεις – Επισκευές

Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα» και «Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κατασκευών» στο Πανεπιστήμιο Πατρών.

Κλείνοντας τον πρόλογο της παρούσας έκδοσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω το μεγάλο πλήθος των συναδέλφων μηχανικών και ακαδημαϊκών, που επικοινωνήσαν μαζί μου, για να μου μεταφέρουν τις κρίσεις τους και τον προβληματισμό τους. Επίσης ήθελα να εκφράσω θερμές ευχαριστίες στον καθηγητή κ. Μ. Φαρδή γιατί με την δημιουργική του συμμετοχή στην σύνταξη του ΚΑΝ.ΕΠΕ., προσέφερε πρωτοποριακά στοιχεία, δάνεια των οποίων χρησιμοποιούνται στην παρούσα έκδοση. Στον καθηγητή κ. Θ. Τάσιο ίσως οφείλω μέρος από τα συγγραφικά μου δικαιώματα. Οι περισσότερες αλλαγές που γίνονται σ' αυτήν την έκδοση, είναι αποτελέσματα της συνεργασίας μας (ή μάλλον της μαθητείας μου) στα πλαίσια των εργασιών της επιτροπής σύνταξης του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και όχι μόνον. Τέλος πρέπει να πω ότι νιώθω υποχρεωμένος στην συνεργατιάδα μου πολιτικό μηχανικό, κα Νικ. Καρέλα, για την φιλότιμη προσφορά της στην ανασύνταξη του παρόντος κειμένου .

Από την πρώτη στιγμή που ξεκίνησα να γράφω αυτό το βιβλίο ένιωθα απέναντί μου (ή μάλλον δίπλα μου) τον «μαχόμενο» μηχανικό. Αν κάτι μπορέσω να του προσφέρω, μέσα απ' αυτές τις σελίδες, αυτό θα είναι η μεγάλη επιτυχία του βιβλίου.

Πάτρα, Νοέμβριος 2005

Σ. Η. ΔΡΙΤΣΟΣ

	σελ.
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	
ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	
1.1 Γενικά	13
1.2 Βλάβες σε Υποστυλώματα	19
1.3 Βλάβες σε Κόμβους Δοκών-Υποστυλωμάτων	24
1.4 Βλάβες σε Τοιχώματα	26
1.5 Βλάβες σε Δοκούς	28
1.6 Βλάβες σε Πλάκες	31
1.7 Εμπειρικός Τρόπος Εκτίμησης Απομένουσας Αντοχής και Δυσκαμψίας Δομικών Στοιχείων και Κατασκευής.....	33
Βιβλιογραφία.....	35
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	
ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΗ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΕΣ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	
2.1 Γενικά	37
2.2 Ανασχεδιασμός ως Πρόβλημα Πολλών Διαστάσεων	39
2.3 Στρατηγική για τις Επεμβάσεις	41
2.4 Ενίσχυση Κατασκευής ως Συνόλου	45
2.4.1 Στρατηγικές και Μέθοδοι Συνολικής Ενίσχυσης Κατασκευών.....	46
2.4.2 Περιγραφή Μεθόδων και Τεχνικών Εφαρμογής	51
2.4.2.1 Κατασκευή Τοιχωμάτων Εντός Πλαισίων	52
Τοιχώματα από Έγχυτο ή Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα.....	53
Προκατασκευασμένα Τοιχώματα (Panels).....	57
Τοιχώματα από Οπλισμένη ή Άοπλη Τοιχοποιία.....	58
2.4.2.2 Προσθήκη Δικτυωτών Συστημάτων Εντός Πλαισίων.....	59
2.4.2.3 Κατασκευή Πλευρικών Τοιχωμάτων σε Συνέχεια Υποστυλωμάτων.....	61
Βιβλιογραφία	63
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	
ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ	
3.1 Γενικά	65
3.2 Ειδικόί Τύποι Σκυροδέματος.....	66
3.2.1 Έγχυτο Σκυρόδεμα Σταθερού Όγκου.....	66
3.2.2 Σκυρόδεμα με Πολυμερή.....	66
3.2.3 Σκυροσιμεντόπηγμα	67
3.2.4 Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα	68
3.2.4.1 Το Ιστορικό.....	69
3.2.4.2 Μέθοδοι Παραγωγής.....	73
3.2.4.3 Απαιτήσεις Προσωπικού και Εξοπλισμού.....	77
3.2.4.4 Σύνθεση και Ανάμιξη Μίγματος.....	78
3.2.4.5 Προετοιμασία Επιφάνειας Διάστρωσης	84
3.2.4.6 Εκτόξευση Σκυροδέματος.....	87

3.2.4.7 Διαμόρφωση Τελικής Επιφάνειας.....	93
3.2.4.8 Συντήρηση.....	94
3.2.4.9 Ανακλώμενο και Υπερπεκαζόμενο Υλικό	95
3.2.4.10 Έλεγχοι.....	96
(α) Οπτικός Έλεγχος.....	97
(β) Γεωμετρικός Έλεγχος.....	100
(γ) Μηχανικός (Κρουστικός) Έλεγχος	100
(δ) Εργαστηριακός Έλεγχος	101
(ε) Διορθωτικά Μέτρα	105
3.2.4.11 Πιθανοί Κίνδυνοι και Αντιμετώπισή τους	106
3.2.4.12 Ινοπλισμένο Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα.....	107
3.3 Πολυμερικές κόλλες	108
3.3.1 Επισκευή Ρωγμών με Ρητινενέσεις	110
3.3.1.1 Αναγκαιότητα Επισκευής Ρωγμών	110
3.3.1.2 Η Τεχνική των Ρητινενέσεων Έναντι Άλλων Τεχνικών Επισκευής Ρωγμών	113
3.3.1.3 Διαδικασία Εφαρμογής της Τεχνικής των Ρητινενέσεων.....	115
3.3.1.4 Επιλογή Υλικού	116
3.3.1.5 Παράγοντες που Επηρεάζουν την Επιτυχία της Τεχνικής.....	119
3.4 Επισκευαστικά Κονιάματα	124
3.4.1 Κονιάματα με Πολυμερή.....	124
3.4.2 Κονιάματα με Βάση το Τσιμέντο	125
3.5 Επικολητά Φύλλα από Χάλυβα ή Ινοπλισμένα Πολυμερή.....	128
3.5.1 Χαλύβδινα Επικολητά Ελάσματα	128
3.5.2 Φύλλα από Ινοπλισμένα Πολυμερή.....	130
3.6 Διατμητικοί Σύνδεσμοι-Αγκύρια	136
3.7 Αγκυρώσεις και Συγκολλήσεις Νέων Ράβδων Οπλισμού.....	139
Βιβλιογραφία	144

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΟΙ ΒΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΑΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

4.1 Γενικά	149
4.2 Συντελεστές Ασφάλειας Υλικών	150
4.3 Διορθωτικοί Συντελεστές Προσομοιώματος	152
4.4 Σχεδιασμός Μεταλλικών Συνδέσμων	154
4.4.1 Δράση Βλήτρου	155
Αριθμητικά Παραδείγματα	163
Ανακύκλιση Φόρτισης	166
4.4.2 Δράση Αγκυρίου	167
Αριθμητικά Παραδείγματα	171
Ανακύκλιση Φόρτισης.....	174
4.4.3 Αλληλεπίδραση Δράσης Βλήτρου και Αγκυρίου	174
4.5 Έλεγχος Αγκυρώσεων και Συγκολλήσεων	
Νέων Ράβδων Οπλισμού	176
Αγκυρώσεις Νέων Ράβδων Οπλισμού	176
Συγκολλήσεις Παλαιών και Νέων Ράβδων Οπλισμού.....	178
4.6 Σχεδιασμός Διεπιφανειών Παλαιού-Νέου Σκυροδέματος	180
4.6.1 Μεταφορά Θλιπτικού Φορτίου.....	181
4.6.2 Μηχανισμοί Ανάληψης Διατμητικού Φορτίου	181
4.6.2.1 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση για τους Μηχανισμούς	

Συνοχής και Τριβής.....	182
Παράγοντες που Επιδρούν στους Μηχανισμούς Συνοχής και Τριβής.....	182
Υπολογιστικά Βοηθήματα.....	183
4.6.2.2 Συνοχή Παλαιού και Νέου Σκυροδέματος.....	186
4.6.2.3 Τριβή Μεταξύ Παλαιού και Νέου Σκυροδέματος.....	187
Άοπλη Διεπιάνεια.....	188
Αριθμητικό Παράδειγμα	192
Οπλισμένη Διεπιάνεια.....	192
4.6.2.4 Δράση Βλήτρου.....	195
4.6.2.5 Αλληλόδραση Μηχανισμών Ανάλυσης Διατμητικού Φορτίου.....	196
4.6.3 Έλεγχος Εξασφάλισης Σύνδεσης στην Διεπιάνεια	198
Κατασκευαστικές Διατάξεις.....	202
Βιβλιογραφία	204

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ-ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

5.1 Γενικά	207
5.2 Επισκευές –Ενισχύσεις Υποστυλωμάτων	207
5.2.1 Επισκευές Υποστυλωμάτων	208
5.2.1.1 Επισκευές με Ρητινενέσεις ή Επισκευαστικά Κονιάματα	208
5.2.1.2 Τοπικές Αποκαταστάσεις Ίσης Διατομής	209
5.2.2 Ενισχύσεις Υποστυλωμάτων	212
5.2.2.1 Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με Περίσφιγξη	212
Διαδικασίες Επιβολής Περίσφιγξης	212
Μανδύες από Ινοπλισμένα Πολυμερή.....	215
Τεχνική Μεταλλικού Κλωβού	216
Μηχανικά Χαρακτηριστικά Περισφιγμένου Σκυροδέματος.....	218
Αποκατάσταση Περιοχών με Ανεπαρκή Μήκη Μάτισης Διαμήκων Οπλισμών.....	223
Άλλες Δράσης Περίσφιγξης.....	227
5.2.2.2 Μανδύες Υποστυλωμάτων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.....	228
Είδη Μανδύων Οπλισμένου Σκυροδέματος.....	229
Διαδικασία Κατασκευής Μανδύων	229
Ανοικτοί Μανδύες	232
Μεταφορά Αξονικού Φορτίου	234
Εκτίμηση Μεγέθους Μεταφερόμενου Αξ.Φορτίου	238
Σύγχρονη Ενίσχυση στην Εφελκυσόμενη και Θλιβόμενη Ζώνη	242
Συνδετήρες Μανδύα	244
Διαστασιολόγηση.....	245
Κατασκευαστικές Διατάξεις.....	246
5.3 Επισκευές- Ενισχύσεις Τοιχωμάτων	247
5.3.1 Επισκευές Τοιχωμάτων.....	247
5.3.2 Ενισχύσεις Τοιχωμάτων	248
5.3.2.1 Ενίσχυση Τοιχωμάτων με Περίσφιγξη.....	248
5.3.2.2 Ενίσχυση Τοιχωμάτων με Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος	248

	Διαστασιολόγηση.....	250
	Κατασκευαστικές Διατάξεις.....	253
5.4	Επισκευές-Ενισχύσεις Δοκών και Πλακών.....	254
5.4.1	Επισκευή Δοκών και Πλακών.....	254
5.4.2	Ενίσχυση Δοκών και Πλακών.....	255
5.4.2.1	Καμπτική Ενίσχυση με Πρόσθετες Στρώσεις Σκυροδέματος... Διαστασιολόγηση.....	255 257
	Κατασκευαστικές Διατάξεις.....	257
5.4.2.2	Καμπτική Ενίσχυση με Επικολλητά Φύλλα από Χάλυβα ή Ινοπλισμένα Πολυμερή.....	258 265
	Κατασκευαστικές Διατάξεις.....	265
5.4.2.3	Διατμητική Ενίσχυση με Εξωτερικά Στοιχεία.....	267
	(α) Κλειστοί Μανδύες.....	272
	(β) “Ανοικτές” Ενισχύσεις.....	273
5.4.2.4	Ενίσχυση με Μανδύες Ο.Σ.....	274
	Διαστασιολόγηση.....	276
	Κατασκευαστικές Διατάξεις	277
5.5	Επισκευή-Ενίσχυση Κόμβων Δοκών-Υποστυλωμάτων.....	277
5.5.1	Επάρκεια Αντοχής Κόμβων.....	277
5.5.2	Επισκευή Κόμβων.....	280
5.5.3	Ενίσχυση Κόμβων.....	281
5.5.3.1	Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος.....	281
5.5.3.2	Η Τεχνική των Χιαστί Κολάρων.....	282
5.5.3.3	Η Τεχνική των Επικολλητών Φύλλων	284
5.5.4	Διαστασιολόγηση Επισκευασμένων ή Ενισχυμένων Κόμβων	286
5.5.4.1	Ενίσχυση Λόγω Ανεπάρκειας σε Διαγώνια Θλίψη	286
5.5.4.2	Ενίσχυση Λόγω Ανεπάρκειας Οπλισμού Κόμβου	286
5.6	Ενισχύσεις Στοιχείων Θεμελίωσης.....	289
5.7	Αριθμητικά Παραδείγματα.....	291
	Βιβλιογραφία	307

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΣΥΜΠΛΗΡΩΜΑΤΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1.	Ενίσχυση της Κατασκευής ως Συνόλου	315
2.	Επεμβάσεις σε Υποστυλώματα και Τοιχώματα	319
3.	Επεμβάσεις σε Δοκούς.....	329
4.	Επεμβάσεις σε Κόμβους Δοκών-Υποστυλωμάτων	338
5.	Ειδικές Εφαρμογές Επεμβάσεων	341
6.	Γενικά	343
	ΕΠΕΞΗΓΗΜΑΤΙΚΟ ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΜΟΝΑΔΕΣ	351

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Πρέπει εξ αρχής να τονιστεί ότι οι βλάβες στις κατασκευές δεν είναι δυνατόν να αποφευχθούν έστω και αν ο σχεδιασμός είχε γίνει σύμφωνα με τους πιο σύγχρονους Κανονισμούς με άρτια μελέτη και κατασκευή. Αυτό δεν οφείλεται μόνο στο βαθμό αξιοπιστίας των δεδομένων και ιδιαίτερα των σεισμικών ή στις παραδοχές εξιδανίκευσης και τις προσεγγίσεις του αναλυτικού προσομοιώματος. Η ίδια η φιλοσοφία των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών, επιτρέπει τις βλάβες όχι μόνο στα μη-φέροντα στοιχεία αλλά στο ίδιο το δομικό σύστημα. Στο άρθρο 1.2 του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ο.Α.Σ.Π., 1999) γίνεται αποδεκτό ότι ο φέρων οργανισμός της κατασκευής θα υποστεί βλάβες κατά τη δράση του σεισμού σχεδιασμού που θα πρέπει να είναι “περιορισμένες και επιδιορθώσιμες”. Εξάλλου για ένα πολύ ισχυρότερο σεισμό προβλέπεται ότι η πιθανότητα κατάρρευσης πρέπει να είναι επαρκώς μικρή. Όμως πέρα από όλα αυτά, και ειδικότερα καθόσον αφορά την ελληνική πραγματικότητα, πρέπει να ληφθεί υπόψη ο ανθρώπινος παράγοντας που επιδρά στο σύνολο των διαδικασιών για την ανέγερση των κατασκευών.

Ας δούμε το πλαίσιο διαδικασιών μέσα στο οποίο γίνεται σήμερα η ανέγερση οικοδομών στην Ελλάδα. Ο ιδιοκτήτης ή ο «επί αντιπαροχή» κατασκευαστής ζητάει από το μηχανικό την “έκδοση της οικοδομικής άδειας” και συχνά αδιαφορεί για την ποιότητα της στατικής και αντισεισμικής μελέτης. Στη συνέχεια αναθέτει την εκτέλεση των εργασιών σε 25, κατά μέσον όρο, διαφορετικά συνεργεία, κατά κανόνα άγνωστα μεταξύ τους με μοναδικό συνήθως κριτήριο επιλογής, την οικονομικότητα των επιμέρους εργασιών. Τα δύο βασικά για την ασφάλεια της κατασκευής συνεργεία, οι “καλουπιτζήδες” και οι “σιδεράδες” είναι χωρίς καμία ειδική παιδεία, με μοναδικό εφόδιο την προγενέστερη εμπειρία τους που μερικές φορές μπορεί να είναι επιβλαβής. Συνεργεία όπως π.χ. υδραυλικοί και ηλεκτρολόγοι εν αγνοία τους προξενούν συχνά βλάβες στο φέροντα οργανισμό των κτιρίων. Άλλες απαραίτητες εργασίες αιωρούνται μεταξύ συνεργείων, ή συνεργείων και ιδιοκτήτου. Για παράδειγμα, ποιος αναλαμβάνει τη συστηματική συντήρηση οριζοντίων και κατακόρυφων μελών του δομικού συστήματος μετά από τη σκυροδέτηση; Και για το σκυρόδεμα, ποιος ευθύνεται για τη συχνά χαμηλότερη αντοχή του στο έργο; Το σκυρόδεμα έρχεται στο εργοτάξιο με μικρή ρευστότητα για λόγους

οικονομίας του παραγωγού (λιγότερο τσιμέντο για σταθερό υδατοτσιμεντοσυντελεστή). Ο μηχανικός δεν θα ξεχάσει τη δειγματοληψία των 6 δοκιμίων που όμως μπορεί να βρεθούν εντάξει. Το συνεργείο σκυροδέτησης που δυσκολεύεται στη δόνηση λόγω της έλλειψης ρευστότητας του σκυροδέματος, ζητάει τηλεσυνθηματικά, περισσότερο νερό από το χειριστή της μπετονιέρας. Έτσι τυπικά όλοι φαίνεται να είναι εντάξει ενώ η αντοχή του σκυροδέματος είναι μειωμένη δραματικά.

Και σε όλα αυτά έρχεται να προστεθεί ο τεράστιος χρόνος διάρκειας της κατασκευής του έργου. Περισσότερο από 50% των διώροφων-τριώροφων κτιρίων που κατασκευάζονται ιδιόκτητα έχουν χρόνο περάτωσης 10 χρόνια. Υπάρχουν μάλιστα κατασκευές που βρίσκονται οιοιδήποτε υπό εκτέλεση. Πολλές φορές ο ιδιοκτήτης μιας διώροφης π.χ. οικοδομής, φροντίζει για την αποπεράτωση του ορόφου όπου και κατοικεί, ενώ το ισόγειο παραμένει αδιαμόρφωτο. Εξαίρεση αποτελεί η περιοχή του συνήθως έκκεντρου κλιμακοστασίου μαζί με την είσοδο για τον όροφο, όπου χτίζονται οι τοιχοπληρώσεις αυξάνοντας έτσι ακόμη περισσότερο την ασυμμετρία κατανομής των δυσκαμψιών στο ισόγειο. Δηλαδή όχι μόνο δημιουργείται η περίπτωση μαλακού ορόφου αλλά συγχρόνως και η δυσμενέστερη από σεισμικής απόψεως κατανομή των δυσκαμψιών. Είναι πιθανόν, ότι το παραπάνω πλέγμα διαδικασιών έχει το μεγαλύτερο μερίδιο ευθύνης για τις βλάβες στις κατασκευές. Η δυνατότητα για ουσιαστική παρέμβαση είναι μειωμένη και είναι πρωταρχικός παράγοντας για την ασφάλεια των κατασκευών η αλλαγή αυτού του συστήματος διαδικασιών για την κατασκευή των έργων, γιατί σε τελική ανάλυση είναι άδικο να αναλαμβάνει ο μηχανικός ευθύνες που δεν του ανήκουν.

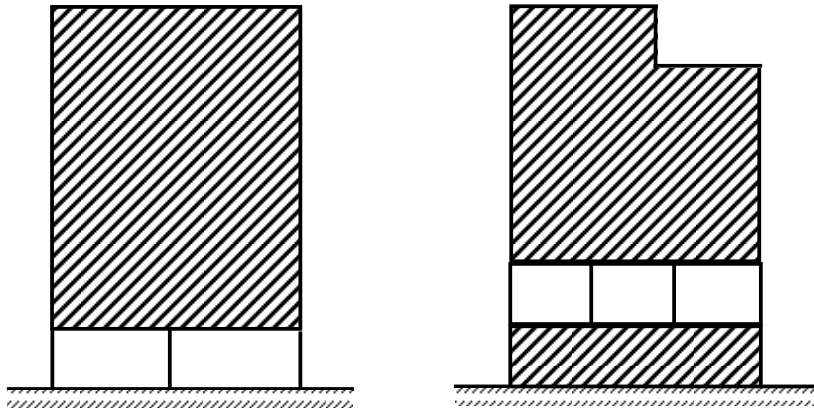
Τέλος δεν θα πρέπει να αγνοηθεί η Ελληνική πραγματικότητα όσον αφορά τις κατασκευές που έχουν δομηθεί στο παρελθόν με βάση τους παλαιότερους κανονισμούς και διαφορετικές γνώσεις. Δυστυχώς, ακόμα και σήμερα, πολλές φορές στην κατασκευή εφαρμόζονται λανθασμένες συνήθειες και νοοτροπίες του παρελθόντος.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται ορισμένες χαρακτηριστικές περιπτώσεις αυτού του τύπου που συχνά έχουν επισημανθεί (Πλαΐνης και Σιγάλας, 2000).

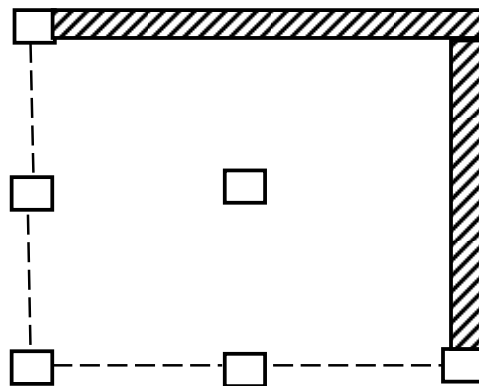
Σήμερα είναι γνωστό, ότι πολλές από τις υφιστάμενες κατασκευές με έντονη μεταβολή δυσκαμψίας καθ' ύψος (κτίρια με Pilotis ή με καταστήματα στο ισόγειο), όπου η δημιουργία μαλακού ορόφου είναι πολύ πιθανή (Σχ.1.1), είναι ιδιαίτερα ευάλωτες σε έναν ισχυρό σεισμό.

Επίσης εκκεντρότητες από ακανόνιστη κατανομή των δυσκαμψιών των κατακόρυφων μελών του δομήματος (Σχ.1.2) ή από "υποτιθέμενη" μη συνεργασία των τοιχοπληρώσεων με το δομικό σύστημα, επαυξάνουν

την ένταση με στρεπτικές δυνάμεις και δημιουργούν ανομοιόμορφη κατανομή της σεισμικής καταπόνησης στο επίπεδο.

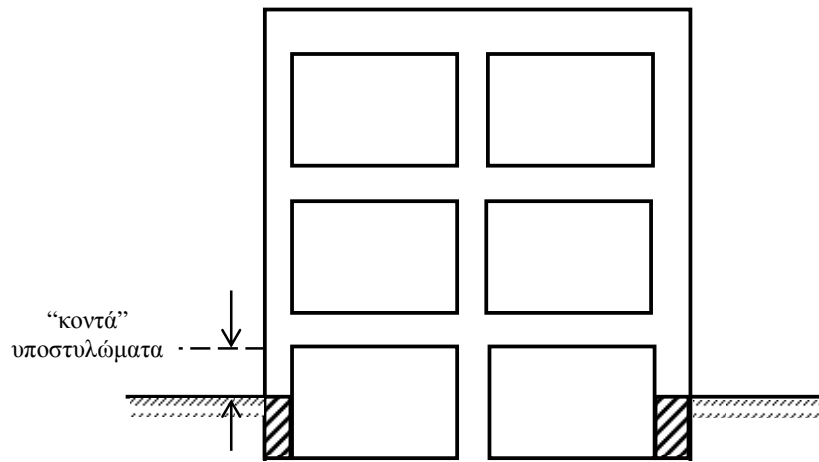


Σχήμα 1.1: Έντονη μεταβολή δυσκαμψίας καθ' ύψος

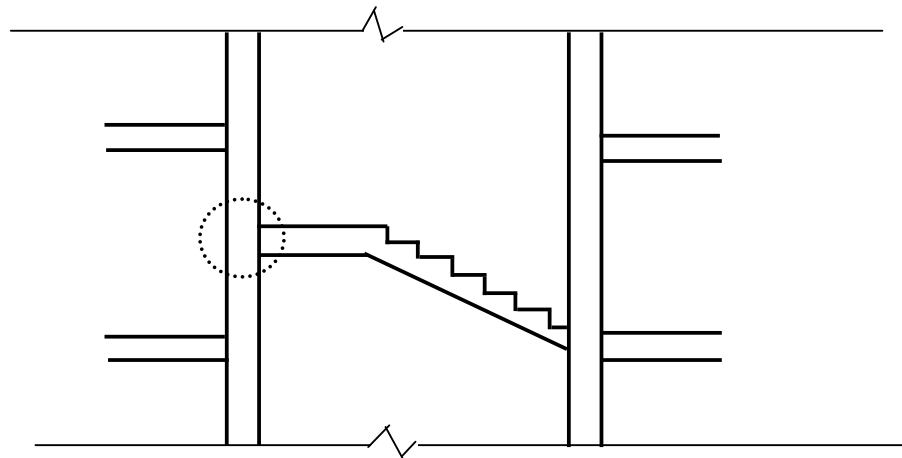


Σχήμα 1.2: Ακανόνιστη κατανομή δυσκαμψιών κατακόρυφων μελών

“Κοντά” υποστυλώματα συναντώνται συχνά σε συνήθεις τύπους κατασκευών όπως σε περιμετρικά κατακόρυφα στοιχεία ημιυπόγειων (Σχ.1.3), στην περίμετρο κλιμακοστασίων λόγω ενδιάμεσων στηρίξεων της κλίμακας (Σχ.1.4), σε καταστήματα με πατάρια ή σε βιομηχανικούς χώρους όπου ισχυρές περιμετρικές τοιχοπληρώσεις σταματούν χαμηλότερα από τη στάθμη της δοκού για τη δημιουργία φεγγιτών. Σήμερα έχει πλέον συνειδητοποιηθεί ότι τα στοιχεία αυτά όχι μόνο καταπονούνται με μεγαλύτερη διατμητική ένταση λόγω της μεγαλύτερης δυσκαμψίας τους αλλά έχουν και μικρότερη διατμητική αντοχή.

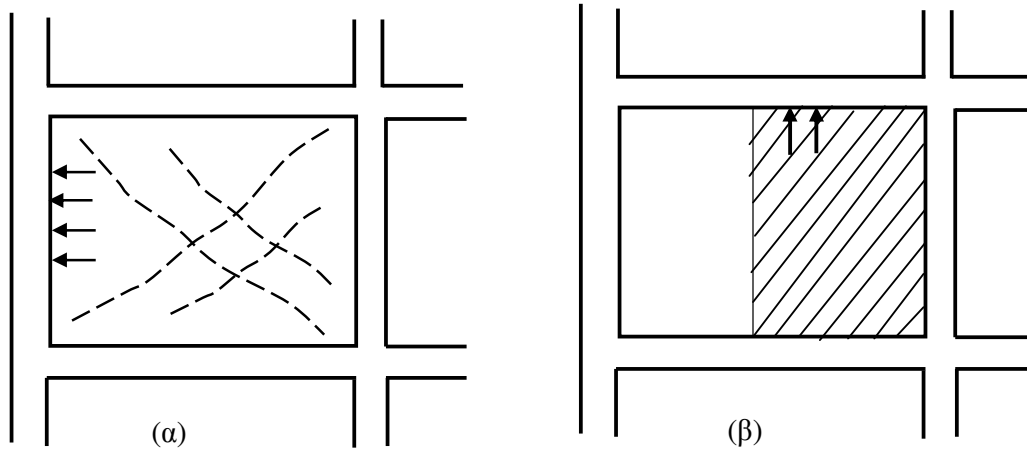


Σχήμα 1.3: “Κοντά” υποστυλώματα λόγω υπερυψωμένου υπογείου



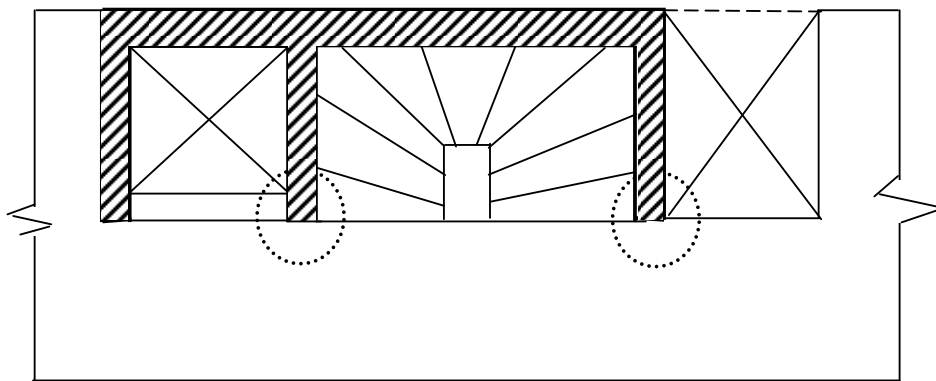
Σχήμα 1.4: Στηρίξεις στο ενδιάμεσο του ύψους υποστυλωμάτων

Βλάβες επίσης μπορούν να παρουσιαστούν λόγω δυσμενούς επίδρασης των τοιχοπληρώσεων στα περιβάλλοντα δομικά στοιχεία. Στο Σχήμα 1.5 παρουσιάζονται δύο περιπτώσεις αυτού του τύπου. Η πρώτη (Σχ.1.5α) αφορά τη δυσμενή επίδραση στα περιβάλλοντα υποστυλώματα λόγω των πρόσθετων δυνάμεων που ασκούνται σ’ αυτά μετά τη ρηγμάτωση της τοιχοποιίας. Στη δεύτερη περίπτωση, όπου η τοιχοπλήρωση καλύπτει τμήμα μόνο του φατνώματος του πλαισίου (Σχ.1.5β), το στατικό σύστημα στήριξης της δοκού οροφής μπορεί να είναι εντελώς διαφορετικό απ’ αυτό που έγινε αποδεκτό στην ανάλυση και ως εκ τούτου δημιουργούνται περιοχές με απρόβλεπτα υψηλότερες καταπονήσεις απ’ ότι η αρχική εκτίμηση.



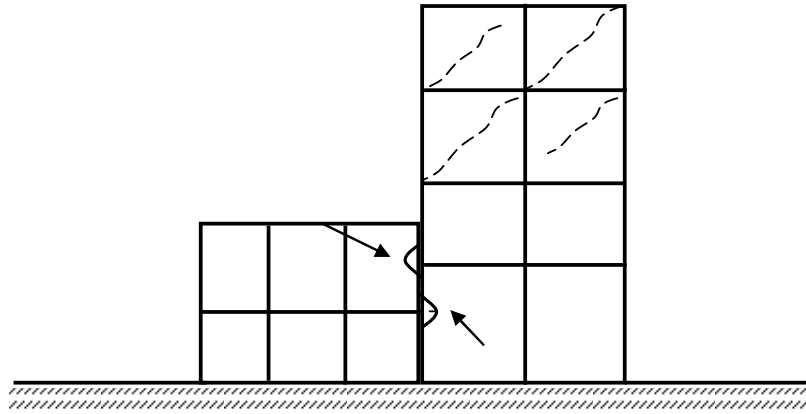
Σχήμα 1.5: Δυσμενής επίδραση τοιχοπληρώσεων
 α) σε υποστυλώματα
 β) σε δοκούς

Επίσης, σκόπιμο είναι να επισημανθεί ότι οι περιοχές σύνδεσης ισχυρών και αδυνάτων στοιχείων του φορέα είναι εν γένει ευάλωτες. Στο Σχήμα 1.6 παρουσιάζεται ένα παράδειγμα αυτού του τύπου.

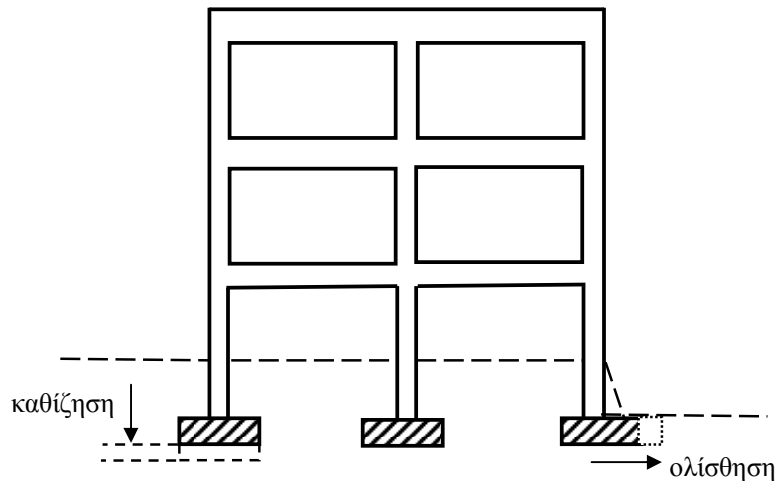


Σχήμα 1.6: Περιοχές σύνδεσης ισχυρών και αδυνάτων στοιχείων του φορέα

Τέλος υπενθυμίζεται ότι συχνά παρουσιάζονται βλάβες είτε λόγω πρόσκρουσης (κατά τη σεισμική διέγερση) με γειτονικό κτίριο (Σχ.1.7) είτε λόγω προβλημάτων στη θεμελίωση (Σχ.1.8).



Σχήμα 1.7: Πρόσκρουση γειτονικού κτιρίου



Σχήμα 1.8: Προβλήματα θεμελίωσης

Κλείνοντας την παραπάνω συνολική ανασκόπηση, πρέπει να επισημανθεί και μία κατηγορία βλαβών που δημιουργούνται στις κατασκευές με την πάροδο του χρόνου, χωρίς να οφείλεται σε υπέρβαση αντοχής αλλά στην επίδραση περιβαλλοντικών δράσεων όπως π.χ. η οξείδωση των οπλισμών και η αποφλοίωση του σκυροδέματος επικάλυψης. Βλάβες αυτής της κατηγορίας καθώς επίσης και κάθε άλλη μορφή βλάβης που δεν κρίνεται άμεσα επικίνδυνη (ρηγματώσεις σε μη-φέροντα στοιχεία, πλάκες κλπ.) χρήζουν επισκευής όχι μόνο για λόγους αισθητικούς και λειτουργικούς ή για προστασία από περιβαλλοντικές δράσεις αλλά πολλές φορές και για την αποκατάσταση της αντοχής, δυσκαμψίας και ικανότητας απορρόφησης ενέργειας σε ένα μελλοντικό σεισμό.

Στη συνέχεια αυτού του Κεφαλαίου επιχειρείται μία στοιχειώδης ταξινόμηση των συνηθέστερων βλαβών ανάλογα με το δομικό στοιχείο, σύμφωνα με όσα έχουν ήδη παρουσιαστεί στη βιβλιογραφία (Πενέλης και Κάππος, 1990). Η κατάταξη αυτή στοχεύει να βοηθήσει στην εκτίμηση της σοβαρότητας της υφιστάμενης κατάστασης για τη λήψη άμεσων μέτρων αφενός, και την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου επέμβασης αφετέρου.

Τα θέματα που αναλυτικότερα αναπτύσσονται είναι:

- Βλάβες σε Υποστυλώματα.
- Βλάβες σε Κόμβους Δοκών-Υποστυλωμάτων.
- Βλάβες σε Τοιχώματα.
- Βλάβες σε Δοκούς.
- Βλάβες σε Πλάκες και ένας
- Εμπειρικός Τρόπος Εκτίμησης της Απομένουσας Αντοχής και Δυσκαμψίας των Δομικών Στοιχείων και του Συνόλου της Κατασκευής.

1.2 ΒΛΑΒΕΣ ΣΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Μετά από ένα ισχυρό σεισμό, οι βλάβες στα υποστυλώματα μιας κατασκευής είναι από τις πιο συχνές και συγχρόνως από τις πιο σοβαρές. Αποτελούν πρώτη προτεραιότητα για την εκτίμηση της ασφάλειας της κατασκευής γιατί μπορεί να οδηγήσουν σε τμηματική ή ολική κατάρρευση του δομήματος. Είναι από τις περιπτώσεις όπου ο μηχανικός, εκτιμώντας το επίπεδο βλάβης αμέσως μετά το σεισμό σε στενά χρονικά περιθώρια πρέπει να αποφασίσει για άμεσα μέτρα προσωρινής υποστυλώσεως και απομάκρυνσης ενοίκων. Η εμπειρία του παρελθόντος έχει δείξει την κρισιμότητα του χρονικού διαστήματος αμέσως μετά από τον κύριο σεισμό όπου ένας ισχυρός μετασεισμός είναι πολύ πιθανός και συχνά καταστρεπτικότερος του κύριου σεισμού.

Οι βλάβες αυτές μπορεί να είναι καμπτικού ή διατμητικού χαρακτήρα. Ο τύπος της βλάβης εξαρτάται από τη συσχέτιση της καμπτικής και διατμητικής καταπόνησης του υποστυλώματος. Κρίνοντας με ελαστικά μεγέθη, η μέγιστη καμπτική τάση ενός στοιχείου είναι ανάλογη του μεγέθους M/bd^2 , ενώ η μέγιστη διατμητική είναι ανάλογη του μεγέθους V/bd . Επομένως το μέτρο συσχέτισης της καμπτικής και διατμητικής έντασης που θα προκύπτει ως λόγος των παραπάνω μεγεθών είναι:

$$\frac{M}{bd^2} / \frac{V}{bd} = \frac{M}{Vd}$$

που εκφράζει το λόγο διάτμησης. Προσεγγιστικά μπορεί να ληφθεί:

$$\frac{M}{Vd} \approx \frac{VL}{2Vd} = \frac{L}{2d}$$

Έτσι χωρίς να μπορεί να υπάρξει σαφές ποσοτικό κριτήριο, είναι φανερό ότι στα υποστυλώματα με μεγάλο ύψος και μικρές διαστάσεις διατομής είναι ευάλωτα από κάμψη ενώ στην αντίθετη περίπτωση είναι ευάλωτα σε διάτμηση. Η τιμή $M/Vd = 3.5$ έχει χρησιμοποιηθεί στη βιβλιογραφία (Πενέλης και Κάππος, 1990) ως ένα προσεγγιστικό ποσοτικό όριο για τον τύπο της αναμενόμενης βλάβης. Όμως αυτό μόνο δεν επαρκεί για την ερμηνεία της αστοχίας. Η εικόνα της βλάβης αρχικά και τα αποτελέσματα μιας ακριβέστερης ανάλυσης αργότερα θα βοηθήσουν στην ερμηνεία της βλάβης. Πάντως, αυτό δεν είναι πάντοτε εφικτό.

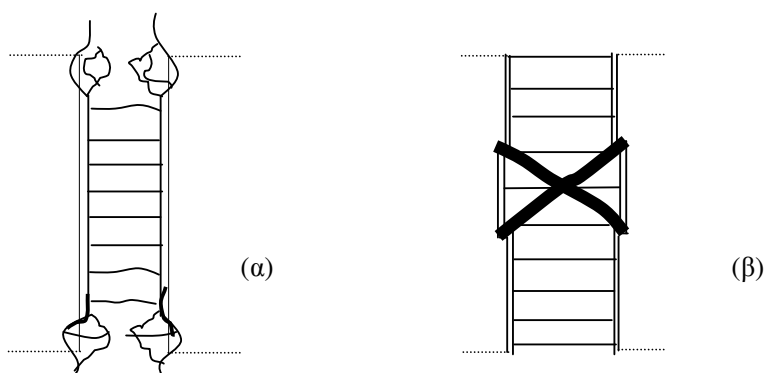
Οι βλάβες καμπτικού χαρακτήρα παρουσιάζονται συνήθως στην κορυφή και τη βάση των υποστυλωμάτων αφού εκεί γενικά παρουσιάζεται η μεγαλύτερη καμπτική ένταση. Στην περίπτωση μικρών αξονικών φορτίων όπως π.χ. σε περιμετρικά υποστυλώματα των ανωτέρων ορόφων, η βλάβη έχει την εικόνα οριζόντιας καμπτικής ρωγμής από υπέρβαση του ορίου διαρροής του χάλυβα σε εφελκυσμό. Οφείλεται σε ανεπάρκεια των διαμήκων ράβδων οπλισμού και το εύρος της ρωγμής είναι συνήθως ενδεικτικό του βαθμού βλάβης. Μπορεί επίσης να εκδηλωθεί με αποφλοίωση του σκυροδέματος στην περιοχή επικάλυψης των οπλισμών από υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής. Η βλάβη αυτή δεν εγκυμονεί σοβαρούς κινδύνους εφόσον περιορίζεται στην εκτός του πυρήνα περιοχή. Παρατηρείται συχνά σε υπεροπλισμένα στοιχεία με πολύ μικρή απόσταση μεταξύ των διαμήκων ράβδων όπου πολλές φορές δημιουργείται ένα μεταλλικό “τείχος” με έλλειψη συνέχειας του εντός και του εκτός του πυρήνα σκυροδέματος.

Ένας σοβαρότερος όμως τύπος βλάβης, ψαθυρού χαρακτήρα, είναι αυτός που εμφανίζεται σε στοιχεία με μεγάλα θλιπτικά φορτία από σύγχρονη ύπαρξη κάμψης και διάτμησης. Εκδηλώνεται με σύνθλιψη και αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης που λόγω της αντιστροφής της σεισμικής δράσης μπορεί να εμφανιστεί και στις δύο πλευρές του υποστυλώματος ως εκ τούτου συχνά παρατηρείται εγκάρσια διόγκωση του σκυροδέματος και διαρροή ή θραύση των συνδετήρων στην περιοχή βλάβης που πολλές φορές οδηγεί σε βράχυνση του υποστυλώματος και λυγισμό των κατακόρυφων ράβδων οπλισμού (Σχ.1.9α). Τέτοιου είδους βλάβες παρουσιάζονται σε υποστυλώματα με διατομή μικρότερη από την απαιτούμενη, κοντά σε κόμβους που συντρέχουν ισχυρές δοκοί. Η χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος και η έλλειψη περίσφιγξης από ανεπάρκεια συνδετήρων είναι τις περισσότερες φορές εμφανείς. Είναι προφανές ότι αυτός ο τύπος βλάβης είναι από τους πιο σοβαρούς σε μία κατασκευή γιατί πέρα από τη ψαθυρότητα της αστοχίας και τη σημαντική μείωση της δυσκαμψίας του υποστυλώματος, συνεπάγεται αδυναμία μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων. Η υπερφόρτιση των γειτονικών κατακόρυφων στοιχείων από ανακατανομή της έντασης

μπορεί να οδηγήσει σε κατάρρευση του δομήματος μέσα από μία αλυσιδωτή σειρά αστοχιών.

Οι βλάβες διατμητικού χαρακτήρα παρατηρούνται σε υποστυλώματα με μικρό λόγο διάτμησης στις περιοχές με τη μεγαλύτερη διατμητική αδυναμία, και δεν είναι υποχρεωτικά στα άκρα του υποστυλώματος. Σε στοιχεία όμως με μικρό αξονικό φορτίο όπως π.χ. σε περιμετρικά υποστυλώματα που βρίσκονται στους τελευταίους ορόφους, τα άκρα των υποστυλωμάτων είναι περισσότερο ευάλωτα επειδή είναι πιθανή η διαρροή των διαμήκων ράβδων οπλισμού λόγω υψηλών καμπτικών ροπών σε αυτές τις θέσεις και επομένως μία μειωμένη διατμητική αντίσταση αναμένεται από έλλειψη αλληλοεμπλοκής των αδρανών.

Για τιμές του λόγου διάτμησης μικρότερες από 2,5 όπως συμβαίνει σε κοντά υποστυλώματα, οι βλάβες αυτού του τύπου είναι οι συχνότερες. Εξάλλου πολλές φορές παρουσιάζεται συμπεριφορά κοντού υποστυλώματος όταν σε ένα κοινό υποστυλώμα εμποδίζονται οριζόντιες μετακινήσεις χωρίς κατασκευαστική πρόθεση από δύσκαμπτα στοιχεία σε ένα τμήμα του ύψους. Τέτοια συμπεριφορά συχνά παρατηρείται σε κατοικίες ή βιομηχανικούς χώρους με παράθυρα ή φεγγίτες αντιστοίχως, εκατέρωθεν του υποστυλώματος. Οι διατμητικού χαρακτήρα βλάβες, είναι ψαθυρής μορφής και ως εκ τούτου θεωρούνται σοβαρές. Εκδηλώνονται με λοξές ρωγμές που λόγω της αντιστροφής της σεισμικής δράσης πολλές φορές έχουν χιαστί μορφή (Σχ.1.9β και 1.10).



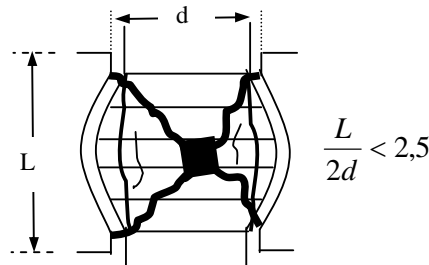
Σχήμα 1.9: Βλάβες υποστυλωμάτων

- α) Ισχυρή αξονική σύνθλιψη και εναλλασσόμενη καμπτική ροπή
- β) Ισχυρή αξονική σύνθλιψη και τέμνουσα

Η χαμηλή ποιότητα του σκυροδέματος και η έλλειψη επαρκούς διατμητικού οπλισμού είναι συνήθως εμφανείς σε αυτές τις βλάβες.

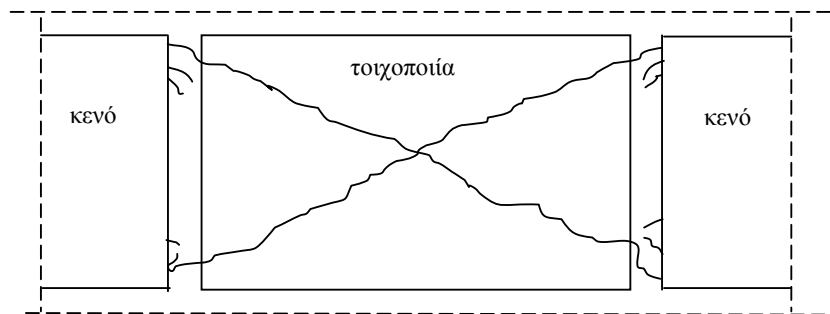
Ο σύγχρονος τρόπος διαστασιολόγησης σε διάτμηση όπου η τέμνουσα σχεδιασμού προσδιορίζεται με βάση τις μέγιστες ροπές που μπορούν να αναπτυχθούν στα άκρα του υποστυλώματος όταν δημιουργηθούν

πλαστικές αρθρώσεις, δηλαδή $V=2M_R/L$ και όχι με βάση την τέμνουσα της ανάλυσης, αποτρέπει βλάβες αυτού του τύπου. Στα “κοντά” υποστυλώματα ο παραπάνω κανόνας δεν είναι επαρκής.



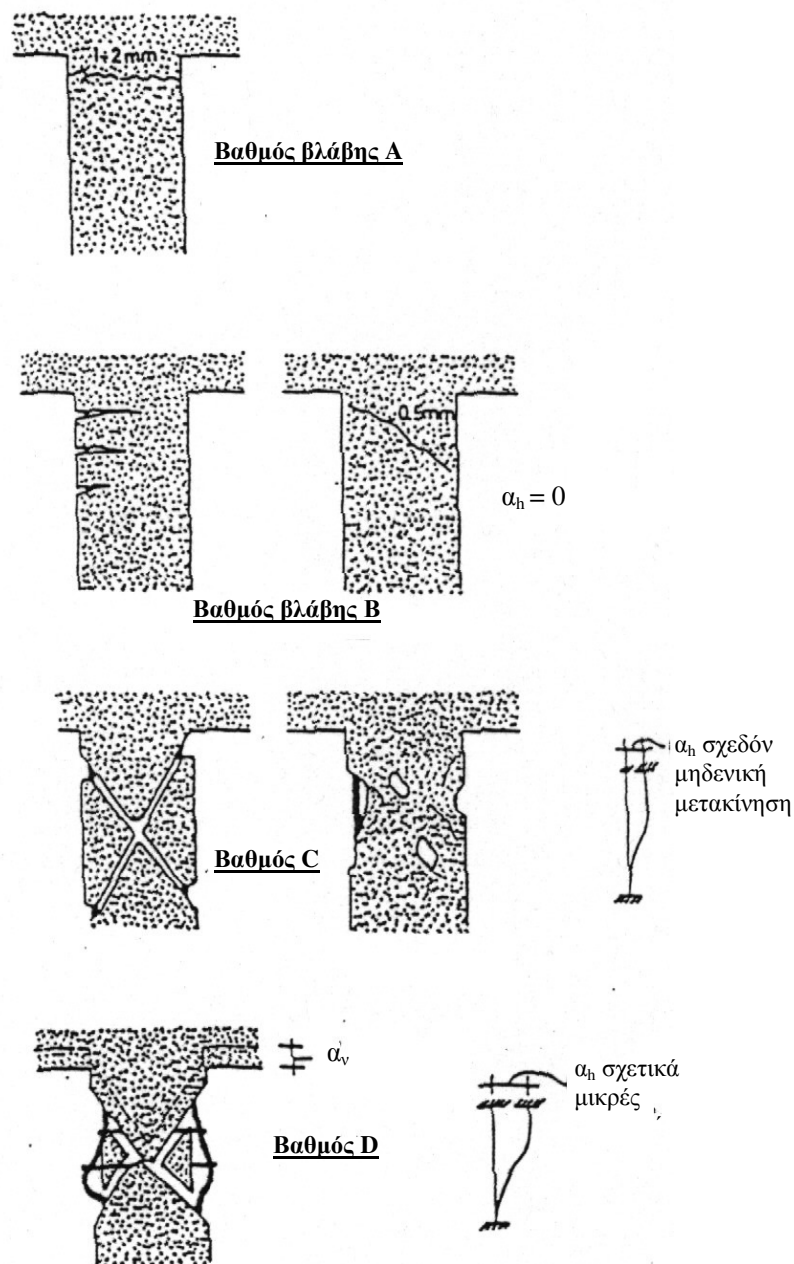
Σχήμα 1.10: Διατμητική αστοχία “κοντού” υποστυλώματος

Ως ξεχωριστός τύπος διατμητικής βλάβης θα πρέπει να θεωρηθεί η περίπτωση που η αστοχία της τοιχοπλήρωσης ενός πλαισιώματος επεκτείνεται στα υποστυλώματα του πλαισίου (Σχ.1.11). Αυτό συμβαίνει συνήθως σε περιπτώσεις μονόπλευρης και καλά δομημένης τοιχοπλήρωσης σφηνωμένης περιμετρικά σε πλαίσιο με ασθενή κατακόρυφα στοιχεία. Έτσι η εικόνα της βλάβης ανταποκρίνεται στη θεώρηση ενός ενιαίου τοιχώματος όπου πλαίσιο και τοιχοπλήρωση λειτουργούν ως ένα στοιχείο.



Σχήμα 1.11: Βλάβη υποστυλωμάτων στη συνέχεια μονόπλευρων τοιχοπληρώσεων

Στο Σχήμα 1.12 παρουσιάζεται η κατάταξη των βαθμών βλάβης για υποστυλώματα, όπως παρουσιάζεται στο CEB Bul. No162 (1983) και EC8-Part 1.4, (1995). Μία τέτοια κατάταξη χρησιμεύει για τον προσδιορισμό των περιθωρίων ασφαλείας αφενός και για την επιλογή της καταλλήλου μεθόδου επισκευής ή ενίσχυσης αφετέρου.



Σχήμα 1.12: Βαθμοί βλάβης σε υποστυλώματα και τοιχώματα

Βαθμός βλάβης A

Μεμονωμένες οριζόντιες ρωγμές με πλάτος λιγότερο από 1-2 mm, με την προϋπόθεση ότι ένας απλός υπολογισμός έχει αποδείξει ότι αυτές οι ρωγμές δεν οφείλονται σε ανεπάρκεια της διατομής σε κάμψη, αλλά μάλλον σε τοπικές αδυναμίες όπως π.χ. αρμοί διακοπής εργασίας,

επίδραση της εν επαφή τοιχοπλήρωσης, ανεπαρκής αγκύρωση οπλισμών, κ.τ.λ.

Βαθμός βλάβης Β

Αρκετές πλατιές καμπτικές ρωγμές ή μεμονωμένες λοξές διατμητικές ρωγμές με πλάτος μικρότερο από 0.5 mm, υπό τον όρο ότι δεν παρατηρούνται εναπομένουσες μετακινήσεις.

Βαθμός βλάβης C

Χιαστί λοξές διατμητικές ρωγμές ή έντονη τοπική σύνθλιψη και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος, υπό τον όρο ότι δεν παρατηρούνται άξιες λόγου εναπομένουσες μετακινήσεις.

Βαθμός βλάβης D

Πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος στην περιοχή βλάβης, λυγισμός των διαμήκων ράβδων, διαρροή ή θραύση των συνδετήρων της περιοχής, ασυνέχεια στην περιοχή χωρίς κατάρρευση του υποστρώματος. Προϋποτίθεται επίσης ότι οι εναπομένουσες μετακινήσεις που παρατηρούνται (οριζόντιες και κατακόρυφες) και ιδιαίτερα οι κατακόρυφες είναι σχετικά μικρές.

Βαθμός βλάβης E

Πλήρης κατάρρευση του υποστρώματος.

Ως μία γενικότερη παρατήρηση σημειώνεται ότι εάν η γενική εικόνα βλάβης συμφωνεί με μία από τις εικόνες βλάβης του Σχήματος 1.12 χωρίς όμως να τηρούνται οι προβλεπόμενες συνθήκες για τις εναπομένουσες μετακινήσεις, τότε ως βαθμός βλάβης θεωρείται ένα επίπεδο παραπάνω απ' ότι δηλώνεται στο σχήμα. Έτσι για παράδειγμα μία βλάβη με εικόνα τύπου D, όπου όμως υπάρχουν μεγάλες κατακόρυφες μετακινήσεις, πρέπει να θεωρηθεί βαθμός βλάβης E.

1.3 ΒΛΑΒΕΣ ΣΕ ΚΟΜΒΟΥΣ ΔΟΚΩΝ -ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

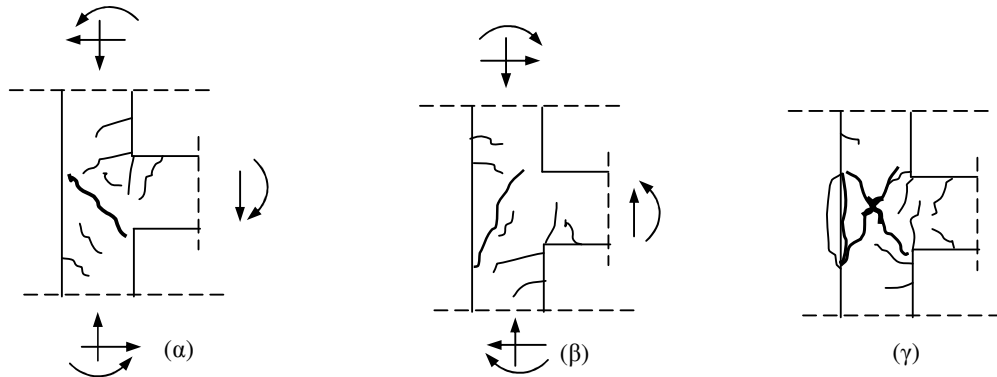
Όπως έχει φανεί από αποτελέσματα καταστρεπτικών σεισμών στη χώρα μας, οι κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων, ιδιαίτερα οι εξωτερικοί, αποτελούν ένα από τα πλέον ευπαθή στοιχεία των υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Αυτό οφείλεται κυρίως στους εξής λόγους:

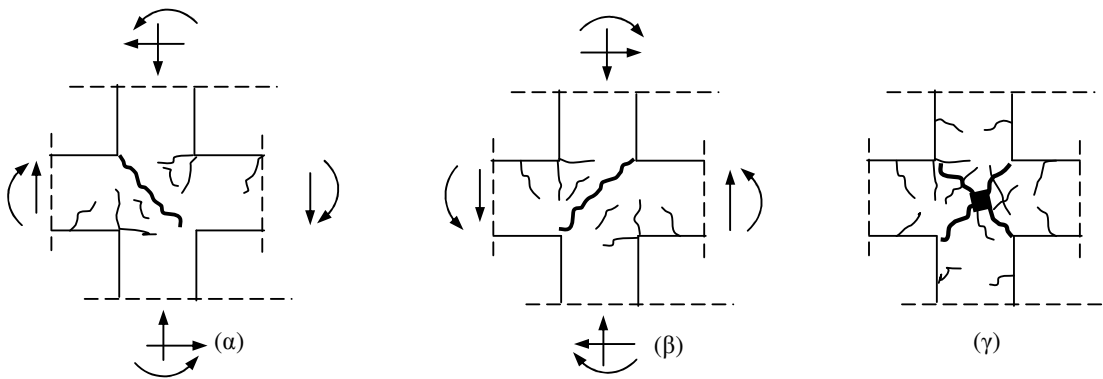
- (α) Η διατμητική ένταση στους κόμβους είναι ιδιαίτερα υψηλή.
- (β) Ο σχεδιασμός των κόμβων, μέχρι και σήμερα, δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης της τοπικής έντασης.
- (γ) Οι κόμβοι είναι συχνά περιοχές κακής σκυροδέτησης λόγω μεγάλης πυκνότητας οπλισμών.

Οι βλάβες στους κόμβους είναι από τις πλέον κρίσιμες για την ασφάλεια της ακεραιότητας του φορέα. Υπενθυμίζεται ότι κάθε ρηγμάτωση κόμβου, έστω και πολύ μικρού ανοίγματος ρωγμών,

εξετάζεται ως επικίνδυνη και αντιμετωπίζεται ως σοβαρότερη βλάβη σε σύγκριση με άλλα δομικά στοιχεία που έχουν την ίδια εικόνα ρηγματώσης. Σε μία βαθμονόμηση των βλαβών που προτείνεται στον EC8-Part 1.4 (1995), οι βλάβες στους κόμβους είναι κατά μία κατηγορία υψηλότερη από αυτήν που αντιστοιχεί σε υποστυλώματα με την ίδια εικόνα (εύρος, κατεύθυνση κ.τ.λ.) ρηγματώσης.



βλάβες σε ακραίους κόμβους



βλάβες σε μεσαίους κόμβους

Σχήμα 1.13: Βλάβες σε κόμβους πλαισίων

α) σύνθλιψη κάτω παρειάς δοκού

β) σύνθλιψη άνω παρειάς δοκού

γ) αποδιοργάνωση κόμβου από ανακυκλιζόμενη φόρτιση

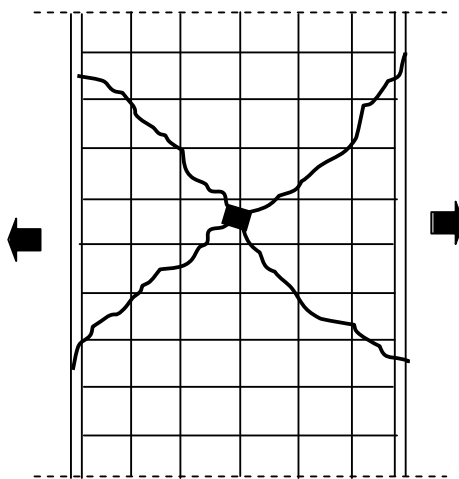
Έτσι ρηγματώσεις στους κόμβους με τη μορφή που απεικονίζονται στα Σχήματα 1.13α και 1.13β θεωρούνται ως βαθμός βλάβης C.

Σοβαρή αποδιοργάνωση στους κόμβους (Σχ.1.13γ) θεωρείται ως βαθμός βλάβης D.

1.4 ΒΛΑΒΕΣ ΣΕ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

Τα τοιχώματα σε μία κατασκευή είναι τα στοιχεία που περιλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής έντασης. Μετά από ένα ισχυρό σεισμό οι βλάβες σε τοιχώματα είναι εξ' ίσου συχνές όπως και οι βλάβες σε υποστυλώματα. Ένα ποσοστό 28.5% των κατασκευών που παρουσίασαν βλάβες σε σκελετό, στο σεισμό της Θεσσαλονίκης τον Ιούλιο του 1978, είχαν παρουσιάσει βλάβες στα τοιχώματα (Πενέλης και Κάππος, 1990).

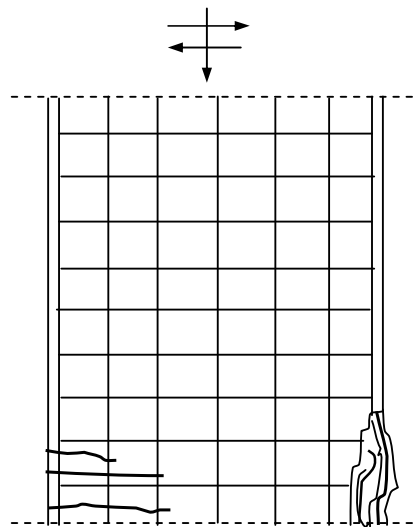
Οι βλάβες αυτές είναι διατμητικής ή καμπτικής μορφής. Οι διατμητικού τύπου βλάβες είναι οι περισσότερο συχνές και πιο σοβαρές. Εμφανίζονται με λοξά ρήγματα που λόγω της αντιστροφής της σεισμικής δράσης τελικά εμφανίζουν χιαστί μορφή (Σχ.1.14). Η σοβαρότητα αυτής της μορφής βλάβης δεν οφείλεται μόνο στη ψαθυρότητα της αστοχίας αλλά και στο γεγονός ότι μπορεί να προκληθούν εκατέρωθεν μετακινήσεις των τριγωνικών τμημάτων του τοιχώματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.14, που συνεπάγονται βράχυνση του συνολικού στοιχείου και πιθανή αδυναμία μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων. Κατά συνέπεια υπάρχει κίνδυνος τμηματικής ή ολικής κατάρρευσης του δομήματος μέσα από μία αλυσιδωτή σειρά αστοχιών. Γι' αυτό το λόγο, ο σύγχρονος τρόπος σχεδιασμού των τοιχωμάτων προβλέπει τη μόρφωση των ενισχύσεων στα άκρα του τοιχώματος υπό τη μορφή εμφανών υποστυλωμάτων ή “κρυφών υποστυλωμάτων”, (βλ. ΕΚΩΣ 2000 § 18.5.3) που μπορούν να παραλάβουν το αξονικό φορτίο του τοιχώματος. Έτσι ο βαθμός κινδύνου μιας βλάβης τέτοιας μορφής, μειώνεται σημαντικά.



Σχήμα 1.14: Εικόνα διατμητικής βλάβης τοιχώματος

Τα αίτια μιας τέτοιας αστοχίας θα πρέπει βασικά να αναζητηθούν στη συνολική μόρφωση και σχεδιασμό του φορέα και μερικές φορές συνδυάζονται με ανεπαρκή διατμητικό οπλισμό και χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος.

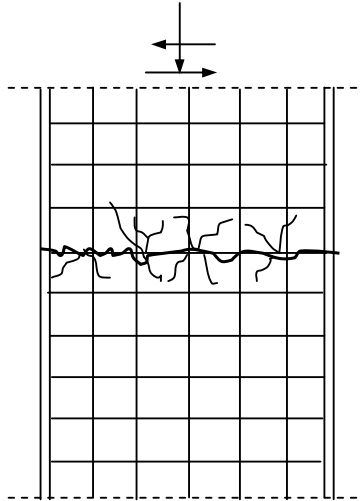
Οι βλάβες καμπτικού τύπου (Σχ.1.15), είναι λιγότερο συχνές. Παρουσιάζονται στη βάση του τοιχώματος κοντά στη θεμελίωση, και είναι εμφανείς στον ισόγειο όροφο των κτιρίων, όταν έχουν κατασκευαστεί με ισχυρή θεμελίωση ή όταν διαθέτουν υπόγειο όροφο τα περιμετρικά τοιχώματα του οποίου δημιουργούν συνθήκες πάκτωσης του τοιχώματος. Στην περίπτωση θεμελίωσης τοιχωμάτων σε απλά πέδιλα, οι ροπές που αναπτύσσονται στη βάση είναι πολύ μικρότερες λόγω στροφής του πεδύλου, ενώ δεν υπάρχει σημαντική διαφορά στην αναπτυσσόμενη τέμνουσα (Πενέλης και Κάππος, 1990). Έτσι οι αναμενόμενες βλάβες θα είναι διατμητικής μορφής με πιθανές αστοχίες στις συνδετήριες δοκούς της θεμελίωσης.



Σχήμα 1.15: Εικόνα καμπτικής βλάβης τοιχωμάτων

Μια ξεχωριστή περίπτωση βλάβης που παρουσιάζεται πάρα πολύ συχνά στα τοιχώματα είναι αυτή που παρατηρείται με ρηγμάτωση των αρμών διακοπής εργασίας (Σχ.1.16).

Δεν χαρακτηρίζεται επικίνδυνη μορφή βλάβης γιατί αφενός μεν δεν μειώνεται η δυνατότητα μεταφοράς των αξονικών φορτίων και αφετέρου δεν επηρεάζεται η συνολική δυσκαμψία του φορέα. Οφείλεται στην αδυναμία μεταφοράς τεμνουσών δυνάμεων στον αρμό. Αυτή η μορφή βλάβης παρουσιάζεται συχνότερα στα τοιχώματα απ' ό,τι στα υποστύλωμα λόγω των μικρών αξονικών φορτίων των τοιχωμάτων.



Σχήμα 1.16: Εικόνα βλάβης τοιχωμάτων στον αρμό διακοπής εργασίας

Έτσι εάν κατά τη σκυροδέτηση του νέου σκυροδέματος δεν είχε δημιουργηθεί η κατάλληλη προετοιμασία της επιφάνειας του παλαιού σκυροδέματος, όπως επιβάλλουν οι κανονισμοί, δημιουργείται αστοχία της διεπιφάνειας από υπέρβαση της διατμητικής αντοχής του αρμού. Ο ΕΚΩΣ 2000 (βλ. § 18.5.7) προβλέπει ένα ελάχιστο ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού που πρέπει να διαπερνά τον αρμό (με καλή αγκύρωση).

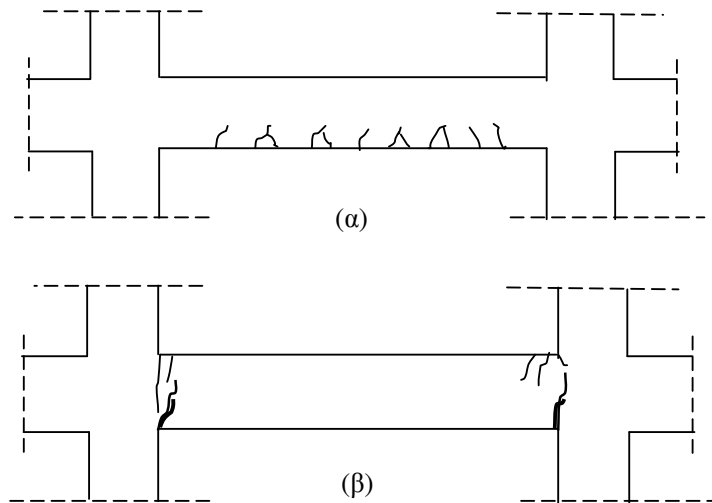
1.5 ΒΛΑΒΕΣ ΣΕ ΔΟΚΟΥΣ

Οι βλάβες σε δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι εξ' ίσου συχνές είτε προέρχονται από σεισμό είτε από κατακόρυφα φορτία. Είναι συχνότερες και από τις βλάβες στα υποστυλώματα, ακόμη και στην περίπτωση σεισμού. Είναι όμως λιγότερο επικίνδυνες σε ότι αφορά την ευστάθεια του φορέα σαν σύνολο, και ως εκ τούτου έπονται σε σπουδαιότητα των βλαβών που παρατηρούνται σε υποστυλώματα.

Στο Σχήμα 1.17α παρουσιάζεται μία συνήθης εικόνα δοκού, με εγκάρσιες καμπτικές ρωγμές στο κάτω πέλμα. Αυτός ο τύπος βλάβης είναι ο συχνότερος στα δοκάρια μετά από ένα σεισμό. Το 83% των κατασκευών που παρουσίασαν βλάβες σε δοκούς στο σεισμό της Θεσσαλονίκης του 1978, είχαν βλάβες αυτής της μορφής (Πενέλης και Κάππος, 1990). Όμως είναι προφανές ότι η μορφή της σεισμικής έντασης δεν δικαιολογεί τέτοιου είδους βλάβες και πιθανότατα δεν είναι βλάβες. Τις περισσότερες φορές είναι απλώς η αποκάλυψη προϋπαρχουσών

τριχοειδών ρωγμών που έγιναν ορατές αφού διευρύνθηκαν λόγω της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.

Όμως η ίδια εικόνα είναι ένδειξη καμπτικής ανεπάρκειας αν οφείλεται σε δράση κατακόρυφων φορτίων. Στην περίπτωση αυτή συχνά παρατηρούνται αρκετές ρωγμές μεγάλου πλάτους συγκεντρωμένες σε μία περιοχή της δοκού που μπορεί να πιθανολογηθεί ανάπτυξη μέγιστου ροπής κάμψης και είναι ένδειξη διαρροής του εφελκυόμενου χάλυβα.



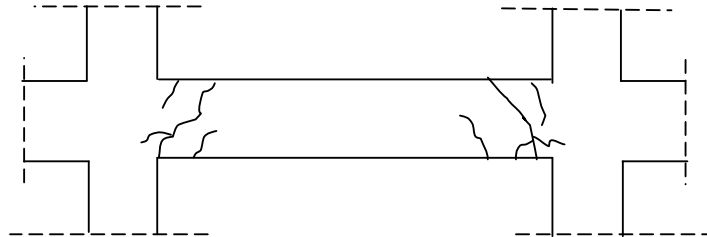
Σχήμα 1.17: Καμπτικές βλάβες σε δοκούς

- (α) καμπτικές ρωγμές στο εφελκυόμενο πέλμα,
- (β) καμπτική αστοχία στο άνω πέλμα και ολίσθηση οπλισμών στο κάτω

Καμπτικές βλάβες στο πάνω πέλμα των δοκών (Σχ.1.17β) είναι πολύ πιθανόν να εμφανιστούν κοντά στις στηρίξεις από σεισμικές ή από μακροχρόνιες δράσεις. Παρόμοιες επίσης εγκάρσιες ρωγμές μπορούν να εμφανιστούν κοντά στις στηρίξεις και στο κάτω πέλμα της δοκού (Σχ.1.17β) για δύο πιθανούς λόγους. Ο ένας είναι η καμπτική αστοχία της διατομής από διαρροή του εφελκυόμενου οπλισμού στο κάτω πέλμα και μπορεί να συμβεί στην περίπτωση ισχυρής σεισμικής έντασης. Ο δεύτερος λόγος, που είναι και ο συχνότερος, είναι η ανεπαρκής αγκύρωση και η ολίσθηση του οπλισμού κάτω πέλματος. Εμφανίζεται συνήθως με ένα ρήγμα μεγάλου πλάτους στην παρειά της στήριξης και μπορεί να συμβεί για κάθε περίπτωση φόρτισης.

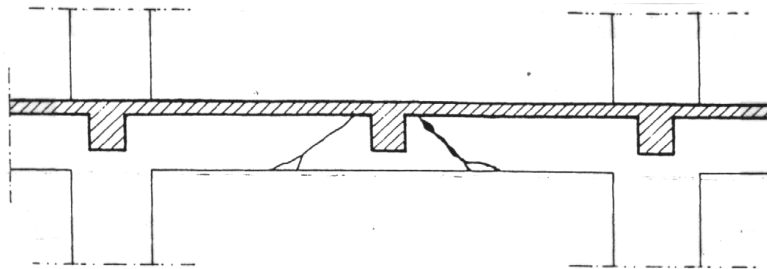
Διατμητικές βλάβες στις περιοχές στήριξης των δοκών (Σχ.1.18) είναι οι σοβαρότερες που μπορούν να παρουσιαστούν σε δοκούς και είναι πολύ συχνές μετά από ένα ισχυρό σεισμό. Το 43% του συνόλου των δοκών που παρουσίασαν βλάβες στο σεισμό της Θεσσαλονίκης (1978),

παρουσίασαν βλάβες αυτού του τύπου (Πενέλης και Κάππος, 1990). Είναι ο πιο ανεπιθύμητος τύπος βλάβης λόγω της ψαθυρής μορφής αστοχίας. Για την αποφυγή του προβλέπεται πλέον στους σύγχρονους κανονισμούς ο ικανοτικός σχεδιασμός σε τέμνουσα με βάση τις μέγιστες ροπές που μπορεί να αναπτυχθούν στα άκρα της δοκού.



Σχήμα 1.18: Διατμητική αστοχία δοκού

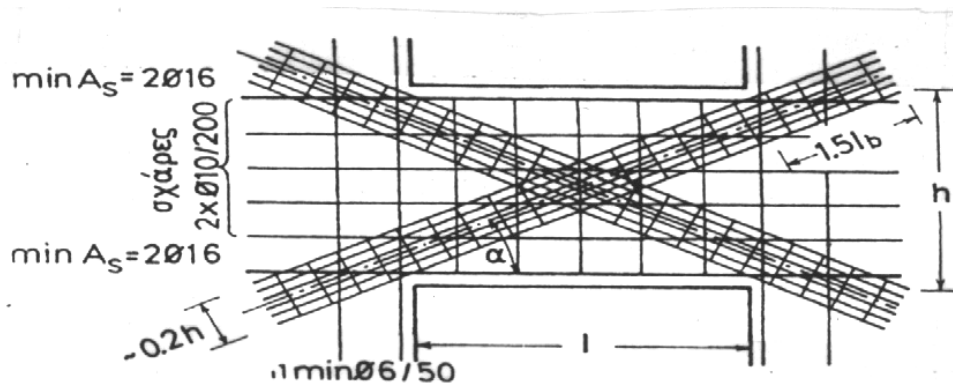
Επίσης ένας άλλος τύπος διατμητικής αστοχίας είναι αυτός που παρατηρείται σε περιπτώσεις εφαρμογής συγκεντρωμένων φορτίων όπως π.χ. τα “φυτευτά” υποστυλώματα ή δευτερεύουσες δοκοί (Σχ.1.19) και οφείλεται συχνά σε ανεπαρκή οπλισμό διάτμησης και ανάρτησης (Φαρδής, 2005).



Σχήμα 1.19: Εικόνα διατμητικής αστοχίας λόγω συγκεκριμένου φορτίου

Οριζόντια στοιχεία σύνδεσης συζευγμένων τοιχωμάτων που δημιουργούνται σαν υπέρθυρα μίας στήλης ανοιγμάτων σε μεγάλα τοιχώματα αστοχούν με λοξές χιαστί ρωγμές, με παρόμοιο τρόπο που αστοχούν τα “κοντά” υποστυλώματα.

Τα στοιχεία αυτά είναι σημαντικά για τη δυσκαμψία και την ικανότητα απόσβεσης ενέργειας των συζευγμένων τοιχωμάτων. Ο ΕΚΩΣ 2000 (βλ. § 18.5.8), προβλέπει ειδικό διασπαστικό οπλισμό (Σχ.1.20) για την αποφυγή αστοχίας τέτοιας μορφής.



Σχήμα 1.20: Ειδικός οπλισμός σύζευξης τοιχωμάτων

1.6 ΒΛΑΒΕΣ ΣΕ ΠΛΑΚΕΣ

Οι βλάβες οριζοντίων επιφανειακών στοιχείων μιας κατασκευής όπως είναι οι πλάκες, είναι εν γένει δευτερεύουσας σημασίας αφού σχεδόν πάντα δεν επηρεάζουν την ευστάθεια του συνολικού φορέα. Εκτός τούτου, συνήθως δεν υπάρχει κίνδυνος ούτε για την ίδια την πλάκα λόγω του μεγάλου βαθμού υπερστατικότητας της, με εξαίρεση βέβαια τους πρόβλους. Εξάλλου, όπως είναι γνωστό, οι πλάκες είναι στοιχεία ουσιαστικά ανεπηρέαστα από σεισμικές δράσεις.

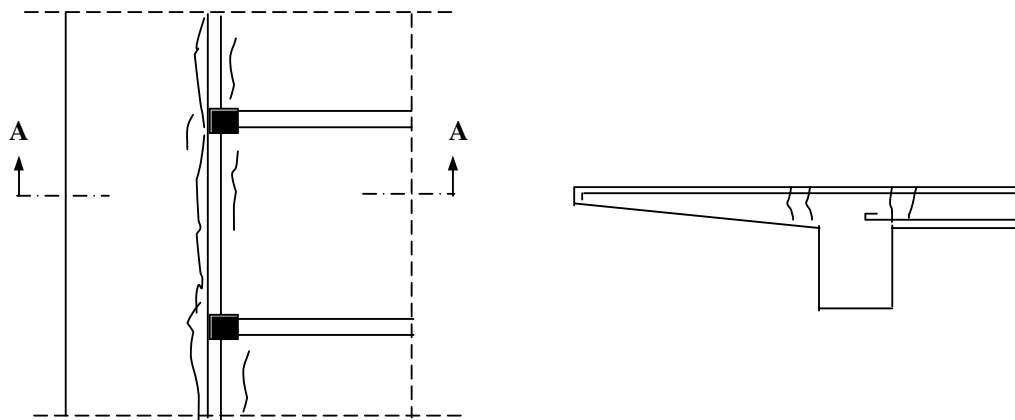
Μερικές φορές, μετά από ένα ισχυρό σεισμό, μπορεί να παρατηρηθούν διαμπερείς εγκάρσιες ρωγμές κατ' επέκταση καμπτικών ρηγματώσεων στη παρειά στήριξης των δοκών, σαν αποτέλεσμα της συνεργασίας πλάκας και δοκού. Δικαιολογείται έτσι η κατασκευαστική διευκόλυνση, που προτείνεται από τον ΕΚΩΣ 2000 (βλ. § 18.3.2), για τοποθέτηση του 1/4 του απαιτούμενου οπλισμού στήριξης εντός της πλάκας και εκατέρωθεν του κορμού.

Μία σοβαρότερη μορφή βλάβης που οφείλεται σε καθιζήσεις υποστυλωμάτων συνοδεύεται συνήθως και από βλάβες των γειτονικών δοκών και ρηγματώσεις των τοιχοπληρώσεων.

Η εικόνα που συχνά παρουσιάζεται μετά από έναν ισχυρό σεισμό με αρκετό πλήθος ρηγματώσεων σε τυχαίες θέσεις δεν είναι ανησυχητική. Συχνά οφείλεται σε προϋπάρχουσες τριχοειδείς ρηγματώσεις που αποκαλύφθηκαν αφού διευρύνθηκαν λόγω της κατακόρυφης σεισμικής έντασης.

Όμως χρειάζεται περισσότερη προσοχή αν παρόμοια εικόνα βλάβης οφείλεται σε μακροχρόνιες δράσεις δηλαδή σε μόνιμα και κινητά φορτία, και οι βλάβες εντοπίζονται σε περιοχές μεγίστων ροπών οπότε πιθανολογείται καμπτική ανεπάρκεια.

Οι ρωγμές που πολλές φορές παρατηρούνται σε προβόλους με διεύθυνση παράλληλη προς τους κύριους οπλισμούς, προφανώς δεν είναι ανησυχητικές. Όμως πρέπει να σημειωθεί ότι οι πρόβολοι λόγω έλλειψης υπερστατικότητας, είναι τα πλέον κρίσιμα επιφανειακά στοιχεία. Έτσι, χρειάζονται ιδιαίτερη προσοχή οι τυχόν ρηγματώσεις με διεύθυνση κάθετη προς τον κύριο οπλισμό, που θα εμφανιστούν στο πάνω πέλμα, στην παρειά στήριξης του προβόλου με τη δοκό (Σχ.1.21).



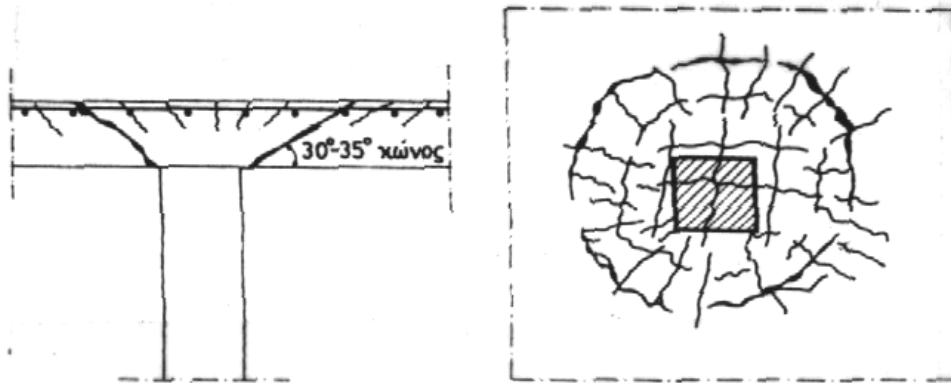
(α) κάτοψη

(β) τομή A-A

Σχήμα 1.21: Βλάβες σε πλάκες

Οι ρηγματώσεις αυτές συχνά οφείλονται στο μειωμένο στατικό ύψος που δημιουργείται αθέλητα μετά από την τοποθέτηση του οπλισμού και πριν τη σκυροδέτηση. Μερικές φορές οι ρηγματώσεις αυτές επεκτείνονται μόνο στην επικάλυψη του σκυροδέματος που λόγω του μειωμένου στατικού ύψους είναι σημαντικού πάχους και έτσι είναι ορατές. Στη φάση αυτή δεν υπάρχει βλάβη και ο μηχανικός θα πρέπει να προσδιορίσει την υφιστάμενη αντοχή του προβόλου εκτιμώντας το πραγματικό στατικό ύψος και να λάβει μέτρα ενίσχυσης στην περίπτωση που προκύψει ανεπάρκεια. Αν όμως το βάθος των ρωγμών είναι μεγαλύτερο από το πάχος της επικάλυψης τότε πιθανολογείται διαρροή του εφελκόμενου χάλυβα και απαιτούνται άμεσα μέτρα επέμβασης.

Μία σοβαρή μορφή βλάβης σε πλάκες εδραζόμενες απ' ευθείας σε υποστυλώματα χωρίς την παρεμβολή δοκών φαίνεται στο Σχήμα 1.22. Οφείλεται σε αστοχία της πλάκας από διάτρηση και συνιστάται η αποφυγή τέτοιου είδους μόρφωσης σε αντισεισμικές κατασκευές (Ο.Α.Σ.Π., 1999).



Σχήμα 1.22: Εικόνα βλάβης πλάκας λόγω διάτρησης

1.7 ΕΜΠΕΙΡΙΚΟΣ ΤΡΟΠΟΣ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΑΠΟΜΕΝΟΥΣΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Μία ακριβής διαδικασία εκτίμησης της εναπομένουσας φέρουσας ικανότητας μιας κατασκευής που έχει υποστεί βλάβες είναι ιδιαίτερα σύνθετη, ξεφεύγει από τους σκοπούς του παρόντος και μπορεί να αναζητηθεί αλλού (FEMA-356, 2000). Εδώ παρουσιάζεται ένας απλουστευμένος, ταχύς, εμπειρικός τρόπος για την παραπάνω εκτίμηση σύμφωνα με τον EC8-Part 1.4 (1995)*.

Για την εκτίμηση της απομένουσας αντοχής R_{res} και δυσκαμψίας K_{res} σε στοιχεία με βλάβες, σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές R_o και K_o των ίδιων στοιχείων χωρίς βλάβες, χρησιμοποιούνται οι συντελεστές γ_R και γ_k που εκφράζουν τα μέτρα της εναπομένουσας αντοχής και της εναπομένουσας δυσκαμψίας αντιστοίχως.

Οι συντελεστές αυτοί ορίζονται ως εξής:

$$\gamma_R = R_{res}/R_o$$

$$\gamma_k = K_{res}/K_o$$

Μία εκτίμηση του μέτρου αντοχής γ_R για υποστυλώματα και τοιχώματα, ανάλογα με την κατάσταση της κατασκευής και τον βαθμό βλάβης του στοιχείου (βλ. § 1.2), παρουσιάζεται στον Πίνακα 1.1 έτσι όπως προτείνεται στον EC8-Part 1.4, (1995).

* Μία ανάλογη διαδικασία προτείνεται στο παράρτημα της 330/AZ5β/16.1.01 απόφασης του Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ. που αφορά τα κτίρια που υπέστησαν βλάβες στον σεισμό του 1999.

Στο ίδιο κανονιστικό κείμενο προτείνεται για το μέτρο δυσκαμψίας r_k η προσέγγιση:

$$r_k = 0.8 r_R$$

Εξάλλου, σύμφωνα με το ίδιο κανονιστικό κείμενο (EC8-Part 1.4, 1995), ο ίδιος Πίνακας (Πιν.1.1) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση της απομένουσας αντοχής R_{res} και δυσκαμψίας K_{res} και για δοκούς.

Κατάσταση κτιρίου	Βαθμός βλάβης			
	A	B	C	D
καλή	0,95	0,75	0,45	0,15
κακή	0,85	0,65	0,35	0,00

Πίνακας 1.1: Τιμές του μέτρου απομένουσας αντοχής r_R για υποστυλώματα και τοιχώματα ανάλογα με το βαθμό βλάβης

Για μία ποιοτική εκτίμηση του βαθμού βλάβης του συνόλου μιας κατασκευής μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας γενικός δείκτης (r_g), ο οποίος θα λαμβάνει υπόψη του τα μέτρα απομένουσας αντοχής (r_R) των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων του φορέα. Στον EC8-Part 1.4 (1995) προτείνεται η παρακάτω σχέση:

$$r_g = \sum_{i=1}^n (V_{Ro,i} \cdot r_{R,i}) / \sum_{i=1}^n V_{Ro,i}$$

όπου:

i είναι ο δείκτης που προσδιορίζει το κατακόρυφο φέρον στοιχείο του φορέα,

r_R είναι το μέτρο απομένουσας αντοχής του στοιχείου (Πιν.1.1) και

V_{Ro} είναι η τέμνουσα σχεδιασμού που αναλαμβάνεται από το σκυρόδεμα. Σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000), $V_{Ro} = V_{cd}$.

Αν και η αντικατάσταση του V_{Ro} με το V_{Rd3} ($=V_{wd} + V_{cd}$) στην παραπάνω σχέση δίνει πιο πραγματικά αποτελέσματα, η σχέση χρησιμοποιεί το V_{Ro} επειδή ο προσδιορισμός του είναι πολύ ταχύς και με λιγότερες αβεβαιότητες, αφού δεν προαπαιτείται η εκτίμηση του υφιστάμενου οπλισμού διάτμησης.

Για την τελική αξιολόγηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής, σε συνδυασμό με τον καθορισμό προτεραιοτήτων για πιθανή επέμβαση, χρησιμοποιείται ένας τροποποιημένος γενικός δείκτης βλάβης r_f που δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$r_f = r_g \cdot K_R / \gamma_1$$

όπου:

K_R είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του την κανονικότητα του κτιρίου όπως αυτή ορίζεται στον EC8-Part 1.2 (1994).

Για κανονικά κτίρια λαμβάνεται $K_R= 1,0$ ενώ για μη-κανονικά $K_R= 0,8$ και γ_1 είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής όπως ορίζεται στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ο.Α.Σ.Π., 1999).
Σύμφωνα με τον EC8-Part 1.4 (1995):
Για τιμές $r_f \geq 0,80$ η αντοχή του κτιρίου θεωρείται επαρκής.
Όταν $0,80 > r_f \geq 0,50$ η αντοχή του κτιρίου θεωρείται μετρίως ανεπαρκής.
Όταν $0,50 > r_f$ το κτίριο θεωρείται ότι έχει σοβαρή ανεπάρκεια αντοχής.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ΟΑΣΠ, (1999)
Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός - Ε.Α.Κ. 2000”, ΦΕΚ 2184/Β/20.12.99.
- Πενέλης Γ., Κάππος Α., (1990)
“Αντισεισμικές Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα” Εκδ. Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
- Πλαϊνης Π., Σιγάλας Ι., (2000)
“Σεμινάριο: Επισκευές των Κτιρίων από τις Βλάβες των Σεισμών–Αναγνώριση Βλαβών και Αποτίμηση της Κατασκευής”, Ι.ΕΚ.Ε.Μ., Τ.Ε.Ε., Αθήνα.
- Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., (2000)
“Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος – ΕΚΩΣ 2000”. Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων, Αθήνα.
- Φαρδής Μ., (2005)
“Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος”, Μέρος Ι, Εκδόσεις Παν.Πατρών, Πάτρα.
- CEB Bulletin No 162, (1983)
“Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading”, Paris.
- CEN Tech. Com., 250/SC8 Eurocode 8-Part 1.2, (1994)
“Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: General Rules for Buildings” ENV 1998–1-2, Brussels.
- CEN Tech. Com., 250/SC8 Eurocode 8-Part 1.4, (1995)
“Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: Strengthening and Repair of Buildings”, prENV 1998-1-4, Brussels.
- FEMA-356, (2000)
Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington D.C..

ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΗ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΕΣ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Σε μία χώρα, όπως η Ελλάδα, που βρίσκεται σε μία έντονα σεισμική περιοχή, οι γνώσεις μας για τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών δοκιμάζονται κάθε φορά που συμβαίνει ένας ισχυρός σεισμός. Κάποιες παλαιότερες θεωρήσεις επιβεβαιώνονται και κάποια νέα σχέδια ετοιμάζονται. Τα "μαθήματα" από κάθε σεισμό σε συνδυασμό με τις νέες τεχνολογίες και τη συνεχή έρευνα στο αντίστοιχο επιστημονικό πεδίο έχουν οδηγήσει σε αλλαγές των Κανόνων δόμησης και των Κανονισμών. Έτσι γίνεται φανερό ότι για κάθε νέα κατασκευή υπάρχει η δυνατότητα ενός ορθότερου και ασφαλέστερου σχεδιασμού. Όμως την ίδια στιγμή εύλογα τίθεται το ερώτημα: Τι θα πρέπει να γίνει με τα κτίρια που έχουν σχεδιαστεί με παλαιότερους κανονισμούς; Τα αποτελέσματα των καταστροφικών σεισμών των τελευταίων 40 χρόνων δείχνουν ότι είναι σχεδόν σίγουρο ότι πολλές από τις υπάρχουσες κατασκευές θα πάθουν σοβαρές ζημιές σε ένα επόμενο ισχυρό σεισμό. Στο ίδιο συμπέρασμα καταλήγουν και διάφορες μελέτες εκτίμησης της αντοχής των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα και ιδιαίτερα αυτών που έχουν κατασκευαστεί πριν από την εφαρμογή των πρόσθετων άρθρων του Αντισεισμικού Κανονισμού το 1985.

Είναι λοιπόν προφανές ότι ο προβληματισμός για τον ανασχεδιασμό των κατασκευών πρέπει να τεθεί έγκαιρα για το σύνολο των κατασκευών που είχαν σχεδιαστεί με παλαιότερους κώδικες και όχι μόνο για τις κατασκευές που έπαθαν σοβαρές ζημιές σε μία συγκεκριμένη περιοχή μετά από έναν ισχυρό σεισμό. Γιατί είναι αλήθεια ότι ο ανασχεδιασμός των κατασκευών στη χώρα μας εφαρμόζεται σχεδόν αποκλειστικά μόνο στις περιπτώσεις επισκευής και ενίσχυσης σε κτίρια με βλάβες μετά από ένα σεισμό. Αυτό δεν θα πρέπει να αποδοθεί μόνο στην Ελληνική νοοτροπία. Η ύπαρξη των βλαβών σε μία κατασκευή θέτει εκ των πραγμάτων το θέμα του ανασχεδιασμού, ενώ στην περίπτωση κατασκευών που δεν υπάρχουν βλάβες, δεν είναι επαρκές στοιχείο για την απόφαση ανασχεδιασμού η μειωμένη σεισμική ασφάλεια που θα προκύψει από ένα καθιερωμένο αναλυτικό υπολογισμό με βάση τους σύγχρονους κανονισμούς. Το θέμα είναι σύνθετο και προϋποθέτει ότι παράγοντες όπως η σπουδαιότητα, το κόστος, η ηλικία, και ο υπόλοιπος χρόνος ζωής πρέπει να λαμβάνονται υπόψη για τον καθορισμό των

κριτηρίων αποδοχής στον ανασχεδιασμό μιας κατασκευής. Τα κριτήρια αποδοχής που καθιερώνονται για υπάρχουσες κατασκευές είναι συνήθως χαμηλότερα από αυτά που ισχύουν για τις καινούργιες (όπως π.χ. ο Κανονισμός της Πολιτείας του Los Angeles για την ενίσχυση των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία) ενώ στις λίγες περιπτώσεις που θεσπίστηκαν ίδια κριτήρια παλαιών και νέων κτιρίων υπήρξε σημαντικά μικρός αριθμός επεμβάσεων λόγω του αυξημένου κόστους και της δυσκολίας της επέμβασης.

Πάντως ανεξάρτητα από την έλλειψη θεσμοθετημένων κριτηρίων ανασχεδιασμού των κατασκευών στη χώρα μας, φαίνεται να είναι εντελώς απαραίτητη η έγκαιρη ενίσχυση τουλάχιστον των κτιρίων προσφοράς υπηρεσιών επείγουσας ανάγκης (όπως π.χ. τα νοσοκομεία και τα κτίρια τηλεπικοινωνιών) ή άλλων ειδικών χρήσεων (όπως π.χ. τα σχολεία), έτσι ώστε να παραμείνουν σε λειτουργία μετά από ένα ισχυρό σεισμό. Θα πρέπει μάλιστα ο ανασχεδιασμός να μην αποβλέπει απλώς στην αποφυγή κατάρρευσης αλλά και στον περιορισμό των μετακινήσεων έτσι ώστε να αποφευχθούν οι βλάβες στα αρχιτεκτονικά και μηχανολογικά στοιχεία του κτιρίου που θα εμποδίσουν την προσφορά των αντιστοίχων υπηρεσιών.

Συνοψίζοντας επομένως θα μπορούσαν να αναφερθούν τρεις κύριοι λόγοι για τον ανασχεδιασμό των κατασκευών, όπως άλλωστε έχουν διατυπωθεί και διεθνώς (Wyllie, 1981, 1983):

α) Απαίτηση για συμμόρφωση με τους κανονισμούς είτε λόγω αλλαγών στη χρήση της κατασκευής είτε λόγω αλλαγής του κανονισμού είτε για άλλες αιτίες.

β) Επιδίωξη του ιδιοκτήτη για βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής (συνήθως της σεισμικής) για ελαχιστοποίηση του κινδύνου για τους ενοίκους (προστασία από κατάρρευση) ή ελαχιστοποίηση των βλαβών (οικονομική προστασία).

γ) Αποκατάσταση βλαβών, συνήθως μετά από ένα ισχυρό σεισμό και πιθανή ενίσχυση για καλύτερη συμπεριφορά σε μελλοντική ένταση.

Στην Ελλάδα, μέχρι σήμερα, ο τρίτος λόγος αντιπροσωπεύει ποσοστό μεγαλύτερο από 90% των επεμβάσεων. Δηλαδή ουσιαστικά είναι ο μοναδικός λόγος.

Μετά από τους καταστρεπτικούς σεισμούς της τελευταίας 15ετίας (Θεσσαλονίκη 1978, Αλκυονίδες 1981, Καλαμάτα 1986, Κυλλήνη 1989, Αίγιο 1995, Αττική 1999) ένας μεγάλος αριθμός κτιρίων με βλάβες είχαν την ανάγκη για επισκευή ή ενίσχυση. Η λύση αυτή συγκρινόμενη με την κατεδάφιση και ανακατασκευή είναι τις περισσότερες φορές όχι μόνο οικονομικότερη αλλά και περισσότερο κοινωνικά αποδεκτή.

Όμως η επιλογή της κατάλληλης λύσης είναι ένα από τα πλέον σύνθετα προβλήματα. Όχι μόνο γιατί η τεχνοοικονομική διάσταση του θέματος είναι από μόνη της ένα πολύ δύσκολο πρόβλημα, αλλά επειδή

συγχρόνως εμπλέκονται και άλλες παράμετροι, που αφορούν την αισθητική και την κοινωνική-πολιτιστική διάσταση του θέματος και είναι δύσκολο να ποσοτικοποιηθούν.

Στο Κεφάλαιο αυτό περιλαμβάνονται τα κριτήρια και οι διαδικασίες λήψης αποφάσεων και επιλογής του κατάλληλου σχήματος επέμβασης **θεωρώντας την κατασκευή ως σύνολο**. Εξετάζονται οι εναλλακτικές στρατηγικές επέμβασης ανάλογα με την επιδιωκόμενη συμπεριφορά της κατασκευής και επιλέγεται το κατάλληλο σχήμα επέμβασης.

Έτσι στο Κεφάλαιο αυτό αναπτύσσονται αναλυτικά τα παρακάτω θέματα:

- Ο ανασχεδιασμός ως πρόβλημα πολλών διαστάσεων.
- Στρατηγική για τις επεμβάσεις.
- Ενίσχυση κατασκευής ως σύνολο.

2.2 Ο ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΩΣ ΠΡΟΒΛΗΜΑ ΠΟΛΛΩΝ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ

Η φιλοσοφία των επεμβάσεων και η μεθοδολογία προσέγγισης του αντικείμενου είναι θέματα διαφορετικά από τα αντίστοιχα για το σχεδιασμό καινούργιων κατασκευών. Κατά Wyllie (1983), η αντισεισμική ενίσχυση είναι “η συνετή αύξηση της αντοχής και/ή της δυσκαμψίας των κατασκευών για βελτίωση της συμπεριφοράς τους σε ένα μελλοντικό σεισμό”. Ο όρος **σύνεση** μπορεί να χρησιμοποιηθεί ευρύτερα για κάθε είδος επέμβασης και έχει την έννοια, ότι πρέπει να ληφθούν υπόψη ένα πλήθος από παράγοντες, έτσι ώστε η επέμβαση να μην δημιουργεί νέες αδυναμίες στην κατασκευή. Το θέμα είναι ιδιαίτερα σοβαρό στο τεχνικό αντικείμενο του μηχανικού, αλλά δεν εξαντλείται εκεί. Οι κοινωνικές, πολιτιστικές, αρχιτεκτονικές και οικονομικές διαστάσεις του προβλήματος συνθέτουν ένα αντικείμενο πολύπλοκο και σημαντικά δύσκολο.

Η κοινωνική και πολιτιστική διάσταση του προβλήματος πηγάζει από το γεγονός της μοναδικότητας της κατασκευής και γίνεται κυρίαρχη σε θέματα πολιτιστικής κληρονομιάς. Γιατί κάθε μνημείο, οσοδήποτε ταπεινό και αν είναι, έχει ένα όνομα. Και το όνομα δεν είναι απλώς το διακριτικό στοιχείο από κάποιο άλλο αλλά είναι η ιστορία, το παρελθόν, το παρόν και το μέλλον. Δεν είναι εύκολο επομένως να εφαρμοστούν κανόνες γενικής ισχύος όπως συνηθίζεται στις νέες κατασκευές.

Η αρχιτεκτονική διάσταση του προβλήματος συνίσταται σε θέματα λειτουργικότητας και αισθητικής. Η λύση που θα επιλεγεί πρέπει να μην αλλοιώνει τους λειτουργικούς σκοπούς και την αισθητική της κατασκευής, ενώ συγχρόνως πρέπει να δημιουργεί αίσθημα ασφαλείας στους ενοίκους.

Από οικονομική άποψη είναι προφανές ότι η λύση που θα επιλεγεί πρέπει να είναι οικονομικά ωφέλιμη. Οικονομικά κριτήρια για την αναγκαιότητα της επέμβασης μέσω ποσοτικοποιημένων εκφράσεων έχουν κατά καιρούς προταθεί από εγχειρίδια προσωρινών οδηγιών.

Η έκφραση που έχει χρησιμοποιηθεί στις Ελληνικές Οδηγίες για επισκευές μετά από τους σεισμούς της Θεσσαλονίκης του 1978 (Υ.Δ.Ε., 1978) βασίζεται στην αποδοχή της άποψης, ότι η επέμβαση είναι οικονομικά ωφέλιμη, εφόσον κοστίζει λιγότερο από το 80% της απομένουσας αξίας της κατασκευής. Η απομένουσα αξία της κατασκευής εκτιμάται ως το κόστος ανακατασκευής (κατεδάφιση παλαιού και ανέγερση νέου) μειωμένο αναλογικά κατά τα χρόνια ζωής σε σχέση με την κατ' εκτίμηση συνολική διάρκεια ζωής της. Έτσι το οικονομικό κριτήριο για την απόφαση επέμβασης ανάγεται στην εκτίμηση ενός δείκτη δ , που εξαρτάται από τη σχέση του κόστους της επέμβασης προς το κόστος πλήρους ανακατασκευής ως και από την ηλικία της κατασκευής. Για την εκτίμηση του δείκτη δ μπορεί να χρησιμοποιηθεί η παρακάτω σχέση:

$$\delta = d_{ef} E_j / (E_j - H_\lambda)$$

όπου:

$d_{ef} = k_e / k_a$ είναι ο δείκτης οικονομικής αποδοτικότητας,

k_e είναι το κόστος επέμβασης,

k_a είναι το κόστος ανακατασκευής συμπεριλαμβανομένου και του κόστους κατεδαφίσεως,

E_j είναι ο εκτιμώμενος χρόνος ζωής της κατασκευής και

H_λ είναι η ηλικία της κατασκευής.

Για τιμές $\delta \leq 0,8$ συνιστάται η λύση της επέμβασης ενώ για τιμές $\delta > 0,8$ συνιστάται η πλήρης ανακατασκευή. Όμως με βάση τις σημερινές συνθήκες ζωής θα πρέπει ίσως η οριακή τιμή $\delta = 0,8$ να μειωθεί σε 0,7 ή 0,6. Εξάλλου θα μπορούσε κανείς να παρατηρήσει ότι στην παραπάνω σχέση ο εκτιμώμενος χρόνος ζωής E_j θεωρείται αναλλοίωτος από την επέμβαση. Αυτό όμως μπορεί να θεωρηθεί μόνο εφόσον η επέμβαση περιορίζεται σε επισκευή, αφού σ' αυτήν την περίπτωση η κατασκευή επαναφέρεται στην προ της βλάβης κατάσταση. Για την περίπτωση όμως ενίσχυσης της κατασκευής, επειδή λογικά θα παραταθεί ο χρόνος ζωής, είναι σκόπιμο ο παρονομαστής της παραπάνω σχέσης ($E_j - H_\lambda$) να αντικατασταθεί από την κατ' εκτίμηση συνολική διάρκεια ζωής της κατασκευής μετά από την επέμβαση. Εάν μάλιστα ο ανασχεδιασμός γίνει σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς ο δείκτης δ είναι ίσος προς d_{ef} .

Στο εγχειρίδιο της UNIDO/UNDP "Post Earthquake Damage Evaluation and Strength Assessment of Buildings under Seismic

Conditions” (1985) καθορίζονται όρια του δείκτη οικονομικής αποδοτικότητας d_{ef} , ανάλογα με τη λειτουργία του κτιρίου.

Αναλυτικότερα ο δείκτης ορίζεται:

$$d_{ef} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{k_{ex} + k_d}$$

όπου:

k_1 είναι το κόστος επισκευής και ενίσχυσης του φέροντος οργανισμού,

k_2 είναι το κόστος επισκευής του οργανισμού πλήρωσης,

k_3 είναι το κόστος επισκευής των υπολοίπων μη φερόντων στοιχείων,

k_4 είναι το κόστος επεμβάσεων για λειτουργικούς λόγους,

k_{ex} είναι το κόστος ανακατασκευής του κτιρίου και

k_d είναι το κόστος κατεδάφισης του υφισταμένου κτιρίου.

Καθορίζονται επίσης όρια και σχέσεις των μεγεθών k_1 και $k_1 + k_2$ ανάλογα με την κατασκευαστική μόρφωση και σεισμική ικανότητα του φορέα αφενός και τη μορφή της επέμβασης που επιλέγεται αφετέρου.

Η τεχνική διάσταση του προβλήματος, είναι από μόνη της ένα από τα δυσκολότερα θέματα του δομικού μηχανικού.

Οι επιστημονικές γνώσεις του αντικειμένου είναι πολύ φτωχές, ασύγκριτα φτωχότερες από αυτές για το σχεδιασμό νέων κατασκευών, ενώ η αβεβαιότητα της συμπεριφοράς της επισκευασμένης/ενισχυμένης κατασκευής απαιτεί πρόσθετες συντηρητικές παραδοχές.

Τα παραδοσιακά υλικά συχνά δεν προσφέρονται και η εμπειρία των συνεργείων σε νέα υλικά και τεχνολογίες είναι ακόμα μικρή, ενώ πολλές φορές η εμπειρία από φαινομενικά συναφείς οικοδομικές εργασίες είναι αρνητική.

Τα βασικά δεδομένα που εκτιμώνται κατά την αποτίμηση της υπάρχουσας κατάστασης αποδεικνύονται στην εξέλιξη της επέμβασης πολλές φορές λανθασμένα. Έτσι ο μηχανικός θα πρέπει να προτείνει νέες εναλλακτικές λύσεις σε περιορισμένα χρονικά περιθώρια συνεκτιμώντας όλες τις διαστάσεις του προβλήματος που έχουν ήδη αναφερθεί.

Είναι προφανές ότι το αντικείμενο των επισκευών/ενισχύσεων των κατασκευών απαιτεί υψηλό βαθμό κρίσης και σύνεσης και είναι πραγματικά μοναδική πρόκληση για το μηχανικό.

2.3 ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΗ ΓΙΑ ΤΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ

Στο σχεδιασμό νέων κατασκευών υποχρεωτικά η μελέτη έχει τελειώσει πολύ πιο πριν την έναρξη των εργασιών κατασκευής του έργου. Και προφανώς δεν μπορεί να γίνει διαφορετικά. Αυτός είναι ένας από τους βασικούς λόγους που χρησιμοποιούνται συντελεστές ασφαλείας

τόσο για τις δράσεις σχεδιασμού όσο και για τις αντοχές των υλικών. Όμως αυτό δεν ισχύει με τον ίδιο τρόπο σε υφιστάμενες κατασκευές. Η κατασκευή έχει προηγηθεί και επομένως μπορεί να γίνουν ακριβέστερες εκτιμήσεις για τις δράσεις και για τις αντοχές «όπως δομήθηκαν». Εξάλλου μία καλύτερη εκτίμηση των συνοριακών συνθηκών μπορεί να γίνει αφού εκτιμηθούν στοιχεία του εδάφους κ.α. Έτσι από μία ακριβέστερη ανάλυση είναι δυνατόν να προσδιοριστούν κατασκευαστικά ή χονδροειδή σφάλματα στη μόρφωση του φορέα.

Στο διάγραμμα του Σχήματος 2.1 παρουσιάζεται συνοπτικά μία στρατηγική για επεμβάσεις. Αποτελεί βελτίωση αυτής που παρουσιάστηκε στο 10^ο WCEE (Pilakoutas and Dritsos, 1992 - Δρίτσος, 1994). Κριτήριο για την αποδοχή μιας λύσης επέμβασης παραμένει η εκπλήρωση της γνωστής ανισότητας:

$$S_{rd} \leq R_{rd}$$

δηλαδή τα μεγέθη έντασης επανασχεδιασμού πρέπει να είναι μικρότερα από τα αντίστοιχα μεγέθη αντοχής στα επισκευασμένα/ενισχυμένα μέλη του φορέα.

Αυτό σημαίνει ότι η κατασκευή ανασχεδιάζεται έτσι ώστε η διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα μετά την επέμβαση να ξεπερνάει την απαιτούμενη από τις κείμενες Κανονιστικές διατάξεις.

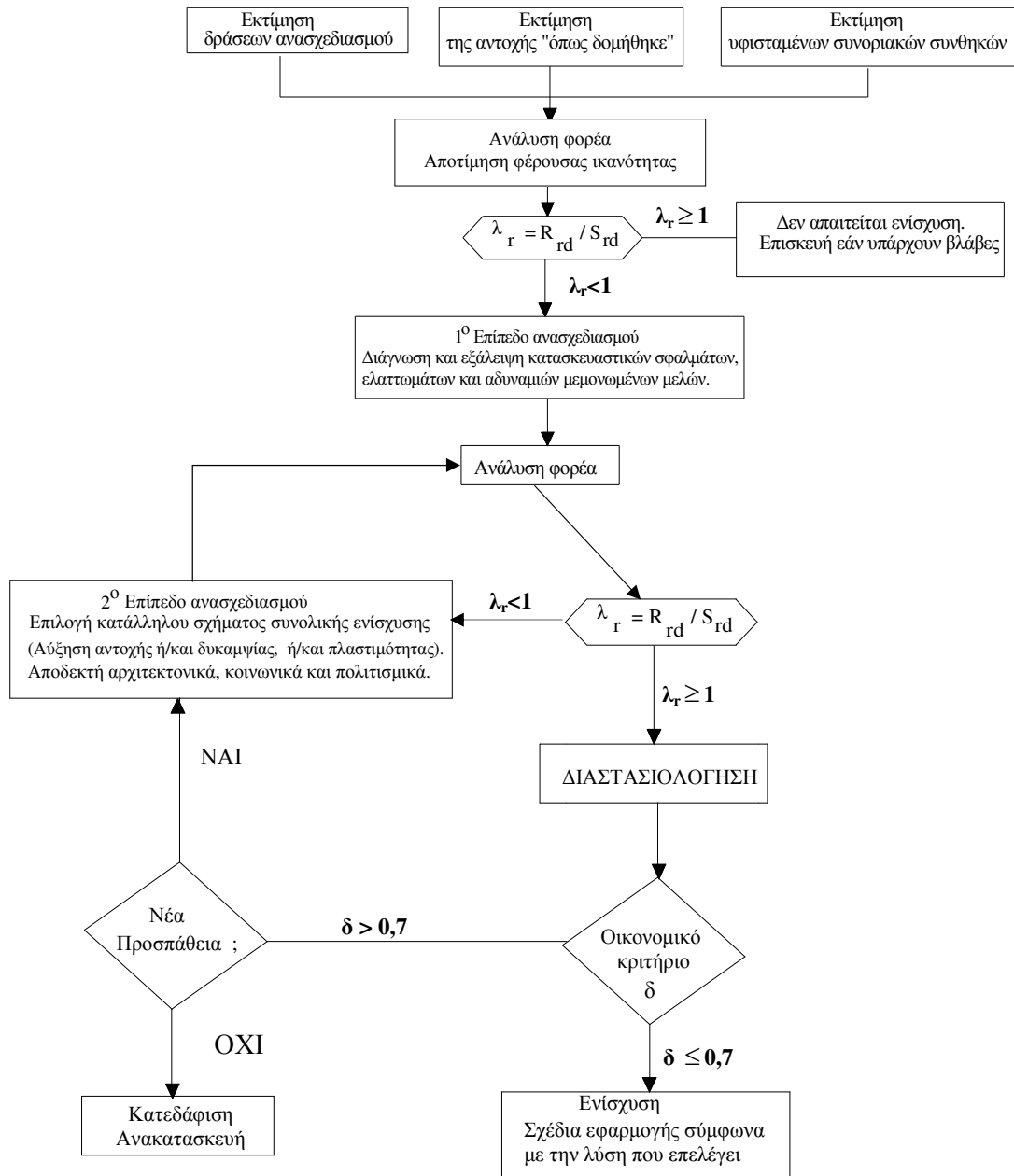
Συχνά, μετά από καταστρεπτικούς σεισμούς, ως απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα της κατασκευής ορίζεται από την πολιτεία η κατά τον χρόνο ανέγερσης της κατασκευής προβλεπόμενη. Αυτό στην ουσία σημαίνει, ότι η επέμβαση περιορίζεται στην επισκευή. Όμως είναι λογικό, εφόσον επιθυμεί ο ιδιοκτήτης, η απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα να μπορεί να επαυξηθεί μέχρι το επίπεδο που προβλέπεται από τον κανονισμό για τις νέες κατασκευές. Στην περίπτωση αυτή πρόκειται προφανώς για ενίσχυση.

Στο Σχήμα 2.1 μπορούν να διακριθούν τα παρακάτω τέσσερα στάδια που συνθέτουν τη συνολική διαδικασία για τον ανασχεδιασμό μιας κατασκευής.

1. Εξέταση της υπάρχουσας κατάστασης και η αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής.
2. Εξέταση πιθανών σχημάτων επέμβασης και επιλογή λύσης.
3. Αναδιαστασιολόγηση του επισκευασμένου/ενισχυμένου φορέα.
4. Κοστολόγηση της λύσης που επελέγη.

Η εξέταση της υπάρχουσας κατάστασης αφορά την αντοχή των υλικών, τη δυσκαμψία και πλαστιμότητα των στοιχείων, τις δράσεις ανασχεδιασμού, τις συνοριακές συνθήκες και τέλος την ερμηνεία της τυχόν παθολογικής εικόνας της κατασκευής. Η αξιολόγηση των βλαβών και ατελειών σε μεμονωμένα στοιχεία, δεν θα ωφελήσει αν τελικά δεν εκτιμηθεί η πιθανότερη παθολογική εικόνα του συνόλου της κατασκευής που θα πρέπει να επιβεβαιωθεί από τα αποτελέσματα μιας ανάλυσης που

θα αποτιμά τη σεισμική της ικανότητα. Ανεξάρτητα από την ειδικότερη μέθοδο που θα επιλεγεί για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής σύμφωνα με ότι αναφέρεται στην § 1.7 και στη σχετική βιβλιογραφία (ΟΑΣΠ, 2005 – fib, 2003 - FEMA-356, 2000), στο τέλος αυτού του σταδίου αποφασίζεται αν υπάρχει ανάγκη για ενίσχυση του φορέα.



Σχήμα 2.1: Διάγραμμα ροής για τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών

Εδώ επισημαίνεται ότι, η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των παλαιών κατασκευών με βάση ελαστικές μεθόδους και χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς της κατασκευής (q) απαιτεί την προεκτίμηση του παραπάνω συντελεστή. Προφανώς, οι τιμές αυτές αναμένονται μικρότερες από τις αντίστοιχες για νέες κατασκευές. Για κατασκευές που μελετήθηκαν πριν από το 1985, θα μπορούσε κανείς να ξεκινήσει με μία αρχική υπόθεση $q=1,50-2,00$ ενώ για κατασκευές στο διάστημα 1985 έως 1995 η τιμή λαμβάνεται μεταξύ 2,00 και 2,50. Η ακρίβεια της υποθετικής τιμής του q ελέγχεται μετά το πέρας των υπολογισμών. Στην περίπτωση που τα αποτελέσματα δεν είναι σε συμφωνία με την προεπιλεγείσα τιμή του q , οι υπολογισμοί επαναλαμβάνονται.

Η εξέταση εναλλακτικών σχημάτων επέμβασης αποτελεί το δυσκολότερο ίσως τμήμα της όλης διαδικασίας, επειδή σ' αυτό το στάδιο εμπλέκεται ένα πλήθος παραγόντων που δεν είναι εύκολο να ποσοτικοποιηθούν.

Κατ' αρχάς θα πρέπει να έχουν αξιολογηθεί όλες οι παράμετροι που μπορούν να επηρεάσουν την απόφαση προς καθεμία από τις παρακάτω τρεις κρίσιμες δυνατές επιλογές που απεικονίζονται στο σχήμα.

- Επισκευή της κατασκευής
- Ενίσχυση της κατασκευής
- Κατεδάφιση της κατασκευής και ανέγερση νέας

Ως **επισκευή** ορίζεται η διαδικασία επέμβασης σε μία κατασκευή με βλάβες, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης χαρακτηριστικά των στοιχείων της και επαναφέρει την κατασκευή στην αρχική της κατάσταση.

Ως **ενίσχυση** ορίζεται η διαδικασία επέμβασης, σε μία κατασκευή, με ή χωρίς βλάβες, η οποία επαυξάνει τη φέρουσα ικανότητα του φορέα σε επίπεδο υψηλότερο από αυτό του αρχικού του σχεδιασμού.

Πάντως μερικές φορές η έννοια "επισκευή" χρησιμοποιείται με ευρύτερη σημασία, συμπεριλαμβάνοντας κάθε εργασία επέμβασης που αφορά επισκευή ή/και ενίσχυση.

Η απόφαση για την κρίσιμη επιλογή, μεταξύ επισκευής, ενίσχυσης και κατεδάφισης/ανακατασκευής είναι προφανώς αποτέλεσμα της διαδικασίας που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.1. Όμως, για κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες από έναν ισχυρό σεισμό, ανεξάρτητα από το παραπάνω αποτέλεσμα, η εικόνα των βλαβών αποτελεί αδιάψευστο στοιχείο της σεισμικής ικανότητας που επηρεάζει ιδιαίτερα την απόφαση. Σύμφωνα με την επικρατούσα άποψη (Πενέλης, 1999):

- Σε κατασκευές με μικρές βλάβες τοπικού χαρακτήρα, η επέμβαση περιορίζεται στην επισκευή.

- Σε κατασκευές με εκτεταμένες ή βαριές βλάβες, δηλαδή βλάβες γενικού χαρακτήρα, η επέμβαση περιλαμβάνει και την ενίσχυση της κατασκευής.

Είναι προφανές ότι η στρατηγική που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.1 είναι μια επίπονη διαδικασία που απέχει αρκετά από τη συνήθη εργασία ρουτίνας που χρησιμοποιείται για τον σχεδιασμό των νέων κατασκευών. Το πρώτο επίπεδο ανασχεδιασμού αφορά επεμβάσεις σε μεμονωμένα στοιχεία. Επιδιώκεται έτσι η αποκατάσταση μεμονωμένων αδυναμιών του φορέα χωρίς δραστικές αλλαγές στο στατικό του σύστημα. Για το δεύτερο επίπεδο ανασχεδιασμού, στη φάση σύνταξης των εναλλακτικών σχημάτων ενίσχυσης απαιτείται καλή γνώση όλων των διατιθέμενων μεθόδων που μπορούν να ενισχύσουν την κατασκευή ως σύνολο. Το θέμα αυτό είναι ιδιαίτερα κρίσιμο και θα αναπτυχθεί εκτενώς στην επόμενη ενότητα του Κεφαλαίου.

Η αναδιαστασιολόγηση του φορέα αφορά τη διαστασιολόγηση των επισκευασμένων/ενισχυμένων στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος. Η χρήση νέων στοιχείων σε συνεργασία με τα παλαιά δημιουργεί νέα πολυφασικά, σύνθετα στοιχεία, η διαστασιολόγηση των οποίων ξεφεύγει συχνά από τις συνήθεις διαδικασίες διαστασιολόγησης μονολιθικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η αναδιαστασιολόγηση του φορέα καταλήγει πάντα στα σχέδια λεπτομερειών της οριστικής μελέτης επέμβασης.

Η **κοστολόγηση των εργασιών** του σχήματος επέμβασης που επιλέγεται είναι απαραίτητη διαδικασία για να αποφασιστεί, εάν η επιλογή είναι οικονομικά ωφέλιμη. Γιατί, δυστυχώς, έχει παρατηρηθεί συχνά να επιλέγονται λύσεις εξοργιστικά αντιοικονομικές χωρίς ουσιαστικό λόγο.

2.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΩΣ ΣΥΝΟΛΟΥ

Η διάγνωση ότι μία κατασκευή δεν θα μπορέσει να αντισταθεί σ' έναν μελλοντικό αναμενόμενο σεισμό μας οδηγεί αναπόφευκτα στην αναζήτηση της λύσης με την οποία θα την ενισχύσουμε.

Αυτή η αναζήτηση μπορεί να γίνει σε δύο κατευθύνσεις. Στην πρώτη κατεύθυνση θα αναζητηθεί η λύση με την οποία η κατασκευή ενισχύεται ως σύνολο έτσι ώστε να μειωθεί η ένταση στα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής σε επίπεδα χαμηλότερα από τα ανεκτά όρια αντοχής τους. Στη δεύτερη κατεύθυνση θα αναζητηθεί η λύση με την οποία ενισχύονται τα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής προσδίδοντας πρόσθετη αντοχή ή άλλα ελλείποντα χαρακτηριστικά σε μεμονωμένα στοιχεία. Η πρώτη κατεύθυνση ακολουθείται συνήθως όταν τα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής είναι πολλά και επομένως χρειάζεται μία συνολική

αντιμετώπιση του θέματος, ενώ η δεύτερη κατεύθυνση ακολουθείται όταν αξιολογείται ότι πρέπει να εξαλειφθούν μόνο κάποιες τοπικές αδυναμίες της κατασκευής.

Στην παρούσα ενότητα θα αναπτυχθούν τα σχετικά με την ενίσχυση των κατασκευών όταν ακολουθείται η πρώτη κατεύθυνση, δηλαδή όταν στόχος της επέμβασης είναι η ενίσχυση της συνολικής αντίστασης, της κατασκευής. Οι μέθοδοι ενίσχυσης μεμονωμένων στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος όπως υποστυλωμάτων, δοκών, τοιχωμάτων, θεμελίων, κλπ., που αφορούν τη δεύτερη κατεύθυνση, θα αναπτυχθούν στο Κεφάλαιο 5.

Ειδικότερα, στη συνέχεια αναπτύσσονται θέματα που αφορούν την αποτελεσματικότητα, τα χαρακτηριστικά και τα ειδικότερα προβλήματα που συνοδεύουν κάθε μέθοδο και επιμέρους τεχνική που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να ενισχυθεί συνολικά η αντισεισμική αντίσταση μίας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα. Δίνεται ιδιαίτερη σημασία στις ιδιαιτερότητες κάθε μεθόδου και τεχνικής επισημαίνοντας τα κατά περίπτωση πλεονεκτήματα τους, ως και τις δυσκολίες εφαρμογής τους.

Αξίζει να παρατηρηθεί ότι σ' όλες τις μεθόδους που αναπτύσσονται παρακάτω προβλέπεται η προσθήκη νέων στοιχείων γιατί μόνο με την παρεμβολή τους μπορούν να μειωθούν οι εντάσεις στα αδύναμα στοιχεία της προϋπάρχουσας κατασκευής. Ως εκ τούτου χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή για την κατανόηση της αλληλεπίδρασης των νέων στοιχείων με τα παλαιά και για την αξιολόγηση πιθανής αύξησης της έντασης σε ορισμένα σημεία της κατασκευής.

Η ενότητα αυτή διατάσσεται σε δύο μέρη. Στο πρώτο μέρος αναπτύσσονται οι στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος και προσδιορίζουμε τις μεθόδους που μπορεί να χρησιμοποιηθούν, ενώ στο δεύτερο αναλύουμε τις μεθόδους συνολικής ενίσχυσης και περιγράφουμε τις εναλλακτικές τεχνικές εφαρμογής κάθε μεθόδου.

2.4.1 Στρατηγικές και μέθοδοι συνολικής ενίσχυσης κατασκευών

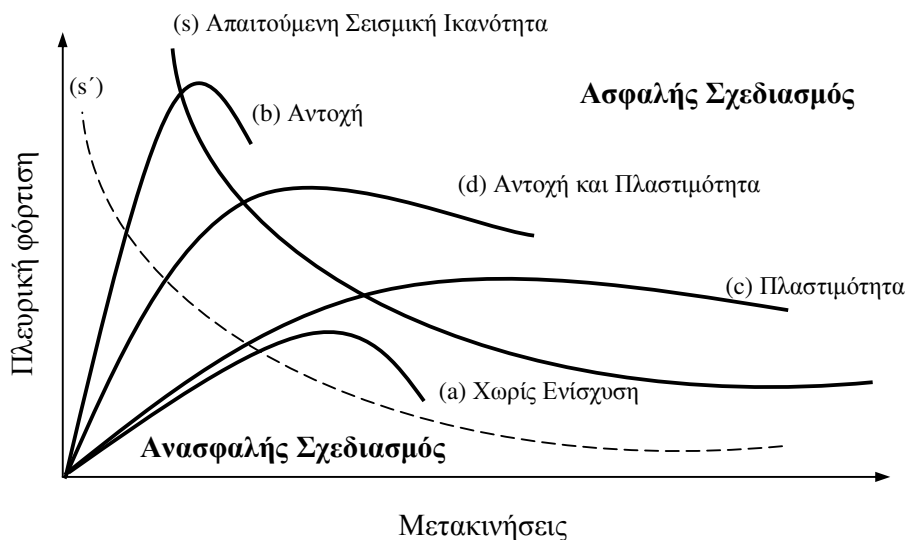
Ας θεωρήσουμε ότι η σεισμική δράση είναι ουσιαστικά μία εξωτερικά επιβεβλημένη δυναμική μετακίνηση που εισάγει στην κατασκευή μία ποσότητα κινητικής ενέργειας. Η ενέργεια αυτή κατά την ταλάντωση της κατασκευής, μετατρέπεται από κινητική σε ενέργεια παραμόρφωσης και αντίστροφα. Μπορούμε επομένως να υποθέσουμε ότι το μέγεθος της μέγιστης ενέργειας παραμόρφωσης που μπορεί να αναπτυχθεί σε μία κατασκευή, αποτελεί ένα μέτρο της σεισμικής της αντίστασης.

Με βάση τα παραπάνω μία καμπύλη υπερβολικής μορφής (s) έχει χαραχθεί στο Σχήμα 2.2 και αναπαριστά την απαιτούμενη σεισμική

ικανότητα της κατασκευής. Ως εκ τούτου, η καμπύλη αυτή υποδηλώνει το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της λύσης ενίσχυσης. Δηλαδή μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής μόνο εφόσον η καμπύλη που αναπαριστά τη συμπεριφορά της επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη (s) που απεικονίζει τον ασφαλή σχεδιασμό. Διαφορετικά απαιτείται ενίσχυση της κατασκευής (Dritsos, 1995).

Είναι ως εκ τούτου προφανές ότι μπορούμε να επιλέξουμε μία ασφαλή λύση ενίσχυσης της κατασκευής είτε αυξάνοντας την αντοχή και τη δυσκαμψία της είτε αυξάνοντας την ικανότητά της για μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις.

Επίσης ως ενίσχυση θα μπορούσε να θεωρηθεί και κάθε διαδικασία με την οποία μειώνεται η εισαγόμενη σεισμική δράση στην κατασκευή και επομένως μειώνεται η απαιτούμενη σεισμική της ικανότητα.



Σχήμα 2.2: Στρατηγικές ενίσχυσης

Διακρίνουμε λοιπόν τέσσερις στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής:

- Αύξηση δυσκαμψίας και αντοχής της κατασκευής
- Αύξηση πλαστιμότητας της κατασκευής
- Αύξηση δυσκαμψίας, αντοχής και πλαστιμότητας της κατασκευής
- Μείωση εισαγόμενης σεισμικής δράσης στην κατασκευή (π.χ. σεισμική μόνωση)

Στο Σχήμα 2.2 παρουσιάζονται ποιοτικά διαγράμματα Πλευρικών Δυνάμεων-Μετακινήσεων, για τις τρεις βασικές στρατηγικές που αντιστοιχούν σε τρεις κατηγορίες μεθόδων αντισεισμικής ενίσχυσης.

Η καμπύλη (a) αναπαριστά τη συμπεριφορά της κατασκευής πριν την ενίσχυση.

Η καμπύλη (b) αναπαριστά τη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την ενίσχυση της, όταν επιτυγχάνεται η αύξηση της πλευρικής αντίστασης και της δυσκαμψίας του φορέα.

Η καμπύλη (c) αναπαριστά τη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την ενίσχυση της, όταν επιτυγχάνεται η αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα.

Η καμπύλη (d) αναπαριστά τη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την ενίσχυση της, όταν συγχρόνως επιτυγχάνεται η αύξηση της πλευρικής αντίστασης, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας του φορέα.

Η καμπύλη (s') αναπαριστά την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα της κατασκευής μετά την ενίσχυσή της, όταν επιτυγχάνεται μείωση της εισαγόμενης σεισμικής έντασης του φορέα.

Η επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου και της επιμέρους κατασκευαστικής τεχνικής που θα ακολουθηθεί δεν είναι πάντα εύκολη. Αρχικά χρειάζεται να αξιολογηθούν όλες οι εναλλακτικές διαδικασίες λαμβάνοντας υπόψη τις τοπικές συνθήκες του έργου και ακόμη νομικούς, πολεοδομικούς, και άλλους τυχόν περιορισμούς.

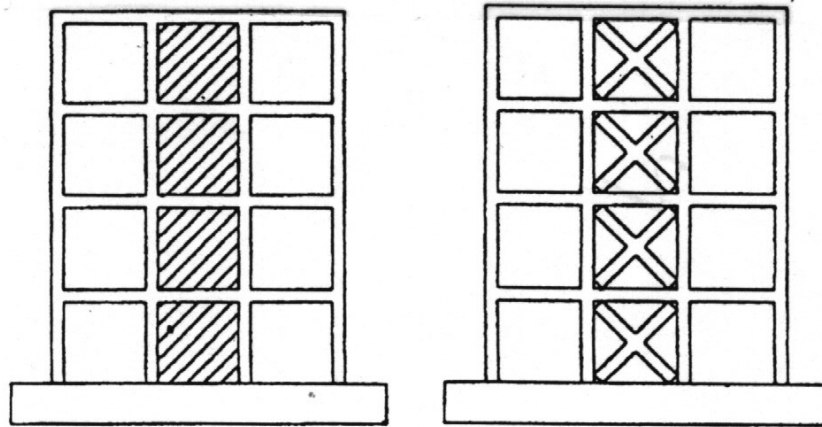
Στη συνέχεια θα πρέπει να αξιολογηθούν άλλοι σημαντικοί παράγοντες όπως το κόστος και η διάρκεια της επέμβασης, το μέγεθος της ενόχλησης των ενοίκων, και η διαθεσιμότητα κατάλληλου εξειδικευμένου προσωπικού.

Διάφορες μέθοδοι και τεχνικές χρησιμοποιούνται σήμερα στην πράξη για την αντισεισμική ενίσχυση μίας κατασκευής ως σύνολο. Ειδικότερα όσον αφορά τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, θα μπορούσε κανείς να διακρίνει έξι κύριες μεθόδους επέμβασης, ανάλογα με το είδος των πρόσθετων στοιχείων που χρησιμοποιείται σε κάθε μέθοδο (Δρίτσος, 1994 - C.E.B. Bul.162, 1983 - FEMA-356, 2000). Εξάλλου ένα πλήθος εναλλακτικές τεχνικές μπορούν να χρησιμοποιηθούν στα πλαίσια κάθε μίας από αυτές τις μεθόδους.

Οι μέθοδοι αυτές είναι:

- Κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής (Σχ.2.3α).
Στοχεύει σε μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής.
- Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής (Σχ.2.3β).
Στοχεύει σε μέτρια αύξηση της αντοχής και κυρίως σε αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής.
- Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής.
Στοχεύει στη βελτίωση της πλαστιμότητας της κατασκευής και σε μερική αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας.
- Κατασκευή μανδύων σε κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής.

- Στοχεύει βασικά στην αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής.
- Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων στην κατασκευή.
Στοχεύει σε μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας, αντοχής και πλαστιμότητας της κατασκευής.
 - Ενσωμάτωση στην κατασκευή συστημάτων απορρόφησης ενέργειας, ιξώδους ή υστερητικής συμπεριφοράς.
Στοχεύει στη μείωση της εισαγόμενης σεισμικής έντασης της κατασκευής.



Σχήμα 2.3: (α) Τοιχώματα εντός πλαισίων
(β) Δικτυωτά συστήματα

Όπως μπορεί να παρατηρηθεί, σε όλες τις παραπάνω μεθόδους προβλέπεται η προσθήκη νέων στοιχείων που προσαρμόζονται πάνω στην υφιστάμενη κατασκευή. Απαιτούνται ως εκ τούτου ειδικοί έλεγχοι στις θέσεις αλληλεπίδρασης που θα επιβεβαιώνουν τις ικανότητες των συνδέσεων για τη μεταφορά δυνάμεων μεταξύ των νέων στοιχείων και της υφισταμένης κατασκευής.

Πρέπει πάντως να επισημανθεί ιδιαίτερα ότι αυτού του είδους οι επεμβάσεις αλλάζουν ριζικά το αρχικό στατικό σύστημα της κατασκευής και γι' αυτό θα πρέπει να αποφασίζονται με σύνεση. Απαιτείται πλέον ένας εξολοκλήρου νέος σχεδιασμός της κατασκευής που πιθανότατα θα απαιτήσει εκτεταμένες επεμβάσεις σε πολλές περιοχές της κατασκευής, όπως π.χ. στη θεμελίωση.

Συνοψίζοντας τα παραπάνω, θα μπορούσε κανείς, ανάλογα με τον κύριο επιδιωκόμενο στόχο, να ταξινομήσει τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης των κατασκευών ως εξής:

α) Αν ο κύριος επιδιωκόμενος στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα, ακολουθεί η

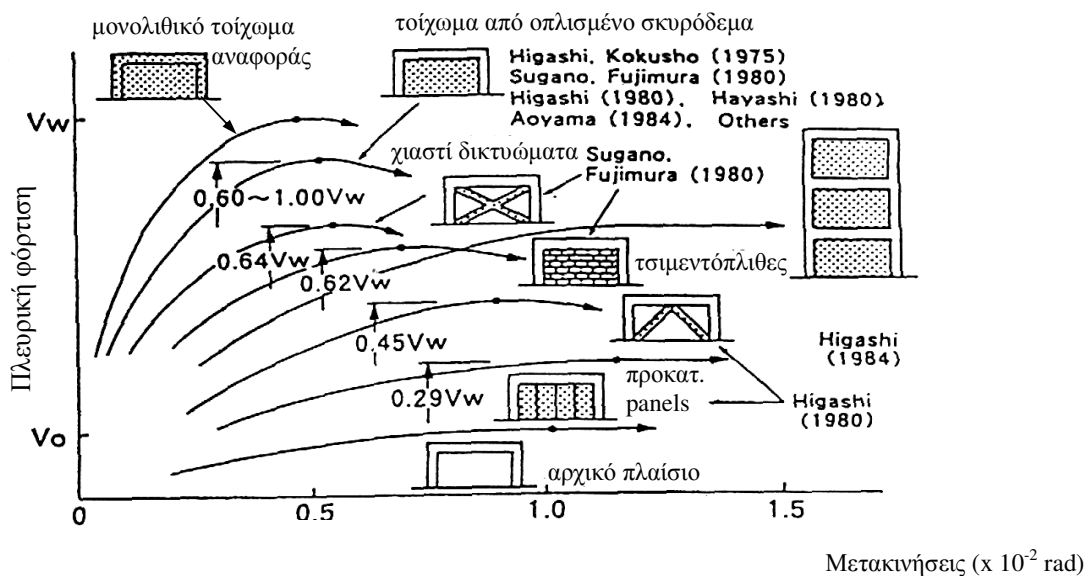
μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συστημάτων και στη συνέχεια έπεται η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφισταμένων υποστολωμάτων της κατασκευής.

β) Αν ο κύριος επιδιωκόμενος στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η κατασκευή μανδύων σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστολωμάτων της κατασκευής, και ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστολωμάτων.

γ) Αν ο επιδιωκόμενος στόχος είναι η σύγχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης που ήδη έχουν αναφερθεί και η επιλογή της ειδικότερης τεχνικής θα γίνει λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Στην περίπτωση που οι απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, η λύση πιθανότητα θα πρέπει να συμπεριλαμβάνει και την προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

Τέλος πρέπει να επισημανθεί ότι συχνά είναι σκόπιμο να χρησιμοποιηθεί ένας συνδυασμός μεθόδων ή επί μέρους τεχνικών έτσι ώστε να προκύψει η βέλτιστη τεchnοοικονομική λύση.

Στο Σχήμα 2.4 παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα από πειραματικές έρευνες που έγιναν στην Ιαπωνία (Sugano, 1996) και αφορούν μία σειρά από μεθόδους και τεχνικές που διερευνήθηκαν για την ενίσχυση δίστυλων πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.



Σχήμα 2.4: Αποτελεσματικότητα διαφόρων μεθόδων ενίσχυσης

Συγκριτικά αποτελέσματα από πειραματικές έρευνες διαφορετικών ερευνητών για διάφορες μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος, με προσθήκη νέων στοιχείων εντός των πλαισίων, παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1 (CEB. Bul.162, 1983). Εύκολα μπορεί να παρατηρηθεί ότι μεγάλες αυξήσεις αντοχής και δυσκαμψίας συνοδεύονται συνήθως από μικρές ανελαστικές παραμορφώσεις της κατασκευής, και το αντίστροφο ισχύει για μικρές αυξήσεις αντοχής.

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	Αντοχή		Δυσκαμψία		Πλαστιμότητα	
	$V_u' / V_{u,m}$	$V_u' / V_{u,f}$	K' / K_m	K' / K_f	μ' / μ_m	μ' / μ_f
Τοιχώματα από έγχυτο σκυρόδεμα	0,50~1,0	3,5~5,5	0,75~1,0	12,5~25,5	0,85~0,95	0,90
Προκατ. τοιχώματα	0,20~0,80	1,20~4,20	0,15~0,85	3,5~20,5	0,70~3,95	0,70~3,80
Οπλισμένη τοιχοποιία	0,60	3,50	0,35	7,30	0,50	—
Μεταλλικά πλαίσια και δικτυώματα	0,35~0,65	1,70~3,70	0,05~0,30	1,60~6,50	0,50~4,35	1,45~4,25

Πίνακας 2.1: Ενίσχυση πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος

V_u' , K' και μ' είναι αντιστοίχως η τέμνουσα αντοχής, η ελαστική δυσκαμψία και η πλαστιμότητα του ενισχυμένου πλαισίου.

V_u , K και μ είναι αντιστοίχως η τέμνουσα αντοχής, η ελαστική δυσκαμψία και η πλαστιμότητα των πλαισίων αναφοράς.

Ο δείκτης f υποδηλώνει το αρχικό πλαίσιο.

Ο δείκτης m υποδηλώνει ένα πλαίσιο αναφοράς όπου το τοίχωμα έχει σκυροδετηθεί συγχρόνως (δηλαδή έχει μονολιθική σύνδεση) με το πλαίσιο.

2.4.2 Περιγραφή μεθόδων και τεχνικών εφαρμογής

Όπως ήδη αναφέρθηκε, μπορούμε να διακρίνουμε έξι κύριες μεθόδους συνολικής ενίσχυσης μιας κατασκευής:

- (α) Κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίων.
- (β) Προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων.
- (γ) Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστρωμάτων.
- (δ) Κατασκευή μανδύων σε κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής.
- (ε) Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων στην κατασκευή.
- (στ) Ενσωμάτωση στην κατασκευή συστημάτων απορρόφησης ενέργειας (π.χ. σεισμική μόνωση).

Στη συνέχεια αναπτύσσονται οι τεχνικές και οι διαδικασίες εφαρμογής των τριών πρώτων μεθόδων. Η τέταρτη μέθοδος, που αφορά τους μανδύες, χρησιμοποιείται κυρίως ως μέθοδος ενίσχυσης μεμονωμένων στοιχείων (υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων) και για το λόγο αυτόν η ανάπτυξη του σχετικού αντικειμένου θα γίνει στο σχετικό κεφάλαιο (Κεφ.5).

Οι δύο τελευταίες μέθοδοι, δημιουργούν ισχυρότατη μεταβολή του στατικού συστήματος της κατασκευής και δεν αποτελούν συνήθεις επιλογές στην πράξη. Εφαρμόζονται σε περιπτώσεις που απαιτείται ισχυρή ενίσχυση της κατασκευής ή υπάρχουν ειδικοί λόγοι και δεν θα αναπτυχθούν περαιτέρω.

2.4.2.1 Κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίων

Η προσθήκη νέων τοιχωμάτων εντός υφισταμένων πλαισίων της κατασκευής θεωρείται η πλέον αποτελεσματική μέθοδος για την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα. Η μέθοδος εφαρμόζεται επίσης για να διορθωθούν σφάλματα σχεδιασμού που σχετίζονται με τη μόρφωση του φορέα και ειδικότερα όταν διαπιστώνεται ασυμμετρία κατανομής δυσκαμψίας καθ' ύψος ή εκκεντρότητες δυσκαμψίας σε κάτοψη.

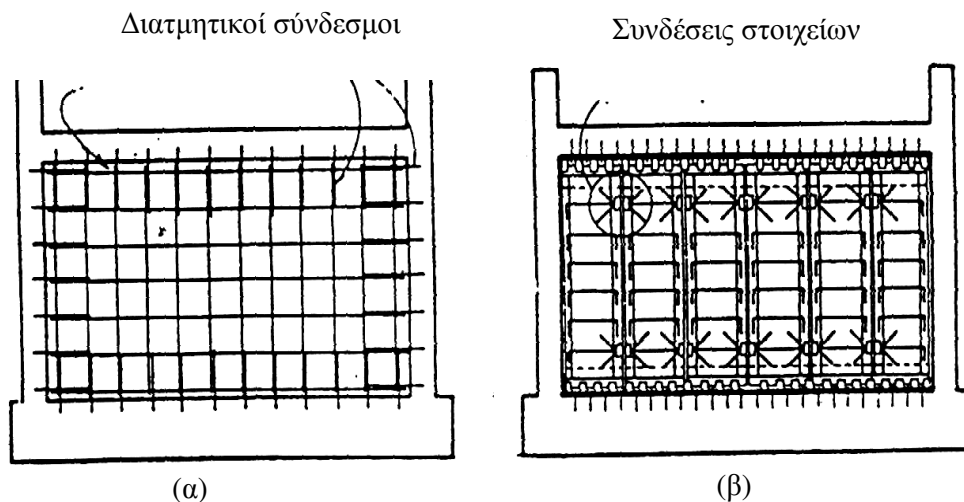
Είναι προφανές ότι ο καθορισμός του απαραίτητου πλήθους και της σωστής θέσης των τοιχωμάτων αποτελεί κρίσιμο στοιχείο αποτελεσματικότητας της μεθόδου. Στη μόρφωση του νέου φορέα, λαμβάνονται οπωσδήποτε υπόψη οι περιορισμοί που προβλέπονται στον αντισεισμικό κανονισμό για την αποφυγή απότομης μεταβολής της δυσκαμψίας καθ' ύψος της κατασκευής. Σε συνήθη έργα ο μηχανικός συχνά αποφασίζει για τα παραπάνω κυρίως με βάση την εμπειρία του και με αρκετές απλουστεύσεις στο προσομοίωμα ανάλυσης του φορέα. Σε περιπτώσεις όμως ειδικών απαιτήσεων η απόφαση πρέπει να βασίζεται σε μία ακριβέστερη αναλυτική εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα λαμβάνοντας υπόψη τη συμβολή των υφισταμένων μη φερόντων στοιχείων της κατασκευής (π.χ. τοιχοπληρώσεων) και στοιχείων που συνήθως αγνοούνται κατά την ανάλυση (π.χ. κλιμακοστασίων).

Οι τεχνικές προσθήκης τοιχωμάτων που χρησιμοποιούνται σήμερα στην πράξη μπορούν να διακριθούν σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με τον τύπο του τοιχώματος που χρησιμοποιείται:

- Τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευαζόμενα στον τόπο του έργου
- Προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels)
- Τοιχοποιία από συμπαγείς οπτόπλινθους ή τσιμεντοπλίνθους

Τοιχώματα από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Τοιχώματα από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατασκευάζονται σε κατάλληλα επιλεγμένα πλαίσια του φέροντος οργανισμού της κατασκευής και συνδέονται κατά μήκος της περιμέτρου τους με τα υπάρχοντα υποστυλώματα και τις δοκούς (Σχ. 2.5α) (Sugano, 1996).



Σχήμα 2.5: Τεχνικές κατασκευής τοιχωμάτων εντός πλαισίων
(α) Με έγχυτο σκυρόδεμα και περιμετρική σύνδεση
(β) Με προκατασκευασμένα τοιχώματα χωρίς πλευρική σύνδεση

Στις περιπτώσεις που επιδιώκεται μία περισσότερο πλάσטיμη συμπεριφορά της κατασκευής, η σύνδεση γίνεται μόνο στις δοκούς, δηλαδή στο πάνω και κάτω μέρος του τοιχώματος, ενώ στα πλάγια, μεταξύ του τοιχώματος και των υποστυλωμάτων δεν γίνεται σύνδεση και αφήνεται ένα μικρό κενό.

Η θεμελίωση των νέων τοιχωμάτων συνδέεται πάντοτε με την υπάρχουσα θεμελίωση, ακόμα και στην περίπτωση που τα τοιχώματα δεν συνδέονται με τα υποστυλώματα του πλαισίου. Στο Σχήμα 2.6 παρουσιάζονται οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες της θεμελίωσης από μία εφαρμογή της μεθόδου (UNIDO/UNDP, 1983).

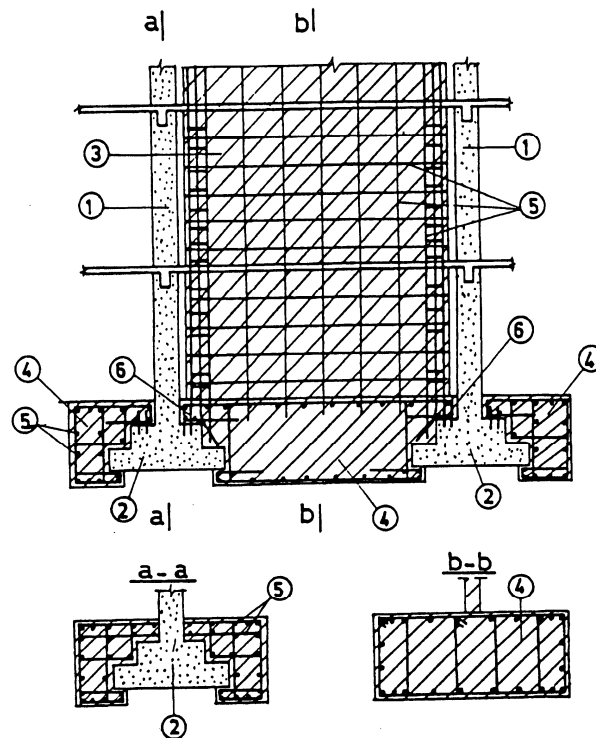
Είναι άξιο προσοχής ότι στη συνήθη περίπτωση σύνδεσης των νέων τοιχωμάτων με τα υποστυλώματα, τα τελευταία αποτελούν πλέον τα άκρα ενός νέου τοιχώματος όπου προφανώς αναμένεται ιδιαίτερα αυξημένη ένταση. Ως εκ τούτου τις περισσότερες φορές τα άκρα του νέου τοιχώματος επεκτείνονται σε ένα μανδύα γύρω από τα υποστυλώματα, ενισχύοντας έτσι και αυτήν την περιοχή.

Κρίσιμο σημείο εφαρμογής της μεθόδου είναι η εξασφάλιση της μεταφοράς των οριζοντίων δράσεων στα νέα τοιχώματα. Απαιτείται δηλαδή έλεγχος στις στάθμες των ορόφων ότι οι δοκοί που συντρέχουν

στο τοίχωμα (με διεύθυνση τον ισχυρό άξονα του τοιχώματος) έχουν επαρκή διαμήκη οπλισμό για τη μεταφορά των οριζοντίων δράσεων του ορόφου. Αν ο οπλισμός αυτός είναι ανεπαρκής η ενίσχυση περιλαμβάνει και την προσθήκη νέων οριζοντίων στοιχείων σύνδεσης.

Ένας τρόπος που μπορεί να χρησιμοποιηθεί γι' αυτήν τη σύνδεση είναι ο εξής:

Αρχικά νέες οριζόντιες διαμήκεις ράβδοι οπλισμού αγκυρώνονται στο νέο τοίχωμα στις στάθμες των ορόφων με διεύθυνση τον ισχυρό άξονα του τοιχώματος. Στη συνέχεια οι οπλισμοί αυτοί συγκολλούνται επάνω σε ισχυρές μεταλλικές πλάκες που έχουν αγκυρωθεί πάνω στις γειτονικές δοκούς, που συντρέχουν στο τοίχωμα και έχουν την ίδια ως άνω διεύθυνση. Τελικά οι οπλισμοί καλύπτονται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μετά από κατάλληλη προεργασία (εκτράχυνση και καθαρισμό) της επιφάνειας της δοκού.



1. υφιστάμενα υποστυλώματα, 2. υφιστάμενα θεμέλια, 3. νέο τοίχωμα, 4. νέο οπλισμένο σκυρόδεμα, 5. πρόσθετοι οπλισμοί, 6. πρόσθετα στοιχεία για την αγκύρωση των νέων οπλισμών.

Σχήμα 2.6: Παράδειγμα θεμελίωσης νέου τοιχώματος εντός υφισταμένου πλαισίου

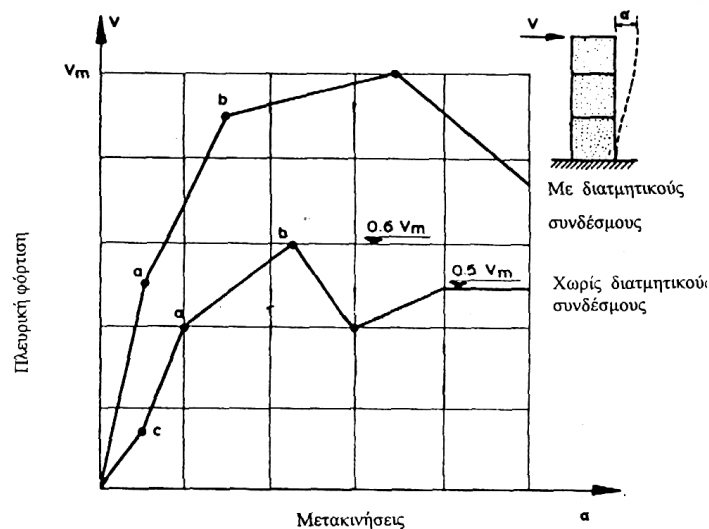
Ιδιαίτερα σημαντικός είναι ο έλεγχος που απαιτείται για την επάρκεια της αγκύρωσης των νέων ράβδων οπλισμού στον υφιστάμενο φορέα. Επίσης ειδικά μέτρα λαμβάνονται πάντοτε για την εξασφάλιση της συνέχειας στις διεπιφάνειες παλαιού και νέου σκυροδέματος με

κατάλληλους διατμητικούς συνδέσμους. Συνήθως χρησιμοποιούνται μηχανικά ή χημικά χαλύβδινα βλήτρα αφού προηγουμένως εκτραχυνθεί και καθαριστεί η επιφάνεια των παλαιών στοιχείων.

Ο έλεγχος που γίνεται στις διεπιφάνειες πρέπει να εξασφαλίζει ότι η διατμητική ένταση που αναπτύσσεται σ' αυτές τις διατομές μπορεί να αναληφθεί μέσω των μηχανισμών ανάληψης φορτίου που θα αναπτύξει η σύνδεση. Η εκτίμηση του διατμητικού φορτίου της διεπιφάνειας συνήθως γίνεται θεωρώντας μονολιθική σύνδεση του νέου τοιχώματος με το πλαίσιο, δηλαδή αγνοείται η ολίσθηση μεταξύ των δύο στοιχείων. Ο προσδιορισμός του μέγιστου διατμητικού φορτίου που μπορεί να μεταφέρει η σύνδεση, γίνεται με βάση τα αναφερόμενα στο Κεφάλαιο 4 "Οι βάσεις για την αναδιαστασιολόγηση". Πάντως πρόσφατα πειραματικά αποτελέσματα δείχνουν ότι ακόμα και όταν οι σύνδεσμοι μεταξύ τοιχώματος και περιβάλλοντος πλαισίου είναι λίγοι, και επαρκούν απλώς και μόνο να διατηρούν το τοίχωμα στη θέση του, η συνεισφορά του τοιχώματος εξακολουθεί να είναι σημαντική.

Από μία εκτεταμένη θεωρητική και πειραματική, ερευνά για το θέμα (Liauw and Lee, 1977 - Liauw, 1979 - Liauw and Kwan, 1982) έχουν προκύψει τα παρακάτω χρήσιμα συμπεράσματα για την αποτελεσματικότητα των διατμητικών συνδέσμων στη σύνδεση τοιχωμάτων και περιμετρικών πλαισίων.

- Η αντοχή και η δυσκαμψία των τοιχοπληρωμένων πλαισίων είναι μεγαλύτερη στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται διατμητικοί σύνδεσμοι. Στο Σχήμα 2.7 (CEB. Bul. 162, 1983) παρουσιάζονται αποτελέσματα που επιβεβαιώνουν την παραπάνω παρατήρηση.



Σχήμα 2.7: Αποτελεσματικότητα διατμητικών συνδέσμων στη σύνδεση νέων τοιχωμάτων με τα υπάρχοντα πλαίσια

- Η συγκέντρωση τάσεων στις γωνίες ως και οι καμπτικές ροπές και οι διατμητικές δυνάμεις των μελών των περιμετρικών πλαισίων, είναι μικρότερες στις περιπτώσεις που χρησιμοποιούνται διατμητικοί σύνδεσμοι.
- Η ύπαρξη ανοιγμάτων στα τοιχοπληρωμένα πλαίσια μειώνει δραστικά την αποτελεσματικότητα της μεθόδου όταν δεν χρησιμοποιούνται διατμητικοί σύνδεσμοι. Η αντοχή και η δυσκαμψία που επιτυγχάνεται είναι ιδιαίτερα μικρές συγκρινόμενες με αυτές του αντίστοιχου μονολιθικού τοιχώματος. Αντιθέτως, όταν χρησιμοποιούνται διατμητικοί σύνδεσμοι, η ύπαρξη των ανοιγμάτων έχει μικρότερη επίδραση στη μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας και είναι ανάλογη με αυτή που παρατηρείται στην αντίστοιχη περίπτωση για μονολιθικά τοιχώματα.

Δύο προβλήματα που αφορούν τη σύνδεση των τοιχωμάτων με τα περιβάλλοντα πλαίσια απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή.

Το πρώτο πρόβλημα οφείλεται στα αποτελέσματα της συστολής ξήρανσης του νέου σκυροδέματος, και εκδηλώνεται με ρηγμάτωση της διεπιφάνειας, εκεί όπου το υψηλότερο τμήμα του τοιχώματος εφάπτεται στον πυθμένα της δοκού του πλαισίου. Εδώ η συστολή ξήρανσης αντιμετωπίζεται συνήθως με σκυρόδεμα ειδικής σύνθεσης, όπου έχουν χρησιμοποιηθεί ειδικά πρόσμικτα.

Εναλλακτικά, πολλές φορές το τοίχωμα σκυροδετείται μέχρι ύψος 20cm περίπου χαμηλότερα από τον πυθμένα της δοκού και μετά πάροδο ικανού χρόνου από την ημέρα σκυροδέτησης, συμπληρώνεται το υπόλοιπο (δηλαδή το τμήμα του τοιχώματος κοντά στον πυθμένα της δοκού) με εποξειδικό ή πολυεστερικό κονίαμα. Μερικές φορές ανάλογα με τις ειδικές συνθήκες του έργου το τοίχωμα μπορεί να σκυροδετηθεί μέχρι ύψος 5-7 mm χαμηλότερα από τον πυθμένα της δοκού, οπότε πλέον το κενό συμπληρώνεται με ρητινοειδή κόλλα χρησιμοποιώντας την τεχνική των ρητινενέσεων.

Το δεύτερο πρόβλημα αφορά μόνο την περίπτωση των έγχυτων τοιχωμάτων και ειδικότερα τη δυσκολία σκυροδέτησης του υψηλότερου τμήματος του τοιχώματος λόγω ανεπαρκούς πρόσβασης από την κορυφή. Γι' αυτό η χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, αποτελεί έναν πρόσθετο λόγο προτίμησης.

Μερικές φορές η ενίσχυση με πρόσθετα τοιχώματα μπορεί να γίνει **εξωτερικά του φορέα**. Συχνά αυτό οφείλεται σε λειτουργικούς λόγους, όπως π.χ. σε περιπτώσεις που στα επιλεγμένα πλαίσια του φορέα προϋπάρχουν τοιχοπληρώσεις των οποίων η διατήρηση κρίνεται απαραίτητη. Όμως σ' αυτήν την περίπτωση απαιτούνται πρόσθετα μέτρα εξασφάλισης της μεταφοράς δυνάμεων μεταξύ των νέων τοιχωμάτων και του υφισταμένου φορέα. Επίσης, στην περίπτωση που απαιτείται η διατήρηση των τοιχοπληρώσεων η ενίσχυση μπορεί να γίνει με τη μορφή

μονόπλευρων ή αμφίπλευρων μανδυών από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αποφεύγοντας έτσι τη χρήση ξυλοτύπου.

Προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels)

Η τεχνική της προσθήκης προκατασκευασμένων τοιχωμάτων (panels) εντός πλαισίων της κατασκευής έχει αρκετά κατασκευαστικά πλεονεκτήματα και είναι οικονομικότερη λύση συγκρινόμενη με αυτήν της προσθήκης νέων τοιχωμάτων από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Όμως η προσφορά τους στη συνολική δυσκαμψία και αντοχή του φορέα είναι μικρότερη, όπως μπορεί να παρατηρηθεί στο Σχήμα 2.4 και στον Πίνακα 2.1.

Η τεχνική μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να καλυφθεί το σύνολο του ανοίγματος του πλαισίου ή τμήμα του. Τα προκατασκευασμένα στοιχεία μπορεί να συνδέονται μεταξύ τους και με τα υποστυλώματα του πλαισίου ή όχι (Σχ.2.5β). Η σύνδεση με το περιβάλλον πλαίσιο γίνεται με ειδικές τεχνικές ακύρωσης, που επιδρούν σημαντικά στην αποτελεσματικότητα της τεχνικής. Πολλές φορές πάντως, όταν επιδιώκεται μία περισσότερο πλάστιμη συμπεριφορά του φορέα, η σύνδεση γίνεται μόνο με τις δοκούς και δεν υπάρχει επαφή με τα υποστυλώματα.

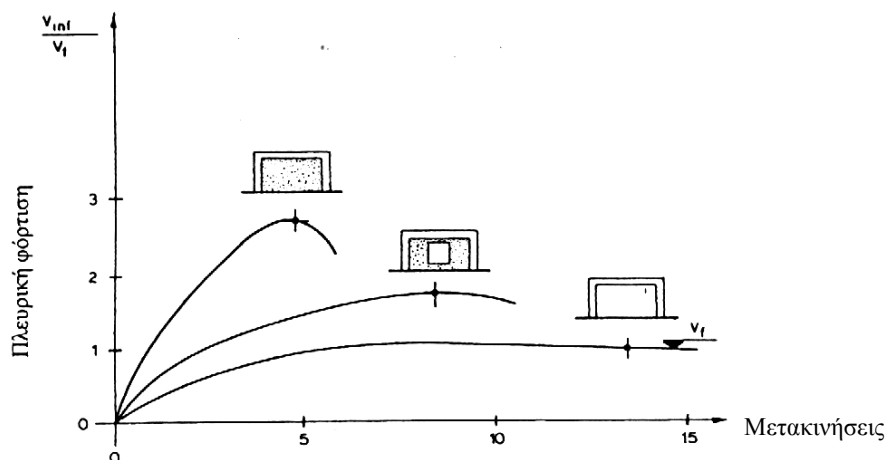
Η παραπάνω τεχνική είναι ιδιαίτερα διαδεδομένη στις ανεπτυγμένες βιομηχανικά χώρες.

Τα προκατασκευασμένα τοιχώματα μπορεί να είναι είτε **συμπαγή από οπλισμένο σκυρόδεμα** είτε τύπου “**σάντουιτς**” με εξωτερικούς φλοιούς από οπλισμένο σκυρόδεμα ή ενισχυμένα μεταλλικά φύλλα, και εσωτερικό γέμισμα είναι κάποιο υλικό με μονωτικές ιδιότητες. Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται εξωτερικά μεταλλικά φύλλα, απαιτείται ιδιαίτερη μέριμνα για προστασία από οξείδωση και φωτιά. Απαιτούνται ως εκ τούτου εξειδικευμένες μονάδες παραγωγής και έμπειρα συνεργεία, στοιχεία εν ελλείψει μέχρι προσφάτως στον ελληνικό χώρο. Πάντως τα τελευταία χρόνια έχει αρχίσει να αναπτύσσεται μία έντονη δραστηριότητα στην παραγωγή τέτοιων στοιχείων που αν και στις περισσότερες περιπτώσεις χρησιμοποιούνται κυρίως ως διαχωριστικά λειτουργικά στοιχεία, στην πραγματικότητα μπορούν να προσφέρουν σημαντικά στην αντισεισμική ενίσχυση της κατασκευής. Η έμφαση στην παραγωγή τέτοιου είδους τοιχωμάτων φαίνεται να είναι ο τύπος “σάντουιτς”. Στην Ελλάδα υπάρχει ήδη ένας αριθμός μονάδων παραγωγής που εξειδικεύεται σε τέτοιου είδους τοιχώματα, και μάλιστα σήμερα βρίσκονται στο στάδιο της βιομηχανικής έρευνας πρωτοποριακές λύσεις που συνδυάζουν υψηλές αντοχές, μεγάλη διάρκεια στο χρόνο και ανταγωνιστικό κόστος.

Τοιχώματα από οπλισμένη ή άοπλη τοιχοποιία

Η τοιχοπλήρωση των φανωμάτων των πλαισίων μιας κατασκευής που υλοποιείται με την κατασκευή οπλισμένης ή άοπλης τοιχοποιίας από συμπαγή τούβλα ή τσιμεντόπλινθους επαρκούς αντοχής, είναι μία δημοφιλής πρακτική. Είναι λιγότερο αποτελεσματική από τις προηγούμενες αλλά αρκετά οικονομική και συμβάλλει σημαντικά στην κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή. Στην περίπτωση της οπλισμένης τοιχοποιίας, οι οπλισμοί αγκυρώνονται στο περιμετρικό πλαίσιο με ειδικές ρητίνες αγκύρωσης ή με ειδικά αγκύρια και ηλεκτροσυγκόλληση των οπλισμών.

Βασικό μειονέκτημα της τεχνικής είναι ότι στη συνήθη αναλυτική εργασία ρουτίνας των μελετητών εφαρμογής, οι αβεβαιότητες των χαρακτηριστικών της τοιχοπλήρωσης καθώς επίσης και των χαρακτηριστικών της σύνδεσης στις διεπιφάνειες τοιχοπλήρωσης-πλαισίου δεν επιτρέπουν μία αξιόπιστη πρόβλεψη της συμπεριφοράς του φορέα στον ίδιο βαθμό αξιοπιστίας που ισχύει για τα αποτελέσματα της ανάλυσης στο γυμνό φορέα οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτός είναι εξάλλου ένας από τους λόγους για τον οποίο, στην ανάλυση συνήθων έργων αγνοείται η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική αντίσταση μίας κατασκευής με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ως εκ τούτου η χρησιμοποίηση της τεχνικής γίνεται στην πράξη με εμπειρικό τρόπο για να εξισορροπηθούν υφιστάμενες έντονες ασυμμετρίες κατανομής των τοιχοπληρώσεων ή και άλλων δύσκαμπτων στοιχείων της κατασκευής όπως π.χ. κλιμακοστασίων, σε κάτοψη ή καθ' ύψος της κατασκευής. Αναλυτικά προσομοιώματα για το συνυπολογισμό της τοιχοποιίας στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής παρουσιάζονται συνοπτικά στο εγχειρίδιο του ΟΑΣΠ (2000).



Σχήμα 2.8: Ενίσχυση πλαισίων Ο.Σ. με τοιχοπληρώσεις

Στο Σχήμα 2.8 παρουσιάζονται αποτελέσματα από μία πειραματική έρευνα που έγινε στο Ε.Μ.Π. και παρουσιάζεται στο CEB Bul. 162 (1983). Εύκολα μπορεί να παρατηρηθεί ότι η αποτελεσματικότητα της τεχνικής μειώνεται ιδιαίτερα όταν λόγοι λειτουργικοί επιβάλλουν την ύπαρξη ανοιγμάτων.

Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι είναι μειονέκτημα της τεχνικής το μεγάλο ίδιο βάρος της τοιχοποιίας, που όμως στις περιπτώσεις ισογείων μαλακών ορόφων, όπου αυτή η τεχνική χρησιμοποιείται συχνότερα, αντιμετωπίζεται χωρίς ιδιαίτερα προβλήματα.

2.4.2.2 Προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων

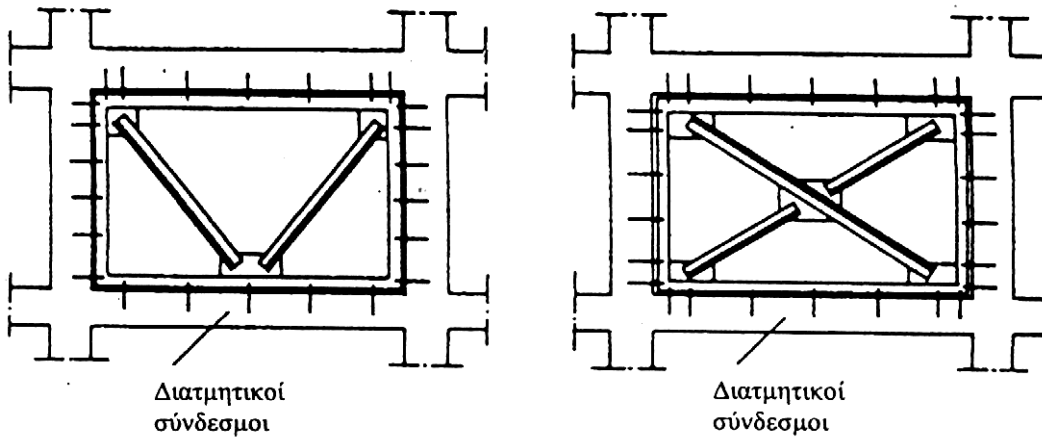
Η μέθοδος της κατασκευής δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων του φέροντος οργανισμού μίας κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να προσφέρει ιδιαίτερα σημαντική αύξηση στην αντοχή και στη δυσκαμψία της κατασκευής ενώ συγχρόνως μπορεί να συνεισφέρει και στην πλαστιμότητα της (βλ. Σχ.2.4). Τα συστήματα αυτά συνήθως είναι μεταλλικά και σπανίως είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ως εκ τούτου η ανάπτυξη που ακολουθεί αφορά την πρώτη περίπτωση. Εξάλλου η δυνατότητα ανελαστικής παραμόρφωσης των μεταλλικών στοιχείων προσφέρει ένα σημαντικό παράγοντα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας.

Η μέθοδος χρησιμοποιείται με παρόμοιο τρόπο όπως στις μεταλλικές κατασκευές και εφαρμόζεται εύκολα σε βιομηχανικούς χώρους και σε ισόγειους μαλακούς ορόφους κτιρίων. Έχει το πλεονέκτημα του μικρού ιδίου βάρους και της ταχύτητας κατασκευής ενώ δεν εμποδίζεται ο φωτισμός των χώρων. Πολλές φορές η εφαρμογή γίνεται εξωτερικά των πλαισιωμάτων της κατασκευής για κατασκευαστική διευκόλυνση, ιδιαίτερα στις περιπτώσεις που προϋπάρχουν τοιχοπληρώσεις εντός των πλαισίων. Διάφορες διατάξεις δικτυωμάτων έχουν χρησιμοποιηθεί στην πράξη όπως π.χ. με σχήμα Κ, ρόμβου ή χιαστί διαγωνίων που είναι και η πλέον συνήθης διάταξη (Σχ.2.9) (CEB Bul. 162, 1983).

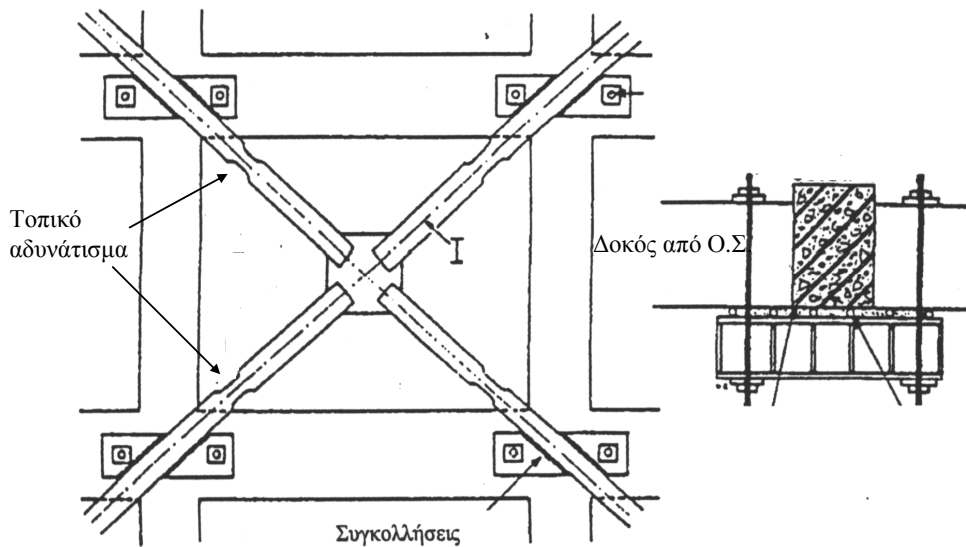
Σε μερικές περιπτώσεις η επαφή στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής γίνεται με συνεχή σύνδεση ενός μεταλλικού πλαισίου πάνω στο οποίο συνδέονται οι ράβδοι του δικτύωματος (Σχ.2.9). Σε άλλες περιπτώσεις οι ράβδοι του δικτύωματος προσαρμόζονται με ειδικές διατάξεις, απευθείας επάνω στο φέροντα οργανισμό (Σχ.2.10) (CEB Bul. 162, 1983).

Η μέθοδος έχει τύχει ευρείας εφαρμογής ιδιαίτερα στην Ιαπωνία και στις Η.Π.Α., όπου έχει γίνει εκτεταμένη θεωρητική και πειραματική διερεύνηση της αποτελεσματικότητας της μεθόδου στην ενίσχυση της σεισμικής αντίστασης κατασκευών Ο.Σ.. Στην Ελλάδα, η έλλειψη

εξειδικευμένων συνεργείων και η κατά παράδοση προτίμηση των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα, έχει οδηγήσει σε σπάνια εφαρμογή της μεθόδου. Όμως με βάση την υφιστάμενη δομημένη κατάσταση και τις διαπιστωμένες απαιτήσεις ενίσχυσης, μπορεί να προβλεφθεί η ευρεία εφαρμογή της.



Σχήμα 2.9: Μεταλλικά δικτύωματα εντός πλαισίων



Σχήμα 2.10: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες σύνδεσης μεταλλικών δικτυωμάτων

Κρίσιμα σημεία εφαρμογής της μεθόδου είναι :

α) Οι κατασκευαστικές διατάξεις σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων με το φέροντα οργανισμό της κατασκευής. Στο Σχήμα 2.9 απεικονίζονται σχετικές διατάξεις από τη βιβλιογραφία (CEB Bul. 162, 1983).

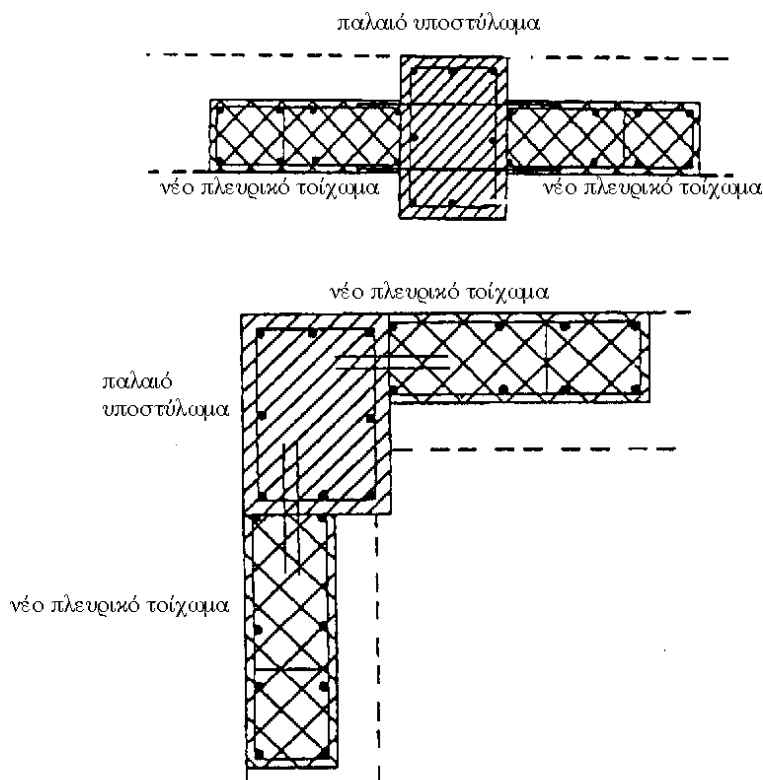
β) Ο λυγισμός των μεταλλικών ράβδων των δικτυωμάτων. Όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα μίας πειραματικής διερεύνησης της μεθόδου για ανακυκλιζόμενες δράσεις, ο λυγισμός των ράβδων αποτελεί κρίσιμο παράγοντα αποτελεσματικότητας της μεθόδου. Στην περίπτωση χιαστί διαγωνίων μπορούν να θεωρηθούν συνθήκες αμφίπακτου στύλου. Για τη μείωση των κινδύνων λυγισμού των μεταλλικών ράβδων, στην περίπτωση των χιαστί διαγωνίων, έχει προταθεί (CEB Bul. 162, 1983) ένα τοπικό “αδυνάτισμα” της διατομής κοντά στα σημεία σύνδεσης με τα πλαίσια (Σχ.2.10), που μειώνει τον κίνδυνο λυγισμού από εκκεντρότητες φορτίου.

γ) Η ανακατανομή της έντασης στο φορέα. Νέα εντατικά μεγέθη εισάγονται πλέον στο φορέα ιδιαίτερα στα στοιχεία του περιβάλλοντος πλαισίου. Επαρκής αντοχή των κόμβων (δοκών-υποστυλωμάτων Ο.Σ.) είναι απαραίτητη, επειδή αποτελούν τις περιοχές αλληλεπίδρασης του παλαιού φορέα με τα νέα στοιχεία. Πιθανή ανεπάρκεια των κόμβων συνεπάγεται την τροποποίηση της κατασκευαστικής διάταξης σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής, έτσι ώστε να περιλαμβάνονται στην ενίσχυση και οι κόμβοι.

2.4.2.3 Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων

Η προσθήκη τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος σε συνέχεια και σύνδεση με τα υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής, αποτελεί μία αποτελεσματική μέθοδο αύξησης της πλαστιμότητας της κατασκευής με παράλληλη μέτρια αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της (βλ. Σχ.2.4). Εφαρμόζεται σε κατάλληλα επιλεγμένες θέσεις του φορέα συνδυαζόμενη συνήθως με την ενίσχυση μεμονωμένων υποστυλωμάτων που έχουν ανεπαρκή αντοχή ή/και πλαστιμότητα.

Η προσθήκη του τοιχώματος γίνεται προς την επιδιωκόμενη διεύθυνση αύξησης της αντίστασης της κατασκευής. Πολλές φορές σε γωνιακά υποστυλώματα, γίνεται προσθήκη τοιχωμάτων σε δυο διευθύνσεις (Σχ.2.11) (Dritsos, 1995). Τα τοιχώματα κατασκευάζονται συνήθως από έγχυτο σκυρόδεμα ή μπορούν να χρησιμοποιηθούν και προκατασκευασμένα στοιχεία. Σκόπιμο είναι να προηγείται αποφόρτιση και υποστύλωση πλακών και δοκών, έτσι ώστε, μετά την επέμβαση, τα νέα στοιχεία να παραλάβουν μέρος των κατακόρυφων φορτίων.



Σχήμα 2.11: Προσθήκη τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων

Η μέθοδος αυτή έχει τύχει ευρείας εφαρμογής στην Ελλάδα, κυρίως επειδή δεν απαιτεί ιδιαίτερα εξειδικευμένο προσωπικό. Επιπλέον οι αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων ανάλυσης είναι πολύ μικρότερες απ' ό τι στις μεθόδους που αναφέρθηκαν στις προηγούμενες υποενότητες, του παρόντος Κεφαλαίου.

Κρίσιμα σημεία εφαρμογής της μεθόδου είναι η σύνδεση των παλαιών και των νέων στοιχείων και η ανακατανομή της έντασης στη γειτονία της επέμβασης. Ειδικότερα:

α) Η σύνδεση των παλαιών και των νέων στοιχείων γίνεται μετά από εκτράχυνση της επιφανείας επαφής των παλαιών στοιχείων και χρήση διατμητικών συνδέσμων όπως αυτά αναλυτικότερα αναφέρθηκαν προηγουμένως στη μέθοδο κατασκευής τοιχωμάτων εντός πλαισίων. Εξάλλου προβλήματα όπως τα σχετιζόμενα με τη συστολή ξήρανσης του νέου σκυροδέματος και τη δυσκολία σκυροδέτησης αντιμετωπίζονται με τους ίδιους τρόπους που ήδη αναφέρθηκαν στην παραπάνω περίπτωση (τοιχώματα εντός πλαισίων).

β) Πέραν από το γενικότερο θέμα της ανακατανομής της έντασης στο σύνολο του φορέα, αξίζει ιδιαίτερη προσοχή η περιοχή σύνδεσης των

νέων στοιχείων με τις γειτονικές δοκούς. Η καμπτική ένταση στις δημιουργούμενες νέες παρειές στήριξης των δοκών είναι πολύ υψηλότερη από την προηγούμενη (πριν την επέμβαση). Ως εκ τούτου είναι απαραίτητη επαρκής αντοχή ή πλαστιμότητα της περιοχής για την αντιμετώπιση της έντασης.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Δρίτσος Σ., (1994)
“Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, Εκδόσεις Παν.Πατρών, Πάτρα.
- ΟΑΣΠ, (2000)
Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, “Συστάσεις για Προσεισμικές και Μετασεισμικές Επεμβάσεις σε Κτίρια”, Αθήνα.
- ΟΑΣΠ, (2005)
ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων), Σχέδιο 2, Αθήνα, (Αδημοσίευτο κείμενο).
- Πενέλης Γ., (1999)
“Ενίσχυση-Επισκευή μετά από Σεισμό”, Εισήγηση στο 13^ο Ελληνικό Συνέδριο Σκυροδέματος, Ρέθυμνο.
- Υ.Δ.Ε., (1978)
“Κατευθυντήριες Προδιαγραφές και Οδηγίες για Επισκευές Κτιρίων με Βλάβες από Σεισμό”, Θεσσαλονίκη.
- CEB Bulletin No 162, (1983)
“Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading”, Paris.
- Dritsos S., (1995)
“Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings in Greece”, Journal of Structural Engineering Vol. 22(1), 11-22.
- FEMA-356, (2000)
Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington D.C..
- fib, (2003)
“Seismic Assessment and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings”, fib Bul. No 24, Lausanne.
- Liauw T., Lee S., (1977)
“On the Behaviour and the Analysis of Multistorey Infilled Frames Subject to Lateral Loading”, Proc. of the Inst. of Civil Eng., Vol. 63(2), 641-656, London.
- Liauw T., (1979)
“Tests on Multistorey Infilled Frames Subjected to Dynamic Lateral Loading”, ACI Journal, Vol. 76(4), 551-569.

- Liauw T., Kwan K., (1982)
“Non- Linear Analysis on Multistorey Infilled Frames”, Proc. of the Inst. of Civil Eng., Vol. 73(2), 441-454, London.
- Pilakoutas K., Dritsos S., (1992)
“Design of Structural Repair Schemes of RC Structures”, Proc. of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Ed. Balkema, Vol. 9, 5183-5186, Madrid.
- Sugano S., (1996)
“State-of-the-Art in Technics for Rehabilitation of Buildings”, CD Proc. of the 11th World Conference in Earthquake Engineering, Paper No 2175, Acapulco.
- UNIDO/UNDP, (1983)
“Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick-Masonry Buildings”, Project RER/79/015 :Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Region, UNIDO, Vol. 5, Vienna.
- UNIDO/UNDP, (1985)
“Post-Earthquake Damage Evaluation and Strength Assessment of Buildings under Seismic Conditions”, Project RER/79/015 :Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Region, UNIDO, Vol. 4, Vienna.
- Wyllie L., (1981)
“Strengthening Existing Concrete and Masonry Buildings for Seismic Resistance”, Proc. of the 2nd Seminar on Repair and Retrofit of Structures, 322-333, Department of Civil Engineering University of Michigan, Ann Arbor.
- Wyllie L., (1983)
“Seismic Strengthening Procedures for Existing Structures”, IABSE Symposium, Final Report, Strengthening of Building Structures-Diagnosis and Therapy, 363-370, Venice.

ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η επιλογή της κατάλληλης λύσης για την επισκευή ή την ενίσχυση μιας κατασκευής από Ο.Σ. προϋποθέτει ότι ο μηχανικός γνωρίζει καλά τα υλικά και τις τεχνικές που διατίθενται για τέτοιου είδους επεμβάσεις.

Στην πραγματικότητα, ο μηχανικός της πράξης, που δεν έχει ασχοληθεί με θέματα επεμβάσεων, θα αντιμετωπίσει το θέμα με δυσκολία, επειδή τα παραδοσιακά υλικά της οικοδομής (σκυρόδεμα και χάλυβας) είναι από μόνα τους ανεπαρκή να δώσουν τη λύση, έστω και αν εξακολουθούν να παίζουν πρωτεύοντα ρόλο στη διαδικασία.

Συχνά απαιτείται να χρησιμοποιηθούν νέα υλικά και νέες τεχνολογίες σε συνδυασμό με τροποποιημένα παραδοσιακά υλικά. Επειδή συχνά τα παραπάνω υλικά και τεχνολογίες εφαρμόζονται κάτω από ειδικές συνθήκες, χρειάζεται να διασφαλιστεί ένα σύστημα ποιοτικού ελέγχου σε επίπεδο σημαντικά υψηλότερο από αυτό που εφαρμόζεται στις νέες κατασκευές. Επιπλέον θα πρέπει να αντιμετωπιστούν νέα κρίσιμα θέματα που ανακύπτουν, όπως αυτό της διασφάλισης της συνεργασίας των παλαιών και νέων υλικών.

Στο Κεφάλαιο αυτό γίνεται μία σύντομη αναφορά στα διάφορα υλικά και τις τεχνολογίες που χρησιμοποιούνται συχνότερα στις επεμβάσεις των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος. Τα θέματα που παρουσιάζονται είναι τα εξής:

- Ειδικοί τύποι Σκυροδέματος
- Πολυμερικές κόλλες
- Επισκευαστικά κονιάματα
- Επικολλητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs)
- Διατμητικοί σύνδεσμοι-Αγκύρια
- Αγκυρώσεις και συγκολλήσεις νέων ράβδων οπλισμού

Θέματα όπως το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, οι ρητινενέσεις, οι μεταλλικοί σύνδεσμοι και τα ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs) που κρίνονται σημαντικά, σε σχέση με τον τρόπο που εφαρμόζεται σήμερα η τεχνολογία των επεμβάσεων στον Ελληνικό χώρο, αναπτύσσονται εκτενέστερα.

3.2 ΕΙΔΙΚΟΙ ΤΥΠΟΙ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Ειδικοί τύποι σκυροδέματος, χρησιμοποιούνται στην Τεχνολογία των Επεμβάσεων για να αντιμετωπιστούν μειονεκτήματα του συμβατικού έγχυτου σκυροδέματος όπως η συστολή ξήρανσης και η μειωμένη συνάφεια του με το παλαιό σκυρόδεμα.

Τα μειονεκτήματα αυτά, σε αντίθεση με ότι ισχύει για τις νέες κατασκευές, αποτελούν συχνά κρίσιμους παράγοντες για την επιτυχία των επεμβάσεων και η αντιμετώπισή τους απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή. Επιπλέον συχνά απαιτείται αυξημένη αντοχή του νέου σκυροδέματος, για να μειωθεί το μέγεθος της αισθητικής παρέμβασης.

Στη συνέχεια αναπτύσσονται τέσσερις ειδικοί τύποι σκυροδέματος που χρησιμοποιούνται στις επεμβάσεις: το έγχυτο σκυρόδεμα σταθερού όγκου, το πολυμερικό σκυρόδεμα, το σκυροτσιμεντόπηγμα και τέλος το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα που αποτελεί την πλέον δημοφιλή επιλογή στον Ελληνικό χώρο, και μερικές φορές χρησιμοποιείται με προσθήκη ινών.

3.2.1 Έγχυτο σκυρόδεμα σταθερού όγκου

Το έγχυτο σκυρόδεμα σταθερού όγκου παράγεται με χρήση είτε διογκούμενου τσιμέντου είτε συνηθέστερα με προσθήκη ειδικών πρόσθετων που προκαλούν σταδιακή αύξηση του όγκου του σκυροδέματος εξουδετερώνοντας έτσι τη συστολή ξήρανσης. Σε κάθε περίπτωση πρέπει να εφαρμόζονται πιστά οι οδηγίες του προμηθευτή του διογκούμενου τσιμέντου ή των πρόσθετων. Ο λόγος νερού προς τσιμέντο N/T κυμαίνεται συνήθως από 0,50 έως 0,60 και οι αντοχές που επιτυγχάνονται είναι σχετικώς υψηλότερες από αυτές του συμβατικού έγχυτου σκυροδέματος για τον ίδιο λόγο N/T.

Από πρακτική άποψη, τα βασικά πλεονεκτήματα του έγχυτου σκυροδέματος σταθερού όγκου είναι η παρεμπόδιση της ρηγμάτωσης τόσο στην επιφάνεια του όσο και στις θέσεις επαφής με τα υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος. Πλεονεκτεί ως εκ τούτου, ως προς το συμβατικό σκυρόδεμα επειδή εξασφαλίζει καλύτερη πρόσφυση σε παλαιό σκυρόδεμα. Εξάλλου ως πρόσθετο θετικό χαρακτηριστικό του μπορεί να καταγραφεί η αυξημένη αντοχή του σε επιφανειακή φθορά και σε δράση χημικών (CEB. Bul.162, 1983).

3.2.2 Σκυρόδεμα με πολυμερή

Τα σκυροδέματα με πολυμερή παράγονται είτε με αντικατάσταση του τσιμέντου με πολυμερές (χρησιμοποιώντας πολυεστερικές ή εποξειδικές

ρητίνες), είτε με μερική αντικατάσταση του νερού με υδατοδιαλυτό πολυμερές (latex), είτε εμποτίζοντας σκληρυμένο συμβατικό σκυρόδεμα με μονομερές που στη συνέχεια πολυμερίζεται.

Αυτός ο τύπος του σκυροδέματος έχει υψηλό κόστος παρασκευής. Όμως χαρακτηρίζεται από ένα πλήθος πλεονεκτημάτων ιδιαίτερα σημαντικών στην τεχνολογία των επεμβάσεων. Εδώ επισημαίνονται τα εξής:

α) Οι επιτυγχανόμενες αντοχές σε θλίψη μπορεί να φθάσουν μέχρι και το τετραπλάσιο των αντοχών των αντίστοιχων συμβατικών σκυροδεμάτων, ενώ η αντοχή σε εφελκυσμό μπορεί να φθάσει μέχρι και το 20πλάσιο!

β) Η σκλήρυνση του σκυροδέματος γίνεται πολύ γρήγορα και επιταχύνεται με την αύξηση της θερμοκρασίας. Σε πολύ σύντομο χρονικό διάστημα μπορεί να επιτευχθούν ιδιαίτερα υψηλές αντοχές. Χαρακτηριστικά αναφέρεται ότι για συντήρηση δοκιμών σε θερμοκρασίες της τάξεως των 70° C προέκυψαν αντοχές μέχρι 140 MPa σε διάστημα 5 ωρών από το χρόνο σκυροδέτησης ενώ με θερμοκρασία περιβάλλοντος (20° C) οι αντίστοιχες αντοχές προέκυψαν μέχρι και 100 MPa σε διάστημα 7 ημερών (Τριανταφύλλου, 1998).

γ) Επιτυγχάνεται εξαιρετικά καλή πρόσφυση με το παλαιό σκυρόδεμα, εξασφαλίζοντας σχεδόν μονολιθική συμπεριφορά του τελικού πολυφασικού στοιχείου.

δ) Το μέτρο ελαστικότητας προκύπτει μέχρι 50% υψηλότερο του αντίστοιχου για συμβατικό σκυρόδεμα στην περίπτωση που το τσιμέντο έχει αντικατασταθεί με πολυμερές, ενώ όταν το νερό αντικατασταθεί με υδατοδιαλυτό πολυμερές (latex) το μέτρο ελαστικότητας μπορεί να μειωθεί μέχρι και 50%.

ε) Επιτυγχάνεται αυξημένη αντίσταση στη επιφανειακή φθορά, στην προσβολή από χημικά και στον παγετό, ενώ παρατηρείται και μία σχετική μείωση του πορώδους και της συστολής ξήρανσης.

στ) Βασικά μειονεκτήματα των σκυροδεμάτων με πολυμερή είναι ο υψηλός συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας, η μειωμένη αντίσταση στην ενανθράκωση του σκυροδέματος, η μικρή αντοχή σε πυρκαγιά και ο σχετικά υψηλός ερπυστικός συντελεστής. Αξίζει επίσης να παρατηρηθεί ότι η βελτίωση των χαρακτηριστικών του σκυροδέματος αυτού του τύπου μειώνεται ραγδαία σε υψηλές θερμοκρασίες.

3.2.3 Σκυροτσιμεντόπηγμα

Το σκυροτσιμεντόπηγμα δημιουργείται με αρχική διάστρωση αδρανών μεγάλης διαμέτρου στα καλούπια του προς σκυροδέτηση στοιχείου και στη συνέχεια πλήρωση των κενών των αδρανών με τσιμεντοκονία που εισάγεται υπό πίεση. Τα αδρανή έχουν ελάχιστο μέγεθος κόκκων 10-15 mm.

Το σκυροτσιμεντόπηγμα έχει αρχικά μικρότερη αντοχή από το αντίστοιχο σκυρόδεμα. Με την πάροδο όμως του χρόνου η διαφορά μειώνεται συνεχώς μέχρι που παύει να υπάρχει. Εξάλλου πλεονεκτεί ως προς το συμβατικό σκυρόδεμα επειδή έχει μικρότερη συστολή ξήρανσης, μεγαλύτερη αντοχή στο χρόνο, μεγαλύτερη στεγανότητα και ικανοποιητική πρόσφυση στο παλαιό σκυρόδεμα.

3.2.4 Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (sprayed concrete ή shotcrete ή gunitite) που χρησιμοποιείται σε έργα επεμβάσεων, είναι σκυρόδεμα λεπτής διαβάθμισης αδρανών που σκυροδετείται με εκτόξευση.

Συντίθεται από τσιμέντο, λεπτόκοκα (ή και σχετικώς χονδρόκοκα) αδρανή και νερό, μπορεί δε να περιλαμβάνει πρόσθετα υλικά όπως ιπτάμενη τέφρα, σκωρία υψικάμινων, οξειδία του πυριτίου και βελτιωτικά (όπως επιταχυντικά πήξης και σκλήρυνσης, πρόσμικτα για αύξηση της πρόσφυσης, θιξοτροπικά πρόσμικτα που εμποδίζουν το «κρέμασμα» (Sagging) του υλικού, κ.α.) καθώς και χαλύβδινες ή πλαστικές ίνες ή από γυαλί. Η εφαρμογή του απαιτεί πάντα, ειδικό εξοπλισμό και κατάλληλα εκπαιδευμένο προσωπικό.

Στοιχεία από μετασεισμικές επεμβάσεις, μετά από τους τελευταίους ισχυρούς σεισμούς στην χώρα μας (Καρέλα κ.α., 2001), δείχνουν ότι η χρήση του Εκτοξευόμενου Σκυροδέματος (Ε.Σ.) είναι κυρίαρχη, ανεξαρτήτως από το είδος του φέροντος οργανισμού της κατασκευής. Σε μετασεισμικές επεμβάσεις οι εργασίες Ε.Σ. αποσπούν το μεγαλύτερο οικονομικό μερίδιο σε σύγκριση με τις άλλες τεχνικές επεμβάσεων και καλύπτουν ποσοστό της τάξεως του 30% του συνολικού κόστους των επεμβάσεων του φέροντος οργανισμού των κτιρίων. Σε κατασκευές με φέροντα οργανισμό από Οπλισμένο Σκυρόδεμα το ποσοστό αυτό ξεπερνά το 40%.

Η ευρύτατη χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στις επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος ή ακόμα και κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία οφείλεται κυρίως στα παρακάτω τέσσερα χαρακτηριστικά του:

- (1) Το Ε.Σ. έχει **υψηλή θλιπτική** αντοχή επειδή ο υδατοσυντελεστής N/T είναι χαμηλός και επειδή επιτυγχάνεται υψηλή συμπύκνωση λόγω της μεγάλης ταχύτητας εκτόξευσης. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι αντοχές της τάξης των 50 MPa βρίσκονται μέσα στα πλαίσια συνήθους εφαρμογής της τεχνικής και ότι αντοχές μέχρι 30 MPa επιτυγχάνονται σχετικά εύκολα.
- (2) Η μεγάλη ταχύτητα εκτόξευσης παρέχει δυνατότητα **πολύ καλής πρόσφυσης** με το υλικό βάσης. Οι διαστάσεις των κόκκων των

αδρανών παρέχουν μεγάλη ικανότητα διείδυσης μέσα στις μικροανωμαλίες της επιφάνειας βάσης, η οποία συνήθως έχει προηγουμένως εκτραχυνθεί.

- (3) Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα **αυτοστηρίζεται**, δηλαδή δεν απαιτείται χρήση ξυλότυπου και μπορεί να χρησιμοποιηθεί ακόμα και στο κάτω μέρος οριζοντίων στοιχείων.
- (4) Η **εγκατάσταση είναι κινητή** και σε συνδυασμό με το είδος του εξοπλισμού που χρησιμοποιείται επιτρέπει τη σκυροδέτηση σε δύσκολες και δυσπρόσιτες θέσεις. Χαρακτηριστικά μπορεί να αναφερθεί ότι “αν υπάρχει χώρος για έναν άνθρωπο και ένα λάστιχο, μπορούμε να σκυροδετήσουμε”.

Όμως παρά την ευρύτατη χρήση του υλικού, εξακολουθεί να υπάρχει σύγχυση στους μηχανικούς και τα συνεργεία που χρησιμοποιούν το Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα, κυρίως λόγω της απουσίας ενός Κανονιστικού πλαισίου για την εφαρμογή του ή έστω μιας σαφούς προδιαγραφής εφαρμογής σε έργα επεμβάσεων. Μία προσπάθεια που ξεκίνησε πριν μερικά χρόνια από το Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ. και κατέληξε στο “Σχέδιο Προδιαγραφής για το Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα” (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ, 2000α), αν και ήταν ιδιαίτερα χρήσιμη, δεν ήταν προσανατολισμένη για έργα Επισκευών/Ενισχύσεων και δεν ολοκληρώθηκε. Το τοπίο θα αποσαφηνιστεί πλήρως όταν οριστικοποιηθεί η παραπάνω προδιαγραφή και ολοκληρωθεί μία αντίστοιχη προσπάθεια που γίνεται σήμερα από το Ι.Ο.Κ. στα πλαίσια σύνταξης των «Προσωρινών Εθνικών Τεχνικών Προδιαγραφών» για Έργα Αποκατάστασης Ζημιών από Σεισμούς (Ι.Ο.Κ., 2004).

Στο κείμενο που ακολουθεί, χρησιμοποιείται ως βάση το παραπάνω σχέδιο προδιαγραφής, ενώ συγχρόνως λαμβάνονται υπόψη και άλλα σχετικά κείμενα όπως: (α) οι σχετικές Ευρωπαϊκές και Αμερικανικές Οδηγίες (EFNARC, 1996, 1999a,b) και (ACI Com.506, 1990, 1991, 1994, 1995, 1998) και (A.S.T.M. C1140) και (β) η Ελληνική βιβλιογραφία (Δρίτσος, 2004α, 2004β, 2004γ) και (Ε.Μ.Π., 1978) καθώς και η εμπειρία από εφαρμογές σε έργα επεμβάσεων.

3.2.4.1 Το ιστορικό

Η πρώτη μηχανή εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Σχ. 3.1) επινοήθηκε το 1907 από τον Carl Akeley στην Αμερική και τον Δεκέμβριο του 1910 παρουσιάστηκε στην έκθεση τσιμέντου στην Ν. Υόρκη. Ήταν μια μηχανή ξηράς ανάμιξης που χρησιμοποιούσε μίγμα από λεπτόκοκκα αδρανή (άμμο) και τσιμέντο, και χρησιμοποιήθηκε στις εργασίες ανακατασκευής της όψης του Field Museum του Σικάγου. Μπόρεσε να λειτουργήσει μόνο μια ώρα και μετά το υλικό «μπλοκάρισε» στους

σωλήνες. Όμως η αρχή έχει γίνει. Η ιδέα της σκυροδέτησης με εκτόξευση είχε γίνει πράξη. Ο Akeley την ονόμασε “Plaster Gun”. Όταν στην συνέχεια τα δικαιώματα εκμετάλλευσης της μηχανής μεταφέρονται σε μια κατασκευαστική εταιρία στο Allentown η μηχανή γίνεται γνωστή ως Cement Gun, η εταιρία μετονομάζεται σε Cement Gun Company και το προϊόν που ήταν ένα «πνευματικά εφαρμοζόμενο κονίαμα» καθιερώνεται ως Gunite. Στα Σχήματα 3.1 και 3.2 παρουσιάζονται οι φωτογραφίες από την πρωτότυπη μηχανή του Carl Akeley καθώς και μία από τις πρώτες μηχανές που άρχισαν να κυκλοφορούν στην αγορά. Η Cement Gun Company, εξελίχθηκε ραγδαία σε έναν μεγάλο κατασκευαστικό οργανισμό αναλαμβάνοντας μεγάλα έργα σε όλη την Β. Αμερική με αντικείμενο τις επισκευές κτιρίων και γεφυρών, και τις κατασκευές σηράγγων, έχοντας το πλεονέκτημα της αποκλειστικής χρήσης της μηχανής και της ονομασίας του προϊόντος ως gunite.

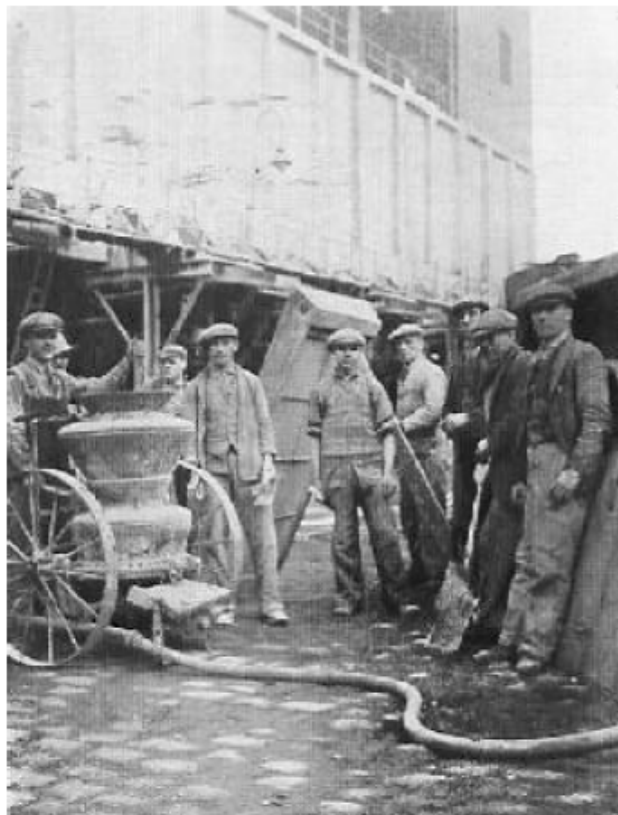


Σχήμα 3.1: Η πρώτη μηχανή εκτοξευόμενου σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε από τον Carl Akeley το 1907 (φωτογραφία του J.J. Shideler, Portland Cement Association) (Teichert, 2002)



Σχήμα 3.2: Μία από τις πρώτες μηχανές του Ε.Σ. που βγήκε στην αγορά το 1914 (Teichert, 2003)

Οι φωτογραφίες στα Σχήματα 3.3 και 3.4 μας πηγαίνουν πίσω σ' εκείνη την εποχή. Προσέξτε τον χειριστή στο Σχήμα 3.4. Ο όρος «χειριστής» είναι μάλλον αδόκιμος μια και το πιστόλι εκτόξευσης είναι προσαρμοσμένο στο κεφάλι!



Σχήμα 3.3: Ογδόντα χρόνια πριν. Συνεργείο έτοιμο για εργασία (Yoggy, 2002)



Σχήμα 3.4: Εκτόξευση σκυροδέματος το 1919 για κατασκευή δεξαμενής νερού (Yoggy, 2000)

Όταν στην συνέχεια, άρχισαν να αναγνωρίζονται τα μεγάλα πλεονεκτήματα της τεχνικής σε ειδικά έργα, όπως σε έργα επεμβάσεων ή κατασκευές σιράγγων, η τεχνική πέρασε γρήγορα τον Ατλαντικό (γύρω στο 1925) και διαδόθηκε ραγδαία στην Ευρώπη και σ' όλο τον άλλο κόσμο. Το 1950 κυκλοφορούσαν 5000 μηχανές και είχαν κατασκευαστεί έργα σε περισσότερες από 120 χώρες.

Αυτήν την περίοδο η σκυτάλη περνάει σε Ευρωπαϊκά χέρια. Ο George Senn, στην Ελβετία, ανατρέπει την λογική της μηχανής διπλού θαλάμου, που είχε διατηρηθεί από την εποχή του Akeley και δημιουργεί μια μηχανή που χρησιμοποιεί, για την ανάμιξη και προώθηση του μίγματος, έναν τύπο Αρχιμήδειου κοχλία, μειώνοντας έτσι τις ιδιαίτερα αυξημένες απαιτήσεις δεξιοτήτων και μυϊκής δύναμης του χειριστή. Επιπροσθέτως, ενώ μέχρι τότε μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν μόνο λεπτόκοκκα υλικά, τώρα μπορούν να χρησιμοποιηθούν αδρανή με μέγιστη διάμετρο 25 mm, χωρίς να είναι ανάγκη να είναι ξηρά ενώ η παραγωγή μπορεί να φτάσει τα 3 m³ την ώρα. Είναι ίσως η πρώτη φορά που, ακριβολογώντας, μπορούμε να μιλάμε για εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, μια και μέχρι τότε το ξηρό μίγμα ήταν μόνο άμμος και τσιμέντο. Έτσι ο όρος «Shotcrete» που είχε πρωτοχρησιμοποιηθεί το 1930, από τον Αμερικανικό Σύνδεσμο Μηχανικών Σιδηροδρόμων, αντικαθιστώντας τον όρο «πνευματικά εφαρμοζόμενο κονίαμα», υιοθετείται από το ACI, το 1951, για να

περιγράψει το νέο προϊόν που μπορεί πλέον να είναι κονίαμα ή σκυρόδεμα. Ξεκαθαρίζει έτσι μια σύγχυση, που είχε αρχίσει να δημιουργείται στην πράξη, όταν, από κάποιους, ο όρος “Shotcrete” χρησιμοποιείτο για να περιγράψει μίγματα με χοντρότερα αδρανή απ’ ότι το “gunite” το οποίο εθεωρείτο για μίγματα άμμου και τσιμέντου. Σήμερα ο όρος “Shotcrete” εξακολουθεί να έχει την έννοια που δόθηκε το 1951. Ορίζεται δηλαδή ως «... το σκυρόδεμα ή το κονίαμα που εκτοξεύεται με μεγάλη ταχύτητα σε μια επιφάνεια» (ACI Com.506, 1990) ανεξάρτητα από την μέθοδο παραγωγής του.

Μετά λίγα χρόνια (το 1957), ο τύπος της μηχανής άλλαξε και την θέση της πήρε η μηχανή περιστρεφόμενου κάδου που αναπτύχθηκε από την Meynadier & Cie AG, στην Ζυρίχη, που αποτελεί τον τύπο της μηχανής που έχει επικρατήσει σήμερα στην πράξη. Οι σύγχρονες μηχανές αυτού του τύπου έχουν βάρος 500 έως 1500 Kg, καταλαμβάνουν επιφάνεια δαπέδου 1.0x2.0 m., και το ύψος τους είναι περίπου 1.50 m. Έχουν την δυνατότητα να χρησιμοποιούν αδρανή με κόκκο μέχρι και 20 mm, και η παραγωγή τους μπορεί να ξεπεράσει το 10 m³/h. Το κόστος τους κυμαίνεται από 10.000 έως 20.000 ευρώ.

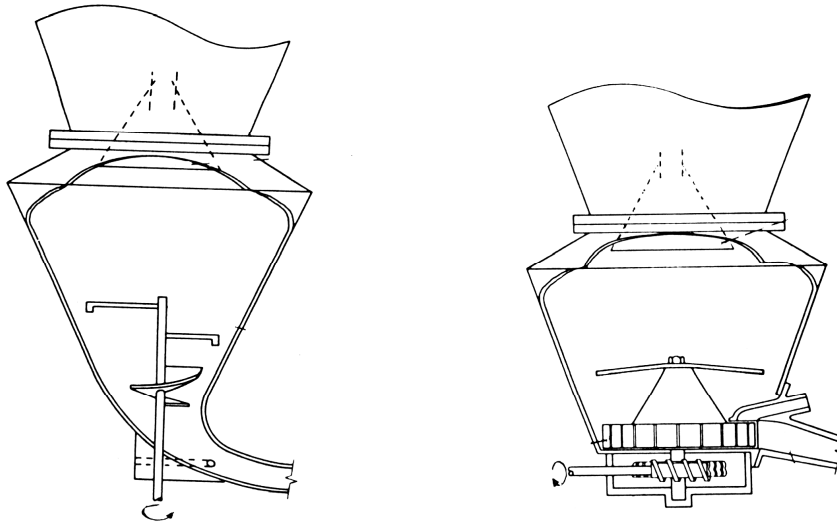
Τις τελευταίες 2 δεκαετίες, η εισαγωγή των χημικών προσμίκτων στο σκυρόδεμα έδωσε νέα ώθηση στην τεχνική. Η δυνατότητα επιτάχυνσης της πήξης και σκλήρυνσης του σκυροδέματος ή της ανάπτυξης της αντοχής ή η αύξηση της πρόσφυσης κ.α., ήσαν ισχυρά πλεονεκτήματα για την τεχνική λόγω της φύσης των έργων που εχρησιμοποιείτο. Οι δυνατότητες αυτές επέτρεψαν την ανάπτυξη της μεθόδου της υγρής ανάμιξης στην οποία το νερό δεν προστίθεται πλέον στο ακροφύσιο αλλά στο μίγμα. Η μέθοδος αυτή πρωτοεμφανίστηκε την δεκαετία του 70, και με την εξάπλωση των χημικών προσμίκτων η εξέλιξή της ήταν ραγδαία.

Ποιά από τις δύο μεθόδους είναι καλύτερη; Ποιό είναι καλύτερο, το κατσαβίδι ή η πένσα; Εξαρτάται από την περίπτωση. Σήμερα, στα υπόγεια έργα, η μέθοδος της υγρής ανάμιξης είναι κυρίαρχη και ανταγωνίζεται την μέθοδο της ξηράς ανάμιξης σε αρκετές άλλες περιπτώσεις. Όμως σε έργα επισκευών και ενισχύσεων η μέθοδος της ξηράς ανάμιξης εξακολουθεί να είναι μακράν πρώτη.

3.2.4.2 Μέθοδοι παραγωγής

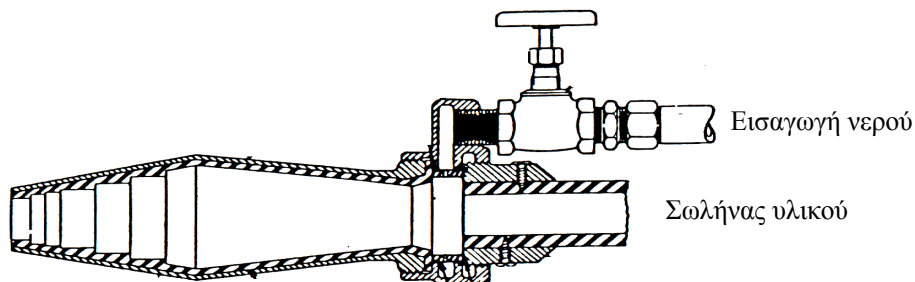
Οι συνήθειες μέθοδοι παραγωγής Ε.Σ. είναι η ξηρά και η υγρά μέθοδος. Άλλες μέθοδοι που βρίσκονται υπό ανάπτυξη ή δεν χρησιμοποιούνται συχνά, όπως η μέθοδος θαλάμου αεροστροβίλου (βίαιης ανάμιξης), ή μέθοδος κυλιόμενου τύπου, δεν αποτελούν αντικείμενο του παρόντος.

Στη μέθοδο **ξηράς ανάμιξης** το τσιμέντο και τα αδρανή αναμιγνύονται εν ξηρώ και το μίγμα εισάγεται σε μία ειδικά γι' αυτό το σκοπό σχεδιασμένη μηχανή Σχ. 3.5 (μηχανή ανάμιξης και προώθησης).



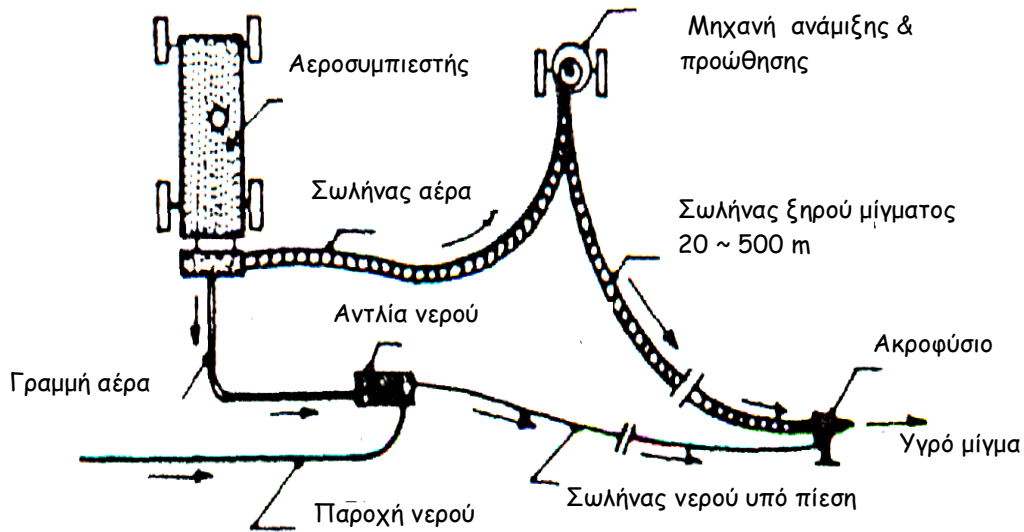
Σχήμα 3.5: Σχηματικές τομές ενός τύπου μηχανής προώθησης

Το μίγμα μπορεί να περιέχει πρόσθετα ή ίνες ή συνδυασμό και των δύο. Η προώθηση του μίγματος γίνεται με τη βοήθεια πεπιεσμένου αέρα στο σωλήνα διανομής και στη συνέχεια στο ακροφύσιο Σχήμα 3.6. Στην είσοδο του ακροφυσίου είναι προσαρμοσμένο το άκρο μιας παροχής νερού, που ελέγχεται από το χειριστή. Από εκεί το νερό εισάγεται με πίεση στο ακροφύσιο και αναμιγνύεται με τα άλλα συστατικά. Τέλος το υλικό εκτοξεύεται από το ακροφύσιο με μεγάλη ταχύτητα προς την επιφάνεια βάσης. Στο Σχήμα 3.7 παρουσιάζεται μια σχηματική αναπαράσταση μιας τυπικής διάταξης της παραπάνω εγκατάστασης.



Σχήμα 3.6: Τομή ακροφυσίου

Στη μέθοδο **υγρής ανάμιξης**, αρχικά αναμιγνύονται πλήρως τα αδρανή, το τσιμέντο, και το νερό και το μίγμα εισάγεται σε μια ειδικά σχεδιασμένη μηχανή (μηχανή ανάμιξης και προώθησης). Η προώθηση του μίγματος προς το ακροφύσιο γίνεται είτε πνευματικά όπως και στην ξηρά ανάμιξη είτε συνηθέστερα με άντληση. Εκεί προστίθεται κάποιο επιταχυντικό υλικό, ενώ πρόσθετος πεπιεσμένος αέρας που εισάγεται στο ακροφύσιο αυξάνει την ταχύτητα και βελτιώνει τη διαδικασία εκτόξευσης που ακολουθεί.



Σχήμα 3.7: Τυπική εγκατάσταση για την ξηρά μέθοδο (ACI Com.506, 1990)

Αν θέλαμε να συγκρίνουμε τις δύο διαδικασίες παραγωγής εκτοξευόμενου σκυροδέματος θα μπορούσαμε να παρατηρήσουμε τα εξής:

Στην **ξηρά μέθοδο** ο έλεγχος της ποσότητας του νερού ανάμιξης γίνεται στο ακροφύσιο εμπειρικά από το χειριστή, έτσι ώστε να υπάρχει η δυνατότητα προσαρμογής στις ανά πάσα στιγμή διαφορετικές συνθήκες του έργου. Το σκυρόδεμα αποκτά υψηλότερες αντοχές από ότι με την υγρά ανάμιξη και μάλιστα σε μικρό χρονικό διάστημα. Επίσης ο εξοπλισμός είναι κατάλληλος για χρήση σε μεγάλες αποστάσεις από τη θέση εγκατάστασης (μέχρι 150 m), ενώ το κόστος της συνολικής εγκατάστασης δεν είναι ιδιαίτερα υψηλό, και είναι πολύ χαμηλότερο από το αντίστοιχο κόστος της υγρής διαδικασίας.

Στην **υγρά μέθοδο** η ποσότητα νερού ελέγχεται στον αναμικτήρα οπότε μπορεί να μετράται επακριβώς, και υπάρχει μεγαλύτερη εγγύηση για τη πλήρη ανάμιξη του νερού με τα άλλα συστατικά. Όταν χρησιμοποιείται η υγρά διαδικασία η σκόνη και το τσιμέντο που διαφεύγουν προς το περιβάλλοντα χώρο είναι σημαντικά μειωμένα σε

σύγκριση με ότι συμβαίνει στην ξηρά διαδικασία. Γι' αυτό η τεχνική αυτή είναι ιδιαίτερα κατάλληλη για χώρους που δεν αερίζονται επαρκώς όπως π.χ. στη κατασκευή υπογείων έργων (σηράγγων κλπ.).

Αξίζει πάντως να επισημανθεί ότι πειραματικά αποτελέσματα ενός μεγάλου αριθμού δοκιμών (ACI Com.506, 1990 - Δρίτσος, 1994) δείχνουν ότι στην περίπτωση ξηράς ανάμιξης, η διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας εκτοξευόμενου σκυροδέματος-παλαιού στοιχείου είναι υπερδιπλάσια της αντίστοιχης αντοχής για υγρά ανάμιξη. Επίσης σημειώνεται ότι το κόστος των υλικών παραγωγής ενός m³ εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι σημαντικά μικρότερο στην περίπτωση της υγρής διαδικασίας επειδή τότε το ανακλώμενο (και συνεπώς άχρηστο) υλικό είναι λιγότερο.

Στον Πίνακα 3.1 (ACI Com.506, 1990) παρουσιάζονται ενδεικτικά πειραματικά αποτελέσματα που αφορούν δοκίμια εκτοξευόμενου σκυροδέματος που παρήχθησαν με ξηρά και υγρά ανάμιξη. Από μια συγκριτική αξιολόγηση αυτών των αποτελεσμάτων, προκύπτει ότι στην περίπτωση ξηράς ανάμιξης, η διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας εκτοξευόμενου σκυροδέματος-παλαιού στοιχείου είναι υπερδιπλάσια της αντίστοιχης αντοχής για υγρά ανάμιξη.

Δείγμα Νο.	Θλιπτική Αντοχή Εκτοξευόμενου Σκυροδέματος (MPa)	Διατμητική Αντοχή Διεπιφάνειας (MPa)
------------	--	--------------------------------------

A. Εκτοξευόμενο Ξηράς ανάμιξης πάνω σε παλαιό συμβατικό σκυρόδεμα

1	40,3	5,0
2	49,2	4,1
3	40,7	2,9
4	37,3	3,6
5	48,7	6,0
6	31,9	2,8
7	31,6	3,5

B. Εκτοξευόμενο Ξηράς ανάμιξης πάνω σε παλαιό εκτοξευόμενο υγρής ανάμιξης

8	33,0	3,9
9	30,1	3,7
10	32,1	3,4

Γ. Εκτοξευόμενο Υγρής ανάμιξης πάνω σε παλαιό εκτοξευόμενο υγρής ανάμιξης

11	33,2	0,9
12		1,3
13	30,5	1,7
14		1,5
15	33,5	2,3

Πίνακας 3.1: Πειραματικά αποτελέσματα δοκιμών εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Εν κατακλείδι συγκρίνοντας συνολικά τις δύο μεθόδους γίνεται φανερό ότι σε έργα επισκευών και ενισχύσεων η ξηρά μέθοδος εν γένει πλεονεκτεί σαφώς έναντι της υγράς.

3.2.4.3 Απαιτήσεις προσωπικού και εξοπλισμού

Το τεχνικό προσωπικό που θα ασχοληθεί με την εφαρμογή της μεθόδου πρέπει να έχει αποδεδειγμένη εμπειρία, σε έργα επισκευών και ενισχύσεων που περιελάμβαναν εργασίες με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Πριν την έναρξη των εργασιών, το συνεργείο που θα ασχοληθεί με τις επεμβάσεις αυτού τους είδους, είναι σκόπιμο να εκτελεί δοκιμαστική εκτόξευση Ε.Σ., από την οποία θα πιστοποιείται η ικανότητα του προσωπικού και ειδικότερα του χειριστή του ακροφυσίου για την έντεχνη εκτέλεση της εργασίας. Ως οδηγός για την παραπάνω πιστοποίηση μπορεί να χρησιμοποιείται η σχετική οδηγία του ACI (ACI Com.506, 1991).

Ο εξοπλισμός τον οποίο πρέπει να διαθέτει το συνεργείο για την άρτια εκτέλεση της εργασίας εξαρτάται από την μέθοδο που θα χρησιμοποιηθεί για την παραγωγή του Ε.Σ.

• Όταν εφαρμόζεται η μέθοδος **υγράς ανάμιξης** ο βασικός εξοπλισμός περιλαμβάνει:

- Μηχανή ανάμιξης (αν το μίγμα παρασκευάζεται στο εργοτάξιο)
- Αντλία και σωλήνες προώθησης υγρού μίγματος και ακροφύσιο εκτόξευσης
- Αεροσυμπιεστή με συμπιεστική ικανότητα (πίεση λειτουργίας) της τάξεως των 700 Kpa. Η ικανότητα παροχής αέρα θα πρέπει να είναι τουλάχιστον $1,5 \text{ m}^3$ αέρα/min για κάθε m^3 Ε.Σ./hr.

• Όταν εφαρμόζεται η μέθοδος **ξηράς ανάμιξης** ο βασικός εξοπλισμός περιλαμβάνει:

- Μηχανή ξηράς ανάμιξης, σωλήνες προώθησης του υλικού και του νερού και ακροφύσιο εκτόξευσης.
- Αεροσυμπιεστή με ελάχιστη συμπιεστική ικανότητα (P):
 $P=200+2,5(1+2h)$ (KPa, m),
όπου 1 το μήκος του σωλήνα προώθησης του υλικού (που δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 20 m) και h η μέγιστη διαφορά ύψους της θέσης εκτόξευσης από την θέση του αεροσυμπιεστή.

Η οριζόντια απόσταση ακροφυσίου και μηχανής ανάμιξης δεν πρέπει να ξεπερνά τα 500 m ενώ η μέγιστη διαφορά ύψους είναι 100 m.

Η ταχύτητα προώθησης του ξηρού υλικού στον σωλήνα πρέπει να είναι της τάξεως 40-60 m/sec και η πίεση του νερού στο ακροφύσιο πρέπει να είναι μεταξύ 400 και 4000 KPa.

Στον Πίνακα 3.2 παρουσιάζονται, ανάλογα με τις απαιτήσεις παραγωγής Ε.Σ., οι απαιτήσεις παροχής αέρα και η συνιστώμενη διάμετρος του σωλήνα προώθησης και του ακροφύσιου, προκειμένου να επιτευχθεί η επιθυμητή ταχύτητα εκτόξευσης.

Απαιτ. Παραγωγή Ε.Σ. (m ³ /hr)	Απαιτήσεις παροχής πεπιεσμένου αέρα (m ³ /min)	Συνιστώμενη εσωτερική διάμετρος σωλήνων και ακροφύσιου (mm)
1	3	25
2	4-5	32
4	8-10	40
6	12-14	50
9	17-20	65

Πίνακας 3.2: Απαιτήσεις εξοπλισμού ξηράς ανάμιξης (EFNARC, 1999a)

Η ικανότητα παροχής πεπιεσμένου αέρα του αεροσυμπιεστή συνιστάται να ξεπερνά τουλάχιστον κατά 50% τις κατά περίπτωση απαιτήσεις.

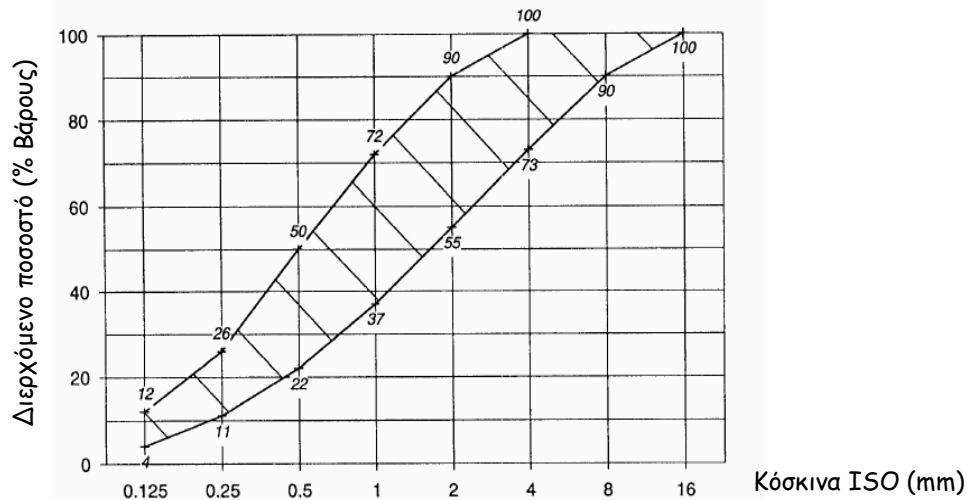
3.2.4.4 Σύνθεση και Ανάμιξη Μίγματος

α) Σύνθεση Μίγματος

Η κοκκομετρική διαβάθμιση του μίγματος των αδρανών που θα χρησιμοποιηθεί πρέπει να είναι σύμφωνη με τα όρια που προδιαγράφονται στην μελέτη σύνθεσης. Η σύνθεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ακολουθεί αντίστοιχους κανόνες με αυτούς που ισχύουν για το συμβατικό έγχυτο σκυρόδεμα. Το μίγμα επιλέγεται με μέγιστο κόκκο που δεν ξεπερνά τα 12 mm ενώ το κλάσμα των αδρανών με κόκκο μεγαλύτερο από 8 mm δεν πρέπει είναι μεγαλύτερο από 10%. Επιπροσθέτως, η κοκκομετρική διαβάθμιση του μίγματος των αδρανών πρέπει να βρίσκεται εντός της σκιασμένης περιοχής του διαγράμματος που προτείνεται από την EFNARC στο Σχήμα 3.8 (EFNARC, 1996). Όταν χρησιμοποιείται η τεχνική της ξηρής ανάμιξης το ανώτερο τμήμα της παραπάνω περιοχής είναι καταλληλότερο ενώ η προύγρυνση των αδρανών συμβάλλει στην ομαλότερη ροή του υλικού και μείωση της σκόνης. Πάντως η φυσική υγρασία των αδρανών πρέπει να είναι μικρότερη από 6% του βάρους τους.

Στην περίπτωση του ινοπλισμένου Ε.Σ. το μήκος των ινών δεν πρέπει να ξεπερνά τα 50 mm και το 0.7 της εσωτερικής διαμέτρου των σωλήνων που χρησιμοποιούνται, εκτός αν αποδειχθεί από επι τόπου δοκιμές ότι δεν δημιουργείται πρόβλημα στην εκτόξευση και διάστρωση του υλικού. Το είδος και η ποσότητα των ινών προβλέπεται από την μελέτη σύνθεσης. Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται ίνες από χάλυβα θα

πρέπει να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις A.S.T.M. 820. Το συνιστώμενο μήκος χαλύβδινων ινών είναι 25-35 mm. Ελλείψει σχετικής προδιαγραφής τα κριτήρια διατυπώνονται πριν την έναρξη της σχετικής εργασίας από την επίβλεψη.



Σχήμα 3.8: Όρια κοκκομετρικής διαβάθμισης αδρανών για χρήση σε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (EFNARC, 1996)

Στην παρασκευή του Ε.Σ. ως πρόσθετα μπορούν να χρησιμοποιηθούν: ιπτάμενη τέφρα, σκωρία υψικαμίνων, οξειδία του πυριτίου και βελτιωτικά (όπως επιταχυντικά πήξης και σκλήρυνσης, πρόσμικτα για την μείωση ή εξουδετέρωση της συστολής ξήρανσης ή για αύξηση της πρόσφυσης, θιξοτροπικά πρόσμικτα που εμποδίζουν το «κρέμασμα» (Sagging) του υλικού, κ.α.), υπό τις προϋποθέσεις που αναφέρονται στην παρ. 4.5 του Κ.Τ.Σ.-97. Πάντως η προσθήκη ιπτάμενης τέφρας ή σκωρίας υψικαμίνων δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει το 30% του βάρους του καθαρού τσιμέντου (Portland) ενώ το αντίστοιχο όριο για τα οξειδία πυριτίου είναι 15%. Οι επιταχυντές πήξης πρέπει να συμφωνούν με τις απαιτήσεις της προδιαγραφής A.S.T.M. C1141.

Σύμφωνα με τις προδιαγραφές A.C.I. η κοκκομετρική διαβάθμιση των αδρανών εξαρτάται από το μέγεθος του μεγίστου κόκκου όπως φαίνεται και στον Πίνακα 3.3 (ACI Com.506, 1990) όπου παρουσιάζονται τα επιτρεπτά όρια κοκκομετρικής διαβάθμισης των αδρανών. Οι τρεις δυνατές διαβαθμίσεις που παρουσιάζονται στο Πίνακα επιτρέπουν την κατάλληλη επιλογή ανάλογα με τις συνθήκες του έργου. Έτσι για μικρό πάχος σκυροδέτησης ή για την περίπτωση εργασιών οροφής επιλέγεται η λεπτόκοκκος διαβάθμιση (No 1), ενώ στην περίπτωση σκυροδέτησης σχετικά μεγάλου πάχους στοιχείων επιλέγεται η περισσότερο χονδρόκοκκη διαβάθμιση (No 3).

Μέγεθος κόσκινου	Ποσοστό επί τοις εκατό διερχόμενου υλικού		
	Διαβάθμιση No. 1	Διαβάθμιση No. 2	Διαβάθμιση No. 3
3/4 in. (19 mm)	-	-	100
1/2 in. (12 mm)	-	100	80-95
3/8 in. (10 mm)	100	90-100	70-90
No. 4 (4.75 mm)	95-100	70-85	50-70
No. 8 (2.4 mm)	80-100	50-70	35-55
No. 16 (1.2 mm)	50-85	35-55	20-40
No. 30 (600 μm)	25-60	20-35	10-30
No. 50 (300 μm)	10-30	8-20	5-17
No. 100 (150 μm)	2-10	2-10	2-10

Πίνακας 3.3: Όρια κοκκομετρικής διαβάθμισης αδρανών για εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατά A.C.I.

Επισημαίνεται ότι στη μελέτη σύνθεσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος πρέπει να ληφθεί υπόψη το υλικό που χάνεται λόγω ανάκλασης, επειδή, λόγω του ανακλώμενου υλικού, ο λόγος T/A (τσιμέντο/αδρανή) είναι διαφορετικός στην τελική θέση απ' ότι στη θέση εκκίνησης.

Στον Πίνακα 3.4 δίνεται μία συσχέτιση συνήθων τιμών του λόγου T/A για την τελική θέση και τη θέση εκκίνησης (ACI Com.506, 1990). Ενδεικτικά αναφέρεται ότι σε μία εφαρμογή με σύνθεση εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατηγορίας C30/35, ο λόγος T/A πήρε τιμές μεταξύ 1: 3,5 έως 1:4.

Εκκίνηση	Τελική Θέση
1:3,0	1:2,0
1:3,5	1:2,8
1:4,0	1:3,25
1:4,5	1:3,6
1:5,0	1:3,8
1:6,0	1:4,1

Πίνακας 3.4: Σχέση λόγου T/A στην εκκίνηση και στην τελική θέση

β) Ανάμιξη Μίγματος

- Ως ελάχιστη ποσότητα τσιμέντου στο μίγμα θεωρείται η προβλεπόμενη στον Κ.Τ.Σ.-97 (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 1997), ανάλογα και με τις ειδικότερες απαιτήσεις. Πάντως δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερη από 300 Kg/m^3 . Εξ' άλλου ο λόγος νερού προς τσιμέντο (N/T) δεν πρέπει να ξεπερνά το 0.55. Τα συνηθέστερα όρια του λόγου N/T είναι 0.35 έως 0.45 για την ξηρά ανάμιξη και 0.40 έως 0.55 για την υγρά. Οι ακριβείς ποσότητες νερού και τσιμέντου πρέπει να προσδιορίζονται από την μελέτη σύνθεσης, ανάλογα με την απαιτούμενη θλιπτική αντοχή (ή και από άλλα ειδικότερα χαρακτηριστικά) του τελικού προϊόντος.

Όσον αφορά την ποσότητα του τσιμέντου, ενδεικτικά αναφέρεται ότι σε συνθήκες εργοταξίου προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

α) Για ποσότητες τσιμέντου $300\text{-}380 \text{ kg/m}^3$ η μέση κυλινδρική αντοχή εκτιμήθηκε 21 MPa.

β) Για ποσότητες τσιμέντου $325\text{-}425 \text{ kg/m}^3$ η μέση κυλινδρική αντοχή εκτιμήθηκε 28 MPa.

γ) Για ποσότητες τσιμέντου $380\text{-}500 \text{ kg/m}^3$ η μέση κυλινδρική αντοχή εκτιμήθηκε: 35 MPa.

Όπως είναι γνωστό και από την τεχνολογία του συμβατικού σκυροδέματος, στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται λεπτόκοκκα αδρανή η συστολή ξήρανσης είναι υψηλότερη απ' ό,τι στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται χονδρόκοκκα αδρανή.

Εν γένει, η συστολή ξήρανσης ϵ_{cs} , λαμβάνει τιμές που κυμαίνονται μεταξύ $0,6 \times 10^{-3}$ και $1,0 \times 10^{-3}$, που είναι προφανώς μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες του συμβατικού σκυροδέματος. Αυτός είναι ο λόγος για τον οποίο, τα μέτρα συντήρησης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος (που είναι τα ίδια με αυτά που προβλέπονται για το συμβατικό σκυρόδεμα), πρέπει να τηρούνται εξαιρετικά σχολαστικά αμέσως μετά το πέρας της εκτόξευσης και τελικής διαμόρφωσης της επιφάνειάς του. Εξάλλου η παρουσία οπλισμού είναι ιδιαίτερα ευεργετική επειδή έτσι μειώνονται οι παραμορφώσεις λόγω συστολής ξήρανσης.

Ένας επιπλέον λόγος που επιβάλλει τη λήψη σχολαστικών μέτρων συντήρησης και την παρουσία οπλισμού είναι ότι η πιθανή ρηγμάτωση λόγω συστολής ξήρανσης και μάλιστα αυτή που μπορεί να δημιουργηθεί στη διεπιφάνεια μεταξύ εκτοξευόμενου σκυροδέματος και υλικού βάσης, μειώνει την πρόσφυση και κατά συνέπεια υποβαθμίζει ένα από τα βασικά πλεονεκτήματα του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Στην περίπτωση που χρησιμοποιείται η υγρά μέθοδος ανάμιξης, ο προσδιορισμός των αναλογιών σύνθεσης, ανάλογα με την

απαιτούμενη θλιπτική αντοχή, μπορεί να γίνει με διαδικασίες αντίστοιχες με αυτές που χρησιμοποιούνται και για το συμβατικό αντλήσιμο σκυρόδεμα. Στο υπολογισμό πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψη ότι στη θέση πρόσπτωσης, το Ε.Σ., έχει υψηλότερο ποσοστό τσιμέντου και λεπτόκοκκων αδρανών απ' ότι στην θέση ανάμιξης επειδή τα χοντρότερα αδρανή έχουν υψηλότερο ποσοστό ανακλώμενου υλικού.

Στην περίπτωση της ξηράς μεθόδου ανάμιξης, πρέπει να αναγνωρίσουμε, ότι δεν υπάρχει μια τυποποιημένη διαδικασία προσδιορισμού των αναλογιών σύνθεσης. Μπορεί πάντως να βασιστεί κανείς, στις καθιερωμένες αρχές της Τεχνολογίας Σκυροδέματος καθώς και στην προγενέστερη εμπειρία από σχετικά έργα, όπως για παράδειγμα είναι τα δεδομένα θλιπτικής αντοχής για γνωστές συνθέσεις που έχουν παραχθεί στο παρελθόν σε παρόμοια έργα από το ίδιο συνεργείο ή τον ίδιο χειριστή, χρησιμοποιώντας ίδιου τύπου αδρανή.

Ελλείψει σχετικών δεδομένων, μια αρχική χονδρική εκτίμηση των αναλογιών σύνθεσης θα μπορούσε να γίνει με βάση τον παρακάτω Πίνακα 3.5 συσχέτισης αντοχής και αναλογίας τσιμέντου στο μίγμα και θεωρώντας $N/T \approx 0.40$.

f_{ck} (MPa)	Ποσότητα τσιμέντου (Kg/m ³)
20	370
25	400
30	450
35	500

Πίνακας 3.5: Χονδρική συσχέτιση ποσότητας τσιμέντου και αντοχής Ε.Σ. ξηράς ανάμιξης

Για παράδειγμα, ας θεωρηθεί ότι η απαιτούμενη χαρακτηριστική αντοχή είναι $f_{ck} = 25$ MPa

Προεκτιμάται πυκνότητα Ε.Σ. 2300 Kg/m³

Ποσότητα τσιμέντου (Πιν. 3.5): 400 Kg/m³

Ποσότητα νερού $0.40 \times 400 = 160$ Kg/m³

Ποσότητα αδρανών $2300 - 400 - 160 = 1740$ Kg/m³

Οι ποσότητες νερού και τσιμέντου τελικά διορθώνονται ανάλογα με την επιφανειακή υγρασία των αδρανών.

Στην βιβλιογραφία (ACI Com.506, 1990), συνιστάται η επιβεβαίωση του αποτελέσματος της επιλεγείσας αρχικώς σύνθεσης με δοκιμαστική εκτόξευση πριν την έναρξη εκτέλεσης του έργου και η διόρθωσή της εφόσον απαιτηθεί.

- Τα στερεά συστατικά του μίγματος πρέπει να μετριοούνται σε μέρη βάρους και τα υγρά σε μέρη βάρους ή όγκου.
- Μέτρηση των αδρανών σε όγκο επιτρέπεται μόνο στην ξηρή μέθοδο και για μικρής σπουδαιότητας έργα εφ' όσον χαρακτηρίζονται έτσι από τη μελέτη. Στην περίπτωση αυτή θα ισχύουν τα παρακάτω:
 - Η ποσότητα του μίγματος θα αντιστοιχεί σε ακέραιο αριθμό σάκκων τσιμέντου.
 - Τα δοχεία μετρήσεως των κλασμάτων αδρανών θα έχουν σημαδευτεί σε κατάλληλο ύψος που θα προκύψει, αφού οι ποσότητες κλασμάτων του πρώτου αναμίγματος ζυγιστούν και τοποθετηθούν μέσα στα δοχεία.
 - Η βαθμονόμηση και ο έλεγχος των δοχείων μέτρησης των κλασμάτων αδρανών θα γίνεται κάθε φορά που αλλάζει η προέλευση των αδρανών και τουλάχιστον μια φορά την εβδομάδα.
 - Καθημερινά θα ελέγχεται η άμμος για αποφυγή συσσωματώσεων, που μπορεί να προκαλέσει ένα σημαντικό λάθος στις εφαρμοζόμενες αναλογίες.
- Τα αδρανή θα μετριοούνται με ακρίβεια $\pm 3\%$ του βάρους τους, το τσιμέντο με ακρίβεια $\pm 2\%$ του βάρους του, το νερό με ακρίβεια $\pm 2\%$ και τα πρόσθετα με ακρίβεια $\pm 3\%$ του βάρους ή του όγκου τους ανάλογα αν είναι σε σκόνη ή σε μορφή υγρού. Η μέθοδος παρασκευής και ανάμιξης που χρησιμοποιείται πρέπει να εξασφαλίζει τη δυνατότητα εύκολου ελέγχου της απαιτούμενης ακρίβειας.
- Όταν προβλέπεται προδιύγρανση των αδρανών, η επάρκεια της εκτιμάται με έναν επιτόπου πρόχειρο έλεγχο δημιουργίας «σβώλου στην παλάμη». Μικρή ποσότητα μίγματος συμπιέζεται ισχυρά κλείνοντας την παλάμη. Όταν ανοίγοντας την παλάμη το μίγμα θρυμματίζεται σε διακριτά κομμάτια, η διύγρανση θεωρείται μικρή. Αν το υλικό παραμένει σαν σβώλος η θραύεται αλλά διατηρεί το σχήμα του, η διύγρανση είναι ικανοποιητική. Αν η υγρασία αποπλένεται στο χέρι τότε η διύγρανση είναι υπερβολική. Σε κάθε περίπτωση το ξηρό ανάμιγμα με προδιύγρυνση πρέπει να εφαρμόζεται όσο το δυνατόν γρηγορότερα.
- Τα υλικά του Ε.Σ. θα μπαίνουν στον αναμικτήρα με τις αναλογίες που προβλέπονται στη Μελέτη Συνθέσεως. Όταν εφαρμόζεται η υγρή ανάμιξη οι αναλογίες νερού και άμμου διορθώνονται ανάλογα με τη φυσική υγρασία των αδρανών.

- Τα πρόσθετα πρέπει να μπαίνουν σε ένα στάδιο της διαδικασίας παραγωγής κατάλληλο για τον χρησιμοποιούμενο εξοπλισμό. Ειδικότερα η προσθήκη ινών θα πρέπει να καθορίζεται με επιτόπου δοκιμές. Οι ίνες θα πρέπει να προστίθενται με τρόπο τέτοιο ώστε να αποφεύγονται συσσωματώματα, δημιουργία σβώλων ή κάμψη των ινών και να εξασφαλίζεται η ομοιόμορφη κατανομή τους στη μάζα του Ε.Σ. Κάθε συσσωμάτωμα ή σβόλος ινών θα διαχωρίζεται ή θα απομακρύνεται από το ανάμιγμα, με κατάλληλα προσαρμοσμένη διάταξη στον εξοπλισμό ανάμιξης. Η διάταξη προσθήκης ινών θα μπορεί να ρυθμίζει το ρυθμό εισαγωγής τους ώστε να μην δημιουργούνται τα ανωτέρω συσσωματώματα ή σβώλοι. Η εισαγωγή των πρόσθετων θα γίνεται με κατάλληλο εξοπλισμό.
- Ο χρόνος ανάμιξης του μίγματος προδιαγράφεται από τον Κατασκευαστή του εξοπλισμού ανάμιξης και πρέπει να εξασφαλίζει πλήρη ομοιογένεια του προϊόντος και καλές συνθήκες εκτόξευσης.
- Ο χρόνος εργασιμότητας του μίγματος εξαρτάται από την τεχνική παραγωγής και τα ειδικότερα πρόσθετα που χρησιμοποιούνται. Όταν εφαρμόζεται η ξηρά μέθοδος, η εκτόξευση μιας μάζας σκυροδέματος πρέπει να ολοκληρώνεται εντός σαρανταπέντε (45) λεπτών από την αρχική ανάμιξη των υλικών της ενώ σε συνθήκες υψηλών θερμοκρασιών περιβάλλοντος ο χρόνος αυτός περιορίζεται σε 15 λεπτά (ACI Com.506, 1995). Σε άλλη περίπτωση το μίγμα ή το υπόλειμμά του πρέπει να απορρίπτεται. Αυτός ο χρονικός περιορισμός μπορεί να μειωθεί με χρήση πρόσθετων ελέγχου της ενυδάτωσης, και δεν περιλαμβάνει τα συσκευασμένα αναμιγμένα υλικά εκτός και αν έχουν προδιυγρανθεί. Όταν εφαρμόζεται η υγρά μέθοδος τα παραπάνω χρονικά περιθώρια αυξάνονται σε ενενήντα λεπτά (90). Σε κάθε περίπτωση το συντομότερο είναι και το καλύτερο.

3.2.4.5 Προετοιμασία επιφάνειας διάστρωσης

Η επιφάνεια πάνω στην οποία θα εφαρμοστεί το Ε.Σ. πρέπει να προετοιμάζεται και να προστατεύεται κατά τη διάρκεια της εκτόξευσης. Τα υλικά που την διαμορφώνουν και θα έρθουν σε επαφή με το Ε.Σ. πρέπει να είναι στερεά, πυκνής δομής και να μη δονούνται κατά τη διάρκεια της εκτόξευσης. Η προετοιμασία της επιφάνειας πάνω στην οποία θα γίνει η εκτόξευση εξαρτάται από τον τύπο του δομικού υλικού της και εκτελείται ως ακολούθως:

α) Επιφάνεια Σκυροδέματος

Οι διαδικασίες προετοιμασίας επιφάνειας σκυροδέματος πρέπει να εξασφαλίζουν ένα στερεό υπόβαθρο, το οποίο θα έχει την ικανότητα να αναπτύξει επαρκή πρόσφυση και σύνδεση με το εκτοξευόμενο

σκυρόδεμα. Όπου υπάρχει θραυσμένο ή σε μεγάλη έκταση ρηγματωμένο ή σαθρό σκυρόδεμα, αυτό θα απομακρύνεται εντελώς. Επίσης θα απομακρύνεται όποιο τμήμα σκυροδέματος έχει προσβληθεί με επιβλαβείς χημικές ουσίες, λάδια ή γράσσα. Η διαδικασία προετοιμασίας της επιφάνειας σκυροδέματος, πάνω στην οποία θα γίνει η εκτόξευση, εξαρτάται από το προβλεπόμενο από την μελέτη απαιτούμενο βάθος εκτράχυνσης. Εάν δεν αναφέρεται διαφορετικά στην μελέτη, οι μέθοδοι που επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν είναι η υδροβολή, η αμμοβολή και η χρήση αερόσφυρας πολλαπλής κεφαλής (αεροματσάκονο). Διαδικασίες εκτράχυνσης της επιφάνειας βάσης με χειρονακτικές μεθόδους ισχυρής τοπικής κρούσης όπως, π.χ. πελέκημα ή χρήση σφυριού και καλεμιού πρέπει να αποφεύγονται, επειδή η συνάφεια που προσφέρουν είναι μικρή. Δύο είναι κυρίως οι λόγοι της μειωμένης συνάφειας. Ο πρώτος είναι ότι με αυτές τις τεχνικές είναι πολύ δύσκολο ή αδύνατο να επιτευχθεί εκτράχυνση στο σύνολο της επιφάνειας βάσης (επειδή κάποια τμήματα αναπόφευκτα δεν θα εκτραχυνθούν). Ο δεύτερος λόγος είναι ότι δημιουργούνται μικρορηγματώσεις ακριβώς κάτω από την προετοιμαζόμενη επιφάνεια οι οποίες προκαλούν μείωση της συνάφειας και επιταχύνουν την εκδήλωση ατελειών και ελαττωμάτων στην περιοχή. Εφόσον οι συνθήκες εργασίας το επιτρέπουν συνιστάται η χρήση της υδροβολής κατά προτεραιότητα και έπεται η χρήση της αμμοβολής. Πριν την εκτόξευση του σκυροδέματος η επιφάνεια θα καθαρίζεται με καθαρό πεπιεσμένο αέρα. Ακολούθως το υφιστάμενο σκυρόδεμα θα υγραίνεται μέχρι κορεσμού με νερό υπό χαμηλή πίεση (πίεση δικτύου), χωρίς επικαθήσεις νερού στην επιφάνεια. Στην περιοχή εκτόξευσης σκυροδέματος πάνω σε στρώση νεαρής ηλικίας (όχι μεγαλύτερης από εβδομήντα δύο (72) ώρες από την αρχική πήξη του) η προετοιμασία θα περιορίζεται στην απομάκρυνση επιφανειακών ενχύσεων τσιμέντου, υλικών αναπήδησης και άλλων χαλαρών υλικών. Η αρχική πήξη μπορεί να ελέγχεται με την εισαγωγή ενός καρφιού μέσα στη στρώση του νωπού Ε.Σ.

β) Επιφάνεια Τοιχοποιίας

Για τις επιφάνειες τοιχοποιίας ακολουθούνται αντίστοιχες διαδικασίες με αυτές που αναφέρθηκαν προηγουμένως για επιφάνειες από σκυρόδεμα, στοχεύοντας στην εξασφάλιση ενός στερεού υπόβαθρου, το οποίο θα έχει την ικανότητα να αναπτύξει επαρκή πρόσφυση και σύνδεση με το Ε.Σ. Όπου υπάρχουν θραυσμένα ή σε μεγάλη έκταση ρηγματωμένα ή σαθρά τμήματα τοιχοποιίας, αυτά θα αποκαθίσταται κατάλληλα πριν την εφαρμογή του Ε.Σ. Οι αρμοί της τοιχοποιίας είναι σκόπιμο να διευρύνονται εκτός εάν προβλέπεται διαφορετικά από την μελέτη.

Πριν τη εκτόξευση του σκυροδέματος η επιφάνεια θα καθαρίζεται με καθαρό πεπιεσμένο αέρα. Ακολούθως η τοιχοποιία θα υγραίνεται μέχρι κορεσμού.

γ) Επιφάνεια Χάλυβα

Όταν η εκτόξευση γίνεται σε στοιχεία από χάλυβα (οπλισμούς ή άλλα χαλύβδινα στοιχεία), η επιφάνεια τους πρέπει να είναι καθαρή, απαλλαγμένη από κάθε πρόσθετο υλικό (όπως ρινίσματα, σκουριά, λάδια, γράσσο, πάγο, υλικό αναπήδησης, χρώμα), που μπορεί να εμποδίσει την ανάπτυξη της συνάφειας μεταξύ Ε.Σ. και χάλυβα. Το υλικό της αναπήδησης από γειτονικές περιοχές πρέπει να απομακρύνεται όσο είναι ακόμη νωπό και μαλακό με βούρτσα ή υδροβολή με φροντίδα να μην επηρεαστεί το σχετικά νεαρό υφιστάμενο σκυρόδεμα. Λεπτά χαλύβδινα στοιχεία ή ράβδοι οπλισμού πρέπει να στερεώνονται με ασφάλεια για την αποφυγή δονήσεώς τους κατά τη διάρκεια της εκτόξευσης, που μπορεί να οδηγήσει σε απώλεια πρόσφυσης ή κατάρρευση στρώσης του νωπού σκυροδέματος.

δ) Επιφάνεια Καλουπιών

Τα καλούπια είναι η μόνη κατηγορία επιφανειών υποβάθρου η οποία δεν απαιτεί την ανάπτυξη αντοχής συνάφειας με το Ε.Σ. Πριν την εκτόξευση θα απομακρύνονται από τα καλούπια όλα τα ξένα σώματα (σκληρυμένο σκυρόδεμα, ξύλα, χαρτιά, πολυστερίνη, κλπ.). Αν το καλούπι είναι υδατοαπορροφητικό τότε είτε θα διαβρέχεται μέχρι κορεσμού, είτε θα χρησιμοποιείται ένα υλικό που θα δημιουργεί φράγμα στην απώλεια νερού προς το καλούπι.

Εφ' όσον χρησιμοποιείται υλικό αποκόλλησης, αυτό δεν επιτρέπεται να εφαρμόζεται σε επιφάνειες Ε.Σ. πάνω στις οποίες θα εκτοξευθεί επόμενη στρώση, επειδή επηρεάζει αρνητικά την ανάπτυξη συνάφειας μεταξύ των στρώσεων. Εάν παρατηρηθεί εμφάνιση τέτοιου υλικού στην επιφάνεια πρέπει να εξασφαλίζεται και να επιβεβαιώνεται η απομάκρυνσή του. Επειδή η δράση της εκτόξευσης τείνει να μετακινεί τα συμβατικά αποκολλητικά υλικά (τύπου γαλακτώματος ή λαδιού) ωθώντας αυτά είτε κατά την επιφάνεια εκτόξευσης, είτε εντός της κυτταρικής κυψελοειδούς δομής του απορροφητικού τύπου, για το Ε.Σ. συνιστάται η χρήση χημικών αποκολλητικών υλικών ή κάλυψη του καλουπιού με πολυαιθηνικά φύλλα πριν την έναρξη της εκτόξευσης. Το υλικό αποκόλλησης δεν θα αφήνει λεκέδες ιδίως για τελικά εμφανείς επιφάνειες.

Τα καλούπια πρέπει να είναι στερεωμένα με ασφάλεια, ώστε να αποφεύγεται οποιαδήποτε δόνηση κατά τη διάρκεια της εκτόξευσης. Ο σχεδιασμός και η κατασκευή του καλουπιού θα προβλέπουν τη

δυνατότητα διαφυγής του αέρα και την απομάκρυνση του υλικού της αναπήδησης.

3.2.4.6 Εκτόξευση σκυροδέματος

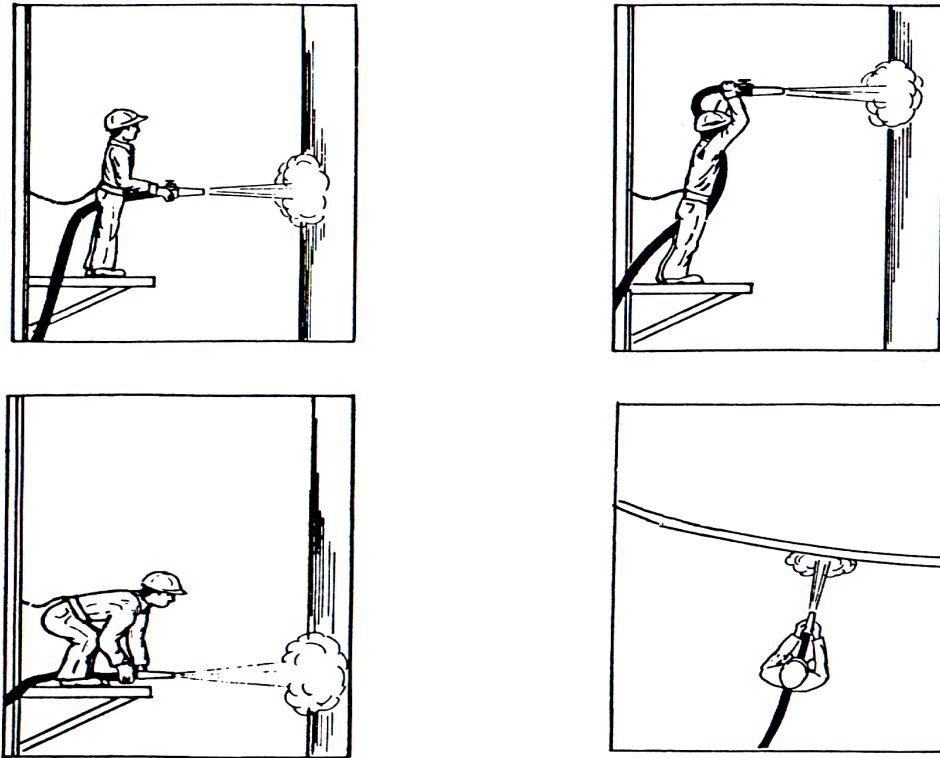
Η εκτόξευση του σκυροδέματος πρέπει να γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε το τελικό προϊόν να έχει συμπαγή και πυκνή δομή, επαρκώς επικολλημένη στην επιφάνεια του υποβάθρου, όπου αυτό υπάρχει. Η ποιότητα του επί τόπου απολαμβανόμενου σκυροδέματος εξαρτάται σε σημαντικό βαθμό από τον χειριστή του ακροφυσίου, τον έλεγχο του νερού και του επιταχυντικού προσθέτου του μίγματος, την πίεση του αέρα, την απόσταση του ακροφυσίου από την προσβαλλόμενη επιφάνεια, την ταχύτητα εξόδου των υλικών από το ακροφύσιο και τις τεχνικές χρήσεως του ακροφυσίου. Ειδικότερα:

α) Η τροφοδοσία του υλικού θα είναι τέτοια ώστε να τηρούνται οι αναλογίες των υλικών του τελικού μίγματος, να μην υπάρχουν εμφράξεις του εξοπλισμού και να διατηρείται μία σταθερή ροή του υλικού στο ακροφύσιο. Όταν η ροή είναι ασυνεχής ή μεταβαλλόμενης ποσότητας ή όταν ο χειριστής του ακροφυσίου επιφέρει αλλαγές στην ποσότητα του νερού, τότε το ακροφύσιο θα κατευθύνει τη ροή μακριά από τη θέση εκτόξευσης μέχρι την αποκατάσταση σταθερών συνθηκών υλικού και τροφοδοσίας.

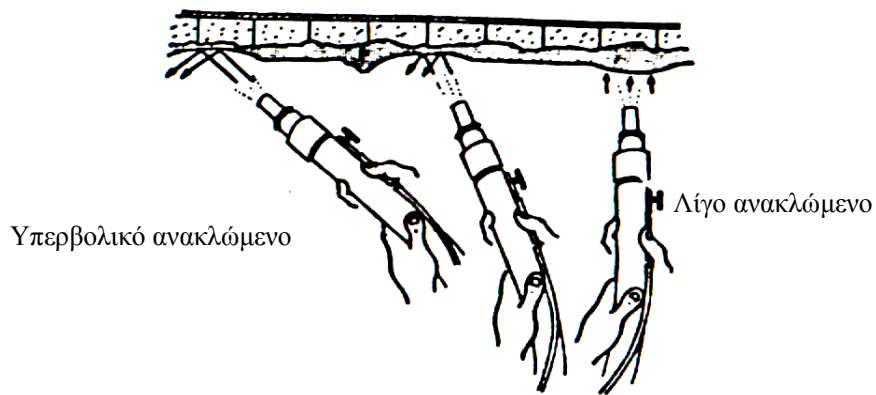
β) Η θερμοκρασία του μίγματος πριν την εκτόξευσή του και η θερμοκρασία του περιβάλλοντος χώρου δεν πρέπει να είναι κάτω από 5°C ή πάνω από 35°C. Το συνιστώμενο εύρος θερμοκρασίας είναι μεταξύ 10°C και 25°C. Για θερμοκρασίες που βρίσκονται εκτός του συνιστώμενου εύρους αλλά εντός του αποδεκτού απαιτείται η λήψη κατάλληλων μέτρων προσαρμογής της θερμοκρασίας των συστατικών του μίγματος όπως η προθέρμανση ή πρόψυξη των αδρανών ή/και του νερού ανάμιξης ή η θερμική προστασία του χώρου εργασίας. Για θερμοκρασίες περιβάλλοντος εκτός του αποδεκτού εύρους εφαρμόζονται αναλόγως οι διατάξεις των παρ. 12.8 και 12.9 του Κ.Τ.Σ.-97 (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 1997).

γ) Η ταχύτητα με την οποία το υλικό εξέρχεται από το ακροφύσιο και η απόστασή του από την επιφάνεια εκτόξευσης θα πρέπει να είναι οι βέλτιστες, ώστε η συμπύκνωση της εκτοξευόμενης στρώσης και η πρόσφυση στην επιφάνεια του υποβάθρου να μεγιστοποιούνται και η αναπήδηση να ελαχιστοποιείται. Η απόσταση του ακροφυσίου από την προσβαλλόμενη επιφάνεια συνιστάται να είναι μεταξύ 0.5 m και 1.0 m. Η ελάχιστη και η μέγιστη επιτρεπόμενη απόσταση είναι 0.5 m και 1.5 m αντίστοιχα.

δ) Η κατεύθυνση του ακροφυσίου και της εκτόξευσης θα είναι κατά το δυνατόν κάθετη προς την επιφάνεια εκτόξευσης, με στόχο την ελαχιστοποίηση του ανακλώμενου υλικού (Σχ. 3.9 και Σχ. 3.10).

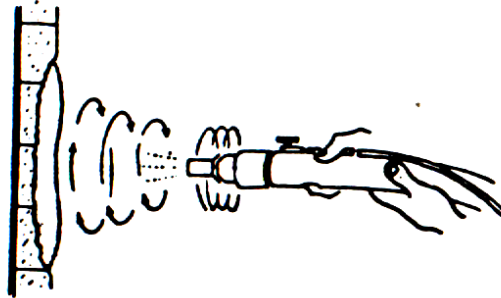


Σχήμα 3.9: Σωστές θέσεις εκτόξευσης (ACI Com.506, 1990)



Σχήμα 3.10: Σχέση ανακλώμενου υλικού και γωνίας πρόσπτωσης

ε) Κάθε στρώση θα δομείται με κατεύθυνση από τα κατώτερα τμήματα προς τα ανώτερα και ο χειριστής θα συμπληρώνει το συνολικό πάχος της στρώσης με επάλληλες κυκλικές ή ελλειπτικές κινήσεις του ακροφυσίου χωρίς κινήσεις μπρος – πίσω, σε διαδοχικά «περάσματα» (Σχ. 3.11).



Σχήμα 3.11: Οι στρώσεις συμπληρώνονται με επάλληλες μικρές κυκλικές ή ελλειπτικές κινήσεις του ακροφυσίου (ACI Com.506, 1990)

στ) Όταν χρησιμοποιείται η ξηρά διαδικασία, ο έλεγχος της ποσότητας του νερού από τον χειριστή, απαιτεί ειδική εκπαίδευση και εμπειρία. Για καλύτερο έλεγχο η πίεση του νερού στο ακροφύσιο θα πρέπει να ξεπερνά την πίεση του αέρα τουλάχιστον κατά 100-200 kPa (ACI Com.506, 1990). Πρακτικά θα μπορούσε κανείς να εκτιμήσει ότι η ποσότητα νερού είναι σωστά επιλεγμένη όταν το υλικό φαίνεται ελαφρά γυαλιστερό. Μεγαλύτερη ποσότητα του νερού έχει ως συνέπεια την αδυναμία μέρους του υλικού να παραμείνει στην θέση όπου εκτοξεύτηκε χωρίς το υλικό να «κρεμάει» ή «κυλάει». Αντίθετα όταν χρησιμοποιείται μικρότερη ποσότητα νερού το υλικό έχει σκούρα και αμμώδη επιφάνεια χωρίς να γυαλίζει. Η μικρή ποσότητα νερού (μικρότερη από την απαιτούμενη) δεν θα πρέπει να θεωρηθεί πλεονέκτημα για την αντοχή επειδή ο λόγος N/T προκύπτει μειωμένος. Αντίθετα, έχει ως συνέπεια την κακή συμπύκνωση και την κατά περιοχές συσσώρευση αδρανών, την αδύναμη σύνδεση των στρώσεων, την κακής ποιότητας τελική επιφάνεια και τελικά την μειωμένη αντοχή. Δείγματα από εργασίες εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην πράξη έδειξαν ότι το συνηθέστερο σφάλμα του χειριστή στην εκτίμηση της ποσότητας του νερού, βρίσκεται προς την πλευρά της επιλογής λιγότερου νερού. Η συνήθης επιθυμητή ρευστότητα επιτυγχάνεται για τιμές κάθισης του υλικού μεταξύ 35 και 75 mm.

ζ) Σε κάθε πέρασμα ή ανά στρώση δεν πρέπει να τοποθετείται περισσότερο υλικό από αυτό που μπορεί να προσκολληθεί με ασφάλεια χωρίς να παρουσιάζεται παραμόρφωση λόγω ολίσθησής του ή χαλάρωση της στρώσης. Ο χειριστής θα πρέπει να έχει πάντα τον έλεγχο του εφαρμόσιμου πάχους του υλικού και να μην υπερβαίνει αυτά τα όρια. Το

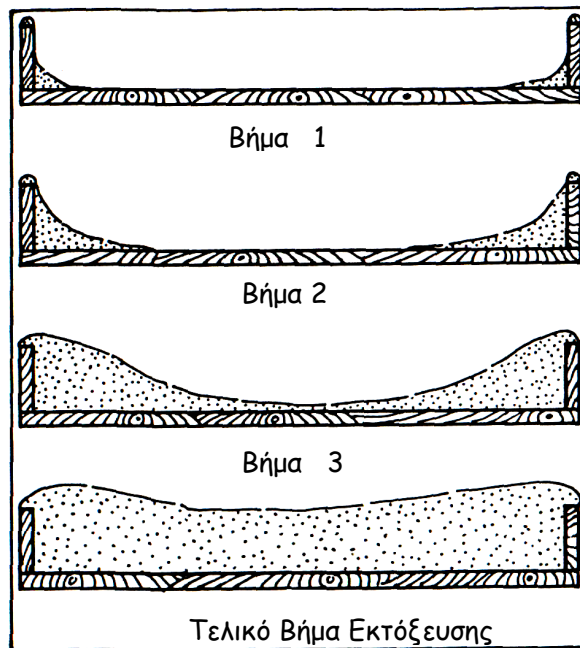
πάχος κάθε στρώσης Ε.Σ. (όταν δεν χρησιμοποιούνται επιταχυντές πήξης), συνιστάται να είναι τέτοιο ώστε:

- α) Όταν περιλαμβάνονται οπλισμοί να καλύπτονται οι ράβδοι τουλάχιστον κατά 10 mm σε στρώσεις οροφής και 20 mm σε κατακόρυφες στρώσεις. Πάντως εξακολουθούν να ισχύουν οι διατάξεις του ΕΚΩΣ 2000 (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000γ) για τις ελάχιστες επικαλύψεις οπλισμών.
- β) Όταν δεν περιλαμβάνονται οπλισμοί:
 - max 30 mm σε στρώσεις οροφής
 - max 50 mm σε κατακόρυφες στρώσεις

Κάθε πρόσθετη στρώση Ε.Σ. εκτοξεύεται όταν η προηγούμενη έχει αποκτήσει ικανοποιητική αντοχή. Σε θερμοκρασίες περιβάλλοντος γύρω στους 20°C, όταν δεν χρησιμοποιούνται επιταχυντές πήξης ο χρόνος αναμονής για την σκυροδέτηση της επόμενης στρώσης είναι μεταξύ 3 και 5 ώρες.

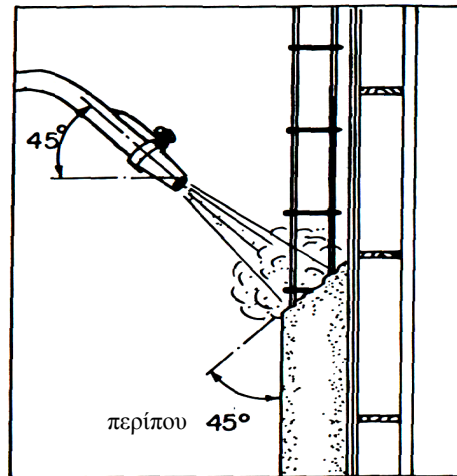
η) Μεγάλες κοιλότητες, σπηλαιώσεις ή ρήγματα της επιφάνειας εκτόξευσης πρέπει να γεμίζουν προσεκτικά με Ε.Σ. πριν την εφαρμογή της κύριας στρώσης.

θ) Εφόσον υπάρχουν εσωτερικές γωνίες στην επιφάνεια διάστρωσης ή γενικά σε περιοχές επιρρεπείς στην παγίδευση υλικού αναπήδησης η εκτόξευση θα αρχίζει από εκεί και το μέτωπο εργασίας θα απομακρύνεται πάντα με κατά μήκος κλίση από αυτές τις περιοχές (Σχ. 3.12) (ACI Com.506, 1990).



Σχήμα 3.12: Κατάλληλη διαδικασία εκτόξευσης σε εσωτερικές γωνίες (ACI Com.506, 1990)

ι) Όταν εφαρμόζεται μονή στρώση μεγάλου πάχους (πάνω από 150 mm) θα εφαρμόζεται τεχνική εκτόξευσης τύπου «ράμπας» κατά την οποία η στρώση δομείται με μια γωνία κορυφής περίπου 45° η οποία επιτρέπει στο υλικό της αναπήδησης να κυλάει προς τα έξω (Σχ. 3.13) (ACI Com.506, 1990).

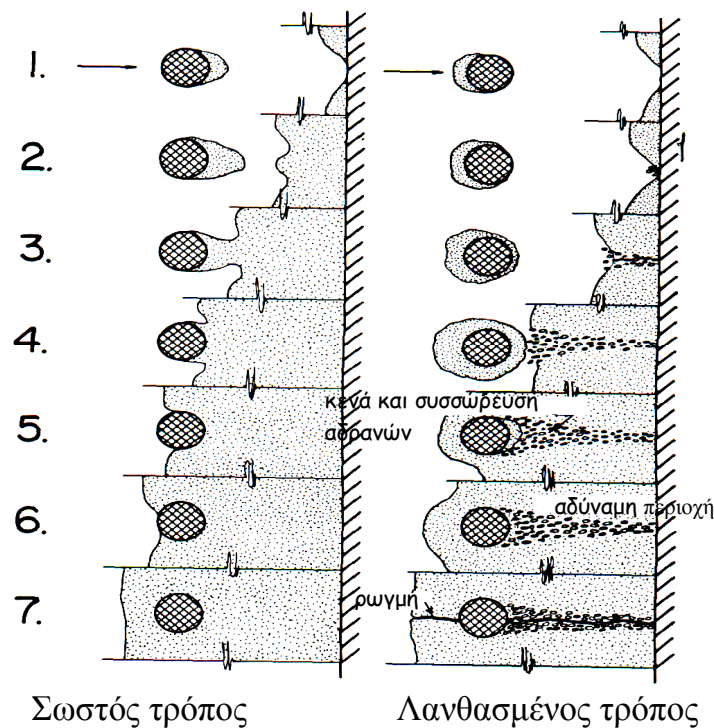


Σχήμα 3.13: Συνιστώμενος τρόπος εκτόξευσης για μεγάλα πάχη (ACI Com.506, 1990)

ια) Όταν η εκτόξευση γίνεται παρουσία ράβδων οπλισμού, συνιστάται να μειώνεται η απόσταση του ακροφυσίου από την επιφάνεια και να επιλέγεται ελαφρά απόκλιση της γωνίας εκτόξευσης από την ορθή ώστε το σκυρόδεμα να περνά και να συγκρατείται πίσω από τις ράβδους. Έτσι για οριζόντιες ράβδους η εκτόξευση πρέπει να γίνεται από στάθμη λίγο χαμηλότερα ή υψηλότερα από αυτήν της αντίστοιχης ράβδου, ενώ για κατακόρυφες ράβδους λίγο αριστερότερα ή δεξιότερα. Όταν η δέσμη συναντά δύο στρώσεις οπλισμού τα προβλήματα εντείνονται και μάλιστα ακόμα περισσότερο όταν οι οπλισμοί είναι πυκνοί. Στην περίπτωση ύπαρξης οπλισμού σε μεγάλο πάχους διατομές, στον εξοπλισμό θα περιλαμβάνεται διάταξη πεπιεσμένου αέρα ή μηχανή αναρρόφησης, η οποία θα επιτρέπει στο χειριστή της να ακολουθεί το χειριστή του ακροφυσίου και να απομακρύνει αμέσως κάθε υλικό αναπήδησης που πιθανόν να συσσωρεύεται πίσω από τον οπλισμό.

Όταν το σκυρόδεμα εκτοξεύεται προς τον οπλισμό, το μέτωπο της ράβδου θα πρέπει να παραμένει καθαρό χωρίς προσκόλληση σκυροδέματος, το δε εκτοξευόμενο υλικό πρέπει να ρέει γύρω και πίσω από τις ράβδους, δημιουργώντας έτσι ένα συμπυκνωμένο σκυρόδεμα πίσω από αυτές. Όπως μπορεί να παρατηρηθεί στην Σχήμα 3.14, η

επικόλληση σκυροδέματος στο μέτωπο της ράβδου, είναι η απαρχή δημιουργίας ασυμπύκνωτης περιοχής πίσω από την ράβδο και ως εκ τούτου αποτελεί ένδειξη λανθασμένου τρόπου εκτόξευσης. Για την αποφυγή κενών ή ασυμπύκνωτων περιοχών πίσω από ράβδους οπλισμού, απαιτείται κατ' ελάχιστον ένα κενό 20 mm πίσω από τις ράβδους για να υπάρξει η δυνατότητα εγκιβωτισμού τους στο Ε.Σ.



Σχήμα 3.14: Εκτόξευση παρουσία οπλισμού (ACI Com.506, 1990)

Για τον ίδιο λόγο συνιστάται η αποφυγή χρήσης ινοπλισμένου Ε.Σ. με χαλύβδινες ίνες όταν στην εκτοξευόμενη στρώση εγκιβωτίζονται ράβδοι οπλισμού. Χαλύβδινες ίνες μπορούν να χρησιμοποιηθούν όταν γίνεται εκτόξευση σε στρώσεις έξω από ράβδους οπλισμού. Αν από την μελέτη προβλέπεται η χρήση ινοπλισμένου σκυροδέματος που εγκιβωτίζουν ράβδους οπλισμού θα πρέπει να γίνει ιδιαίτερη τεχνική προδιαγραφή για την εκτέλεση της εκτόξευσης.

ιβ) Για την καθοδήγηση στην διαμόρφωση των ευθυγραμμιών μπορούν να χρησιμοποιούνται οδηγοί από λεπτά σύρματα τα οποία δεν επηρεάζουν την διαδικασία της εκτόξευσης. Τα σύρματα αυτά πρέπει να έχουν υψηλή εφελκυστική αντοχή, διάμετρο 0.8 ή 1 mm, και τοποθετούνται (σφιχτά τεντωμένα) στις γωνίες, στις προβολές των διατομών και σε επίπεδες επιφάνειες σε διαστήματα συνήθως 0.6 έως 1m.

Για την καθοδήγηση στην διαμόρφωση καμπύλων επιφανειών, μπορούν να χρησιμοποιούνται χαλύβδινες ράβδοι διαμέτρου 6mm οι οποίες θα κάμπτονται στην απαιτούμενη καμπυλότητα και θα στερεώνονται κατάλληλα. Επίσης είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν ξύλινα πηγάκια με διαστάσεις της τάξεως 25×50 mm που θα συνδέονται με τραβέρσες ανά 0.6 έως 1 m.

ιγ) Για καθοδήγηση στην διαμόρφωση του προβλεπόμενου από την μελέτη πάχους πρέπει να χρησιμοποιούνται ειδικά στοιχεία που προσαρμόζονται στις απαιτήσεις κάθε ειδικής περίπτωσης εφαρμογής. Τα στοιχεία αυτά μπορεί να είναι μετρητές ή ανιχνευτές βάθους.

Ως μετρητές βάθους χρησιμοποιούνται μικροί μεταλλικοί ή πλαστικοί δείκτες που προσκολλώνται ή εγκαθίστανται κάθετα στην επιφάνεια εκτόξευσης σε κατάλληλα διαστήματα και ύψη. Δίνουν ένα εγκατεστημένο οδηγό του πάχους του Ε.Σ. , τοποθετημένοι ακριβώς κάτω από την τελικά διαμορφούμενη επιφάνεια της στρώσης και εγκαταλείπονται μέσα στη στρώση υπό την προϋπόθεση ότι δεν επηρεάζουν αρνητικά τα χαρακτηριστικά της στρώσης. Ανιχνευτές βάθους είναι συνήθως λεπτές ράβδοι ή σιδηρά σύρματα κατάλληλης διαμέτρου, τα οποία έχουν σηματοδοτεί με ενδείξεις πάχους για το Ε.Σ. και χρησιμοποιούνται όπου υπάρχει μεγαλύτερο εύρος ανοχών στις απαιτήσεις της τελικής επιφάνειας και είναι αποδεκτή η ύπαρξη αντίστοιχων οπών στη δημιουργούμενη στρώση. Οι ανιχνευτές εισάγονται στο Ε.Σ. μέχρι το υπόβαθρο, καταγράφοντας το βάθος.

ιδ) Όταν σταματά η εκτόξευση, ο χειριστής διακόπτει πρώτα την τροφοδοσία του υλικού, και όταν πλέον ο αέρας εκτοξεύεται καθαρός, διακόπτεται η παροχή νερού και τέλος η παροχή του αέρα.

ιε) Η περιοχή του μετώπου εργασίας πρέπει να προστατεύεται με κατάλληλα μέσα όπως π.χ. πετάσματα, για να εξασφαλιστούν συνθήκες καλής εκτόξευσης (χωρίς επιρροή από τις καιρικές συνθήκες), αλλά και για να προστατευτούν οι γειτονικές περιοχές από τα υλικά αναπήδησης, τη σκόνη, κλπ.

3.2.4.7 Διαμόρφωση τελικής επιφάνειας

Για την διαμόρφωση της τελικής επιφάνειας απομακρύνονται τα σωματίδια που έχουν προσκολληθεί ανεπαρκώς, με χρήση μιάς μαλακής πλαστικής βούρτσας όταν θα έχει αρχίσει η αρχική σκλήρυνση της ψευδο-πήξης συνήθως μία έως δύο ώρες μετά την εκτόξευση. Απαγορεύεται οιαδήποτε εργασία που μπορεί να διαταράξει τον ιστό του Ε.Σ., πέραν της ανωτέρω, όπως πήχιασμα, αφαίρεση οδηγών, αφάδιασμα, για διάστημα 48 ωρών μετά την εκτόξευση.

Όταν από την μελέτη προβλέπεται «τελική επίστρωση» για την κάλυψη των κυματισμών ή των κενών της αρχικής επιφάνειας που προέκυψε από την εκτόξευση ή για να δοθεί ο επιθυμητός εξωτερικός χρωματισμός ή για να καλυφθούν τα ίχνη ιών στην περίπτωση του ινοπλισμένου Ε.Σ., η σύνθεση περιλαμβάνει περισσότερο λεπτόκοκκο υλικό και περισσότερο νερό και προσδιορίζεται από ειδική προς τούτο μελέτη σύνθεσης. Ελλείψει της ειδικής μελέτης, ως μέγιστος αποδεκτός κόκκος αδρανών του μίγματος «τελικής επίστρωσης» θα μπορούσε να θεωρηθεί το 1/2 του πάχους της επίστρωσης και η ποσότητα του νερού ανάμιξης θα μπορούσε να αυξηθεί μέχρι και 50%.

3.2.4.8 Συντήρηση

Η συντήρηση αρχίζει αμέσως μετά την ολοκλήρωση της εκτόξευσης και διαρκεί για χρονικό διάστημα που εξαρτάται από τις συνθήκες περιβάλλοντος και τις ειδικές απαιτήσεις του έργου. Το χρονικό αυτό διάστημα θα καθορίζεται από τη μελέτη και δεν θα είναι μικρότερο από 7 ημέρες. Όταν δεν αναφέρεται διαφορετικά στην μελέτη το χρονικό διάστημα λαμβάνεται 14 ημέρες.

Η απαραίτητη για τη συντήρηση υγρασία εξασφαλίζεται:

- Με μεθόδους που απαγορεύουν ή επιβραδύνουν την εξάτμιση του νερού του μίγματος, όπως ο ψεκασμός με ειδικά υγρά που σχηματίζουν επιφανειακή μεμβράνη, η επικάλυψη με λινάτσες, άμμο, και αδιάβροχα φύλλα, ή η ενσωμάτωση στο σκυρόδεμα ειδικών υλικών (στην φάση ανάμιξης) που δημιουργούν ένα εσωτερικό διάφραγμα.
- Με μεθόδους που αντικαθιστούν το νερό που εξατμίζεται όπως διαβροχή με κατάκλιση της περιοχής.

Επιτρέπεται να γίνει φυσική συντήρηση του Ε.Σ., χωρίς δηλαδή να γίνουν οι παραπάνω αναφερόμενες ενέργειες συντήρησης όταν η σχετική υγρασία του περιβάλλοντος διατηρείται πάνω από 95% κατά το χρόνο συντήρησης.

Η συντήρηση πρέπει να αρχίζει αμέσως μετά την ολοκλήρωση της εκτόξευσης, ώστε να καλύψει τις απαιτήσεις που δημιουργούνται λόγω της γρήγορης εξέλιξης της διαδικασίας ενυδάτωσης, από την χρήση επιταχυντικών προσθέτων. Εάν χρησιμοποιείται Ε.Σ. με προσθήκη συμπληρωματικών συνδετικών υλικών όπως πυριτική παιπάλη, ιπτάμενη τέφρα, κλπ. και επειδή τα υλικά αυτά γενικώς έχουν μεγαλύτερη περίοδο ενυδάτωσης από το τσιμέντο Portland, θα λαμβάνεται μέριμνα για την κάλυψη όλης της περιόδου αυτής με διαδικασίες επαρκούς συντήρησης.

Συντήρηση με μεμβράνη που σχηματίζεται στην επιφάνεια του σκυροδέματος με ψεκασμό, εν γένει δεν επιτρέπεται, εφ' όσον πρόκειται να διαστρωθεί άλλη στρώση Ε.Σ. Επιτρέπεται μόνο αν από επί τόπου

δοκιμές τεκμηριωθεί ότι η παραπάνω διαδικασία δεν μειώνει την συνάφεια μεταξύ των στρώσεων. Εάν για οποιοδήποτε λόγο απαιτηθεί εκτόξευση σκυροδέματος σε επιφάνεια στρώσης που έχει συντηρηθεί με ψεκαζόμενη μεμβράνη τότε αυτή θα απομακρύνεται με χρήση υδροβολής ή αμμοβολής ή με άλλο όμοιο αποτελεσματικό τρόπο.

Σε έργα που είναι δύσκολο να επιτευχθεί συνεχής συντήρηση με τις διαδικασίες που αναφέρθηκαν προηγουμένως, μπορεί να γίνει αποδεκτή μετά από έγκριση της Επίβλεψης, μια επαναλαμβανόμενη διαδικασία του ψεκασμού του σκυροδέματος με νερό, τουλάχιστον κάθε 2 ώρες τις πρώτες 7 ημέρες μετά την σκυροδέτηση και κάθε 4 ώρες για τις επόμενες 7 ημέρες καθ' όλη την διάρκεια του 24ώρου (ημέρα και νύχτα). Ο ψεκασμός θα αρχίζει αμέσως μετά τις εργασίες εκτόξευσης και θα εκτελείται με προσοχή για αποφυγή καταστροφής της επιφανειακής στρώσης.

Συντήρηση με υλικά που ενσωματώνονται στο σκυρόδεμα κατά τη φάση ανάμιξης και δημιουργούν εσωτερικό διάφραγμα, θα γίνεται μόνο μετά από έγκριση της Επίβλεψης και αφού έχουν προηγηθεί οι σχετικές δοκιμές και έλεγχοι.

Για την συντήρηση του Ε.Σ., σε χαμηλές ή υψηλές θερμοκρασίες περιβάλλοντος ισχύουν οι διατάξεις των παρ. 12.8 και 12.9 του ΚΤΣ-97. Πάντως, η συντήρηση και τα μέτρα προστασίας του Ε.Σ. για χαμηλές ή υψηλές θερμοκρασίες περιβάλλοντος διατηρούνται και πέραν των προβλεπομένων χρονικών ορίων, μέχρι το σκυρόδεμα να αναλάβει θλιπτική αντοχή τουλάχιστον 5 ΜΡα.

3.2.4.9 Ανακλώμενο και υπερψεκαζόμενο υλικό

Το ανακλώμενο (rebound) και το υπερψεκαζόμενο (overspray) υλικό είναι ανεπιθύμητα προϊόντα της εκτόξευσης. Αποτελεί κύριο μέλημα του χειριστή η ελαχιστοποίησή τους.

Το **ανακλώμενο υλικό** περιέχει μεγάλο ποσοστό από τα χονδρότερα αδρανή και μειώνεται προοδευτικά όσο αυξάνει το πάχος της στρώσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Εξάλλου είναι προφανές ότι η ποσότητα του ανακλώμενου υλικού αυξάνεται για υψηλές ταχύτητες εκτόξευσης. Όμως, αν μειωθεί η ταχύτητα εκτόξευσης μπορεί να μειωθεί η πρόσφυση με το υλικό βάσης. Έτσι θα πρέπει πάντοτε να επιλεγεί η βέλτιστη ταχύτητα εκτόξευσης για την οποία το ανακλώμενο υλικό είναι ελάχιστο χωρίς να μειώνεται η πρόσφυση με το υλικό βάσης. Είναι υλικό που δεν πρέπει ποτέ να καλυφθεί με Ε.Σ. και επειδή δεν επιτρέπεται να επαναχρησιμοποιηθεί αυξάνει το κόστος παραγωγής του τελικού προϊόντος. Επιπρόσθετα σημειώνεται, ότι το αυξημένο ποσοστό του ανακλώμενου υλικού, όπως και του υπερψεκαζόμενου δημιουργούν

δυσμενείς συνθήκες εργασίες για τον χειριστή της εκτόξευσης. Εξάλλου αύξηση του ανακλώμενου υλικού πέρα από αυτή που έχει εκτιμηθεί στη μελέτη σύνθεσης, τροποποιεί τις αναλογίες των υλικών στο τελικό προϊόν και αυξάνει την συστολή ξήρανσης επειδή μειώνονται τα χονδρόκοκκα αδρανή. Αν η εκτόξευση γίνει σε θέσεις που δεν έχει απομακρυνθεί το ανακλώμενο ή το υπερψεκαζόμενο υλικό δημιουργούνται περιοχές μειωμένης αντοχής και κακής συνάφειας.

Τέλος πρέπει να επισημανθεί ότι όταν η εκτόξευση γίνει σε μία περιοχή που δεν έχει απομακρυνθεί το ανακλώμενο υλικό, μπορεί να δημιουργηθούν περιοχές μειωμένης αντοχής του σκυροδέματος.

Το ποσοστό του ανακλώμενου υλικού εξαρτάται ιδιαίτερα από τη θέση της επιφάνειας όπου γίνεται η εκτόξευση. Έτσι, για εργασίες οροφής, το ποσοστό του ανακλώμενου υλικού μπορεί να φθάσει μέχρι και 50% ενώ το πιο μικρό ποσοστό λαμβάνεται για εργασίες δαπέδου. Στην περίπτωση που χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα υγράς ανάμιξης τα αντίστοιχα ποσοστά είναι πολύ μικρότερα (της τάξης του 30-40% της ξηράς ανάμιξης). Στον Πίνακα 3.6 παρουσιάζονται τα ποσοστά του ανακλώμενου υλικού για διάφορες θέσεις της επιφάνειας βάσης (ACI Com.506, 1990).

Εκτοξευόμενη Επιφάνεια	Ξηρά Ανάμιξη	Υγρά Ανάμιξη
Δάπεδα	5-15%	0-5%
Κεκλιμένοι ή κατακόρυφοι τοίχοι	15-25%	5-10%
Οροφή	25-50%	10-20%

Πίνακας 3.6: Ποσοστά ανακλώμενου υλικού (ACI Com.506, 1990)

Το **υπερψεκαζόμενο υλικό** είναι υλικό που διαχέεται πέρα από την θέση διάστροφης και αποτελείται από λεπτόκοκκα αδρανή και τσιμέντο. Επικολλάται στην επιφάνεια βάσης, δημιουργεί συσσωματώματα με τους οπλισμούς και εφόσον σκληρυνθεί πριν γίνει η εκτόξευση στις θέσεις που βρίσκεται, μειώνει την συνάφεια του εκτοξευόμενου σκυροδέματος με το παλαιό σκυρόδεμα και τους οπλισμούς.

3.2.4.10 Έλεγχοι

Για την διαπίστωση της ποιότητας και την εκτίμηση βασικών χαρακτηριστικών του Εκτοξευόμενου Σκυροδέματος (Ε.Σ.) μπορούν να

χρησιμοποιηθούν τέσσερις κύριοι τύποι ελέγχου. Ο οπτικός, ο γεωμετρικός, ο μηχανικός (κρουστικός) και ο εργαστηριακός.

Μπορούν ίσως να χρησιμοποιηθούν και άλλες μορφές ελέγχου όπως οι μη καταστροφικές μέθοδοι με χρήση κρουσιμέτρου ή υπερήχων ή θερμογραφίες μέθοδοι (βλ. ACI 506.4R-94). Όμως μέχρι σήμερα απουσιάζει παντελώς από τη βιβλιογραφία οποιαδήποτε τεκμηρίωση για τη χρήση τους σε εργασίες από Ε.Σ.. Εξάλλου η αξιοπιστία τους εξαρτάται από τα ειδικότερα χαρακτηριστικά της εκτιμώμενης εργασίας (όπως π.χ. το πάχος του Ε.Σ., το είδος και το πάχος του υλικού του υποστρώματος), ενώ η επιτόπου βαθμονόμηση τους, πιθανόν να είναι αδύνατη.

Η χρήση τους, θα ήταν λογικό να προβλέπεται μόνο για τον έλεγχο ομοιομορφίας χαρακτηριστικών σε διαφορετικές θέσεις εκτόξευσης. Για τον έλεγχο αντοχής θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν μόνο στις περιπτώσεις αδυναμίας εφαρμογής των εργαστηριακών ελέγχων και εφόσον προηγουμένως επιτευχθεί βαθμονόμηση.

α) Οπτικός Έλεγχος

Ο οπτικός έλεγχος γίνεται επιτόπου του έργου και αφορά τον εντοπισμό κακοτεχνιών, πριν, μετά και κατά τη διάρκεια εκτόξευσης κάθε στρώσης σκυροδέματος.

- Πριν την εκτόξευση, ο οπτικός έλεγχος περιλαμβάνει την αποδοχή των συνθηκών έναρξης της εκτόξευσης. Ο έλεγχος της κατάστασης των ενσωματούμενων υλικών (όπως η ύπαρξη πιθανών συσσωματωμάτων άμμου, η αποδεκτή προδιύγρανση των αδρανών εφόσον προβλέπεται, η πιθανή οξείδωση των ινών χάλυβα, κ.α.), αποτελεί μέρος της διαδικασίας. Επίσης περιλαμβάνεται ο έλεγχος της καταλληλότητας της επιφάνειας του υποστρώματος όπως έχει προέλθει είτε από επεξεργασία του αρχικού στοιχείου είτε από προγενέστερη στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

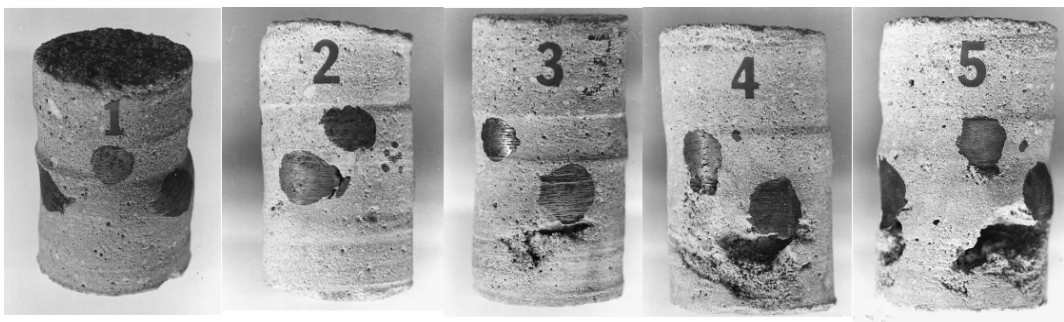
- Κατά την διάρκεια της εκτόξευσης ο έλεγχος περιλαμβάνει την εφαρμογή των κανόνων έντεχνης εκτέλεσης της εργασίας με στόχο τον έγκαιρο εντοπισμό κακοτεχνιών και θα επιτρέπει άμεσες διορθωτικές παρεμβάσεις για αποκατάσταση των ελαττωμάτων πριν την ολοκλήρωση της εκτόξευσης κάθε στρώσης. Ως τέτοιες πιθανές κακοτεχνίες ενδεικτικά αναφέρονται: ο εγκλωβισμός ανακλώμενου υλικού, η συσσώρευση υπερψεκαζόμενου υλικού, η επικόλληση και έναρξη πήξης υπερψεκαζόμενου υλικού επί ράβδων οπλισμού ή άλλων χαλύβδινων στοιχείων πριν γίνει η διάστρωση στην περιοχή, η δημιουργία κενών ή φωλεών, η ανεπαρκής επικάλυψη των ράβδων οπλισμού ή των χαλύβδινων στοιχείων, η δημιουργία αδύναμων περιοχών λόγω απόμιξης του σκυροδέματος (ιδίως πίσω από ράβδους οπλισμού ή άλλα χαλύβδινα στοιχεία) κ.α.

• Ο έλεγχος μετά το πέρας της εκτόξευσης περιλαμβάνει τον εντοπισμό κακοτεχνιών, την επί τόπου σήμανσή τους και την επί των σχεδίων απεικόνισή τους. Κακοτεχνίες, όπως αυτές που αναφέρθηκαν στο προηγούμενο στάδιο καθώς και η εκτεταμένη ρηγμάτωση λόγω συστολής ξήρανσης είναι πιθανές και σ' αυτό το στάδιο. Στις Αμερικανικές Προδιαγραφές (ACI Com.506, 1995), προβλέπεται μια λεπτομερέστερη κατηγοριοποίηση της ποιότητας του παραχθέντος προϊόντος με βάση τον οπτικό έλεγχο των δοκιμίων – καρότων, που ούτως ή άλλως αποκόπτονται για να γίνουν οι εργαστηριακοί έλεγχοι.

Στοιχεία τα οποία αξιολογούνται για την κατηγοριοποίηση είναι:

- α) Η διάκριση στρώσεων Ε.Σ. εντός της μάζας του τελικού προϊόντος καθώς και η παρουσία αδρανών υλικών μεταξύ των στρώσεων (όταν αυτές διακρίνονται).
- β) Η ύπαρξη και το μέγεθος συσσωματωμάτων αδρανών υλικών
- γ) Η ύπαρξη και το μέγεθος κενών ή φωλεών
- δ) Η ύπαρξη και το μέγεθος συσσωματωμάτων αδρανών υλικών ή κενών ή πορώδους υλικού γύρω από τους οπλισμούς, και
- ε) Η κατάσταση των οριακών επιφανειών του Ε.Σ. είτε μετά την αφαίρεση των καλουπιών είτε στις διεπιφάνειες σύνδεσης με την επιφάνεια του υποστρώματος.

Διακρίνονται πέντε κατηγορίες ποιότητας Ε.Σ. που βαθμολογούνται με τιμές από το 1 μέχρι το 5 ανάλογα με το είδος των ελαττωμάτων που εμφανίζουν. Παραπλεύρως (Σχ. 3.15), παρουσιάζεται μια πιθανή οπτική εικόνα των πέντε κατηγοριών και στην συνέχεια δίνονται τα αποδεκτά ελαττώματα για κάθε κατηγορία, όπως προκύπτουν από οπτικό έλεγχο παράπλευρης επιφάνειας καρότων με συμβατικές διαστάσεις $D=H=100$ mm.



Σχήμα 3.15: Κατηγοριοποίηση ποιότητας Ε.Σ. με βάση τον οπτικό έλεγχο. Πιθανές εικόνες των πέντε κατηγοριών (ACI Com.506, 1995)

Ε.Σ. Κατηγορίας 1

Στα δοκίμια:

- Δεν υπάρχουν διαστρωματώσεις του υλικού ή αμμώδεις περιοχές

- Μικρά κενά με μέγιστη διάμετρο 3 mm και μήκος μέχρι 6 mm είναι αποδεκτά.
- Θύλακες άμμου ή κενά πίσω από ράβδους οπλισμού δεν είναι αποδεκτά.
- Η επιφάνεια επαφής με τα καλούπια ή με το υπόστρωμα είναι υγιής χωρίς κενά ή αμμώδη υφή.

Ε.Σ. Κατηγορίας 2

Στα δοκίμια:

- Δεν υπάρχουν διαστρωματώσεις σε περισσότερες από 2 στρώσεις Ε.Σ. ή αμμώδεις περιοχές με διαστάσεις μεγαλύτερες από 3 mm πάχος επί 25 mm μήκος.
- Το ύψος, το βάθος και το πλάτος των κενών δεν ξεπερνά τα 9 mm
- Πορώδεις περιοχές πίσω από ράβδους οπλισμού, δεν ξεπερνούν τα 12 mm σε κάθε κατεύθυνση εκτός κατά μήκος των ράβδων
- Η επιφάνεια επαφής με τα καλούπια ή με το υπόστρωμα είναι υγιής χωρίς κενά ή αμμώδη υφή.

Ε.Σ. Κατηγορίας 3

Στα δοκίμια:

- Δεν υπάρχουν διαστρωματώσεις σε περισσότερες από δύο στρώσεις ή αμμώδεις περιοχές με διαστάσεις μεγαλύτερες από 4,5 mm πάχος επί 30 mm μήκος.
- Υπάρχει ένα μεγάλο κενό ή θύλακας άμμου ή μία διαστρωμάτωση που περιέχει άμμο σε πάχος που δεν ξεπερνά τα 15 mm και μήκος 30 mm.
- Η επιφάνεια επαφής με τα καλούπια ή με την επιφάνεια βάσης είναι αμμώδης με κενά ή υπερψεκαζόμενο υλικό με πάχος που δεν ξεπερνά το 1,5 mm.

Ε.Σ. Κατηγορίας 4

Στα δοκίμια:

- Διαπιστώνονται δύο ελαττώματα όπως αυτά που αναφέρονται στην κατηγορία 3
- Υπάρχει ένα ελάττωμα όπως αυτά που περιγράφονται στην κατηγορία 3, με μέγιστη διάσταση 25mm κάθετα στην όψη του δοκιμίου και μέγιστο πλάτος 36 mm.
- Η επιφάνεια επαφής με τα καλούπια ή την επιφάνεια βάσης είναι αμμώδης με κενά ή υπερψεκαζόμενο υλικό με πάχος που δεν ξεπερνά τα 3 mm.

Ε.Σ. Κατηγορίας 5

Δοκίμια που δεν εκπληρούν τα κριτήρια των κατηγοριών 1 έως 4, όντας χαμηλότερης ποιότητας, κατατάσσονται στην κατηγορία 5.

Σημειώνεται ότι κάθε δοκίμιο που εμφανίζει ελάττωμα με μεγαλύτερες διαστάσεις από αυτές που αναφέρονται παραπάνω κατατάσσεται στην αμέσως χαμηλότερη κατηγορία Ε.Σ..

Ως κατηγορία του τελικού προϊόντος θεωρείται η μέση τιμή του συνόλου των δοκιμίων καρótων που έχουν εξεταστεί.

Η επέμβαση θεωρείται αποδεκτή όταν κατά τον οπτικό έλεγχο δεν διαπιστωθούν κακοτεχνίες ή αυτές είναι ελάχιστες και επισκευάσιμες. Εφόσον προβλέπεται η προαναφερθείσα κατηγοριοποίηση του Ε.Σ., η αποδεκτή κατηγορία πρέπει να προδιαγράφεται στην μελέτη ανάλογα με τις ειδικότερες απαιτήσεις του έργου. Πάντως ως γενικός κανόνας θα μπορούσε να θεωρηθεί ότι η μέση τιμή δεν πρέπει να ξεπερνά το 2.5, ενώ κάθε ανεξάρτητο δοκίμιο δεν πρέπει να ξεπερνά το 3. Προφανώς το ίδιο κριτήριο θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και για την πιστοποίηση καταλληλότητας του χειριστή.

β) Γεωμετρικός Έλεγχος

Ο γεωμετρικός έλεγχος γίνεται επιτόπου του έργου και αφορά τον εντοπισμό αποκλίσεων από την προβλεπόμενη στην μελέτη γεωμετρία των κατασκευαζομένων στοιχείων. Ο έλεγχος περιλαμβάνει το, κατά θέσεις, πάχος των στοιχείων ως και την επιπεδότητα, κατακορυφότητα ή καμπυλότητα της τελικής επιφάνειας.

Ο γεωμετρικός έλεγχος γίνεται συνήθως στο τέλος της εργασίας, μπορεί όμως να απαιτηθεί και σε ενδιάμεσα στάδια. Τα όρια των αποκλίσεων από τις προβλεπόμενες διαστάσεις της μελέτης εξαρτώνται από το είδος του δομικού στοιχείου και τις ειδικότερες απαιτήσεις. Αν τα όρια αυτά απουσιάζουν η τάξη μεγέθους τους θα μπορούσε να εκτιμηθεί ως το 0.5% της μεγαλύτερης διάστασης του δομικού στοιχείου επί του οποίου γίνεται η επέμβαση και πάντως λιγότερο από 20 mm.

γ) Μηχανικός (Κρουστικός) Έλεγχος

Ο μηχανικός (κρουστικός) έλεγχος γίνεται επί τόπου και αφορά την στερεότητα και συνοχή της επεμβάσεως. Γίνεται με ελαφρές κρούσεις με σφυρί βάρους 1.00 Kg. Ελέγχεται η δημιουργία ρωγμών στην διεπιφάνεια επεμβάσεως, καθώς και ο ήχος από τις κρούσεις. Περιοχές στις οποίες δημιουργούνται ρωγμές ή ο ήχος είναι υπόκωφος, σημαίνουν επί τόπου και απεικονίζονται στα αντίστοιχα σχέδια.

Ο μηχανικός (κρουστικός) έλεγχος γίνεται στο τέλος ή/και σε ενδιάμεσα στάδια εκτέλεσης της εργασίας.

Η επέμβαση θεωρείται αποδεκτή όταν κατά τον κρουστικό έλεγχο δεν δημιουργούνται ρωγμές στην διεπιφάνεια Ε.Σ. και υποστρώματος, και ο ήχος δεν είναι υπόκωφος.

δ) Εργαστηριακός Έλεγχος

Ο εργαστηριακός έλεγχος περιλαμβάνει δύο κατηγορίες δοκιμών.

Η πρώτη κατηγορία (E1), αφορά δοκιμές που γίνονται σε δοκίμια - καρότα που αποκόπτονται από φατνωματικά δοκίμια με ελάχιστες διαστάσεις 600×600×120 mm, στα οποία έχει γίνει εκτόξευση σκυροδέματος ειδικώς και μόνο για την λήψη δοκιμίων. Τα φατνώματα τοποθετούνται κατακόρυφα και η εκτόξευση γίνεται οριζόντια με τον ίδιο εξοπλισμό, τεχνική, πάχος στρώσης ανά πέρασμα, απόσταση εκτόξευσης χειριστή μηχανήματος κτλ. που θα χρησιμοποιηθεί κατά την διάρκεια διάστρωσης του Ε.Σ. στο έργο.

Η δεύτερη κατηγορία (E2), αφορά δοκιμές που γίνονται σε δοκίμια - καρότα που αποκόπτονται από το παραχθέν προϊόν στην εργασία επέμβασης.

Η κατηγορία δοκιμών E1 έχει ως κύριο στόχο τον έλεγχο ικανοποίησης των κριτηρίων συμμόρφωσης για την προβλεπόμενη χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του Ε.Σ.. Μπορεί όμως να αφορά και άλλες ιδιότητες ή χαρακτηριστικά, ανάλογα με τις απαιτήσεις του έργου. Ως τέτοια χαρακτηριστικά μπορεί να είναι το μέτρο ελαστικότητας σε θλίψη ή σε εφελκυσμό, η αντοχή σε κάμψη, η δυσθραυστότητα ή άλλες ειδικότερες ιδιότητες όπως η πυκνότητα, η αντίσταση σε παγετό ή η διαπερατότητα και μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι σχετικές έγκυρες προδιαγραφές είτε των Ευρωπαϊκών Προτύπων π.χ. η EN 6275 για την πυκνότητα και η EN 6784 για το μέτρο ελαστικότητας ή άλλες (εφόσον έχουν εκδοθεί στην φάση εκτέλεσης του έργου), είτε άλλων Οργανισμών (π.χ. η ASTM C78 για την αντοχή σε κάμψη, η ASTM C1018 για την δυσθραυστότητα, η ISO 7031 για την διαπερατότητα).

Οι εργαστηριακές δοκιμές κατηγορίας E2 γίνονται για δύο κύριους λόγους: (α) την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής του Ε.Σ. έτσι όπως διαστρώθηκε και συντηρήθηκε στις πραγματικές συνθήκες του έργου επειδή είναι πιθανόν να είναι διαφορετική από την αντοχή των δοκιμίων που λαμβάνονται από τα φατνώματα και (β) τον έλεγχο εξασφάλισης επαρκούς συνάφειας μεταξύ του Ε.Σ. και του στοιχείου επί του οποίου έγινε η εκτόξευση. Επιπλέον, θα μπορούσε να γίνει και ο προσδιορισμός άλλων χαρακτηριστικών ή ιδιοτήτων όπως π.χ. η περιεκτικότητα των ινών, εφόσον χρησιμοποιείται Ε.Σ. οπλισμένο με ίνες.

Σε όλες τις περιπτώσεις η ονομαστική διάμετρος κάθε πυρήνα πρέπει να είναι 100 mm με επιτρεπτή απόκλιση ± 5 mm. Το μήκος του δοκιμίου πρέπει να είναι ίσο με τη διάμετρο του με επιτρεπτή απόκλιση $\pm 10\%$. Για δοκιμές κατηγορίας E2, σε όσες περιπτώσεις οι διαστάσεις των εξ

Ε.Σ. στοιχείων δεν επιτρέπουν την λήψη πυρήνων – δοκιμίων με τις προβλεπόμενες διαστάσεις, τα δοκίμια μπορούν να ληφθούν με μικρότερες διαστάσεις υπό την προϋπόθεση ότι τεκμηριώνεται αξιόπιστα η αναγωγή των αντοχών τους σε δοκίμια με τις προβλεπόμενες διαστάσεις.

Για κάθε έργο πρέπει να προδιαγράφεται η συχνότητα των δειγματοληψιών, και το είδος των εργαστηριακών ελέγχων. Ο έλεγχος της θλιπτικής αντοχής με εργαστηριακές δοκιμές κατηγορίας E1 θεωρείται υποχρεωτικός σε κάθε περίπτωση. Όμως είναι σκόπιμο να γίνονται (και πρέπει να επιδιώκονται) και οι έλεγχοι κατηγορίας E2 για την θλιπτική αντοχή και την συνάφεια.

Η συχνότητα των δειγματοληψιών και το πλήθος των φατνωματικών δοκιμίων πρέπει να εξασφαλίζει αντιπροσωπευτικότητα από το ελεγχόμενο προϊόν. Αν οι εργασίες διακόπτονται για μεγάλο χρονικό διάστημα ή γίνονται αλλαγές στις αναλογίες ανάμιξης ή στο προσωπικό ή στον εξοπλισμό, οι δειγματοληψίες πρέπει να αφορούν κάθε ξεχωριστό ανάμιγμα ή περίοδο σκυροδέτησης. Εφόσον δεν γίνονται τέτοιου είδους αλλαγές, συνήθως παρασκευάζεται ένα φατνωματικό δοκίμιο για κάθε ξεχωριστή ημέρα που γίνεται σκυροδέτηση (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000α) και (ACI Com.506, 1995).

Στην σπάνια (για έργα επεμβάσεων) περίπτωση, που η ποσότητα του Ε.Σ. σε μία μέρα, ξεπερνά τα 40 m³, τα φατνωματικά δοκίμια εκείνη την ημέρα αυξάνονται αναλογικά (ACI Com.506, 1995).

Σε κάθε περίπτωση, δοκίμια με εμφανή ελαττώματα δεν θα χρησιμοποιούνται στους εργαστηριακούς ελέγχους.

Έλεγχος Θλιπτικής Αντοχής

Στο Σχέδιο προδιαγραφής για το Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000α), ο έλεγχος της θλιπτικής αντοχής με εργαστηριακές δοκιμές κατηγορίας E1, προτείνεται να γίνεται με βάση τους παρακάτω κανόνες αποδοχής:

$$\bar{X}_n = \sum_{i=1}^n X_i \geq f_{ck} + 1.6 S \quad \text{Πρώτος κανόνας}$$

και $X_i \geq f_{ck} - 2 \text{ (MPa)}$ Δεύτερος κανόνας

όπου:

f_{ck} είναι η χαρακτηριστική αντοχή του Ε.Σ. που προδιαγράφεται στην μελέτη

X_i είναι η θλιπτική αντοχή κάθε δοκιμίου – πυρήνα ανηγμένη στα δοκίμια αναφοράς της αντοχής f_{ck}

\bar{X}_n είναι η μέση τιμή έξι διαδοχικών X_i

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}_n)^2}{n-1}}$$

είναι η τυπική απόκλιση των τιμών X_i

Σε μεγάλα έργα, τα παραπάνω κριτήρια συμμόρφωσης ελέγχονται ανά εξάδες, μετά την συμπλήρωση έξι διαδοχικών δειγματοληψιών.

Με βάση το ίδιο σχέδιο, στην περίπτωση που ελέγχεται η θλιπτική αντοχή με εργαστηριακές Δοκιμές κατηγορίας E2, οι κανόνες αποδοχής θα μπορούσαν να περιγραφούν ως ακολούθως:

$$\bar{X}_n = \sum_{i=1}^n X_i \geq f_{ck} \quad \text{Πρώτος κανόνας}$$

$$X_i \geq 0.75 f_{ck} \quad \text{Δεύτερος κανόνας}$$

όπου:

X_i είναι η θλιπτική αντοχή κάθε δοκιμίου – πυρήνα με κατάλληλη αναγωγή τα δοκίμια αναφοράς της αντοχής f_{ck}

\bar{X}_n είναι η μέση τιμή των X_i για το σύνολο των (n) δοκιμίων που λαμβάνονται.

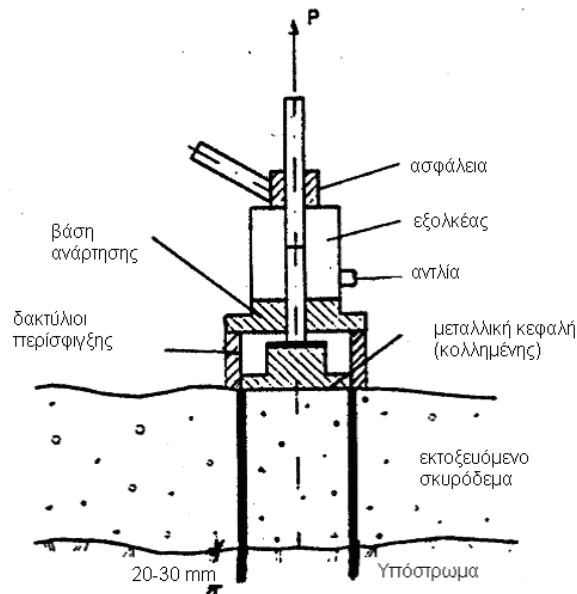
Είναι προφανές ότι σε πολύ μικρά έργα, δεν είναι πάντα εφικτό να γίνει ο έλεγχος που περιγράφεται για τις δοκιμές κατηγορίας E1, λόγω του μεγάλου πλήθους δοκιμίων που απαιτούνται. Θα ήταν επομένως λογικό, σ' αυτές τις περιπτώσεις, που δεν είναι και πολύ σπάνιες σε έργα επεμβάσεων, να χρησιμοποιούνται ως κανόνες αποδοχής, οι ίδιοι κανόνες που χρησιμοποιούνται και για τις δοκιμές κατηγορίας E2. Εξ' άλλου αυτού του τύπου κανόνες προτείνονται, ως γενικής εφαρμογής, στις Ευρωπαϊκές και Αμερικανικές Προδιαγραφές (ACI Com.506, 1995) και (EFNARC, 1996). Οποσδήποτε το θέμα πρέπει να θεωρείται ανοικτό μέχρι να οριστικοποιηθεί η Ελληνική Προδιαγραφή για το Ε.Σ.

Όταν κατά τον έλεγχο της θλιπτικής αντοχής που γίνεται με εργαστηριακές δοκιμές κατηγορίας είτε E1 είτε E2, δεν ικανοποιείται ένας τουλάχιστον κανόνας αποδοχής, ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία επανελέγχου: Από την περιοχή του έργου που προέρχεται το δοκίμιο με την μικρότερη αντοχή λαμβάνονται δύο πυρήνες των οποίων ο μέσος όρος αντικαθιστά την αντοχή X_i του ασθενέστερου δοκιμίου και ελέγχονται οι κανόνες αποδοχής.

Έλεγχος Συνάφειας

Ο έλεγχος συνάφειας, του Ε.Σ. με το στοιχείο επί του οποίου γίνεται η εκτόξευση, πραγματοποιείται με εξόλκευση διαχωρισμένου δείγματος

σύμφωνα με την διαδικασία που παρουσιάζεται στην συνέχεια και όπως ενδεικτικά απεικονίζεται στο Σχήμα 3.16.



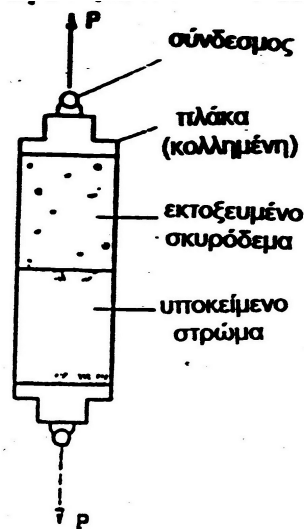
Σχήμα 3.16: Έλεγχος Συνάφειας επί τόπου του έργου με διαχωρισμό δείγματος (EFNARC, 1996)

Στο από Ε.Σ. στοιχείο διαχωρίζεται, με περιστροφικό δράπανο, που είναι εφοδιασμένο με κατάλληλο κοπτικό, ένας κύλινδρος διαμέτρου 50 έως 100 mm που φτάνει 20 mm περίπου εντός του υποστρώματος. Στην εξωτερική επιφάνεια του κυλίνδρου επικολλάται, κεντρικά, μεταλλική κεφαλή, κάθετα προς τον άξονα του κυλίνδρου επί της οποίας προσαρμόζεται εξολκείας και εφαρμόζεται.

Στις περιπτώσεις που το υπόστρωμα είναι από σκυρόδεμα και έχει μικρό πάχος, μπορεί ο διαχωρισμός του κυλίνδρου να είναι διαμπερής. Στις περιπτώσεις αυτές το δείγμα που αποκόπτεται, (αποτελούμενο από το εκ σκυροδέματος υπόστρωμα και το Ε.Σ.) συσκευάζεται, περισφίγγεται με ταινία και μεταφέρεται στο εργαστήριο με τρόπο απολύτου προστασίας από κραδασμούς και δοκιμάζεται σε καθαρό εφελκυσμό. Η εφαρμογή της εφελκυστικής δύναμης γίνεται μέσω δύο μεταλλικών πλακών που επικολλώνται για τον σκοπό αυτό στις δύο απέναντι βάσεις του κυλινδρικού δοκιμίου κάθετα προς τον άξονα του (Σχ. 3.17).

Η επέμβαση θεωρείται αποδεκτή όταν κατά τον σχετικό έλεγχο που γίνεται με οποιονδήποτε από τους παραπάνω τρόπους, σε τρεις τουλάχιστον θέσεις του έργου, η αστοχία, σε κάθε δοκίμιο που ελέγχεται, δεν πραγματοποιείται στην διεπιφάνεια Ε.Σ. και υποστρώματος. Αν η αστοχία γίνει στην διεπιφάνεια, θα πρέπει η εκτιμώμενη τάση συνάφειας

για κάθε δοκίμιο να προκύπτει μικρότερη από μία ανεκτή τιμή που θα προδιαγράφεται στην μελέτη. Αν δεν προδιαγράφεται στην μελέτη, ως ανεκτή τιμή θεωρείται το 1/20 της απαιτούμενης χαρακτηριστικής τιμής θλιπτικής αντοχής του Ε.Σ. και τουλάχιστον το 1 ΜΡα.



Σχήμα 3.17: Εργαστηριακός έλεγχος συνάφειας με αποκοπή δείγματος στις περιπτώσεις υποστρώματος με μικρό πάχος (EFNARC, 1996)

Αν τα αποτελέσματα της δοκιμής συνάφειας δεν ικανοποιούν το σχετικό κριτήριο αποδοχής, ο έλεγχος συνεχίζεται σε δύο νέες θέσεις γειτονικών περιοχών για κάθε δοκίμιο που κρίθηκε ανεπαρκές. Αν και πάλι δεν ικανοποιείται το σχετικό κριτήριο αποδοχής, ο έλεγχος θα μπορούσε να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται αν η τιμή συνάφειας κάθε ανεπαρκούς δοκιμίου ξεπερνά το 75% της ανεκτής τιμής, ενώ η μέση τιμή του συνόλου των δοκιμίων ικανοποιεί το κριτήριο. Σε δοκίμια που δεν αστόχησαν στην διεπιφάνεια, ως τάση συνάφειας, για τον προσδιορισμό της μέσης τιμής, λαμβάνεται η εφελκυστική τάση αστοχίας του δοκιμίου.

Άλλοι έλεγχοι

Στην περίπτωση που από την μελέτη απαιτείται ο προσδιορισμός και άλλων χαρακτηριστικών πλύν της θλιπτικής αντοχής και της συνάφειας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος οι σχετικές διαδικασίες ελέγχου θα πρέπει να προδιαγράφονται στην μελέτη.

ε) Διορθωτικά Μέτρα

Σε κάθε περίπτωση που τα αποτελέσματα του οπτικού, μηχανικού (κρουστικού) ή εργαστηριακού ελέγχου αποδείξουν ότι το παραχθέν

προϊόν δεν έχει τα απαιτούμενα προδιαγεγραμμένα χαρακτηριστικά, τα στοιχεία των ελέγχων αξιολογούνται από τον μελετητή. Ο μελετητής είναι αρμόδιος να διερευνήσει την δυνατότητα και να προτείνει άλλη κατάλληλη μέθοδο επανελέγχου και αξιολόγησης του υπό αμφισβήτηση τμήματος του έργου. Αν και πάλι δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι ο μελετητής είναι αρμόδιος να προτείνει τις αναγκαίες διορθωτικές ενέργειες, στην έκταση που απαιτεί η ασφάλεια και λειτουργικότητα του Έργου.

3.2.4.11 Πιθανοί κίνδυνοι και αντιμετώπισή τους

Πέραν από τους συνήθεις κινδύνους που εμφανίζονται στις εργασίες όλων των οικοδομικών έργων, όπως αυτοί που αφορούν την μεταφορά, απόθεση και διακίνηση υλικών και εξοπλισμού, την χρήση ικριωμάτων, την χρήση εργαλείων χειρός ή ηλεκτροκίνητων, ως ειδικότεροι κίνδυνοι κατά την εκτέλεση των εργασιών εκτοξευμένου σκυροδέματος επισημαίνονται:

- (α) Ο κίνδυνος υγείας των εργαζομένων λόγω της αιωρούμενης σκόνης και της ρύπανσης του αέρα,
- (β) Ο κίνδυνος για βλάβη στο δέρμα και τα μάτια λόγω ερεθισμού από πρόσμικτα υψηλής αλκαλικότητας.
- (γ) Ο κίνδυνος εκρηκτικής αστοχίας των συνδέσμων και των σωληνώσεων προώθησης του υλικού,
- (δ) Ο κίνδυνος για το προσωπικό στην περίπτωση προσπάθειας απεγκλωβισμού υλικού στις σωληνώσεις και στο ακροφύσιο.

Οι εργαζόμενοι πρέπει σε κάθε περίπτωση να είναι εφοδιασμένοι με μέσα ατομικής προστασίας: Κεφαλής (κράνος), Ματιών (γυαλιά), Χειρών (γάντια), Ποδιών (μπότες εργασίας) και Ωτοασπίδες (όταν κρίνεται απαραίτητο).

Όταν εκτελείται η εκτόξευση σκυροδέματος, ο χώρος εργασίας πρέπει να αερίζεται επαρκώς και οι εργαζόμενοι να φορούν φόρμα πλήρους προστασίας του σώματος και να έχουν πλήρη κάλυψη κεφαλής. Επιστάται η προσοχή στην λήψη μέτρων περιορισμού της σκόνης. Σε κάθε περίπτωση και ειδικότερα στην περίπτωση που χρησιμοποιείται η ξηρά μέθοδος ανάμιξης σε κλειστούς χώρους, και ο αερισμός του χώρου κρίνεται ανεπαρκής, οι εργαζόμενοι πρέπει να φορούν κράνος προστασίας με εξωτερική παροχή αέρα για την αναπνοή. Ο παρεχόμενος αέρας πρέπει να διέρχεται από φίλτρο για την συγκράτηση των αιωρούμενων σωματιδίων.

Επίσης απαιτείται καθημερινή επιθεώρηση της κατάστασης των σωληνώσεων της εγκατάστασης και της αρτιότητας προσαρμογής των συνδέσμων.

Στην περίπτωση εγκλωβισμού του υλικού στις σωληνώσεις ή στο ακροφύσιο ακολουθούνται οι παρακάτω ενέργειες:

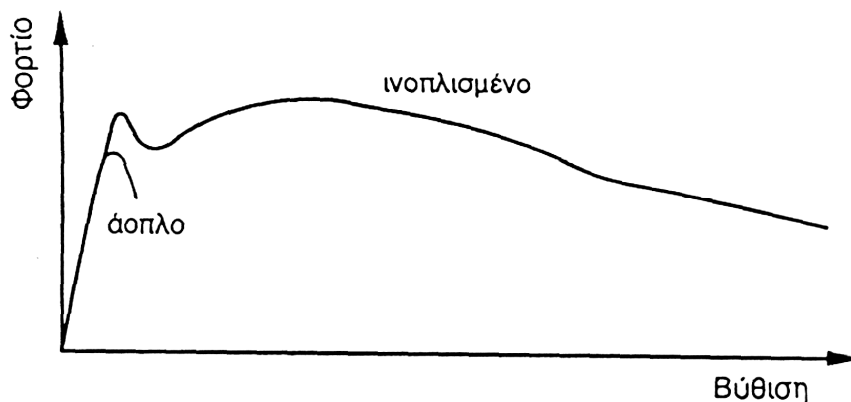
- Διακόπτονται οι παροχές αέρα και νερού καθώς και η λειτουργία της μηχανής ανάδευσης
- Σταθεροποιείται ο σωλήνας προώθησης του υλικού και το ακροφύσιο για προστασία από πιθανές ανεξέλεγκτες παλινδρομήσεις
- Αποσυναρμολογούνται οι συνδέσεις όταν η πίεση στον σωλήνα έχει υποχωρήσει προσέχοντας να μην βρεθούν άτομα του προσωπικού μπροστά από το στόμιο των σωλήνων.

3.2.4.12 Ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Η προσθήκη ινών στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα γίνεται κυρίως για περιορισμό της ρηγμάτωσης λόγω της υψηλής συστολής ξήρανσης. Συνήθως οι ίνες που χρησιμοποιούνται είναι από χάλυβα, προπυλένιο ή γυαλί. Το μήκος τους είναι της τάξης μερικών εκατοστών, και η διάμετρος τους, που εξαρτάται από το υλικό, συνήθως δεν ξεπερνά το χιλιοστό.

Η προσθήκη των ινών γίνεται συνήθως σε ποσοστό μεταξύ 1% και 3% κ.ο. Για ίνες χάλυβα το μέγιστο ποσοστό είναι 2% και ο λόγος του μήκους τους προς τη διάμετρο τους, δεν πρέπει να ξεπερνάει το 100. Εξάλλου η τυχόν διάβρωση των ινών χάλυβα δεν έχει δυσμενείς επιπτώσεις στην ανθεκτικότητα του υλικού (Τριανταφύλλου, 1998).

Εκτός από τον περιορισμό της ρηγμάτωσης, η προσθήκη των ινών έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της παραμόρφωσης του υλικού κατά την αστοχία και μια μικρή αύξηση της εφελκυστικής αντοχής (Σχ.3.18).



Σχήμα 3.18: Επίδραση ινών στη συμπεριφορά σε κάμψη

Η παραπάνω αύξηση της παραμόρφωσης αστοχίας, συνεπάγεται μια αύξηση της ικανότητας του υλικού να απορροφήσει ενέργεια κατά την παραμόρφωση (δυσθραυστότητα) που φτάνει να είναι 10-40 φορές

μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του χωρίς ίνες εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Τριανταφύλλου, 1998). Προφανώς η παραπάνω εξαιρετικά θετική συμβολή των ινών στην απορρόφηση ενέργειας πρέπει να αξιολογηθεί ιδιαίτερα στην περίπτωση επεμβάσεων που στοχεύουν στην αντισεισμική ενίσχυση των κατασκευών.

3.3 ΠΟΛΥΜΕΡΙΚΕΣ ΚΟΛΛΕΣ

Οι πολυμερικές κόλλες είναι συγκολλητικά υλικά που δημιουργούνται από την “επί τόπου” ανάμιξη των δύο συστατικών.

Το πρώτο είναι το πολυμερές που βρίσκεται σε υγρή κατάσταση (συστατικό Α) και το δεύτερο είναι ο σκληρυντής (συστατικό Β). Η ανάμιξή τους σ’ ένα ομοιογενές υλικό δημιουργεί ένα ισχυρό συγκολλητικό υλικό με ασυναγώνιστες σε πολλές περιπτώσεις ιδιότητες. Αυτός είναι ο λόγος που οι πολυμερικές κόλλες έχουν ευρύτατη εφαρμογή στον τομέα των επισκευών και των ενισχύσεων. Εξάλλου σε σύγκριση με άλλα συστήματα σύνδεσης έχουν το πλεονέκτημα της κατανομής των φορτίων σε μεγαλύτερη επιφάνεια μειώνοντας έτσι τις τοπικές εντάσεις. Επιπρόσθετα, η χρήση τους επιτρέπει την πλήρη επαφή των προς σύνδεση στοιχείων χωρίς να απαιτούνται τροποποιήσεις στο σχήμα ή την επιφάνεια επαφής τους. Τέλος σημειώνεται ότι έχουν το πλεονέκτημα να δημιουργούν ένα αδιαπέραστο φράγμα υγρασίας.

Τα είδη των πολυμερών που χρησιμοποιούνται είναι αρκετά. Όμως για τις διαδικασίες επισκευής και ενίσχυσης των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα τα πλέον διαδεδομένα και ενδεδειγμένα πολυμερή είναι (κυρίως) οι εποξειδικές και (δευτερευόντως) οι πολυεστερικές ρητίνες.

Στην πράξη έχει επικρατήσει η ονομασία ρητίνη, υπονοώντας τη ρητινοειδή κόλλα. Στη συνέχεια ο όρος ρητίνη χρησιμοποιείται με αυτήν την έννοια ενώ όταν χρειάζεται να δηλωθεί το πρώτο συστατικό πριν την ανάμιξη θα χρησιμοποιείται ο όρος “συστατικό Α”.

Κρίσιμο μειονέκτημα των τεχνικών που χρησιμοποιούν ρητίνες είναι ότι απαιτούν ειδικό προγραμματισμό των εργασιών επέμβασης επειδή: (α) ο χρόνος εργασιμότητας τους (pot life), δηλαδή ο χρόνος που η ρευστότητά τους επιτρέπει να χρησιμοποιηθούν, είναι μικρός και (β) τα στοιχεία που συγκολλήθηκαν θα πρέπει να παραμείνουν αδιατάρακτα για όσο χρόνο (ώρες ή ημέρες) διαρκεί η συγκόλλησή τους.

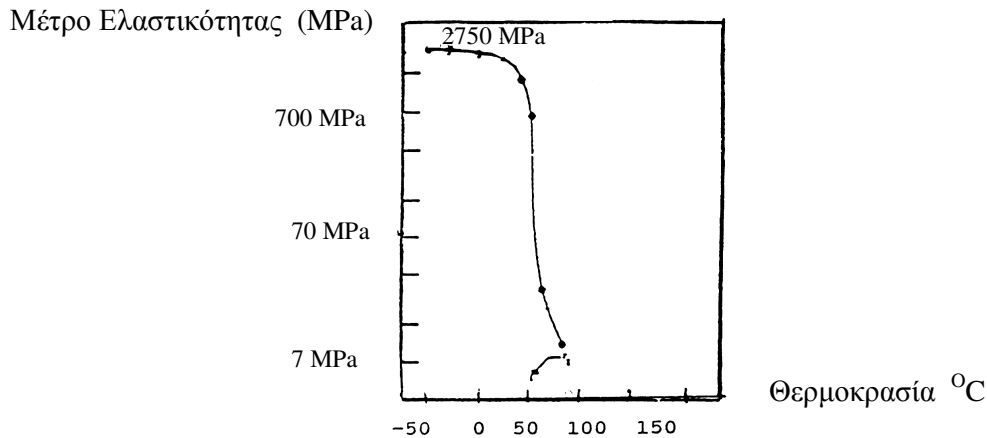
Εξάλλου δεν πρέπει να λησμονούνται τα βασικά προβλήματα, όλων των ρητινοειδών υλικών, που οφείλονται στο γεγονός ότι τα χαρακτηριστικά τους είναι διαφορετικά από αυτά του σκυροδέματος και πολλές φορές καθορίζουν τα όρια εφαρμογής της παραπάνω τεχνικής.

Ως τέτοια μπορούν να επισημανθούν :

α) Η μικρή αντοχή του υλικού σε υψηλές θερμοκρασίες. Όπως είναι γνωστό από τη βιβλιογραφία τα χαρακτηριστικά της ρητίνης αρχίζουν να

αλλάζουν και η αντοχή της μειώνεται σε θερμοκρασίες μεγαλύτερες των 50° C (ACI Com.503, 1992 - Dritsos and Pilakoutas 1992,1994 - Pilakoutas et al, 1994). Στο Σχήμα 3.19 (ACI Com.503, 1992), δείχνεται αυτή η επίδραση στο μέτρο ελαστικότητας. Τελικά η ρητίνη καίγεται σε θερμοκρασίες υψηλότερες των 250 °C.

Γίνεται ως εκ τούτου προφανής ο κίνδυνος που δημιουργείται σε περίπτωση πυρκαγιάς και γι' αυτό απαιτείται να ληφθούν ειδικά μέτρα προστασίας των επισκευασμένων δομικών στοιχείων.



Σχήμα 3.19: Επίδραση θερμοκρασίας στο μέτρο ελαστικότητας

β) Το μέτρο ελαστικότητας του υλικού είναι πολύ μικρότερο από αυτό του σκυροδέματος. Εν γένει είναι μικρότερο από το 1/10 της τιμής του μέτρου ελαστικότητας του συνηθισμένου σκυροδέματος.

Κρίσιμος παράγοντας επιτυχίας της συγκόλλησης είναι η προετοιμασία της επιφάνειας του σκυροδέματος. Σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να είναι υγιής και καθαρή. Εξάλλου επισημαίνεται ότι, εάν δεν έχουν αποκαλυφθεί τα χονδρόκοκκα αδρανή, η αντοχή της σύνδεσης θα είναι μειωμένη. Αυτό επιβάλλεται από το γεγονός ότι η αντοχή της σύνδεσης εξαρτάται από την αντοχή του ασθενέστερου συγκολλημένου στοιχείου ενώ η επιδερμική στρώση σκυροδέματος είναι πάντοτε ασθενέστερη από το σκυρόδεμα που είναι κάτω από την επιφάνεια.

Οι συνηθέστερες χρήσεις των ρητινών στον τομέα των επισκευών και ενισχύσεων είναι: (α) η συγκόλληση νωπού ή σκληρυμένου σκυροδέματος σε σκληρυμένο σκυρόδεμα, (β) η συγκόλληση άλλων υλικών στο σκυρόδεμα, (γ) οι αγκυρώσεις ράβδων σε σκληρυμένο σκυρόδεμα και (δ) η επισκευή ρωγμών στο σκυρόδεμα.

Στην πράξη, το μεγαλύτερο μερίδιο εργασιών με πολυμερικές κόλλες αφορά τις επισκευές ρωγμών με την τεχνική των ρητινενέσεων. Σε εργασίες μετασεισμικών επεμβάσεων το οικονομικό αντικείμενο των

εργασιών με ρητινενέσεις εκτιμήθηκε σε ποσοστό 90% του συνόλου των εργασιών με πολυμερικές κόλλες (Καρέλα και Αναστασοπούλου, 1998). Επειδή μάλιστα η εφαρμογή της παραπάνω τεχνικής στην πράξη κρύβει πολλά “μυστικά”, στη συνέχεια το θέμα αναπτύσσεται εκτενώς.

3.3.1 Επισκευή ρωγμών με ρητινενέσεις

Με τον όρο “ρητινένεση” προσδιορίζεται η διαδικασία έγχυσης μιας ρητινοειδούς κόλλας στις ρωγμές του στοιχείου, με ενέσιμο τρόπο.

Τα τελευταία χρόνια, η τεχνική των ρητινενέσεων έχει αποδειχθεί ως η καλύτερη διαδικασία επισκευής ρωγμών σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το εύρος των ρωγμών, στο οποίο συνήθως εφαρμόζεται, κυμαίνεται από 0,1 mm έως 3,0 mm. Τα μέχρι σήμερα αποτελέσματα από πειραματικές έρευνες και εφαρμογές πεδίου, δείχνουν ότι με την τεχνική αυτή, μπορεί να επιτευχθεί πλήρης επισκευή των ρωγμών και επαναφορά της μονολιθικότητας και στατικής ακεραιότητας του στοιχείου ή της κατασκευής.

Συχνά στην πράξη επικρατεί η αντίληψη ότι οι ρωγμές στο φέροντα οργανισμό είναι πάντοτε επικίνδυνες. Όμως είναι πάντοτε έτσι; Στη συνέχεια γίνεται μια προσπάθεια να απαντηθεί το παραπάνω ερώτημα και ακολουθούν τα σχετικά με την εφαρμογή της τεχνικής των ρητινενέσεων.

3.3.1.1 Αναγκαιότητα επισκευής ρωγμών

Οι ρωγμές σε κατασκευές από σκυρόδεμα, είναι συνηθισμένο φαινόμενο. Αυτό εξάλλου δεν είναι άστοχο, αφού οι ρωγμές θα μπορούσαν απλοποιητικά να χαρακτηριστούν ως ορατά αποτελέσματα των παραμορφώσεων ενός φορέα. Όμως, το γεγονός της ύπαρξής τους, δεν συνεπάγεται πάντοτε την ανάγκη επισκευής τους. Η απόφαση για την αναγκαιότητα της επέμβασης, προϋποθέτει τη διερεύνηση των αιτιών της ρωγμής και την εξακρίβωση της φύσης της ρωγμής.

Τα αίτια της ρηγμάτωσης στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα, είναι πολλά και δεν είναι του παρόντος μία εκτεταμένη αναφορά σε αυτό. Όμως μπορούν να αναφερθούν τα πλέον συνήθη, που είναι η συστολή ξήρανσης, η διάβρωση του οπλισμού και τα αυξημένα φορτία.

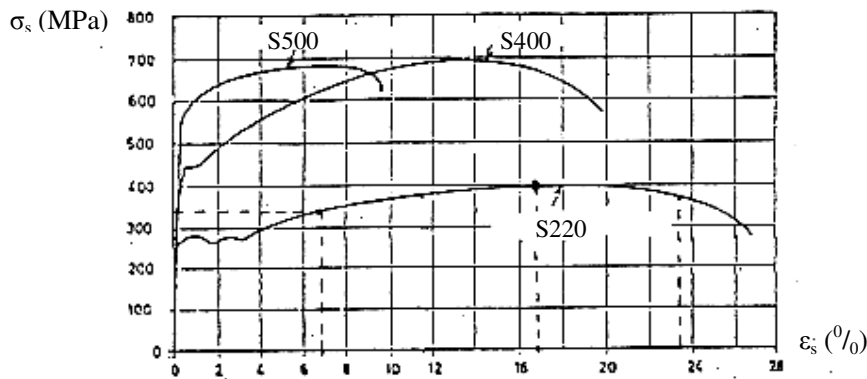
Μια αξιολογική κατάταξη των αιτιών ρηγμάτωσης, που θα καθορίζει το βαθμό επικινδυνότητας της κατασκευής δεν είναι εύκολη, αφού από την ίδια αιτία μπορεί να προκύψει μικρός ή μεγάλος βαθμός βλάβης. Πρέπει όμως να σημειωθεί ότι έχει ιδιαίτερη σημασία για την ασφάλεια της κατασκευής, η ύπαρξη ρωγμών που οφείλονται σε υπέρβαση αντοχής. Ως εκ τούτου πρέπει να θεωρείται πρωταρχικό θέμα, η

διερεύνηση της στατικής επάρκειας του φορέα. Ο μηχανικός εφαρμογής δεν πρέπει να λησμονεί ότι ρωγμές λόγω υπέρβασης αντοχής, είναι ένδειξη στατικής ανεπάρκειας του φορέα, όχι κατ' ανάγκη στην περιοχή ρωγμής. Με άλλα λόγια, οι ρωγμές αποτελούν προειδοποίηση για πιθανό κίνδυνο. Είναι δηλαδή η ορατή ένδειξη, ότι “κάτι δεν πηγαίνει καλά” στο φορέα και γι' αυτό δεν έχει νόημα να γίνει απλά και μόνο η επισκευή των ρωγμών.

Κάθε παραπέρα ενέργεια, ξεκινάει από την ανάλυση του φορέα, με βάση τα πραγματικά φορτία και τις αντοχές των υλικών (σκυροδέματος και χάλυβα), έτσι “όπως πραγματικά δομήθηκαν” με στόχο τον προσδιορισμό των αιτιών της ρωγμής. Στη συνέχεια, ο μηχανικός, θα πρέπει να επέμβει για τη θεραπεία της αδυναμίας, είτε αφαιρώντας την αιτία (π.χ. μειώνοντας τα φορτία σε κάποια περιοχή) είτε ενισχύοντας κατάλληλα το φορέα. Η διαδικασία επισκευής της ρωγμής, που ούτως ή άλλως συνήθως γίνεται για λόγους δυσκαμψίας, ερπυστικών φαινομένων κλπ., είναι πλέον συμπληρωματική και δευτερεύουσας σημασίας.

Χαρακτηριστική είναι η περίπτωση ρωγμών που παρατηρούνται από υπέρβαση αντοχής στο εφελκόμενο πέλμα ενός στοιχείου, λόγω ανεπαρκούς οπλισμού ή στατικού ύψους. Είναι προφανές ότι η επισκευή τέτοιου είδους ρωγμών, δεν προσφέρει βελτίωση στη στατική συμπεριφορά του στοιχείου, αφού η ροπή αντοχής της διατομής δεν μπορεί να αυξηθεί με τέτοιες διαδικασίες.

Ας θεωρήσουμε για παράδειγμα, την περίπτωση ρωγμής του εφελκόμενου πέλματος, ενός υπο-οπλισμένου στοιχείου όπου ο χάλυβας βρίσκεται σε τάση μεγαλύτερη από αυτή του ορίου διαρροής. Προφανώς, η οποιαδήποτε διαδικασία επισκευής της ρωγμής είναι ανώφελη από στατική άποψη, αφού μια ελάχιστη αύξηση της έντασης συνεπάγεται πολύ μεγάλες πρόσθετες παραμορφώσεις (Σχ.3.20) και επομένως, νέες ρωγμές στη γειτονιά της παλιάς ρωγμής.



Σχήμα 3.20: Διαγράμματα σ_s - ϵ_s χάλυβων S220, S400, S500

Πάντως πρέπει να τονιστεί ότι οι ορατές (δια γυμνού οφθαλμού) ρωγμές λόγω αυξημένων φορτίων, ενώ δεν σημαίνουν πάντοτε υπέρβαση της αντοχής, υποδηλώνουν σχεδόν πάντοτε υπέρβαση του ορίου διαρροής του υλικού.

Όταν εξακολουθούν να υφίστανται ρωγμές μετά από την απομάκρυνση του προκαλούντος την ένταση αιτίου, π.χ. μετά από ένα σεισμό, θα πρέπει να εκτιμηθεί ότι η περιοχή που ρηγματώθηκε υπεισήλθε σε ανελαστική φάση, ενώ το εύρος των ρωγμών αποτελεί ένα μέτρο της παραμένουσας παραμόρφωσης.

Ο μηχανικός θα αξιολογήσει τις μαρτυρίες από τις ρωγμές αυτού του είδους και εφόσον εκτιμηθεί ότι αυτή η συμπεριφορά βρίσκεται μέσα στα αποδεκτά όρια των κανονισμών, μπορεί να επιλέξει τη διαδικασία επισκευής των ρωγμών για αισθητικούς λόγους ή για λόγους προστασίας των οπλισμών από διάβρωση.

Στη βιβλιογραφία μπορεί κανείς να βρει διάφορους κώδικες εφαρμογής και κανονισμούς που καθορίζουν το μέγιστο ανεκτό εύρος ρωγμής, συνήθως ανάλογα με τις συνθήκες περιβάλλοντος. Γενικώς μπορεί να λεχθεί ότι ρωγμές με άνοιγμα μικρότερο από 0,3 mm, δεν αποτελούν απειλή για τους οπλισμούς και ως εκ τούτου δεν απαιτείται επισκευή, εκτός από την περίπτωση έντονων επιδράσεων από το περιβάλλον.

Στον Πίνακα 3.7 παρουσιάζονται λεπτομερέστερα τα μέγιστα αποδεκτά όρια εύρους ρωγμών, για διάφορες συνθήκες περιβάλλοντος, έτσι όπως προτείνονται από το American Concrete Institute (ACI Com.224, 1990).

Συνθήκες Περιβάλλοντος	Μέγιστο επιτρεπόμενο εύρος ρωγμής
Ξηρό περιβάλλον	0,41 mm
Υγρό περιβάλλον ή έδαφος	0,30 mm
Χημικές προσβολές	0,18 mm
Θαλάσσιες κατασκευές	0,15 mm
Δεξαμενές	0,10 mm

Πίνακας 3.7: Μέγιστο επιτρεπόμενο εύρος ρωγμών

Τέλος, χρήσιμο είναι να αναφερθεί ότι από πρακτική άποψη, έχει σημασία η κατεύθυνση της ρωγμής σε σχέση με την κατεύθυνση των οπλισμών. Για παράδειγμα ρωγμές που τέμνουν τους οπλισμούς, προκαλούν πολύ μικρότερες βλάβες, από αυτές που βρίσκονται κατά μήκος τους.

3.3.1.2 Η τεχνική των ρητινενέσεων έναντι άλλων τεχνικών επισκευής ρωγμών

Την τελευταία εικοσαετία, έχουν χρησιμοποιηθεί στην πράξη διάφορες μέθοδοι για την επισκευή ρωγμών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Με εξαίρεση την τεχνική των ρητινενέσεων, πρέπει να τονιστεί ότι οι περισσότερες από αυτές, αποδείχθηκαν ανεπιτυχείς. Ενδεικτικά αναφέρονται μερικές από αυτές:

-Το σφράγισμα των ρωγμών με ειδικά κονιάματα που έχουν ως βάση το τσιμέντο.

-Η εφαρμογή υγρής μεμβράνης.

-Η εφαρμογή μεμβράνης από ίνες-γυαλιού, ανάμεσα από επάλληλες στρώσεις επιφανειακού σφραγίσματος της ρωγμής με ειδικά κονιάματα τσιμέντου.

-Η εφαρμογή διαφόρων ειδών σιλικόνης σε όλη την επιφάνεια του δομικού στοιχείου ή σε αυλάκια διεύρυνσης του ίχνους της ρωγμής, καθ' όλο το μήκος της.

-Η χρήση διαφόρων ειδών μαστίχας ή εποξειδικής παχύρρευστης κόλλας, για τη γεφύρωση του ανοίγματος της ρωγμής.

Το βασικό πρόβλημα, όλων των παραπάνω διαδικασιών, σχετίζεται κύρια με τη γήρανση του υλικού επισκευής. Έτσι οι τεχνικές αυτές, δεν συνιστώνται πλέον, παρά μόνο ως προσωρινοί τρόποι αποκατάστασης. Αντίθετα η τεχνική των ενέσεων με ρητίνες, φαίνεται να μπορεί να δημιουργήσει μόνιμη αποκατάσταση, που δεν χάνει την αντοχή της με το χρόνο.

Παρακάτω αναφέρονται μερικά από τα βασικά πλεονεκτήματα της τεχνικής των ρητινενέσεων:

α) Οι ρητίνες γεμίζουν το κενό της ρωγμής και δεν γεφυρώνουν απλώς το άνοιγμα. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται πλήρης συνέχεια του υλικού. Επίσης, οι οπλισμοί στην περιοχή της ρωγμής, εγκιβωτίζονται πλήρως και έτσι προστατεύονται από κάθε διαδικασία οξείδωσης ή άλλης περιβαλλοντικής προσβολής. Επιπροσθέτως, αποκαθίσταται πλήρως η συνάφεια του οπλισμού και του περιβάλλοντος σκυροδέματος.

β) Οι υψηλές αντοχές εφελκυσμού και συνάφειας των ρητινών με το σκυρόδεμα, εμποδίζουν την αύξηση του εύρους και του μήκους των ρωγμών.

γ) Οι ρητίνες που χρησιμοποιούνται, δεν είναι υλικά ευάλωτα από παράγοντες που συχνά επιδρούν δυσμενώς στην κατασκευή, όπως π.χ. αλκαλικότητα, ιόντα, περιβαλλοντικές δράσεις. Εξάλλου το υλικό που βρίσκεται στο βάθος της ρωγμής, δέχεται πολύ μικρότερες επιδράσεις, από το υλικό που βρίσκεται στην επιφάνεια του στοιχείου.

δ) Όσον αφορά τη διαδικασία γήρανσης του υλικού επισκευής, είναι χαρακτηριστικό ότι οι ρητινενέσεις υπερτερούν σημαντικά έναντι των άλλων τεχνικών επισκευής ρωγμών επειδή η μεγαλύτερη ποσότητα της ρητίνης, βρίσκεται στο εσωτερικό της ρωγμής, όπου το άνοιγμα και κλείσιμο των παρειών, λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών του περιβάλλοντος, είναι πολύ μικρότερο από ότι στην επιφάνεια του στοιχείου.

Ως γνωστό, το εύρος της ρωγμής μεταβάλλεται λόγω εποχιακών ή και εντός 24ώρου μεταβολών της θερμοκρασίας στο περιβάλλον του στοιχείου. Οι κινήσεις των παρειών της ρωγμής είναι ουσιαστικά μικρές, όμως δεν είναι ασήμαντες στην επιφάνεια του στοιχείου όπου η εναλλαγή ηλιακής ακτινοβολίας με το κρύο, είναι πολύ έντονη. Έτσι παρόλο που το άνοιγμα και κλείσιμο της ρωγμής δεν είναι ορατό, το υλικό επισκευής που βρίσκεται στην επιφάνεια του στοιχείου, γηράσκει, λόγω της επαναλαμβανόμενης έντασης, ενώ για το υλικό που βρίσκεται στο βάθος της ρωγμής, η ένταση είναι μικρότερη.

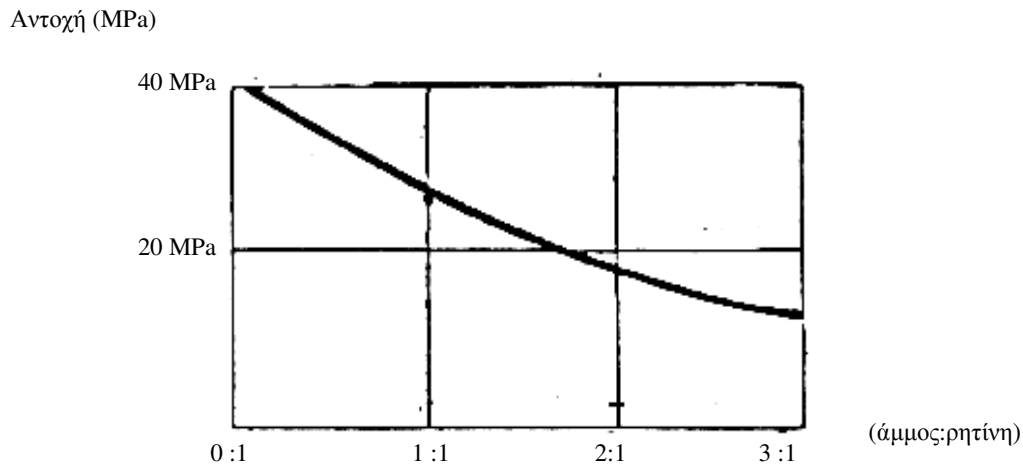
ε) Ως προς το αισθητικό αποτέλεσμα της επέμβασης, θα πρέπει να τονιστεί ότι η τεχνική των ρητινενέσεων, αποτελεί μοναδική ίσως διαδικασία με τόσο υψηλό βαθμό διακριτικότητας.

Όσον αφορά τα μειονεκτήματα, της τεχνικής των ρητινενέσεων, επισημαίνεται ιδιαίτερα η ανάγκη χρησιμοποίησης εξειδικευμένου και έμπειρου προσωπικού, και ακόμη οι σοβαροί κίνδυνοι που προκύπτουν από την ανεπιτυχή εφαρμογή της μεθόδου.

Για την επίδραση του χαμηλού μέτρου ελαστικότητας της ρητίνης στην συμπεριφορά του επισκευασμένου στοιχείου θα πρέπει να επισημανθούν τα εξής: το μέτρο ελαστικότητας της ρητίνης έχει ασήμαντη επίδραση στις γραμμικές παραμορφώσεις του στοιχείου, επειδή το πάχος της είναι πολύ μικρό σε σύγκριση με το αντίστοιχο μήκος του στοιχείου. Όμως η επίδραση στις στροφές της επισκευασμένης διατομής είναι ιδιαίτερα σημαντική και επομένως, γι' αυτό το λόγο πρέπει να προτιμούνται υλικά, με όσο το δυνατόν, μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας. Παρόλο που στη βιβλιογραφία δεν υπάρχουν εν γένει συστάσεις για ένα κάτω όριο του μέτρου ελαστικότητας σε κάμψη, σκόπιμο είναι προσωρινά να επιλέγονται υλικά με τιμή $E > 2000$ MPa, όπως, έστω αυθαίρετα, έχει προταθεί από ερευνητές με εμπειρία στην εφαρμογή (Ζαβλιάρης, 1983).

Ένα μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας θα μπορούσε να επιτευχθεί σε περιπτώσεις χρησιμοποίησης ρητινοκονιαμάτων, δηλαδή κονιαμάτων

που προκύπτουν από την ανάμιξη αδρανών (συνήθως filler) με ρητίνη. Όμως τέτοιου είδους υλικά έχουν πολύ μεγάλο ιξώδες και μπορούν ως εκ τούτου να χρησιμοποιηθούν μόνο σε ρωγμές μεγάλου εύρους (μεγαλύτερου από 3 mm). Πέρα από αυτό είναι γνωστό ότι οι αντοχές του υλικού μειώνονται σημαντικά (Σπανουδάκης κ.α., 1984) όπως εξάλλου φαίνεται και στο διάγραμμα του Σχ. 3.21 (Ζαβλιάρης, 1983).



Σχήμα 3.21: Επίδραση προσθήκης αδρανών στην αντοχή ρητινοκοκονιαμάτων

3.3.1.3 Διαδικασία εφαρμογής της τεχνικής των ρητινενέσεων

Απ' όσα αναφέρθηκαν στα προηγούμενα, είναι προφανές ότι η τεχνική των ρητινενέσεων είναι η καταλληλότερη διαδικασία για την επισκευή των ρωγμών, σε στοιχεία από Ο.Σ.. Στη συνέχεια αναφέρονται τα επιμέρους στάδια εκτέλεσης της επέμβασης, όπως αυτά προτείνονται σε διάφορα εγχειρίδια (Ε.Μ.Π., 1978 - Α.Π.Θ., 1978) και εφαρμόζονται στην πράξη:

- α) Καθαρίζεται η ρωγμή και η γειτονική περιοχή με πεπιεσμένο αέρα.
- β) Τοποθετούνται μικρά κομμάτια, ταινίας κατά μήκος της ρωγμής.
- γ) Διανοίγονται οπές διαμέτρου 5-10 mm με τρυπάνι, σε ορισμένες θέσεις κατά μήκος της ρωγμής. Κρίσιμο σημείο της τεχνικής είναι η επιλογή των θέσεων των οπών και αυτό θα αναπτυχθεί εκτενέστερα παρακάτω.

Στη συνέχεια η περιοχή καθαρίζεται από κάθε υπόλοιπο, για να απομακρυνθεί ο κίνδυνος απόφραξης της διόδου του ενέματος. Ο κίνδυνος αυτός είναι ο λόγος που ειδικοί της πράξης (Edwards, 1993), προτείνουν αποφυγή της διάνοιξης των οπών. Ένας ακόμη λόγος που

συνηγoreί στην αποφυγή διάνοιξης οπών είναι ότι το επίπεδο της ρωγμής, δεν είναι εύκολο να προσδιοριστεί με ακρίβεια, και έτσι υπάρχει η πιθανότητα να διανοιχτεί η οπή έξω από το επίπεδο της ρωγμής.

δ) Προσαρμόζονται επιστόμια στις θέσεις όπου, είτε έχουν διανοιχτεί οπές είτε όχι, θα χρησιμοποιηθούν ως σημεία έγχυσης της ρητίνης.

ε) Σφραγίζεται επιφανειακά, η ρωγμή με ρητινόστοκο ταχείας σκληρυνσης ή άλλο αντίστοιχο υλικό που θα εμποδίσει τη διαφυγή της ρητίνης έξω από τη ρωγμή.

στ) Αναμειγνύονται τα δύο συστατικά, η ρητίνη και ο σκληρυντής, για περίπου 3 min, σε κατάλληλο αναμικτήρα, έτσι ώστε να μην συγκρατείται αέρας στο μίγμα και να μην υψώνεται η θερμοκρασία περισσότερο από 40°C για μίγματα ταχείας ή μέσης αντίδρασης, ή περισσότερο από 60°C για μίγματα βραδείας αντίδρασης.

Συνιστάται, όπως η ανάμιξη εκτελείται όσο το δυνατό πιο κοντά στη θέση που θα γίνει η επέμβαση, για να υπάρχει διαθέσιμος μεγαλύτερος χρόνος εργασιμότητας του υλικού (E.M.Π., 1978 - Α.Π.Θ., 1978).

ζ) Εκτελείται η ρητινένεση, αρχίζοντας από το χαμηλότερο επιστόμιο, μέχρις ότου η ρητίνη εμφανιστεί στο αμέσως υπερκείμενο σημείο. Στη συνέχεια το πρώτο επιστόμιο, σφραγίζεται και η διαδικασία συνεχίζεται από το επόμενο προς τα πάνω σημείο κ.ο.κ.

η) Αφαιρείται ο ρητινόστοκος σφράγισης, μετά από 24 ώρες, με τρίψιμο της επιφάνειας.

Στην πράξη έχουν επικρατήσει δύο διαδικασίες ανάμιξης της ρητίνης και του σκληρυντή. Στην πρώτη, η ανάμιξη των δύο συστατικών γίνεται ξεχωριστά και στη συνέχεια το υλικό τοποθετείται στο δοχείο της αντλίας, το οποίο φέρει ακροφύσιο για την εκτέλεση της επέμβασης και μανόμετρο για τη μέτρηση της πίεσης έγχυσης του μίγματος. Στη δεύτερη διαδικασία, χρησιμοποιούνται μηχανές αυτόματης συνεχούς ανάμιξης με ελεγχόμενη τροφοδοσία. Έτσι επιτυγχάνεται πλήρης εκμετάλλευση του χρόνου εργασιμότητας.

3.3.1.4 Επιλογή υλικού

Η επιλογή του κατάλληλου υλικού επισκευής και της σχετικής διαδικασίας, είναι κρίσιμος παράγοντας για την επιτυχία της επέμβασης. Η συνήθης εμπειρία των μηχανικών, είναι μικρή ή ανύπαρκτη, αφού η επισκευή των ρωγμών δεν αποτελεί καθημερινή πρακτική. Εξάλλου το πλήθος των υλικών που κυκλοφορούν στο εμπόριο, είναι υπερβολικά μεγάλο. Τα στοιχεία που προσφέρονται από αυτούς που διαθέτουν τα υλικά περιορίζονται συνήθως σε διαφημιστικά έντυπα και οδηγίες χρήσης, ενώ απουσιάζουν δεδομένα από αποτελέσματα δοκιμών και εγγυημένα χαρακτηριστικά που να καθορίζονται με συγκεκριμένες τιμές.

Πρέπει να τονιστεί, ότι ο μηχανικός δεν πρέπει να αφήνεται σε συστάσεις “ειδικών”, έστω και αν αυτοί είναι οι αρμόδιοι που διαθέτουν τα υλικά. Προηγουμένως πρέπει να διερευνηθεί η αγορά και η επιλογή πρέπει να γίνεται μετά από συγκριτική μελέτη των τεχνικών χαρακτηριστικών των υλικών που διατίθενται, σε συνάρτηση με τις ειδικότερες απαιτήσεις της βλάβης, ως επίσης και με τις απαιτήσεις της επισκευαστικής τεχνικής.

Στο σημείο αυτό είναι χρήσιμο να υπενθυμιστεί, η βασική διάκριση των ρωγμών σε ενεργές και μη.

Ενεργές είναι οι ρωγμές, όταν συνεχίζονται οι μετακινήσεις, όπως μπορεί να διαπιστωθεί από την αύξηση του εύρους ή του μήκους τους.

Μη-ενεργές είναι οι ρωγμές όταν δεν υπάρχουν πλέον μετακινήσεις.

Στην περίπτωση των ενεργών ρωγμών, όπου δεν προβλέπεται η ανάρτηση της αιτίας που τις προκαλεί, πρέπει αφ’ ενός να ληφθούν μέτρα, έτσι ώστε οι μετακινήσεις αυτές να μην προκαλούν βλάβες στο φορέα και αφετέρου το υλικό επισκευής που θα επιλεγεί να έχει μεγάλη παραμορφωσιμότητα. Από πρακτική άποψη, εξάλλου θα πρέπει να επιδιώκεται η έγχυση τη στιγμή που η ρωγμή βρίσκεται στην ευρύτερη της θέση. Διαφορετικά, θα πρέπει να επιλεγεί κάποιο υλικό που αποκτά την εφελκυστική του αντοχή, πολύ γρήγορα. Αντίθετα το υλικό που θα επιλεγεί για την επισκευή μη-ενεργών ρωγμών, δεν πρέπει να είναι παραμορφώσιμο.

Οι διαβεβαιώσεις των προμηθευτών για την παραμορφωσιμότητα ενός προϊόντος, πρέπει να εξετάζονται με προσοχή. Έτσι, αν για παράδειγμα απαιτείται παραμόρφωση ρητίνης της τάξης του 100% και ο προμηθευτής διαβεβαιώνει ότι η παραμόρφωση θραύσης υπερβαίνει το 100%, η επιτυχία της επέμβασης δεν θεωρείται εξασφαλισμένη, όταν η ένταση που απαιτείται για να αναπτυχθεί αυτό το μέγεθος της παραμόρφωσης ξεπερνά την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

Για ρωγμές που ανοιγοκλείνουν λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών και οι μετακινήσεις είναι μικρές, χρησιμοποιούνται ημι-παραμορφώσιμες ρητίνες.

Χρειάζεται βέβαια να τονιστεί ότι εν γένει δεν διατίθενται στην αγορά, ρητίνες με μεγάλη παραμορφωσιμότητα και ότι η τεχνική των ρητινενέσεων εφαρμόζεται σχεδόν πάντοτε, σε μη-ενεργές ρωγμές.

Στον Πίνακα 3.8 (Ε.Π.Ρ.Κ., 1994) παρουσιάζονται συνοπτικά, ενδεικτικές τιμές από ιδιότητες και χαρακτηριστικά ενός τυχαίου δείγματος ορισμένων ρητινών που κυκλοφορούν στην αγορά, για να εκτιμηθεί η τάξη μεγέθους των χαρακτηριστικών τους. Πάντως, όπως μπορεί να παρατηρήσει κανείς μία πλήρης σύγκριση χαρακτηριστικών είναι αδύνατη, αφού τα στοιχεία των διαφόρων προμηθευτών, δεν είναι συγκρίσιμα. Αυτό προφανώς οφείλεται στην έλλειψη προδιαγραφών και

συγκεκριμένων προκαθορισμένων υποχρεωτικών δοκιμών για κάθε υλικό, πριν αυτό διατεθεί στην αγορά.

Γι' αυτό σε πολλές περιπτώσεις, η απόφαση επιλογής του υλικού λαμβάνεται από σύγκριση της θλιπτικής αντοχής μόνο, αφού αυτό το στοιχείο σχεδόν πάντοτε διατίθενται με συγκρίσιμο τρόπο. Αυτό αν και θα μπορούσε να θεωρηθεί λογικό, επειδή σε πολλές περιπτώσεις τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά βρίσκονται σε συνάρτηση με τη θλιπτική αντοχή, δεν οδηγεί σε σωστά συμπεράσματα πάντοτε.

Ιδιότητες Χαρακτηριστικά	Μέθοδος Δοκιμής	Συμβατική Ονομασία Υλικού					
		A1	A2	A3	A4	A5	A6
Θλιπτική Αντοχή (MPa)	ASTM D695	68,9	62,1	110	117	85,8	103,4
Χρόνος ** Εργασιμότητας (min)	*	60 για 1065 gr	300 για 1065 gr	19 για 60 gr	170 για 100 gr	*	28 για 60 gr
Ιξώδες ** (PS)	ASTM D1824- mod	6,0	5,0	3,5	χαμηλό	4,0	1,4
Αντοχή Λοξής Διάτμησης (MPa)	AASTHO T-237	48,2	*	34,5	*	*	34,5
Μέτρο Ελαστικ. σε Θλίψη (MPa)	ASTM D695	965	827	1585	1379	1372	2785
Αντοχή σε Εφελκυσμό (MPa)	AST D638	41,4	34,5	62	27,5-41,4	57,2	55,2
Παραμόρφωση Θραύσης (%)	ASTM D638	2,0	2,5	2,5	0,5-1,2	1,5	2
Εφελκυστική Αντοχή σε Κάμψη (MPa)	AST D790	68,9	55,1	82,7	*	107,3	89,6
Μέτρο Ελαστικότητας σε Κάμψη (MPa)	ASTM D790	2413	2068	4137	*	2842	3447.5
Θερμοκρασία Παραμόρφωσης	ASTM D648	49° C	45° C	57° C	43°-115° C ***	46° C	60° C
Χρόνος Απόκτησης Αντοχής (ημέρες)	*	7	20	3	7	*	2

* δεν διατίθενται στοιχεία, ** στους 25° C, *** ανάλογα με τις συνθήκες συντήρησης

Πίνακας 3.8: Τυπικά χαρακτηριστικά ενέσιμων ρητινών

Ιδιότητες Χαρακτηριστικά	Μέθοδος Δοκιμής	Συμβατική Ονομασία Υλικού				
		B1	B2	B3	B4	B5
Θλιπτική Αντοχή (MPa)	ASTM D695	92,2	105	129	112	101
Χρόνος Εργασιμότητας ** (min)	Ποσότητα υλικού 200 gr	25	80	45	30	81
Ιξώδες **** (PS)	ASTM D1824-mod	4,5	2,0	2,8	*	44,0
Αντοχή Πρόσφυσης στο Σκυρόδεμα (MPa)	AASTHO T-237	4,3	4,3	5,8	6,2	4,0
Αντοχή Λοξής Διάτμησης (MPa)	AASTHO T-237	55,1	49,5	44	44	55
Αντοχή Συγκόλλησης Σκληρυμένου Σκυροδέματος (MPa)	AASTHO T-237	3,0	3,9	5,5	2,5	3,4
Αντοχή Συγκόλλησης Νωπού και Σκληρυμένου Σκυροδέματος (MPa)	AASTHO T-237	3,0	2,9	2,8	4,1	4,0

* δεν διατίθενται στοιχεία, ** στους 25° C, **** στους 20° C

Πίνακας 3.8 (συνέχεια): Τυπικά χαρακτηριστικά ενέσιμων ρητινών

Η επιλογή του υλικού και της επισκευαστικής διαδικασίας, πρέπει να γίνεται, λαμβάνοντας υπόψη όλα τα χαρακτηριστικά των υλικών, με ιδιαίτερη έμφαση στη συνάφεια με το σκυρόδεμα, στο μέτρο ελαστικότητας, και στο χρόνο εργασιμότητας του υλικού, σε συνάρτηση με το είδος της βλάβης και τα διατιθέμενα μέσα.

3.3.1.5 Παράγοντες που επηρεάζουν την επιτυχία της τεχνικής

Τονίζεται με έμφαση ότι η επιτυχία της επέμβασης εξαρτάται από το βαθμό πλήρωσης της ρωγμής με ρητινοειδή κόλλα. Μόνο αν εξασφαλιστεί τέλεια ή τουλάχιστον κατά 90% πλήρωση της ρωγμής, η επισκευή θεωρείται αποδεκτή. Πρέπει δηλαδή η έγχυση του μίγματος να γίνει με τέτοιο τρόπο, ώστε η ρητίνη να πάει σε κάθε σημείο της ρωγμής.

Η ροή, όμως του ενέματος, εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως η γεωμετρία της ρωγμής, η απόσταση των σημείων έγχυσης, η πίεση του ενέματος και το ιξώδες του υλικού. Οι παράγοντες αυτοί,

αλληλεξαρτώνται και έτσι το πρόβλημα επιλογής των καταλληλότερων συνθηκών εκτέλεσης της εργασίας είναι σύνθετο.

Στη συνέχεια εξετάζονται αναλυτικά οι παραπάνω παράγοντες.

Η γεωμετρία της ρωγμής, σε συνάρτηση με τη γεωμετρία του φορέα είναι καθοριστική για την επιλογή των σημείων έγχυσης της ρητίνης. Έτσι οι αποστάσεις των επιστομιών δεν μπορεί να είναι σταθερές και οποιασδήποτε μορφής συστάσεις για την τάξη μεγέθους των αποστάσεων, πρέπει να θεωρούνται εντελώς ενδεικτικές. Οι αποστάσεις που συνήθως εφαρμόζονται, κυμαίνονται από 15 έως 100 cm, ενώ συχνά χρησιμοποιείται ως μέτρο το πάχος του στοιχείου (Edwards, 1993). Επιλέγονται δηλαδή αποστάσεις, ίσες περίπου με το πάχος του στοιχείου. Αυτό στηρίζεται στην υπόθεση, ότι η ρητίνη ταξιδεύει προς κάθε κατεύθυνση με τον ίδιο ρυθμό. Παρά το γεγονός ότι η ρωγμή μπορεί να μην ακολουθεί το επίπεδο που ορίζεται από το ίχνος της ή μπορεί να υπάρχουν σημεία στο εσωτερικό, που να εμποδίζουν τη διείσδυση του ενέματος, δεν είναι άστοχο να χρησιμοποιείται αυτός ο κανόνας ως ένδειξη τάξης μεγέθους της απόστασης, σε περιπτώσεις που η πείρα του μηχανικού δεν είναι επαρκής, λαμβάνοντας τέλος πάντων υπόψη ότι το εσωτερικό της ρωγμής είναι άγνωστο.

Επαναλαμβάνεται πάντως ότι οι αποστάσεις αυτές είναι ενδεικτικές και στην πράξη είναι σκόπιμο να προτιμούνται εκείνα τα σημεία, όπου υπάρχουν τοπικές διευρύνσεις της ρωγμής.

Η υποτιθέμενη συντηρητική άποψη για επιλογή μικρών αποστάσεων δεν είναι πραγματικά συντηρητική, επειδή υπάρχει κίνδυνος να πληρωθεί η ρωγμή μόνο προς την πλευρά του στοιχείου που γίνεται η ένεση.

Η πίεση του ενέματος είναι καθοριστική για τη συνεχή ροή του υλικού και είναι προφανές ότι αυτή πρέπει να μεταβάλλεται κατά τη διάρκεια της επέμβασης. Χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή στη ρύθμιση της πίεσης έτσι ώστε να επιτυγχάνεται περίπου σταθερή πρόοδος του ενέματος, και να αποφευχθεί ο κίνδυνος αποσφράγισης του ρητινόστοκου και (ακόμα χειρότερα) η περαιτέρω διεύρυνση της ρωγμής, λόγω υψηλής πίεσης.

Ως εκ τούτου είναι προφανές, ότι προτιμούνται ρητίνες για τις οποίες η απαιτούμενη εισαγόμενη πίεση ενέματος, είναι μικρή. Οριακά μάλιστα σε περιπτώσεις με σχετικά ευρείς ρωγμές, χωρίς πιθανές αποφράξεις, η ρητίνη μπορεί να εισάγεται χωρίς πίεση και να διεισδύει με τη βαρύτητα. Επίσης σε περιπτώσεις ρωγμών που είναι πολύ λεπτές και με σχετικά μικρό βάθος, μπορεί να γίνει εμποτισμός της ρωγμής χωρίς πίεση, εκμεταλλευόμενοι το τριχοειδές φαινόμενο.

Η εισαγόμενη πίεση του ενέματος, συνήθως δεν ξεπερνά το 1 MPa. Εξάλλου σημειώνεται ότι πολύ καλύτερα αποτελέσματα επιτυγχάνονται όταν μπροστά από τη συσκευή έγχυσης προσαρμόζεται ένα σύστημα δημιουργίας κενού (Edwards, 1993). Έτσι αποφεύγεται ο εγκλωβισμός

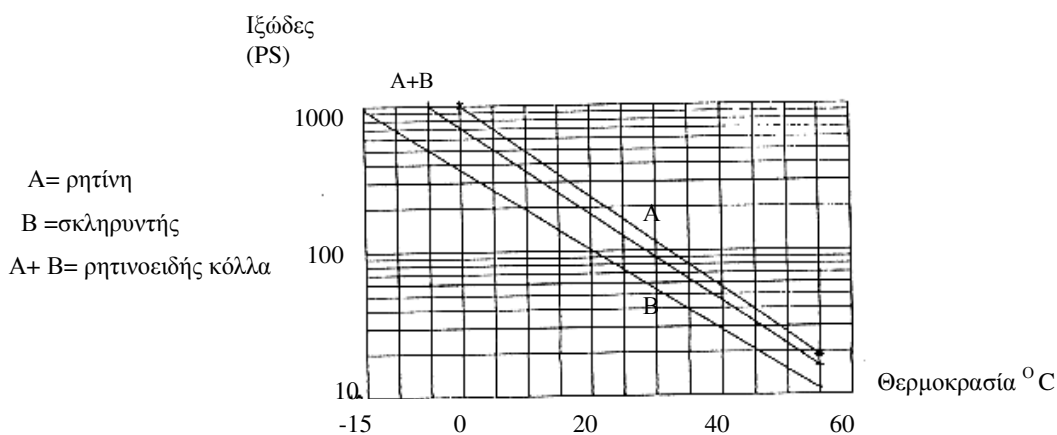
αέρα και επομένως όλη η ρωγμή γεμίζει με ρητίνη. Το σύστημα αυτό είναι ιδιαίτερα απαραίτητο σε “τυφλές” ρωγμές.

Το ιξώδες της ρητίνης είναι ένας άλλος σοβαρός παράγοντας που επηρεάζει την επιτυχία της επέμβασης.

Όπως είναι λογικό, σε περιπτώσεις όπου είναι αδύνατον να σφραγιστούν όλα τα μέτωπα της ρωγμής (έστω και αν αυτό δεν είναι καλή εφαρμογή της τεχνικής) πρέπει να προτιμώνται υλικά με υψηλό ιξώδες. Εξάλλου είναι προφανές ότι το ιξώδες του υλικού και η πίεση του ενέματος, αλληλεξαρτώνται και εν τέλει επηρεάζουν τη διάρκεια εκτέλεσης της εργασίας. Όσο μικρότερο είναι το ιξώδες του υλικού, τόσο μεγαλύτερη είναι η διείσδυση της ρητίνης και επομένως τόσο μικρότερη είναι η πίεση με την οποία απαιτείται να εισαχθεί το ένεμα .

Όμως το ιξώδες μεταβάλλεται με το χρόνο λόγω πολυμερισμού της ρητίνης και αυξάνεται όσο περνάει ο χρόνος από τη στιγμή της ανάμιξης μέχρις ότου εξαντληθεί ο χρόνος εργασιμότητας (pot life) του υλικού. Η ιδιαίτερα αυξημένη θερμοκρασία στο μίγμα, είναι ένδειξη ότι ο εργάσιμος χρόνος έχει εξαντληθεί. Χρειάζεται επομένως, ιδιαίτερη προσοχή, για να αποφευχθεί ο κίνδυνος σκλήρυνσης του ενέματος μέσα στη ρωγμή, οπότε δεν μπορεί να συνεχιστεί η διαδικασία από το ίδιο επιστόμιο. Γι’ αυτό προτείνεται (Ε.Μ.Π., 1978 - Α.Π.Θ., 1978), να αφήνονται πάντα συμπληρωματικά σημεία ασφαλείας, έτσι ώστε να μπορεί να συνεχιστεί από εκεί η έγχυση του ενέματος. Γίνεται λοιπόν φανερό, ότι η μηχανή αυτόματης ανάμιξης, προσφέρει, ιδιαίτερα στον τομέα αυτό.

Το ιξώδες εξαρτάται από τη θερμοκρασία. Όπως φαίνεται από τον Πίνακα 3.9 και το Σχήμα 3.22, η μείωση του ιξώδους με την αύξηση της θερμοκρασίας είναι ιδιαίτερα σημαντική για κάθε τύπο ρητίνης (Ε.Π.Ρ.Κ., 1994).



Σχήμα 3.22: Επίδραση θερμοκρασίας στο ιξώδες

Συμβατική ονομασία ρητινοειδούς κόλλας	T = 4 ⁰ C	T = 25 ⁰ C	T = 37 ⁰ C
A3	44	3,5	1,5
A5	24	4	*
A6	6	1,4	0,55
A7	7,5	1,6	*

	T = 5 ⁰ C	T = 20 ⁰ C	T = 35 ⁰ C
B1	19	4,5	*
B2	*	2	0,8
B3	*	2,8	1,1
B6	45	8,5	*
B7	*	8	4,5

* δεν διατίθενται στοιχεία

Πίνακας 3.9: Ιξώδες ενέσιμων ρητινών (σε PS) για διαφορετικές θερμοκρασίες

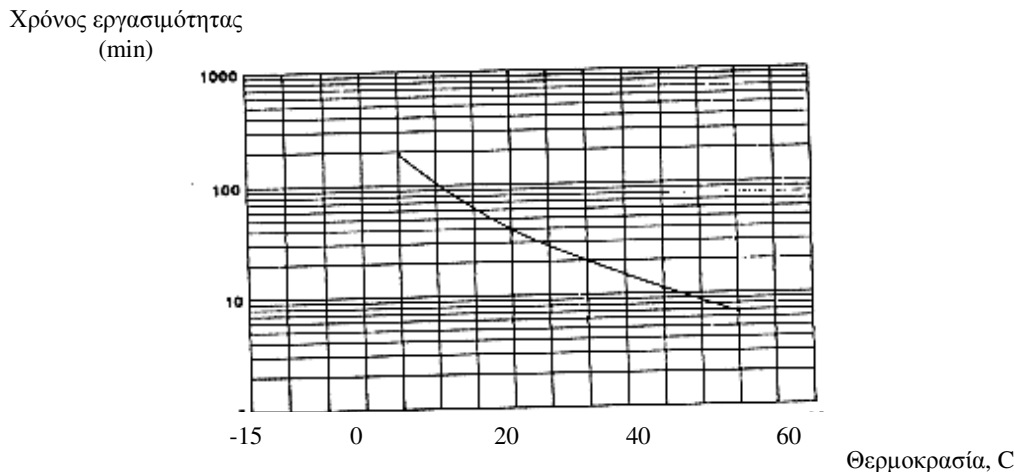
Ο χρόνος εργασιμότητας, είναι ένα στοιχείο που πάντοτε δίνεται από τον προμηθευτή (βλ. Πιν. 3.8).

Γενικά μπορεί να λεχθεί ότι για ποσότητες του ενός λίτρου οι εποξειδικές ρητίνες έχουν χρόνο εργασιμότητας της τάξεως των 45 min. Ο αντίστοιχος χρόνος στις πολυεστερικές ρητίνες είναι της τάξης των 60 min. Αυτός ο χρόνος μπορεί να επιμηκυνθεί αν επιμεριστεί το μίγμα σε μικρότερες ποσότητες ή αναμιγνύοντας μικρότερες ποσότητες ρητίνης και σκληρυντή. Αντίθετα, σε μεγαλύτερες ποσότητες, ο χρόνος εργασιμότητας γίνεται μικρότερος. Στον Πίνακα 3.10, παρουσιάζονται ενδεικτικά στοιχεία για δύο τύπους ρητινών, από όπου φαίνεται η εξάρτηση του εργάσιμου χρόνου από το μέγεθος του μίγματος. Είναι ενδιαφέρον να παρατηρηθεί ότι η παραπάνω εξάρτηση είναι έντονα διαφορετική για κάθε υλικό.

Συμβατική ονομασία ρητινοειδούς κόλλας	Ποσότητα Μίγματος	
	4260 gr	4260:4=1065 gr
I	50 min	60 min
II	120 min	300 min

Πίνακας 3.10: Εργάσιμος χρόνος για διαφορετικές ποσότητες μίγματος

Τέλος πρέπει ιδιαίτερα να τονιστεί η μεγάλη εξάρτηση του χρόνου εργασιμότητας από τη θερμοκρασία, που μεγαλώνει όσο μειώνεται η θερμοκρασία (Σχ.3.23). Στον Πίνακα 3.11 (Ε.Π.Ρ.Κ., 1994) δίνονται ενδεικτικά στοιχεία από μερικά υλικά για τα οποία διατίθενται στοιχεία.



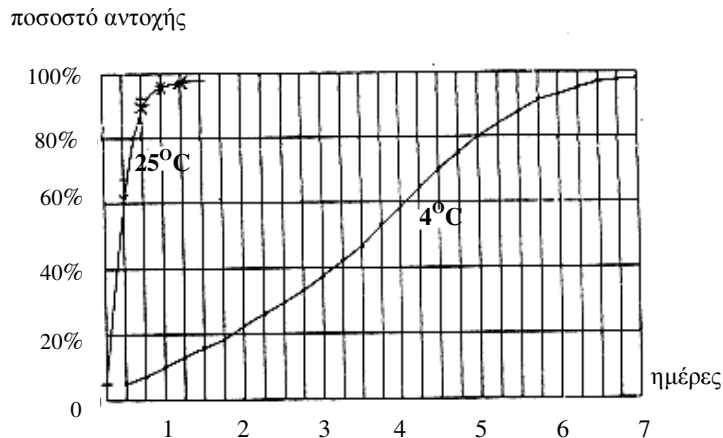
Σχήμα 3.23: Ενδεικτικό διάγραμμα για την επίδραση της θερμοκρασίας στο χρόνο εργασιμότητας

Συμβατική ονομασία ρητινοειδούς κόλλας	Εργάσιμος Χρόνος σε Διαφορετικές Θερμοκρασίες				Ποσότητα μίγματος
	T=4° C	T=15° C	T=25° C	T=37° C	
A3	*	*	19 min	8.5 min	60 gr
A6	210 min	62 min	28 min	12 min	60 gr
B1	380 min	72 min	25 min	*	200 gr
B2	*	300 min	80 min	*	200 gr
B3	*	61 min	35 min	*	200 gr

* δεν υπάρχουν στοιχεία

Πίνακας 3.11: Χρόνος εργασιμότητας σε διαφορετικές θερμοκρασίες

Κλείνοντας, επισημαίνεται η εξάρτηση του χρόνου απόκτησης των μηχανικών αντοχών από τη θερμοκρασία περιβάλλοντος, στη θέση της ρωγμής. Σε χαμηλές θερμοκρασίες, οι αντοχές αποκτώνται αργά, όπως φαίνεται από τις καμπύλες του Σχ. 3.24 (Ε.Π.Ρ.Κ., 1994). Οι καμπύλες αυτές αφορούν ένα τύπο εποξειδικής κόλλας που έχει εφαρμογή στις χαμηλές θερμοκρασίες, μπορεί όμως να θεωρηθεί ότι εκφράζουν ποιοτικά κάθε τύπο ρητίνης.



Σχήμα 3.24: Ενδεικτικό διάγραμμα για την επίδραση της θερμοκρασίας στο χρόνο απόκτησης αντοχής

3.4 ΕΠΙΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΚΟΝΙΑΜΑΤΑ

Επισκευαστικά κονιάματα χρησιμοποιούνται συχνά σε εφαρμογές αποκατάστασης και ενίσχυσης των κατασκευών, όταν το απαιτούμενο πάχος του υλικού είναι μικρό και απαιτείται πολύ καλή πρόσφυση. Βασικό μειονέκτημα αυτών των υλικών είναι το υψηλό τους κόστος, που όμως συχνά εξουδετερώνεται από το γεγονός ότι η ποσότητα που απαιτείται είναι μικρή και το μέγεθος της προστασίας που προσφέρεται είναι υψηλό.

Στην πράξη εφαρμόζονται σήμερα δύο τύποι κονιαμάτων. Τα κονιάματα με πολυμερή και τα κονιάματα με βάση το τσιμέντο.

3.4.1 Κονιάματα με πολυμερή

Τα κονιάματα με πολυμερή παράγονται με δύο τρόπους:

- (α) με αντικατάσταση του τσιμέντου με πολυμερές
- (β) με αντικατάσταση μέρους του νερού με υδατοδιαλυτό πολυμερές (latex).

Στην πράξη έχει επικρατήσει η ονομασία **ρητινοκονιάματα** επειδή συνήθως ως πολυμερές χρησιμοποιείται ρητίνη.

Κονιάματα αυτού του τύπου χρησιμοποιούνται για να αποκατασταθούν βλάβες μικρού βαθμού σε δομικά στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως αποφλοιώσεις σκυροδέματος ή άλλες περιπτώσεις όπου το απαιτούμενο πάχος του επισκευαστικού υλικού είναι ιδιαίτερα μικρό (π.χ. στην περίπτωση οπλισμών χωρίς επικάλυψη λόγω κακής σκυροδέτησης).

Τα πλεονεκτήματα των κονιαμάτων αυτού του τύπου είναι σημαντικά, και ανάλογα με αυτά που αναφέρθηκαν για την περίπτωση του σκυροδέματος με πολυμερή. Αν και το κόστος τους είναι ιδιαίτερα υψηλό σε σύγκριση με τα ανταγωνιστικά κονιάματα που έχουν βάση το τσιμέντο, πρέπει να τονιστεί ότι στο πεδίο εφαρμογής που αναφέρθηκε παραπάνω έχουν σαφές προβάδισμα.

3.4.2. Κονιάματα με βάση το τσιμέντο

Τα κονιάματα αυτά δημιουργούνται από ειδικές κονίες με προσθήκη μικρής ποσότητας νερού, της τάξεως 10-20 % του βάρους του κονιάματος. Οι κονίες είναι μίγματα τσιμέντου με λεπτόκοκκα αδρανή που η διάμετρος τους συνήθως δεν ξεπερνά τα 2,5 mm, σε συνδυασμό με υπερευστοποιητικά υλικά, και πρόσμικτα που παρεμποδίζουν τη συστολή ξήρανσης. Σε μερικές περιπτώσεις τα αδρανή μπορεί να έχουν διάμετρο μέχρι και 10 mm. Συνήθως τα αδρανή περιέχονται στο μίγμα, που προσφέρεται στην αγορά σε συσκευασμένους σάκους έτοιμο προς χρήση απαιτώντας μόνο την προσθήκη κατάλληλης ποσότητας νερού. Σε μερικές περιπτώσεις τα αδρανή προβλέπεται να προστίθενται σε προκαθορισμένη αναλογία, που συνήθως δεν ξεπερνά την 1:1, ακολουθώντας πάντοτε τις οδηγίες του παραγωγού.

Κονιάματα αυτού του τύπου χρησιμοποιούνται όταν απαιτούνται μικρά μεν πάχη υλικού, αλλά όμως μεγαλύτερα απ' ότι στις περιπτώσεις που περιγράφηκαν προηγουμένως για εφαρμογές με κονιάματα πολυμερών. Συνήθεις εφαρμογές τους είναι η αποκατάσταση περιοχών αποδιοργανωμένου σκυροδέματος και η πλήρωση φωλεών σε στοιχεία σκυροδέματος με κακή συμπίκνωση.

Τα μεγάλα πλεονεκτήματα αυτών των κονιαμάτων είναι :

α) **Οι υψηλές αντοχές** που οφείλονται στο χαμηλό υδατοτσιμεντοσυντελεστή. Στον Πίνακα 3.12 (Ε.Π.Ρ.Κ., 1994) παρουσιάζονται οι ιδιότητες και τα χαρακτηριστικά ενός δείγματος από υλικά της αγοράς για τα οποία υπήρχαν διαθέσιμα στοιχεία. Στις δύο τελευταίες στήλες δίνονται για λόγους σύγκρισης τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά για τις κατηγορίες σκυροδέματος C16/20 και C25/30.

β) **Η ταχεία ανάπτυξη αντοχής**, όπως μπορεί εύκολα να παρατηρηθεί στον Πίνακα 3.13.

γ) **Η μεγάλη ρευστότητα**, που μπορεί να επιτευχθεί χωρίς μείωση της αντοχής, λόγω παρουσίας υπερευστοποιητών.

δ) **Η εξουδετέρωση της συστολής ξήρανσης** λόγω της παρουσίας των ειδικών προσθέτων που προκαλούν σταδιακή αύξηση του όγκου του κονιάματος.

Ιδιότητες-Χαρακτηριστικά	Συμβατική Ονομασία Υλικού						Κατηγορία Σκυροδέματος	
	MA	MB	MC	MD	ME	MF	C16/20	C25/30
Θλιπτική Αντοχή (MPa)	74	70	75	63	68	42	24	33
Μέτρο Ελαστικ. σε Θλίψη (MPa)	25000	25000	30000	*	*	27500	30500	*
Παραμόρφωση Αστοχίας (‰)	6	6	6	*	*	*	3,7	3,5
Εφελκ. Αντοχή σε Κάμψη (MPa)	8,8	8	8,5	8	11,3	6,3	2,1	2,8
Συνάφεια με παλαιό Σκυρ. (MPa)	6	6	6,5	*	*	*	1,5	1,5
Συνάφεια με Χάλυβα (MPa)								
Για Λείους Ράβδους	3	3	4	*	*	*	*	*
Για ράβδους με ραβδώσεις	20	20	30					

* δεν διατίθενται στοιχεία

Πίνακας 3.12: Ιδιότητες και χαρακτηριστικά επισκευαστικών κονιαμάτων με βάση το τσιμέντο

Θλιπτική Αντοχή (MPa)	Συμβατική Ονομασία Υλικού				
	MA	MB	MC	MD	ME
1 ημ.	33	26	30	3	16
4 ημ.	*	40	45	33	38
8 ημ.	*	50	60	48	48
28 ημ.	74	70	75	63	68

* δεν διατίθενται στοιχεία

Πίνακας 3.13: Εξέλιξη της ανάπτυξης της αντοχής επισκευαστικών κονιαμάτων με βάση το τσιμέντο

Συμπερασματικά μπορεί να λεχθεί ότι το υλικό, έχει χαρακτηριστικά παρόμοια με αυτά του σκυροδέματος και υψηλότερη αντοχή. Επίσης έχει πολύ καλή πρόσφυση στο υλικό βάσης που μπορεί να είναι σκυρόδεμα ή τοιχοποιία και δεν παρουσιάζει ρηγματώσεις ή κενά κακής χύτευσης.

Το υλικό πρέπει να είναι καλά συσκευασμένο και σωστά αποθηκευμένο σε ξηρό χώρο. Χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή επειδή η παρουσία υγρασίας έχει ιδιαίτερα αρνητικές επιπτώσεις στα επιδιωκόμενα αποτελέσματα.

Το μίγμα αναμειγνύεται για 3-4 min, σε μικρό αναμικτήρα. Πρώτα τοποθετείται το νερό στην ελάχιστη συνιστώμενη ποσότητα και στη συνέχεια προστίθεται κονία σε συνεχή ροή. Έπειτα προστίθεται όσο νερό χρειάζεται (μέσα στα όρια της προδιαγραφής του προμηθευτή), για την απόκτηση της επιθυμητής ρευστότητας και συνεχίζεται η ανάμιξη για 2-3 min, ακόμα. Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη, ότι οι προβλεπόμενες από τους προμηθευτές ποσότητες νερού, αφορούν κανονικές συνθήκες υγρασίας και θερμοκρασίας περιβάλλοντος. Σε συνθήκες ψυχρού και υγρού περιβάλλοντος (π.χ. το χειμώνα) το νερό θα πρέπει να μειώνεται ενώ σε αντίθετες συνθήκες το νερό θα πρέπει να αυξάνει.

Υπενθυμίζεται πάντως ότι, όπως και στο συμβατικό σκυρόδεμα, οι αντοχές αναπτύσσονται αργότερα, σε χαμηλές θερμοκρασίες. Αυτό μπορεί να αντιμετωπιστεί χρησιμοποιώντας χλιαρό (30°-50° C) νερό ανάμιξης και θερμομονωτικά καλύμματα.

Παρακάτω παρουσιάζεται η πορεία των εργασιών σε μία τυπική διαδικασία χρήσης αυτών των υλικών.

- Απομακρύνεται το αποσαθρωμένο σκυρόδεμα και δημιουργείται τραχεία επιφάνεια πρόσφυσης, σε βάθος της τάξεως των 5 mm.
- Δημιουργείται περιμετρική απότμηση της προς επισκευή επιφάνειας, σε βάθος τουλάχιστον 10 mm, έτσι ώστε να δημιουργηθεί περιμετρικός εγκιβωτισμός του κονιάματος.
- Καθαρίζεται ο οπλισμός από τη σκουριά και το σκυρόδεμα βάσης από τυχόν σκόνη.
- Τοποθετείται ελαφρύς οπλισμός, σε περιπτώσεις πάχους μεγαλύτερου από 20 mm, ειδικότερα στις περιπτώσεις που δεν έχει εξασφαλιστεί ο περιμετρικός εγκιβωτισμός.
- Διαβρέχεται το σκυρόδεμα βάσης για όσο χρόνο συνιστάται από τον προμηθευτή. Πάντως χρειάζεται προσοχή να μην παραμείνει νερό πριν τη χύτευση στην επιφάνεια βάσης (κίνδυνος) σε οριζόντιες επιφάνειες.
- Εφόσον χρησιμοποιείται ξυλότυπος, αυτός διαβρέχεται με προσοχή πριν τη χύτευση.
- Τοποθετείται το κονίαμα. Σε περιπτώσεις ρευστού υλικού η χύτευση γίνεται από τη μία πλευρά για να αποφευχθεί ο εγκλωβισμός αέρα. Σε περίπτωση πλαστικού υλικού, η τοποθέτηση γίνεται χειρονακτικά πιέζοντας το υλικό. Όταν υπάρχει οπλισμός, τότε το υλικό τον καλύπτει τουλάχιστον 10-15 mm.

- Αφαιρείται ο τυχόν ξυλότυπος μετά πάροδο χρόνου τουλάχιστον 24 ωρών μετά τη χύτευση. Σε επιφάνειες χωρίς καλούπι, τις πρώτες 24 ή 48 ώρες απαιτείται καλή συντήρηση με υγρές λινάτσες. Ανάλογα με τις συνθήκες περιβάλλοντος και τις απαιτήσεις της κονιάς, η συντήρηση συνεχίζεται για 4-5 μέρες, σύμφωνα με τις οδηγίες του προμηθευτή. Συνήθως η ανάγκη επιμελούς συντήρησης είναι μεγαλύτερη όταν είναι μεγάλη η ρευστότητα του κονιάματος που χρησιμοποιήθηκε.

3.5 ΕΠΙΚΟΛΛΗΤΑ ΦΥΛΛΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ Η ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ

Η χρήση επικολλητών φύλλων, από χάλυβα ή ινοπλισμένων πολυμερών (FRPs) για την ενίσχυση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα, είναι σήμερα μια πολύ δημοφιλής τεχνική λόγω της ευκολίας εφαρμογής της.

Ο παραδοσιακός τρόπος εφαρμογής της τεχνικής είναι με χρήση χαλύβδινων ελασμάτων. Σήμερα έχει αρχίσει να εφαρμόζεται ανταγωνιστικά (με αρκετά πράγματα πλεονεκτήματα) η χρήση φύλλων από ινοπλισμένα πολυμερή.

Στη συνέχεια αναπτύσσονται και σχολιάζονται συγκριτικά και οι δύο τεχνικές.

3.5.1 Χαλύβδινα επικολλητά ελάσματα

Η χρήση χαλύβδινων ελασμάτων που επικολλώνται στην εξωτερική επιφάνεια δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι μια πολύ πρακτική τεχνική ενίσχυσης, που στοχεύει στη συμπλήρωση του ελλείμματος του προϋπάρχοντος οπλισμού, με νέους οπλισμούς.

Η μέθοδος χρησιμοποιείται κυρίως για την αύξηση της καμπτικής αντοχής δοκών και πλακών ή της διατμητικής αντοχής δοκών. Τα χαλύβδινα ελάσματα επικολλώνται, χρησιμοποιώντας κάποια κατάλληλη εποξειδική ρητίνη σε επίπεδο παράλληλο προς αυτό του προϋπάρχοντος ανεπαρκούς οπλισμού. Έτσι είτε τοποθετούνται στο εφελκυστικό πέλμα των στοιχείων (ενίσχυση σε κάμψη) είτε τοποθετούνται στις παρειές των δοκών (ενίσχυση σε διάτμηση). Επίσης μεταλλικά ελάσματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν και με τη μορφή κλειστών μανδύων για την ενίσχυση υποστυλωμάτων με τη τεχνική της περίσφιγξης.

Τα τελευταία 30 χρόνια η τεχνική εφαρμόστηκε ευρύτατα σε περιπτώσεις ενίσχυσης του εφελκόμενου πέλματος καταστρωμάτων γεφυρών. Οι πρώτες εφαρμογές έγιναν στη Γαλλία και στη Ν.Αφρική στα μέσα της δεκαετίας του 1960.

Συνήθως χρησιμοποιούνται λεπτά χαλύβδινα ελάσματα πάχους 1-1,5 mm με όριο διαρροής που κυμαίνεται από 240 έως 400 MPa. Τα ελάσματα επικολλούνται σε μία ή περισσότερες στρώσεις σε συνεχή σύνδεση χρησιμοποιώντας ειδική κόλλα που συνήθως είναι εποξειδική. Συνίσταται η χρησιμοποίηση κόλλας με πλάστιμη συμπεριφορά για καλύτερη κατανομή των τάσεων στην περιοχή αγκύρωσης. Πρόσθετα στοιχεία αγκύρωσης μέσω βλήτρων ή μικροσυνδέσμων (καρφιών) χρησιμοποιούνται συχνά για μεγαλύτερη εξασφάλιση της σύνδεσης.

Το πάχος των ελασμάτων ενίσχυσης πρέπει να είναι μικρό για να αποφεύγεται η πρόωρη αστοχία στη διεπιφάνεια επικόλλησης του ελάσματος, ιδιαίτερα στην ακραία περιοχή αγκύρωσης του. Γενικά προτείνεται να μην ξεπερνά τα 4 mm και επίσης να είναι μικρότερο από 2% του πλάτους του ελάσματος. Εξάλλου η χρήση ελασμάτων με μικρό πάχος επιτρέπει την καλύτερη σύνδεση με το στοιχείο αφού έτσι ακολουθείται κάθε αλλαγή της επιπεδότητας του πέλματος, χωρίς να εισάγονται πρόσθετες τοπικές τάσεις στο έλασμα. Αυτός είναι ο λόγος που σε πολλές περιπτώσεις χρησιμοποιούνται ελάσματα σε περισσότερες στρώσεις, αντί για ελάσματα μεγάλου πάχους.

Μια τυπική διαδικασία εφαρμογής της τεχνικής είναι η εξής:

1. Η επιφάνεια του σκυροδέματος που θα έρθει σε επαφή με το συγκολλητικό μέσο λειαίνεται με επιμέλεια και καθαρίζεται καλά από τυχόν σκόνες.
2. Η επιφάνεια του σκυροδέματος διαβρέχεται με νερό υπό πίεση και μετά στεγνώνεται καλά.
3. Γίνεται αμμοβολή στην εσωτερική επιφάνεια των ελασμάτων έτσι ώστε να παρεμποδιστεί η οξείδωση του χάλυβα και ακολουθεί καθαρισμός με απολυμαντικό μέσο.
4. Η επιφάνεια του σκυροδέματος εμποτίζεται με αραιό διάλυμα εποξειδικής ρητίνης εάν κριθεί ότι είναι ιδιαίτερα πορώδης ή υπάρχουν μικρορηγματώσεις.
5. Η επιφάνεια αναμονής επαλείφεται με εποξειδική ρητίνη πάχους 1-2 mm με κατάλληλο ιξώδες που διευκολύνει την τοποθέτηση του ελάσματος. Η κόλλα τοποθετείται με μεγαλύτερο πάχος, που είναι της τάξης των 10 mm, στην κεντρική περιοχή επαφής, έτσι ώστε κατά την τοποθέτηση του ελάσματος η κόλλα να προχωράει προς τα έξω όταν συμπιεστεί.
6. Το έλασμα τοποθετείται στην επιφάνεια αναμονής με προσοχή έτσι ώστε να μην εγκλωβιστεί αέρας και συμπιέζεται για χρονικό διάστημα περίπου 24 ωρών με κατάλληλη διάταξη.
7. Αν προβλέπεται η τοποθέτηση περισσότερων του ενός μεταλλικών ελασμάτων, η διαδικασία επαναλαμβάνεται, προετοιμάζοντας με ανάλογο τρόπο την εξωτερική επιφάνεια του προηγούμενου ελάσματος.

8. Τελικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα “πεταχτό” τσιμεντοκονίαμα για προστασία των ελασμάτων από διάβρωση και αντίσταση σε προσβολή από υψηλές θερμοκρασίες (π.χ. πυρκαγιά).

Η ευκολία εφαρμογής της τεχνικής σε συνδυασμό με την ελάχιστη όχληση που προκαλείται στη χρήση του δομήματος και το χαμηλό κόστος αποτελούν τα βασικά πλεονεκτήματα της μεθόδου.

Κύρια μειονεκτήματα της τεχνικής είναι η ευκολία διάβρωσης του χάλυβα που συχνά διαπιστώνεται εντονότερη στην εσωτερική επιφάνεια των ελασμάτων. Απαιτείται ως εκ τούτου συνεχής συντήρηση που τελικά αυξάνει το κόστος. Εξάλλου η προφανής δυσκολία άμεσης διαπίστωσης της διάβρωσης του χάλυβα και η αδυναμία λήψης μέτρων προστασίας στην εσωτερική επιφάνεια των ελασμάτων, αυξάνει τους κινδύνους για μια απροειδοποίητη αστοχία της διεπιφάνειας και τελικά ένα ανεπιθύμητο τρόπο αστοχίας των στοιχείων.

Επιπλέον στα αρνητικά της τεχνικής θα πρέπει να προστεθούν (α) η δυσκολία εφαρμογής της τεχνικής λόγω του μεγάλου βάρους του χάλυβα και (β) η ανάγκη κατασκευής ενώσεων των ελασμάτων στις περιπτώσεις που απαιτούνται μεγάλα μήκη (π.χ. γέφυρες μεγάλων ανοιγμάτων).

Για να αντιμετωπιστούν τα παραπάνω μειονεκτήματα έχει αρχίσει να εφαρμόζεται ως εναλλακτική λύση η χρήση σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή που επικολλώνται με ανάλογο τρόπο στην εξωτερική επιφάνεια των στοιχείων.

Στη συνέχεια αναπτύσσεται η εφαρμογή της παραπάνω τεχνικής.

3.5.2 Φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP_s)

Η χρήση φύλλων από ινοπλισμένα πολυμερή (ΙΟΠ)-Fiber Reinforced Polymers (FRP_s)- αποτελεί σήμερα την πλέον σύγχρονη τεχνική στον τομέα της ενίσχυσης των κατασκευών. Ουσιαστικά, είναι η εξέλιξη της τεχνικής των χαλύβδινων επικολλητών ελασμάτων αντιμετωπίζοντας επιτυχώς τις αδυναμίες αυτής της τεχνικής. Έχουν πολύ μικρό βάρος και εξαιρετικά υψηλή αντοχή, διατίθενται σε μεγάλα μήκη και δεν είναι ευαίσθητα σε διάβρωση (Δέμης κ.α., 1999). Εξάλλου η εφαρμογή της τεχνικής είναι απλούστατη και ο χρόνος που απαιτείται για την εκτέλεση της εργασίας ελάχιστος, υπερέχοντας ακόμα και στα αντίστοιχα θετικά χαρακτηριστικά της τεχνικής των χαλύβδινων επικολλητών ελασμάτων. Έτσι η εφαρμογή της τεχνικής έχει επεκταθεί και σε περιπτώσεις όπου η τεχνική των επικολλητών ελασμάτων είναι περιορισμένη. Ως τέτοιες περιπτώσεις μπορούν να αναφερθούν οι ενισχύσεις υποστυλωμάτων με μανδύα και οι ενισχύσεις κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων. Ως κύριο μειονέκτημα της τεχνικής θα πρέπει να αναφερθεί το ιδιαίτερα υψηλό κόστος του υλικού που όμως μειώνεται σταδιακά λόγω της αύξησης της

ζήτησης και κατά συνέπεια αύξηση της παραγωγής αυτού του είδους των υλικών. Πάντως επειδή τα παραπάνω υλικά είναι καινούρια, αντιμετωπίζονται ακόμα με σχετική επιφύλαξη και απαιτείται περισσότερη έρευνα για να αντιμετωπιστούν κρίσιμα προβλήματα της πράξης.

Τα ινοπλισμένα πολυμερή είναι στην πραγματικότητα σύνθετα υλικά που αποτελούνται από ίνες υψηλής εφελκυστικής αντοχής εμποτισμένες με “θερμοσκληρυνόμενη” ρητίνη, της οποίας τα χαρακτηριστικά δεν είναι ευαίσθητα σε θερμοκρασίες κάτω των 80° C. Οι συνήθεις τύποι ινών είναι από γυαλί ή αραμίδιο (που συχνά αναφέρεται ως κέβλαρ) ή από άνθρακα με πολύ μικρή διάμετρο, της τάξης των 5-25 μm. Στον Πίνακα 3.14 (fib, 2001) δίνονται τυπικά χαρακτηριστικά των ινών, σε σύγκριση με τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά του χάλυβα.

Ίνες	Πυκνότητα (kg/m ³ ×10 ³)	Μέτρο Ελαστικότητας (GPa)	Λόγος Poisson	Εφελκυστική Αντοχή (MPa)	Παραμορφ. Αστοχίας (%)
<u>Άνθρακα</u>					
Υψηλού Μέτρου Ελαστ.	1,90	350-500	0,35	2.500-3.100	0,50-0,90
Πολύ Υψηλού Μέτρου Ελαστ.	1,90	500-700	0,35	2.100-2.400	0,20-0,40
Υψηλής Αντοχής	1,80	215-235	0,35	3.500-4.800	1,40-2,00
Πολύ Υψηλής Αντοχής	1,80	215-235	0,35	3.500-6.000	1,50-2,30
<u>Γυαλιού</u>					
Τύπου E ή Z	2,55	70-75	0,25	1.900-3.000	3,00-4,50
Τύπου S	2,45	85-90	0,25	3.500-4.800	4,50-5,50
<u>Αραμίδιου</u>					
Κέβλαρ 29	1,45	70-80	0,32	3.500-4.100	4,30-5,00
Κέβλαρ 49	1,45	115-130	0,32	3.500-4.000	2,50-3,50
Χάλυβας	7,86	200	0,28	400-1700	12-25

Πίνακας 3.14: Τυπικές ιδιότητες ινών

Η διαδικασία επικόλλησης των ινοπλισμένων φύλλων πολυμερών συνήθως συνιστάται από τους προμηθευτές. Πάντως μια τυπική διαδικασία εφαρμογής της τεχνικής μπορεί να είναι η εξής:

1. Απομακρύνεται η επιδερμική στρώση σκυροδέματος στην επιφάνεια που θα γίνει η επικόλληση έτσι ώστε να αποκαλυφθούν τα αδρανή σε

βάθος περίπου 5 mm, χρησιμοποιώντας ειδικό μηχανικό εξοπλισμό, ή υδροβολή.

2. Εφόσον το σύνθετο υλικό καλύπτει και γωνίες του στοιχείου σκυροδέματος, αυτές εξομαλύνονται και λειαίνονται για να αποκτήσουν καμπυλότητα με ακτίνα 30 mm.
3. Η επιφάνεια σκυροδέματος καθαρίζεται καλά, διαβρέχεται με νερό υπό πίεση και μετά στεγνώνεται. Η υγρασία της τελικής επιφάνειας του σκυροδέματος δεν επιτρέπεται να είναι περισσότερο από 4%.
4. Η επιφάνεια του σκυροδέματος εμποτίζεται με αραιό διάλυμα εποξειδικής ρητίνης εάν κριθεί ότι είναι ιδιαίτερα πορώδης ή υπάρχουν μικρορηγματώσεις. Στη συνέχεια η επιφάνεια επαλείφεται με παχύρρευστο συγκολλητικό υλικό που συνήθως είναι εποξειδικός στόκος.
Σημειώνεται ότι συχνά επιλέγεται η διαδικασία λείανσης της επιφάνειας χωρίς να προηγηθεί η εξομαλυντική στρώση του εποξειδικού στόκου.
5. Μετά τη σκλήρυνση του συγκολλητικού υλικού, η επιφάνεια λειαίνεται με επιμέλεια έτσι ώστε να μην υπάρχει ανωμαλία σε ύψος μεγαλύτερο από 1 mm.
6. Η επιφάνεια αναμονής επαλείφεται με εποξειδική ρητίνη πάχους 1-2 mm με κατάλληλο ιξώδες που διευκολύνει την τοποθέτηση του φύλλου. Η κόλλα τοποθετείται με μεγαλύτερο πάχος, που είναι της τάξης των 10 mm, στην κεντρική περιοχή επαφής, έτσι ώστε κατά την τοποθέτηση του φύλλου η κόλλα να προχωράει προς τα έξω όταν συμπιεστεί. Συχνά, τα χαρακτηριστικά της κόλλας προδιαγράφονται από τον προμηθευτή του σύνθετου υλικού.
7. Το φύλλο του σύνθετου υλικού τοποθετείται στην επιφάνεια αναμονής εφαρμόζοντας ομοιόμορφη πίεση, με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε να μην εγκλωβιστεί αέρας. Συνήθως χρησιμοποιείται ένα σκληρό ρολό.
8. Μετά πάροδο χρόνου μισής έως μιας ώρας, αφαιρείται το προστατευτικό κάλυμμα του φύλλου και οι ίνες επαλείφονται με μία δεύτερη στρώση της ίδιας ρητίνης.
9. Αν προβλέπεται η τοποθέτηση περισσοτέρων του ενός φύλλου, η διαδικασία επαναλαμβάνεται, προετοιμάζοντας με ανάλογο τρόπο την εξωτερική επιφάνεια του προηγούμενου ελάσματος.
10. Τελικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα “πέταχτό” τσιμεντοκονίαμα για προστασία των φύλλων του σύνθετου υλικού από υψηλές θερμοκρασίες (π.χ. πυρκαγιά) και άλλες περιβαλλοντικές προσβολές.

Τα χαρακτηριστικά των ινοπλισμένων πολυμερών εξαρτώνται κυρίως από την κατ’ όγκο περιεκτικότητά τους σε ίνες. Ειδικά για το μέτρο ελαστικότητας, η σχέση που ισχύει για σύνθετα υλικά με συνεχείς ίνες μιας διεύθυνσης είναι η εξής (fib, 2001):

$$E_{FRP} = E_r \cdot V_r + E_f \cdot V_f$$

όπου:

E_{FRP} , E_r , E_f είναι τα Μέτρα Ελαστικότητας του σύνθετου υλικού, της ρητίνης και των ινών αντίστοιχα και V_r , V_f είναι τα κ.ο. ποσοστά ρητίνης και ινών.

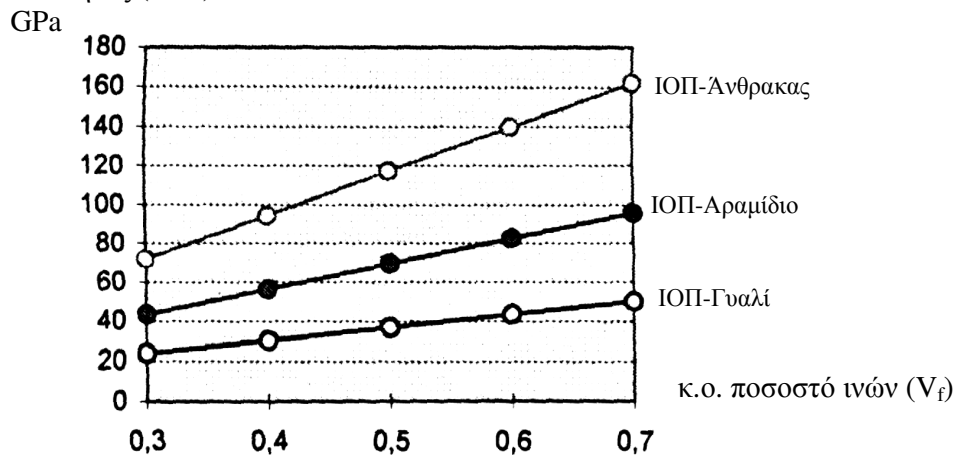
Προφανώς ισχύει $V_r + V_f = 1$

Εξάλλου, επειδή $E_f \gg E_r$ μπορεί να θεωρηθεί προσεγγιστικά:

$$E_{FRP} \cong V_f \cdot E_f$$

Στο Σχήμα 3.25 αναπαριστάται γραφικά η παραπάνω σχέση για τρεις τύπους ινών.

Μέτρο Ελαστικότητας (E_{FRP})



Σχήμα 3.25: Εξάρτηση μέτρου ελαστικότητας από το ποσοστό των ινών

Η εφελκυστική αντοχή των σύνθετων υλικών είναι 3 έως και 10 φορές μεγαλύτερη από αυτή του κοινού χάλυβα S500.

Εξάλλου μπορεί να θεωρηθεί ότι οι εξισώσεις που δόθηκαν παραπάνω για το μέτρο ελαστικότητας ισχύουν προσεγγιστικά και για την εφελκυστική αντοχή, αντικαθιστώντας τα Μέτρα Ελαστικότητας με τις αντίστοιχες εφελκυστικές αντοχές.

Πρέπει πάντως να τονιστεί ότι όταν τα υλικά βρίσκονται σε μόνιμη τάση, η εφελκυστική τους αντοχή μειώνεται σημαντικά.

Για υλικά με ίνες άνθρακες ή αραμιδίου, η μείωση της αντοχής τους μπορεί να είναι μέχρι και 30% ή 40% αντίστοιχα, ενώ για υλικά με ίνες γυαλιού η τελική τιμή της αντοχής μπορεί να είναι μόλις το 20% της αρχικής τους τιμής.

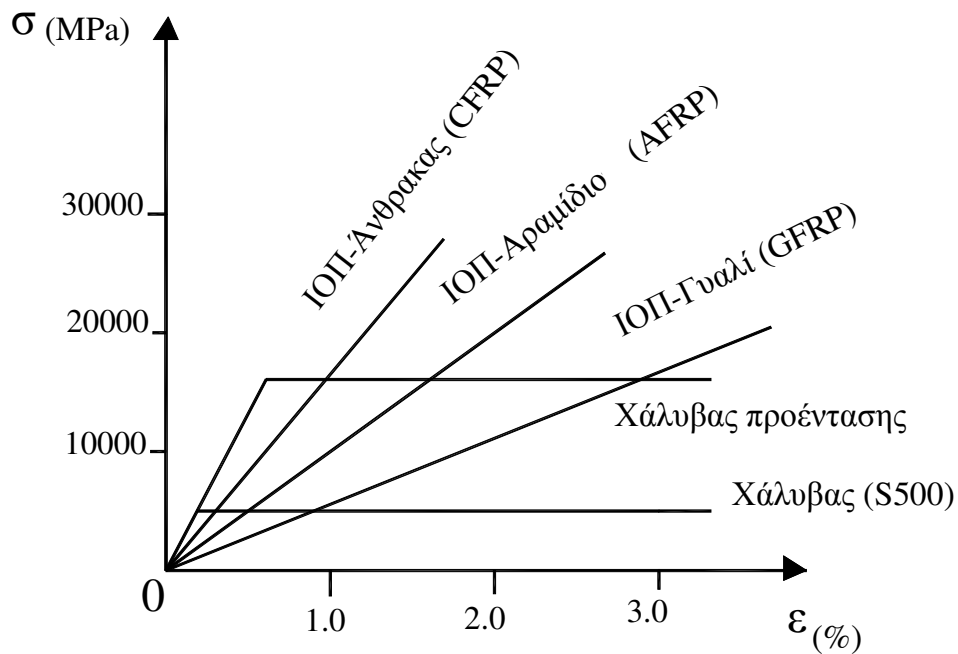
Στον Πίνακα 3.15 παρουσιάζονται τυπικές τιμές για το μέτρο ελαστικότητας και τη παραμόρφωση αστοχίας των σύνθετων υλικών.

Υλικό	Μέτρο Ελαστικότητας (GPa)	Παραμόρφωση Αστοχίας (%)
Σύνθετο Υλικό με ίνες γυαλιού (GFRP)	50-85	3,00-5,50
Σύνθετο Υλικό με ίνες αραμιδίου (AFRP)	60-120	2,50-5,00
Σύνθετο Υλικό με ίνες άνθρακα (CFRP)	170-600	0,20-2,30
Χάλυβας	200	12-25

Πίνακας 3.15: Τυπικές τιμές μέτρου ελαστικότητας και παραμόρφωσης αστοχίας σύνθετων υλικών και χάλυβα

Στο Σχήμα 3.26 παρουσιάζονται τυπικές καμπύλες τάσεων-παραμορφώσεων για σύνθετα υλικά μαζί με την αντίστοιχη καμπύλη για χάλυβα. Όπως μπορεί εύκολα να παρατηρηθεί, τα σύνθετα υλικά συμπεριφέρονται πλήρως ελαστικά, μέχρι την αστοχία τους. Η παντελής έλλειψη πλάστιμης συμπεριφοράς, που συνεπάγεται και αδυναμία απορρόφησης ενέργειας από το υλικό, αποτελεί ένα από τα βασικά μειονεκτήματα των σύνθετων υλικών. Όμως στις εφαρμογές τους σε ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, το παραπάνω μειονέκτημα είναι λιγότερο έντονο, επειδή το ενισχυμένο στοιχείο διατηρεί ένα βαθμό πλαστιμότητας. Σε ορισμένες μάλιστα περιπτώσεις, όπως για παράδειγμα στην περίπτωση εφαρμογής τους υπό τη μορφή κλειστού μανδύα σε υποστυλώματα, η αύξηση της πλαστιμότητας αποτελεί την κύρια επίδιωξη εφαρμογής της τεχνικής.

Μία τεχνική που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να προσδώσει κάποιο βαθμό πλαστιμότητας στο υλικό είναι η σύνθεση του υλικού με ίνες διαφορετικού τύπου. Οι ίνες αστοχώντας σε διαφορετικά μεγέθη παραμόρφωσης δημιουργούν τελικά μία ψευδο-πλάστιμη συμπεριφορά.



Σχήμα 3.26: Σχέσεις τάσης-παραμόρφωσης για σύνθετα υλικά σε εφελκυσμό

Ως αρνητικά χαρακτηριστικά των σύνθετων υλικών θα πρέπει επίσης να αναφερθούν:

(α) **Η χαμηλή αντίστασή τους σε υψηλές θερμοκρασίες.** Ως γνωστόν η ρητίνη καίγεται σε θερμοκρασίες υψηλότερες από 250 °C.

(β) **Η αμφισβητούμενη ανθεκτικότητά τους σε διάρκεια.** Τα ινοπλισμένα πολυμερή είναι ευαίσθητα σε περιβαλλοντικές δράσεις όπως η υπεριώδης ακτινοβολία, οι αυξομειώσεις της θερμοκρασίας και η δράση χημικών. Σε γενικές γραμμές η παραπάνω ευαισθησία συναρτάται με την ευαισθησία της ρητίνης και εξαρτάται από τον τύπο των ινών του υλικού. Έτσι, για παράδειγμα, η υπεριώδης ακτινοβολία επιδρά δυσμενώς, κυρίως στα υλικά με ίνες αραμίδιου. Σε αλκαλικό ή όξινο περιβάλλον τα υλικά με ίνες άνθρακα, θεωρούνται περισσότερο ανθεκτικά, ενώ τα υλικά με ίνες γυαλιού είναι τα λιγότερο ανθεκτικά και τα υλικά με ίνες αραμίδιου βρίσκονται ενδιάμεσα.

Στον Πίνακα 3.16 παρουσιάζεται μια ποιοτική αξιολόγηση των χαρακτηριστικών των σύνθετων υλικών. Για λόγους σύγκρισης έχουν βαθμολογηθεί σε μία κλίμακα με άριστα το 10.

Χαρακτηριστικό	ΙΟΠ-Άνθρακας	ΙΟΠ-Αραμιδίου	ΙΟΠ-Γυαλιού
Εφελκυστική αντοχή	9	9	9
Μέτρο Ελαστικότητας	9	6	3
Παραμόρφωση αστοχίας	6	9	9
Συμπεριφορά σε μακροχρόνιες δράσεις	9	6	3
Συμπεριφορά σε κόπωση	6	4	2
Ανθεκτικ. σε διάρκεια	6	4	2
Πυκνότητα	4	6	2
Κόστος	6	6	9

Πίνακας 3.16: Ποιοτική αξιολόγηση ινοπλισμένων πολυμερών

3.6 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ - ΑΓΚΥΡΙΑ

Μεταλλικοί σύνδεσμοι που αγκυρώνονται σε υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος μπορούν να δρουν είτε ως βλήτρα είτε ως αγκύρια, ανάλογα με τον τύπο του φορτίου που καταπονούνται. Ως **βλήτρα** χαρακτηρίζονται, όταν καταπονούνται σε διάτμηση, ενώ ως **αγκύρια**, όταν καταπονούνται σε αξονικό φορτίο.

Στην πράξη, διατίθενται ένα πλήθος από βιομηχανοποιημένους συνδέσμους που αγκυρώνονται στα στοιχεία σκυροδέματος με χημικό ή μηχανικό τρόπο. Επίσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν και τμήματα ράβδων οπλισμού ή δομικού χάλυβα που πακτώνονται με χημικό τρόπο σε τρύπες που διανοίγονται στα υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος.

Η χημική πάκτωση των συνδέσμων, που αποτελεί τη συχνότερη επιλογή στην πράξη, γίνεται σχεδόν πάντοτε με εποξειδικές ρητίνες. Για την εκτέλεση της εργασίας επισημαίνονται τα εξής:

(α) Η διάμετρος της οπής της τρύπας γίνεται 2-6 mm μεγαλύτερη από τη διάμετρο του συνδέσμου για να υπάρξει ο απαραίτητος χώρος για τη ρητίνη.

(β) Όπως έχει προκύψει πειραματικά (Luke et al, 1985), η αγκύρωση των συνδέσμων είναι καλύτερη όταν ο καθαρισμός της τρύπας γίνεται με αναρρόφηση της σκόνης από το εσωτερικό της. Τα αποτελέσματα έχουν προκύψει ακόμα καλύτερα όταν τα τοιχώματα στο εσωτερικό της τρύπας εκτραχύνονται χρησιμοποιώντας μια λεπτή συρματοβουρτσα.

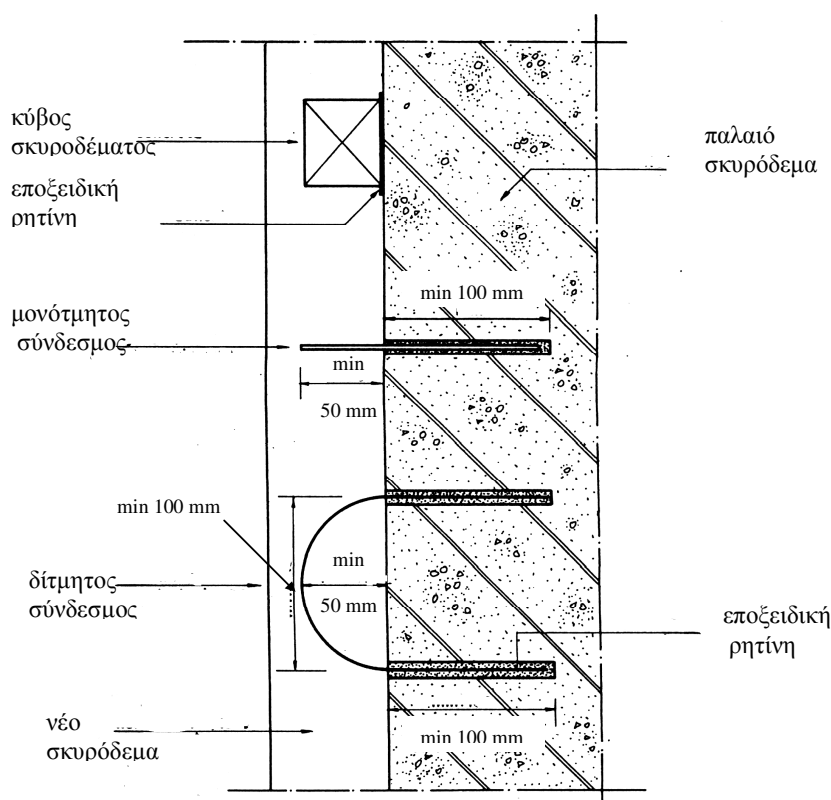
(γ) Γενικά προτιμώνται ρητίνες με μικρό ιξώδες (μεγάλη ρευστότητα).

(δ) Για οριζόντιες αγκυρώσεις, ο άξονας της τρύπας είναι ελαφρώς κεκλιμένος για να μην χάνεται η ρητίνη έξω από την τρύπα.

(ε) Για κατακόρυφες αγκυρώσεις οροφής χρησιμοποιούνται ειδικές κάψουλες ρητινών που τοποθετούνται με κατάλληλο εξοπλισμό.

(στ) Επαρκής ποσότητα ρητίνης θα πρέπει να τοποθετηθεί στην τρύπα πριν την είσοδο του συνδέσμου, έτσι ώστε στην τελική φάση η ρητίνη να καλύπτει πλήρως το κενό μεταξύ συνδέσμου και τοιχωμάτων της τρύπας. Στην πράξη, συχνά, αντί για την παραπάνω διαδικασία ο μεταλλικός σύνδεσμος επαλείφεται με παχύρρευστη ρητίνη ή ρητινόστοκο σε μήκος όσο απαιτείται για την αγκύρωση του, και στη συνέχεια τοποθετείται στη θέση του. Η τεχνική αυτή είναι άκρως επικίνδυνη και απαγορεύεται επειδή έτσι η ρητίνη δεν μπορεί να γεμίσει πλήρως το κενό μεταξύ συνδέσμου και τοιχωμάτων της τρύπας.

Εναλλακτικά, όταν στο έργο εφαρμόζεται η τεχνική των ρητινεδέσεων (για την επισκευή ρωγμών) αυτή μπορεί να επεκταθεί και στη χημική πάκτωση των συνδέσμων. Κάθε τρύπα σφραγίζεται εξωτερικά με ρητινόστοκο και η ρητίνη εισπύζεται από επιστόμιο. Για την αποφυγή εγκλωβισμού αέρα θα πρέπει να έχει προβλεφθεί κατάλληλη οδός διαφυγής του αέρα. Σημειώνεται πάντως ότι στην πράξη η εφαρμογή της παραπάνω εναλλακτικής διαδικασίας δεν είναι συνήθης και χρησιμοποιείται μόνο όταν αντικαθιστά εργασίες υψηλού κόστους, όπως για παράδειγμα κατακόρυφες αγκυρώσεις οροφής.

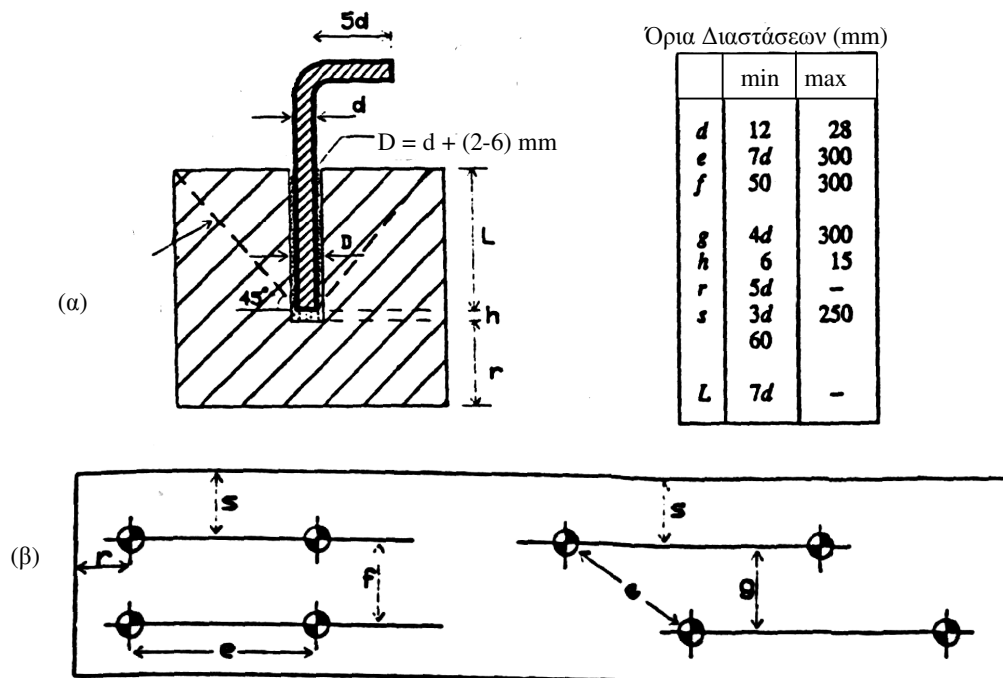


Σχήμα 3.27: Προτεινόμενοι τρόποι διατμητικής σύνδεσης

Τέλος επισημαίνεται ότι σε κάθε περίπτωση που χρησιμοποιούνται βιομηχανοποιημένοι σύνδεσμοι θα πρέπει να ακολουθούνται πιστά οι οδηγίες των προμηθευτών.

Στις ενισχύσεις των κατασκευών η χρήση διατμητικών συνδέσμων αποτελεί την πλέον διαδεδομένη διαδικασία ανάληψης τέμνουσας στις διεπιφάνειες παλαιού νέου στοιχείου. Στο Σχήμα 3.27 παρουσιάζονται τρεις τύποι διατμητικών συνδέσμων που χρησιμοποιούνται στις διεπιφάνειες παλαιού και νέου σκυροδέματος (CEB Bul.162, 1983).

Οι δύο, πλέον συνήθεις, τύποι είναι μεταλλικοί σύνδεσμοι με ένα ή δύο σκέλη ενώ ο τρίτος τύπος (που χρησιμοποιείται σπάνια) αφορά μικρούς κύβους από σκυρόδεμα συγκολλημένους με ρητίνη στην επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος. Προφανώς αν από τη μελέτη προκύψει η ανάγκη για πυκνούς διατμητικούς συνδέσμους, οι δίτμητοι μεταλλικοί σύνδεσμοι αποτελούν την καταλληλότερη λύση. Στις περισσότερες όμως περιπτώσεις χρησιμοποιούνται μονότμητοι διατμητικοί σύνδεσμοι με μορφή Γ για καλύτερη αγκύρωση στο νέο σκυρόδεμα. Στο Σχήμα 3.28 παρουσιάζεται μια τυπική μορφή των βλήτρων αυτού του τύπου. Στο ίδιο σχήμα παρουσιάζονται κατασκευαστικές διατάξεις σύμφωνα με πρακτικές συστάσεις που έχουν προταθεί στη βιβλιογραφία για συνήθεις εφαρμογές της πράξης (Tezcan and Ikizogullari, 1998).



Σχήμα 3.28: α) Τυπική μορφή μονότμητου βλήτρου μορφής Γ
β) Τυπικές διατάξεις μονότμητων βλήτρων

3.7 ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ ΚΑΙ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΝΕΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

Οι αγκυρώσεις νέων ράβδων οπλισμού στον υφιστάμενο φορέα καθώς και οι συνδέσεις παλαιών και νέων ράβδων αποτελούν συχνή πρακτική στις ενισχύσεις κατασκευών από Ο.Σ.

Οι αγκυρώσεις ράβδων οπλισμού σε σκληρυμένο σκυρόδεμα γίνονται με χημικό τρόπο, χρησιμοποιώντας κάποια εποξειδική ρητίνη. Η όλη διαδικασία εκτέλεσης της εργασίας είναι ίδια ακριβώς με αυτή που αναπτύχθηκε, στην προηγούμενη ενότητα για μεταλλικούς συνδέσμους και δεν θα επαναληφθεί.

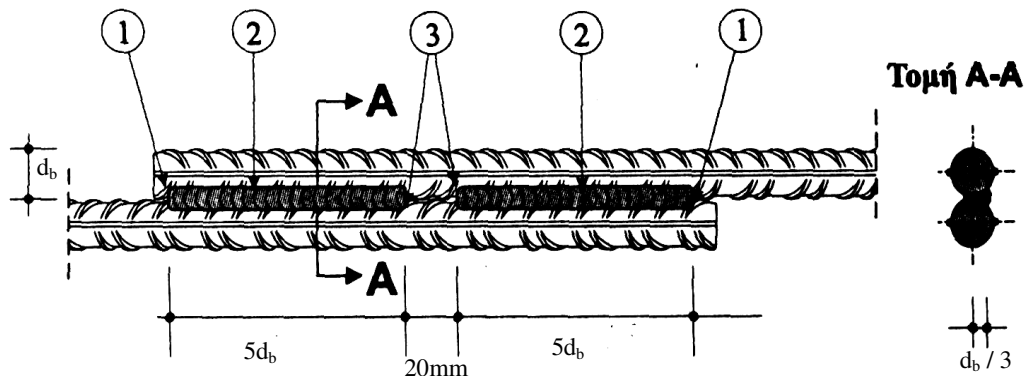
Για τις συγκολλήσεις παλαιών και νέων ράβδων οπλισμού εφαρμόζονται πιστά οι διατάξεις περί συγκολλήσεων του Κανονισμού Τεχνολογίας Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000β).

Όπως είναι γνωστό, χάλυβες με ποσοστό άνθρακα C μικρότερο από 0.24% και ισοδύναμη τιμή σε άνθρακα C_{eq} μικρότερο από 0.53% θεωρούνται συγκολλησιμοι. Οι παραπάνω συνθήκες εκπληρούνται για τους χάλυβες παλαιού τύπου μόνο στον StI (σήμερα S220) όπου η περιεκτικότητα σε άνθρακα είναι της τάξεως του 0,15% και δεν εκπληρούνται στο χάλυβα τύπου StIII (σήμερα S400) όπου η περιεκτικότητα σε άνθρακα ξεπερνά το 0.30%. Παρόλα αυτά ο χάλυβας StIII (S400) όπως και κάθε άλλου τύπου χάλυβας που δεν πληροί τις παραπάνω συνθήκες χημικής σύστασης, μπορεί να θεωρηθεί συγκολλησιμος εφόσον η συγκολλησιμότητα του ελέγχεται σε εφελκυσμό και κάμψη σύμφωνα με πρότυπες δοκιμές που περιγράφονται στον Κανονισμό Χαλύβων (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000β). Η πλέον ενδεδειγμένη διαδικασία συγκόλλησης είναι η ηλεκτροσυγκόλληση. Η οξυγονοκόλληση φαίνεται να είναι ιδιαίτερα προβληματική και πρέπει να αποφεύγεται.

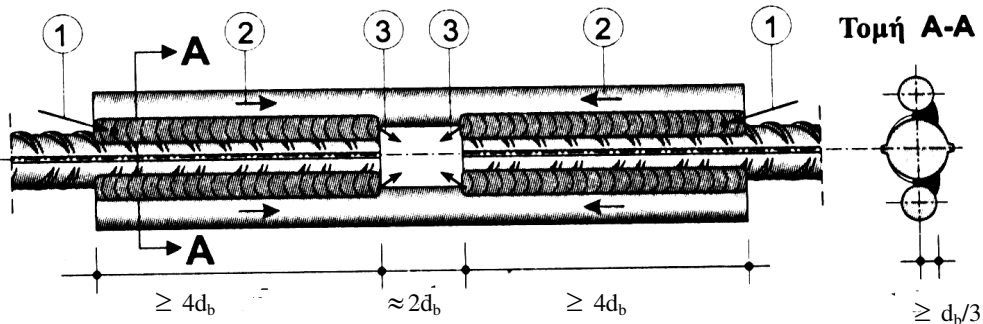
Εφόσον οι ράβδοι μπορούν να παρατεθούν σε επαφή, η ηλεκτροσυγκόλληση γίνεται από τη μία μόνο πλευρά, με δύο ραφές συγκόλλησης μήκους $5d_b$ όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.29. Εδώ, όπως και σε κάθε ανάλογη αναφορά που ακολουθεί, ως διάμετρος d_b λαμβάνεται η μικρότερη από τις ράβδους. Οι ραφές της συγκόλλησης ξεκινούν από τα άκρα των ράβδων (σημεία 1 του Σχήματος) και προχωρούν προς το εσωτερικό σε μήκος $5d_b$, έτσι ώστε να απομένει ανάμεσα στις απολήξεις (σημεία 3 του Σχήματος) ένα διάκενο 20 mm περίπου.

Οι μετωπικές ηλεκτροσυγκολλήσεις (άκρο με άκρο) ή όπως συχνά αναφέρονται «κατά κεφαλή», δεν επιτρέπονται (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000β - Τζωρτζιάκης κ.α, 1990). Αντ' αυτών, για ηλεκτροσυγκολλήσεις ράβδων με μηδενική εκκεντρότητα μπορεί να επιλεγεί η λύση της συγκόλλησης με λωρίδες, όπου χρησιμοποιούνται δύο τμήματα ράβδων μήκους τουλάχιστον $10d_b$ το καθένα, τα οποία τοποθετούνται συμμετρικά

εκατέρωθεν των ράβδων και ηλεκτροσυγκολλούνται στα άκρα σε μήκος τουλάχιστον $4d_b$ όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.30.



Σχήμα 3.29: Συγκόλληση κατά παράθεση



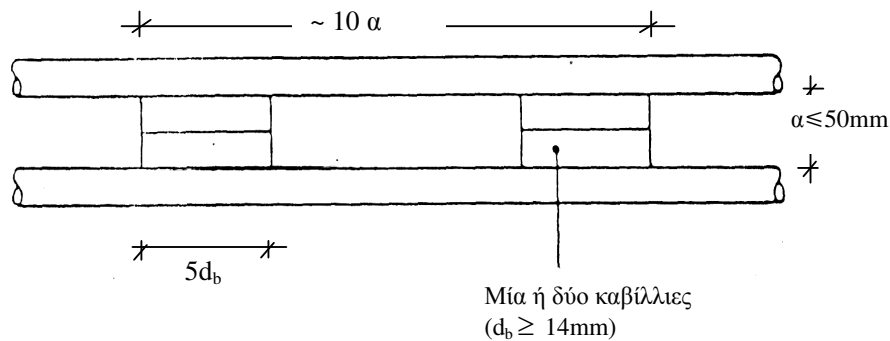
Σχήμα 3.30: Συγκόλληση με λωρίδες

Και σ' αυτήν την περίπτωση οι ραφές των συγκολλήσεων γίνονται μόνο από τη μία πλευρά και ξεκινούν από τα εξωτερικά σημεία (σημεία 1 στο Σχήμα 3.30) και προχωρούν προς το εσωτερικό (σημεία 3 στο Σχήμα 3.30), αφήνοντας ένα κενό ίσο περίπου με $2d_b$.

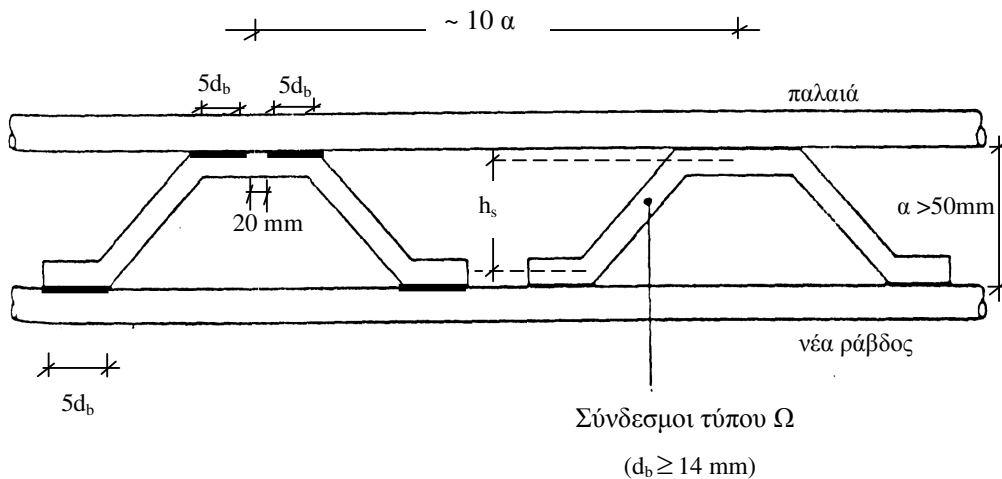
Σε όλες τις περιπτώσεις τα ηλεκτρόδια που χρησιμοποιούνται θα πρέπει να είναι είτε με βασική επένδυση είτε με ολική επένδυση ρουτιλίου. Η διάμετρος των ηλεκτροδίων πρέπει να είναι σύμφωνη με τα προβλεπόμενα στον Κανονισμό Τεχνολογίας Χαλύβων (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000β) και είναι της τάξεως του $1/5$ της διαμέτρου των προς συγκόλληση ράβδων.

Στην περίπτωση που οι προς συγκόλληση ράβδοι βρίσκονται σε μικρή μεταξύ τους απόσταση αλλά όχι εν επαφή, μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως σύνδεσμοι μεταλλικά παρεμβλήματα που θα ηλεκτροσυγκολληθούν στις εκατέρωθεν ράβδους και θα γεφυρώνουν την απόσταση. Οι σύνδεσμοι αυτοί θα πρέπει να είναι από συγκολλησιμο χάλυβα, ει δυνατόν, της ίδιας ποιότητας χάλυβα με τις προς συγκόλληση ράβδους.

Στην πράξη, ανάλογα με την απόσταση των ράβδων χρησιμοποιούνται οι δύο τύποι συνδέσμων που φαίνονται στο Σχήμα 3.31: (α) οι «δύσκαμπτοι» σύνδεσμοι και (β) οι «εύκαμπτοι» σύνδεσμοι (CEB Bul.162, 1983). Σε κάθε περίπτωση η διατομή των συνδέσμων δεν πρέπει να υπολείπεται της μικρότερης διατομής των συγκολλούμενων ράβδων. Στο Σχήμα 3.31, d_b είναι η μικρότερη από τις διαμέτρους των ράβδων.



(α) ΔΥΣΚΑΜΠΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ



(β) ΕΥΚΑΜΠΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ

Σχήμα 3.31: Σύνδεσμοι παλαιών-νέων ράβδων οπλισμού:

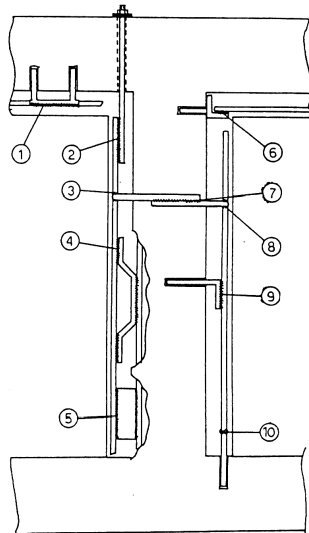
(α) Δύσκαμπτοι σύνδεσμοι

(β) Εύκαμπτοι σύνδεσμοι

Οι «δύσκαμπτοι σύνδεσμοι» εφαρμόζονται, όταν η καθαρή απόσταση μεταξύ των ράβδων δεν ξεπερνάει τα 50 mm. Συνήθως χρησιμοποιούνται τμήματα ράβδων οπλισμού («καβίλλιες»), μήκους της τάξεως του $5d_b$, με διάμετρο ανάλογη προς το υπάρχον κενό. Εάν το κενό δεν μπορεί να καλυφθεί από τη διάμετρο μιας ράβδου, μπορούν να ηλεκτροσυγκολληθούν, σε σειρά, δύο τμήματα ράβδων. Η τελευταία περίπτωση απεικονίζεται στο Σχήμα 3.31α.

Όταν η απόσταση είναι μεγαλύτερη από 50 mm, χρησιμοποιούνται οι «εύκαμπτοι» σύνδεσμοι με μορφή Z ή Ω. Στο Σχήμα 3.31β παρουσιάζεται η περίπτωση εύκαμπτων συνδέσμων με μορφή Ω. Συχνά στη πράξη, οι σύνδεσμοι αυτού του τύπου ονομάζονται «πάπιες», ενώ όταν χρησιμοποιούνται σε υποστυλώματα ονομάζονται και «αναρτήρες» (βλ. § 5.2.2.2).

Στο Σχήμα 3.32 απεικονίζονται διάφοροι τύποι συγκολλήσεων που είναι πιθανόν να χρησιμοποιηθούν στις επεμβάσεις (Δρίτσος, 1994). Ο τρόπος εκτέλεσης των συγκολλήσεων αυτών ποικίλει ανάλογα με τη θέση που βρίσκονται τα προς συγκόλληση τμήματα. Αυτό επηρεάζει την ικανότητα διείδυσης της «πάστας» του ηλεκτροδίου και ως εκ τούτου και την πρόσφυση της συγκόλλησης στο μέταλλο.



Σχήμα 3.32: Είδη συγκολλήσεων στις επεμβάσεις
 (1,8) “Ουρανός”, (2,4,5,9) “Ανεβατό” (ή “Κατεβατό”), (3)
 “Πλάκα”, (6,7) “Οριζόντιο”, (10) “Κατά κεφαλή”

Η συγκόλληση «ανεβατό» (κατακόρυφη συγκόλληση με φορά προς τα πάνω) είναι πολύ δύσκολο να γίνει σωστά και απαιτεί επενδυμένα ηλεκτρόδια. Αν και έχει πολύ καλή διείδυση έχει δύο βασικά μειονεκτήματα: α) Το λειωμένο μέταλλο και η προστατευτική πάστα τείνουν να γυρίσουν προς τα πίσω λόγω της βαρύτητας, δημιουργώντας

εγκλείσεις πάστας στη ραφή συγκόλλησης και μείωση της διατομής της.
β) Στο τέλος της ραφής συγκόλλησης δημιουργείται ένας «κρατήρας» στο βασικό μέταλλο, πράγμα που μειώνει τη διατομή του. Αυτό μπορεί να αποφευχθεί μόνο αν ο τεχνίτης είναι ειδικευμένος και προσεκτικός.

Η συγκόλληση «κατεβατό» (κατακόρυφη συγκόλληση με φορά προς τα κάτω) είναι δύσκολη κατασκευαστικά, απαιτεί επενδυμένα ηλεκτρόδια και το κυριότερο μειονέκτημά της είναι ότι έχει πολύ μικρή διεύθυνση άρα και μικρή ικανότητα μεταφοράς φορτίων.

Η συγκόλληση «ουρανός» (συγκόλληση στο κάτω μέρος στοιχείων τοποθετημένων στο ίδιο οριζόντιο επίπεδο) καθώς και η συγκόλληση «οριζόντιο» (συγκόλληση οριζόντια σε στοιχεία τοποθετημένα στο ίδιο κατακόρυφο επίπεδο) εκτός της κατασκευαστικής τους δυσκολίας δεν έχουν άλλα μειονεκτήματα ενώ η συγκόλληση «πλάκα» (συγκόλληση στο πάνω μέρος στοιχείων τοποθετημένων στο ίδιο οριζόντιο επίπεδο) είναι η πλέον εύκολη.

Από μία έρευνα που έγινε στο Πανεπιστήμιο Πατρών (Τζωρτζάκης κ.α., 1990) σε χάλυβες S400, των οποίων η περιεκτικότητα σε άνθρακα ξεπερνούσε το 0,24% μπορούν να επισημανθούν οι παρακάτω χρήσιμες οδηγίες για την εκτέλεση των συγκολλήσεων:

α) Η ηλεκτροσυγκόλληση «κατεβατό», η οξυγονοσυγκόλληση και ηλεκτροσυγκόλληση «κατά κεφαλή», πρέπει να αποφεύγονται.

β) Η συγκόλληση «ανεβατό» πρέπει να γίνεται πολύ προσεκτικά κυρίως προς το τέλος της ραφής και αν υπάρχει κίνδυνος υπερθέρμανσης να γίνεται διακοπτόμενα.

γ) Προθέρμανση των προς συγκόλληση ράβδων σε 250 °C είναι χρήσιμη.

δ) Το μήκος των ραφών και ο τρόπος εκτέλεσης της ηλεκτροσυγκόλλησης πρέπει να συμφωνεί απόλυτα με τα οριζόμενα στους κανονισμούς.

Από την ίδια έρευνα προκύπτουν οι παρακάτω ιδιαίτερα σημαντικές διαπιστώσεις:

α) Ο συγκολλημένος χάλυβας παρουσιάζει μικρότερη παραμόρφωση αστοχίας από τον ασυγκόλλητο χωρίς όμως αλλαγή στην τάση και την παραμόρφωση διαρροής.

β) Οι συγκολλήσεις ράβδων οπλισμού στο εργοτάξιο πρέπει να γίνονται από τεχνίτες ειδικά εκπαιδευμένους για τέτοιου είδους συγκολλήσεις. Συγκολλήσεις που έγιναν από τεχνίτες που είχαν εμπειρία συγκολλήσεων μόνο από εργασίες σε μη φέροντα μεταλλικά στοιχεία (π. χ. μεταλλικές πόρτες, κάγκελα κ.λ.π.), αστόχησαν στην περιοχή συγκόλλησης σε ιδιαίτερα υψηλό ποσοστό. Είναι ιδιαίτερα ανησυχητικό ότι η μέχρι σήμερα εμπειρία από εργασίες μετασεισμικών επεμβάσεων στον ελληνικό χώρο δείχνει ότι το μεγαλύτερο ποσοστό των εργασιών ηλεκτροσυγκόλλησης γίνεται από τεχνίτες χωρίς την απαραίτητη ειδίκευση.

Τέλος από τη μέχρι σήμερα επιστημονική γνώση επί του θέματος, επισημαίνονται οι παρακάτω χρήσιμες πρακτικές πληροφορίες:

(α) Η επικρατούσα άποψη (και πάντως υπό διερεύνηση) είναι ότι, η ηλεκτροσυγκόλληση νέων ράβδων οπλισμού θα μπορούσε να γίνει ακόμα και στην περίπτωση που οι παλαιές ράβδοι είναι οξειδωμένες. Προϋποτίθεται βέβαια ότι απομακρύνεται προηγουμένως επιμελώς η σκουριά, η ηλεκτροσυγκόλληση γίνεται πάνω στο υγιές τμήμα των ράβδων και χρησιμοποιείται αναστολέας διάβρωσης.

(β) Εάν οι παλαιές ράβδοι είναι StI (S220), τότε οι νέες ράβδοι μπορεί να είναι οποιουδήποτε τύπου αρκεί να είναι συγκολλησιμες δηλαδή S500s ή S400s. Του ίδιου τύπου θα πρέπει να είναι και τα τυχόν παρεμβλήματα.

Στην περίπτωση που οι παλαιές ράβδοι είναι StIII (S400) συνιστάται όπως οι προς συγκόλληση νέες ράβδοι και τα τυχόν μεταλλικά παρεμβλήματα είναι από χάλυβα S400s διαφορετικά θα χρησιμοποιηθεί S500s.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Α.Π.Θ., (1978)

“Επισκευή Ζημιών από Σεισμό σε Κτίρια-Οδηγίες”, Θεσσαλονίκη.

Δέμης Σ., Πηλακούτας Κ., Δρίτσος Σ., Τριανταφύλλου Θ., (1999)

“Ανθεκτικότητα Ινοπλισμένων Πολυμερών στο Σκυρόδεμα”, Πρακτικά 13^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμ.2, 277-284, Ρέθυμνο.

Δρίτσος Σ., (1994)

“Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, Εκδόσεις Παν.Πατρών, Πάτρα.

Δρίτσος Σ., (2004α)

“Το Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα σε Έργα Επεμβάσεων – Το Ιστορικό και η Σύνθεση”, Δελτ. Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος, Τεύχος 320, 18-24.

Δρίτσος Σ., (2004β)

“Το Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα σε Έργα Επεμβάσεων – Η Προετοιμασία και η Εκτόξευση”, Δελτ. Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος, Τεύχος 321, 18-24.

Δρίτσος Σ., (2004γ)

“Το Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα σε Έργα Επεμβάσεων – Έλεγχος και Ασφάλεια”, Δελτ. Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος, Τεύχος 322, 20-27.

Ε.Μ.Π., (1978)

“Συστάσεις για τις Επισκευές Κτιρίων Βλαμμένων από Σεισμό”, Αθήνα.

- Ε.Π.Ρ.Κ., (1994)
Εταιρείες Παραγωγής Ρητινών και Κονιαμάτων “Φύλλα Πληροφοριών”.
- Ζαβλιάρης Κ., (1983)
“Επισκευές Φερουσών Κατασκευών Σκυροδέματος με τις Τεχνικές των Ενέσεων Εποξειδικών Ρητινών και του Εκτοξευόμενου Σκυροδέματος”, Δελ.Συλ.Πολιτ.Μηχανικών, Νο 152, 35-46.
- Ι.Ο.Κ. Ομάδα Εργασίας: Δρίτσος Σ., Θεοδωράκης Σ., Σπανός Χ., Τζανέτος Γ., (2004)
“Π.Ε.ΤΕ.Π. (Προσωρινές Εθνικές Τεχνικές Προδιαγραφές) για Έργα Αποκατάστασης Ζημιών από Σεισμούς”, www.iok.gr, Αθήνα.
- Καρέλα Ν., Αναστασοπούλου Θ., (1998)
“Κόστος Επισκευών στην Πόλη του Αιγίου, μετά το Σεισμό της 15/6/95”, Διπλωματική Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Παν. Πατρών, Πάτρα.
- Καρέλα Ν., Δρίτσος Σ., Μαντζιάρα Π. και Καμπιτάκη Μ., (2001)
“Τεχνικές Αποκατάστασης Κτιρίων στην Πάτρα μετά τον Σεισμό του 1993”, 2^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, Τόμος Β., 437-444, Θεσσαλονίκη.
- Σπανουδάκης Ι., Young R., Κουντούρης Σ., Πολυζωίδης Δ., (1984)
“Μελέτη Μηχανικών Ιδιοτήτων Εποξειδικών Ρητινών που περιέχουν Αδρανή Σφαιρικού Σχήματος από Γυαλί”, Δελτ. Συλ. Πολιτ. Μηχανικών, Νο 166, 23-30, Αθήνα.
- Τζωρτζάκης Ι., Λαμπίρης Γ., Δρίτσος Σ., (1990)
“Προβλήματα στις Συγκολλήσεις Οπλισμού για την Επισκευή και Ενίσχυση των Κατασκευών”, Πρακτικά 9^ο Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Εκδ. Τ.Ε.Ε., Τόμ.2, 127-136, Καλαμάτα.
- Τριανταφύλλου Θ., (1998)
“Προηγμένες Τεχνολογίες Υλικών και Κατασκευών”, Εκδόσεις Παν.Πατρών, Πάτρα.
- Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., (1997)
Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων “Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος-97” Υπ.Απόφ. Δ14/19164, 28-3-1997, ΦΕΚ 315B/17-4-1997.
- Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., (2000α)
“Σχέδιο Προδιαγραφής για το Εκτοξευμένο Σκυρόδεμα”, Ενημ. Δελτίο ΤΕΕ, Τευχ. 2114, 64-81.
- Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., (2000β)
Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων “Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος”, ΦΕΚ 381/B/24-3-2000 και Εν.Δελτ.ΤΕΕ τεύχ.2100, 41-112, Αθήνα.

- Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., (2000γ)
 “Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος – ΕΚΩΣ 2000”. Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων, Αθήνα.
- ACI Committee 506, (1990)
 “Guide to Shotcrete”, ACI 506R-85, ACI Manual of Concrete Practice, Part 5.
- ACI Committee 224, (1990)
 “Control of Cracking in Concrete Structures” and “Causes Evaluation and Repair of Cracks in Concrete Structures”, ACI 224R-89, ACI 224.1R-89, ACI Manual of Concrete Practice, Part 3.
- ACI Committee 506 (1991)
 “Guide to Certification of Shotcrete Nozzlemen”, ACI Practice, Report 506.3R-91
- ACI Committee 503, (1992)
 “Guide for the Selection of Polymer Adhesives with Concrete”, ACI Materials Journal, Vol.89(1), 90-105.
- ACI Committee 506, (1994)
 “Guide for the Evaluation of Shotcrete”, ACI Practice, Report 506.4R-94.
- ACI Committee 506, (1995)
 “Specification for Shotcrete” ACI Practice, Report 506.2-95.
- ACI Committee 506, (1998)
 “Committee Report on Fiber Reinforced Shotcrete” , ACI Practice, Report 506.1R-98.
- ASTM C1140
 “Preparing and Testing Specimens from Shotcrete Test Panels”.
- ASTM C1141, (1995)
 “Admixtrures for Shotcrete”.
- ASTM C-78
 “Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam With Third-Point Loading)”.
- ASTM C-1018, (1995)
 “Flexural Toughness and First –Crack Strength Of Fiber-Reinforced Concrete (Using Simple Beam With Third-Point Loading)”.
- CEB Bulletin No 162, (1983)
 “Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading”, Paris.
- Dritsos S., Piakoutas K., (1992)
 “Temperature Effects on the Bond of Resin Anchored Reinforcement”, Proc. of the International Conference: Bond in Concrete, Vol.3, 11.28-11.37, Riga, Latvia.

- Dritsos S., Pilakoutas K., (1994)
“Strengthening Existing RC Structures by Additional Reinforcement”, Proc. of the International Conference on Rehabilitation, Renovation and Repairs of Structures, 112-119, Visakhapatnam, India.
- Edwards S., (1993)
“Crack Injection, The most Appropriate Repair Technique”, Proc. of the 5th International Conference on Structural Faults and Repair, Vol. 269-273 Edinburgh.
- EFNARC, (1996)
“European Specification for Sprayed Concrete”, www.efnarc.org
- EFNARC, (1999a)
“European Specification for Sprayed Concrete – Guidelines for Specifiers and Contractors”, www.efnarc.org
- EFNARC, (1999b)
“European Specification for Sprayed Concrete-Checklist for Specifiers and Contractors”, www.efnarc.org
- fib, (2001)
“Externally Bonded FRP Reinforcement for R.C. Structures”, fib Bul. No 14, Lausanne.
- Luke P., Chon C., Jirsa J., (1985)
“Use of Epoxies for Grouting Reinforcing Bar Dowels in Concrete”, PMFSEL Report 85-2, University of Texas, Austin.
- Pilakoutas K., Hafeez S., Dritsos S., (1994)
“Residual Bond Strength of Polymer Adhesive Anchored Reinforcement. Subjected to High Temperatures”, Journal of Materials and Structures, Vol.27, 527-531.
- Teichert P., (2002)
“Carl Akeley – A Tribute to the Founder of Shotcrete”, Shotcrete Magazine, Summer 2002, pp. 10-12.
- Teichert P., (2003)
“Dry-mix Guns”, Shotcrete Magazine, Winter 2003, pp. 4-6.
- Tezcan S., Ikizogullari S., (1998)
“Stresses Along the Periphery of Infilled Shear Walls in Retrofitted Frames”, Proc. of the 2nd Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering, Ed. F.Karadogan, 199-209, Istanbul.
- Yoggy G.D., (2000)
“The History of Shotcrete”, Fall 2000, pp. 28-29.
- Yoggy G.D., (2002)
“The History of Shotcrete”, Winter 2002, pp. 20-23.

ΟΙ ΒΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΑΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ο επανυπολογισμός της κατασκευής μετά την επέμβαση δεν μπορεί να γίνει με τον ίδιο βαθμό αξιοπιστίας που γίνεται ο υπολογισμός στις νέες κατασκευές. Βασικός λόγος της παραπάνω αβεβαιότητας είναι η ανεπαρκής επιστημονική γνώση για τη μεταβίβαση της έντασης στις διεπιφάνειες παλαιού και νέου υλικού. Έτσι η αξιοπιστία των υπολογισμών είναι μειωμένη για τους εξής λόγους:

(α) Ο προσδιορισμός των μεγεθών αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας των επισκευασμένων/ενισχυμένων στοιχείων αφενός και ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής αφετέρου γίνεται με προσεγγιστικές εκτιμήσεις και αυθαίρετες επιλογές κρίσης μηχανικού λόγω έλλειψης επαρκούς επιστημονικής τεκμηρίωσης.

(β) Η εκτίμηση της κατανομής της έντασης στο παλαιό και στο εν επαφή νέο στοιχείο δεν είναι εύκολο να συμπεριλάβει την προφόρτιση του παλαιού στοιχείου και τις απομένουσες παραμορφώσεις από φορτία βαρύτητας ή/και σεισμικά φορτία.

(γ) Λεπτομέρειες εκτέλεσης των εργασιών επέμβασης μπορούν να επηρεάσουν δραστικά την αποτελεσματικότητα της επέμβασης και κατά συνέπεια τη συμπεριφορά της κατασκευής.

Στον EC8-Part 1.4 (1995) οι παραπάνω αβεβαιότητες αντιμετωπίζονται με αύξηση των συντελεστών ασφαλείας των νέων υλικών και εισαγωγή κατάλληλων διορθωτικών συντελεστών προσομοιώματος (“συντελεστών μονολιθικότητας”). Είναι ίσως η μοναδική διέξοδος για την αντιμετώπιση του θέματος με βάση το σημερινό επίπεδο επιστημονικής γνώσης. Όμως κρίνεται σκόπιμο να τονιστεί ότι ακόμα και με τις παραπάνω προϋποθέσεις **εξακολουθεί να υπάρχει αβεβαιότητα για την αξιοπιστία των σχέσεων που ποσοτικοποιούν μεγέθη σχεδιασμού.**

Επιγραμματικά η λογική του επανυπολογισμού του φέροντος οργανισμού κινείται στο παρακάτω πλαίσιο:

Εξασφαλίζεται υπολογιστικά ότι η αστοχία κάθε επισκευασμένου/ενισχυμένου στοιχείου, θεωρούμενου ως μονολιθικού, προηγείται της αστοχίας της διεπιφάνειας παλαιού και νέου υλικού και οι υπολογισμοί γίνονται ως εάν τα στοιχεία του φορέα ήσαν μονολιθικά με τις παρακάτω δύο διορθωτικές παρεμβάσεις:

(α) Χρησιμοποιούνται νέοι, αναθεωρημένοι συντελεστές ασφαλείας για τα παλαιά και τα νέα υλικά, (β) Χρησιμοποιούνται “διορθωτικοί

συντελεστές προσομοιώματος” που ανάγουν τους υπολογισμούς σε φορέα με μονολιθικά στοιχεία.

Είναι προφανές ότι η εξασφάλιση της σύνδεσης, από πρόωρη αστοχία, δεν αποτελεί μόνο κρίσιμο παράγοντα για την αποτελεσματικότητα της επέμβασης αλλά και εξασφαλίζει έναν αποδεκτό βαθμό αξιοπιστίας των υπολογισμών. Επειδή μάλιστα η μηχανική των διεπιφανειών κατά τη μεταβίβαση έντασης από το ένα υλικό στο άλλο δεν είναι επί του παρόντος πλήρως πρακτικά αξιοποιήσιμη, και οι αβεβαιότητες των σχετικών υπολογισμών είναι αυξημένες, είναι σκόπιμο για σημαντικά έργα, να επιβεβαιώνεται η εξασφάλιση της σύνδεσης με εργαστηριακές δοκιμές. Αν από τις εργαστηριακές δοκιμές προκύψει αστοχία σε διεπιφάνεια, απαιτούνται πρόσθετα μέτρα διατημητικής σύνδεσης, που εμπειρικά πλέον θα εξασφαλίσουν τη σύνδεση. Στην όλη διαδικασία των επεμβάσεων, κρίσιμο ρόλο για τη μεταβίβαση έντασης παίζουν οι μεταλλικοί σύνδεσμοι (βλήτρα και αγκύρια) καθώς επίσης οι αγκυρώσεις και οι συγκολλήσεις των νέων ράβδων οπλισμού.

Έτσι, στο Κεφάλαιο αυτό αναπτύσσονται αναλυτικά τα παρακάτω θέματα:

- Συντελεστές ασφάλειας υλικών
- Διορθωτικοί συντελεστές προσομοιώματος
- Σχεδιασμός μεταλλικών συνδέσμων
- Έλεγχος αγκυρώσεων και συγκολλήσεων νέων ράβδων οπλισμού
- Σχεδιασμός διεπιφανειών παλαιού-νέου σκυροδέματος

4.2 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΥΛΙΚΩΝ

Στο σχεδιασμό νέων κατασκευών, όπως είναι γνωστό, η πιθανότητα μεταβολής της αντοχής των υλικών κατά την παραγωγή τους και στην εξέλιξη του χρόνου λαμβάνεται υπόψη συντηρητικά. Είναι προφανές ότι δεν θα μπορούσε να γίνει διαφορετικά, αφού η μελέτη προηγείται της κατασκευής του έργου και βασίζεται σε προβλεπόμενες αντοχές.

Έτσι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος f_{cd} προκύπτει από τη χαρακτηριστική αντοχή f_{ck} διαιρεμένη με ένα συντελεστή ασφαλείας, που στον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000) είναι 1,50, ενώ η εφελκυστική αντοχή αγνοείται στον έλεγχο κάμψης. Επιπρόσθετα αγνοείται η αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος με το χρόνο γιατί στην πράξη δεν είναι εύκολο να προσδιοριστεί η χρονική στιγμή περάτωσης της κατασκευής ή πλήρους εφαρμογής των φορτίων. Επίσης σχεδόν πάντα αγνοείται η αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος σε καλά περισφιγμένες περιοχές της κατασκευής.

Στο χάλυβα επιλέγεται από τους κανονισμούς ένας μικρότερος συντελεστής ασφαλείας (στον Κανονισμό Σκυροδέματος (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ.,

2000) λαμβάνεται 1,15) λόγω της βιομηχανοποίησης του. Όμως, όπως έχει προκύψει από σχετικές δειγματοληπτικές έρευνες στο εξωτερικό και στην Ελλάδα, το πραγματικό όριο διαρροής μπορεί να είναι σημαντικά μεγαλύτερο, μέχρι και 40%, ενώ πάντα στο σχεδιασμό αγνοείται η επιπλέον αύξηση της αντοχής λόγω κράτυνσης. Εξάλλου είναι γνωστό ότι πολλές φορές στην πράξη τοποθετείται οπλισμός περισσότερος από ό,τι απαιτείται στους υπολογισμούς.

Στην αντίθετη πλευρά θα πρέπει να σημειωθεί ότι στην πράξη το σκυρόδεμα συχνά δεν έχει την αντοχή που προδιαγράφεται ενώ συχνά δεν απουσιάζουν κατασκευαστικά σφάλματα στις διαστάσεις των στοιχείων και την τοποθέτηση του οπλισμού.

Είναι λοιπόν προφανές, ότι εάν σε μία υφιστάμενη κατασκευή μετρηθούν οι τελικές διαστάσεις των στοιχείων και προσδιοριστούν οι θέσεις και οι διατομές των οπλισμών και οι αντοχές των υλικών, μπορούν να εκτιμηθούν οι πραγματικές αντοχές των μελών που κατά πάσα πιθανότητα -με εξαίρεση χονδροειδή κατασκευαστικά σφάλματα- θα προκύπτουν αρκετά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες του αρχικού σχεδιασμού. Σε ένα πρόγραμμα στην Αγγλία εκτιμήθηκαν πραγματικές αντοχές δομικών στοιχείων μέχρι και 100% μεγαλύτερες από αυτές του σχεδιασμού ενώ το μεγαλύτερο ποσοστό παρουσίασε μία μέση αύξηση από 30% έως 60%.

Για όλους αυτούς τους παραπάνω λόγους στον EC8-Part 1.4 (1995) προτείνονται, υπό προϋποθέσεις, μειωμένοι συντελεστές ασφαλείας για τα **υλικά της υφιστάμενης κατασκευής**.

Για το σκυρόδεμα προτείνεται $\gamma_c=1,2$ εφόσον:

- (α) Ο ερπυσμός έχει ουσιαστικά ολοκληρωθεί.
- (β) Η πραγματική αντοχή του σκυροδέματος, έχει προκύψει αξιόπιστα με πειραματικές δοκιμές, κατά ομάδες ομοίων στοιχείων (π.χ. δοκών) ή ακόμη και περιοχών ομοίων στοιχείων (π.χ. άνω μέρος τοιχωμάτων).

Για τη χρήση χάλυβα προτείνεται $\gamma_s=1,05$ εφόσον:

- (α) Η κατασκευή δεν έχει σοβαρές βλάβες.
- (β) Η διάμετρος και το όριο διαρροής των ράβδων του οπλισμού έχει προκύψει αξιόπιστα με πειραματικές δοκιμές από επαρκές πλήθος δειγμάτων.

Όμως οι προϋποθέσεις που αναφέρθηκαν παραπάνω δεν είναι εύκολο να πληρούνται πάντοτε. Ως εκ τούτου, σε συνδυασμό με το γεγονός ότι οι τιμές που προτείνονται δεν είναι επαρκώς τεκμηριωμένες θα ήταν σκόπιμο, προς το παρόν, να αγνοείται η παραπάνω μείωση και να χρησιμοποιούνται οι ίδιες τιμές που προβλέπονται στον Κανονισμό Σκυροδέματος, για τις νέες κατασκευές ($\gamma_c=1,50$ και $\gamma_s=1,15$).

Για τα **νέα υλικά** που προστίθενται με τις επεμβάσεις, ο EC8-Part 1.4 (1995) προτείνει γενικώς αυξημένους συντελεστές ασφαλείας, σε σύγκριση με αυτούς που προβλέπονται για τις νέες κατασκευές, επειδή η

αβεβαιότητα επιτυχίας των επιδιωκόμενων αντοχών είναι μεγαλύτερη. Η αβεβαιότητα αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι οι εργασίες των επισκευών και των ενισχύσεων γίνονται συχνά κάτω από δύσκολες συνθήκες πρόσβασης, ποιοτικού ελέγχου και επίβλεψης.

Για το έγχυτο και το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, εάν δεν είναι εύκολο να εκτιμηθούν από το μελετητή οι νέοι αναθεωρημένοι συντελεστές γ_c' μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι Πίνακες 4.1 και 4.2.

Επίπεδο ποιοτικού ελέγχου και επίβλεψης	Πρόσθετο πάχος			
	<100 mm		≥ 100 mm	
	δυσκολία εργασίας		δυσκολία εργασίας	
	μεγάλη	κανονική	μεγάλη	κανονική
υψηλό	1,2	1,1	1,0	1,0
μέτριο	1,3	1,2	1,1	1,0

Πίνακας 4.1: Τιμές γ_c'/γ_c για έγχυτο σκυρόδεμα

Επίπεδο ποιοτικού ελέγχου και επίβλεψης	δυσκολία εργασίας	
	μεγάλη	κανονική
υψηλό	1,3	1,2
μέτριο	1,4	1,3

Πίνακας 4.2: Τιμές γ_c'/γ_c για εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (ξηρό ή υγρό)

Στις θέσεις ηλεκτροσυγκόλλησης του χάλυβα και στις περιοχές ακύρωσής του στον υφιστάμενο φορέα, ο νέος αναθεωρημένος συντελεστής γ_s' μπορεί να θεωρηθεί αυξημένος κατά 20%. Δηλαδή: $\gamma_s' = 1,2 \gamma_s$.

Για σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP_s) που χρησιμοποιούνται με επικόλληση σε στοιχεία σκυροδέματος θα μπορούσε να τεθεί $\gamma_s' = 1,2$.

4.3 ΔΙΟΡΘΩΤΙΚΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Τα επισκευασμένα/ενισχυμένα στοιχεία από Ο.Σ. είναι στην πραγματικότητα πολυφασικά στοιχεία. Αποτελούνται από το αρχικό στοιχείο Ο.Σ. της υπάρχουσας κατασκευής και από νέα στοιχεία που συνδέονται με το αρχικό με διάφορες τεχνικές και τεχνολογίες. Θα ήταν επομένως λογικό, να ακολουθηθούν για τη διαστασιολόγησή τους διαδικασίες σύνθετων μελών. Όμως οι σχετικές τεκμηριωμένες, επιστημονικές γνώσεις για το θέμα είναι λίγες και δεν είναι εύκολο να αξιοποιηθούν πρακτικά. Αυτός είναι ο λόγος που για τη λύση του

προβλήματος επιλέγεται μια διαδικασία με αναγωγή στις μεθόδους διαστασιολόγησης μονολιθικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος.

Για τη μεταφορά των πραγματικών χαρακτηριστικών απόκρισης του σύνθετου στοιχείου στα αντίστοιχα ενός ίδιου στοιχείου θεωρούμενου μονολιθικού, χρησιμοποιούνται διορθωτικοί συντελεστές προσομοιώματος (k) που συχνά ονομάζονται και **συντελεστές μονολιθικότητας** και ορίζονται ως εξής:

- Για τη δυσκαμψία:

$$k_k = \frac{\text{Δυσκαμψία Πραγματικού Σύνθετου Στοιχείου}}{\text{Δυσκαμψία Μονολιθικού Στοιχείου}}$$

- Για την αντοχή:

$$k_r = \frac{\text{Αντοχή Πραγματικού Σύνθετου Στοιχείου}}{\text{Αντοχή Μονολιθικού Στοιχείου}}$$

Ο δείκτης αντοχής r μπορεί να αφορά κατά περίπτωση καμπτική, διατμητική ή αξονική αντοχή οπότε συμπληρώνεται με M, V, N αντίστοιχα.

Επειδή οι διεπιφάνειες και οι ασυνέχειες μεταξύ παλαιών και νέων υλικών μειώνουν τη δυσκαμψία και την αντοχή των στοιχείων, θα ισχύει προφανώς:

$$k_k \leq 1,0 \text{ και } k_r \leq 1,0$$

Τις περισσότερες φορές η επίδραση των ασυνεχειών είναι εντονότερη στη δυσκαμψία, γι' αυτό συνήθως:

$$k_k \leq k_r$$

Ο προσδιορισμός αξιόπιστων τιμών για τους διορθωτικούς συντελεστές προσομοιώματος είναι ένα από τα κρίσιμα θέματα στον τομέα του ανασχεδιασμού. Απαιτούνται εκτεταμένες πειραματικές δοκιμές για να προκύψουν τα πραγματικά χαρακτηριστικά δυσκαμψίας και αντοχής των επισκευασμένων/ενισχυμένων στοιχείων που στη συνέχεια θα συγκριθούν με τα χαρακτηριστικά των αντίστοιχων μονολιθικών στοιχείων. Είναι ως εκ τούτου προφανές ότι τα αποτελέσματα έχουν ισχύ σε πρακτικές εφαρμογές, μόνο εφόσον η επέμβαση γίνει στην πράξη με τον ίδιο τρόπο που εκτελέστηκε στο εργαστήριο. Γίνεται λοιπόν αντιληπτό ότι συχνά στην πράξη θα απαιτηθεί “κρίση μηχανικού”, επειδή για πολλές περιπτώσεις τα πειραματικά δεδομένα είναι ελάχιστα.

Στον τομέα αυτό η θεωρητική και πειραματική έρευνα έχει σήμερα δύο κατευθύνσεις. Η πρώτη στοχεύει στον προσδιορισμό αντικειμενικών συντελεστών προσομοιώματος για κάθε είδος επέμβασης. Η δεύτερη στοχεύει στη βελτίωση των μεθόδων και τεχνικών επέμβασης, έτσι ώστε να επιτευχθεί μονολιθικότητα της επισκευασμένης/ενισχυμένης διατομής και επομένως οι συντελεστές να είναι κοντά στη μονάδα και περισσότερο αξιόπιστοι.

Με τα σημερινά επίπεδα γνώσης του αντικειμένου οι συντελεστές που προτείνονται κατά περίπτωση σε οδηγίες ή σχέδια κανονισμών (EC8-Part 1.4, 1995 - CEB Bul.162, 1983) είναι τις περισσότερες φορές εμπειρικοί. Στις εφαρμογές που ακολουθούν στο επόμενο Κεφάλαιο χρησιμοποιούνται συντηρητικές τιμές μετά από αξιολόγηση των σχετικών δεδομένων της βιβλιογραφίας. Όμως το θέμα αυτό πρέπει να θεωρείται ανοικτό και υπό αναθεώρηση με βάση τα μελλοντικά αποτελέσματα της έρευνας.

Πάντως για επεμβάσεις επισκευής ρωγμών με ρητινενέσεις, επειδή φαίνεται ότι μπορεί να επιτευχθεί μονολιθικότητα, λαμβάνεται εν γένει:

$$k_k = k_r = 1,0$$

υπό την προϋπόθεση ότι:

- α) Δεν υπάρχει στατική ανεπάρκεια στη διατομή.
- β) Οι βλάβες είναι ελαφρές (μικρές ρωγμές ή ολισθήσεις οπλισμών).
- γ) Τηρηθούν σχολαστικά οι συστάσεις και προδιαγραφές για τα υλικά και τις τεχνικές.

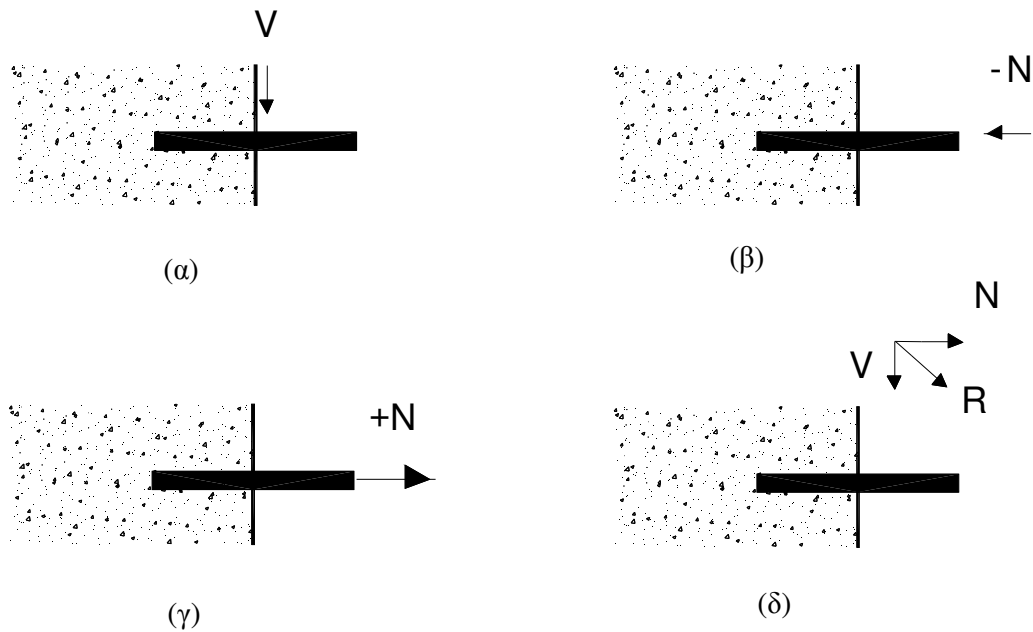
Οι ίδιοι συντελεστές μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για την περίπτωση επισκευής με τη μέθοδο αποκατάστασης ίσης διατομής.

Επίσης για ενισχύσεις με επικολλητά στοιχεία από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRP_s) μπορεί να θεωρηθεί $k_k = k_r = 1,0$.

Προφανώς μπορούν να οριστούν διορθωτικοί συντελεστές και για άλλα μεγέθη, όπως η πλαστιμότητα και η απορροφούμενη ενέργεια. Όμως επειδή για τα παραπάνω μεγέθη τα πειραματικά αποτελέσματα είναι ελάχιστα, η χρήση τέτοιου είδους συντελεστών θα πρέπει να περιοριστεί σε εκείνες μόνο τις περιπτώσεις που τα απαραίτητα στοιχεία προκύπτουν από ειδικές πειραματικές δοκιμές που προδιαγράφονται για συγκεκριμένη εφαρμογή.

4.4 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ

Ως **βλήτρα** χαρακτηρίζονται οι μεταλλικοί σύνδεσμοι, όταν καταπονούνται με διατμητικό φορτίο (V) (Σχ.4.1α) ενώ ως **αγκύρια** χαρακτηρίζονται, όταν καταπονούνται με αξονικό (συνήθως εφελκυστικό) φορτίο (N) (Σχ.4.1β,γ). Όταν ένας μεταλλικός σύνδεσμος καταπονείται συγχρόνως με αξονικό και διατμητικό φορτίο, τότε προφανώς ασκείται συνδυασμένη δράση αγκυρίου και βλήτρου (Σχ.4.1δ).



Σχήμα 4.1: Τύποι φόρτισης

(α) Δράση βλήτρου

(β),(γ) Δράση αγκυρίου

(δ) Συνδυασμένη δράση βλήτρου και αγκυρίου

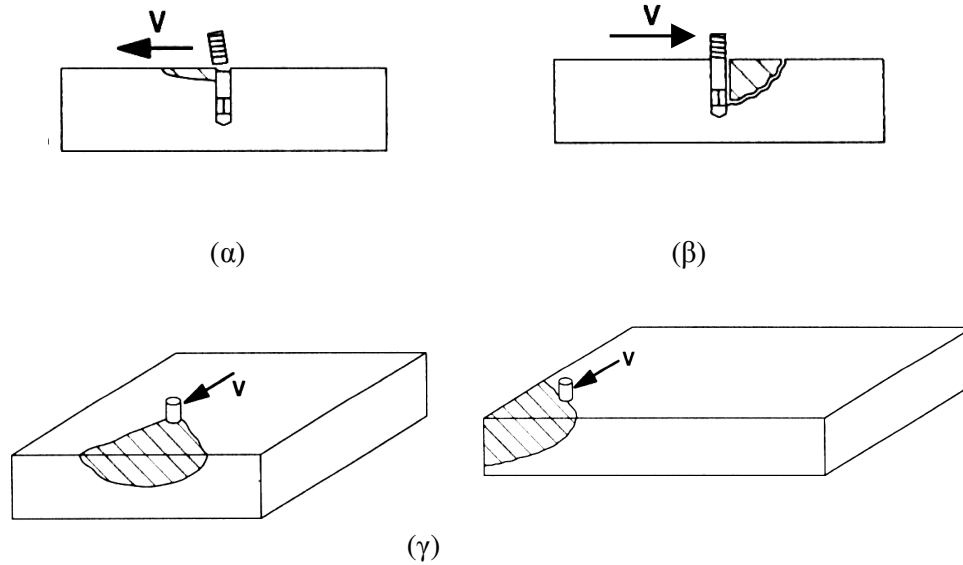
4.4.1 Δράση βλήτρου

Όπως αναλυτικότερα θα αναπτυχθεί στα επόμενα, τρεις είναι οι πιθανοί τύποι αστοχίας από τη δράση βλήτρου. Στο Σχήμα 4.2 απεικονίζονται παραστατικά οι αντίστοιχες εικόνες αστοχίας (Fiscer, 1994).

Ο πρώτος (Α') τύπος (Σχ.4.2α) αφορά την περίπτωση που αστοχεί ο χάλυβας του βλήτρου στη θέση της διεπιφάνειας.

Ο δεύτερος (Β') τύπος (Σχ.4.2β) αφορά την περίπτωση που αστοχεί το σκυρόδεμα στο περιβάλλον του βλήτρου λόγω της πλευρικής πίεσης που ασκεί το βλήτρο στην κατεύθυνση του διατμητικού φορτίου και λόγω διαρροής της ράβδου-βλήτρου.

Τέλος ο τρίτος (Γ') (Σχ.4.2γ) τύπος αστοχίας αφορά την περίπτωση αστοχίας του σκυροδέματος με τη μορφή απόσχισης ενός πλευρικού κώνου λόγω μικρών αποστάσεων του βλήτρου από τα όρια του στοιχείου αγκύρωσης.



Σχήμα 4.2: Τύποι αστοχίας από δράση βλήτρου

- α) Λόγω διαρροής χάλυβα,
- β) Λόγω αστοχίας περιβάλλοντος σκυροδέματος,
- γ) Λόγω απόσχισης πλευρικού κώνου.

Ο μηχανισμός δράσης βλήτρου επηρεάζεται από πολλές παραμέτρους όπως:

- Η διάμετρος του βλήτρου d_b .
 Η αύξηση της διαμέτρου του βλήτρου αυξάνει τη διατμητική αντίσταση στη διεπιφάνεια, ανεξάρτητα από τον τύπο αστοχίας.
- Η επικάλυψη σκυροδέματος
 στην κατεύθυνση του διατμητικού φορτίου (c_p) ως επίσης και οι πλευρικές επικαλύψεις κάθετες προς τη διεύθυνση του διατμητικού φορτίου c_1 και c_2 .
 Μεγάλες επικαλύψεις μειώνουν την πιθανότητα δημιουργίας ενός πλευρικού κώνου αστοχίας του σκυροδέματος (Γ' τύπος αστοχίας).
- Η αντοχή του σκυροδέματος (f_c)
 Η καλή ποιότητα του σκυροδέματος μειώνει την πιθανότητα αστοχίας του σκυροδέματος που περιβάλλει το βλήτρο (B' τύπος αστοχίας) και τη δημιουργία ενός πλευρικού κώνου αστοχίας (Γ' τύπος αστοχίας).
- Το όριο διαρροής του χάλυβα (f_y).
 Όσο μεγαλύτερο είναι το όριο διαρροής του χάλυβα τόσο περισσότερο αυξάνει η αντίστασή του σε διατμητικό φορτίο. Αυτό

έχει σαν συνέπεια να αυξάνεται το οριακό φορτίο αστοχίας Α' και Β' τύπου.

- Το μήκος αγκύρωσης του βλήτρου l_b .
Το μήκος αγκύρωσης του βλήτρου φαίνεται να εκφράζει το οριακό φορτίο στην περίπτωση αστοχίας με τη μορφή ενός πλευρικού κώνου σκυροδέματος. Μεγάλα μήκη αυξάνουν τη διατμητική αντοχή, η σχέση όμως δεν είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη. Συνιστάται όπως τα μήκη αγκύρωσης είναι της τάξεως του $10d_b$ και πάντως όχι λιγότερο από $5d_b$ (βλ. και § 4.6.3 Κατασκευαστικές διατάξεις).
- Η ρηγμάτωση του σκυροδέματος και η ύπαρξη εγκάρσιου οπλισμού.
Η ρηγμάτωση του σκυροδέματος μειώνει τη διατμητική αντίσταση λόγω δράσης του βλήτρου ενώ η ύπαρξη οπλισμού κάθετου προς την κατεύθυνση του διατμητικού φορτίου την αυξάνει. Επειδή ο βαθμός ρηγμάτωσης του σκυροδέματος, στην περιοχή του βλήτρου δεν είναι αξιόπιστα γνωστός ενώ η συμβολή του εγκάρσιου οπλισμού δεν είναι εύκολο να ποσοτικοποιηθεί, συνήθως οι παραπάνω παράγοντες αγνοούνται στους υπολογισμούς θεωρώντας ότι οι επιρροές τους αλληλοαναιρούνται.
- Η ανακύκλιση της φόρτισης.
Η ανακύκλιση της φόρτισης μειώνει τη διατμητική αντίσταση του βλήτρου όμως αυτό εξαρτάται από τον πιθανό τύπο αστοχίας και το μέγεθος των επιβαλλομένων ολισθήσεων κατά μήκος της διεπιφάνειας.
- Η γωνία κλίσης του βλήτρου ως προς τη διεπιφάνεια, και η θέση του βλήτρου σε σχέση με την κατεύθυνση σκυροδέτησης.
Βλήτρα που δεν είναι κάθετα στη διεπιφάνεια έχουν μειωμένη συνεισφορά στη διατμητική αντίσταση. Εξάλλου η επίδραση της θέσης του βλήτρου σε σχέση με την κατεύθυνση της σκυροδέτησης δεν είναι εύκολο να ποσοτικοποιηθεί. Έτσι, στην πράξη, τα βλήτρα, επιδιώκεται να τοποθετούνται κάθετα προς τη διεπιφάνεια και στους υπολογισμούς αγνοείται η επιρροή της κατεύθυνσης σκυροδέτησης. Αν, για οποιαδήποτε λόγο, τα βλήτρα τοποθετηθούν υπό γωνία α ως προς την διεπιφάνεια, η αντοχή τους θα πρέπει να θεωρείται μειωμένη κατ' αναλογία με το $\sin \alpha$.

Για την εκτίμηση της διατμητικής αντοχής του βλήτρου σε επίπεδο σχεδιασμού, εξετάζονται ξεχωριστά οι τρεις πιθανοί τύποι αστοχίας.

Αν $V_{ud,a}$, $V_{ud,b}$ και $V_{ud,c}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της αντοχής του βλήτρου για τους τύπους αστοχίας Α', Β' και Γ' αντίστοιχα, ισχύει προφανώς η σχέση:

$$V_{ud} = \min(V_{ud,a}, V_{ud,b}, V_{ud,c})$$

α) Α' τύπος αστοχίας: Διαρροή χάλυβα από διάτμηση.

Αυτός ο τύπος αστοχίας (Σχ.4.2α) μπορεί να συμβεί όταν το βλήτρο βρίσκεται σε ικανές αποστάσεις από τα όρια του στοιχείου που αγκυρώνεται, και το σκυρόδεμα είναι υψηλής αντοχής. Οφείλεται αποκλειστικά στην υπέρβαση των χαρακτηριστικών αντοχής του χάλυβα στη θέση της διεπιφάνειας. Είναι ίδιος τύπος αστοχίας με αυτόν που παρατηρείται στην αστοχία ήλων στις συνδέσεις μεταλλικών κατασκευών. Ισχύουν ως εκ τούτου ανάλογες σχέσεις. Έτσι η τιμή σχεδιασμού του οριακού διατμητικού φορτίου $V_{ud,a}$ δίνεται από την παρακάτω σχέση (EC8-Part 1.4, 1995):

$$V_{ud,a} = \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

όπου:

A_s είναι το εμβαδόν διατομής του βλήτρου και

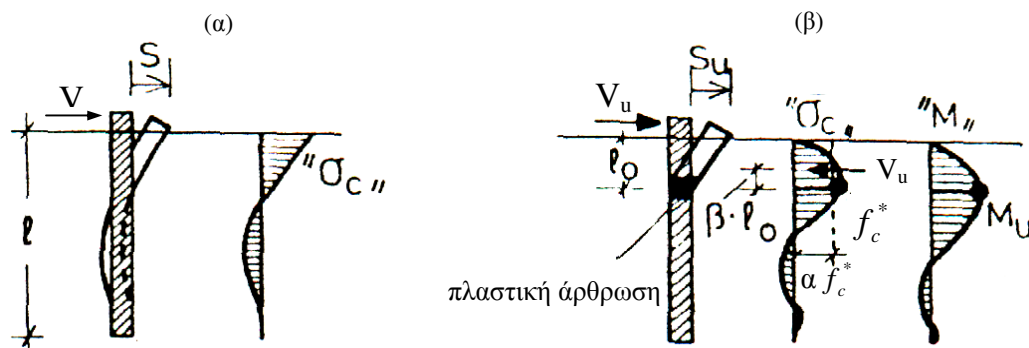
$\frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$ είναι το όριο διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα σε διάτμηση

(κριτήριο αστοχίας Von Mises).

β) Β΄ τύπος αστοχίας: Σύνθλιψη περιβάλλοντος σκυροδέματος και δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο βλήτρο.

Αυτός ο τύπος αστοχίας (Σχ.4.2β) είναι ανάλογος με αυτόν που συμβαίνει σε πασσάλους εμπηγμένους στο έδαφος. Έτσι χρησιμοποιώντας το ίδιο πλαστικό προσομοίωμα θεωρούμε ότι στην οριακή κατάσταση αστοχίας σχηματίζεται πλαστική άρθρωση στο βλήτρο σε μικρή απόσταση από τη διεπιφάνεια (l_0) και το σκυρόδεμα που περιβάλλει το βλήτρο φθάνει στην οριακή του αντοχή.

Στο Σχήμα 4.3 απεικονίζονται παραστατικά, το ελαστικό και το πλαστικό προσομοίωμα συμπεριφοράς του βλήτρου καθώς επίσης και οι προβλεπόμενες κατανομές θλιπτικών τάσεων και ροπών κατά μήκος του βλήτρου (CEB Bul.162, 1983).



Σχήμα 4.3: Μοντέλα συμπεριφοράς βλήτρου:

(α) Ελαστικό προσομοίωμα

(β) Πλαστικό προσομοίωμα

Σύμφωνα με το πλαστικό προσομοίωμα, το μέγιστο διατμητικό φορτίο $V_{u,b}$ που μπορεί να αναλάβει το βλήτρο και η οριακή ροπή M_u που αναπτύσσεται στη θέση της πλαστικής άρθρωσης, προκύπτουν από τις παρακάτω εξισώσεις ισορροπίας:

$$M_u = V_{u,b}l_o - V_{u,b}\beta l_o = V_{u,b}(1-\beta)l_o \quad (1\alpha)$$

$$V_{u,b} = \alpha f_c^* l_o d_b = \alpha k f_c l_o d_b \quad (1\beta)$$

όπου:

β είναι ο συντελεστής θέσεως της συνισταμένης των θλιπτικών τάσεων στο μήκος l_o ,

α είναι ο συντελεστής πληρότητας που ισούται με το λόγο της μέσης θλιπτικής τάσης σκυροδέματος στο μήκος l_o , προς τη μέγιστη τάση θλίψης f_c^* και

$f_c^* = k \cdot f_c$ είναι η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος που θλίβεται από το βλήτρο.

Επειδή η θλιπτική τάση ασκείται από το βλήτρο σε μια μικρή επιφάνεια, η αντοχή του σκυροδέματος πίσω από την επιφάνεια είναι σημαντικά αυξημένη και ο συντελεστής k παίρνει τιμές της τάξεως του 5. Επομένως :

$$M_u = V_{u,b}^2 \frac{(1-\beta)}{a k f_c d_b} \quad (2)$$

Όμως η ροπή πλαστικής άρθρωσης της ράβδου δίνεται από τη σχέση:

$$M_u = W_{pl} \cdot f_y \cong \frac{3}{2} \times \frac{\pi \times d_b^3}{32} f_y \quad (3)$$

όπου:

W_{pl} είναι η ροπή αντίστασης του βλήτρου.

Τελικά από τις εξ. (2) και (3) προκύπτει

$$V_{u,b}^2 = \frac{a \cdot k}{6,8 \times (1-\beta)} d_b^4 f_c f_y$$

δηλαδή:

$$V_{u,b} = \gamma d_b^2 \sqrt{f_c f_y} \quad (4)$$

όπου:

$$\gamma = \sqrt{\frac{a \cdot k}{6,8 \times (1-\beta)}}$$

Σε μία από τις πειραματικές έρευνες επί του θέματος (Rasmussen, 1962) η τιμή του συντελεστή γ προέκυψε γύρω στο 1,3. Η τιμή αυτή χρησιμοποιείται και στον EC8-Part 1.4 (1995). Έτσι από τη εξ. (4) η τιμή σχεδιασμού του οριακού διατμητικού φορτίου προκύπτει:

$$V_{ud,b} = \frac{1,3}{\gamma_{Rd}} d_b^2 \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \quad (5\alpha)$$

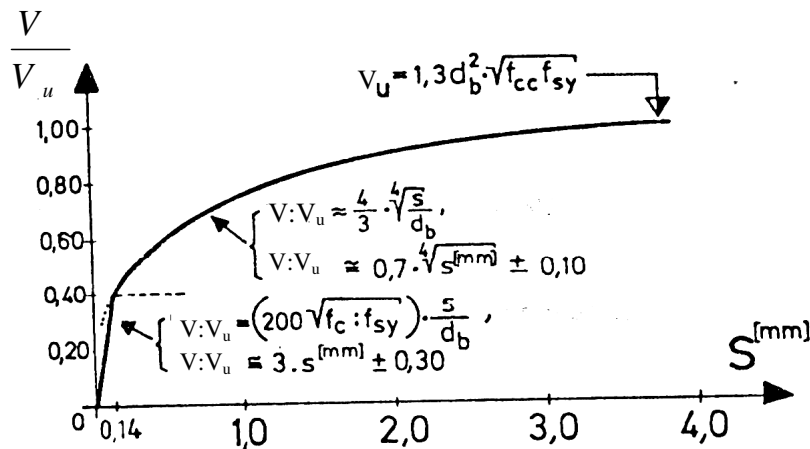
Για βλήτρα κυκλικής διατομής η σχέση (5α) μπορεί να γραφεί και ως:

$$V_{ud,b} = \frac{1,65}{\gamma_{Rd}} A_s \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \quad (5\beta)$$

Για άλλες διατομές ισχύει μόνο η σχέση (5α), με d_b την διάσταση του βλήτρου που είναι κάθετη στη διεύθυνση του διατμητικού φορτίου γ_{Rd} είναι ο συντελεστής αβεβαιότητας προσομοιώματος, που μπορεί να ληφθεί ίσος προς 1,3.

Στην περίπτωση που για την ανάληψη διατμητικού φορτίου χρησιμοποιείται μία ομάδα n_D βλήτρων, η αξιοποίηση της πλήρους διατμητικής αντοχής κάθε βλήτρου προϋποθέτει ότι η αξονική μεταξύ τους απόσταση είναι μεγαλύτερη μιας κρίσιμης τιμής (s_{cr}). Για την τιμή αυτή δεν διατίθενται μέχρι σήμερα, στην βιβλιογραφία τεκμηριωμένες σχέσεις. Όμως, με βάση την ανάλυση που προηγήθηκε, θα μπορούσε κανείς να δεχθεί μια τιμή της τάξης $s_{cr} = \gamma_{Rd} (l_b + d_b)$, όπου l_b είναι το μήκος αγκύρωσης του βλήτρου και $\gamma_{Rd} = 1,3$. Αν η απόσταση των βλήτρων είναι μικρότερη από την παραπάνω κρίσιμη τιμή, η αντοχή τους θεωρείται αναλογικά μειωμένη.

Η συνολική συμπεριφορά του βλήτρου κατ' αναλογία με τη συμπεριφορά πασσάλου εμπηγμένου στο έδαφος απεικονίζεται στο Σχήμα 4.4 (CEB Bul.162, 1983). Το αναλαμβανόμενο διατμητικό φορτίο V αυξάνει συναρτήσει της ολίσθησης στη διεπιφάνεια (s) μέχρι κάποια οριακή τιμή s_u της τάξεως των 4 mm. Για ολισθήσεις μεγαλύτερες από 4 mm το αναλαμβανόμενο διατμητικό φορτίο παραμένει σταθερό για σχετικά μεγάλες ολισθήσεις.



Σχήμα 4.4: Αναλαμβανόμενο διατμητικό φορτίο βλήτρου

γ) Γ' τύπος αστοχίας: Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος.

Αυτός ο τύπος αστοχίας (Σχ.4.2γ) είναι συνήθης όταν το βλήτρο έχει μικρές επικαλύψεις είτε προς τη διεύθυνση εφαρμογής του διατμητικού φορτίου είτε σε κατεύθυνση κάθετη προς την εφαρμογή του διατμητικού

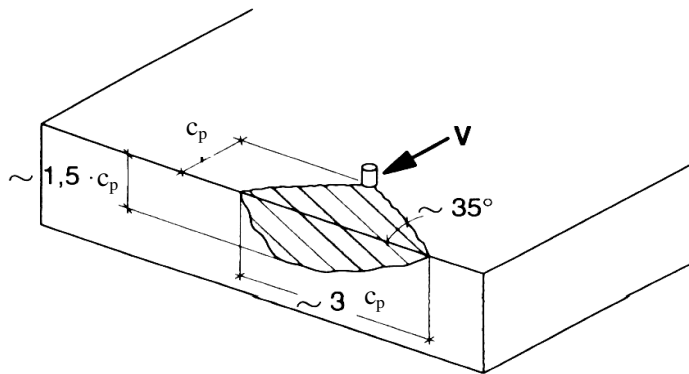
φορτίου. Επίσης το μικρό πάχος του στοιχείου κατά την έννοια του άξονα του βλήτρου, συμβάλλει σε αστοχία αυτού του τύπου. Στο Σχήμα 4.5 απεικονίζεται η μορφή και οι σχετικές διαστάσεις ενός πλευρικού κώνου απόσχισης (Fiscer, 1994).

Μία εκτίμηση της τιμής σχεδιασμού του οριακού διατμητικού φορτίου $V_{ud,c}^o$ για αυτόν τον τύπο αστοχίας δίνεται (σε N) από την παρακάτω σχέση (EC8-Part 1.4, 1995):

$$V_{ud,c}^o = \frac{1,1}{\gamma_{Rd}} \cdot \sqrt{d_b \cdot f_{cd}} \left(\frac{l_b}{d_b} \right)^{1/5} \cdot c_p^{3/2} \quad (N)$$

όπου:

- γ_{Rd} ο συντελεστής αβεβαιότητας προσομοιώματος ίσος προς 1,5,
- d_b η διάμετρος του βλήτρου (σε mm). Σύμφωνα με τον EC8-Part 1.4 (1995) και το CEB Bu1.162 (1983) στην περίπτωση χημικώς πακτωμένων βλήτρων ως d_b λαμβάνεται η διάμετρος της οπής. Όμως αυτό δεν έχει επιβεβαιωθεί από την έρευνα και στη συνέχεια θα αγνοηθεί,
- f_{cd} η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος σε MPa,
- l_b το μήκος αγκύρωσης (σε mm) και
- c_p η επικάλυψη σκυροδέματος του βλήτρου, στην κατεύθυνση εφαρμογής του διατμητικού φορτίου V (σε mm).



Σχήμα 4.5: Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος

Η παραπάνω σχέση ισχύει υπό την προϋπόθεση ότι υπάρχει η δυνατότητα δημιουργίας ενός κώνου απόσχισης με τη μορφή που φαίνεται στο Σχήμα 4.5. Από το ίδιο σχήμα προκύπτει ότι αυτό εξασφαλίζεται εφόσον το πάχος του σκυροδέματος βάσης και οι αποστάσεις του βλήτρου από τα πλευρικά άκρα είναι μεγαλύτερες από ένα κρίσιμο μέγεθος επικάλυψης της τάξης $c_{cr} = 1,5 c_p$.

Εάν, έστω και μία από τις παραπάνω συνθήκες δεν ικανοποιούνται, το φορτίο αστοχίας μειώνεται και μπορεί να εκφραστεί από την παρακάτω σχέση:

$$V_{ud,c} = V_{ud,c}^o \cdot a_1 \cdot a_2$$

$$a_1 = \left(\frac{t}{1,4c_p} \right)^{2/3} \leq 1,0$$

όπου:

a_1 είναι συντελεστής που εκφράζει την πιθανότητα αστοχίας λόγω μικρού πάχους του στοιχείου σκυροδέματος και t το πάχος του σκυροδέματος στη διεύθυνση του άξονα του βλήτρου.

$$a_2 = \max \left[0,3 + 0,7 c_n^{\min} / 1,5 c_p, (c_n^{\max} + c_n^{\min}) / 3,5 c_p \right] \leq 1,0$$

είναι συντελεστής που εκφράζει την πιθανότητα πλευρικής απόσχισης και

c_n είναι η επικάλυψη του σκυροδέματος σε διεύθυνση κάθετη προς αυτήν της εφαρμογής του φορτίου.

Εάν για την επέμβαση χρησιμοποιούνται n βλήτρα που βρίσκονται σε σειρά, σε διεύθυνση κάθετη προς το δρων διατμητικό φορτίο, σε μεγάλες μεταξύ τους αποστάσεις $s \geq s_{cr}$, το συνολικό οριακό φορτίο σχεδιασμού προκύπτει από τη σχέση:

$$V_{ud,c}^n = \sum V_{ud,c}$$

Από το Σχήμα 4.5, προκύπτει ότι μπορεί να θεωρηθεί $s_{cr} = 3 c_p$

Εάν όμως η μεταξύ των βλήτρων απόσταση είναι $s < s_{cr}$, το οριακό φορτίο σχεδιασμού είναι μικρότερο επειδή αλληλοκαλύπτονται οι κώνοι αστοχίας κάθε βλήτρου. Στην περίπτωση μιας σειράς ίδιων βλήτρων που βρίσκονται σε ίσες μεταξύ τους αποστάσεις $s < s_{cr}$ και οι πλευρικές επικαλύψεις c_n των ακραίων βλήτρων είναι μεγαλύτερες από το κρίσιμο μέγεθος επικάλυψης $c_{cr} = 1,5 c_p$, η παραπάνω σχέση γίνεται:

$$V_{ud,c}^n = \left(1 + \frac{(n-1)s}{s_{cr}} \right) V_{ud,c}$$

Για τον προσδιορισμό του $V_{ud,c}$ στην παραπάνω σχέση τίθεται $a_2 = 1,0$.

Για σειρά βλήτρων στην διεύθυνση του δρώντος διατμητικού φορτίου, ως κρίσιμη απόσταση μεταξύ των βλήτρων (s_{cr}) θα πρέπει να θεωρηθεί η σχετιζόμενη με το Β' τύπο αστοχίας.

Αν η απόσταση των βλήτρων προς οποιαδήποτε διεύθυνση είναι μικρότερη από τις παραπάνω προβλεπόμενες κρίσιμες τιμές, η αντοχή τους θα πρέπει να θεωρείται αναλογικά μειωμένη.

Αριθμητικά Παραδείγματα

1° Αριθμητικό Παράδειγμα.

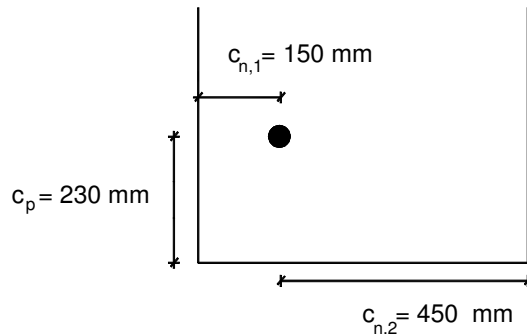
Εφαρμόζοντας τις προηγούμενες σχέσεις, παρακάτω προσδιορίζεται η διατμητική αντοχή βλήτρου Φ18 S500, αγκυρωμένου σε σκυροδέμα κατηγορίας C25/30.

Το μήκος αγκύρωσης του βλήτρου είναι $l_b = 180 \text{ mm}$.

Το πάχος σκυροδέματος βάσης είναι $t = 300 \text{ mm}$.

Οι αποστάσεις του βλήτρου από τα όρια του σκυροδέματος βάσης είναι (βλ.Σχ.4.6):

$c_p = 230 \text{ mm}$ (στην κατεύθυνση εφαρμογής του φορτίου), $c_{n,1} = 150 \text{ mm}$ και $c_{n,2} = 450 \text{ mm}$ ($c_{n,1}$, $c_{n,2}$ κάθετα προς την κατεύθυνση εφαρμογής του φορτίου).



Σχήμα 4.6: Θέση βλήτρου

- Τιμή σχεδιασμού διατμητικής αντοχής για τον Α' τύπο αστοχίας (Διαρροή χάλυβα) :

$$V_{ud,a} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{2,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \times \frac{500000}{1,15} \text{ KN/m}^2}{\sqrt{3}} = 63,76 \text{ kN}$$

- Τιμή σχεδιασμού διατμητικής αντοχής για το Β' τύπο αστοχίας (Σύνθλιψη περιβάλλοντος σκυροδέματος και δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο βλήτρου):

$$V_{ud,b} = \frac{1,65}{\gamma_{Rd}} A_s \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = \frac{1,65}{1,3} \times 2,54 \times 10^{-4} (\text{m}^2) \sqrt{\frac{25.000}{1,5} \times \frac{500.000}{1,15}} \text{ KN/m}^2 = 27,44 \text{ kN}$$

- Τιμή σχεδιασμού διατμητικής αντοχής για το Γ' τύπο αστοχίας (Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος):

$$V_{ud,c}^o = \frac{1,1}{\gamma_{Rd}} \cdot \sqrt{d_b \cdot f_{cd}} \left(\frac{l_b}{d_b} \right)^{1/5} \cdot c_p^{3/2} = \frac{1,1}{1,5} \sqrt{18 \times \frac{25}{1,5}} \times \left(\frac{180}{18} \right)^{1/5} \times (230)^{3/2} = 70220 \text{ N}$$

$$= 70,22 \text{ kN}$$

$$a_1 = \left(\frac{t}{1,4c_p} \right)^{2/3} = \left(\frac{300\text{mm}}{1,4 \times 230\text{mm}} \right)^{2/3} = 0,95 < 1$$

$$a_2 = \max \left[0,3 + 0,7 c_n^{\min} / 1,5 c_p \quad , \quad (c_n^{\max} + c_n^{\min}) / 3,5 c_p \right]$$

$$a_2 = \max \left[0,3 + 0,7 \times 150 / 1,5 \times 230 \quad , \quad (450 + 150) / 3,5 \times 230 \right]$$

$$a_2 = \max (0,60 \quad , \quad 0,74) = 0,74 < 1$$

Επομένως :

$$V_{ud,c} = V_{ud,c}^o \times a_1 \times a_2 = 70,22 \times 0,95 \times 0,74 = 49,36 \text{ kN}$$

Τελικά :

$$V_{ud} = \min (V_{ud,a} \quad , \quad V_{ud,b} \quad , \quad V_{ud,c}) =$$

$$= \min (63,76 \quad , \quad 27,44 \quad , \quad 49,36) = 27,44 \text{ kN}$$

και η αστοχία αναμένεται να είναι Β΄ τύπου (Σύνθλιψη σκυροδέματος και δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο βλήτρο).

2° Αριθμητικό Παράδειγμα.

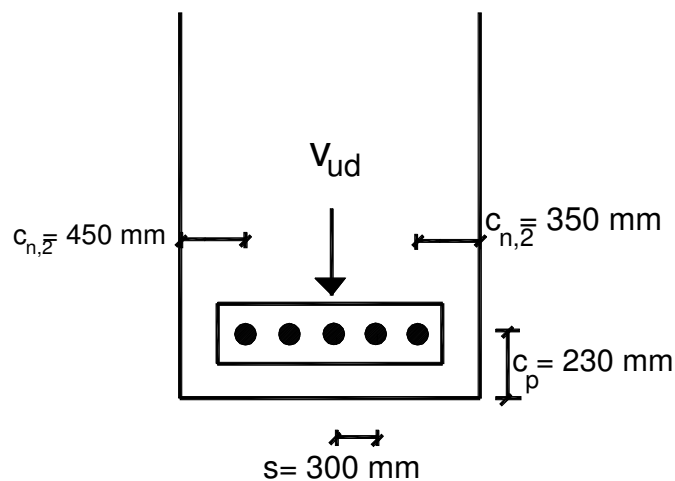
Για μια ομάδα 5 βλήτρων που είναι όμοια με αυτό του προηγούμενου παραδείγματος και βρίσκονται σε μία σειρά έτσι όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.7, η τιμή σχεδιασμού του συνολικού διατμητικού φορτίου που μπορεί να μεταφερθεί, προσδιορίζεται ως εξής:

- Περίπτωση Α΄ τύπου αστοχίας (Διαρροή χάλυβα) :

$$V_{ud,a}^{(5)} = 5 \cdot V_{ud,a} = 5 \times 63,76 = 318,8 \text{ kN}$$

- Περίπτωση Β΄ τύπου αστοχίας (Σύνθλιψη περιβάλλοντος σκυροδέματος και δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο βλήτρο):

$$V_{ud,b}^{(5)} = 5 \cdot V_{ud,b} = 5 \times 27,44 = 137,2 \text{ kN}$$



Σχήμα 4.7: Διάταξη βλήτρων

- Περίπτωση Γ' τύπου αστοχίας (Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος) :

$$s_{cr} = 3 c_p = 3 \cdot 230 \text{ mm} = 690 \text{ mm}$$

$$s = 300 \text{ mm} < s_{cr} = 690 \text{ mm}$$

$$c_{cr} = 1,5 c_p = 1,5 \cdot 230 = 345 \text{ mm}$$

$$c_{n,\min} = 350 \text{ mm} > c_{cr} = 345 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = 1,00$$

$$\alpha_1 = 0,95 \text{ (βλ. παράδειγμα 1)}$$

$$V_{ud,c} = 70,22 \times 0,95 = 66,71 \text{ kN}$$

$$V_{ud,c}^{(5)} = \left(1 + \frac{(n-1)s}{s_{cr}} \right) \cdot V_{ud,c} = \left(1 + \frac{4 \times 300}{690} \right) \times 66,71 = 182,73 \text{ kN}$$

$$\text{Επομένως : } \begin{aligned} V_{ud}^{(5)} &= \min (V_{ud,a}^{(5)} , V_{ud,b}^{(5)} , V_{ud,c}^{(5)}) \\ V_{ud}^{(5)} &= \min (318,8 , 137,2 , 182,73) = 137,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

3ο Αριθμητικό Παράδειγμα

Από τις σχέσεις προσδιορισμού του οριακού διατμητικού φορτίου των βλήτρων για τις περιπτώσεις αστοχίας Α' και Β' τύπου μπορούν να προκύψουν οι προϋποθέσεις υπό τις οποίες προηγείται ο ένας εκ των δύο.

Για να προηγηθεί ο Β' τύπος αστοχίας θα πρέπει να ισχύουν οι παρακάτω σχέσεις:

$$V_{ud,b} \leq V_{ud,a}$$

$$\frac{1,65}{1,3} A_s \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \leq 0,207$$

$$\frac{f_{ck}}{f_{yk}} \leq \frac{0,207 \cdot 1,5}{1,15}$$

$$f_{ck} \leq 0,27 f_{yk}$$

Ακόμα και αν χρησιμοποιηθεί χάλυβας S220, πράγμα απίθανο γιατί δεν υπάρχει λόγος να μην χρησιμοποιηθεί χάλυβας S400 ή S500, η συνθήκη ικανοποιείται όταν:

$$f_{ck} \leq 0,27 \times 220 = 59,4 \text{ MPa.}$$

δηλαδή σε πραγματικές συνθήκες εργασιών ενίσχυσης, ο Α τύπος αστοχίας των βλήτρων είναι αδύνατος γιατί απαιτείται χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος τουλάχιστον 60 MPa. Για χάλυβα S500 η συνθήκη γίνεται $f_{ck} \leq 135 \text{ MPa.!!!}$

4ο Αριθμητικό Παράδειγμα

Για βλήτρο S500 με μήκος αγκύρωσης $l_b = 10 d_b$, προσδιορίζεται στη συνέχεια η κρίσιμη απόσταση c_p (βλ. Σχήμα 4.5) πέραν της οποίας η κρίσιμη μορφή αστοχίας είναι πάντοτε τύπου Β'.

Το πάχος του στοιχείου και οι αποστάσεις από τα πλευρικά άκρα θεωρούνται μεγαλύτερες από $1,5 c_p$ και ως εκ τούτου δεν επηρεάζουν το φορτίο αστοχίας του βλήτρου.

Για να προηγηθεί ο Β' τύπος αστοχίας θα πρέπει να ισχύουν:

$$V_{ud,c} \geq V_{ud,b}$$

$$\frac{1,1}{1,5} \sqrt{d_b f_{cd}} \left(\frac{l_b}{d_b} \right)^{1/5} c_p^{3/2} \geq \frac{1,3}{1,3} d_b^2 \sqrt{f_{cd} f_{yd}}$$

Στην παραπάνω σχέση χρησιμοποιούνται παντού μονάδες N και mm (Υπενθυμίζεται: $1\text{MPa} = 1\text{N/mm}^2$)

Επομένως πρέπει:

$$c_p^{3/2} \geq 858 \times 10^{-6} \sqrt{f_{yd}} d_b^{3/2}$$

Για S500

$$c_p^{3/2} \geq 0,858 \sqrt{\frac{500}{1,15}} d_b^{3/2} = 17,89 d_b^{3/2}$$

$$c_p \geq 6,85 d_b$$

Εξάλλου το πάχος του στοιχείου και οι πλευρικές αποστάσεις από τα άκρα του στοιχείου πρέπει να είναι τουλάχιστον $1,5 \times 6,85 d_b \approx 10 d_b$.

Στο Σχέδιο 2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΟΑΣΠ, 2005), η παραπάνω κρίσιμη τιμή του c_p δίνεται κατά τι μειωμένη:

$$c_p \geq 6 d_b$$

και η κρίσιμη απόσταση από τα άκρα ίση με $3d_b$!

Ανακύκλιση φόρτισης

Ανακυκλιζόμενες δράσεις που προκαλούν κυκλικές ολισθήσεις στη διεπιφάνεια μειώνουν το διατμητικό φορτίο που μεταφέρεται μέσω της δράσης βλήτρου. Για επιβαλλόμενες ολισθήσεις μεγέθους s αυτή η μείωση εκφράζεται στο EC8-Part 1.4 (1995) από τη σχέση:

$$V_n(s) = V_1(s) (1 - \delta \sqrt{n-1})$$

όπου:

$V_n(s)$ είναι η τέμνουσα δύναμη μετά από n κύκλους φόρτισης. Για συνήθειες πρακτικές εφαρμογές σε κτιριακά έργα, μπορεί να θεωρηθεί $n = 3$

$V_1(s)$ είναι η αντίστοιχη τέμνουσα στο 1^ο κύκλο φόρτισης και δ συντελεστής που μπορεί να ληφθεί ίσος προς 0.15, σχεδόν ανεξάρτητα από τον τύπο του βλήτρου.

Στο EC8-Part 1.4 (1995) διατυπώνεται η άποψη ότι η μέγιστη διατμητική αντίσταση λόγω δράσης βλήτρου δε μειώνεται ιδιαίτερα για ένταση από σεισμικές δράσεις. Θεωρείται δηλαδή ότι το οριακό διατμητικό φορτίο συνεχίζει να μπορεί να αναπτυχθεί στο ίδιο περίπου μέγεθος που αναπτύσσεται για την περίπτωση μονότονα αύξουσας φόρτισης, απαιτώντας όμως μεγαλύτερες ολισθήσεις.

Εν πάση περιπτώσει, για την τιμή σχεδιασμού V_{ud} μπορεί να θεωρηθεί ότι οι τυχόν αβεβαιότητες καλύπτονται από τους συντελεστές ασφαλείας των υλικών και τους συντελεστές αβεβαιότητας των προσομοιωμάτων και έτσι προτείνεται να αγνοείται στους υπολογισμούς η παραπάνω μείωση.

4.4.2 Δράση αγκυρίου

Οι πιθανές μορφές αστοχίας από τη δράση ενός αγκυρίου (για αξονικό-εφελκυστικό φορτίο) μπορούν να διακριθούν στους 3 τύπους που απεικονίζονται στα Σχήματα 4.8, 4.9 και 4.10 (Hilti Co., 1994).

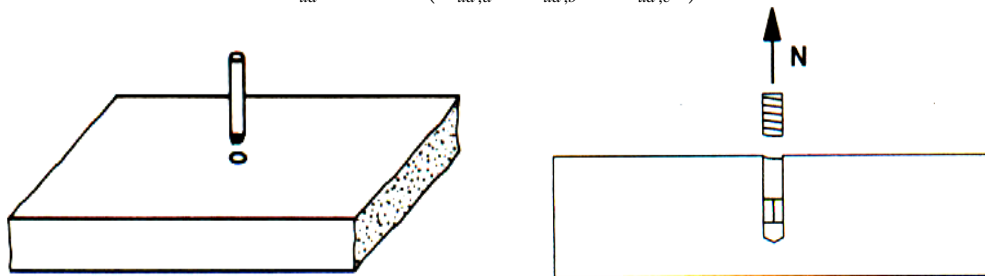
(α) Ο Α' τύπος οφείλεται σε διαρροή του χάλυβα (Σχ.4.8)

(β) Ο Β' τύπος οφείλεται σε απόσχιση ή διάρρηξη του σκυροδέματος (Σχ.4.9)

(γ) Ο Γ' τύπος οφείλεται σε ολίσθηση του αγκυρίου (Σχ.4.10)

Αν συμβολίσουμε με $N_{ud,a}$, $N_{ud,b}$, $N_{ud,c}$ τις τιμές σχεδιασμού που αντιστοιχούν στους τρεις παραπάνω τύπους αστοχίας, ισχύει προφανώς η σχέση:

$$N_{ud} = \min (N_{ud,a}, N_{ud,b}, N_{ud,c})$$



Σχήμα 4.8: Αστοχία αγκυρίου λόγω διαρροής χάλυβα (Α' τύπος)

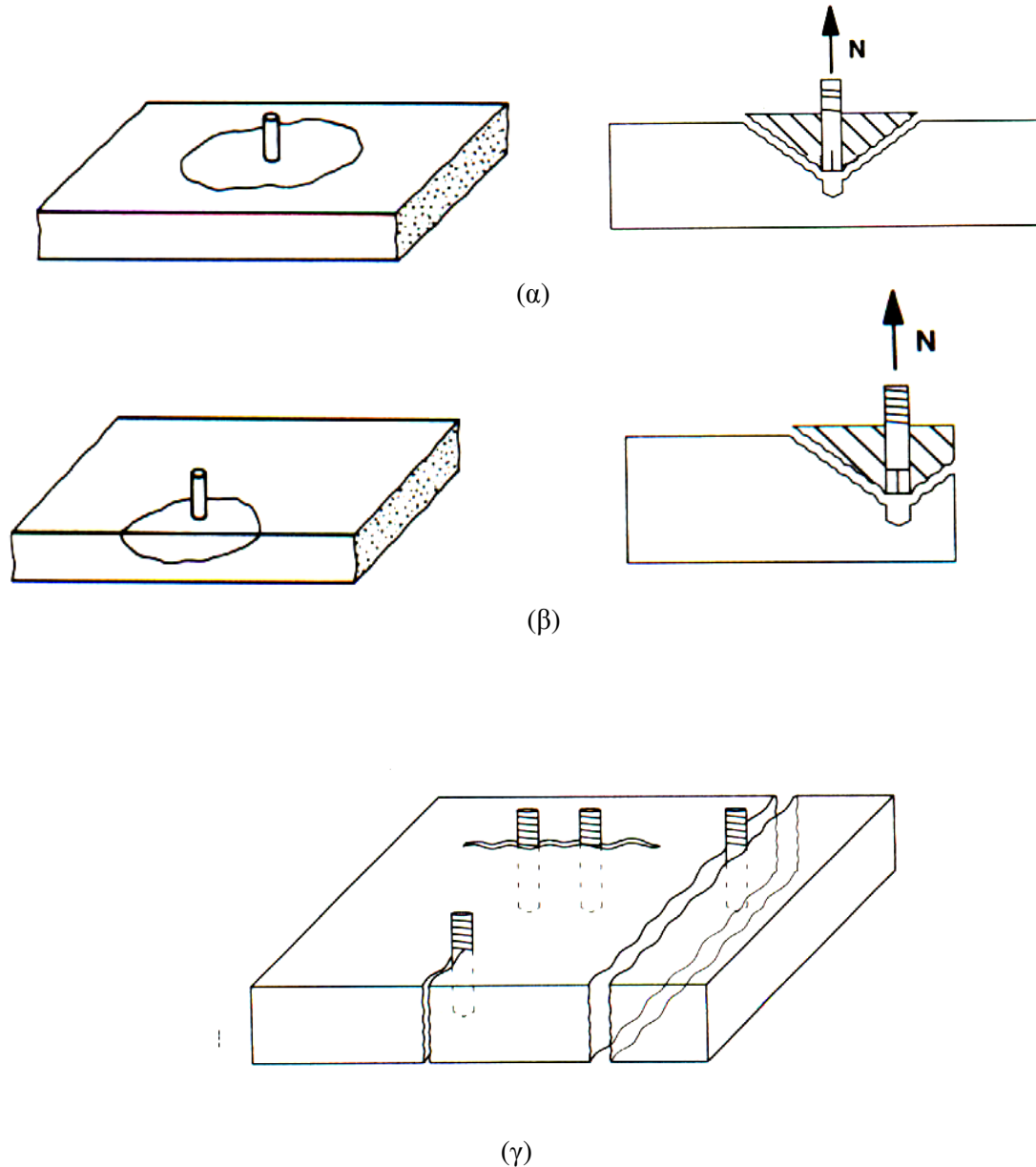
(α) Α' τύπος αστοχίας: Διαρροή χάλυβα

Αυτός ο τύπος αστοχίας (Σχ.4.8) συμβαίνει όταν το αγκύριο έχει ικανό βάθος αγκύρωσης και βρίσκεται μακριά από τα όρια του στοιχείου αγκύρωσης. Οφείλεται αποκλειστικά σε υπέρβαση των χαρακτηριστικών αντοχής του χάλυβα. Σ' αυτή την περίπτωση η τιμή σχεδιασμού του φορτίου αστοχίας ($N_{ud,a}$) δίνεται προφανώς από τη σχέση:

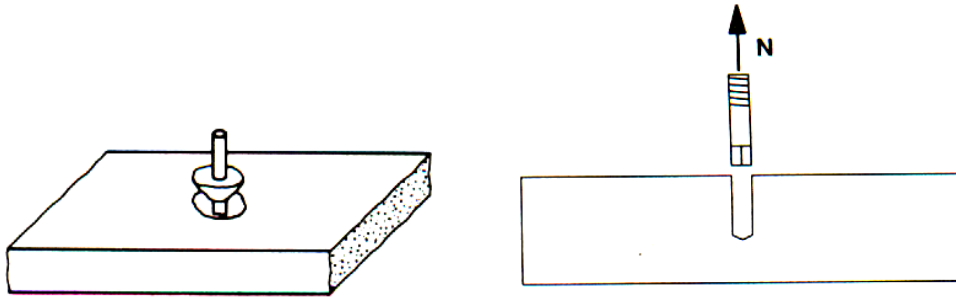
$$N_{ud,a} = A_s \cdot f_{yd}$$

(β) Β' τύπος αστοχίας: Απόσχιση ή διάρρηξη σκυροδέματος.

Αυτός ο τύπος αστοχίας (Σχ.4.9) οφείλεται σε υπέρβαση των χαρακτηριστικών αντοχής του σκυροδέματος. Η τυπική εικόνα αστοχίας σ' αυτήν την περίπτωση είναι με τη μορφή απόσχισης ενός κώνου σκυροδέματος του οποίου η κορυφή βρίσκεται στο άκρο του αγκυρίου όπως φαίνεται στα Σχήματα 4.9α και 4.9β. Μερικές φορές πάντως η αστοχία μπορεί να εμφανιστεί με τη μορφή απόσχισης του σκυροδέματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.9γ.



Σχήμα 4.9: Αστοχία λόγω απόσχισης ή διάρρηξης σκυροδέματος (Β' τύπος)



Σχήμα 4.10: Αστοχία αγκυρίου λόγω ολίσθησης (Γ' τύπος)

Με βάση τις ημιεμπειρικές σχέσεις που προτείνονται στο Bul.No226 του CEB (1983) και στον EC8-Part 1.4 (1995) η τιμή σχεδιασμού του φορτίου αστοχίας ($N_{ud,b}^o$), για αγκύρια χωρίς χημική πάκτωση, δίνεται από την παρακάτω έκφραση:

$$N_{ud,b}^o = k_1 \sqrt{f_{cd}} l_b^{3/2} \quad [N, mm]$$

όπου: $k_1 = \frac{7,5}{\gamma_{Rd}} \quad [\sigma \varepsilon N^{0,5} / mm^{0,5}]$

Για αγκύρια με χημική πάκτωση η αντίστοιχη σχέση δίνεται ως εξής:

$$N_{ud,b}^o = k_2 \sqrt{f_{cd}} l_b^2 \quad [N, mm]$$

όπου: $k_2 = \frac{0,92}{\gamma_{Rd}} \quad [\sigma \varepsilon N^{0,5} / mm]$

f_{cd} είναι η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος σε $MPa (N/mm^2)$.

l_b είναι το μήκος αγκύρωσης σε mm και

γ_{Rd} είναι ο συντελεστής αβεβαιότητας προσομοιώματος που λαμβάνεται ίσος προς 1,5.

Ο παραπάνω τύπος αστοχίας προϋποθέτει ότι το αγκύριο βρίσκεται σε ικανή απόσταση από τα άκρα της επιφάνειας αγκύρωσης και ότι απομένει ικανό πάχος του στοιχείου αγκύρωσης μετά από το ακραίο σημείο εισχώρησης του αγκυρίου.

Σύμφωνα με το CEB Bul.226, (1995) οι παραπάνω συνθήκες θεωρούνται ότι ικανοποιούνται, όταν οι επικαλύψεις του αγκυρίου c_x και c_y (αποστάσεις από τα άκρα της επιφάνειας αγκύρωσης) και το πάχος του στοιχείου t ικανοποιούν τις ακόλουθες σχέσεις:

$$c_x \geq 1,5l_b$$

$$c_y \geq 1,5l_b$$

$$t \geq 2l_b$$

Αν μία από τις παραπάνω συνθήκες δεν ικανοποιείται, είναι πιθανή η εμφάνιση ενός τύπου αστοχίας πλευρικής απόσχισης (Σχ.4.9β) ή διάρρηξης (Σχ.4.9γ) και το φορτίο αστοχίας μειώνεται. Για να συμπεριληφθούν οι παραπάνω παράμετροι, μία γενικευμένη έκφραση για την εκτίμηση της τιμής σχεδιασμού $N_{ud,b}$ μπορεί να δοθεί από την παρακάτω σχέση (CEB Bul.226, 1995):

$$N_{ud,b} = N_{ud,b}^o \cdot \alpha_x \cdot \alpha_y \cdot \alpha_t$$

όπου:

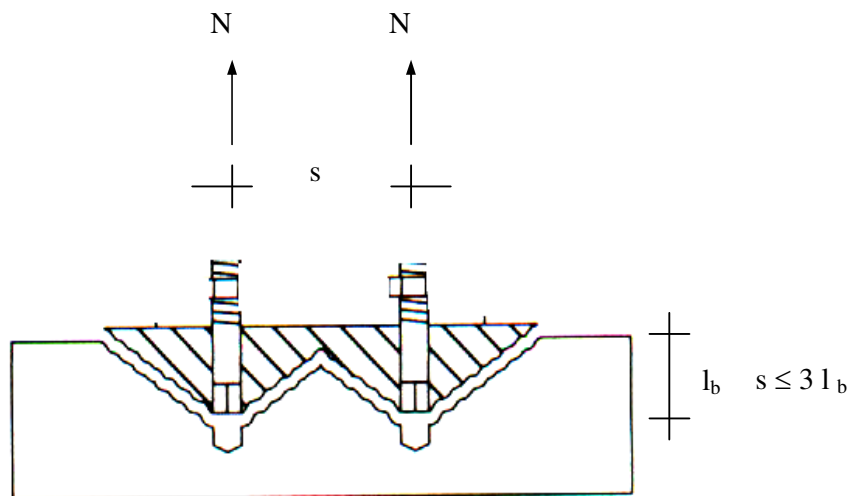
$$\alpha_x = 0,7 + \frac{0,3c_x}{1,5\ell_b} \leq 1,0$$

$$\alpha_y = 0,7 + 0,3 \frac{c_y}{1,5\ell_b} \leq 1,0$$

$$\alpha_t = \left(\frac{t}{2\ell_b} \right)^{2/3} \leq 1,5$$

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι, όταν οι επικαλύψεις c_x ή c_y είναι μεγαλύτερες ενός κρίσιμου μεγέθους $c_{cr} = 1,5 \ell_b$, οι αντίστοιχες τιμές των α_x και α_y είναι 1,0.

Στην περίπτωση που τα αγκύρια βρίσκονται σε μικρή μεταξύ τους απόσταση $s \leq 3\ell_b$, τότε υπάρχει αλληλεπίδραση των κώνων απόσχισης (Σχ.4.11) και το συνολικό φορτίο που μπορεί να παραληφθεί από το σύνολο των αγκυρίων είναι μικρότερο από το άθροισμα των οριακών φορτίων κάθε αγκυρίου.



Σχήμα 4.11: Αλληλεπίδραση κώνων απόσχισης σε γειτονικά αγκύρια

Για την περίπτωση $n_x \cdot n_y$ ίδιων αγκυρίων διατεταγμένων ανά n_x σε n_y σειρές, σε ίσες μεταξύ τους αποστάσεις s_x και s_y μικρότερες από $s_{cr} = 3l_b$ αλλά με πλευρικές επικαλύψεις των ακραίων αγκυρίων c_x και c_y μεγαλύτερες από $c_{cr} = 1,5l_b$, η τιμή σχεδιασμού του συνολικού φορτίου αστοχίας των $n_x \cdot n_y$ αγκυρίων δίνεται από τη σχέση (EC8-Part 1.4, 1995):

$$N_{ud,b}^{n_x \cdot n_y} = \left[1 + \frac{(n_x - 1) \cdot s_x}{3l_b} \right] \left[1 + \frac{(n_y - 1) s_y}{3l_b} \right] N_{ud} \leq n_x n_y N_{ud,b}$$

Για τον προσδιορισμό του $N_{ud,b}$ τίθεται $a_x = a_y = 1,0$.

(γ) Γ' τύπος αστοχίας : Ολίσθηση αγκυρίου.

Αυτός ο τύπος αστοχίας (Σχ. 4.10) οφείλεται σε υπέρβαση της αντοχής συνάφειας του αγκυρίου με το περιβάλλον σκυρόδεμα.

Για την περίπτωση χημικώς πακτωμένων αγκυρίων, στον EC8-Part 1.4 (1995) προτείνεται, για την τιμή σχεδιασμού του φορτίου αστοχίας $N_{ud,c}$, η σχέση:

$$N_{ud,c} = \frac{\tau_r}{\gamma_m} \pi l_b d_o$$

όπου:

- τ_r είναι η αντοχή συνάφειας του υλικού χημικής πάκτωσης με το σκυρόδεμα. Για πολυεστερική ρητίνη μπορεί να ληφθεί ίση προς 8 MPa. Η τιμή είναι μεγαλύτερη και φθάνει μέχρι 12 MPa, αν η ρητίνη είναι εποξειδική και η αντοχή του σκυροδέματος ξεπερνά τα 20 MPa. Ακριβέστερα οι τιμές λαμβάνονται από τα πιστοποιητικά του υλικού χημικής πάκτωσης,
- γ_m είναι ο συντελεστής υλικού για το υλικό χημικής πάκτωσης που μπορεί να ληφθεί ίσος προς 1,3 και
- d_o είναι η διάμετρος της οπής που διανοίχτηκε στο σκυρόδεμα για την πάκτωση του αγκυρίου. Συνήθως είναι 2-6 mm μεγαλύτερη από τη διάμετρο του αγκυρίου.

Αριθμητικά Παραδείγματα

1° Αριθμητικό Παράδειγμα.

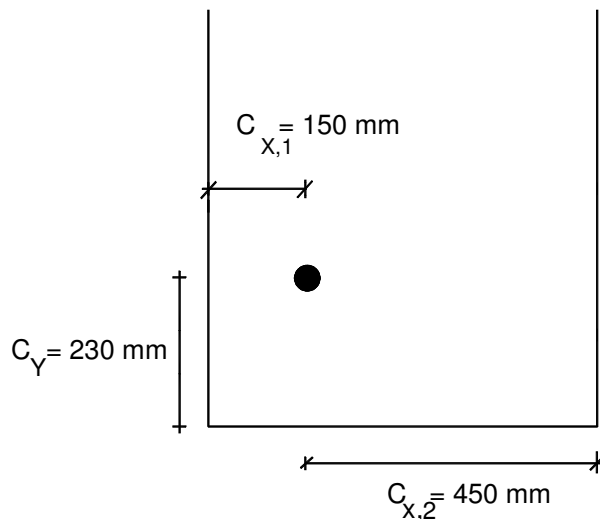
Εφαρμόζοντας τις προηγούμενες σχέσεις, παρακάτω προσδιορίζεται το φορτίο αστοχίας ενός αγκυρίου Φ18 S500, αγκυρωμένου σε σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30.

Το μήκος αγκύρωσης του αγκυρίου είναι $l_b = 180$ mm.

Το πάχος του σκυροδέματος βάσης είναι $t = 300$ mm.

Οι επικαλύψεις σκυροδέματος (αποστάσεις του αγκυρίου από τα όρια του σκυροδέματος βάσης) είναι $c_{x,1} = 150 \text{ mm}$, $c_{x,2} = 450 \text{ mm}$ και $c_y = 230 \text{ mm}$ (βλ. Σχ.4.12).

Η πάκτωση του αγκυρίου γίνεται σε οπή διαμέτρου 22 mm με εποξειδική ρητίνη που προσδίδει τάση συνάφειας $\tau_r = 10 \text{ MPa}$.



Σχήμα 4.12: Θέση αγκυρίου

- Τιμή σχεδιασμού για τον Α' τύπο αστοχίας (Διαρροή χάλυβα) :

$$N_{ud,a} = A_s \times f_{yd} = 2,54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \times \frac{500.000}{1,15} \text{ KN/m}^2 = 110,43 \text{ kN}$$

- Τιμή σχεδιασμού για το Β' τύπο αστοχίας (Απόσχιση ή διάρρηξη σκυροδέματος):

$$N_{ud,b}^o = \frac{0,92}{\gamma_{Rd}} \sqrt{f_{cd}} \cdot I_b^2 = \frac{0,92}{1,5} (N^{0,5} / \text{mm}) \cdot \sqrt{\frac{25(N / \text{mm}^2)}{1,5}} \times 180^2 \text{ mm}^2 = 81,13 \text{ kN}$$

$$\min c_x = \min (150 \text{ mm} , 450 \text{ mm}) = 150 \text{ mm} < 1,5 l_b = 1,5 \times 180 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$c_y = 230 \text{ mm} < 1,5 l_b = 1,5 \times 180 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$t = 300 \text{ mm} < 2 l_b = 2 \cdot 180 = 360 \text{ mm}$$

$$N_{ud,b} = N_{ud,b}^o \cdot a_x \cdot a_y \cdot a_t$$

$$a_x = 0,7 + \frac{0,3 \cdot c_x}{1,5 \cdot l_b} = 0,7 + \frac{0,3 \times 150}{1,5 \times 180} = 0,87$$

$$a_y = 0,7 + \frac{0,3 \cdot c_y}{1,5 \cdot l_b} = 0,7 + \frac{0,3 \times 230}{1,5 \times 180} = 0,95$$

$$a_t = \left(\frac{t}{2 \cdot l_b} \right)^{2/3} = \left(\frac{300}{2 \cdot 180} \right)^{2/3} = 0,89$$

$$N_{ud,b} = N_{ud,b}^o \cdot a_x \cdot a_y \cdot a_t = 81,13 \times 0,87 \times 0,95 \times 0,89 = 59,68 \text{ kN}$$

- Τιμή σχεδιασμού για το Γ' τύπο αστοχίας (Ολίσθηση αγκυρίου):

$$N_{ud,c} = \frac{\tau_r}{\gamma_m} \pi l_b d_o = \frac{10.000 \text{ KN/m}^2}{1,3} \times 3,14 \times 0,18 \times 0,022 \text{ m}^2 = 95,65 \text{ kN}$$

Τελικά :

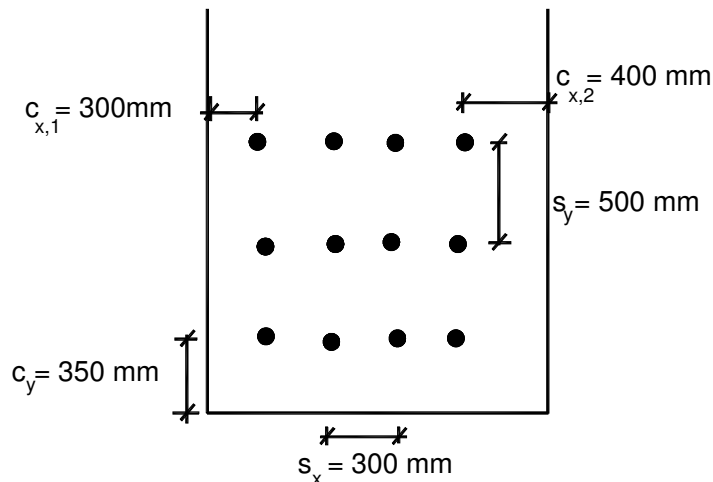
$$N_{ud} = \min (N_{ud,a} , N_{ud,b} , N_{ud,c}) =$$

$$= \min (110,43 , 59,68 , 95,65) = 59,68 \text{ kN}$$

και η αστοχία αναμένεται να είναι Β' τύπου (Απόσχιση ή διάρρηξη σκυροδέματος).

2° Αριθμητικό Παράδειγμα.

Για μια ομάδα 12 αγκυρίων, που είναι όμοια με αυτό του προηγούμενου παραδείγματος και είναι διατεταγμένα σε 3 σειρές με 4 αγκύρια σε κάθε σειρά έτσι όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.13, η τιμή σχεδιασμού του συνολικού αξονικού φορτίου που μπορεί να μεταφερθεί προσδιορίζεται ως εξής:



Σχήμα 4.13: Διάταξη αγκυρίων

- Περίπτωση Α' τύπου αστοχίας (Διαρροή χάλυβα) :

$$N_{ud,a}^{(12)} = 12 \cdot N_{ud,a} = 12 \times 110,43 = 1325,16 \text{ kN}$$

- Περίπτωση Β' τύπου αστοχίας (Απόσχιση ή διάρρηξη σκυροδέματος):

$$s_x = 300 \text{ mm} < 3 l_b = 3 \times 180 = 540 \text{ mm}$$

$$s_y = 500 \text{ mm} < 3 l_b = 3 \times 180 = 540 \text{ mm}$$

Επομένως υπάρχει αλληλεπίδραση των κώνων απόσχισης.

$$c_{cr} = 1,5 l_b = 1,5 \cdot 180 = 270 \text{ mm}$$

$$\min (c_{x,1} , c_{x,2} , c_y) =$$

$$\min (300 , 400 , 350) = 300 \text{ mm} > c_{cr} = 270 \text{ mm}$$

$$\text{Επομένως } \alpha_x = \alpha_y = 1,0$$

$$N_{ud,b} = N_{ud,b}^o \cdot a_x \cdot a_y \cdot a_t = 81,13 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,89 = 72,21 \text{ kN}$$

$$N_{ud,b}^{(12)} = \left[1 + \frac{(n_x - 1) s_x}{3 l_b} \right] \cdot \left[1 + \frac{(n_y - 1) s_y}{3 l_b} \right] N_{ud,b} \leq n_x n_y N_{ud}$$

$$N_{ud,b}^{(12)} = \left[1 + \frac{(4 - 1) \times 300}{3 \times 180} \right] \cdot \left[1 + \frac{(3 - 1) \times 500}{3 \times 180} \right] \times 72,21 = 549,84 \text{ kN}$$

$$n_x n_y N_{ud,b} = 4 \times 3 \times 72,21 = 866,52 \text{ kN}$$

$$549,84 < 866,52 \text{ kN}$$

- Περίπτωση Γ' τύπου αστοχίας (Ολίσθηση αγκυρίου):

$$N_{ud,c}^{(12)} = 12 \cdot N_{ud,c} = 12 \times 95,65 = 1147,8 \text{ kN}$$

Επομένως:

$$N_{ud}^{(12)} = \min (N_{ud,a} , N_{ud,b} , N_{ud,c})$$

$$N_{ud}^{(12)} = \min (1325,16 , 549,84 , 1147,8) = 549,84 \text{ kN}$$

και προφανώς η αναμενόμενη αστοχία προβλέπεται να είναι Β' τύπου.

Ανακύκλιση φόρτισης

Σύμφωνα με τον EC8-Part 1.4 (1995) η ανακύκλιση της φόρτισης έχει μικρή επίδραση στο φορτίο αστοχίας των αγκυρίων και γι' αυτό μπορεί να αγνοηθεί.

4.4.3 Αλληλεπίδραση δράσης βλήτρου και αγκυρίου

Όταν ένας μεταλλικός σύνδεσμος καταπονείται συγχρόνως με διατμητικό φορτίο V_d και αξονικό εφελκυστικό φορτίο N_d , πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω σχέση αλληλεπίδρασης (CEB Bul.226, 1995).

$$\left(\frac{V_d}{V_{ud}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{N_d}{N_{ud}}\right)^{\alpha} \leq 1$$

όπου V_{ud} το φορτίο αστοχίας σχεδιασμού μόνο από δράση βλήτρου, N_{ud} φορτίο αστοχίας σχεδιασμού μόνο από δράση αγκυρίων και ο εκθέτης α λαμβάνει τιμές από 1 έως 2

Πιο συγκεκριμένα:

$\alpha=2$ εάν οι τιμές σχεδιασμού V_{ud} and N_{ud} προκύπτουν από αστοχία του χάλυβα,

$\alpha=1,5$ εάν οι ως άνω τιμές προκύπτουν από άλλες μορφές αστοχίας και

$\alpha=1$ λαμβάνεται ως μία συντηρητική απλοποίηση

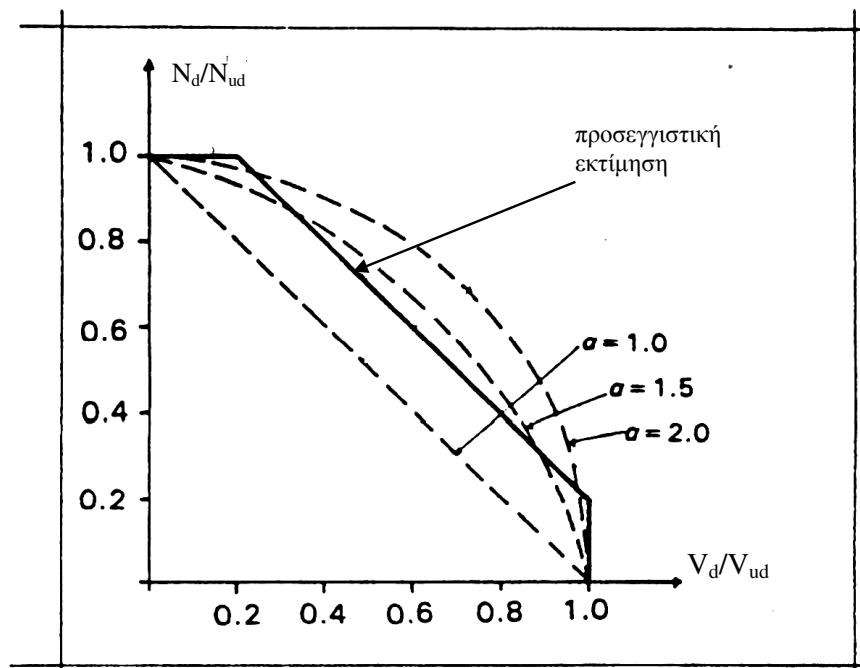
Μία απλούστερη μορφή της παραπάνω σχέσης που δίνεται σε διάφορα εγχειρίδια (CEB Bul.226, 1995) είναι η εξής:

$$\frac{V_d}{V_{ud}} + \frac{N_d}{N_{ud}} \leq 1,2$$

υπό την προϋπόθεση βέβαια ότι:

$$V_d \leq V_{ud} \quad \text{και} \quad N_d \leq N_{ud}$$

Μία απεικόνιση των παραπάνω σχέσεων φαίνεται στο Σχήμα 4.14.



Σχήμα 4.14: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης δράσης βλήτρου και αγκυρίου

Αριθμητικό Παράδειγμα

Σε ένα μεταλλικό σύνδεσμο Φ18 S500 με χαρακτηριστικά που περιγράφονται στα παραδείγματα 1 και 3 ας θεωρηθεί ότι ασκείται αξονικό φορτίο $N_d = 20$ kN. Στην περίπτωση αυτή η διατμητική αντίσταση του συνδέσμου προκύπτει ως εξής:

$$\left(\frac{V_d}{V_{ud}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{N_d}{N_{ud}}\right)^{\alpha} = 1$$

όπου:

$V_{ud}=27,44$ kN, όπως έχει προκύψει από το 1^ο παράδειγμα των βλήτρων,
 $N_{ud}=59,68$ kN, όπως έχει προκύψει από το 1^ο παράδειγμα των αγκυρίων και

$\alpha=1,5$ επειδή και για τις δύο ανεξάρτητες δράσεις (βλήτρου και αγκυρίου) οι αστοχίες δεν έχουν προκύψει από διαρροή χάλυβα.

Επομένως:

$$\left(\frac{V_d}{27,44}\right)^{1,5} + \left(\frac{20}{59,68}\right)^{1,5} = 1 \Rightarrow V_d = 23,84 \text{ kN}$$

Προσεγγιστικά θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί η σχέση :

$$\frac{V_d}{V_{ud}} + \frac{N_d}{N_{ud}} = 1,2$$

Επομένως:

$$\frac{V_d}{27,44} + \frac{20}{59,68} = 1,2 \Rightarrow V_d = 23,73 \text{ kN}$$

Πράγματι η διαφορά των αποτελεσμάτων 23,84 kN και 23,73 kN, μπορεί να θεωρηθεί χωρίς σημασία.

4.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΝΕΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

Αγκυρώσεις νέων ράβδων οπλισμού

Όταν νέες ράβδοι οπλισμού αγκυρώνονται στον υφιστάμενο φορέα πρέπει να εξασφαλίζεται ότι στη ράβδο μπορεί να αναπτυχθεί το μέγιστο φορτίο διαρροής της και ότι δε θα αστοχήσει η περιοχή αγκύρωσής της.

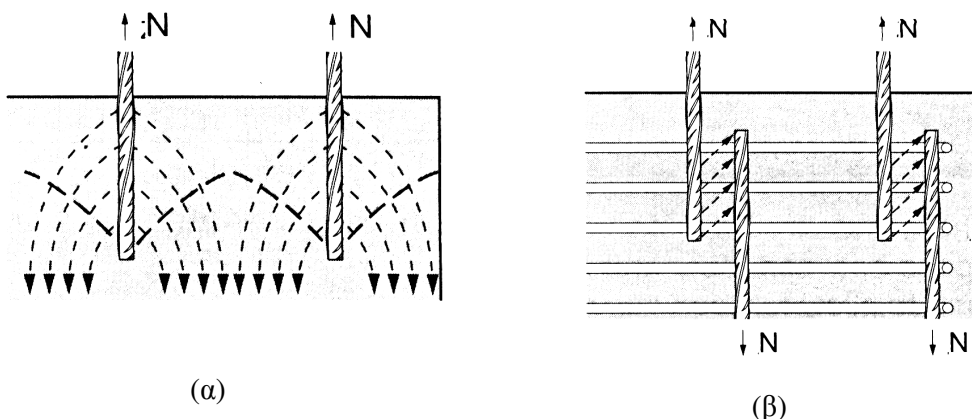
Οι τιμές σχεδιασμού των φορτίων αστοχίας της αγκύρωσης, $N_{ud,a}$, $N_{ud,b}$ και $N_{ud,c}$ προκύπτουν από τις ίδιες σχέσεις που ήδη αναφέρθηκαν περί αγκυρίων.

Προφανώς, για να εξασφαλιστεί ο όλκιμος τρόπος αστοχίας των ράβδων θα πρέπει:

$$N_{ud,b} \geq N_{ud,a} \quad \text{και} \quad N_{ud,c} \geq N_{ud,a}$$

Αξίζει πάντως έντονα να επισημανθεί η θετική συμβολή του τυχόν υπάρχοντος οπλισμού στη μεταφορά των δυνάμεων στην περιοχή αγκύρωσης.

Στην περίπτωση που η αγκύρωση γίνεται σε περιοχή που δεν υπάρχουν οπλισμοί (Σχ.4.15α) (Hilti Co., 1994) η μεταφορά των δυνάμεων από τη ράβδο προς το σκυρόδεμα εξαρτάται από τις διαστάσεις του πιθανού κώνου διάρρηξης και ως εκ τούτου συναρτάται από το μήκος αγκύρωσης της ράβδου και από τις αποστάσεις της από τα άκρα και από γειτονικές νέες αγκυρωμένες ράβδους.



Σχήμα 4.15: Μεταφορά δυνάμεων στην περιοχή αγκύρωσης
 (α) Σε άοπλο σκυρόδεμα
 (β) Σε οπλισμένο σκυρόδεμα

Στην περίπτωση όμως που η αγκύρωση γίνεται σε περιοχή όπου υπάρχουν οπλισμοί, μέρος των δυνάμεων μεταφέρεται στους οπλισμούς μέσω της συνάφειας του σκυροδέματος που τους περιβάλλει. Ειδικότερα στην περίπτωση που εξασφαλίζονται συνθήκες όπως αυτές που απεικονίζονται στο Σχήμα 4.15β (Hilti Co., 1994), όπου δηλαδή στην περιοχή αγκύρωσης υπάρχουν οπλισμοί παράλληλοι και εγκάρσιοι προς τις νέες ράβδους, μπορεί να θεωρηθεί ότι αυτές οι συνθήκες εξασφαλίζουν τη μεταφορά φορτίου προς τις προϋπάρχουσες παράλληλες ράβδους. Το μερίδιο του φορτίου που μεταφέρεται στους υπάρχοντες

οπλισμούς εξαρτάται από το μήκος υπερκάλυψης παλαιών και νέων ράβδων οπλισμού ως επίσης και από τη μεταξύ τους απόσταση.

Πάντως, αποφεύγοντας περίτεχνους υπολογισμούς, αγνοείται η ευεργετική επίδραση του υπάρχοντος οπλισμού και θεωρείται ότι έτσι εξισορροπείται η αρνητική επίδραση της πιθανής ρηγμάτωσης στην περιοχή αγκύρωσης.

Συγκολλήσεις παλαιών και νέων ράβδων οπλισμού

Για την υπερκάλυψη παλαιών και νέων ράβδων οπλισμού ισχύουν προφανώς οι σχετικές διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000). Εάν δεν είναι εφικτό να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις του Κανονισμού Σκυροδέματος για το μήκος υπερκάλυψης, οι νέοι οπλισμοί μπορούν να ηλεκτροσυγκολληθούν με τους παλαιούς σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 3. Όπως έχει προκύψει πειραματικά (Τζωρτζάκης κ.α., 1990) η ηλεκτροσυγκόλληση δεν επηρεάζει το όριο διαρροής του χάλυβα, όμως επηρεάζει την παραμόρφωση αστοχίας. Η παραπάνω μείωση εξαρτάται ιδιαίτερα από τη μονάδα παραγωγής του χάλυβα και δεν είναι εύκολο να ποσοτικοποιηθεί. Παρ' όλα αυτά η μείωση αυτή δε φαίνεται να είναι τόσο μεγάλη και να επηρεάζει την αποδεκτή συμπεριφορά του οπλισμού.

Στον EC8-Part 1.4 (1995) το σύνολο των παραπάνω αβεβαιοτήτων αντιμετωπίζεται με τη χρήση αυξημένου συντελεστή ασφαλείας για τις συγκολλημένες ράβδους χάλυβα, θεωρώντας $\gamma_s' = 1,2 \gamma_s$.

Πάντως, εφόσον η ηλεκτροσυγκόλληση ράβδων οπλισμού πραγματοποιηθεί σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 3, μπορεί να θεωρηθεί ότι εξασφαλίζεται η δυνατότητα μεταφοράς του μεγίστου φορτίου που μπορεί να φέρει η ασθενέστερη από τις συγκολλημένες ράβδους. Επομένως η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντίστασης του συνδέσμου δίνεται από τη σχέση:

$$V_{ud}^{συγκολ.} = A_s \cdot f_{yd}$$

Στην περίπτωση που λόγω απόστασης των προς συγκόλληση ράβδων χρησιμοποιούνται “δύσκαμπτοι” ή “εύκαμπτοι” σύνδεσμοι, με μήκος συγκόλλησης όπως προτείνεται στο Σχήμα 3.31, ελλείπει άλλων στοιχείων, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι παρακάτω σχέσεις:

- “Δύσκαμπτος” σύνδεσμος

$$V_{ud}^{συγκολ.} = A_s f_{yd} / 2$$

- “Εύκαμπτος” σύνδεσμος μορφής Ω

Για κάθε λοξό σκέλος

$$V_{ud}^{συγκολ.} = 10 \frac{A_s}{h_s} \quad [\text{σε kN}]$$

Πάντως το σύνολο της διατμητικής αντίστασης του “εύκαμπτου” συνδέσμου δεν μπορεί να ξεπερνάει το μέγεθος $A_s f_{yd}$.

Στις παραπάνω σχέσεις :

$A_s f_{yd}$ είναι η μικρότερη από τις τιμές σχεδιασμού για τις φέρουσες ικανότητες των συγκολλημένων ράβδων και

$10 \frac{A_s}{h_s}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της μεγίστης διατμητικής αντίστασης κάθε

λοξού σκέλους του “εύκαμπτου” συνδέσμου, υπό την προϋπόθεση ότι δεν αστοχεί η συγκόλληση σε ένα τουλάχιστον από τα άκρα του. Στη σχέση αυτή η διατομή του συνδέσμου A_s και το ύψος του h_s (βλ. Σχ.3.31β) τίθενται σε mm^2 και mm αντίστοιχα.

Η τιμή αυτή προκύπτει από ένα θεωρητικό προσομοίωμα που έχει προταθεί στη βιβλιογραφία (Τάσιος, 1981) για τη λειτουργία των λοξών σκελών.

Αν V είναι το διατμητικό φορτίο και s η σχετική ολίσθηση (στη διεπιφάνεια του σκυροδέματος μεταξύ παλαιάς και νέας ράβδου), η αξονική δύναμη και η αντίστοιχη επιμήκυνση που αναπτύσσονται στο (υπό κλίση 45°) λοξό σκέλος είναι:

$V/\sqrt{2}$ και $s/\sqrt{2}$ αντιστοίχως.

Επομένως:

$$\frac{V}{\sqrt{2}} = \varepsilon_s E_s A_s = \frac{s/\sqrt{2}}{h_s} E_s A_s$$

δηλαδή:
$$V = \frac{s E_s A_s}{\sqrt{2} h_s}$$

όπου:

ε_s είναι η αξονική παραμόρφωση του λοξού σκέλους και

$E_s = 200\text{GPa}$ είναι το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα.

Λαμβάνοντας ως κρίσιμη τιμή σχετικής ολίσθησης (s_{cr}) την τιμή που αντιστοιχεί στη φάση μεγιστοποίησης της αντίστασης της τριβής στη διεπιφάνεια, που προτείνεται ίση προς $0,15\text{mm}$ (Τάσιος, 1981), λαμβάνεται:

$$V_u = \frac{0,15 \times 200}{\sqrt{2}} \times \frac{A_s}{h_s} \cong 20 \frac{A_s}{h_s} \quad [\text{kN}, \text{mm}]$$

Σε επίπεδο σχεδιασμού, θεωρώντας συντελεστή αβεβαιότητας προσομοιώματος ίσο προς $2,0$, λαμβάνεται: $V_{ud} = 10 \frac{A_s}{h_s} \quad [\text{kN}, \text{mm}]$.

Αριθμητικό Παράδειγμα

Μία ράβδος οπλισμού $\Phi 18$ S220, που αποτελεί μέρος του υπάρχοντος οπλισμού ενός δομικού στοιχείου, ηλεκτροσυγκολλείται σύμφωνα με τα αναφερόμενα στο Κεφάλαιο 3 με μία νέα ράβδο οπλισμού $\Phi 16$ S500s.

Η συγκόλληση είναι πλήρως αποδεκτή σύμφωνα με ότι έχει αναφερθεί στο Κεφάλαιο 3 και το μέγιστο διατμητικό φορτίο του συνδέσμου μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής:

α) περίπτωση ηλεκτροσυγκόλλησης (παλαιάς και νέας ράβδου) εν επαφή.

$$V_{ud}^{συγκ.} = \min \left(\frac{\pi \times 18^2}{4} \times \frac{220}{1,15}, \frac{\pi \times 16^2}{4} \times \frac{500}{1,15} \right) = 48656 \text{ N} = 48,66 \text{ kN}$$

β) περίπτωση χρήσης “δύσκαμπτων” συνδέσμων S500s, διατομής Φ20 όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.31α.

$$V_{ud}^{συγκ.} = 48,66 / 2 = 24,33 \text{ kN}$$

γ) περίπτωση χρήσης “εύκαμπτων” συνδέσμων S500s, διατομής Φ20 σχήματος Ω, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.31β, θεωρώντας ότι η αξονική απόσταση των προς συγκόλληση ράβδων είναι 80mm.

$$h_s = 80 - \frac{18}{2} - \frac{16}{2} - 20 = 43 \text{ mm}$$

$$10 \frac{A_s}{h_s} = 10 \frac{\pi \times 20^2}{4 \times 43} = 73 \text{ kN}$$

$$V_{ud}^{συγκ.} = \min(48,66, 2 \times 73) = 48,66 \text{ kN}$$

4.6 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ ΠΑΛΑΙΟΥ-ΝΕΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Στις επισκευές και τις ενισχύσεις των κατασκευών, όταν ένα νέο στοιχείο έρχεται σε επαφή με τον υφιστάμενο φορέα, πρέπει να λαμβάνεται σχολαστική πρόνοια για την ασφαλή μεταφορά των δυνάμεων αλληλεπίδρασής τους και απαιτούνται ειδικοί έλεγχοι που θα το επιβεβαιώνουν.

Στην ενότητα αυτή θα αναπτυχθεί εν συντομία η μηχανική των διεπιφανειών κατά τη μεταβίβαση έντασης μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος για τις πλέον συνήθεις εφαρμογές της πράξης όπου το νέο στοιχείο είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Ως μία εισαγωγική παρατήρηση είναι σκόπιμο να επισημανθεί ότι σε κάθε περίπτωση που η επέμβαση περιλαμβάνει τη σκυροδέτηση νέου σκυροδέματος σε επαφή με παλαιό, τα παρακάτω μέτρα κρίνονται απαραίτητα για την προετοιμασία της επιφάνειας του παλαιού σκυροδέματος:

- Απομάκρυνση κάθε τμήματος αποδιοργανωμένου σκυροδέματος.
- Τεχνητό αγκρίωμα της επιφάνειας του σκυροδέματος με υδροβροχή ή μηχανικά μέσα (π.χ. «ματσακόνι» αέρος) σε βάθος 6 mm περίπου, έτσι ώστε να αποκαλύπτονται τα αδρανή.

- Καλός καθαρισμός της επιφάνειας του σκυροδέματος και απομάκρυνση κάθε ξένου στοιχείου με πεπιεσμένο αέρα ή εκτόξευση νερού.
- Διαβροχή του σκυροδέματος για αρκετό χρόνο (π.χ. 6 ώρες) πριν τη σκυροδέτηση του νέου σκυροδέματος.

Σε ότι αφορά το νέο σκυρόδεμα, έντονα συνιστάται (EC8-Part 1.4, 1995) όπως η αντοχή του ξεπερνά την αντοχή του παλαιού κατά 5 MPa.

4.6.1 Μεταφορά θλιπτικού φορτίου

Κρίσιμος παράγοντας για τη μεταφορά θλιπτικού φορτίου στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος είναι η εξασφάλιση της πλήρους επαφής των δύο στοιχείων.

Όταν το φορτίο μεταφέρεται από το νέο στοιχείο προς το παλαιό, η σκυροδέτηση πρέπει να γίνεται υπό πίεση τουλάχιστον ίση 0,05 MPa. Εν γένει, η παραπάνω απαίτηση ικανοποιείται εύκολα. Εναλλακτικά συνιστάται η χρήση εποξειδικής κόλλας, η οποία εφαρμόζεται στην επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος λίγο πριν τη σκυροδέτηση. Σ' αυτή την περίπτωση η επιφάνεια του σκυροδέματος πρέπει να είναι απόλυτα στεγνή πριν την εφαρμογή της κόλλας και η σκυροδέτηση στην περιοχή επαφής, πρέπει να αποπερατωθεί πριν τη λήξη του χρόνου εργασιμότητας της κόλλας.

Στις περιπτώσεις που το νέο σκυρόδεμα σκυροδετείται κάτω από το παλαιό στοιχείο, απαιτούνται ειδικά μέτρα για την παρεμπόδιση της συστολής ξήρανσης του νέου σκυροδέματος όπως π. χ. προσθήκη ειδικών προσμίκτων.

Οι θλιπτικές παραμορφώσεις του παλαιού και του νέου σκυροδέματος είναι υψηλότερες στην περιοχή επαφής των δύο στοιχείων. Αυτό ισοδυναμεί με μείωση του μέτρου ελαστικότητας της περιοχής και με αύξηση των παραμορφώσεων στην κατάσταση οριακής αντοχής. Σύμφωνα με τον EC8-Part 1.4 (1995) το φαινόμενο αυτό μπορεί να αγνοείται σε συνήθεις περιπτώσεις της πράξης.

Ως θλιπτική αντοχή στην περιοχή της διεπιφάνειας θεωρείται η θλιπτική αντοχή του ασθενέστερου υλικού.

4.6.2 Μηχανισμοί ανάληψης διατμητικού φορτίου

Η διατμητική αντίσταση μιας διεπιφάνειας παλαιού-νέου σκυροδέματος μπορεί να θεωρηθεί ως αποτέλεσμα τριών μηχανισμών ανάληψης διατμητικών φορτίων στο επίπεδο της διεπιφάνειας. Ο πρώτος μηχανισμός οφείλεται στις φυσικοχημικές δυνάμεις σύνδεσης παλαιού και νέου σκυροδέματος και στη συνέχεια θα ονομάζεται συνοχή. Ο

δεύτερος μηχανισμός είναι ο μηχανισμός της τριβής και οφείλεται στην αντίσταση τριβής των παρειών της διεπιφάνειας. Τέλος ο τρίτος μηχανισμός ανάληψης διατμητικού φορτίου ενεργοποιείται από τη δράση βλήτρου ράβδων οπλισμού που διαπερνούν τη διεπιφάνεια.

Στη συνέχεια αναπτύσσονται οι παραπάνω τρεις μηχανισμοί ανάληψης διατμητικού φορτίου, με έμφαση στους μηχανισμούς συνοχής και τριβής. Για τον μηχανισμό δράσης βλήτρου ισχύει προφανώς το θεωρητικό και υπολογιστικό υπόβαθρο που αναπτύχθηκε εκτενώς στην § 4.3.

4.6.2.1 Βιβλιογραφική ανασκόπηση για τους μηχανισμούς συνοχής και τριβής

Παράγοντες που επιδρούν στους μηχανισμούς συνοχής και τριβής

Η τραχύτητα της διεπιφάνειας

Η τραχύτητα της διεπιφάνειας αποτελεί σημαντικό παράγοντα για τις συνιστώσες των μηχανισμών συνοχής και τριβής (Δρίτσος κ.α., 1996). Χρήσιμο εξάλλου είναι να υπενθυμιστεί, αυτό που είναι ήδη γνωστό για τις ρωγμές σκυροδέματος. Η τραχύτητα διαχωρίζεται σε δύο είδη: Στη “μακροτραχύτητα” που δημιουργείται όταν μία ρωγμή περνάει γύρω από τα μεγάλα αδρανή και τη “μικροτραχύτητα” που δημιουργείται όταν η ρωγμή περνάει γύρω από κόκκους άμμου. Έτσι σε μια διεπιφάνεια παλιού και νέου σκυροδέματος που δεν είναι φυσικώς τραχεία (όπως είναι μια ρωγμή στο σκυρόδεμα) η δημιουργία τεχνητής τραχύτητας που προβλέπεται από τους Κανονισμούς (π.χ. ACI 318-95) θα μπορούσε να αναπαραστήσει μόνον τη “μακροτραχύτητα”. Επομένως μια μικρή διαφορά μονολιθικότητας λόγω της απουσίας της “μικροτραχύτητας” αναμένεται στις διεπιφάνειες παλιού και νέου σκυροδέματος όπως άλλωστε έχει παρατηρηθεί και πειραματικά (Mattock, 1976).

Ακόμα πρέπει να παρατηρηθεί ότι το μέγεθος και το σχήμα των αδρανών επιδρά στο μέγεθος της “μακροτραχύτητας”. Διεπιφάνειες με μεγάλα γωνιώδη αδρανή αναπτύσσουν μεγαλύτερη αντίσταση τριβής.

Η προετοιμασία της διεπιφάνειας

Η προετοιμασία της διεπιφάνειας επιδρά σημαντικά στους μηχανισμούς συνοχής και τριβής. Η απομάκρυνση των μικρής αντοχής εξωτερικών στρώσεων τσιμεντοκονιάματος με συρματόβουρτσες και η αποκάλυψη των αδρανών, που μπορεί να γίνει με υδροβολή ή με ειδικό μηχανικό εξοπλισμό (π.χ. “ματσακόνι” αέρος), καθώς επίσης και ο καλός καθαρισμός από τη σκόνη με πεπιεσμένο αέρα και νερό είναι στοιχεία που αυξάνουν τη συνοχή και την αντίσταση τριβής. Εξάλλου μια πλήρης αποκατάσταση μονολιθικότητας θα μπορούσε να επιτευχθεί μετά από ένα ιδιαίτερα επιμελημένο καθαρισμό και χρήση εποξειδικής κόλλας.

Η αντοχή του σκυροδέματος

Η αντοχή του σκυροδέματος δεν φαίνεται να έχει ιδιαίτερη σημασία στην αντίσταση τριβής, ενώ για το μηχανισμό της συνοχής δεν υπάρχει ταύτιση απόψεων στη βιβλιογραφία. Χαρακτηριστικά μπορούν να αναφερθούν οι παρακάτω απόψεις:

- Δεν αποδεικνύεται συσχέτιση συνοχής και αντοχής σκυροδέματος: (Rehm et al, 1980).
- Η συνοχή είναι ανάλογη της εφελκυστικής αντοχής του ασθενέστερου σκυροδέματος (EC8-Part 1.4, 1995- Χρονόπουλος, 1985).
- Υπάρχει μικρή επίδραση της αντοχής του σκυροδέματος στη συνοχή (Mattock, 1964).

Το είδος του νέου σκυροδέματος και η μέθοδος σκυροδέτησης

Το είδος του νέου σκυροδέματος και η μέθοδος σκυροδέτησης επιδρά στη συνοχή. Έτσι π.χ. όταν το νέο σκυρόδεμα είναι εκτοξευόμενο ή ειδικού τύπου σκυρόδεμα η συνοχή μπορεί να φθάσει την εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου σκυροδέματος (CEB Bul. 162, 1983 - Χρονόπουλος, 1985).

Το μέγεθος της κάθετης προς τη διεπιφάνεια τάσης

Το μέγεθος της κάθετης προς διεπιφάνεια τάσης (σ_c) επιδρά σημαντικά και με πολλούς τρόπους στο μηχανισμό της τριβής (Βασιλείου, 1973, 1986 - Χρονόπουλος, 1985).

Η ανακύκλιση της φόρτισης

Η ανακύκλιση της φόρτισης μειώνει τη συνοχή και την αντίσταση τριβής λειαινώντας τις παρειές της διεπιφάνειας.

Υπολογιστικά βοηθήματα

Στη βιβλιογραφία δεν υπάρχει συμφωνία για την εκτίμηση του μεγέθους της συνοχής και της αντίστασης τριβής. Αυτό οφείλεται στις διαφορετικές συνθήκες εκτέλεσης των πειραματικών ερευνών. Γενικά πάντως γίνεται αποδεκτό ότι: (α) η συνοχή μπορεί να εκτιμηθεί από μία οριακή (μέγιστη) διατμητική τάση σύνδεσης των δύο στοιχείων (τ_{cu}) και (β) η αντίσταση τριβής (τ_{fu}) εκτιμάται μέσω του συντελεστή τριβής μ των επιφανειών των δύο στοιχείων από μία σχέση της μορφής $\tau_{fu} = \mu \sigma_c$.

Έτσι στο Bul. No 162 της CEB (1983) παρατίθενται οι παρακάτω τιμές, για τη συνοχή και το συντελεστή τριβής σύμφωνα με τα αποτελέσματα του F.Daschner (1976):

- Λεία διεπιφάνεια $\tau_{cu} = 1,0 \text{ MPa}$, $\mu = 0,7$
- Διεπιφάνεια μετά από αμμοβολή $\tau_{cu} = 1,7 \text{ MPa}$, $\mu = 0,9$
- Άγρια-οδοντωτή επιφάνεια $\tau_{cu} = 1,9 \text{ MPa}$, $\mu = 1,55$

Παρόμοια αποτελέσματα προκύπτουν και από άλλες εργασίες.

Για λείες διεπιφάνειες έχει ληφθεί

$\mu=0,7$ (Rybicki, 1981)

$\mu=0,8$ (Gaston, Kritz, 1964)

Ενώ για διάφορες μορφές τραχύτητας διεπιφάνειας έχει προταθεί (Birkeland, 1966).

- $\mu= 1,70$ για φυσικώς τραχεία διεπιφάνεια (ρωγμή στο σκυρόδεμα)
- $\mu= 1,40$ για τεχνικά αγριεμένες διεπιφάνειες
- $\mu= 0,8-1,0$ για συνήθεις αρμούς διακοπής εργασίας

Εξάλλου από τον Μ.Χρονόπουλο (1985) έχει προταθεί:

- Λεία διεπιφάνεια $\tau_{cu} = 1/2 f_{ct}$, $\mu_o = 1,0$
- Διεπιφάνεια μετά από αμμοβολή $\tau_{cu} = 2/3 f_{ct}$, $\mu_o = 1,5$
- Άγρια-οδοντωτή επιφάνεια $\tau_{cu} = 3/4 f_{ct}$, $\mu_o > 2,0$

όπου f_{ct} η εφελκυστική αντοχή του ασθενέστατου σκυροδέματος. Οι τιμές θεωρούνται από το συγγραφέα συντηρητικές.

Για θλιπτικές τάσεις στη διεπιφάνεια $\sigma_c > 1$ MPa προτείνεται μείωση του συντελεστή τριβής με βάση τη σχέση:

$$\mu = \mu_o \sigma_c^{-\frac{2}{3}}$$

όπου το σ_c τίθεται σε MPa.

Στον Αμερικανικό Κανονισμό (ACI 318-95, 1995) προτείνεται μια επιμελημένη διαδικασία δημιουργίας τραχύτητας με εκτράχυνση της επιφάνειας του παλαιού σκυροδέματος σε βάθος 6,5 mm και προτείνεται συντελεστής τριβής $\mu=1,0$. Όμως στην πειραματική εργασία του A.Mattock (1976) ελέγχεται ο παραπάνω συντελεστής τριβής ($\mu=1,0$) και προκύπτει συντηρητικός. Εξάλλου από πειραματικά αποτελέσματα της ίδιας εργασίας προκύπτει μικρή διαφορά στη συμπεριφορά της παραπάνω διεπιφάνειας απ' αυτήν που έχει μια ρωγμή στο σκυρόδεμα. Έτσι προτείνεται συντελεστής τριβής $\mu=1,4$, όσο δηλαδή προβλέπει ο Αμερικανικός Κανονισμός στη διεπιφάνεια μιας φυσικής ρωγμής. Για λείες διεπιφάνειες προτείνεται $\mu= 0,6$. Για τη συνοχή σε φυσικές ρωγμές, ο A.Mattock θεωρεί τιμή ίση προς 2,8 MPa για λόγους απλοποίησης των σχέσεων, παρόλο που από τα πειραματικά του αποτελέσματα προκύπτει κάποια εξάρτηση από την αντοχή.

Στη διδακτορική διατριβή της Ε.Βιντζηλαίου (1986), όπου γίνεται μια εκτεταμένη πειραματική και θεωρητική διερεύνηση των μηχανισμών μεταφοράς δυνάμεων, ο συντελεστής τριβής για λείες διεπιφάνειες προκύπτει $\mu= 0,4$. Όμως η τιμή αυτή θα πρέπει να θεωρηθεί σαν ένα κατώτατο όριο λόγω των ιδιαίτερα λείων επιφανειών που είχαν κατασκευαστεί για τις ανάγκες του πειραματικού μέρους της έρευνας.

Εξάλλου η εξάρτηση του συντελεστή τριβής από την αντοχή του σκυροδέματος βρέθηκε να είναι μικρή. Προέκυψε:

$$\begin{aligned} \mu &= 0,50 && \text{για } \sigma_c = 0,5 \text{ MPa} \\ \text{και } \mu &= 0,35-0,40 && \text{για } \sigma_c = 2,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Για φυσικώς τραχείες διεπιφάνειες (ρωγμές σκυροδέματος) προτείνεται η εμπειρική σχέση:

$$\mu = 0,44 \left(\frac{\sigma_c}{f_c} \right)^{-\frac{2}{3}}$$

και παρατηρείται ικανοποιητική σύγκλιση με τα πειραματικά αποτελέσματα.

Για διεπιφάνειες μετά την αμμοβολή παρατηρείται συντελεστής τριβής με μέγεθος ασήμαντα μικρότερο από αυτό που ισχύει για φυσικώς τραχείες διεπιφάνειες (Σχ.4.16) και έτσι η παραπάνω σχέση μπορεί να χρησιμοποιηθεί και γι' αυτήν την περίπτωση.

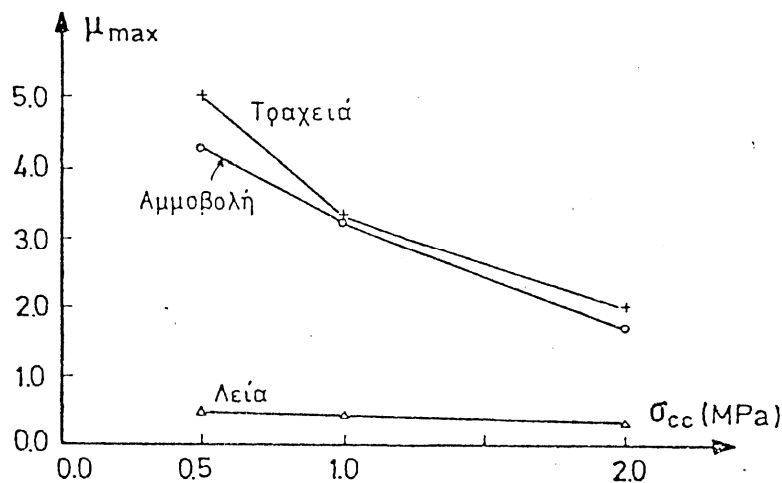
Εξάλλου από τα μοντέλα μεταφοράς διατμητικού φορτίου που παρουσιάζονται στο CEB Bul.162 (1983), η εξάρτηση του συντελεστή τριβής (μ) συναρτήσει της θλιπτικής τάσης στη διεπιφάνεια δίνεται ως εξής:

$$\mu = 0,8 \sigma_c^{-0,7} \quad \text{για λεία διεπιφάνεια.}$$

$$\mu = 2,0 \sigma_c^{-0,6} \quad \text{για διεπιφάνεια με χρήση συγκολλητικού}$$

τσιμεντοκονιάματος

$$\mu = 2,6 \sigma_c^{-0,65} \quad \text{για πολύ τραχεία διεπιφάνεια}$$



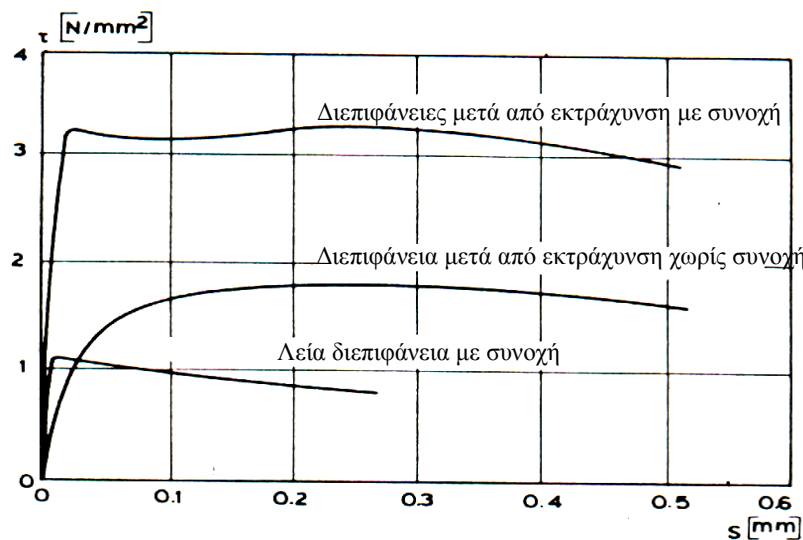
Σχήμα 4.16: Εξάρτηση του συντελεστή τριβής από την τραχύτητα διεπιφάνειας και του μεγέθους της θλιπτικής τάσης

Εκτενέστερη ανασκόπηση της βιβλιογραφίας για τους μηχανισμούς μεταφοράς δυνάμεων στις διεπιφάνειες παλαιού και νέου σκυροδέματος, για ένταση από μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση, μπορεί να αναζητηθεί αλλού (Δρίτσος, 1994).

4.6.2.2 Συνοχή παλαιού και νέου σκυροδέματος

Ως συνοχή μπορεί να οριστεί η διατμητική αντίσταση της διεπιφάνειας (παλαιού-νέου σκυροδέματος), όταν η θλιπτική ορθή τάση που ασκείται στη διεπιφάνεια άμεσα ή έμμεσα (λόγω οπλισμού που τη διαπερνά) είναι μηδενική. Η συνοχή είναι κυρίως αποτέλεσμα της φυσικοχημικής σύνδεσης των δύο υλικών καθώς επίσης και της τυχόν αλληλοεμπλοκής των αδρανών.

Στο Σχήμα 4.17 παρουσιάζεται η εξάρτηση της συνοχής από την ολίσθηση (s) των παρειών της διεπιφάνειας. Η μέγιστη τιμή της συνοχής επιτυγχάνεται για ολίσθηση της τάξεως των 0,01 έως 0,02 mm και παραμένει πρακτικά σταθερή μέχρι τιμές της τάξεως των 0,5 mm (EC8-Part 1.4, 1995).



Σχήμα 4.17: Συνοχή σε διεπιφάνειες σκυροδέμα-σκυρόδεμα

Σε επίπεδο τάσεων η συνοχή συμβολίζεται ως τ_{cc} και ως συνάρτηση της ολίσθησης $\tau_{cc}(s)$. Σε επίπεδο δυνάμεων οι αντίστοιχοι συμβολισμοί είναι V_{cc} και $V_{cc}(s)$ και ισχύει η σχέση :

$$V_{cc}(s) = \tau_{cc}(s) \cdot A_{c\delta} \quad (1)$$

όπου $A_{c\delta}$ είναι το εμβαδόν της διεπιφάνειας.

Οι τιμές σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής τ_{cud} και V_{cud} προκύπτουν από τα αντίστοιχα μέγιστα μεγέθη, διηρημένα με το συντελεστή υλικού γ_m , που λαμβάνεται ίσος προς 1,5 :

$$\tau_{cud} = \tau_{cu} / 1,5 \quad \text{και} \quad V_{cud} = V_{cu} / 1,5 \quad (2)$$

Από τα μέχρι σήμερα αποτελέσματα της έρευνας προκύπτει ότι η μέγιστη τιμή της συνοχής είναι ανάλογη της εφελκυστικής αντοχής του ασθενέστερου σκυροδέματος, και εξαρτάται από την προετοιμασία της

διεπιφάνειας. Έτσι στον EC8-Part 1.4 (1995) προτείνονται για μονότονα αυξανόμενη φόρτιση οι παρακάτω μέγιστες τιμές σχεδιασμού συνοχής (τ_{cud}):

Για λείες επιφάνειες : $\tau_{cud}=0,25 f_{ctd}$ (3a)

Για διεπιφάνειες που έχει προηγηθεί τεχνητό αργίωμα: $\tau_{cud}=0,75 f_{ctd}$ (3b)

Όταν χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάνω σε τεχνητά αργιεμένη επιφάνεια είτε όταν χρησιμοποιείται στη διεπιφάνεια εποξειδική κόλλα:

$$\tau_{cud}=1,00f_{ctd} \text{ (3c)}$$

f_{ctd} είναι η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής αντοχής του ασθενέστερου σκυροδέματος. Μπορεί να ληφθεί:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{1,5} = \frac{0,7 f_{ctm}}{1,5} = \frac{0,7 \times 0,3}{1,5} f_{ck}^{2/3} = 0,14 f_{ck}^{2/3}$$

Μεγάλου εύρους κυκλικές ολισθήσεις στη διεπιφάνεια (λόγω σεισμικής δράσης) είναι πιθανόν να δημιουργήσουν απώλεια της χημικής σύνδεσης και λείανση των παρειών. Επειδή τότε μειώνεται δραστικά ή χάνεται εντελώς η συνοχή, συνιστάται (EC8-Part 1.4, 1995) όπως στον αντισεισμικό σχεδιασμό αγνοείται η συμβολή της συνοχής στη διατμητική αντίσταση της διεπιφάνειας.

4.6.2.3 Τριβή μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος

Η ανάληψη διατμητικού φορτίου στη διεπιφάνεια παλαιού-νέου σκυροδέματος, μέσω του μηχανισμού της τριβής προϋποθέτει την ύπαρξη θλιπτικής ορθής τάσης σ' αυτήν. Η θλιπτική τάση μπορεί να είναι αποτέλεσμα είτε της έντασης του φορέα σ' αυτή την περιοχή είτε της παρουσίας οπλισμού που διαπερνά τη διεπιφάνεια. Έτσι παρακάτω εξετάζονται ξεχωριστά δύο περιπτώσεις:

- α) Διεπιφάνεια χωρίς οπλισμό και
- β) Διεπιφάνεια με οπλισμό.

Στην ανάπτυξη του θέματος που ακολουθεί η διατμητική αντίσταση της διεπιφάνειας λόγω τριβής εκφράζεται σε όρους τάσεων ως τ_f . Σε κάθε περίπτωση η διατμητική αντίσταση σε όρους δυνάμεων εκφράζεται από τη σχέση:

$$V_f = \tau_f \cdot A_{c\delta} \quad (4)$$

και η τιμή σχεδιασμού της μεγίστης διατμητικής αντίστασης (V_{fud}) προκύπτει από τη σχέση:

$$V_{fud}=V_{fu}/1,5 \quad (5)$$

Άοπλη διεπιφάνεια

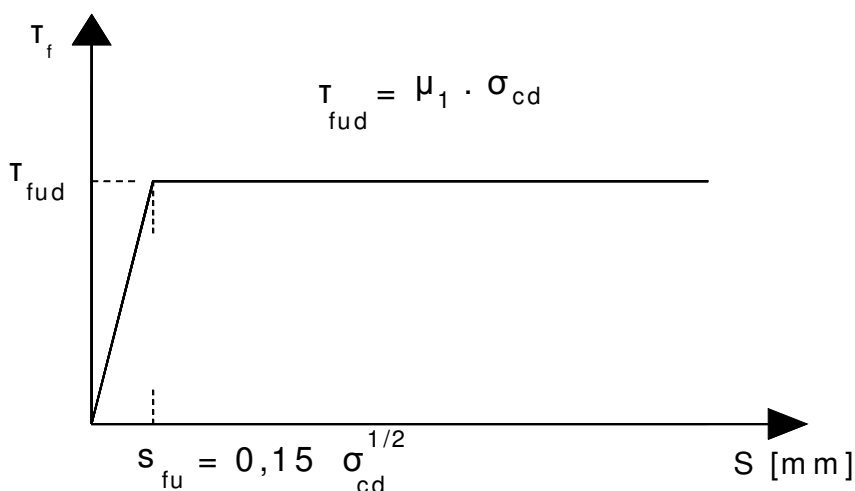
Με βάση τις αρχές της Μηχανικής η σχέση μεταξύ της μέγιστης αντίστασης τριβής (τ_f) και της θλιπτικής ορθής τάσης (σ_c) είναι της μορφής:

$$\tau_f = \mu \cdot \sigma_c \quad (6)$$

όπου το μ εκφράζει το συντελεστή τριβής των δύο στοιχείων.

Η προετοιμασία της διεπιφάνειας επιδρά σημαντικά στο μηχανισμό της τριβής. Η απομάκρυνση των μικρής αντοχής εξωτερικών στρώσεων τσιμεντοκονιάματος και η εκτράχυνση της επιφάνειας του παλαιού σκυροδέματος αυξάνουν το συντελεστή τριβής.

Στα Σχήματα 4.18 και 4.19 παρουσιάζονται απλοποιημένα υπολογιστικά προσομοιώματα, που έχουν παρουσιαστεί στη βιβλιογραφία (EC8-Part 1.4, 1995), και αφορούν την εξάρτηση του μεγέθους της τριβής (τ_f) από την ολίσθηση των παρειών της διεπιφάνειας (s) για τις περιπτώσεις λείας και τραχείας διεπιφάνειας αντίστοιχα.



Σχήμα 4.18: Απλοποιημένο υπολογιστικό προσομοίωμα για το μηχανισμό τριβής σε λείες διεπιφάνειες

Για λείες διεπιφάνειες, υπό μονότονα αύξουσα ένταση, για την μέγιστη τιμή σχεδιασμού τ_{fud} προτείνεται η σχέση:

$$\tau_{fud} = \mu_1 \cdot \sigma_{cd} \quad \mu_1 = 0.4 \text{ έως } 0.6 \quad (7)$$

όπου:

σ_{cd} είναι η θλιπτική τάση σχεδιασμού στη διεπιφάνεια και

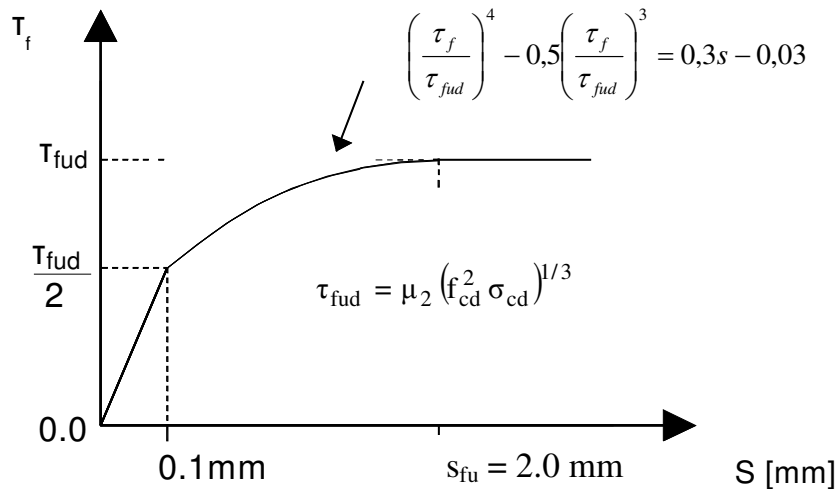
μ_1 είναι συντελεστής που εν γένει λαμβάνεται ίσος με 0,4 εκτός εάν η θεώρηση του μηχανισμού της τριβής προκαλεί δυσμένεια, οπότε λαμβάνεται ίσος προς 0,6.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.18 η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης αντίστασης τριβής (τ_{fud}) επιτυγχάνεται, όταν η ολίσθηση φθάσει την τιμή:

$$s_{fu} = 0,15\sqrt{\sigma_{cd}} \quad (8)$$

όπου η τάση σ_{cd} τίθεται σε MPa, και η ολίσθηση s_{fu} λαμβάνεται σε mm.

Πέρα από την παραπάνω τιμή ολίσθησης, η διατμητική αντίσταση τριβής τ_{fud} παραμένει σταθερή για σχετικά μεγάλες τιμές ολίσθησης.



Σχήμα 4.19: Απλοποιημένο υπολογιστικό προσομοίωμα για το μηχανισμό τριβής σε τραχεία διεπιφάνεια

Μεγάλου εύρους κυκλικές ολισθήσεις στη διεπιφάνεια (λόγω σεισμικής δράσης) προκαλούν σημαντική μείωση της αντίστασης τριβής. Στο Σχήμα 4.20 παρουσιάζεται ένα απλοποιημένο προσομοίωμα για την παραπάνω μείωση (Βιντζηλαίου, 1986 - Tassios, 1987). Με βάση αυτά, στον EC8-Part 1.4 (1995) προτείνεται η σχέση:

$$\tau_{fu,n} = \tau_{fu,1} (1 - \delta \sqrt{n-1}) \quad (9)$$

όπου:

$\tau_{fu,n}$ εκφράζει τη διατμητική αντίσταση τριβής μετά από n κύκλους φόρτισης που προκαλούν ολισθήσεις της τάξεως του s_{fu} . Για συνήθεις πρακτικές εφαρμογές σε κτιριακά έργα, μπορεί να θεωρηθεί $n = 3$

$\tau_{fu,1}$ εκφράζει την αντίστοιχη τιμή για μονότονα αύξουσα φόρτιση και δ είναι συντελεστής που μπορεί να ληφθεί ίσος προς 0,15.

Σε διεπιφάνειες που έχει προηγηθεί επιμελημένη εκτράχυνση με μηχανικά μέσα ή όταν χρησιμοποιείται εκτοξευμένο σκυρόδεμα, η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντίστασης τριβής τ_{fud} μπορεί να εκφραστεί από την παρακάτω σχέση (EC8-Part 1.4, 1995):

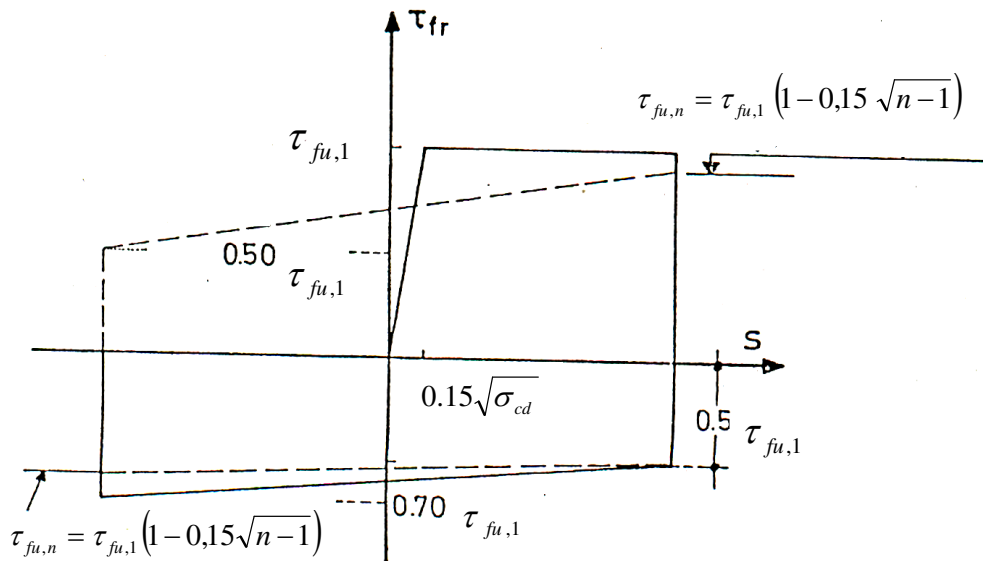
$$\tau_{fud} = \mu_2 (f_{cd}^2 \sigma_{cd})^{1/3} \quad (\mu_2 = 0,4 \text{ έως } 0,65) \quad (10)$$

όπου:

f_{cd} η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του ασθενέστερου σκυροδέματος και

μ_2 συντελεστής που εν γένει λαμβάνεται ίσος προς 0,4 εκτός εάν η θεώρηση του μηχανισμού τριβής προκαλεί δυσμέμεια, οπότε λαμβάνεται ίσος προς 0,65.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.19 το μέγεθος της τριβής αυξάνεται γραμμικά συναρτήσει της ολίσθησης, μέχρι την τιμή $0,5 \tau_{fu,d}$, που αντιστοιχεί σε ολίσθηση $0,1 \text{ mm}$. Η μέγιστη τιμή τριβής τ_{fu} , λαμβάνεται για ολίσθηση s_{fu} ίση προς 2 mm . Πέρα από αυτή την τιμή ολίσθησης η τιμή της τ_{fu} παραμένει σταθερή για σχετικά μεγάλες τιμές ολίσθησης.



Σχήμα 4.20: Μεταφερόμενο διατμητικό φορτίο μέσω του μηχανισμού τριβής σε λείες διεπιφάνειες για ανακυκλιζόμενη φόρτιση

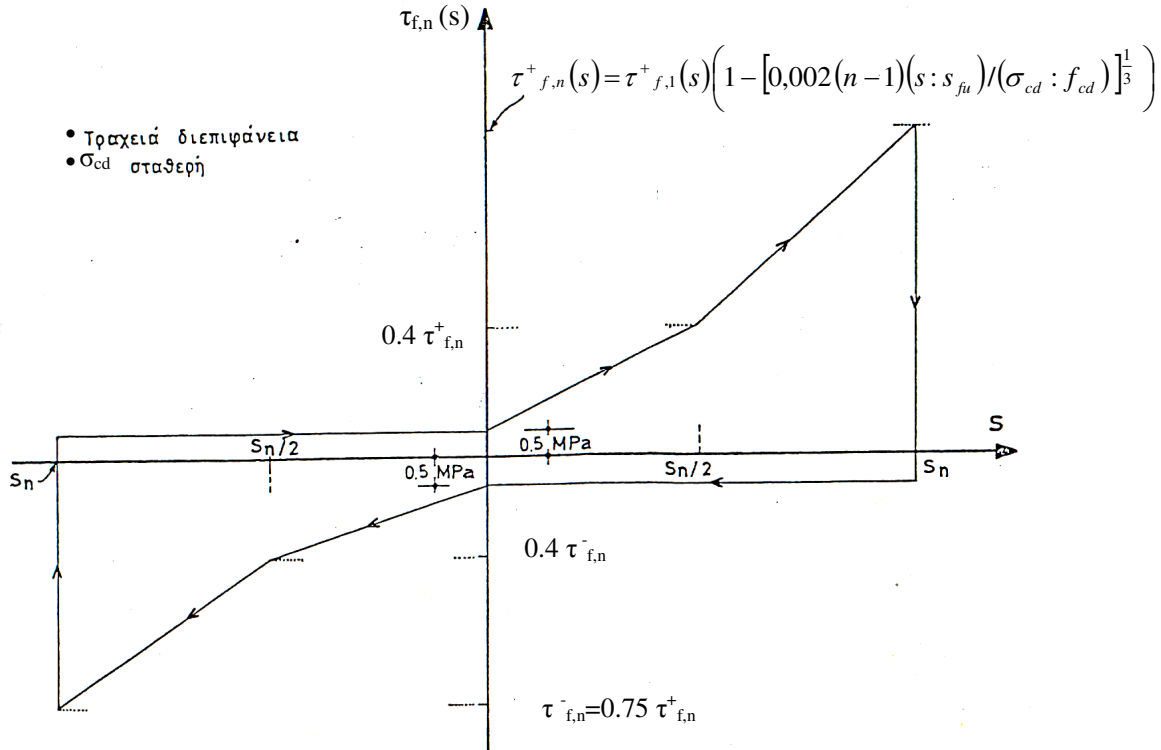
Τέλος για ολισθήσεις με μέγεθος από $0,1$ έως 2 mm η τάση τριβής αυξάνεται συναρτήσει της ολίσθησης, σύμφωνα με την παρακάτω σχέση (EC8-Part 1.4, 1995):

$$\left(\frac{\tau_f}{\tau_{fud}} \right)^4 - 0,5 \left(\frac{\tau_f}{\tau_{fud}} \right)^3 = 0,3s - 0,03 \quad (11)$$

όπου η ολίσθηση s τίθεται σε mm .

Μεγάλου εύρους κυκλικές ολισθήσεις στη διεπιφάνεια (π.χ. λόγω σεισμικής δράσης) προκαλούν λείανση των παρειών της διεπιφάνειας και

σημαντική μείωση της διατμητικής αντίστασης τριβής. Στο Σχήμα 4.21 παρουσιάζεται ένα απλοποιημένο υπολογιστικό προσομοίωμα για τη μείωση της αντίστασης τριβής σε τραχειές διεπιφάνειες (Βιντζηλαίου, 1986).



Σχήμα 4.21: Μεταφερόμενο διατμητικό φορτίο τριβής σε τραχειές διεπιφάνειες υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Με βάση αυτό το προσομοίωμα ο EC8-Part 1.4 (1995) προτείνει για τη μείωση της διατμητικής αντίστασης την παρακάτω σχέση:

$$\tau_{f,n}(s) = \tau_{f,1}(s) \left(1 - [0,002(n-1)(s:s_{fu}) / (\sigma_{cd} : f_{cd})]^{1/3} \right) \quad (12)$$

όπου:

$\tau_{f,n}(s)$ εκφράζει τη μέγιστη διατμητική αντίσταση μετά από n κύκλους φόρτισης που προκαλούν ολίσθηση s . Για συνήθεις πρακτικές εφαρμογές σε κτιριακά έργα, μπορεί να θεωρηθεί $n=3$

$\tau_{f,1}(s)$ εκφράζει την αντίστοιχη τιμή για μονότονα αύξουσα φόρτιση και

s_{fu} είναι η μικρότερη τιμή της ολίσθησης στην οποία η τάση τριβής λαμβάνει τιμή ίση προς τ_{fud} . Μπορεί να ληφθεί ίση προς 2,0 mm.

Αριθμητικό Παράδειγμα

Στη συνέχεια προσδιορίζεται το μέγιστο διατμητικό φορτίο που μπορεί να μεταφερθεί σε μία άοπλη διεπιφάνεια μέσω των μηχανισμών συνοχής και τριβής.

Θεωρώντας:

- Διαστάσεις διεπιφάνειας: 300mm×350 mm
- Ποιότητα παλαιού σκυροδέματος: C12/15
- Ποιότητα νέου σκυροδέματος: C16/20
- Ότι η επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος έχει εκτραχυνθεί
- Ότι η μέση τιμή της κάθετης τάσης στη διεπιφάνεια είναι $\sigma_{cd}=1 \text{ MPa}$.

(α) Το αναλαμβανόμενο φορτίο μέσω μηχανισμού συνοχής προκύπτει:

$$\begin{aligned}\tau_{cud} &= 0,75 f_{ctd} = 0,75 \frac{f_{ctk}}{1,5} = \frac{0,75 \times 0,7}{1,5} f_{ctm} = \frac{0,75 \times 0,7 \times 0,3}{1,5} f_{ck}^{2/3} = \\ &= 0,105 \times 12^{2/3} = 0,55 \text{ MPa} = 0,55 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$V_{cR}^{\delta\epsilon\pi} = \tau_{cud} \cdot A_{\delta\epsilon\pi} = 0,55 \times 300 \times 350 = 57750 \text{ N} = 57,75 \text{ kN}$$

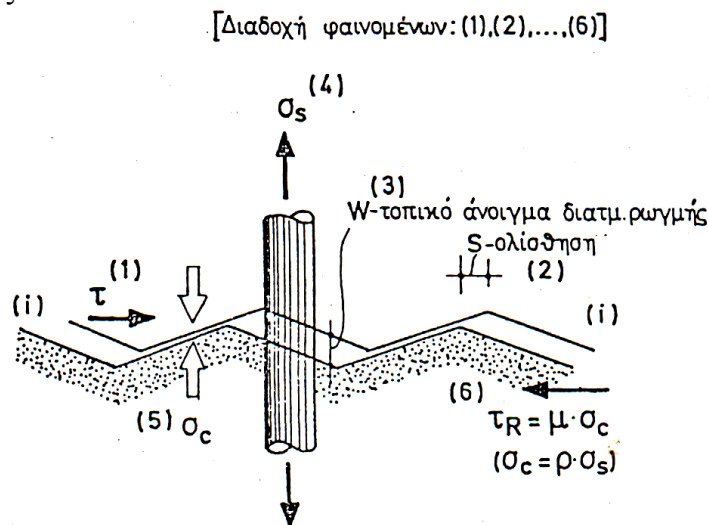
(β) Το αναλαμβανόμενο φορτίο μέσω μηχανισμού τριβής προκύπτει:

$$\tau_{fud} = 0,4 (f_{cd}^2 \sigma_{cd})^{1/3} = 0,4 \left[\left(\frac{12}{1,5} \right)^2 \cdot 1 \right]^{1/3} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$V_{fR}^{\delta\epsilon\pi} = \tau_{fud} A_{\delta\epsilon\pi} = 1,6 \times 300 \times 350 = 168000 \text{ N} = 168 \text{ kN}$$

Οπλισμένη διεπιφάνεια

Η παρουσία οπλισμού που διαπερνά τραχείες διεπιφάνειες σκυροδέματος ή διεπιφάνειες που το ένα υλικό είναι εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ενεργοποιεί έναν ακόμα μηχανισμό μεταφοράς τέμνουσας λόγω τριβής.



Σχήμα 4.22: Ανάπτυξη μηχανισμού τριβής λόγω εγκάρσιου οπλισμού

Μια απλοποιημένη θεωρία για την τριβή που δημιουργείται λόγω της παρουσίας αυτού του οπλισμού είναι αντίστοιχη της θεωρίας που έχει αναπτυχθεί για τις διεπιφάνειες στις ρωγμές σκυροδέματος (CEB Bul.162, 1983 - Βιντζηλαίου, 1986 – Fardis and Buyukozturk, 1979). Στο Σχήμα 4.22 (Βιντζηλαίου, 1986) παρουσιάζεται η σειρά των φαινομένων για την ενεργοποίηση αυτού του μηχανισμού. Σύμφωνα με αυτή τη θεώρηση, όταν δρα ένα διατμητικό φορτίο κατά μήκος της διεπιφάνειας, εμφανίζεται σχετική ολίσθηση s των παρειών στην ίδια κατεύθυνση. Λόγω όμως των ανωμαλιών της διεπιφάνειας, αυτό συνοδεύεται από απομάκρυνση των δύο παρειών κάθετα προς τη διεπιφάνεια κατά w , που είναι το άνοιγμα της ρωγμής σε κάποιο τμήμα της διεπιφάνειας. Η απομάκρυνση αυτή (w) ενεργοποιεί λόγω συνάφειας, τον οπλισμό που διαπερνά την διεπιφάνεια και η εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται εξισορροπείται από θλιπτικές τάσεις (σ_c) που αναπτύσσονται στο τμήμα της επιφάνειας που είναι σε επαφή. Έτσι για την περίπτωση οπλισμού κάθετου προς τη διεπιφάνεια η παρακάτω σχέση ισορροπίας μπορεί να γραφεί:

$$\sigma_s \cdot A_s = \bar{\sigma}_c \cdot A_{c\delta} \quad (13)$$

όπου:

σ_s είναι η εφελκυστική τάση του χάλυβα,

A_s είναι η διατομή του χάλυβα και

$A_{c\delta}$ είναι το εμβαδόν της διεπιφάνειας.

Επομένως η ύπαρξη του εγκάρσιου οπλισμού ενεργοποιεί μία πρόσθετη θλιπτική τάση:

$$\bar{\sigma}_c = \frac{A_s}{A_{c\delta}} \cdot \sigma_s = \rho \cdot \sigma_s \quad (14)$$

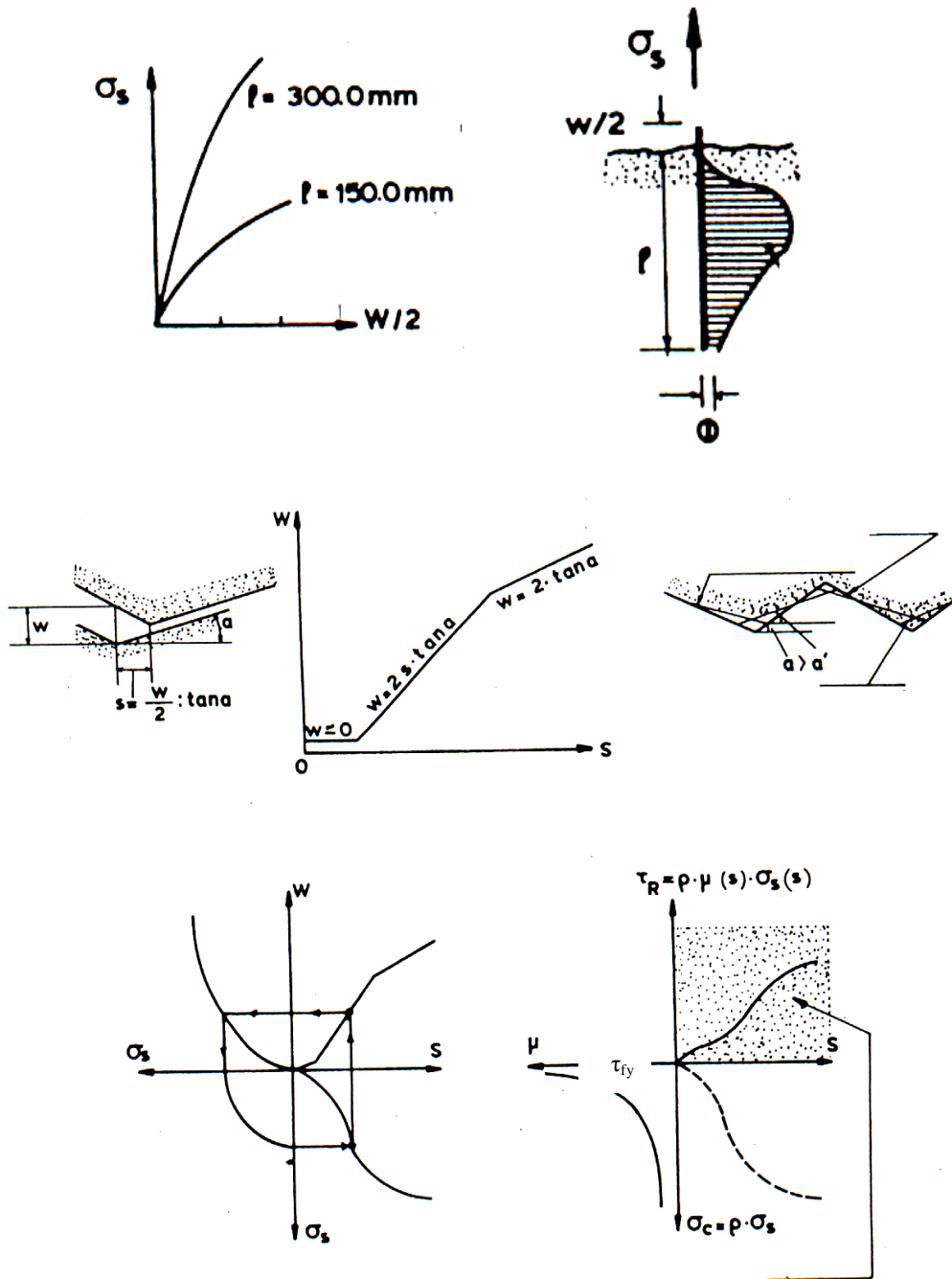
όπου:

ρ το ποσοστό του οπλισμού που διαπερνά κάθετα τη διεπιφάνεια.

Προφανώς το μέγεθος της πρόσθετης θλιπτικής τάσης $\bar{\sigma}_c$ και κατ' επέκταση το μέγεθος της αντίστασης τριβής τ_{fy} , εξαρτώνται από το μέγεθος της ολίσθησης s . Η δημιουργία μιας σχέσης της μορφής $\tau_{fy} - s$ παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.23 (CEB Bul.162, 1983). Προφανώς, μια αντίστοιχη σχέση της μορφής $V_{fy} - s$, ισχύει σε επίπεδο δυνάμεων. Οι τεταγμένες V_{fy} προκύπτουν από τις αντίστοιχες τ_{fy} θέτοντας $V_{fy} = \tau_{fy} \cdot A_{c\delta}$.

Από τη σχέση (14), είναι προφανές ότι η μέγιστη τιμή της πρόσθετης θλιπτικής τάσης σ_c , εμφανίζεται όταν ο χάλυβας φθάσει στο όριο διαρροής του. Ως εκ τούτου η τιμή σχεδιασμού της συνολικής διατμητικής αντίστασης τριβής προκύπτει από τη σχέση (10) τροποποιώντας την ως εξής:

$$\tau_{jud} = 0,4 \left[f_{cd}^2 (\sigma_{cd} + \rho f_{yd}) \right]^{1/3} \quad (15)$$



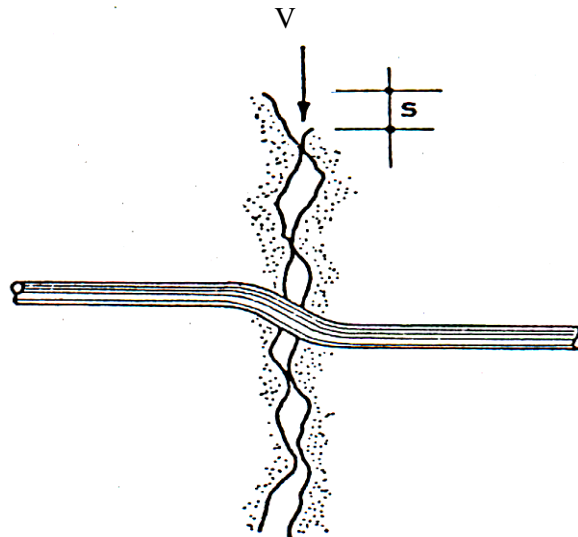
Σχήμα 4.23: Σχέση τριβής (λόγω εγκάρσιου οπλισμού)–ολίσθησης

Η συνεισφορά του οπλισμού στην ανάληψη διατμητικού φορτίου τριβής, προϋποθέτει ομοιόμορφη κατανομή του οπλισμού στη διεπιφάνεια και πλήρη εγγυημένη αγκύρωση του οπλισμού και προς τις δύο πλευρές. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με επαρκές μήκος αγκύρωσης ή εξωτερική περίσφιγξη της περιοχής ή ασφαλέστερα με συγκόλληση σε

άλλους οπλισμούς. Σε αντίθετη περίπτωση η παραπάνω συνεισφορά αγνοείται οπότε η παρουσία του οπλισμού λαμβάνεται υπόψη μόνο ως δράση βλήτρου ή αγκυρίου σύμφωνα με τα όσα αναφέρονται λεπτομερώς παρακάτω.

4.6.2.4 Δράση βλήτρου

Σε μια διατμητική δράση κατά μήκος μίας διεπιφάνειας η σχετική ολίσθηση s των παρειών της ρωγμής παραμορφώνει τον οπλισμό που τη διαπερνά (Σχ. 4.24) και αυτός με τη σειρά του θλίβει το σκυρόδεμα σε διεύθυνση κάθετη προς τον άξονά του. Ως εκ τούτου το σκυρόδεμα λόγω ισορροπίας ασκεί δυνάμεις αντίθετες προς την επιβαλλόμενη ολίσθηση ενεργοποιώντας έτσι το μηχανισμό δράσης βλήτρου.



Σχήμα 4.24: Δράση βλήτρου

Παλαιοί ή νέοι οπλισμοί οι οποίοι διαπερνούν τη διεπιφάνεια συνεισφέρουν στην ανάληψη διατμητικού φορτίου σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν στην ενότητα περί μεταλλικών συνδέσμων και για το αναλαμβανόμενο διατμητικό φορτίο ισχύουν οι ίδιες σχέσεις.

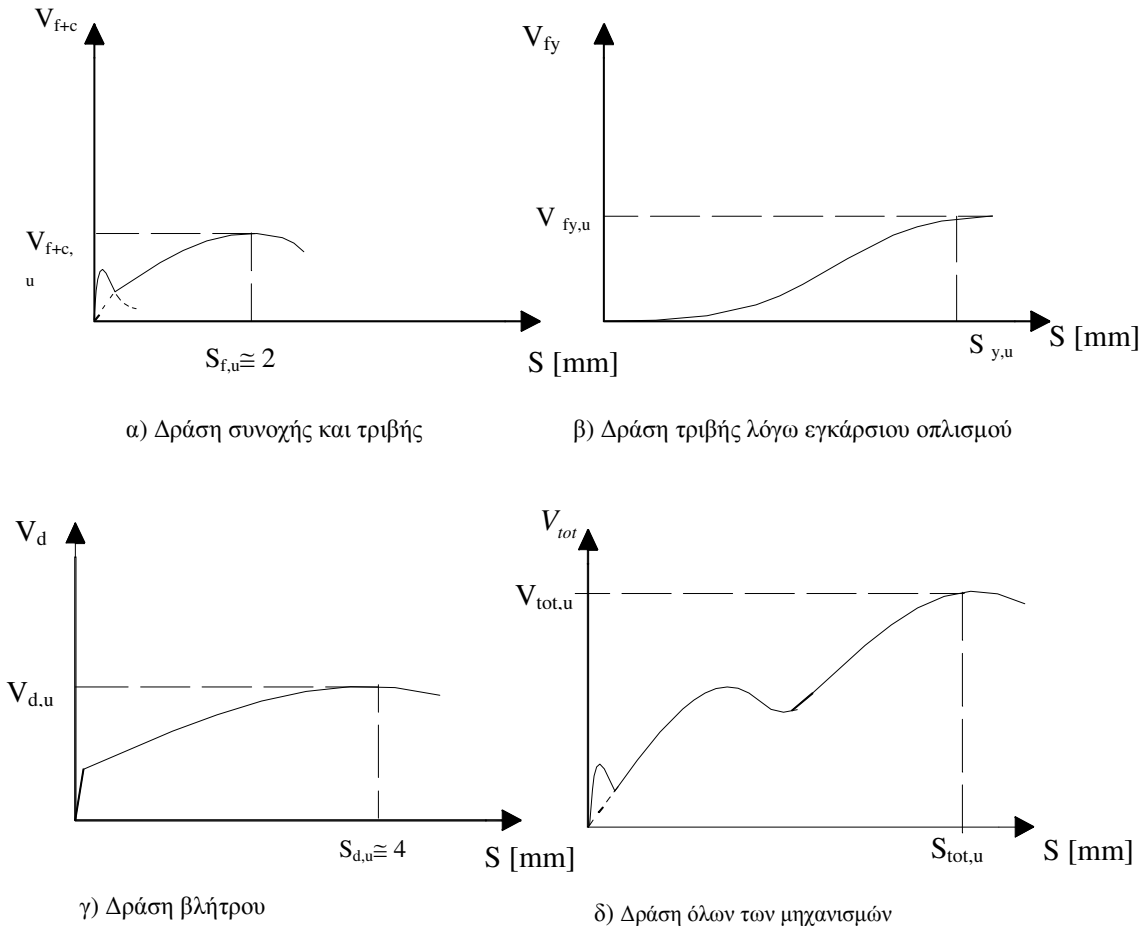
Επομένως μπορεί να θεωρηθεί ότι η τιμή σχεδιασμού V_{Rd} δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rd} = V_{ud} = \min(V_{ud,a}, V_{ud,b}, V_{ud,c})$$

4.6.2.5 Αλληλόδραση μηχανισμών ανάληψης διατμητικού φορτίου

Στις προηγούμενες παραγράφους παρατηρήθηκε ότι το διατμητικό φορτίο που μεταφέρεται με κάθε μηχανισμό ξεχωριστά, εξαρτάται από το μέγεθος της σχετικής ολίσθησης (s) των παρειών της διεπιφάνειας. Στο Σχήμα 4.25 παρουσιάζονται ποιοτικά, τα διαγράμματα της διατμητικής αντίστασης που αναπτύσσουν οι τρεις βασικοί μηχανισμοί μεταφοράς διατμητικού φορτίου, όπως έχουν παρουσιαστεί στις προηγούμενες παραγράφους:

- (α) Ο μηχανισμός τριβής και συνοχής άοπλης διεπιφάνειας που εκφράζεται από μία σχέση της μορφής $V_{f+c}(s)$.
- (β) Ο μηχανισμός τριβής λόγω εγκάρσιου οπλισμού που εκφράζεται από μία σχέση της μορφής $V_{fy}(s)$.
- (γ) Ο μηχανισμός δράσης βλήτρου που εκφράζεται από μία σχέση της μορφής $V_d(s)$.



Σχήμα 4.25: Αλληλεπίδραση μηχανισμού ανάληψης διατμητικού φορτίου

Εύκολα παρατηρείται, από όσα έχουν αναφερθεί στα προηγούμενα, ότι η μέγιστη διατμητική αντίσταση κάθε μηχανισμού αναπτύσσεται σε διαφορετικά μεταξύ τους μεγέθη σχετικών ολισθήσεων.

Έτσι μία επαλληλία των μηχανισμών δεν μπορεί να σημαίνει ότι η διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας $V_R (=V_{tot,u})$ μπορεί να εκφραστεί από το άθροισμα $V_{f+c,u} + V_{fy,u} + V_{d,u}$ αφού καθένας από τους όρους $V_{i,u}$, προκύπτει για διαφορετικές σχετικές ολισθήσεις $s_{i,u}$. Μπορεί πάντως να παρατηρηθεί ότι το διατμητικό φορτίο που μεταφέρεται σε μία διεπιφάνεια εκφράζεται από μία σχέση της μορφής:

$$V(s) = V_{f+c}(s) + V_{fy}(s) + V_d(s)$$

Ως εκ τούτου η διατμητική αντοχή (V_R) της διεπιφάνειας προκύπτει ως η μέγιστη τιμή της παραπάνω συνάρτησης.

Γίνεται λοιπόν φανερό ότι οι σχέσεις προσδιορισμού του μέγιστου διατμητικού φορτίου κάθε μηχανισμού $V_{i,u}$ που έχουν δοθεί στις προηγούμενες παραγράφους δεν αρκούν για τον προσδιορισμό ολικής διατμητικής αντοχής V_R . Απαιτείται η ακριβέστερη γνώση των διαγραμμάτων V_i-s για κάθε μηχανισμό.

Για τη σχέση $V_{f+c} - s$ μπορούν να χρησιμοποιηθούν τα διαγράμματα των Σχημάτων 4.17, 4.18 και 4.19 ενώ η σχέση $V_{fy} - s$ προκύπτει από τη διαδικασία, που έχει ήδη περιγραφεί και παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.23. Τέλος για τη σχέση $V_d - s$ χρησιμοποιείται το διάγραμμα του Σχήματος 4.4.

Από τα παραπάνω γίνεται φανερό ότι ο συνυπολογισμός της αλληλεπίδρασης των μηχανισμών είναι μία σύνθετη θεωρητική διαδικασία και ότι για την τιμή σχεδιασμού της συνολικής διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια ισχύει η σχέση:

$$V_{Rd} = V_{ud}^{tot} \leq V_{f+c,ud} + V_{fy,ud} + V_{d,ud}$$

Η χρήση της ισότητας στην παραπάνω σχέση είναι τόσο λιγότερο επισφαλής όσο περισσότερο πλάστιμη είναι η συμπεριφορά της διεπιφάνειας. Αυτός είναι ένας επιπλέον λόγος για την ανάγκη παρουσίας εγκάρσιων οπλισμών στη διεπιφάνεια.

Πάντως σύμφωνα με όσα έχουν αναπτυχθεί στα προηγούμενα, μπορούν σε πρακτικό επίπεδο να συνοψισθούν στις παρακάτω επισημάνσεις:

- Ο μηχανισμός της συνοχής ενεργοποιείται σε μικρά μεγέθη ολίσθησης και ως εκ τούτου δεν μπορεί να συμβάλει στην αύξηση του μέγιστου

διατμητικού φορτίου που μεταφέρεται λόγω τριβής ή δράσης βλήτρου (βλ. Σχ. 4.25)

- Σε πραγματικές συνθήκες σεισμικής έντασης η διατμητική αντίσταση της διεπιφάνειας λόγω δράσης βλήτρου ή τριβής μειώνεται σε βαθμό που δεν είναι αξιόπιστα προβλέψιμος (Mattock, 1977). Η μείωση της διατμητικής αντίστασης φαίνεται να είναι εντονότερη στην περίπτωση που έχει προηγηθεί εκτράχυνση του παλαιού σκυροδέματος, επειδή τότε λειαινόνται οι παρειές της διεπιφάνειας. Έτσι θα μπορούσε να προταθεί ότι σε περιπτώσεις σεισμικών δράσεων η διατμητική αντίσταση στη διεπιφάνεια εκτιμάται από το μηχανισμό δράσης βλήτρου χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η μείωση λόγω ανακυκλιζόμενων δράσεων, αλλά και χωρίς να συνυπολογίζεται η συνεισφορά των μηχανισμών συνοχής και τριβής.

4.6.3 Έλεγχος εξασφάλισης σύνδεσης στη διεπιφάνεια

Για την εξασφάλιση της σύνδεσης στη διεπιφάνεια παλαιού-νέου σκυροδέματος θα πρέπει προφανώς να ισχύει η σχέση

$$V_{sd}^{διεπ.} \leq V_{Rd}^{διεπ.} \quad (1)$$

όπου:

$V_{sd}^{διεπ.}$ είναι η τιμή του διατμητικού φορτίου στη διεπιφάνεια και

$V_{Rd}^{διεπ.}$ είναι η διατμητική αντίσταση της διεπιφάνειας

Ο έλεγχος της διεπιφάνειας γίνεται σε όλο το μήκος του δομικού στοιχείου όπου έχει γίνει η ενίσχυση, με βάση τη μέση τιμή της $V_{sd}^{διεπ.}$, που αντιστοιχεί σε τμήματα μήκους l_{i-j} (i, j διαδοχικές διατομές), στα οποία χωρίζεται το στοιχείο. Δηλαδή ελέγχεται αν:

$$V_{sd(i-j)}^{διεπ.} \leq V_{Rd(i-j)}^{διεπ.} \quad (2)$$

Το μήκος των τμημάτων l_{i-j} είναι σκόπιμο να μην ξεπερνά το διπλάσιο του ύψους της διατομής του στοιχείου. Όμως η διαδικασία διευκολύνεται εάν τα τμήματα του δομικού στοιχείου ορίζονται από **χαρακτηριστικές διαδοχικές διατομές**, ανεξάρτητα από τη μεταξύ τους απόσταση l_{i-j} . Ως τέτοιες ορίζονται οι διατομές : (α) μέγιστης θετικής ή αρνητικής ροπής κάμψης (β) στις στηρίξεις (γ) επιβολής συγκεντρωμένων φορτίων (δ) απότομης αλλαγής διατομής (ε) στα ελεύθερα άκρα προβόλων.

Σε ένα καμπτόμενο στοιχείο η τιμή της $V_{sd}^{διεπ.}$ μπορεί να προκύψει με δύο τρόπους.

Ο πρώτος τρόπος είναι μέσω της διατμητικής τάσης της διεπιφάνειας.

Για ενισχύσεις στο εφελκόμενο πέλμα (Σχ. 4.26) η διατμητική τάση σε μια τυχαία διατομή i μπορεί να εκτιμηθεί από την παρακάτω σχέση (Ε.Μ.Π., 1987):

$$\tau_i^{διεπ.} = \frac{V_{sd,i}}{b_n \cdot z_n \cdot \left(1 + \frac{A_{so}}{A_{sn}} \frac{d_o - x}{d_n - x} \frac{z_o}{z_n}\right)} \quad (3)$$

όπου :

$V_{sd,i}$ είναι η τέμνουσα σχεδιασμού στη διατομή i ,

b_n είναι το πλάτος της πρόσθετης στρώσης σκυροδέματος (τις περισσότερες φορές είναι ίδιο με το πλάτος του δομικού στοιχείου),

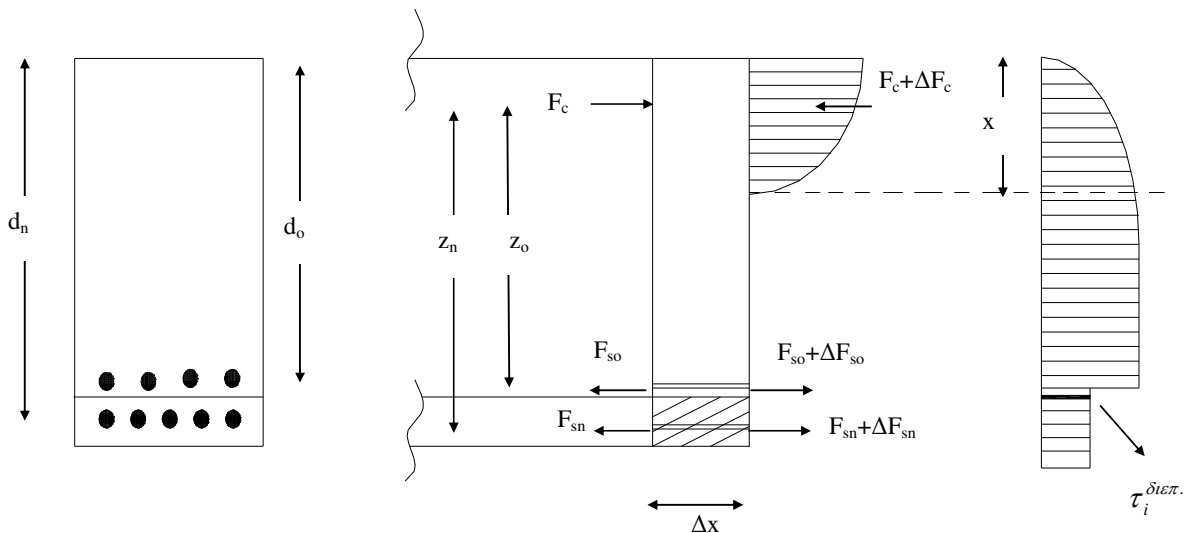
A_{so}, A_{sn} είναι τα εμβαδά διατομής του υπάρχοντος και του πρόσθετου εφελκόμενου οπλισμού αντιστοίχως,

d_o, d_n είναι τα ύψη της διατομής, ως προς τις στάθμες του υπάρχοντος και του νέου οπλισμού αντιστοίχως,

x είναι το ύψος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής και

z_o, z_n είναι οι μοχλοβραχίονες των εσωτερικών δυνάμεων του υπάρχοντος και του νέου οπλισμού αντιστοίχως.

Η απόδειξη της παραπάνω σχέσης μπορεί να αναζητηθεί αλλού (Δρίτσος, 1994).



Σχήμα 4.26: Διατμητική τάση στη διεπιφάνεια σε εφελκόμενη ζώνη

Για ενισχύσεις στο θλιβόμενο πέλμα (Σχ.4.27) η διατμητική τάση μπορεί να εκτιμηθεί από τις παρακάτω σχέσεις (E.M.Π., 1987):

εάν $d_\varepsilon \leq x$:

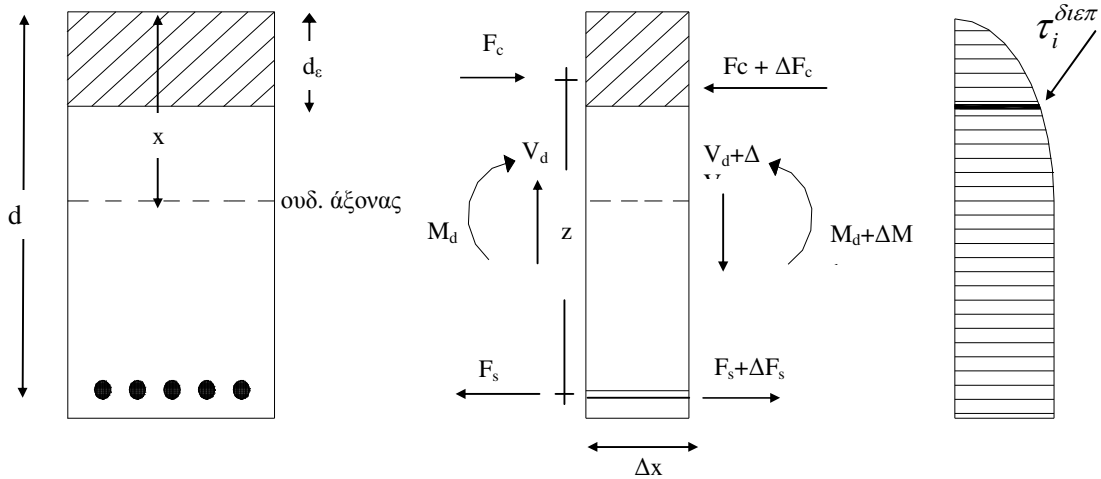
$$\tau_i^{διεπ.} = \frac{V_{sd,i}}{b \cdot z} \frac{d_\varepsilon}{x} \left(2 - \frac{d_\varepsilon}{x}\right) \quad (4)$$

εάν $d_e > x$:

$$\tau_i^{διεπ} = \frac{V_{sd,i}}{b \cdot z}$$

όπου:

d_e είναι το πάχος ενίσχυσης



Σχήμα 4.27: Διατμητική τάση στη διεπιφάνεια στη θλιβόμενη ζώνη

Είτε πρόκειται για ενίσχυση στο εφελκόμενο πέλμα είτε στο θλιβόμενο, η τιμή του διατμητικού φορτίου στη διεπιφάνεια στο μήκος l_{i-j} προσδιορίζεται από τη διατμητική τάση κατά μήκος του τμήματος ΒΓ (Σχ.4.28).

$$V_{sd(i-j)}^{διεπ.} = V_{sd}^{B\Gamma} = \tau_{B\Gamma}^{διεπ.} \cdot b_n \cdot l_{i-j} \quad (5)$$

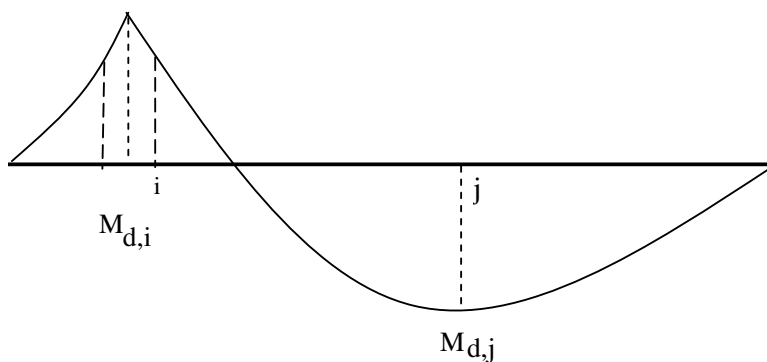
όπου:

$$\tau_{B\Gamma}^{διεπ.} = \frac{\tau_B^{διεπ.} + \tau_\Gamma^{διεπ.}}{2} \quad (6)$$

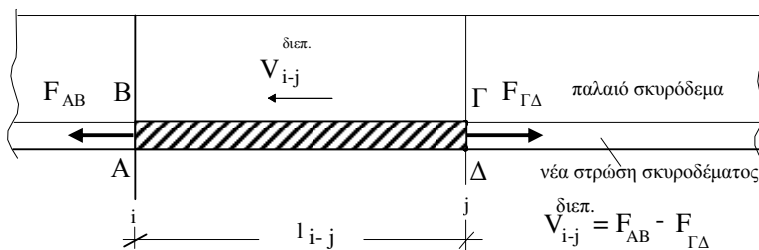
Ο δεύτερος τρόπος ακολουθεί τη διαδικασία που εφαρμόζεται σε σύμμικτα δομικά στοιχεία. Είτε πρόκειται για ενίσχυση του εφελκόμενου πέλματος είτε του θλιβόμενου, η τιμή του διατμητικού φορτίου στη διεπιφάνεια στο μήκος l_{i-j} προσδιορίζεται από τη σχέση ισοροπίας στο τμήμα ΑΒΓΔΑ (Σχ.4.28).

$$V_{sd(i-j)}^{διεπ.} = V_{sd}^{B\Gamma} = F_{AB} - F_{\Gamma\Delta} \quad (7)$$

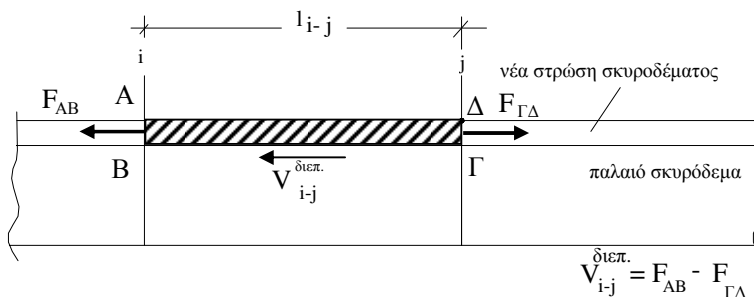
Οι τιμές των δυνάμεων F_{AB} και $F_{\Gamma\Delta}$ προσδιορίζονται από τις αντίστοιχες ροπές κάμψης των διατομών i και j , ως οι εφελκυστικές ή θλιπτικές δυνάμεις που αντιστοιχούν σε ύψος ΑΒ ή ΓΔ.



α) Διάγραμμα ροπών κάμψης



β) Ενίσχυση στο κάτω πέλμα



γ) Ενίσχυση στο άνω πέλμα

Σχήμα 4.28: Διατμητική ένταση στη διεπιφάνεια

Η διατμητική αντίσταση στη διεπιφάνεια $V_{Rd(i-j)}^{διεπ.}$ προσδιορίζεται σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στις προηγούμενες παραγράφους του παρόντος Κεφαλαίου.

Για δομικά στοιχεία που συμμετέχουν στο σύστημα ανάληψης σεισμικής έντασης είναι σκόπιμο να αγνοηθούν οι μηχανισμοί συνοχής και τριβής και το διατμητικό φορτίο στη διεπιφάνεια να αναληφθεί μέσω διατμητικών συνδέσμων (βλήτρα ή ηλεκτροσυγκολλήσεις ράβδων).

Σε άλλες περιπτώσεις (π.χ. πλάκες) θεωρούμε ότι απαιτούνται διατμητικοί σύνδεσμοι μόνο όταν σε κάποια περιοχή του δομικού στοιχείου, η διατμητική τάση στη διεπιφάνεια υπερβεί τη διατμητική αντίσταση λόγω συνοχής και τριβής. Γίνεται δηλαδή συντηρητικά δεκτό ότι, εφόσον αστοχήσει η διεπιφάνεια σε κάποιο σημείο, η ρωγμή θα επεκταθεί και στην υπόλοιπη περιοχή της διεπιφάνειας, έστω και αν εκεί οι διατμητικές τάσεις που υπολογίζονται είναι μικρότερες από την εκτιμώμενη διατμητική αντοχή.

Κατασκευαστικές διατάξεις

Οι κατασκευαστικές διατάξεις που έχουν παρουσιαστεί στη βιβλιογραφία ως οδηγίες για την εξασφάλιση της σύνδεσης στη διεπιφάνεια μπορούν να συνοψισθούν ως εξής:

α) Σε όλες τις περιπτώσεις και ειδικότερα σε στοιχεία που καταπονούνται με σεισμική ένταση είναι σκόπιμο να υπάρχει ένας ελάχιστος οπλισμός (A_{sd}) κατηγορίας S500, που να διαπερνά τη διεπιφάνεια. Το ποσοστό του οπλισμού

$$\rho_{\delta} = \frac{A_{sd}}{A_{c\delta}} \sin a$$

που διαπερνά μια διεπιφάνεια εμβαδού $A_{c\delta}$ υπό γωνία a , θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί για να οριστούν οι ελάχιστες απαιτήσεις.

Για το ποσοστό αυτό έχει προταθεί (Hilti Co., 1994):

- Για επιφάνειες στοιχείων χωρίς οπλισμό διάτμησης (πλάκες κ. α.)
 $\rho_{\delta} \geq 0,08\%$, εφόσον η επιφάνεια του παλαιού στοιχείου έχει υποστεί, υδροβολή υψηλής πίεσης ή εκτράχυνση με μηχανικά μέσα σε βάθος της τάξεως των 6 mm.
 $\rho_{\delta} \geq 0,12\%$, εάν η επιφάνεια του παλαιού στοιχείου έχει υποστεί αμμοβολή ή είναι λεία.
- Για επιφάνειες στοιχείων που υπάρχει οπλισμός διάτμησης (δοκοί, υποστυλώματα κλπ.) ισχύουν τα ίδια ελάχιστα ποσοστά ($\rho_{w,\min}$) που δίνονται στον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000) για τον οπλισμό διάτμησης δοκού.

Πάντως, επειδή για το θέμα δεν υπάρχει ακόμη επαρκής τεκμηρίωση, εδώ προτείνεται η παρακάτω συντηρητικότερη αντιμετώπιση:

- Για επιφάνειες στοιχείων χωρίς οπλισμό διάτμησης:

$$\rho_{\delta} \geq 0,12\%$$

- Για επιφάνειες στοιχείων που υπάρχει οπλισμός διάτμησης:

$$\rho_{\delta} \geq \max(\rho_{w,\min}^{\text{οπλ. διατμ.}}, 0,12\%)$$

β) Οι αποστάσεις (s) των οπλισμών που διαπερνούν τη διεπιφάνεια πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση

$$s \leq \min(6h_{\min}, 800 \text{ mm})$$

όπου h_{\min} είναι το μικρότερο από τα πάχη των δύο στοιχείων σκυροδέματος που έρχονται σε επαφή στη διεπιφάνεια. Στην πράξη, σχεδόν πάντοτε, h_{\min} είναι το πάχος του νέου στοιχείου.

γ) Για την ανάληψη πλήρους φορτίου δράσης βλήτρου, θα πρέπει οι ράβδοι-βλήτρα να είναι καλά αγκυρωμένοι στα δύο στοιχεία εκατέρωθεν της διεπιφάνειας. Ειδικότερα επισημαίνονται τα εξής:

- Το μήκος αγκύρωσης των ράβδων που είναι χημικώς πακτωμένες στο υπάρχον στοιχείο πρέπει να είναι τουλάχιστον 8πλάσιο της διαμέτρου της ράβδου. Το ίδιο μήκος θα πρέπει κατ' ελάχιστον να αγκυρώνεται στο νέο σκυρόδεμα. Σε περιπτώσεις που η στρώση σκυροδέματος είναι μικρή, μπορεί κατά παρέκκλιση να επιτραπεί η χρήση βλήτρων μορφής Γ (βλ. Σχ.3.28α) με ελάχιστο εξέχον τμήμα εντός της στρώσης του σκυροδέματος $5 d_b$ και καμπτόμενο σκέλος (σε διεύθυνση κάθετη προς την δράση του διατμητικού φορτίου) μήκους $5 d_b$.
- Στην περίπτωση που η αγκύρωση των νέων ράβδων οπλισμού γίνεται σε εφελκύμενη ζώνη, είναι σκόπιμο να προχωράει μέχρι να συναντήσει άλλους οπλισμούς του στοιχείου. Ούτως ή άλλως η ύπαρξη οπλισμών στις περιοχές αγκύρωσης των βλήτρων αυξάνει σημαντικά την αντοχή τους.
- Πρέπει να εξασφαλίζεται η δυνατότητα αγκύρωσης για εφελκυστική δύναμη μεγέθους

$$N_d = 0,5 \cdot A_{sd} \cdot f_{yd}$$

δ) Στις περιοχές πέρατος της πρόσθετης στρώσης σκυροδέματος, το πρώτο βλήτρο τοποθετείται σε απόσταση από το άκρο τουλάχιστον $5d_b$ (d_b είναι η διάμετρος του βλήτρου). Εάν η περιοχή βρίσκεται κοντά στις στηρίξεις ή γενικότερα όταν οι διατμητικές τάσεις στη διεπιφάνεια είναι υψηλές (π.χ. είναι μεγαλύτερες από $0,5 f_{ctd}$), το πρώτο βλήτρο είναι σκόπιμο να τοποθετείται, σε απόσταση από το πέρας της επίστρωσης που δεν ξεπερνά το $7 d_b$ και τα 100 mm.

ε) Προφανώς από πρακτικής απόψεως εξυπηρετεί η χρήση λίγων βλήτρων μεγάλης διαμέτρου. Ούτως ή άλλως το κόστος του υλικού του βλήτρου είναι ασήμαντο συγκρινόμενο με το κόστος της εργασίας τοποθέτησής του. Όμως, σύμφωνα με ότι αναφέρθηκε προηγουμένως στη περίπτωση γ), όταν το πάχος του νέου (ή του παλαιού) στοιχείου σκυροδέματος είναι μικρό, η πλήρως διατμητική αντίσταση των βλήτρων πιθανόν να μην μπορεί να ενεργοποιηθεί.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Βασιλείου Γ., (1973)

“Διερεύνηση Μηχανικής Συμπεριφοράς Επισκευασμένων Καμπτόμενων Στοιχείων εκ Σιδηροπαγούς Σκυροδέματος”, Διδακτορική Διατριβή, Ε.Μ.Π., Αθήνα.

Βιντζηλαίου Ε., (1986)

“Θεμελιώδεις Μηχανισμοί Μεταφοράς Δυνάμεων σε Διεπιφάνειες Οπλισμένου Σκυροδέματος υπό Μονοτονικές και Ανακυκλιζόμενες Δράσεις”, Διδακτορική Διατριβή, Ε.Μ.Π., Αθήνα.

Δρίτσος Σ., (1994)

“Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, Εκδόσεις Παν.Πατρών, Πάτρα.

Δρίτσος Σ., Βανδώρος Κ., Αγγελόπουλος Γ., Αντωνογιαννάκη Ε., Τζάνα Μ., (1996)

“Μεταφορά Τέμνουσας σε Διεπιφάνειες Παλαιού και Νέου Σκυροδέματος”, Πρακτικά 12^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμ.2, 200-213, Λεμεσός.

Ε.Μ.Π., (1987)

“Συστάσεις για τις Επισκευές Κτιρίων Βλαμμένων από Σεισμό”, Αθήνα.

ΟΑΣΠ, (2005)

ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων), Σχέδιο 2, Αθήνα, (Αδημοσίευτο κείμενο).

Τάσιος Θ., (1981)

“Η Μηχανική της Επισκευής Υποστρωμάτων με Μανδύα”, Πρακτικά 5^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, 163-167, Λευκωσία.

Τζωρτζάκης Ι., Λαμπίρης Γ., Δρίτσος Σ., (1990)

“Προβλήματα στις Συγκολλήσεις Οπλισμού για την Επισκευή και Ενίσχυση των Κατασκευών”, Πρακτικά 9^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμ.2, 127-136, Καλαμάτα.

Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., (2000)

“Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος – ΕΚΩΣ 2000”. Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων, Αθήνα.

Χρονόπουλος Μ., (1985)

“Συμπεριφορά Διεπιφάνειας Μεταξύ Παλιού-Νέου Σκυροδέματος. Βλήτρα-Αγκύρια στις Επεμβάσεις σε Στοιχεία από Ο.Σ”, Πρακτικά 7^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμ.2, 211-223, Πάτρα.

ACI 318-95, (1995)

- “Building Code Requirements for Reinforced Concrete”, American Concrete Institute, Detroit.
- Birkeland P., Birkeland H., (1966)
 “Connections in Precast Concrete Construction” ACI Journal, Vol. 63 (3), 345-368.
- CEB Bulletin No 162, (1983)
 “Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading”, Paris.
- CEB Bulletin No 226, (1995)
 “Design of Fastenings in Concrete-Fastenings for Seismic Retrofitting”, Lausanne.
- CEN Tech. Com., 250/SC8 Eurocode 8-Part 1.4, (1995)
 “Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: Strengthening and Repair of Buildings”, prENV 1998-1-4., Brussels.
- Fardis M., Buyukozturk O., (1979)
 “Shear Transfer Model for Reinforced Concrete” ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol.105(2), 255-275.
- Fiscer A. Gmbh and Co., (1994)
 “Fisherfixings Technical Handbook”, Waldachtal, Germany.
- Gaston J., Kritz L., (1964)
 “Connections in Precast Concrete Structures-Scarf Joints”, Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol.9(3), 37-59.
- Hilti Co., (1994)
 “Fastening Technology Manual”, Liechtenstein.
- Mattock A., (1976)
 “Shear Transfer Under Monotonic Loading, Across an Interface Between Concretes Cast at Different Times”, Report No SM 76-3, Dept. of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Washington.
- Mattock A., (1977)
 “Shear Transfer Under Cyclically Reversing Loading, Across an Interface Between Concretes Cast at Different Times”, Report No SM 77-1, Dept. of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Washington.
- Rasmussen B., (1962)
 “Betonistobe Traebelastade Boltes og Domes Baereevne”, Lab. for Bygningsatik, Danmarke Tekn. Hojoskole, Vol. 34(2), Meddelse.
- Rehm G., Eligehausen R., Paul F., (1980)
 “Verbundbewehrung in Fugen und Platten ohne Schubbewehrung”, Universitat Stuttgart, Auftrag Nr. IV/1-5-136/77 des Insituts fur Bautechnik, Berlin, Forschungsbericht T 505.
- Rybicki R., (1981)

“Βλάβες Δομικών Έργων. Κατασκευές Οπλισμένου Μπετόν”,
Τόμ.2, Εκδ. Μ.Γκιούρδας, Αθήνα.
Tassios T., Vintzeleou E., (1987)
“Concrete-to-Concrete Friction”, ASCE Journal of Structural
Engineering, Vol. 113(4), 832-849.

ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ - ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

5.1 ΓΕΝΙΚΑ

Στο Κεφάλαιο αυτό αναπτύσσονται οι μέθοδοι και οι τεχνικές που εφαρμόζονται για την επισκευή και την ενίσχυση δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ειδικότερα αναφέρονται τα χαρακτηριστικά και η αποτελεσματικότητα κάθε τεχνικής όπως επίσης και οι διαδικασίες εφαρμογής, επισημαίνοντας τα πλέον συνήθη προβλήματα που αντιμετωπίζονται στην πράξη. Για τη διαστασιολόγηση προτείνονται αναλυτικές ή ημιεμπειρικές διαδικασίες κατ' αναλογία με αυτές που εφαρμόζονται για τα μονολιθικά στοιχεία Ο.Σ.. Γίνεται χρήση διορθωτικών συντελεστών για τη δυσκαμψία και την αντοχή και δίνονται χρήσιμες κατασκευαστικές διατάξεις. Επισημαίνεται ότι για τα θέματα διαστασιολόγησης των επισκευασμένων/ενισχυμένων στοιχείων, δεν υπάρχει ακόμα διεθνώς αναγνωρισμένος κώδικας και η βιβλιογραφία είναι περιορισμένη. Το τμήμα 1.4 του Ευροκώδικα 8 (EC8-Part 1.4, 1995), που αναφέρεται στις επισκευές των κατασκευών, δημοσιεύτηκε ως προ-νόρμα, σύντομα όμως προβλέπεται να αντικατασταθεί από το νέο EC8-Part 3 (2004), ενώ στον Ελληνικό χώρο το περιβάλλον θα αποσαφηνιστεί μετά την δημοσίευση του Κανονισμού Επεμβάσεων που ήδη βρίσκεται σε επίπεδο Σχεδίου 2 (ΟΑΣΠ, 2005). Ως εκ τούτου **τα αποτελέσματα των υπολογισμών θα πρέπει να θεωρούνται με ανάλογη αβεβαιότητα.**

Στο Κεφάλαιο αυτό αναπτύσσονται οι τεχνικές επισκευής/ενίσχυσης που αφορούν:

(α) Υποστυλώματα, (β) Τοιχώματα, (γ) Δοκούς και πλάκες, (δ) Κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων, (ε) Στοιχεία θεμελίωσης.

5.2 ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Οι επεμβάσεις στα υποστυλώματα είναι η πλέον συχνή πρακτική στον αντισεισμικό ανασχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής. Όταν έχουν εμφανιστεί βλάβες, η λύση μπορεί να προβλέπει είτε την αποκατάσταση των αρχικών χαρακτηριστικών του υποστυλώματος (επισκευή) είτε τη βελτίωσή τους (ενίσχυση). Προφανώς η δεύτερη επιλογή μπορεί να εφαρμοστεί ανεξάρτητα από την ύπαρξη βλαβών, ενώ όταν υπάρχουν βλάβες σχεδόν πάντοτε προηγείται η επισκευή.

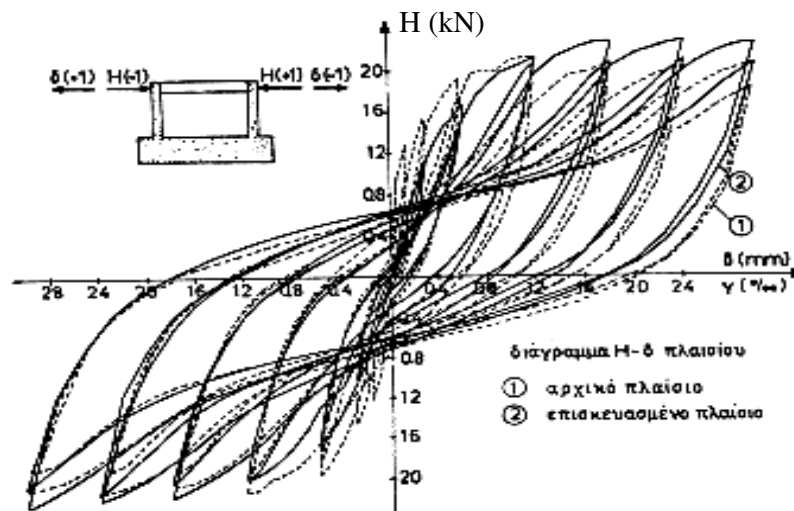
5.2.1 Επισκευές υποστυλωμάτων

Όπως προαναφέρθηκε, η επισκευή του υποστυλώματος, αφορά τη διαδικασία επέμβασης με την οποία αποκαθίστώνται τα αρχικά χαρακτηριστικά ενός στοιχείου που έχει υποστεί φθορά ή βλάβη. Ανάλογα με το βαθμό βλάβης του υποστυλώματος η επισκευή μπορεί να γίνει είτε με χρήση ρητινενέσεων ή επισκευαστικών κονιαμάτων είτε με καθαίρεση και αποκατάσταση των περιοχών βλάβης. Η πρώτη διαδικασία επιλέγεται όταν οι βλάβες είναι ελαφρές ενώ η δεύτερη διαδικασία όταν οι βλάβες είναι σοβαρότερες.

5.2.1.1 Επισκευές με ρητινενέσεις ή επισκευαστικά κονιάματα

Αποκαταστάσεις με ρητινενέσεις ή επισκευαστικά κονιάματα εφαρμόζονται όταν οι βλάβες είναι ελαφρές, όταν δηλαδή εμφανίζονται ρηγματώσεις ή αποφλοιώσεις σκυροδέματος χωρίς αποδιοργάνωση του περισφιγμένου τμήματος του υποστυλώματος και λυγισμό των ράβδων οπλισμού. Ειδικότερα οι ρητινενέσεις χρησιμοποιούνται στην περίπτωση των ρηγματώσεων, ενώ τα επισκευαστικά κονιάματα στην περίπτωση των επιφανειακών αποφλοιώσεων του σκυροδέματος.

Από τα επισκευαστικά κονιάματα, τα ρητινοκονιάματα έχουν ευρύτερη εφαρμογή επειδή συνήθως οι αποφλοιώσεις είναι μικρού πάχους. Για μεγαλύτερο πάχος αποδιοργανωμένου σκυροδέματος, που σε μερικές περιπτώσεις μπορεί να επεκτείνεται και στο εντός του συνδετήρος τμήμα της διατομής, χρησιμοποιούνται μη συρρικνούμενα κονιάματα με βάση το τσιμέντο.



Σχήμα 5.1: Διάγραμμα πλευρικών φορτίσεων-οριζοντίων μετακινήσεων πλαισίου επισκευασμένου με εποξειδικές ρητίνες και σύγκριση με το αρχικό

Στην ανάλυση και στη διαστασιολόγηση οι διορθωτικοί συντελεστές προσομοιώματος για τη δυσκαμψία και την αντοχή λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα: $k_k = k_r = 1,0$

Από μία πειραματική έρευνα που έγινε στο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.1 το διάγραμμα “πλευρικών δυνάμεων (H) - οριζοντίων μετακινήσεων (δ)” ενός πλαισίου επισκευασμένου με εποξειδικές ρητίνες σε σύγκριση με το αντίστοιχο διάγραμμα του αρχικού πλαισίου (Πενέλης και Κάππος, 1990).

Όπως μπορεί να παρατηρηθεί, η τεχνική των ρητινενέσεων αποκαθιστά σχεδόν πλήρως τα χαρακτηριστικά του αρχικού πλαισίου. Αν και από τη σύγκριση των διαγραμμάτων θα μπορούσε κανείς να συμπεράνει ότι η αρχική δυσκαμψία του επισκευασμένου πλαισίου υπολείπεται κατά τι από την αντίστοιχη του αρχικού πλαισίου, η παρατήρηση αυτή είναι άνευ πρακτικής σημασίας επειδή σε πραγματικές συνθήκες η δυσκαμψία ενός κτιρίου είναι μειωμένη σε σχέση με την αρχική του, λόγω των σεισμικών καταπονήσεων που έχει υποστεί στην διάρκεια της ζωής του.

5.2.1.2 Τοπικές αποκαταστάσεις ίσης διατομής

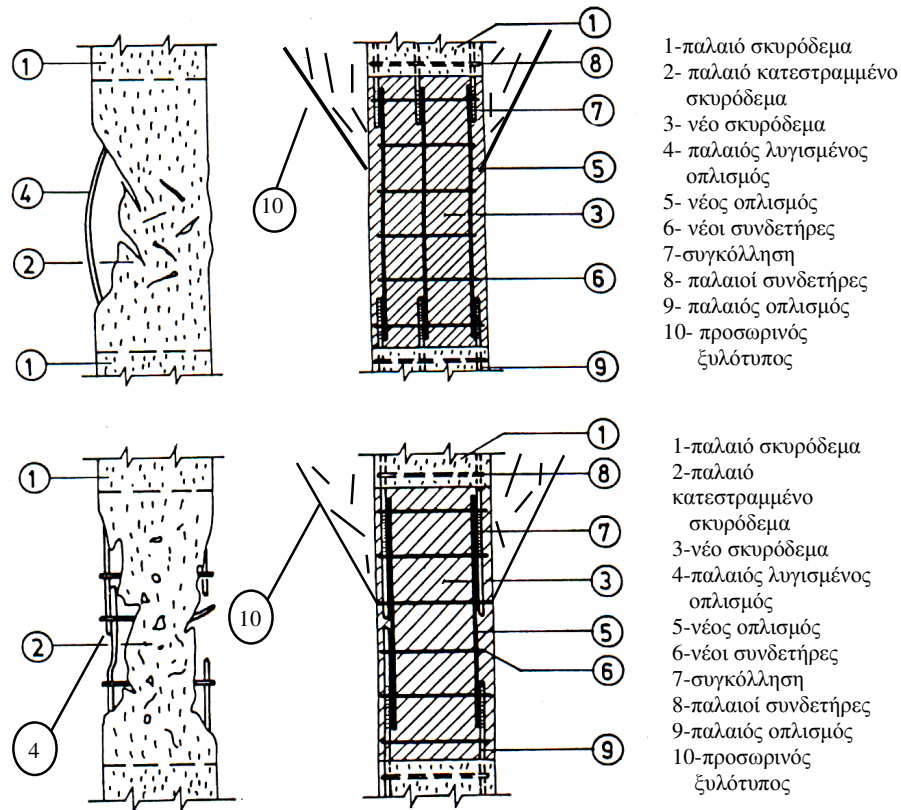
Επεμβάσεις με καθαίρεση και αποκατάσταση ίσης διατομής εφαρμόζονται όταν οι βλάβες είναι σοβαρές, όταν δηλαδή εμφανίζεται αποδιοργάνωση του σκυροδέματος ή διάρρηξη που μπορεί να ακολουθείται από άνοιγμα ή διάρρηξη των συνδετήρων και λυγισμό των διαμήκων ράβδων. Συχνά μετά από μία επισκευή τέτοιου είδους ακολουθεί η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.

Στο Σχήμα 5.2 (UNDP/UNIDO, 1983) απεικονίζονται δύο περιπτώσεις αποκατάστασης, στις οποίες παρουσιάζεται πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της βλαβείσας περιοχής, λυγισμός των διαμήκων ράβδων οπλισμού και διάρρηξη των συνδετήρων. Οι ενέργειες που απαιτούνται για την αποκατάσταση περιλαμβάνουν :

- Καθαίρεση και απομάκρυνση κάθε υλικού σκυροδέματος σε μήκος υποστυλώματος μεγαλύτερο από αυτό της βλαβείσας περιοχής, και καλό καθαρισμό.
- Απομάκρυνση συνδετήρων της περιοχής.
- Κόψιμο των τμημάτων των διαμήκων ράβδων που έχουν λυγίσει.
- Ηλεκτροσυγκόλληση νέων τμημάτων διαμήκων ράβδων.
- Τοποθέτηση νέων πυκνών συνδετήρων.
- Σκυροδέτηση του καθαιρεθέντος τμήματος.

Χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή για να αντιμετωπιστεί η συστολή ξήρανσης του νέου σκυροδέματος. Προς τούτο χρησιμοποιούνται είτε

ειδικά πρόσμικτα είτε ειδικές συνθέσεις σκυροδέματος στις οποίες το τσιμέντο έχει αντικατασταθεί από μη συρρικνούμενες κόνιες. Σε κάθε περίπτωση η σύνθεση του σκυροδέματος πρέπει να περιλαμβάνει αδρανή με μέγιστο κόκκο ίσο με αυτό του υπάρχοντος και να ακολουθούνται αυστηρά οι οδηγίες των προμηθευτών για τα πρόσμικτα ή τις κόνιες.

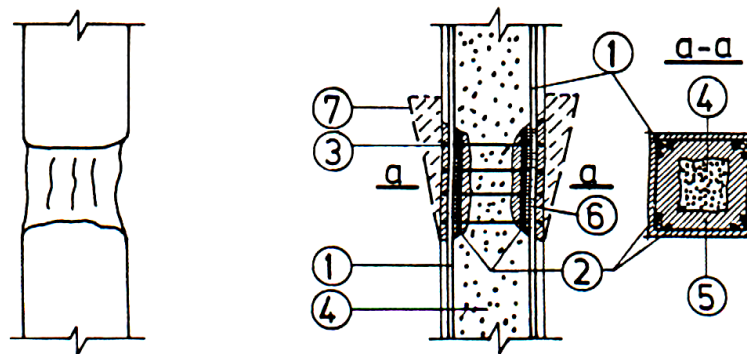


Σχήμα 5.2: Αποκατάσταση υποστυλώματος, με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της βλαβείσας περιοχής

Για τη διευκόλυνση της σκυροδέτησης και καλύτερη συμπίκνωση, ο ξυλότυπος καταλήγει προς τα πάνω σε χοάνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.2 και το επιπλέον πρισματικό τμήμα σκυροδέματος αφαιρείται την επόμενη ημέρα της σκυροδέτησης. Επισημαίνεται ότι η επιτυχία της τεχνικής απαιτεί πλήρη αποφόρτιση της περιοχής των ορόφων που φορτίζουν το υποστύλωμα και σχολαστική υποστύλωση (ή δυνατόν με μικρή αρνητική φόρτιση) των δοκών που συντρέχουν σ' αυτό. Έτσι όταν μετά το πέρας της επέμβασης απομακρυνθεί η υποστύλωση και επιβληθούν τα φορτία, θα αναιρεθούν τυχόν παραμορφώσεις από συστολή ξήρανσης και το νέο στοιχείο θα αναλάβει θλιπτικό φορτίο.

Στο Σχήμα 5.3 (UNDP/UNIDO, 1983) απεικονίζεται η περίπτωση που το κεντρικό τμήμα της διατομής παρέμεινε αβλαβές και ως εκ τούτου δεν απομακρύνεται. Οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού δεν αντικαθίστώνται εφόσον δεν έχουν λυγίσει, αλλά πιθανότατα να απαιτηθεί η τοποθέτηση νέων συνδετήρων έτσι ώστε να πληρούνται οι κατασκευαστικές διατάξεις, του ισχύοντος κανονισμού.

Στις διεπιφάνειες παλαιού και νέου σκυροδέματος η ικανότητα μεταφοράς διατμητικού φορτίου εξασφαλίζεται μέσω του μηχανισμού της τριβής. Συνήθως το αξονικό φορτίο του υποστυλώματος και ο οπλισμός που διαπερνούν τη διεπιφάνεια εξασφαλίζουν την ανάπτυξη της απαραίτητης διατμητικής αντίστασης. Οι συνθήκες είναι δυσμενέστερες στα υποστυλώματα των ανωτέρων ορόφων, επειδή εκεί το αξονικό φορτίο των υποστυλωμάτων είναι μειωμένο.



1. παλιός οπλισμός, 2. νέος οπλισμός, 3. νέοι συνδετήρες, 4. παλιό σκυρόδεμα, 5. νέο σκυρόδεμα, 6. συγκόλληση, 7. προσωρινός ξυλότυπος.

Σχήμα 5.3: Αποκατάσταση υποστυλώματος με μερική αποδιοργάνωση της βλαβείσας περιοχής

Πάντως ο σχετικός έλεγχος στη διεπιφάνεια μπορεί να γίνει με τον ίδιο τρόπο που προβλέπεται στον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος για τους αρμούς διακοπής των τοιχωμάτων (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000), όπου το ελάχιστο εμβαδόν διατομής του οπλισμού που πρέπει να διαπερνά τη διεπιφάνεια προκύπτει από τις σχέσεις:

$$A_{s,tot}^{\delta i e \pi} \geq \frac{1}{f_{yk}} (1,3 f_{ctm} A_c - 0,7 N_d) \quad (1)$$

$$\text{και } A_{s,tot}^{\delta i e \pi} \geq 0,0025 A_c \quad (2)$$

όπου:

$A_{s,tot}^{\delta i e \pi}$ το εμβαδόν διατομής του οπλισμού που διαπερνά την επιφάνεια,

A_c το εμβαδόν διατομής του υποστυλώματος,

N_d το αξονικό (θλιπτικό) φορτίο σχεδιασμού του υποστυλώματος και
 f_{ctm} η μέση εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου σκυροδέματος.

Εάν οι παραπάνω σχέσεις δεν ικανοποιούνται με τον υπάρχοντα οπλισμό, θα πρέπει να προστεθούν νέοι οπλισμοί, που θα αγκυρωθούν στο παλαιό στοιχείο και θα διαπερνούν κάθετα τη διεπιφάνεια.

5.2.2 Ενισχύσεις υποστυλωμάτων

Οι τεχνικές ενίσχυσης των υποστυλωμάτων μπορούν να διακριθούν σε δύο βασικές κατηγορίες ανάλογα με την αύξηση ή όχι της διατομής του υποστυλώματος. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι τεχνικές στις οποίες δεν αυξάνεται η διατομή του υποστυλώματος και η ενίσχυση επιτυγχάνεται με ενεργή περίσφιγξη του στοιχείου. Στη δεύτερη κατηγορία η ενίσχυση επιτυγχάνεται με αύξηση της διατομής του υποστυλώματος με νέες στρώσεις σκυροδέματος και νέους οπλισμούς, κατασκευάζοντας ένα μανδύα γύρω από το αρχικό στοιχείο.

Στη συνέχεια θα αναπτυχθούν οι παραπάνω δύο μορφές ενίσχυσης υποστυλωμάτων.

5.2.2.1 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιγξη

Η ενίσχυση των υποστυλωμάτων με εξωτερική περίσφιγξη προσφέρεται στις παρακάτω περιπτώσεις :

- (α) Όταν απαιτείται αύξηση της πλαστιμότητας του υποστυλώματος.
- (β) Όταν απαιτείται αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος.
- (γ) Όταν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας της συνάφειας των κατακόρυφων οπλισμών του υποστυλώματος στην περιοχή υπερκάλυψής τους.
- (δ) Όταν απαιτείται αύξηση της διατμητικής αντοχής του υποστυλώματος.

Όταν απαιτείται η μεταφορά ενός τμήματος των κατακόρυφων φορτίων του υποστυλώματος, η τεχνική συνδυάζεται με την εφαρμογή εξωτερικής σιδηροκατασκευής.

Διαδικασίες επιβολής της περίσφιγξης

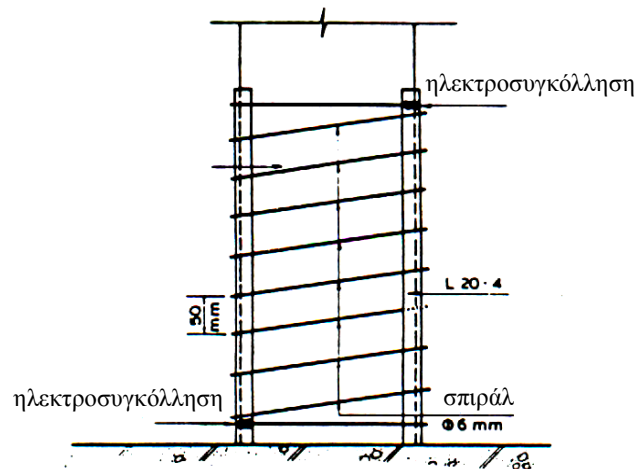
Η επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης σε υποστυλώματα μπορεί να γίνει με τους παρακάτω τρόπους:

- Με χρήση επικολητών κολάρων που μπορεί να είναι μεταλλικά ελάσματα συνήθους πάχους 1-2 mm (Σχ.5.4) ή λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP_s).



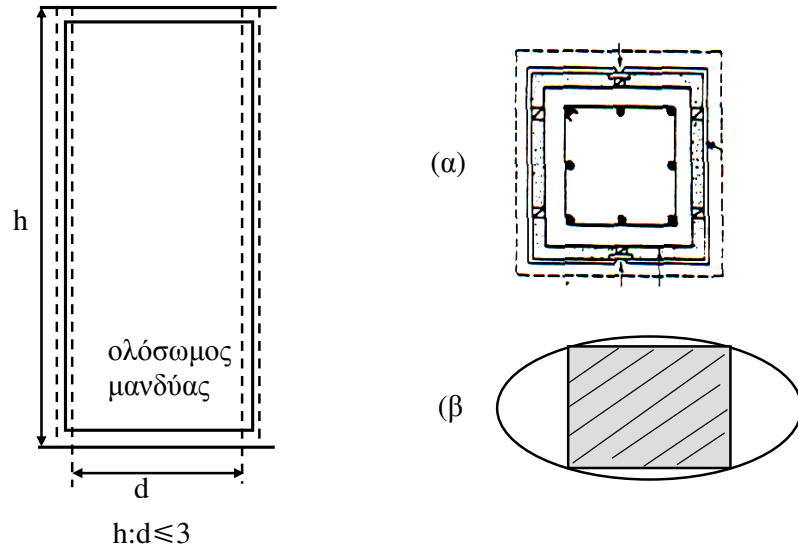
Σχήμα 5.4: Περίσφιγξη με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα

- Με χρήση προεντεταμένων κολάρων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs), που μπορεί να έχουν τη μορφή ταινιών “πακεταρίσματος” (Frangou et al, 1993).
- Με χρήση σπειροειδούς οπλισμού (Σχ.5.5) που μπορεί να είναι από μεταλλικό έλασμα ή από ινοπλισμένο πολυμερές (FRP).
- Με χρήση ολόσωμου μανδύα από φύλλα χάλυβα ή ινοπλισμένο πολυμερές (FRP), επικολλητού επί των πλευρών του υποστυλώματος. Σήμερα, στην πράξη έχει αρχίσει να επεκτείνεται η εφαρμογή της τεχνικής με χρήση φύλλων FRPs. Αυτός ο τρόπος εφαρμογής θα αναπτυχθεί λεπτομερέστερα στη συνέχεια.



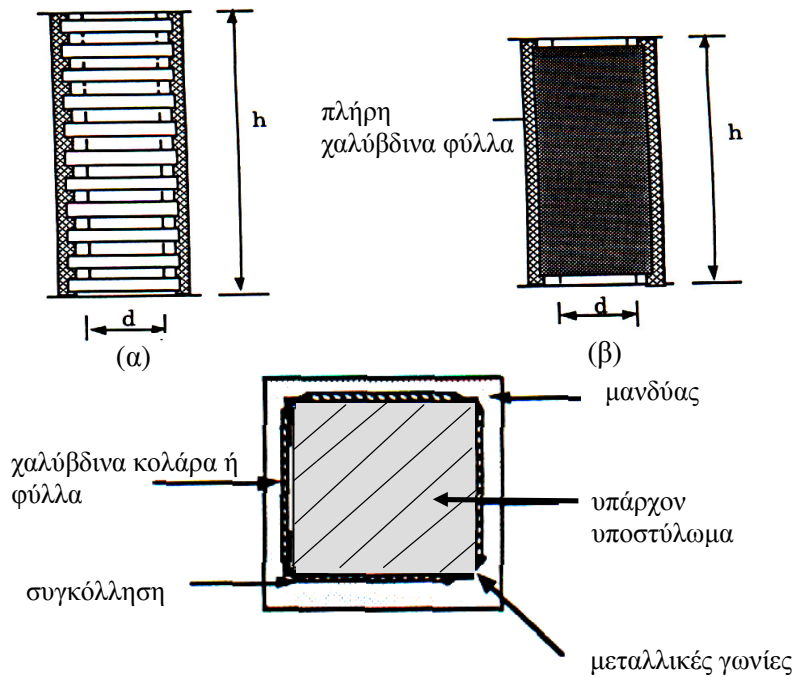
Σχήμα 5.5: Περίσφιγξη με σπειροειδή οπλισμό

Στην περίπτωση των μεταλλικών μανδύων η τεχνική μπορεί να εφαρμοστεί τοποθετώντας τα χαλύβδινα φύλλα σε μικρή απόσταση από τις παρειές του υποστυλώματος και στην συνέχεια το κενό γεμίζεται με μη-συρρικνούμενο κονίαμα (Σχ.5.6). Η τεχνική είναι ιδιαίτερα αποτελεσματική όταν ο μεταλλικός μανδύας έχει ελλειπτική ή κυκλική μορφή (Σχ 5.6β).



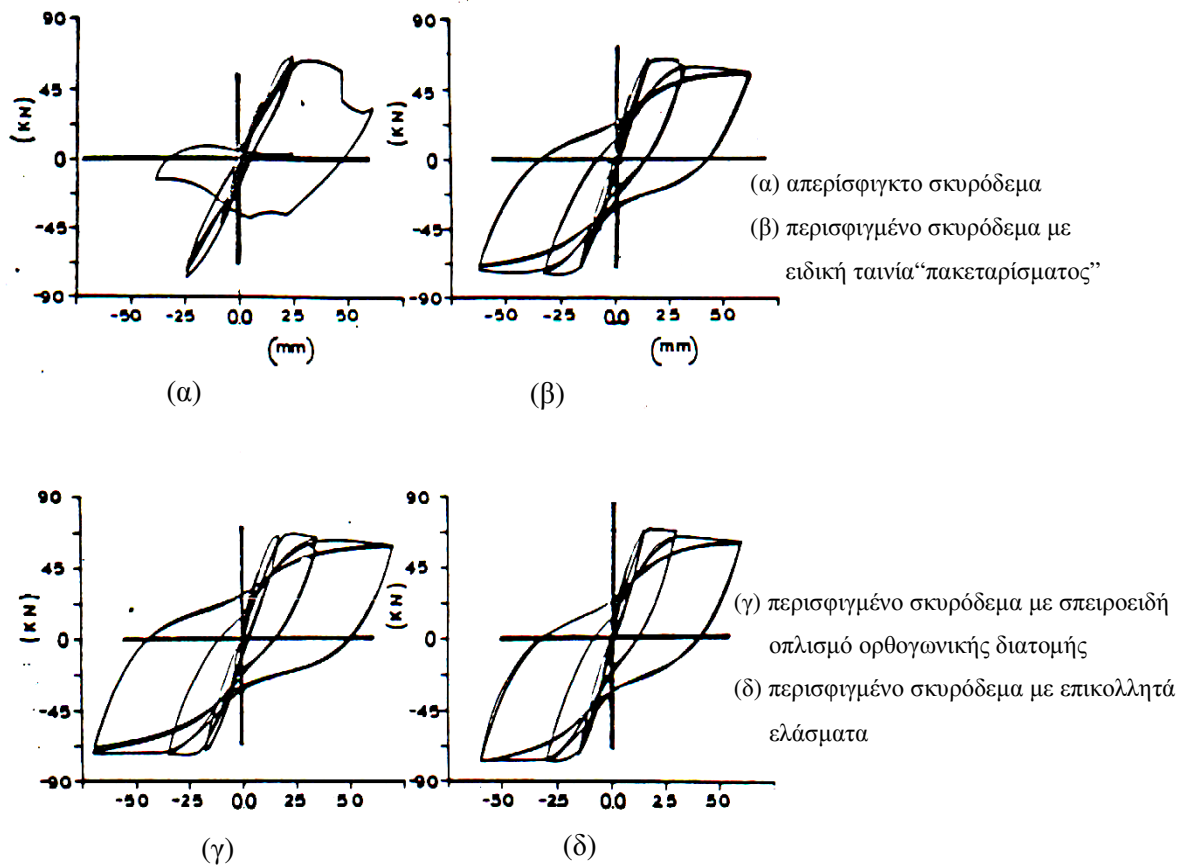
Σχήμα 5.6: Περίσφιγξη με γενικό μεταλλικό μανδύα
 (α) ορθογωνική
 (β) ελλειπτική

- Με χρήση μεταλλικού κλωβού που δημιουργείται με κατακόρυφα γωνιακά ελάσματα και είτε οριζόντια μεταλλικά κολάρα (Σχ.5.7α) είτε πλήρη χαλύβδινα φύλλα (Σχ.5.7β) (Dritsos 1997a - Dritsos and Pilakoutas 1992, 1994 - Dritsos et al, 1993). Η τεχνική αυτή θα αναπτυχθεί λεπτομερώς στη συνέχεια.



Σχήμα 5.7: Περίσφιγξη με μεταλλικό κλωβό

Στο Σχήμα 5.8 παρουσιάζονται αποτελέσματα μίας πειραματικής έρευνας για τρεις διαφορετικές διαδικασίες περίσφιγξης (Kahn, 1980). Πέρα από τα ειδικότερα συμπεράσματα που μπορούν να προκύψουν από συγκρίσεις των διαφορετικών διαδικασιών περίσφιγξης, αξίζει να παρατηρηθεί μία εντυπωσιακή συνεισφορά στην πλαστιμότητα του στοιχείου, για όλες τις διαδικασίες περίσφιγξης που εξετάστηκαν.



Σχήμα 5.8: Διαγράμματα πλευρικής φόρτισης-οριζοντίων μετακινήσεων από πειραματική έρευνα για ενίσχυση υποστυλωμάτων με την τεχνική της περίσφιγξης

Μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή

Οι μανδύες με ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs) αποτελούν ίσως τον πλέον εύρηστο τρόπο επιβολής της περίσφιγξης. Αυτός είναι στην πραγματικότητα ο κύριος λόγος για τον οποίο η εφαρμογή αυτής της τεχνικής εξαπλώνεται ραγδαία στην πράξη.

Τα φύλλα εφαρμόζονται με τις ίνες τους σε οριζόντια διεύθυνση συμβάλλοντας έτσι ιδιαίτερα στον εγκιβωτισμό του στοιχείου και στην αύξηση της διατμητικής του αντοχής.

Εάν αυτοί μόνο είναι οι λόγοι της ενίσχυσης, τα φύλλα μπορούν να αντικατασταθούν από οριζόντιες λωρίδες (“κολάρα”). Αυτή η εναλλακτική τεχνική έχει μεν οικονομία υλικού, αλλά απαιτεί περισσότερα “εργατικά” και γι’ αυτό η επιλογή θα πρέπει να εξαρτηθεί από την εκτίμηση του συνολικού κόστους.

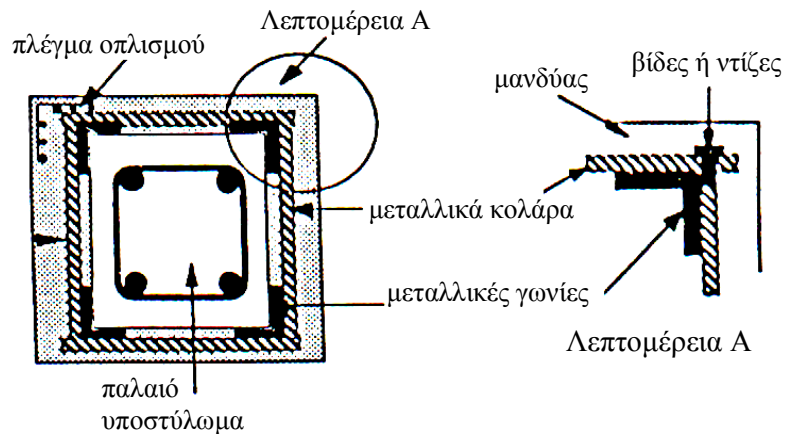
Εάν συγχρόνως επιδιώκεται και η αύξηση της καμπτικής αντοχή του στοιχείου, θα πρέπει προφανώς να χρησιμοποιηθούν και φύλλα με κατακόρυφη διεύθυνση ινών. Όμως, σ’ αυτή την περίπτωση η τεχνική θα πρέπει να συνδυαστεί με ανάλογη εφαρμογή ενίσχυσης του κόμβου (δοκών-υποστυλωμάτων) επειδή τα άκρα του υποστυλώματος βρίσκονται σε περιοχές με αυξημένη καμπτική ένταση.

Η εφαρμογή της τεχνικής είναι απλούστερη και περισσότερο αποδοτική στα κυκλικά υποστυλώματα. Στα ορθογωνικά υποστυλώματα απαιτείται προηγουμένως κατάλληλη εξομάλυνση των γωνιών, έτσι ώστε να αποκτήσουν καμπυλότητα με ακτίνα τουλάχιστον 30 mm. Η αποδοτικότητα της τεχνικής μπορεί να αυξηθεί, εάν η εφαρμογή των φύλλων (ή των λωρίδων) γίνει με προένταση. Όμως, στην περίπτωση αυτή οι τεχνικές δυσκολίες του εγχειρήματος είναι αυξημένες και γι’ αυτό η εφαρμογή της θα πρέπει να εξετάζεται μόνο σε ειδικές περιπτώσεις.

Τεχνική του μεταλλικού κλωβού

Η τεχνική του μεταλλικού κλωβού είναι η πλέον διαδεδομένη διαδικασία επιβολής της περίσφιγξης. Τέσσερα μεταλλικά γωνιακά ελάσματα, προσαρμόζονται στις γωνίες του υποστυλώματος και οριζόντια μεταλλικά ελάσματα (ή ράβδοι από δομικό χάλυβα) υπό μορφή “κολάρων”, συγκολλούνται πάνω στα γωνιακά (Σχ.5.7). Πριν γίνει η συγκόλληση προηγείται σύσφιγξη των γωνιακών με ειδικά κλειδιά ή γίνεται προθέρμανση του οριζόντιου οπλισμού σε θερμοκρασία 200-400° C, έτσι ώστε να δημιουργηθεί ενεργή περίσφιγξη με τη συστολή που επέρχεται όταν γίνει απόψυξη. Εναλλακτικά αντί για συγκόλληση μπορεί να χρησιμοποιηθούν “βίδες” ή “ντίζες” όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.9.

Τα κενά που δημιουργούνται στην επαφή του μεταλλικού κλωβού και του σκυροδέματος, συμπληρώνονται με ένα μη-συρρικνούμενο κονίαμα ή εποξειδική κόλλα. Η τελική επιφάνεια μπορεί να δημιουργηθεί με μία ισχυρή τσιμεντοκονία οπλισμένη με ένα ελαφρύ πλέγμα ενώ δεν είναι απαραίτητη η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Στις περιπτώσεις που το ύψος του υποστυλώματος είναι σχετικά μικρό ($h/d \leq 3$) επιλέγεται συχνά η αντικατάσταση των κολάρων με χαλύβδινα φύλλα (Σχ.5.7β).



Σχήμα 5.9: Εναλλακτική εφαρμογή της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού χρησιμοποιώντας “βίδες” ή “ντίζες”

Σε σύγκριση με τις υπόλοιπες διαδικασίες αποτελεί πλεονέκτημα της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού η δυνατότητα μεταφοράς ενός τμήματος των κατακόρυφων φορτίων του υποστύλωματος. Σε συνδυασμό μάλιστα με την ταχύτητα με την οποία μπορεί να εφαρμοστεί η τεχνική σε περίπτωση έκτακτης ανάγκης, η τεχνική αποτελεί κατάλληλη προσωρινή λύση άμεσης ανάληψης κατακόρυφων φορτίων σε στοιχεία που υπέστησαν βλάβες και αδυνατούν πλέον να μεταφέρουν τα αξονικά τους φορτία (Σχ.5.10).



Σχήμα 5.10: Επέμβαση με μεταλλικό κλωβό για προσωρινή ανάληψη κατακόρυφων φορτίων

Εξάλλου στην περίπτωση τοπικής βλάβης του υποστυλώματος ο κλωβός μπορεί να εφαρμοστεί γύρω από τη βλαφθείσα περιοχή, όπως ακριβώς εφαρμόζεται ο “νάρθηκας” στην ορθοπεδική, στην “by pass” μεταφορά της έντασης.

Από τα μέχρι σήμερα περιορισμένα αναλυτικά και πειραματικά δεδομένα της έρευνας μπορούν να προταθούν οι παρακάτω περιορισμοί για την εφαρμογή της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού:

- (α) Η διατομή των γωνιακών πρέπει να είναι τουλάχιστον 50x50x5 (mm).
- (β) Η διατομή του οριζόντιου οπλισμού πρέπει να είναι τουλάχιστον 25x4 όταν χρησιμοποιούνται ελάσματα ή κατ’ ελάχιστον Φ10, όταν χρησιμοποιούνται ράβδοι δομικού χάλυβα.
- (γ) Οι αποστάσεις του οριζόντιου οπλισμού συνίσταται να είναι μικρότερες από το μισό της μικρότερης διάστασης της διατομής και από 150 mm. Συνήθως επιλέγεται 100 mm.
- (δ) Για την περίπτωση τοπικής περίσφιγξης, ο μεταλλικός κλωβός επεκτείνεται πάνω και κάτω από τη βλάβη σε απόσταση τουλάχιστον μιάμιση φορά στη μέση διάσταση της διατομής.
- (ε) Απαιτούνται πρόσθετα μέτρα πυροπροστασίας.

Η συνηθισμένη εφαρμογή της τεχνικής αφορά υποστυλώματα μικρής διατομής με επαρκή διαμήκη οπλισμό. Για παράδειγμα ως μέγιστη διάσταση διατομής θα μπορούσε να θεωρηθεί η διάσταση των 400 mm και ως ελάχιστος οπλισμός του υποστυλώματος τα 4Φ18. Σε περιπτώσεις μεγαλύτερων διαστάσεων απαιτούνται ενδιάμεσες διαμπερείς χαλύβδινες ράβδοι δομικού χάλυβα σε αποστάσεις της τάξης των 300 mm, που διαπερνούν μέσω οπών το πάχος του υποστυλώματος και ηλεκτροσυγκολλούνται στις απέναντι μεταλλικές λάμες. Το κενό μεταξύ των ράβδων και των τοιχωμάτων των οπών συμπληρώνεται με εποξειδική ρητίνη.

Όταν η τεχνική εφαρμόζεται σε υποστυλώματα που η μία πλευρά τους βρίσκεται σε επαφή με γειτονικό όριο, οι λάμες ή ράβδοι, που θα χρησιμοποιηθούν στην “τυφλή” πλευρά, θα πρέπει να είναι από ανοξείδωτο χάλυβα.

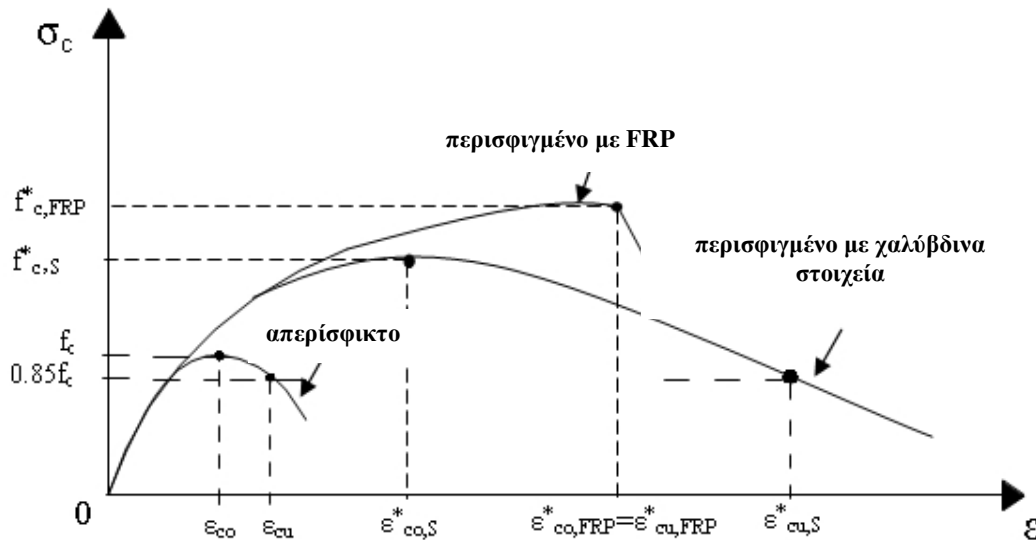
Μηχανικά χαρακτηριστικά περισφιγμένου σκυροδέματος

Ανεξάρτητα από την ειδικότερη τεχνική που θα χρησιμοποιηθεί σε κάθε περίπτωση, κύρια δράση είναι η τριαξονική θλίψη που εισάγεται με τη συμβολή της περίσφιγξης.

Ως εκ τούτου επιτυγχάνεται ιδιαίτερα σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας του υποστυλώματος ενώ συγχρόνως αυξάνεται και η θλιπτική του αντοχή. Το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του περισφιγμένου σκυροδέματος μπορεί να προκύψει από σχέσεις

παρόμοιες με αυτές που ισχύουν για την περίσφιγξη του σκυροδέματος με συμβατικούς συνδετήρες.

Στο Σχήμα 5.11 παρουσιάζεται μια ποιοτική απεικόνιση των καταστατικών νόμων για το περισφιγμένο και το απερίσφικτο σκυροδέμα. Στην περίπτωση που για την περίσφιγξη χρησιμοποιούνται ΙΟΠ, αξίζει να παρατηρηθεί ότι από το διάγραμμα σ - ϵ απουσιάζει, ουσιαστικά, ο φθίνων κλάδος.



Σχήμα 5.11: Τροποποιημένος καταστατικός νόμος περισφιγμένου σκυροδέματος

Για την εκτίμηση της **αυξημένης αντοχής και πλαστιμότητας** του αρχικού σκυροδέματος, όταν αυτό περισφίγγεται με στοιχεία από χάλυβα ή ΙΟΠ, στο Σχέδιο 2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΟΑΣΠ, 2005), προτείνονται τα εξής:

Στην περίπτωση χαλύβδινης περίσφιγξης η επιρροή του εξωτερικού οπλισμού λογίζεται όπως και για τους συμβατικούς συνδετήρες:

$$f_{ck}^* = (1 + 2,5 a\omega_{wd}) f_{ck} \text{ για } a\omega_{wd} \leq 0,1 \quad (3)$$

$$f_{ck}^* = (1,125 + 1,25 a\omega_{wd}) f_{ck} \text{ για } a\omega_{wd} > 0,1 \quad (4)$$

$$\epsilon_{cu}^* = 2,0 \times 10^{-3} (f_{ck}^* / f_{ck})^2 \quad (5)$$

$$\epsilon_{cu}^* = 3,5 \times 10^{-3} + 0,1 a\omega_{wd} \quad (6)$$

όπου:

$a\omega_{wd}$ είναι το ενεργό ογκομετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού περίσφιγξης, που υπολογίζεται κατ' αντιστοιχία με τα προβλεπόμενα στον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000).

Για την περίπτωση περίσφιγξης με χρήση υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή, οι αντίστοιχες σχέσεις που προτείνονται είναι:

α) Για κυκλικές διατομές

$$f_{ck}^* = \frac{1}{\gamma_{Rd,1}} (1 + 1,4 a\omega_{wd}) f_{ck} \quad (7)$$

με $\gamma_{Rd,1} = 1,4$

$$\varepsilon_{cu}^* = \frac{1}{\gamma_{Rd,2}} [0,003 (1,3 + a\omega_{wd})^2] \quad (8)$$

με $\gamma_{Rd,2} = 2,2$

β) Για ορθογωνικές διατομές

$$f_{ck}^* = \frac{1}{\gamma_{Rd,3}} (1 + 1,4 a\omega_{wd}) f_{ck} \quad (9)$$

με $\gamma_{Rd,3} = 1,5$

$$\varepsilon_{cu}^* = \frac{1}{\gamma_{Rd,4}} [0,003 (1,3 + a\omega_{wd})^2] \quad (10)$$

με $\gamma_{Rd,4} = 4,0$

f_{ck} είναι η χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, όπως προκύπτει μετά από διερευνητικές εργασίες αποτίμησης της αντοχής του υφιστάμενου στοιχείου.

f_{ck}^* είναι η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος

$\varepsilon_{co}^*, \varepsilon_{co}$ είναι οι παραμορφώσεις στην κορυφή του διαγράμματος σ-ε, για το περισφιγμένο και το απερίσφικτο σκυρόδεμα αντιστοίχως ($\varepsilon_{co} \approx 0,002$), και

$\varepsilon_{cu}^*, \varepsilon_{cu}$ είναι οι παραμορφώσεις στις οποίες θεωρείται ότι συμβαίνει η αστοχία στο περισφιγμένο και στο απερίσφικτο σκυρόδεμα.

Αξίζει να παρατηρηθούν οι μεγάλες τιμές των συντελεστών γ_{Rd} , ειδικότερα στην περίπτωση στοιχείων με ορθογωνική διατομή και ακόμη περισσότερο όταν αφορούν το μέγεθος των παραμορφώσεων. Αυτό οφείλεται στο μικρό πλήθος των διαθέσιμων σχετικών πειραματικών δεδομένων καθώς και στην διασπορά των αποτελεσμάτων.

Στην περίπτωση που σε ορθογωνικές διατομές χρησιμοποιούνται ΙΟΠ, για τον υπολογισμό του ω_{wd} , από το οποίο προκύπτει η ενεργή τάση περισφιγξης, η εφελκυστική αντοχή του ΙΟΠ πρέπει να λαμβάνεται μειωμένη λόγω της καμπύλωσης του υλικού στις γωνίες του στοιχείου καθώς και λόγω της μειωμένης αποτελεσματικότητας των πολλών στρώσεων (αν χρησιμοποιηθούν). Προσεγγιστικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση:

$$f_j' = \left(f_j - \frac{t_j E_j}{2r} \right) \psi \quad (11)$$

t_j και E_j είναι το πάχος και το μέτρο ελαστικότητας του ΙΟΠ αντιστοίχως, r είναι η ακτίνα καμπυλώσεως του ΙΟΠ στις γωνίες της διατομής και ψ μειωτικός συντελεστής αποδοτικότητας όταν χρησιμοποιούνται περισσότερες από μια στρώσεις ΙΟΠ. Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων λαμβάνεται $\psi = k^{-1/4}$, όπου k είναι το πλήθος των στρώσεων του ΙΟΠ.

Το απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης (ω_{wd}) προσδιορίζεται ανάλογα με την τιμή-στόχο του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{1/r}$.

Η σχέση του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{1/r}$ και του ω_{wd} εξαρτάται από το είδος του υλικού περίσφιγξης (χάλυβας ή ΙΟΠ).

Στη περίπτωση χαλύβδινης περίσφιγξης, για τον προσδιορισμό του ω_{wd} μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση:

$$\alpha \omega_{wd} = 30 \mu_{1/r} \varepsilon_{yd} v_d \frac{b}{b_o} - 0,035 \quad (12)$$

όπου:

v_d είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη θλίψης, $v_d = N_d / A_c f_{cd}$,

$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ είναι η παραμόρφωση διαρροής διαμήκων ράβδων,

b και b_o είναι το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και του περισφιγμένου πυρήνα αντίστοιχα.

$\alpha = \alpha_s \alpha_\eta$ είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης και προσδιορίζεται όπως και για συμβατικούς συνδετήρες.

Σε στοιχεία ορθογωνικής διατομής που ενισχύονται με την τεχνική του μεταλλικού κλωβού (Σχ. 5.12α), ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης (α) προσδιορίζεται συνυπολογίζοντας την ευεργετική επίδραση των γωνιακών ελασμάτων.

Μπορεί να ληφθεί $\alpha_s = 0,9$

$$\text{και } \alpha_\eta = 1 - \frac{I}{3A_c} [b_c^2 (1 - \beta)^2 + d_c^2 (1 - \gamma)^2] \quad (13)$$

όπου:

$A_c = b_c d_c$ και

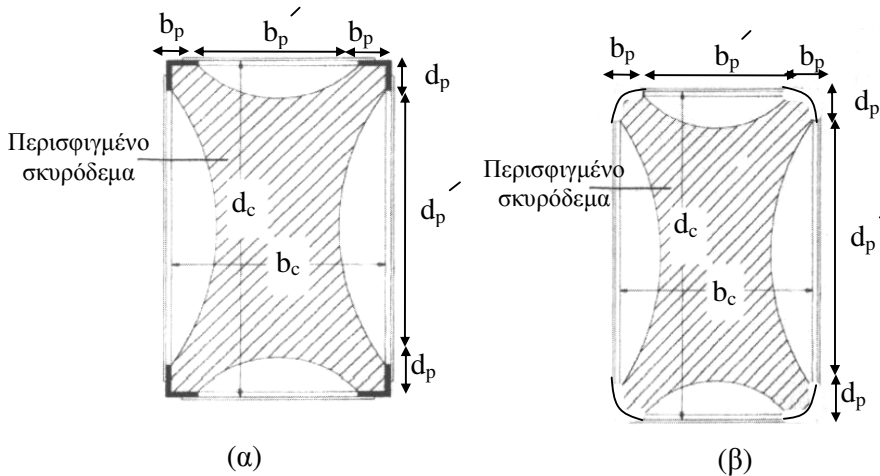
$$\beta = \frac{2b_p}{b_c}, \quad \gamma = \frac{2d_p}{d_c}$$

b_p και d_p είναι οι διαστάσεις των γωνιακών ελασμάτων (συχνά $b_p = d_p = 50$ mm).

Η ίδια ως άνω σχέση για το α_η ισχύει και στην περίπτωση που η περίσφιγξη γίνεται με μανδύες ή λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή, λαμβάνοντας υπ' όψη την ευεργετική επίδραση της εξομάλυνσης των

ακμών του στοιχείου, θέτοντας b_p και d_p τα τμήματα εξομάλυνσης των πλευρών bc και dc αντίστοιχα (Σχ.5.12β).

Όπως εύκολα προκύπτει από τις παραπάνω σχέσεις, η αποτελεσματικότητα της περίσφιγξης αυξάνει όσο περισσότερο «τρογγυλεύονται» οι γωνίες του υποστυλώματος. Εξ' άλλου όπως προκύπτει από την σχέση (11) η «στογγύλευση» των γωνιών του στοιχείου επιτρέπει μεγαλύτερες ενεργές τάσεις στο υλικό περίσφιγξης.



Σχήμα 5.12: (α) Διατομή υποστυλώματος για περίσφιγξη με μεταλλικό κλωβό, (β) Διατομή υποστυλώματος για περίσφιγξη με ινοπλισμένα πολυμερή

Στην περίπτωση ενίσχυσης κυκλικών υποστυλωμάτων με λωρίδες ο συντελεστής α_n είναι ίσος με μονάδα ενώ αν χρησιμοποιηθεί ολόσωμος μανδύας λαμβάνεται $a = a_s, \alpha_n = 1,0$.

Όταν η τεχνική περιλαμβάνει την προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων (όπως οι μεταλλικές γωνιακές λάμες στην περίπτωση του μεταλλικού κλωβού), στα οποία ανατίθεται και η ανάληψη μέρους του αξονικού φορτίου, απαιτείται έλεγχος ικανότητας μεταβίβασης των φορτίων από τον αρχικό φορέα. Εάν ο μηχανισμός τριβής που θα αναπτυχθεί λόγω της περίσφιγξης είναι ανεπαρκής για τη μεταφορά των φορτίων, απαιτούνται πρόσθετα μέτρα εξασφάλισης της σύνδεσης, (π.χ. αγκύρια ή καρφιά).

Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται ινοπλισμένα πολυμερή, το απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό περίσφιγξης (ω_{wd}), μπορεί να υπολογιστεί με βάση την σχέση (Τάσιος, 2004):

$$\mu_{\frac{1}{r}} = \frac{1}{\gamma_{Rd} \varepsilon_{yd} + 0,0015} \varepsilon_{cu}^* : \nu_d \lambda \quad (14)$$

όπου:

$$\gamma_{Rd} = 1,5 \quad \text{και}$$

$$\lambda = \frac{A_c}{A_o} \cong 1$$

Αποκατάσταση περιοχών με ανεπαρκή μήκη μάτισης διαμήκων οπλισμών

Συχνά σε παλιές κατασκευές, ο μηχανικός θα αντιμετωπίσει το πρόβλημα όπου οι οπλισμοί υποστυλωμάτων κάποιου ορόφου ματίζονται με αναμονές οπλισμών από τον κατώτερο όροφο, που όμως έχουν ανεπαρκές μήκος.

Το διατιθέμενο μήκος μάτισης των ράβδων οπλισμού, στις περιοχές ενώσεων, θεωρείται επαρκές αν είναι καταρχήν μεγαλύτερο από το απαιτούμενο (l_{so}). Σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην § 18.4.7 του ΕΚΩΣ 2000, στην συνήθη περίπτωση που η κατασκευή σχεδιάζεται με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας θεωρείται ότι $l_{so} = 1,4 l_b$. Όμως από πρόσφατα πειραματικά αποτελέσματα (Bousias and Fardis, 2003 - Bousias et al, 2004), η παραπάνω εκτίμηση του l_{so} προκύπτει ιδιαίτερα συντηρητική. Γι' αυτό στο Σχέδιο 2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΟΑΣΠ, 2005), στα υφιστάμενα κτίρια επιτρέπεται μια λιγότερο συντηρητική εκτίμηση της τιμής l_{so} της τάξεως $l_{so} = l_b$.

$$l_b = \frac{d}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (15)$$

όπου:

d η διάμετρος της ράβδου

f_{bd} η τιμή σχεδιασμού της τάσης συνάφειας

f_{yd} η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του χάλυβα

Όταν το διατιθέμενο μήκος μάτισης (l_s) δεν είναι επαρκές, η βελτίωση των συνθηκών μεταφοράς δυνάμεων μεταξύ των ράβδων μπορεί να γίνει με μία από τις δύο ακόλουθες μεθόδους:

(α) Ηλεκτροσυγκόλληση των αναμονών με τις νέες ράβδους ή επέκταση των υφισταμένων αναμονών με πρόσθετες ράβδους μέσω ηλεκτροσυγκόλλησης. Η πλήρης μεταφορά δυνάμεων από την μία ράβδο εις την άλλη εξασφαλίζεται υπό την προϋπόθεση ότι έχουν εφαρμοστεί σωστά οι απαιτήσεις των σχετικών Τεχνικών Προδιαγραφών για ηλεκτροσυγκολλήσεις. Προς τούτο ισχύουν οι σχετικές διατάξεις του Κανονισμού Τεχνολογίας Χαλύβων και συνιστάται η εφαρμογή των «Τεχνικών Προδιαγραφών για Έργα Αποκατάστασης Ζημιών από Σεισμούς» (ΙΟΚ, 2004).

(β) Εφαρμογή εξωτερικής περίσφιγξης στο στοιχείο.

Σκοπός της περίσφιγξης είναι η παρεμπόδιση της πρόωρης αστοχίας της περιοχής μάτισης από διάρρηξη του περιβάλλοντος τις ράβδους σκυροδέματος. Αυτού του είδους η αστοχία έχει ως συνέπεια την ανεπάρκεια του μηχανισμού μεταφοράς δυνάμεων μεταξύ των ράβδων και τελικά την ολίσθηση των ράβδων κατά μήκος της κρίσιμης ρωγμής που θα έχει δημιουργηθεί, πριν οι ράβδοι φθάσουν στην διαρροή τους.

Πρωτογενώς, μόνο οι ράβδοι που βρίσκονται στο περισφιγμένο τμήμα της διατομής απολαμβάνουν την δράση της περίσφιγξης που προσφέρει την απαραίτητη θλιπτική τάση κατά μήκος της κρίσιμης ρωγμής για την ανάπτυξη του μηχανισμού αντίστασης τριβής. Στη συνήθη περίπτωση ορθογωνικών διατομών, μόνο οι γωνιακές ράβδοι απολαμβάνουν απευθείας την δράση της περίσφιγξης. Δευτερογενώς, ο προστιθέμενος εξωτερικός περιμετρικός οπλισμός (καλά αγκυρωμένος στην επιφάνεια του στοιχείου) ενεργοποιείται όταν μία ρωγμή αφικνείται στην επιφάνεια του στοιχείου, οπότε, δρώντας ως οπλισμός συρραφής της διατμητικής ρωγμής, ενεργοποιεί τον μηχανισμό τριβής κατά μήκος της ρωγμής, ακόμα και στην περίπτωση ενδιάμεσων ράβδων της διατομής (Πανταζοπούλου, 2004 – Ταστάνη και Πανταζοπούλου, 2004).

Ως εξωτερικός οπλισμός περίσφιγξης μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιοδήποτε υλικό (χάλυβας ή ινοπλισμένα υλικά) με την μορφή μανδύα ή κολάρων. Απαραίτητη κατασκευαστική προϋπόθεση είναι η εξασφάλιση της πλήρους επαφής του υλικού περίσφιγξης με την επιφάνεια του δομικού στοιχείου. Μπορεί επίσης να επιλεγεί η κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στην περίπτωση αυτή, οι συνδετήρες του μανδύα αναλαμβάνουν το ρόλο του εξωτερικού οπλισμού περίσφιγξης.

Η συμμετοχή των συνδετήρων του υφιστάμενου στοιχείου στην περίσφιγξη αγνοείται, εκτός εάν οι συνδετήρες είναι καλά αγκυρωμένοι (με τα προβλεπόμενα από τον ΕΚΩΣ άγκιστρα, ή με άλλη κατάλληλη κατασκευαστική διάταξη).

Ο απαιτούμενος οπλισμός περίσφιγξης μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση (Δρίτσος, 2005 και ΟΑΣΠ, 2005):

$$A_j / s = \gamma_{Rd} \frac{(1 - \lambda_s) 1}{\beta} \frac{f_{yk}}{\mu \sigma_{jd}} \frac{A_b}{l_s} \quad (16)$$

όπου:

$$\gamma_{Rd} = 1,5$$

$A_j = t_j w_j$ είναι το εμβαδόν της διατομής του οπλισμού περίσφιγξης υπό μορφή κολάρων, όπου t_j και w_j είναι το πάχος και το πλάτος της διατομής των κολάρων αντίστοιχα.

Στην περίπτωση συνεχούς εξωτερικού μανδύα από χάλυβα ή ινοπλισμένο ύφασμα $w_j = s$ και $A_j / s = t_j$, όπου t_j είναι το πάχος του μανδύα.

Στην περίπτωση k επαλλήλων στρώσεων ινοπλισμένου υφάσματος πάχους t_{j1} λαμβάνεται $t_j = \psi k t_{j1}$, όπου $\psi < 1$ είναι ο μειωτικός συντελεστής αποδοτικότητας πολλών στρώσεων που λαμβάνεται $\psi = k^{-1/4}$.

$\sigma_{jd} = E_j \varepsilon_{jd}$ είναι η επιστρατευόμενη αξονική τάση σχεδιασμού των στοιχείων της περίσφιγξης, η οποία δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $\sigma_{j,\max} = f_{yd}$ όταν η ενίσχυση γίνεται με στοιχεία από χάλυβα ή $\sigma_{j,\max} = E_j \varepsilon_{ju} / 2$ όταν η ενίσχυση γίνεται με στοιχεία από ΙΟΠ όπου ε_{ju} είναι η αξονική παραμόρφωση αστοχίας του υλικού ενίσχυσης.

λ_s είναι συντελεστής που εκφράζει το μέγεθος της συνεισφοράς της συνάφειας του ήδη διατιθέμενου μήκους μάτισης, που μπορεί να ληφθεί

$$\lambda_s = \frac{\ell_s}{\ell_{so}} < 1 \quad (17)$$

Ο συνυπολογισμός αυτής της συνεισφοράς λαμβάνεται υπ' όψιν εφόσον στην περιοχή της μάτισης διατίθεται τουλάχιστον το 50% των συνδετήρων που απαιτούνται σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον ΕΚΩΣ 2000 για τις περιοχές ματισμάτων

$\beta = b_f / B$ όπου:

b_f είναι το πλάτος της ζώνης τριβής πάνω στη ρωγμή κατά μήκος των ματιζομένων ράβδων, και

B είναι το πλάτος κατανομής της συνολικής θλιπτικής δύναμης που εισάγεται από την επιστρατευόμενη αξονική δύναμη του υλικού περίσφιγξης ($F_j = \sigma_j A_j \frac{\ell_s}{s}$)

μ είναι ο συντελεστής τριβής στην δυνητική διεπιφάνεια ολίσθησης στην θέση της αναμενόμενης ρηγμάτωσης

Ο συντελεστής τριβής μ σκυροδέματος προς σκυρόδεμα, εξαρτάται από το μέγεθος της θλιπτικής τάσης (σ_N) στην διεπιφάνεια της ρηγμάτωσης, καθώς και απ' την ανεκτή σχετική ολίσθηση κατά μήκος της ρωγμής, μειώνεται δε με την ανακύκλιση των επιβαλλομένων ολισθήσεων (βλ. § 4.6.2.2.). Συνήθεις τιμές του μ κυμαίνονται μεταξύ 0,4 και 2,0.

Η εκτίμηση του συντελεστή τριβής μπορεί να γίνει από τη σχέση:

$$\mu = \mu_o \left(f_{ck} / \sigma_N \right)^{2/3} \quad (18)$$

οπότε η σχέση (16) παίρνει τη μορφή:

$$(A_j/s)_{\alpha\pi} = \gamma_{Rd} (\pi/4\mu_o)^3 (d_s/b_f)^3 [(1-\lambda_s)d_s/\ell_s]^3 (f_{yk}^3/f_{ck}^2 \sigma_j) B \quad (\text{N,mm}) \quad (19)$$

$$\text{όπου: } \mu_o = 0.4(\delta/\delta_u)^{1/3} \quad (20)$$

δ είναι το αποδεκτό μέγεθος της σχετικής ολίσθησης των ράβδων, ανάλογα με το μέγεθος των αποδεκτών βλαβών που έχει επιλεγεί. Μπορεί να επιλεγεί $\delta = 1,0$ mm, πάντως δε όχι μεγαλύτερο από την ολίσθηση δ_{\max} που αντιστοιχεί στην ενεργοποίηση της $\sigma_{j,\max}$. Το όριο δ_{\max} είναι συχνά κρίσιμο για ενίσχυση με στοιχεία από χάλυβα, και μπορεί να ληφθεί:

$$\delta_{\max} = 1.30 (\bar{b} \sigma_{j,\max} / E_j)^{3/2} \quad (\text{N, mm}) \quad (21)$$

δ_u είναι το μέγεθος της ολίσθησης για το οποίο επιστρατεύεται η μέγιστη αντίσταση τριβής στη διεπιφάνεια. Μπορεί να ληφθεί ίσο με 2mm.

Για γωνιακές ράβδους, μπορεί να γίνουν, επιπρόσθετα, οι εξής παραδοχές (Γάσιος, 2004):

$$\rho_f = 2d_s$$

$$B = 2(c + d_s) \quad \text{όπου } c \text{ η μικρότερη επικάλυψη των ματιζομένων ράβδων}$$

$$\sigma_j = (\sqrt{2} w / \bar{b}) E_j \leq \sigma_{j,\max}$$

όπου $w = 0.6 \delta^{2/3}$ είναι το εύρος της ρωγμής που αντιστοιχεί στο αποδεκτό μέγεθος της σχετικής ολίσθησης “ δ ” των ράβδων, και

$$\bar{b} = \frac{b_1 + b_2}{2} \quad \text{όπου } b_1 \text{ και } b_2 \text{ οι δύο διαστάσεις της διατομής.}$$

Οπότε η σχέση (19) λαμβάνει τη μορφή με την οποία παρουσιάζεται και στο Σχέδιο 2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΟΑΣΠ, 2005)

$$(A_j/s)_{\alpha\pi} = \frac{6}{\delta^{5/3}} [(1-\lambda_s)d_s/\ell_s]^3 \frac{f_{yk}^3}{E_j f_{ck}^2} \bar{b} (c + d_s) \quad (\text{N, mm}) \quad (22)$$

Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται στοιχεία από χάλυβα, το πάχος του υλικού ενίσχυσης συνιστάται να είναι τουλάχιστον 1 mm, ενώ στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται στοιχεία από ινοπλισμένα πολυμερή το ονομαστικό πάχος των ινών να είναι τουλάχιστον 0.2 mm.

Το ελάχιστο μήκος περίσφιξης προκύπτει σε συνάρτηση και με τις απαιτήσεις για πλαστιμότητα και διάτμηση στην περιοχή. Επιλέγεται εξασφαλίζοντας ότι: (α) η πλαστική άρθρωση δεν δημιουργείται αμέσως πάνω από το πέρας του στοιχείου περίσφιξης και (β) δεν αστοχεί σε διάτμηση το απερίσφικτο τμήμα του στοιχείου. Πάντως, θα μπορούσε να προταθεί να είναι, κατ’ ελάχιστον, όσο το ύψος της κρίσιμης περιοχής και όχι λιγότερο από $1,3 l_s$.

Αξιολογώντας ένα πλήθος από πειραματικά αποτελέσματα, που έχουν δημοσιευθεί στη διεθνή βιβλιογραφία, διαπιστώνεται ότι η εφαρμογή της περίσφιξης μπορεί να εξασφαλίσει την αποφυγή αστοχίας της συνάφειας

των ματιζομένων ράβδων, εφόσον το διατιθέμενο μήκος αλληλοκάλυψης l_s είναι μεγαλύτερο από $0.25 l_{so}$ και από $15 d_s$. Διαφορετικά, η καμπτική ικανότητα της περιοχής θεωρείται αναλογικά μειωμένη, η δε μορφή της αναμενόμενης αστοχίας πρέπει να θεωρείται ψαθυρή.

Για ενδιάμεσες ράβδους ο οπλισμός ενίσχυσης μπορεί να εκτιμηθεί θεωρούμενος ως οπλισμός συρραφής της κρίσιμης ρωγμής ολίσθησης. Για την επιλογή του καταλλήλου προσομοιώματος γι' αυτή την περίπτωση και τον εξ αυτού προσδιορισμό του απαιτούμενου οπλισμού ενίσχυσης δεν έχει παρουσιαστεί ακόμη στη διεθνή βιβλιογραφία μια επαρκώς τεκμηριωμένη πρόταση. Ως εκ τούτου, στην περίπτωση ενδιάμεσων ράβδων, η θετική επιρροή της περίσφιξης θα ήταν σκόπιμο να αγνοείται.

Άλλες δράσεις της περίσφιξης

Εξάλλου σημαντικές πρέπει να θεωρηθούν και οι παρακάτω δράσεις της περίσφιξης:

- Η **ανάληψη διατμητικού φορτίου** που εισάγεται με τους εγκάρσιους οπλισμούς που λειτουργούν ως πρόσθετοι εξωτερικοί συνδετήρες. Η συνολική τέμνουσα που αναλαμβάνεται από τον οπλισμό διάτμησης μπορεί να εκτιμηθεί ως το άθροισμα των τεμνουσών που αναλαμβάνονται αφενός μεν από τους υπάρχοντες συνδετήρες του υποστρώματος και αφετέρου από τους νέους “οπλισμούς”. Για την διαστασιολόγηση μπορούν να εφαρμοστούν οι σχέσεις της § 5.4.2.3.
- Η **ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων**, στην περίπτωση που η ενίσχυση περιλαμβάνει φέροντα κατακόρυφα στοιχεία, όπως για παράδειγμα στη τεχνική του μεταλλικού κλωβού. Στην περίπτωση αυτή απαιτείται ειδικός έλεγχος για την εξασφάλιση της δυνατότητας μεταφοράς του απαιτούμενου τμήματος των κατακόρυφων φορτίων του αρχικού φορέα, προς τα νέα κατακόρυφα χαλύβδινα στοιχεία της ενίσχυσης. Εάν ο μηχανισμός τριβής που θα αναπτυχθεί λόγω της περίσφιξης είναι ανεπαρκής, για τη μεταφορά των φορτίων, απαιτούνται πρόσθετα μέτρα εξασφάλισης της σύνδεσης.

Σε κάθε περίπτωση, σύμφωνα με τον EC8-Part 1.4 (1995), οι διορθωτικοί συντελεστές προσομοιώματος για τη δυσκαμψία και την αντοχή λαμβάνονται ίσοι προς τη μονάδα:

$$k_r = k_k = 1,0$$

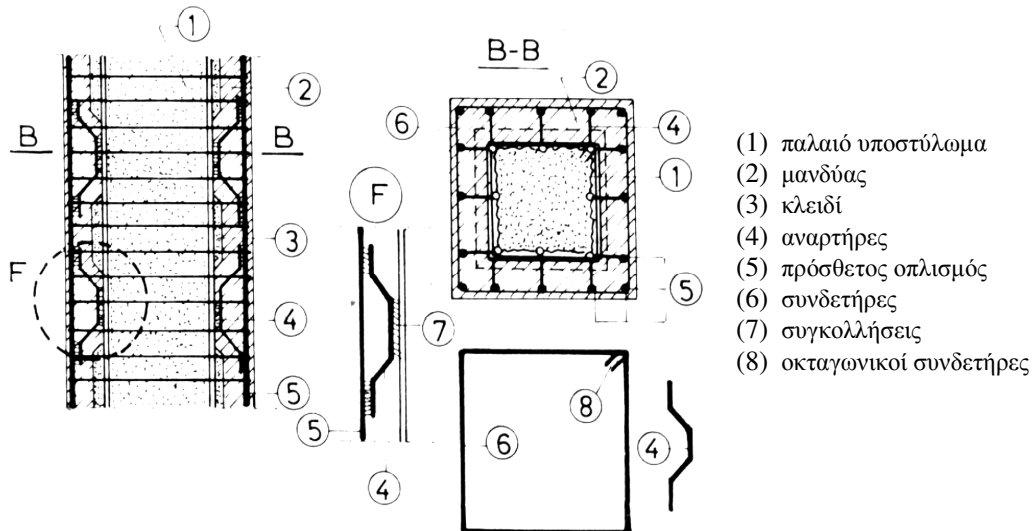
υπό την προϋπόθεση ότι η αύξηση της (κάθε είδους) αντοχής του υποστρώματος, δε θα ξεπερνάει την αντίστοιχη αρχική του και ότι στους υπολογισμούς ο συντελεστής ασφάλειας υλικού (γ_s) για όλα τα πρόσθετα μεταλλικά στοιχεία, θα λαμβάνεται 50% μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο που χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό των συμβατικών μεταλλικών κατασκευών δηλαδή:

$$\gamma'_s = 1,5 \quad \gamma_s = 1,72$$

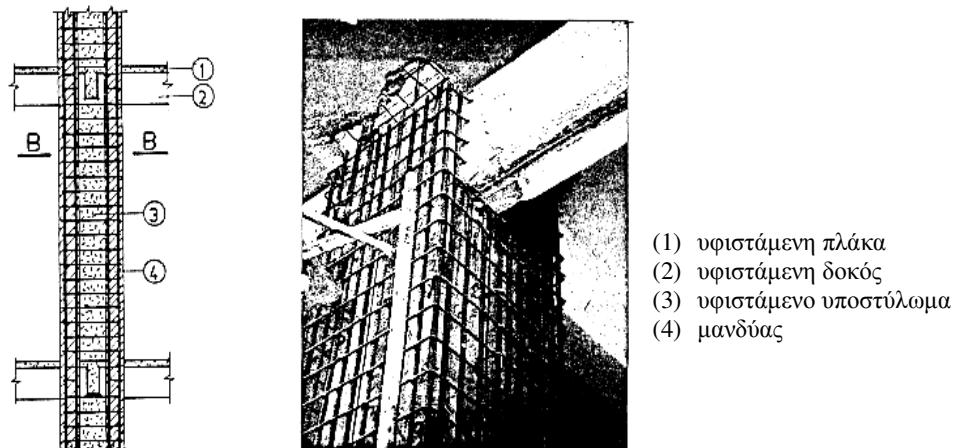
5.2.2.2 Μανδύες υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα

Η τεχνική της κατασκευής μανδυνών σε υποστυλώματα Ο.Σ. είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητάς τους (Dritsos et al, 1997, 1998a, 1998b - Dritsos and Georgakoroulou, 1999). Συνήθως εφαρμόζεται σε περιπτώσεις υποστυλωμάτων με σοβαρές βλάβες ή γενικότερα όταν διαπιστώνεται ιδιαίτερη ανεπάρκεια της αντοχής τους ή άλλων χαρακτηριστικών τους.

Η τεχνική περιλαμβάνει την αύξηση της διατομής του υποστυλώματος με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά του αρχικού στοιχείου (Σχ.5.13) και μπορεί να εκτείνεται είτε σε όλο το μήκος του υποστυλώματος (ολικός μανδύας Σχ.5.14) είτε σε ένα μόνο τμήμα του (τοπικός μανδύας).



Σχήμα 5.13: Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος



Σχήμα 5.14: Ολικός μανδύας

Η κατασκευή των μανδύων συνηθίζεται στην πράξη να γίνεται από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ή από σκυροτσιμεντόπηγμα ή τέλος από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα.

Είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος

(α) Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα

Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται για μανδύες μεγάλου πάχους ($d \geq 80$ mm) και απαιτείται ξυλότυπος.

- Η χύτευση πρέπει να γίνεται με χαμηλή πίεση.
- Το μέγεθος των αδρανών δεν πρέπει να είναι μεγάλο.
- Συνιστάται ιδιαίτερα η χρήση ρευστοποιητών, και πρόσμικτων που παρεμποδίζουν τη συστολή ξήρανσης.
- Μειονέκτημα της τεχνικής είναι η δυσκολία σκυροδέτησης ιδιαίτερα στην κορυφή του υποστυλώματος.

(β) Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος, ξηράς ανάμιξης, είναι η πιο συνηθισμένη πρακτική για την κατασκευή μανδύων μικρού πάχους ($d \leq 100$ mm) και δεν απαιτείται ξυλότυπος.

Στην κατασκευή απαιτείται ιδιαίτερη μέριμνα και φροντίδα για τον έλεγχο κατακόρυφων επιφανειών (χρήση οδηγών).

(γ) Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα

Η χρήση του σκυροτσιμεντοπήγματος για την κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος, έχει το βασικό πλεονέκτημα της απρόσκοπτης σκυροδέτησης παρουσία πυκνών οπλισμών. Θα μπορούσε ως εκ τούτου να θεωρηθεί πολύ κατάλληλη τεχνική, όμως η εφαρμογή της στην πράξη είναι περιορισμένη λόγω έλλειψης εμπειρίας.

(δ) Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα

Διάφορα σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα ειδικής σύνθεσης έχουν χρησιμοποιηθεί κατά καιρούς σε επισκευές υποστυλωμάτων. Λόγω του αυξημένου τους κόστους χρησιμοποιούνται όταν υπάρχουν ιδιαίτερες απαιτήσεις. Τα ειδικά τσιμεντοκονιάματα χρησιμοποιούνται όταν υπάρχει απαίτηση για μικρό πάχος μανδύα.

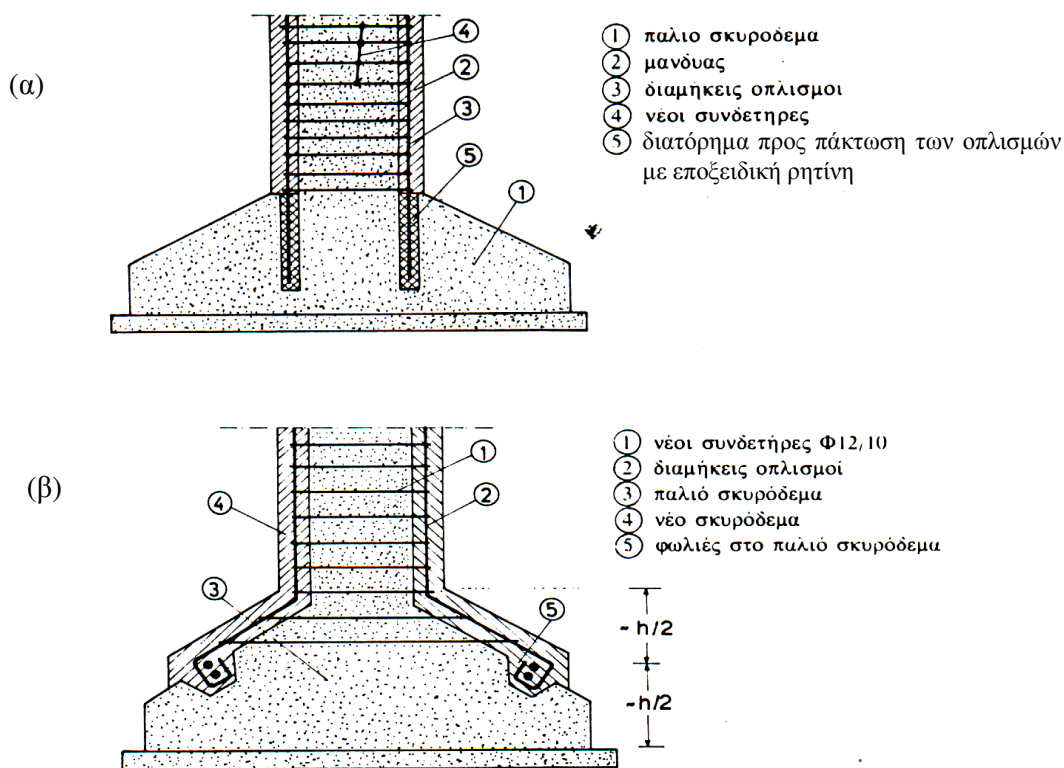
Διαδικασία κατασκευής μανδύων

Μία συνήθης σειρά που απαιτείται για την κατασκευή μανδύων είναι η παρακάτω:

- Αποφορτίζονται και υποστυλώνονται οι πλάκες και οι δοκοί που συντρέχουν στο υποστύλωμα.

- Απομακρύνεται το αποδιοργανωμένο σκυρόδεμα και αποκαθίσταται η συνέχεια του υποστυλώματος επισκευάζοντας τις τυχόν προϋπάρχουσες τοπικές βλάβες (π.χ. λυγισμένες ράβδοι οπλισμού).
- Αποκαλύπτονται οι οπλισμοί σε θέσεις που έχουν προεπιλεγεί για συγκόλληση με νέους οπλισμούς (εφόσον προβλέπεται).
- Διανοίγονται και προετοιμάζονται οι οπές στις θέσεις αγκύρωσης των νέων ράβδων οπλισμού και στις θέσεις που προβλέπονται βλήτρα.
- Εκτραχύνεται η επιφάνεια του σκυροδέματος με επιμέλεια σε βάθος 6 mm με κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό (π.χ. με “ματσακόνι” όχι απλώς με σφυρί και καλέμι), ή με υδροβολή, έτσι ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή.
- Καθαρίζεται επιμελώς η επιφάνεια χρησιμοποιώντας αέρα υπό πίεση, και το εσωτερικό των οπών με αναρρόφηση από τον πυθμένα.
- Αγκυρώνονται στα άκρα τους οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού με χημική πάκτωση (χρήση εποξειδικής ρητίνης). Για κατασκευαστική ευκολία είναι δυνατόν να μην αγκυρωθούν απευθείας οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού, αλλά να προηγηθεί η αγκύρωση μικρότερων τμημάτων ράβδων οπλισμού επί των οποίων στη συνέχεια θα “ματιστούν” οι νέες ράβδοι. Η παραπάνω διαδικασία μπορεί να εφαρμοστεί και για την αγκύρωση των ράβδων οπλισμού στα στοιχεία θεμελίωσης (Σχ.5.15α) (Ε.Μ.Π., 1987). Στο Σχήμα 5.15β παρουσιάζεται εξάλλου μία εναλλακτική διαδικασία που έχει προταθεί (Πενέλης και Κάππος, 1990) για την περίπτωση που η θεμελίωση είναι με πέδιλα. Προβλέπεται η συνέχεια του μανδύα γύρω από τον κώνο του πεδίλου σε μήκος τουλάχιστον ίσο προς το μισό του ύψους του, με διάταξη πυκνών κλειστών συνδετήρων σ’ αυτή τη περιοχή της τάξεως Φ12/100 mm, και απόληξη του μανδύα σε μία περιμετρική “φωλιά” που έχει δημιουργηθεί στο πέδιλο. Εάν ο διαμήκης οπλισμός του μανδύα είναι αρκετός (π.χ. περισσότερος από 4 ράβδοι) είναι μάλλον προτιμότερο να γίνει μια μικτή εφαρμογή των δύο παραπάνω διαδικασιών. Στην περίπτωση που απαιτείται συγχρόνως και ενίσχυση των στοιχείων θεμελίωσης, η τεχνική προσαρμόζεται έτσι ώστε το θέμα να αντιμετωπιστεί συνολικά (βλ. § 5.6).
- Αγκυρώνονται τα μηχανικά ή χημικά βλήτρα (εφόσον και όπου προβλέπονται).
- Τοποθετούνται και ηλεκτροσυγκολλούνται τα χαλύβδινα παρεμβλήματα σύνδεσης παλαιών και νέων οπλισμών (αναρτήρες), εφόσον προβλέπονται συγκολλήσεις.
- Τοποθετούνται νέοι συνδετήρες.

- Γίνεται ο τελικός καθαρισμός των επιφανειών με αέρα και νερό υπό πίεση.
- Διαβρέχεται η επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος τουλάχιστον 6 ώρες πριν τη σκυροδέτηση του νέου σκυροδέματος. Η διαβροχή πρέπει να γίνεται και στον ξυλότυπο (εφόσον υπάρχει) και στα αδρανή για την περίπτωση του σκυροτσιμεντοπήγματος.



Σχήμα 5.15: Διαδικασίες απόληξης μανδύα στα στοιχεία θεμελίωσης

- Σκυροδετείται ο μανδύας και ακολουθούν τα μέτρα συντήρησης σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον Κανονισμό Τεχνολογίας Σκυροδέματος (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 1997). Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται για τη συντήρηση στην περίπτωση που χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, επειδή τότε η συστολή ξήρανσης είναι μεγαλύτερη.

Στις περιπτώσεις που η ενίσχυση του υποστυλώματος στοχεύει στην αύξηση της διατμητικής αντοχής ή της πλαστιμότητας του, χωρίς αύξηση της καμπτικής αντοχής του (όπως π.χ. στην περίπτωση που επιδιώκεται επέμβαση με σκοπό να προηγηθεί η όλκιμη καμπτική αστοχία από τη διατμητική), είναι σκόπιμο να εξετάζεται η περίπτωση κατασκευής μανδύα χωρίς σύνδεση με τις δοκούς των ορόφων. Τότε ο μανδύας

τερματίζεται 50-80 mm χαμηλότερα από τη στάθμη του πυθμένα των δοκών.



Σχήμα 5.16: Κατασκευή μανδύων Ο.Σ. μαζί με την εφαρμογή της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού

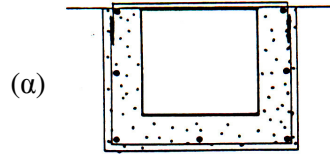
Μερικές φορές στην πράξη, εφαρμόζεται συγχρόνως στο ίδιο δομικό στοιχείο η τεχνική του μεταλλικού κλωβού και η κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος. Μία σχετική εφαρμογή παρουσιάζεται στην εικόνα του Σχήματος 5.16 (Αίγιο 1995).

Ανοικτοί μανδύες

Στις περιπτώσεις που ο μανδύας δεν μπορεί να περιβάλλει ολόκληρη τη διατομή όπως π.χ. σε υποστυλώματα που βρίσκονται στα όρια με άλλη οικοδομή, ο μανδύας λέγεται “ανοικτός”. Στο Σχήμα 5.17 παρουσιάζονται χρήσιμες διατάξεις που έχουν προταθεί για την περίπτωση που ο μανδύας περιβάλλει τρεις πλευρές του υποστυλώματος (Χρονόπουλος, 1985). Σε κάθε περίπτωση απαιτείται ιδιαίτερη φροντίδα για την προετοιμασία της διεπιφάνειας και τη συγκόλληση παλαιών και νέων οπλισμών. Στις περιπτώσεις που η μία πλευρά του υποστυλώματος βρίσκεται σε επαφή με γειτονικό όριο, απαιτούνται ξεχωριστά μέτρα (όπως π.χ. η χρήση ράβδων από ανοξείδωτο χάλυβα) για την προστασία των νέων συνδετήρων (που θα βρεθούν στην “τυφλή” πλευρά του

υποστυλώματος) από διάβρωση επειδή οι ράβδοι δεν εγκιβωτίζονται σε σκυρόδεμα. Όταν ο μανδύας περιβάλλει μόνο μία ή δύο πλευρές του υποστυλώματος (Σχ.5.18), στην πραγματικότητα πρόκειται πλέον για επέκταση του υποστυλώματος.

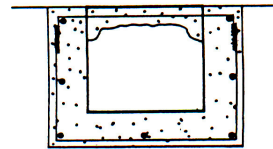
(α) Νέοι συνδετήρες με εξωτερική ράβδο ή λάμα και συγκόλληση



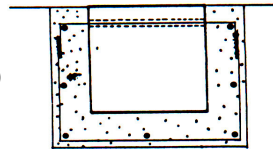
(α)

(β, γ) Νέοι συνδετήρες με διαμπερές χάντρωμα ή τρύπα και συγκόλληση

(β)

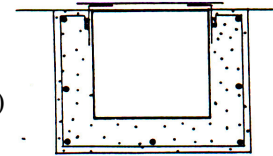


(γ)



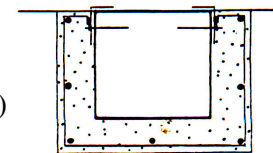
(δ) Νέοι συνδετήρες συγκολλημένοι σε δύο γωνιακά (π.χ. L 50.100.5) και εξωτερική λάμα

(δ)

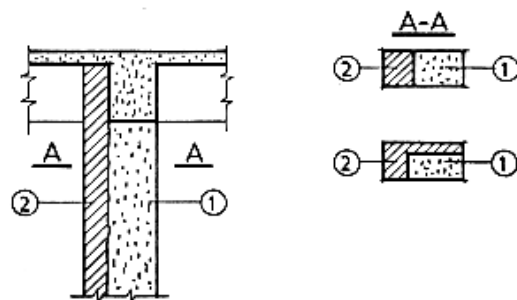


(ε) Νέοι συνδετήρες συγκολλημένοι σε δύο γωνιακά (π.χ. L 50.100.5) στερεωμένα στο υποστύλωμα με βλήτρα.

(ε)

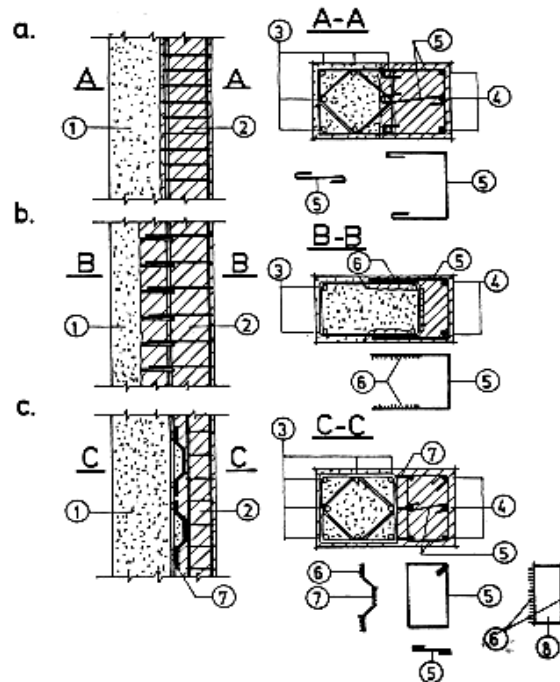


Σχήμα 5.17: Περιπτώσεις ανοικτών μανδύων



1. υπάρχον υποστύλωμα, 2. επέκταση υποστυλώματος

Σχήμα 5.18: Μονόπλευρη ή δίπλευρη επέκταση υποστυλώματος



1. παλιό υποστύλωμα, 2. ενίσχυση, 3. παλιοί οπλισμοί, 4. πρόσθετοι οπλισμοί, 5. πρόσθετοι συνδετήρες, 6. συγκολλήσεις, 7. αναρτήρες “πάπιες”.

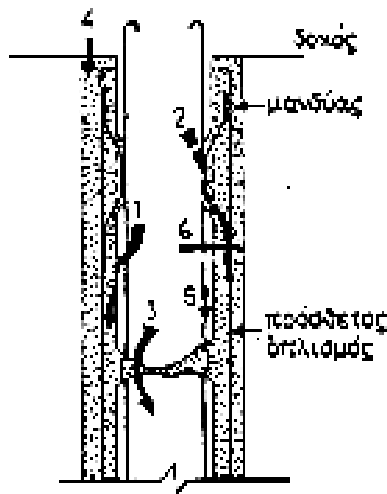
Σχήμα 5.19: Λεπτομέρειες μονόπλευρης επέκτασης υποστυλώματος

Στο Σχήμα 5.19 (UNDP/UNIDO, 1983) παρουσιάζονται χρήσιμες διατάξεις για την περίπτωση μονόπλευρης επέκτασης. Ανάλογες διατάξεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για επέκταση του υποστυλώματος προς δύο πλευρές.

Μεταφορά αξονικού φορτίου

Για την εκτίμηση του μεγέθους του αξονικού φορτίου που “μεταφέρεται” στους μανδύες υποστυλωμάτων, όταν αφαιρεθεί η προσωρινή υποστήλωση ή όταν εν γένει αυξηθεί το αξονικό φορτίο του παλαιού υποστυλώματος, έχει προταθεί ένα μαθηματικό προσομοίωμα απ’ όπου μπορούν να υπολογισθούν οι δυνάμεις και οι αντίστοιχες σχετικές ολισθήσεις στη διεπιφάνεια παλαιού-νέου σκυροδέματος. Οι υπολογιστικές σχέσεις που έχουν προταθεί μέχρι σήμερα (Χρονόπουλος, 1985 -Τάσιος, 1981, 1984 – Tassios, 1982) αναφέρονται μόνο στη μεταφορά του αξονικού φορτίου του υποστυλώματος και είναι προσεγγιστικές, αφού τα αποτελέσματα της έρευνας στον τομέα αυτό είναι ιδιαίτερα λίγα. Έτσι τα υπολογιστικά βοηθήματα που δίνονται παρακάτω μπορούν να χρησιμοποιηθούν μόνο ως προσεγγιστική εκτίμηση των μεγεθών που προσδιορίζονται και οι κατασκευαστικές οδηγίες να θεωρηθούν προσωρινές.

Οι “οδοί” μεταφοράς δυνάμεων φαίνονται παραστατικά στο Σχήμα 5.20 (Τάσιος, 1981) και μπορούν να περιγραφούν ως εξής:



Σχήμα 5.20: Οδοί μεταφοράς δυνάμεων

“Οδός” μεταφοράς 1: Μεταφορά δυνάμεων μέσω του μηχανισμού τριβής.

“Οδός” μεταφοράς 2: Μεταφορά δυνάμεων μέσω συγκολλημένων οπλισμών.

“Οδός” μεταφοράς 3: Μεταφορά δυνάμεων μέσω της περιοχής βλάβης μετά από αποκατάσταση της συνέχειας.

“Οδός” μεταφοράς 4: Μεταφορά δυνάμεων από τον υπερκείμενο όροφο απευθείας στο μανδύα.

“Οδός” μεταφοράς 5: Μεταφορά δυνάμεων μέσω των παλαιών οπλισμών.

“Οδός” μεταφοράς 6: Μεταφορά δυνάμεων μέσω του μηχανισμού δράσης βλήτρου.

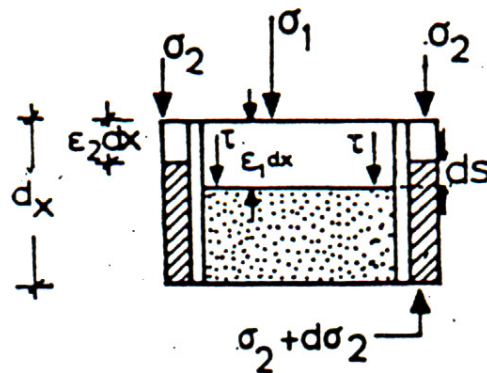
Για τους μηχανισμούς μεταφοράς δυνάμεων μέσω των “οδών” 1,2 και 6 ισχύουν τα σχετικά που αναφέρθηκαν στην § 4.5 του Κεφαλαίου 4, ενώ για τις “οδούς” 3,4 και 5 δεν έχει διατυπωθεί μέχρι σήμερα κάποιο αξιόπιστο φορμαλιστικό προσομοίωμα υπολογισμού.

Πρέπει εξάλλου να επισημανθεί ότι οι κρίσιμες τιμές της ολίσθησης για τις οποίες ενεργοποιούνται οι μέγιστες συνεισφορές των μηχανισμών, διαφέρουν μεταξύ τους. Έτσι επειδή η επαλληλία των μηχανισμών νοείται μόνο για κοινή τιμή ολίσθησης μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος, δεν θα ήταν σωστός ένας υπολογισμός του συνολικώς μεταφερομένου φορτίου ως το άθροισμα των μεγίστων φορτίων που μεταφέρεται για κάθε μηχανισμό. Παρ’ όλα αυτά η ύπαρξη ισχυρού

εγκάρσιου οπλισμού αυξάνει την πλαστική συμπεριφορά της διεπιφάνειας, διατηρώντας έτσι τη μεταφορά δυνάμεων για μεγάλες τιμές σχετικής ολίσθησης χωρίς ουσιαστικές μειώσεις του μεταφερόμενου φορτίου. Έτσι όταν λείπουν άλλα υπολογιστικά βοηθήματα, το άθροισμα των μεγίστων φορτίων που μεταφέρει κάθε μηχανισμός, μπορεί να θεωρηθεί ως μία (άνω ορίου) εκτίμηση του μεγίστου φορτίου που μπορεί να μεταφερθεί στη διεπιφάνεια.

Η σχετική ολίσθηση s στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος μπορεί να θεωρηθεί ως αποτέλεσμα της διαφοράς των αξονικών παραμορφώσεων του μανδύα (ϵ_2) και του παλαιού υποστύλωματος (ϵ_1) όπως φαίνεται στο Σχ.5.21 (Τάσιος, 1981). Χρησιμοποιώντας τους δείκτες 1 και 2 για να υποδηλωθεί αναφορά στο παλαιό υποστύλωμα και στο μανδύα αντιστοίχως, ισχύει προφανώς η σχέση:

$$ds = (\sigma_1/E_{c1} - \sigma_2/E_{c2})dx \quad (23)$$



Σχήμα 5.21: Σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια

Έτσι με βάση τη σχέση τάσεων τριβής και ολίσθησης (τ - s) που ισχύει στη διεπιφάνεια (βλ. § 4.6) και τις συνοριακές συνθήκες του προβλήματος (π.χ. στη θέση βλάβης για την περίπτωση πλήρους σύνθλιψης λαμβάνεται $\sigma_1=0$) προσδιορίζεται η κατανομή των τάσεων τριβής χρησιμοποιώντας μία αριθμητική επαναληπτική μέθοδο.

Στη συνέχεια επιχειρείται μία διερεύνηση της αλληλεπίδρασης των “οδών” μεταφοράς δυνάμεων 1 και 2 (μηχανισμοί τριβής και συγκόλλησης ράβδων αντίστοιχα). Όπως μπορεί να παρατηρηθεί για το τμήμα του μανδύα από την κορυφή του μέχρι τη στάθμη της 1^{ης} ομάδας ηλεκτροσυγκολλημένων συνδέσμων (αναρτήρων), οι δυνάμεις μεταφέρονται μέσω τριβής. Η τριβή είναι αποτέλεσμα μίας εγκάρσιας θλιπτικής τάσης που ασκείται κάθετα προς τη διεπιφάνεια επειδή η

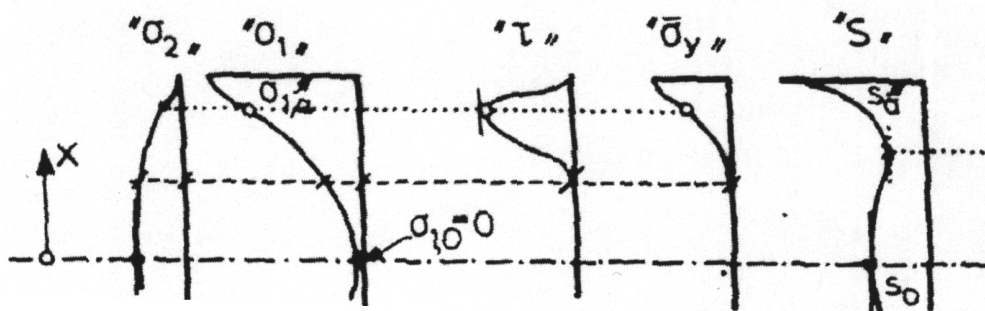
αρχική εγκάρσια διόγκωση του παλαιού υποστυλώματος $\nu_1 \sigma_1 / E_{c1}$ είναι μεγαλύτερη από την εγκάρσια διόγκωση του μανδύα αφού η ορθή τάση σ_1 είναι αρκετά μεγαλύτερη από την ορθή τάση του μανδύα σ_2 . Στη θέση όμως των ηλεκτροσυγκολλημένων συνδέσμων, ένα σημαντικό τμήμα του φορτίου του υποστυλώματος μεταφέρεται μέσω αυτών στο μανδύα και έτσι η τάση σ_2 και η αντίστοιχη εγκάρσια παραμόρφωση του μανδύα $\nu_2 \sigma_2 / E_{c2}$ μεγαλώνουν ενώ μειώνονται τα αντίστοιχα μεγέθη στο παλαιό υποστυλώμα με αποτέλεσμα να μειώνεται η εγκάρσια θλιπτική τάση $\bar{\sigma}_y$ στη διεπιφάνεια και κατά συνέπεια να μειώνεται σημαντικά το φορτίο που μεταφέρεται μέσω τριβής.

Όσον αφορά την εξέλιξη της σχετικής ολίσθησης s στη διεπιφάνεια, μπορεί να παρατηρηθεί ότι το μέτρο της ολίσθησης εκφράζεται από τη διαφορά:

$$\left(\frac{\sigma_1}{E_{c1}} - \frac{\sigma_2}{E_{c2}} \right) \Delta x \quad (24)$$

που σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν παραπάνω μειώνεται από την κορυφή του μανδύα μέχρι τη θέση της στάθμης της 1^{ης} ομάδας ηλεκτροσυγκολλημένων ράβδων. Στη συνέχεια όμως, όταν πλέον η παραμόρφωση σ_2 / E_{c2} γίνει μεγαλύτερη από την σ_1 / E_{c1} η σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια που εκφράζεται πλέον από τη διαφορά $(\sigma_2 / E_{c2}) - (\sigma_1 / E_{c1})$ αυξάνει συνεχώς μέχρι τη θέση της βλάβης.

Στο Σχήμα 5.22 απεικονίζονται ποιοτικά διαγράμματα της εξέλιξης των τάσεων και των παραμορφώσεων καθ' ύψος του μανδύα (Βιντζηλαίου και Πεδιαδίτης, 1983) σύμφωνα με τα αποτελέσματα μιας θεωρητικής διερεύνησης των "οδών" μεταφοράς δυνάμεων 1 και 2 που έγινε με βάση ένα θεωρητικό προσομοίωμα του Θ. Τάσιου (Τάσιος, 1981). Τα διαγράμματα αφορούν την περίπτωση βλάβης με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος, δηλαδή στη θέση της βλάβης θεωρείται $\sigma_j = 0$.



Σχήμα 5.22: Εξέλιξη τάσεων και ολισθήσεων στο τμήμα του υποστυλώματος γειτονικά και πάνω από μία πλήρως κατεστραμμένη περιοχή

Παρακάτω συνοψίζονται μερικά χρήσιμα συμπεράσματα που έχουν προκύψει από την ίδια έρευνα και αφορούν την περίπτωση που οι σύνδεσμοι παλαιού-νέου οπλισμού (αναρτήρες) είναι ηλεκτροσυγκολλημένοι με εύκαμπτους συνδέσμους τύπου Ω.

- Το ποσοστό του αξονικού φορτίου που μεταφέρεται μέσω κάθε μηχανισμού φαίνεται να είναι ανεξάρτητο από :
 - (α) Το μέγεθος του συνολικού φορτίου.
 - (β) Τη διάμετρο των αναρτήρων.
 - (γ) Την πυκνότητα των συνδετήρων.Στην εφαρμογή που εξετάστηκε προέκυψε ότι το ποσοστό του φορτίου που μεταφερόταν μέσω του μηχανισμού τριβής ήταν 15-20% για την περίπτωση μανδύα με πάχος 5 cm, ενώ για την περίπτωση μανδύα με πάχος 10 cm το αντίστοιχο ποσοστό προέκυψε 30-35%. Το υπόλοιπο φορτίο μεταφερόταν μέσω του μηχανισμού των αναρτήρων.
- Η σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια παλαιού-νέου σκυροδέματος αυξάνεται περίπου γραμμικά όταν αυξάνεται το αξονικό φορτίο και μειώνεται για μεγαλύτερες διαμέτρους αναρτήρων.
- Η φέρουσα ικανότητα των αναρτήρων εξαρτάται από την κλίση των σκελών τους. Έτσι δίνεται η προσωρινή πρακτική σύσταση για κλίση ως προς την κατακόρυφο ίση με 1:1,4 ανεξάρτητα από το πάχος του μανδύα.
- Ο βαθμός “επιστράτευσης” των αναρτήρων εξαρτάται από την απόσταση τους ως προς τη θέση της βλάβης και από τη διάμετρό τους. Η μεγαλύτερη “επιστράτευση” των αναρτήρων παρατηρείται στην ομάδα που βρίσκεται κοντά στη θέση της βλάβης, ενώ η πιο απομακρυσμένη ομάδα αναρτήρων “επιστρατεύεται” σε σημαντικά μικρότερο βαθμό. Επίσης παρατηρείται μικρότερος βαθμός “επιστράτευσης” σε μεγάλες διαμέτρους αναρτήρων.

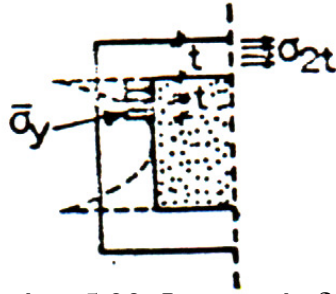
Εκτίμηση μεγέθους μεταφερόμενου αξονικού φορτίου

Το αξονικό φορτίο N_f , που μεταβιβάζεται στο μανδύα μέσω του μηχανισμού τριβής πάνω από τη βλάβη όπως επίσης και αντίστοιχα κάτω από τη βλάβη, μπορεί να εκτιμηθεί προσεγγιστικά σύμφωνα με την παρακάτω θεώρηση.

Η κατανομή των εγκάρσιων θλιπτικών τάσεων της διεπιφάνειας (σ_y) αντικαθίσταται από μία κατανομή με δύο ομοιόμορφες τάσεις σ_y που ασκούνται στα άκρα κάθε πλευράς του παλαιού υποστυλώματος σε μήκος t (Σχ.5.23), όπου t το πάχος του μανδύα.

Έτσι αν σ_{2t} είναι η εγκάρσια εφελκυστική τάση στο μανδύα θα ισχύει λόγω ισορροπίας δυνάμεων η σχέση:

$$\sigma_{2t} = \bar{\sigma}_y \quad (25)$$



Σχήμα 5.23: Ισορροπία δυνάμεων

Επομένως το φορτίο N_f που μπορεί να μεταφερθεί μέσω του μηχανισμού τριβής σε μήκος u_o είναι :

$$N_f = 4 (2 \mu u_o t \bar{\sigma}_y) = 8 \mu \sigma_{2t} t u_o \quad (26)$$

$$\text{επομένως} \quad \max N_f = 8 \mu f_{2t} t u_o \quad (27)$$

όπου:

μ είναι ο συντελεστής τριβής στη διεπιφάνεια παλαιού-νέου σκυροδέματος,

f_{2t} είναι η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα και

u_o είναι το μήκος συναρμογής του μανδύα που απαιτείται για να αναπτυχθεί η $\max N_f$.

Έτσι αν:

N_u είναι το ολικό θλιπτικό φορτίο του επισκευασμένου/ενισχυμένου υποστυλώματος μετά από την αφαίρεση της υποστύλωσης και την ανακατανομή της έντασης και N_r είναι το θλιπτικό φορτίο που εξακολουθεί να φέρει το αρχικό υποστύλωμα κατά τη διάρκεια της επέμβασης,

το μήκος του μανδύα u_o (Σχ.5.24) που απαιτείται για να μεταφερθεί το φορτίο $N_u - N_r$ εξ' ολοκλήρου μέσω του μηχανισμού τριβής, μπορεί να προσδιοριστεί από τη σχέση:

$$u_o = \frac{N_u - N_r}{8 \mu f_{2t} t} \quad (28)$$

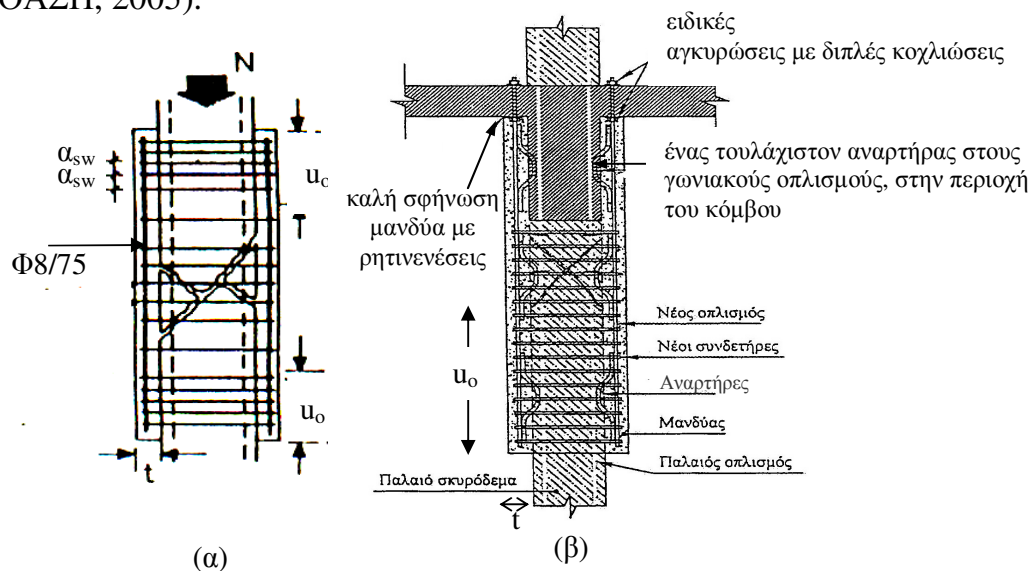
Όταν το διατιθέμενο μήκος προσαρμογής στο ένα άκρο του μανδύα είναι ανεπαρκές για την μεταφορά της θλίβουσας δύναμης στον μανδύα (όπως είναι πιθανόν στην περίπτωση που η βλάβη είναι κοντά σε ένα άκρο του στοιχείου), απαιτούνται ειδικότερα κατασκευαστικά μέτρα για την εξασφάλιση απ' ευθείας μεταφοράς θλιπτικού φορτίου στον μανδύα από τα υφιστάμενα δομικά μέλη (που βρίσκονται στο άκρο, του προς ενίσχυση στοιχείου). Για την περίπτωση αυτή ενδεικτικά συνιστάται η λήψη των εξής κατασκευαστικών μέτρων (Τάσιος, 2004):

α) Διασφάλιση επιμελημένης σφήνωσης του μανδύα κάτω από την πλάκα και τις δοκούς για απ' ευθείας μεταφορά θλιπτικών δυνάμεων

στον μανδύα. Προς τούτο είναι σκόπιμο να εφαρμοστεί η τεχνική των ρητινενέσεων, στην θέση επαφής του μανδύα με την πλάκα, για την πλήρωση της ρωγμής που θα δημιουργηθεί λόγω της συστολής ξήρασης του σκυροδέματος του μανδύα. Η ρητινένωση θα πρέπει να εφαρμοστεί μετά πάροδο σημαντικού χρονικού διαστήματος από τον χρόνο κατασκευής του μανδύα, που πάντως θα ξεπερνά τον ένα μήνα.

- β) Αγκύρωση των διαμήκων ράβδων του μανδύα επί της πλάκας με διπλές κοχλιώσεις των ράβδων μέσω χαλύβδινων πλακών που τίθενται στο πάνω και στο κάτω μέρος της πλάκας, για απ' ευθείας ανάληψη εφελκυστικών δυνάμεων.
- γ) Συγκόλληση ενός τουλάχιστον λοξού συνδέσμου (αναρτήρα) εντός του κόμβου σε κάθε διαμήκη ράβδο του αρχικού υποστυλώματος.

Στο Σχήμα 5.24 που ακολουθεί παρουσιάζεται μία ενδεικτική απεικόνιση των άκρων μανδύα για την (θεωρητική και σπανίως εμφανιζόμενη στην πράξη) περίπτωση που διατίθεται επαρκές μήκος συναρμογής u_0 και στα δύο άκρα (Σχ. 5.24α), καθώς και για την συνηθέστερη περίπτωση που δεν διατίθεται (Σχ. 5.24β), (Τάσιος 2004, και ΟΑΣΠ, 2005).



Σχήμα 5.24: Ενδεικτική απεικόνιση άκρων μανδύα
 (α) Με επαρκές μήκος συναρμογής και στα δύο άκρα
 (β) Χωρίς επαρκές μήκος συναρμογής στο ένα άκρο

Στον EC8-Part 1.4 (1995) προτείνεται η χρήση ηλεκτροσυγκολλημένων συνδέσμων (αναρτήρων) για τη μεταφορά φορτίου από τους παλαιούς οπλισμούς προς τους νέους κατακόρυφους οπλισμούς του μανδύα. Η διαδικασία αυτή είναι ιδιαίτερα πρόσφορη στις περιπτώσεις ανοικτού μανδύα (ή μονόπλευρης επέκτασης του υποστυλώματος) ή όταν ο μανδύας χρειάζεται για συνεισφορά στη μεταφορά του αξονικού φορτίου του υποστυλώματος.

Σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην § 4.5 το κατακόρυφο φορτίο (T_a) που μεταφέρεται μέσω λοξών συνδέσμων εκτιμάται από τη σχέση :

$$T_a = \frac{\sum A_{sa} \cdot E_s}{\sqrt{2} h_s} s_{cr} \quad (29)$$

όπου:

$\sum A_{sa}$ είναι το εμβαδόν της συνολικής διατομής των λοξών σκελών των αναρτήρων,

E_s είναι το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα (των αναρτήρων),
 $\sqrt{2} h_s$ είναι το μήκος κάθε λοξού σκέλους αναρτήρα με κλίση 45° (Σχ.5.25) και

s_{cr} είναι η κρίσιμη τιμή της ολίσθησης στη διεπιφάνεια όταν μεγιστοποιείται η αντίσταση τριβής και μπορεί να ληφθεί ίση προς 0,15 mm.

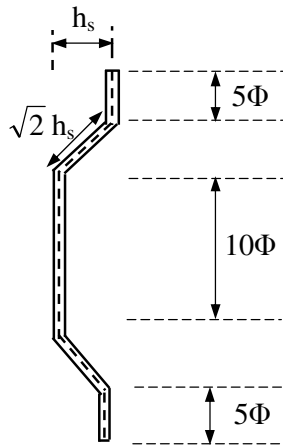
Στον σχεδιασμό, τις ακραίες περιοχές μήκους u_o , το πλήθος των (εκ 2 σκελών) αναρτήρων (n_a), που απαιτούνται για τη μεταφορά κατακόρυφου φορτίου, μπορεί να εκτιμηθεί θεωρώντας συντελεστή αβεβαιότητας προσομοιώματος $\gamma_{Rd} = 2,0$, οπότε η σχέση (29) γίνεται:

$$T_a = 2 n_a \left(10 \frac{A_{sa}}{h_s} \right) \quad [\text{kN}, \text{mm}] \quad (30)$$

Η τιμή αυτή δεν μπορεί να υπερβαίνει την μέγιστη δύναμη που μπορεί να μεταφέρει η ράβδος του υποστυλώματος επί της οποίας ηλεκτροσυγκολλούνται οι αναρτήρες.

Πάντως η παραπάνω σχέση δίνεται στο EC8-Part 1.4 (1995), λιγότερο συντηρητικά ως:

$$T_a = n_a \left(20 \frac{A_{sa}}{h_s} + 10 \right) \quad [\text{kN}, \text{mm}] \quad (31)$$



Σχήμα 5.25: Συνήθης μορφή αναρτήρων

Με βάση τα παραπάνω γίνεται εμφανές ότι, στην ιδεατή περίπτωση όπου ένα υποστύλωμα υπόκειται μόνο σε ένταση από μονοαξονική θλίψη, το μέγιστο αξονικό φορτίο που μπορεί να μεταφερθεί στον μανδύα, παρουσία αναρτήρων και βλήτρων, δίνεται από την σχέση

$$F_{c,\mu} = 8u_o\mu f_{2td} t + 10n_a \frac{A_{sa}}{h_s} + n_D V_{Rd,D} \quad (\text{kN, mm}) \quad (32)$$

όπου:

u_o	το διαθέσιμο μήκος συναρμογής στο κάθε άκρο του μανδύα
μ	συντελεστής τριβής σκυρόδεμα/σκυρόδεμα από χαμηλές ορθές τάσεις, ο οποίος μπορεί να ληφθεί ίσος με την μονάδα
f_{2td}	η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος του μανδύα
t	το πάχος του μανδύα
n_a και n_D	ο συνολικός αριθμός των αναρτήρων (“πάπιες”) και βλήτρων αντίστοιχα, που διατάσσονται, στο κάθε άκρο του μανδύα κατά την έννοια του μήκους του αρχικού στοιχείου.
A_{sa}	εμβαδόν διατομής αναρτήρα
h_s	απόσταση μεταξύ του αρχικού και του νέου διαμήκους οπλισμού του στοιχείου (βλ. Σχ.5.25).
$V_{Rd,D}$	η αντίσταση ενός βλήτρου όπως προκύπτει σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην § 4.6.2.4.

Σύγχρονη ενίσχυση στην εφελκυστική και θλιβόμενη ζώνη

Η κατασκευή κλειστού μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, συνηθέστερα στοχεύει στην ενίσχυση του εν λόγω στοιχείου, όταν διαπιστώνεται σύγχρονη ανεπάρκεια στο εφελκυστικό και θλιβόμενο πέλαμα. Σημειώνεται ότι όταν η ενίσχυση αφορά τις κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων, ο μανδύας είναι σκόπιμο να επεκτείνεται και περιβάλλει την περιοχή των κόμβων ενώ, αν η ενίσχυση επεκτείνεται και στις κρίσιμες περιοχές των δοκών, θα πρέπει να γίνεται νέος έλεγχος ικανοτικού σχεδιασμού, ο οποίος ενδέχεται να αποδειχθεί κρίσιμος.

Η μεταφορά δυνάμεων απ’ το αρχικό δομικό στοιχείο προς τον μανδύα οφείλει να διασφαλίζεται με κατάλληλα κατασκευαστικά μέσα και να ελέγχεται υπολογιστικώς.

Η προτεινόμενη διαδικασία (Τάσιος, 2003) για τον έλεγχο ικανοποίησης των παραπάνω προϋποθέσεων, που υιοθετείται από το Σχέδιο 2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΟΑΣΠ, 2005) είναι η εξής:

(α) Η αρχική διατομή μαζί με την διατομή του μανδύα θεωρούνται ότι συνιστούν ενιαία μονολιθική διατομή.

(β) Η διατομή του μανδύα ελέγχεται για την ανάληψη των ορθών και τεμνουσών δυνάμεων που της αναλογούν, λαμβανομένων υπόψη:

- των τυχόν βλαβών του αρχικού στοιχείου, και
- των συνθηκών υποστύλωσης κατά την επέμβαση
- της τυχόν ανακατανομής της έντασης μετά την επέμβαση

(γ) Στην θλιβόμενη ζώνη, η ασφαλής μεταφορά των δυνάμεων από το αρχικό στοιχείο προς τον μανδύα, καθώς και το συμβιβαστό των παραμορφώσεων, θεωρούνται ότι ικανοποιούνται όταν η διατμητική αντίσταση στην διεπιφάνεια της θλιβόμενης περιοχής του υποστυλώματος, μπορεί να αναλάβει την θλίβουσα δύναμη $F_{c,\mu}$ που αντιστοιχεί στον μανδύα. Η αντίσταση στην διεπιφάνεια περιλαμβάνει την τριβή (εντός του διαθέσιμου μήκους συναρμογής u_o) και την δράση των βλήτρων καθώς και αντιστάσεις από άλλα μέσα που μπορεί να χρησιμοποιηθούν (όπως π.χ. αναρτήρες).

Με βάση τα αναφερθέντα στην προηγούμενη παράγραφο, το αναλαμβανόμενο, μέσω τριβής διατμητικό φορτίο (εντός του διαθέσιμου μήκους συναρμογής u_o) στη διεπιφάνεια της θλιβόμενης ζώνης, μπορεί να εκτιμηθεί από την σχέση:

$$T_f = 4u_o \mu f_{2td} t$$

Το αντίστοιχο φορτίο που αναλαμβάνεται από τους αναρτήρες εκφράζεται, σύμφωνα με τα αναφερθέντα στην προηγούμενη παράγραφο, από την σχέση (30)

$$T_a = n_a \left(10 \frac{A_{sa}}{h_s} \right)$$

Τέλος, το σχετικό φορτίο που αναλαμβάνεται από τα βλήτρα μπορεί να δοθεί ως

$$T_D = n_D V_{Rd,D}$$

Επομένως, συνολικά θα πρέπει να ισχύει η σχέση

$$F_{c,\mu} \leq 4u_o \mu f_{2td} t + 10n_a \frac{A_{sa}}{h_s} + n_D V_{Rd,D} \quad (\text{kN, mm}) \quad (33)$$

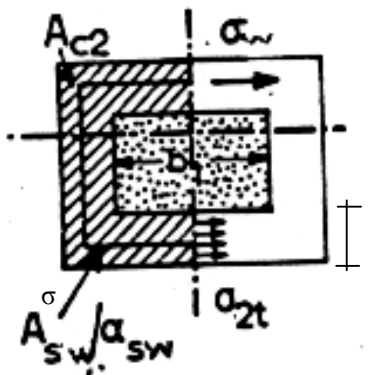
Οι συμβολισμοί στην ανωτέρω εξίσωση επεξηγούνται στην εξίσωση (32), με την παρατήρηση ότι n_a και n_D είναι ο συνολικός αριθμός των αναρτήρων (“πάπιες”) και βλήτρων αντίστοιχα, που διατάσσονται εντός της θλιβόμενης ζώνης, στο κάθε άκρο του μανδύα κατά την έννοια του μήκους του αρχικού στοιχείου.

Πάντως, σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην § 4.6.3, εκτός από τον παραπάνω έλεγχο θα πρέπει να ελέγχεται και κάθε πλευρά του υποστυλώματος στο σύνολό της, περιλαμβάνοντας τα θλιβόμενα και τα εφελκόμενα τμήματα. Στα εφελκόμενα μάλιστα τμήματα, θα ήταν συνετό να αγνοείται η προσφορά του μηχανισμού αντίστασης μέσω τριβής. Για τον παραπάνω έλεγχο πρόσφορη είναι η διαδικασία που περιγράφεται στην § 4.6.3, ως 2^{ος} τρόπος για τον έλεγχο εξασφάλισης της σύνδεσης. Όμως, αν συνυπολογιστούν και οι δυνάμεις που μπορούν να

μεταφερθούν απευθείας από τις δοκούς σε έναν καλά “σφηνωμένο” μανδύα, ο έλεγχος αυτός μάλλον περιττεύει. Δεδομένου δε και του μεγάλου πλήθους των αβεβαιοτήτων και παραδοχών που υπεισέρχονται στους σχετικούς υπολογισμούς, ο έλεγχος αυτός μπορεί να παραλείπεται αρκεί να λαμβάνονται κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα διασφάλισης επιμελημένης σφηνώσης του μανδύα κάτω από την πλάκα και τις δοκούς. Δόκιμη διαδικασία για τον σκοπό αυτό είναι η εφαρμογή ρητινένεσης, στο πάνω μέρος του μανδύα, κάτω από την επαφή του με τη πλάκα και τις δοκούς, μετά την πάροδο αρκετού χρονικού διαστήματος (μεγαλύτερου από ένα μήνα), από το χρόνο κατασκευής του μανδύα.

Συνδετήρες μανδύα

Όπως προαναφέρθηκε, στις ακραίες περιοχές του μανδύα το θλιπτικό φορτίο μεταφέρεται προοδευτικά από το παλαιό υποστύλωμα προς το μανδύα μέσω του μηχανισμού τριβής. Σε αυτές τις περιοχές, οι εγκάρσιες εφελκυστικές τάσεις του μανδύα σ_{2t} (Σχ.5.23) λαμβάνουν τη μέγιστη τους τιμή επειδή εκεί η εγκάρσια παραμόρφωση (διόγκωση) του υποστυλώματος είναι η μέγιστη ενώ η αντίστοιχη παραμόρφωση του μανδύα είναι μηδενική. Έτσι είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατακόρυφες ρηγματώσεις του μανδύα, όπως άλλωστε έχει παρατηρηθεί και πειραματικά. Ως εκ τούτου, στις ακραίες περιοχές μήκους u_0 , πρέπει να διατάσσονται πυκνοί συνδετήρες που να αναλαμβάνουν τουλάχιστον τη δύναμη που αντιστοιχεί στην εγκάρσια εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα (Σχ.5.26) (Τάσιος, 1981, 1984- Ο.Α.Σ.Π., 2005).



Σχήμα 5.26: Διατομή μανδύα - Ισότητα εγκαρσίων δυνάμεων

Επομένως σύμφωνα με τα παραπάνω θα πρέπει να ισχύει η σχέση:

$$A_{sw}^{\sigma} \cdot f_{ywd} \geq a_{sw} \cdot t \cdot f_{2t} \quad (34)$$

όπου:

A_{sw}^{σ} είναι το εμβαδόν της διατομής της ράβδου του συνδετήρα,

a_{sw} είναι η απόσταση των συνδετήρων,

f_{ywd} είναι το όριο διαρροής των συνδετήρων,

επομένως οι ελάχιστοι συνδετήρες που απαιτούνται στις ακραίες περιοχές μήκους u_0 προκύπτουν από τη σχέση:

$$\frac{A_{sw}^{\sigma}}{a_{sw}} \geq \frac{t \cdot f_{2t}}{f_{ywd}} \quad (35)$$

Θέτοντας $A_{sw}^{\sigma} = \pi d_h^2 / 4$ η απόσταση των συνδετήρων a_{sw} , προκύπτει:

$$a_{sw} \leq 0,8 \left(\frac{f_{ywd}}{f_{2t}} \right) \cdot \frac{d_h^2}{t} \quad (36)$$

Στη σχέση αυτή ως f_{2t} λαμβάνεται $f_{2t} = f_{ctk0,95}$

Επίσης πυκνοί συνδετήρες $\Phi 8/75$ mm τοποθετούνται κατασκευαστικά στην περιοχή της βλάβης, για να εξασφαλιστούν οι νέοι οπλισμοί από τοπικό λυγισμό (Τάσιος, 1981 - Βιντζηλαίου και Πεδιαδίτης, 1983).

Διαστασιολόγηση

Στην περίπτωση ολόσωμων μανδύων οι διορθωτικοί συντελεστές προσομοιώματος (συντελεστές μονολιθικότητας) που προτείνονται στον EC8-Part 1.4 (1995) είναι:

$$k_r = 0,80$$

$$k_k = 0,70$$

Υπό την προϋπόθεση ότι:

- α) Έχει αποκατασταθεί η συνέχεια του υποστυλώματος στην περιοχή της βλάβης, πριν την κατασκευή του μανδύα.
- β) Όλες οι νέες ράβδοι είναι καλά αγκυρωμένες στον αρχικό φορέα.
- γ) Το εμβαδόν της διατομής του μανδύα δεν ξεπερνά το διπλάσιο της διατομής του αρχικού υποστυλώματος.

Όμως πειραματικά αποτελέσματα από μία έρευνα που έγινε στο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης για μανδύες από χυτό επί τόπου σκυρόδεμα, έδειξαν ότι η συμπεριφορά του ενισχυμένου στοιχείου δε διαφέρει σε αντοχή και δυσκαμψία από εκείνη του αντίστοιχου μονολιθικού (Πενέλης και Κάππος, 1990). Ως εκ τούτου οι διορθωτικοί συντελεστές προσομοιώματος που προτείνονται στον EC8-Part 1.4 (1995) θα πρέπει να θεωρηθούν ότι καθορίζουν τα κατώτατα όρια αντοχής και δυσκαμψίας. Έτσι είναι σκόπιμο να θεωρείται ορθότερα:

$$k_r = 0,80 \text{ έως } 1,0 \text{ και } k_k = 0,70 \text{ έως } 1,0.$$

Σε κάθε περίπτωση, ένας συντηρητικός σχεδιασμός των φερόντων στοιχείων της κατασκευής μπορεί να γίνει με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από δύο αναλύσεις. Στην πρώτη

ανάλυση η δυσκαμψία των ενισχυμένων υποστυλωμάτων εκτιμάται είτε θεωρώντας $k_k = 0,70$ είτε ακόμα αγνοώντας πλήρως την παλαιά διατομή δηλαδή λαμβάνοντας υπόψη μόνο τη διατομή του μανδύα. Στη δεύτερη ανάλυση η δυσκαμψία των υποστυλωμάτων εκτιμάται με την παραδοχή πλήρους μονολιθικής σύνδεσης μανδύα και αρχικού υποστυλώματος, δηλαδή η τελική διατομή θεωρείται ενιαία και επομένως λαμβάνεται $k_k = 1,0$.

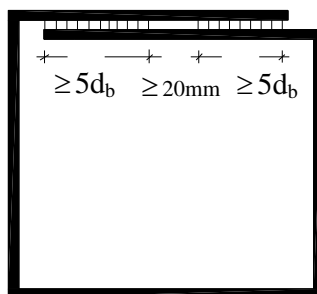
Κατασκευαστικές διατάξεις

Από τα μέχρι σήμερα αποτελέσματα της έρευνας και την εμπειρία της πράξης θα μπορούσαν να προταθούν οι παρακάτω συστάσεις:

1) Ελάχιστο πάχος μανδύα:

- Με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, 50 mm.
- Με έγχυτο σκυρόδεμα και μία σειρά νέων οπλισμών, 80-120 mm.
- Με έγχυτο σκυρόδεμα και δύο σειρές νέων οπλισμών, 120 mm τουλάχιστον.

Σημειώνεται ότι για μικρά πάχη μανδύων (π.χ. μικρότερα από 75 mm) δεν μπορούν να ικανοποιηθούν οι διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000) για τις απαιτούμενες ελάχιστες επικαλύψεις ράβδων οπλισμού συγχρόνως με τις διατάξεις για τη μορφή των αγκίστρων στα άκρα των συνδετήρων. Έτσι για μικρό πάχος μανδύα θα πρέπει τα άκρα των συνδετήρων να ηλεκτροσυγκολλούνται (Σχ.5.27) σε εναλλασσόμενες πλευρές του υποστυλώματος.



Σχήμα 5.27: Μορφή συνδετήρα με ηλεκτροσυγκολλημένα άκρα

2) Ελάχιστοι νέοι κατακόρυφοι οπλισμοί και ελάχιστοι συνδετήρες: Ισχύουν οι κατασκευαστικές διατάξεις υποστυλωμάτων σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ.,

- 2000). Στην περιοχή της βλάβης τίθενται συνδετήρες τουλάχιστον $\Phi 8/75$ mm.
- 3) Ως ελάχιστοι διατμητικοί σύνδεσμοι στη διεπιφάνεια τοποθετούνται χαλύβδινα βλήτρα σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην § 4.6.3 ή γίνονται ηλεκτροσυγκολλήσεις των διαμήκων ράβδων προβάλλοντας την ίδια διατμητική αντίσταση.
 - 4) Η αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα πρέπει να είναι τουλάχιστον μία κατηγορία μεγαλύτερη αυτής του παλαιού υποστρώματος.
 - 5) Το εμβαδόν της διατομής του μανδύα δε θα πρέπει να ξεπερνά το διπλάσιο του εμβαδού της διατομής του αρχικού υποστρώματος ($A_{c2} \leq 2A_{c1}$).
 - 6) Τα όρια του μανδύα πρέπει να φθάνουν σε απόσταση από τα όρια της βλάβης τουλάχιστον μιάμιση φορά τη μεγαλύτερη διάσταση του παλαιού υποστρώματος.
 - 7) Στην περίπτωση που απαιτείται επισκευή του υποστρώματος κοντά στον κόμβο, εξετάζεται η δυνατότητα επέκτασης του μανδύα στο γειτονικό όροφο.

5.3 ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ

Η επισκευή ή ενίσχυση των τοιχωμάτων μιας κατασκευής αποτελεί συνήθη ανάγκη στον αντισεισμικό ανασχεδιασμό, κατά κύριο λόγο, επειδή στο παρελθόν οι παραδοχές της ανάλυσης υποβάθμιζαν ιδιαίτερα την πραγματική έντασή τους.

Οι τεχνικές που μπορούν να χρησιμοποιηθούν είναι αντίστοιχες αυτών που αναφέρθηκαν για τα υποστρώματα (βλ. § 5.2).

5.3.1 Επισκευές τοιχωμάτων

Για τις επισκευές τοιχωμάτων ισχύουν οι ίδιες ακριβώς τεχνικές που αναπτύχθηκαν για τα υποστρώματα, χωρίς καμία διαφοροποίηση, είτε αναφερόμαστε σε περιπτώσεις τοιχωμάτων με ελαφριές βλάβες, οπότε χρησιμοποιούνται ρητινενέσεις ή επισκευαστικά κονιάματα, είτε σε περιπτώσεις με βαριές βλάβες, όπου χρησιμοποιείται η τεχνική της τοπικής αποκατάστασης ίσης διατομής.

Το επισκευασμένο τοίχωμα έχει ίδια περίπου αντοχή αλλά κατά τι μικρότερη δυσκαμψία από αυτή του αντίστοιχου μονολιθικού,

δηλαδή: $k_r = 1,0$ $k_k = 0,9 \sim 1,0$

Για τη διαστασιολόγηση του τοιχώματος είναι σκόπιμο κατά την ανάλυση να θεωρείται συντηρητικά $k_k = 1,0$.

Υπενθυμίζεται, ότι η εφαρμογή κάθε τεχνικής επισκευής που δεν ακολουθείται από ενίσχυση, προϋποθέτει τον έλεγχο ότι η αντοχή του

αρχικού τοιχώματος είναι επαρκής έναντι της έντασης που θα προκύψει στον ανασχεδιασμένο φορέα.

5.3.2 Ενισχύσεις τοιχωμάτων

Η τεχνική της περίσφιγξης και η τεχνική των μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος που περιγράψαμε για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων, μπορούν να εφαρμοστούν και σε τοιχώματα μετά από κατάλληλες αναπροσαρμογές.

5.3.2.1 Ενίσχυση τοιχωμάτων με περίσφιγξη

Η τεχνική της περίσφιγξης μπορεί (τεχνικά) να εφαρμοστεί και σε τοιχώματα με τις ίδιες διαδικασίες που έχουν αναφερθεί για υποστυλώματα. Όμως ο μεγάλος λόγος πλευρών των τοιχωμάτων, δεν επιτρέπει αξιόλογη απόδοση της περίσφιγξης και για αυτό το λόγο η τεχνική αυτή εν γένει δεν συνιστάται. Απ' όλες τις εφικτές διαδικασίες της τεχνικής περίσφιγξης θα μπορούσαμε πάντως να ξεχωρίσουμε την τεχνική των μανδυών με ινοπλισμένα πολυμερή και την τεχνική του μεταλλικού κλωβού. Η τεχνική των μανδυών από ινοπλισμένα πολυμερή έχει το πλεονέκτημα της ευκολίας εφαρμογής και της δυνατότητας ανάληψης διατμητικής και καμπτικής έντασης. Εξάλλου η τεχνική του μεταλλικού κλωβού μπορεί να φανεί ιδιαίτερα χρήσιμη επειδή:

(α) Η μικρή απόδοση της περίσφιγξης μπορεί να αυξηθεί με την παρεμβολή διαμπερών μεταλλικών συνδέσμων (ράβδων) σχήματος Z ή Π που ηλεκτροσυγκολλούνται στα απέναντι μεταλλικά ελάσματα των κλωβών. Η απόσταση των μεταλλικών συνδέσμων είναι της τάξης των 300 mm, και το κενό μεταξύ των συνδέσμων και των τοιχωμάτων των οπών συμπληρώνεται με εποξειδική ρητίνη.

(β) Η τεχνική προσφέρει στην ανάληψη τεμνουσών δυνάμεων.

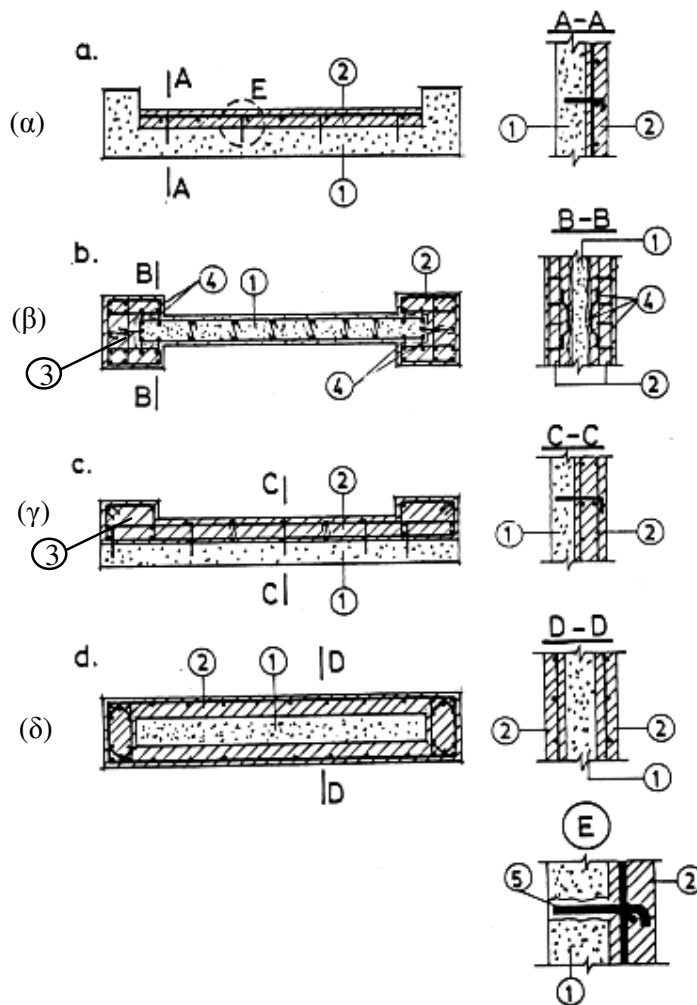
(γ) Η τεχνική εξακολουθεί να αποτελεί αποτελεσματική λύση προσωρινής άμεσης ανάληψης κατακόρυφων φορτίων σε τοιχώματα που λόγω σοβαρής βλάβης τους αδυνατούν να μεταφέρουν τα αξονικά τους φορτία (Σχ.5.10).

5.3.2.2 Ενίσχυση τοιχωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Η τεχνική των μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος είναι η περισσότερο διαδεδομένη και πλέον αποτελεσματική τεχνική ενίσχυσης των τοιχωμάτων. Όμως λόγω του μεγάλου μήκους της μιας διάστασης, συχνά ο μανδύας δεν έχει κλειστή μορφή και ουσιαστικά πρόκειται για μονόπλευρη ή δίπλευρη αύξηση του πάχους του τοιχώματος ή για

ενίσχυση των άκρων τους. Η εφαρμογή της τεχνικής για την προετοιμασία της επιφάνειας και την τοποθέτηση των νέων οπλισμών είναι ακριβώς ίδια με ότι αναφέρθηκε για τα υποστυλώματα. Επίσης, το νέο σκυρόδεμα μπορεί να είναι είτε έγχυτο επί τόπου είτε εκτοξευόμενο.

Ανάλογα με τις απαιτήσεις του σχεδιασμού και τις κατασκευαστικές δυνατότητες μπορεί να επιλέγεται μία μορφή μανδύα από αυτές που εικονίζονται στο Σχήμα 5.28 (UNDP/UNIDO, 1983).



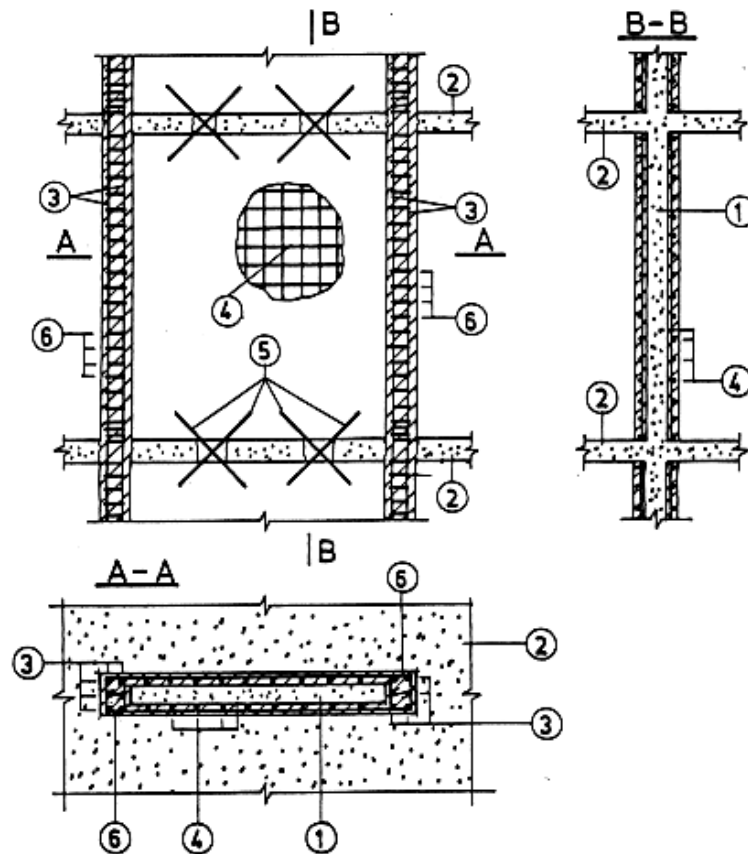
1. παλιό τοίχωμα, 2. νέα επένδυση Ο.Σ, 3. ακραίες ενισχύσεις, 4. συγκολλήσεις, 5. αγκυρώσεις με εποξειδικές ρητίνες.

Σχήμα 5.28: Ενίσχυση τοιχωμάτων με μανδύες

Η περίπτωση α μπορεί να χρησιμοποιηθεί, όταν επιδιώκεται ελαφρά διατμητική ενίσχυση του τοιχώματος, ενώ η περίπτωση (β) χρησιμοποιείται, όταν επιδιώκεται καμπτική ενίσχυση. Εξάλλου οι περιπτώσεις (γ) και (δ) εφαρμόζονται, όταν επιδιώκεται συγχρόνως διατμητική και καμπτική ενίσχυση του τοιχώματος. Πάντως προτιμότερη

μορφή είναι αυτή που ο μανδύας περιβάλλει το παλιό τοίχωμα όπως η περίπτωση (δ) στο Σχήμα 5.28, γιατί έτσι μπορούν να ικανοποιηθούν οι περισσότερες από τις απαιτήσεις των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών.

Η γενική διάταξη ενίσχυσης τοιχωμάτων με αυτό τον τρόπο φαίνεται σε μία εφαρμογή στο Σχήμα 5.29 (UNDP/UNIDO, 1983).



1. παλιό τοίχωμα, 2. παλαιά πλάκα, 3. πρόσθετος διαμήκης οπλισμός, 4. πρόσθετο πλέγμα, 5. διαγώνιοι σύνδεσμοι, 6. πρόσθετοι συνδετήρες.

Σχήμα 5.29: Γενική διάταξη ενίσχυσης τοιχώματος με κλειστό μανδύα

Παρατηρείστε ότι για την εξασφάλιση της συνέχειας του τοιχώματος στις στάθμες των ορόφων διανοίγονται οπές στις πλάκες και τοποθετούνται διαγώνιοι σύνδεσμοι.

Διαστασιολόγηση

Στον EC8-Part 1.4 (1995) δεν προτείνονται διορθωτικοί συντελεστές προσομοιώματος για την περίπτωση ενίσχυσης των τοιχωμάτων.

Διατηρώντας την αντιμετώπιση των ενισχυμένων τοιχωμάτων ως μονολιθικών στοιχείων, με χρήση διορθωτικών συντελεστών για την αντοχή και τη δυσκαμψία, θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές που έχουν αναφερθεί για τους μανδύες υποστρωμάτων.

Δηλαδή:

$$k_r = 0,80$$

$$k_k = 0,70 - 1,0$$

υπό την προϋπόθεση ότι:

α) Έχει αποκατασταθεί η συνέχεια του τοιχώματος στην περιοχή της βλάβης, πριν την κατασκευή του μανδύα.

β) Όλες οι νέες ράβδοι είναι καλά αγκυρωμένες στον αρχικό φορέα .

γ) Το εμβαδόν της διατομής του μανδύα δεν ξεπερνά το διπλάσιο της διατομής του αρχικού τοιχώματος.

Σε κάθε περίπτωση, ένας συντηρητικός σχεδιασμός των φερόντων στοιχείων της κατασκευής μπορεί να γίνει με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από δύο αναλύσεις. Στην πρώτη ανάλυση η δυσκαμψία των ενισχυμένων τοιχωμάτων εκτιμάται θεωρώντας $k_k = 0,70$. Στη δεύτερη ανάλυση η δυσκαμψία των τοιχωμάτων εκτιμάται με παραδοχή μονολιθικής σύνδεσης μανδύα και αρχικού τοιχώματος, δηλαδή η τελική διατομή θεωρείται ενιαία και επομένως λαμβάνεται $k_k=1,0$.

Προφανώς από τα αποτελέσματα της δεύτερης ανάλυσης προκύπτουν οι δυσμενέστερες τιμές για τις τέμνουσες σχεδιασμού των ενισχυμένων τοιχωμάτων. Γι' αυτό και οι τιμές αυτές χρησιμοποιούνται συντηρητικά για το σχεδιασμό τους. Στην εκτίμηση της διατμητικής αντοχής του τοιχώματος λαμβάνεται υπόψη και η συνεισφορά του αρχικού τοιχώματος υπό την προϋπόθεση ότι οι συνδετήρες είναι κλειστοί και καλά αγκυρωμένοι.

Μία εκτίμηση της τέμνουσας που αναλαμβάνεται από το νέο στοιχείο (V_n) μπορεί να γίνει από τη συνολική τέμνουσα του ενισχυμένου τοιχώματος, κατ' αναλογία των δυσκαμψιών των επιμέρους στοιχείων.

Έστω ότι K_{res} είναι η απομένουσα δυσκαμψία του υπάρχοντος τοιχώματος και K_n η δυσκαμψία του νέου στοιχείου. Οι τέμνουσες V_{res} και V_n που αναλαμβάνονται από το αρχικό τοίχωμα και το νέο στοιχείο αντίστοιχα μπορούν να προσδιοριστούν από τις σχέσεις :

$$V_{res} = \frac{K_{res}}{K_{res} + K_n} V_d \quad (37)$$

$$V_n = \frac{K_n}{K_{res} + K_n} V_d \quad (38)$$

όπου:

V_d η τέμνουσα σχεδιασμού του ενισχυμένου τοιχώματος.

Στις περιπτώσεις τοιχωμάτων με βλάβες από σεισμό, όπου εκτιμάται ότι η αβεβαιότητα στον προσδιορισμό της απομένουσας δυσκαμψίας του αρχικού τοιχώματος K_{res} είναι μεγάλη, είναι προτιμότερο να χρησιμοποιηθεί η σχέση:

$V_n = V_d - V_{R,res}$, που είναι ακριβής σε επίπεδο πλαστικής κατάστασης, αλλιώς θα πρέπει να θεωρείται προσεγγιστική.

Η $V_{R,res}$ είναι η τέμνουσα που μπορεί να αναλαμβάνεται από ένα τοίχωμα που έχει υποστεί βλάβες από μία σεισμική καταπόνηση. Μία εκτίμηση του μεγέθους της μπορεί να γίνει από την παρακάτω εμπειρική σχέση (Τάσιος και Λέφας, 1983).

$$\frac{V_R - V_{R,res}}{V_R} = \frac{0,25 (1 - \omega_w)^{0,5} (1 - \rho_1) \delta^{0,7 + \nu_d} (n - 1)^{0,25}}{1 + 1,5 \alpha_s^2} \quad (39)$$

όπου :

V_R είναι η διατμητική αντοχή του τοιχώματος χωρίς βλάβες,

ω_w είναι το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού κορμού,

ρ_1 είναι το γεωμετρικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού των ακραίων ενισχύσεων (“κρυφών υποστρωμάτων”),

δ = μετακίνηση τοιχώματος/μετακίνηση στο όριο διαρροής

είναι η ανηγμένη πλαστική μετακίνηση του τοιχώματος που επιβλήθηκε από το σεισμό που προκάλεσε τη βλάβη

n είναι ο αριθμός των ενεργών πλήρων κύκλων του σεισμού, σε μετακινήσεις μεγέθους δ που μπορεί να ληφθεί ίσος με 3,

ν_d είναι το ανηγμένο αξονικό φορτίο του τοιχώματος : $\nu_d = \frac{N_d}{b_w \cdot l_w \cdot f_c}$,

α_s είναι ο λόγος διάτμησης του τοιχώματος : $\alpha_s = \frac{M_d}{V_d \cdot l_w}$ και

b_w , l_w είναι αντίστοιχα η μικρή και η μεγάλη διάσταση της διατομής του τοιχώματος.

Η πολυπλοκότητα της προηγούμενης σχέσης οδηγεί συχνά σε αναζήτηση προσεγγιστικών σχέσεων εκτίμησης. Έτσι για τη συνήθη, περίπτωση που το αρχικό τοίχωμα επισκευάζεται πριν από την ενίσχυση του (με ρητινενέσεις και επισκευαστικά κονιάματα) μπορεί να θεωρηθεί:

$$V_{R,res} = V_R \quad (40)$$

Χρησιμοποιώντας τους διορθωτικούς συντελεστές προσομοιώματος για την αντοχή, ο έλεγχος του επισκευασμένου/ενισχυμένου τοιχώματος σε τέμνουσα γίνεται με τις παρακάτω σχέσεις:

- Έλεγχος λοξής θλίψης

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = k_r V_{Rd2}^{monol} \quad (41)$$

- Έλεγχος οπλισμού διάτμησης

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = k_r V_{Rd3}^{monol} = k_r (V_{cd}^{monol} + V_{wd}^o + V_{wd}^n) \quad (42)$$

όπου τα μεγέθη:

V_{Rd2}^{monol} , V_{Rd3}^{monol} και V_{cd}^{monol} αναφέρονται στη μονολιθική διατομή και V_{wd}^o , V_{wd}^n είναι οι τέμνουσες που αναλαμβάνονται από τον οπλισμό

διάτμησης στο υπάρχον τοίχωμα και στο νέο στοιχείο αντιστοίχως.

Ο απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης προκύπτει από τη δεύτερη εξίσωση. Επειδή μάλιστα η V_{wd}^n δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από V_{sd} , τελικά λαμβάνεται:

$$V_{wd}^n \geq \min \left(\frac{V_{sd}}{k_r} - V_{cd}^{monol} - V_{wd}^o, V_{sd} \right) \quad (43)$$

Είναι προφανές ότι η παραπάνω διαδικασία μπορεί να εφαρμοστεί και για υποστυλώματα.

Κατασκευαστικές διατάξεις

- Το ελάχιστο πάχος του μανδύα για την περίπτωση που χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι 50 mm, ενώ όταν χρησιμοποιείται έγχυτο σκυρόδεμα είναι 80 mm.
- Η αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα πρέπει να είναι μία κατηγορία υψηλότερη απ' αυτήν του αρχικού τοιχώματος.
- Ο ελάχιστος κατακόρυφος και οριζόντιος οπλισμός προσδιορίζεται με βάση τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000).
- Οι ελάχιστοι διατμητικοί σύνδεσμοι στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος είναι είτε βλήτρα από χάλυβα (που προκύπτουν σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στην § 4.6.3) είτε άλλοι διατμητικοί σύνδεσμοι ίσης διατμητικής αντίστασης. Σε μονόπλευρους μανδύες είναι προτιμότερο να τίθενται δίτμητα βλήτρα μορφής Π (Σχ. 3.20). Σε αμφίπλευρους μανδύες τα βλήτρα πρέπει να είναι διαμπερή. Ευθύγραμμα τμήματα ράβδων χάλυβα τοποθετούνται στις οπές που έχουν διανοιγεί στο τοίχωμα και στη συνέχεια, εάν (ως συνήθως) το πάχος του μανδύα είναι μικρότερο από το δεκαπλάσιο της διαμέτρου τους, κάμπτονται τα άκρα τους κατά 90° λαμβάνοντας έτσι μορφή Π ή Ζ. Τα κενά μεταξύ των ράβδων και των παρειών των οπών του τοιχώματος πληρώνονται με εποξειδική ρητίνη.

5.4 ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΠΛΑΚΩΝ

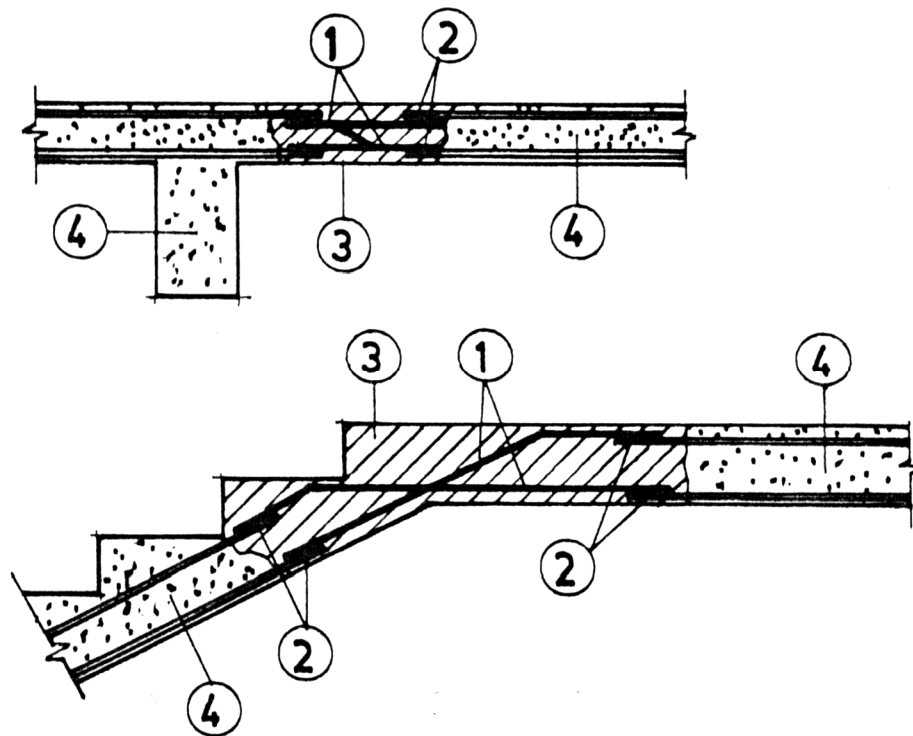
Οι επισκευές και οι ενισχύσεις δοκών και πλακών, ακολουθούν αντίστοιχες τεχνικές με αυτές που αναφέρθηκαν για τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα.

Στην περίπτωση σεισμικής έντασης οι βλάβες συνήθως συγκεντρώνονται στην περιοχή του κόμβου υποστυλώματος δοκού. Έτσι η επέμβαση στις δοκούς αποτελεί συνήθως μέρος μιας συνολικής επέμβασης που κυρίως αφορά τα κατακόρυφα στοιχεία και τον κόμβο.

5.4.1 Επισκευή δοκών και πλακών

Για τις επισκευές δοκών και πλακών, χρησιμοποιούνται ανάλογα με το βαθμό βλάβης είτε η τεχνική των ρητινενέσεων και των επισκευαστικών κονιαμάτων (για ελαφρές βλάβες) είτε η τεχνική της αποκατάστασης ίσης διατομής (για βαριές βλάβες).

Στο Σχήμα 5.30 παρουσιάζονται δύο χαρακτηριστικές περιπτώσεις της δεύτερης περίπτωσης (UNDP/UNIDO 1983).



1. πρόσθετοι οπλισμοί, 2. συγκολλήσεις, 3. νέο σκυρόδεμα, 4. υφιστάμενη κατασκευή

Σχήμα 5.30: Επισκευή με την τεχνική αποκατάστασης ίσης διατομής

Οι διαδικασίες εφαρμογής των παραπάνω τεχνικών έχουν ήδη περιγραφεί στην § 5.2 περί υποστυλωμάτων και δε θα επαναληφθούν.

Η δυσκαμψία και η αντοχή της επισκευασμένης δοκού αποκαθίσταται σχεδόν πλήρως. Έτσι οι διορθωτικοί συντελεστές προσομοιώματος μπορούν να θεωρηθούν ίσοι με τη μονάδα. Δηλαδή:

$$k_r = k_k = 1,0$$

5.4.2 Ενίσχυση δοκών και πλακών

Οι τεχνικές ενίσχυσης των δοκών διακρίνονται ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο σε αυτές που στοχεύουν στην αύξηση της καμπτικής αντοχής (που χρησιμοποιούνται και στις περιπτώσεις πλακών), σε αυτές που στοχεύουν στην αύξηση της διατμητικής αντοχής ή και στα δύο.

5.4.2.1 Καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος

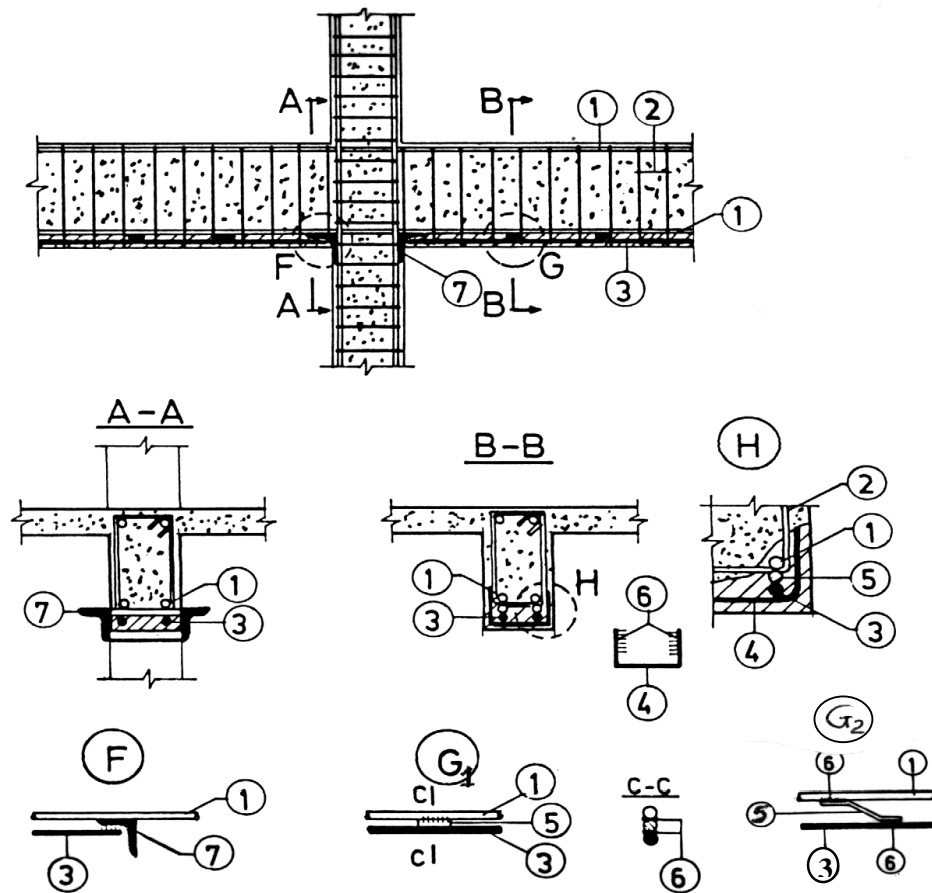
Η τεχνική αυτή, εφαρμόζεται συχνά για ισχυρές ενισχύσεις δοκών ή πλακών στο εφελκυσμένο πέλμα (Dritsos 1996a - Dritsos and Pilakoutas, 1995). Μερικές φορές επίσης εφαρμόζεται και για ενισχύσεις στο θλιβόμενο πέλμα (Dritsos, 1996b).

Η ενίσχυση στο εφελκυσμένο πέλμα γίνεται με νέους οπλισμούς που καλύπτονται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, με πάχος συνήθως 50-100 mm σε όλο το πλάτος της δοκού. Στις ενισχύσεις στο θλιβόμενο πέλμα, που μπορεί να γίνουν και χωρίς πρόσθετους οπλισμούς, χρησιμοποιείται είτε εκτοξευόμενο είτε έγχυτο σκυρόδεμα.

Η συνεργασία της νέας στρώσης σκυροδέματος με τη δοκό γίνεται με χρήση διατμητικών συνδέσμων που συνήθως είναι χαλύβδινα βλήτρα (με ένα ή δύο σκέλη) ή ηλεκτροσυγκολλήσεις νέων και παλαιών ράβδων οπλισμού μέσω παρεμβλημάτων. Επισημαίνεται πάντως ότι η χρήση των βλήτρων προτιμάται εν γένει έναντι των ηλεκτροσυγκολλήσεων λόγω των αρνητικών επιδράσεων των τελευταίων στα χαρακτηριστικά του χάλυβα. Εξάλλου η επιφάνεια της δοκού, καθ' όλο το μήκος επαφής της με την νέα στρώση σκυροδέματος πρέπει να έχει εκτραχυνθεί επιμελώς με υδροβολή ή χρήση ειδικού μηχανικού εξοπλισμού, για να αποκαλυφθούν τα αδρανή.

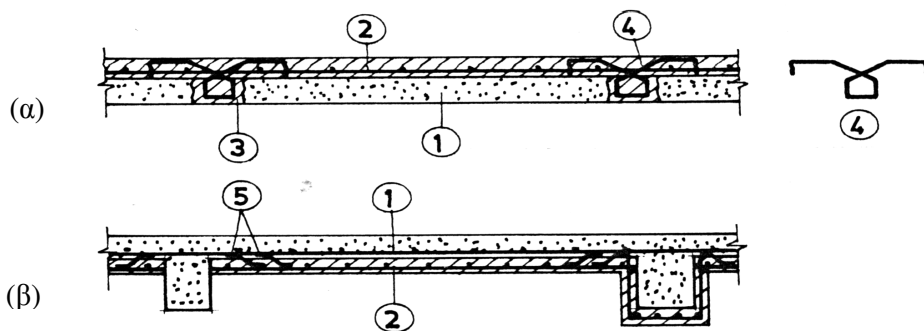
Στο Σχήμα 5.31 παρουσιάζεται μία εφαρμογή της τεχνικής για ενίσχυση στο κάτω πέλμα μίας δοκού, όπου γίνεται χρήση παρεμβλημάτων. Ανάλογα με το πάχος της νέας στρώσης τα παρεμβλήματα μπορεί να είναι είτε απλές καβίλιες (λεπτομέρεια G1) είτε ράβδοι σε σχήμα Z (λεπτομέρεια G2).

Στα Σχήματα 5.32 και 5.33 παρουσιάζονται εναλλακτικοί τρόποι εφαρμογής της τεχνικής για τις περιπτώσεις ενίσχυσης πλακών.



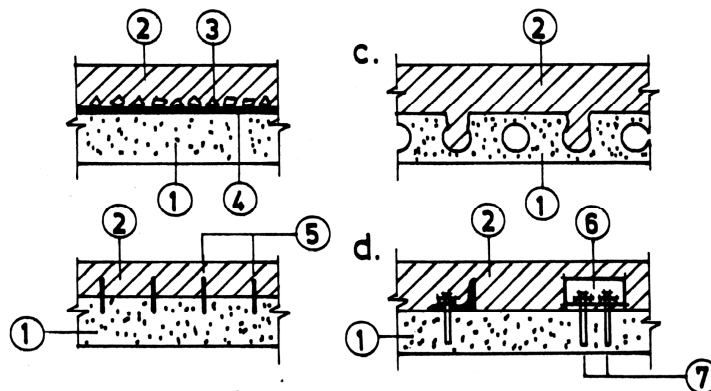
1. παλιός οπλισμός, 2. παλαιοί συνδετήρες, 3. πρόσθετος διαμήκης, 4. πρόσθετοι συνδετήρες, 5. παρεμβλήματα (καβίλια ή σχήματος Z), 6. συγκόλληση, 7. κολάρο από γωνιακά.

Σχήμα 5.31: Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού



1. παλιά πλάκα, 2. νέοι οπλισμοί, 3. φολιές αγκυρώσεως, 4. οπλισμοί αγκυρώσεως, 5. συγκολλημένοι σύνδεσμοι

Σχήμα 5.32: Ενίσχυση πλακών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος
(α) στο πάνω πέλαμα, (β) στο κάτω πέλαμα



1. παλιά πλάκα, 2. νέα πλάκα, 3. ρυζάκι, 4. εποξειδική ρητίνη, 5. βλήτρα στερεωμένα με εποξειδική ρητίνη, 6. γωνιακά προφίλ, 7. βίσματα ή μπετονόκαρφα.

Σχήμα 5.33: Ενίσχυση πλακών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος
Εναλλακτικοί τρόποι σύνδεσης στη διεπιφάνεια

Διαστασιολόγηση

Η δοκός διαστασιολογείται, ως εάν ήταν μονολιθική, λαμβάνοντας υπόψη τους παρακάτω μειωτικούς συντελεστές προσομοιώματος που προτείνονται στον EC8-Part 1.4 (1995):

$$k_r = 0,9 \quad , \quad k_k = 0,85$$

Για πλάκες λαμβάνεται $k_k = k_r = 1,0$

Για τον έλεγχο της σύνδεσης στη διεπιφάνεια παλαιού-νέου σκυροδέματος ακολουθείται η διαδικασία που περιγράφεται στην §.4.6.3.

Μία αναλυτική διαδικασία κατά την οποία λαμβάνεται υπόψη, η σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια παλαιού-νέου σκυροδέματος μπορεί να αναζητηθεί στη βιβλιογραφία (1994, 1996a, 1996b, 1997b).

Κατασκευαστικές διατάξεις

- Ισχύουν εν γένει οι κατασκευαστικές διατάξεις, όπως αναφέρονται στον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000).
- Τα χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης των νέων υλικών δεν πρέπει να υπολείπονται των χαρακτηριστικών του αρχικού στοιχείου.
- Στον EC8-Part 1.4 (1995) προτείνεται όπως η αύξηση της καμπτικής αντοχής της δοκού ή της πλάκας να μην ξεπερνάει την αρχική αντοχή του στοιχείου.
- Ως ελάχιστοι διατμητικοί σύνδεσμοι στη διεπιφάνεια τοποθετούνται χαλύβδινα βλήτρα σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην § 4.6.3 ή γίνονται ηλεκτροσυγκολλήσεις ράβδων με ίση αντίσταση.

5.4.2.2 Καμπτική ενίσχυση με επικολητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή

Η ανεπάρκεια του εφελκόμενου οπλισμού σε ένα υφιστάμενο δομικό στοιχείο Ο.Σ. μπορεί να αντιμετωπιστεί με επικόλληση ελασμάτων από χάλυβα ή ινοπλισμένων πολυμερών (σε μορφή ελάσματος ή επιτόπου εμποτισμένου υφάσματος).

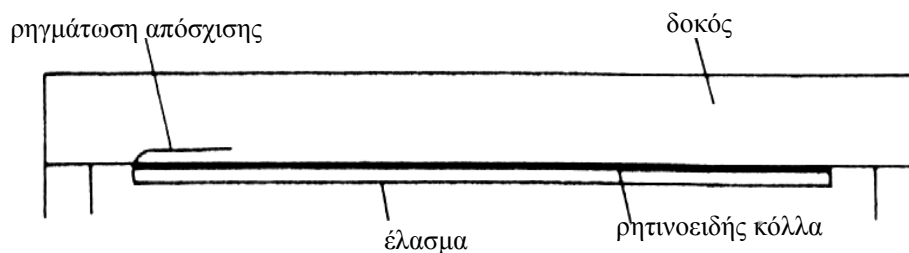
Η τεχνική εφαρμόζεται κυρίως σε πλάκες και δοκούς, σπανίως δε σε υποστυλώματα ή τοιχώματα. Τα ελάσματα ή τα υφάσματα επικολλώνται στο εφελκόμενο πέλαμα με χρήση ρητίνης. Στην περίπτωση των χαλυβδίνων ελασμάτων χρησιμοποιούνται και βλήτρα σύνδεσης.

Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται ινοπλισμένα πολυμερή επιτρέπεται η χρήση ειδικών αγκυρίων-βλήτρων, υπό την προϋπόθεση ότι η αποτελεσματικότητά των είναι επαρκώς τεκμηριωμένη στη βιβλιογραφία και βεβαιώνεται με αξιόπιστες πειραματικές δοκιμές.

Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι μέσω αυτής της τεχνικής, εκτός από την αύξηση της καμπτικής αντίστασης του στοιχείου, επιφέρεται σημαντική αύξηση της δυσκαμψίας και περιορισμός των παραμορφώσεων και της ρηγμάτωσης, καθώς και μείωση της πλαστιμότητας.

Πάντως η εφαρμογή της τεχνικής, **προϋποθέτει ότι το στοιχείο, χωρίς τον οπλισμό ενίσχυσης, μπορεί να φέρει ασφαλώς το συνδυασμό των οιονεί-μονίμων φορτίων ($G+\psi_2Q$)**. Με αυτό τον τρόπο τηρείται ένα ελάχιστο προϋποθέσεων για να μην αστοχήσει το στοιχείο στην περίπτωση μιάς απρόβλεπτης έντονης δράσης (π.χ. πυργκαγιάς), που θα μπορούσε να καταστρέψει την ενίσχυση.

Η κυριότερη αδυναμία της τεχνικής βρίσκεται στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων των φύλλων. Η πρόωρη αστοχία των άκρων με απόσχιση στη γειτονική προς το έλασμα περιοχή σκυροδέματος (Σχ.5.34) και η ευαισθησία διάβρωσής τους στην περίπτωση χρήσης χάλυβα είναι τα βασικά μειονεκτήματα της μεθόδου που οφείλονται στην υψηλή συγκέντρωση τάσεων στην περιοχή. Το θέμα έχει ερευνηθεί εκτενώς στο παρελθόν. Μια εκτενής ειδική βιβλιογραφία για το θέμα, με περισσότερες από 100 σχετικές εργασίες, μπορεί να αναζητηθεί αλλού (Δρίτσος, 2000).



Σχήμα 5.34: Εικόνα αστοχίας ακραίας περιοχής δοκού ενισχυμένης με επικολητά φύλλα

Η χρήση φύλλων από ινοπλισμένα πολυμερή αντί για χαλύβδινα ελάσματα διαφοροποιεί την συμπεριφορά του ενισχυμένου στοιχείου, αφού ο νέος οπλισμός έχει διαφορετικά χαρακτηριστικά από τον ήδη υπάρχοντα με τον οποίο καλείται, από κοινού, να αναλάβει τις εφελκυστικές δυνάμεις. Σημειώνεται ότι πρόσφατα πειραματικά αποτελέσματα (Spadea et al, 2000) δείχνουν ότι η πλαστιμότητα, των ενισχυμένων στοιχείων, σε όρους καμπυλοτήτων και σε όρους ενέργειας, είναι σε πολλές περιπτώσεις σημαντικά μικρότερη από την αντίστοιχη των αρχικών στοιχείων. Ως εκ τούτου η παραπάνω τεχνική δεν συνιστάται εν γένει για την ενίσχυση στοιχείων που συμμετέχουν στην ανάληψη σεισμικής έντασης και μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο μετά από ειδική μελέτη που θα εξασφαλίζει ότι η πλαστιμότητα του ενισχυμένου μέλους βρίσκεται εντός των αποδεκτών ορίων σχεδιασμού.

Η διαδικασία ανάλυσης και διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων ενισχυμένων με επικολλητά φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή βασίζεται στις αρχές για τη μελέτη στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα, λαμβάνοντας υπόψη τα παρακάτω δύο βασικά σημεία (Νεοκλέους κ.α., 1999 - Τριανταφύλλου, 2000, 2003 – fib, 2001):

- Στην κατάσταση οριακής φέρουσας ικανότητας ο οπλισμός ενίσχυσης (σύνθετων υλικών) δεν “διαρρέει” όπως ο χάλυβας, αλλά παραμορφώνεται ελαστικά. Η παραμόρφωση αυτή εξαρτάται βασικά από την ικανότητα του σκυροδέματος (δηλαδή του υποστρώματος) να μεταφέρει μέσω διάτμησης τις εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα σύνθετα υλικά, και είναι, κατά κανόνα, μικρότερη από τη μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση (θραύσης) των σύνθετων υλικών.
- Ο “δεσμός” σύνθετων υλικών-σκυροδέματος μπορεί να αστοχήσει πρόωρα, δηλαδή πριν εξαντληθεί η καμπτική αντοχή του ενισχυμένου στοιχείου.

Η ποσότητα του προστιθέμενου υλικού ενισχύσεως συνιστάται να επιλέγεται έτσι ώστε στην οριακή κατάσταση αστοχίας, ο υφιστάμενος εφελκυσόμενος οπλισμός να αναπτύσσει παραμόρφωση τουλάχιστον ίση με την παραμόρφωση διαρροής τους, χωρίς αστοχία της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος. Έτσι, αποφεύγεται η τοποθέτηση υπερβολικά μεγάλης ποσότητας υλικού ενίσχυσης, η οποία θα οδηγούσε σε πρόωρη ψαθυρή αστοχία της θλιβόμενης ζώνης.

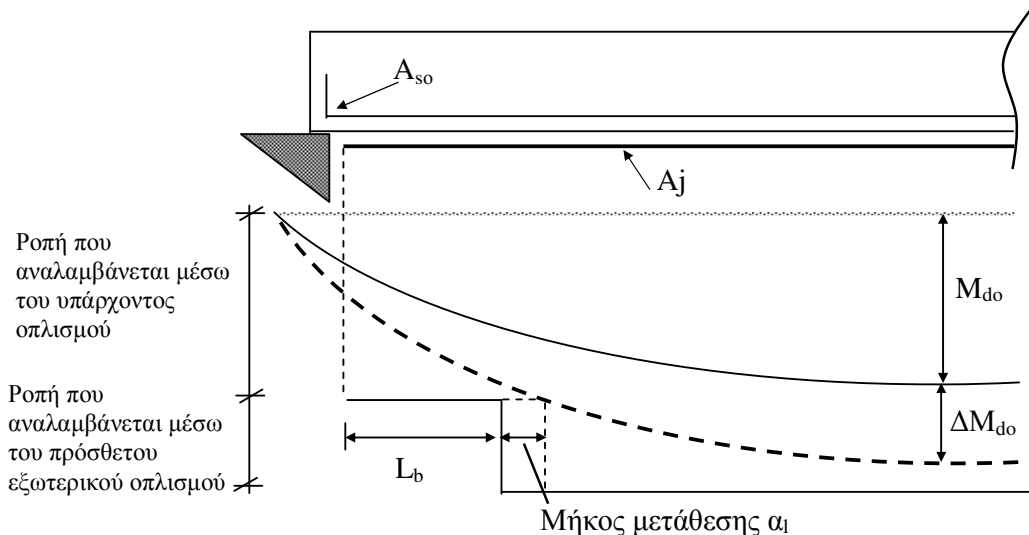
Στην βιβλιογραφία συνιστάται όπως το αδιάστατο ύψος της θλιβόμενης ζώνης $\xi = \chi/d$, στη τελική (σύνθετη διατομή), είναι μικρότερο από 0,40 (Swamy et al, 1987).

Επίσης προτείνονται πάνω όρια του βαθμού ενίσχυσης, λόγω έλλειψης επαρκών αποτελεσμάτων έρευνας για ισχυρές ενισχύσεις και επειδή από τα μέχρι σήμερα πειραματικά αποτελέσματα, προκύπτει ότι σε στοιχεία

με ισχυρές ενισχύσεις, ο κίνδυνος πρόωρης αποκόλλησης των άκρων είναι ιδιαίτερα αυξημένος.

Ως βαθμός ενίσχυσης ενός στοιχείου θα μπορούσε να οριστεί ο λόγος της πρόσθετης αντοχής προς την αντοχή του αρχικού στοιχείου. Επομένως για ενίσχυση σε κάμψη μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι ο λόγος $\Delta M_{do}/M_{do}$ (Σχ. 5.35). Στη βιβλιογραφία τα πάνω όρια του βαθμού ενίσχυσης που έχουν προταθεί κυμαίνονται από 0,5 μέχρι 4 ενώ στην πράξη η μέθοδος έχει εφαρμοστεί μέχρι σήμερα με τιμές 1 για γέφυρες και μέχρι 1,5 για κτίρια. Έτσι θα ήταν λογικό να θεωρηθεί ένα προσωρινό όριο ίσο με 1.

Το μήκος του νέου οπλισμού πρέπει να καλύπτει όλο το τμήμα του εφελκόμενου πέλματος του στοιχείου, στο οποίο απαιτείται η ανάληψη πρόσθετης ροπής, συνεκτιμώντας και το απαιτούμενο μήκος μετάθεσης του Δ.Ρ.Κ. (a_1), και εκτείνεται πέραν από αυτό κατά τα μήκη αγκύρωσης L_b (Σχ. 5.35).



Σχήμα 5.35: Διαγράμματα ροπών κάμψης. Ροπές σχεδιασμού και αναλαμβανόμενες ροπές

Ο νέος οπλισμός υπολογίζεται έτσι ώστε σε συνεργασία με τον υφιστάμενο παλιό οπλισμό να αναλαμβάνονται οι εφελκυστικές δυνάμεις, που αντιστοιχούν στην συνολική καμπτική ένταση, στην περιοχή ενίσχυσης.

Προσεγγιστικά, για τον υπολογισμό της απαιτούμενης διατομής του οπλισμού ενίσχυσης (A_j), σε βαθμό προμελέτης, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση:

$$A_j = \frac{\Delta M_{do}}{z \sigma_{jd}}, \quad (44)$$

όπου:

ΔM_{do} είναι η πρόσθετη ροπή που καλείται να αναλάβει η ενισχυμένη διατομή (επιπλέον της M_{do} την οποία μπορεί να αναλάβει η αρχική),

z είναι ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων (ο οποίος μπορεί να ληφθεί ίσος με $0.9 d_j$) και d_j το στατικό ύψος της διατομής, μετρούμενα από την στάθμη του εξωτερικού οπλισμού.

Σε κάθε περίπτωση η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσεως του νέου οπλισμού (σ_{jd}), εκτιμάται με βάση μια κρίσιμη τιμή της τάσης ($\sigma_{j,crit}$) ή της παραμορφώσεως ($\varepsilon_{j,crit}$) του υλικού ενίσχυσης, η οποία εξαρτάται από την μορφή αστοχίας. Τρεις είναι οι κρίσιμες μορφές αστοχίας που πρέπει να ελεγχθούν:

(1) **Η 1η μορφή αστοχίας** αφορά την περίπτωση που θα αστοχήσει το ίδιο το υλικό ενίσχυσης. Αν το υλικό ενίσχυσης είναι ανοπλισμένο πολυμερές ως αστοχία θεωρείται η θραύση του, ενώ αν είναι χάλυβας θεωρείται η διαρροή του.

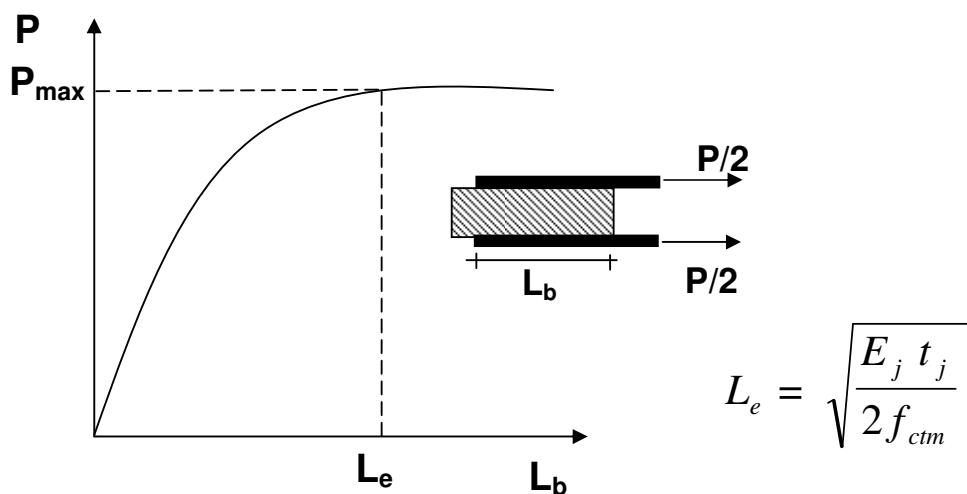
Επομένως στην περίπτωση αυτή θεωρείται $\sigma_{j,crit} = f_{yk}$ για χάλυβα ή $\sigma_{j,crit} = f_{jk}$ για ΙΟΠ.

Όπου f_{yk} και f_{jk} οι χαρακτηριστικές τιμές αντοχής των υλικών ενίσχυσης.

(2) **Η 2η μορφή αστοχίας** αφορά την πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπάρκειας της σύνδεσης κατά μήκος του στοιχείου ή της αγκύρωσης των άκρων του.

Η δύναμη αποκόλλησης του υλικού ενίσχυσης από το υπόστρωμα (P), εξαρτάται από την μέγιστη διατμητική αντοχή της σύνδεσης ($\tau_b^{αποκ}$) στην διεπιφάνεια των δύο στοιχείων καθώς και από το εμβαδόν της επιφάνειας επικόλλησης (αγκύρωσης), που εξασφαλίζει την μεταφορά των δυνάμεων.

Στο Σχήμα 5.36 παρουσιάζεται η μορφή του διαγράμματος P- L_b , όπου L_b είναι το διατιθέμενο μήκος συνάφειας (αγκύρωσης), όπως έχει προκύψει από μια σειρά πειραματικών δοκιμών (Teng et al, 2002).



Σχήμα 5.36 : Αναλαμβανόμενη δύναμη επικολλητών φύλλων συναρτήσει του μήκους αγκύρωσης

Όπως γίνεται σαφές από το σχήμα, όταν το διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης ξεπεράσει μία κρίσιμη τιμή L_e , η δύναμη αποκόλλησης παραμένει σταθερή. Ως εκ τούτου, το πρακτικό συμπέρασμα που προκύπτει είναι ότι όσο και αν αυξηθεί το μήκος επαφής του υλικού ενίσχυσης επί του υποστρώματος, η δύναμη αποκόλλησης δεν μπορεί να γίνει μεγαλύτερη από το μέγεθος (P_{max}) που αντιστοιχεί όταν $L_b = L_e$. Δηλαδή για μήκη συνάφειας $L_b > L_e$ το πλεονάζον τμήμα $L_b - L_e$ είναι ουσιαστικά αδρανές. Επομένως

$$P_{max} = k \tau_b^{αποκ} b_j L_e \quad (45)$$

όπου k συντελεστής επιρροής της ανομοιομορφίας κατανομής των διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια υλικού ενίσχυσης και υποστρώματος

b_j το πλάτος του υλικού ενίσχυσης, και

$\tau_b^{αποκ} \cong f_{ctm}$, όπου:

f_{ctm} είναι η μέση τιμή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος.

Αν θεωρηθεί ότι η αποκόλληση πραγματοποιείται όταν η ολίσθηση του υλικού ενίσχυσης (στην τελευταία πριν την απόληξη του υλικού ενίσχυσης ρωγμή του υποστρώματος), υπερβεί το κρίσιμο μέγεθος δ_k , η μέγιστη τιμή της δύναμης αποκόλλησης P_{max} μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής (Τάσιος, 2004):

$$P_{max} = b_j t_j \sigma_{j,max} = b_j t_j E_j \varepsilon_{j,max} \quad (46)$$

Θεωρώντας ότι η κατανομή των τάσεων και των παραμορφώσεων του υλικού ενίσχυσης, εντός του μήκους συνάφειας L_e , είναι γραμμική δηλ.

$$\sigma_{j,x} = \frac{x}{L_e} \sigma_{j,\max} \quad \text{και} \quad \varepsilon_{j,x} = \frac{x}{L_e} \varepsilon_{j,\max} \quad (47)$$

η ολίσθηση δ_k μπορεί να προκύψει από την σχέση

$$\delta_k = \int_0^{L_e} \varepsilon_{j,x} dx = \frac{\varepsilon_{j,\max}}{L_e} \int_0^{L_e} x dx = \frac{\varepsilon_{j,\max}}{2} L_e \quad (48)$$

Ως εκ τούτου

$$P_{\max} = b_j t_j E_j \frac{2\delta_k}{L_e} \quad (49)$$

Στην παραπάνω σχέση η συμπεριφορά του υλικού ενίσχυσης έχει θεωρηθεί ελαστική. Όπως, πάντως, θα φανεί στην συνέχεια, η παραδοχή αυτή βρίσκεται σαφώς εντός των ορίων εφαρμογής της παραπάνω τεχνικής.

Από τις σχέσεις (45) και (45) προκύπτει

$$k f_{cm} L_e = \frac{2t_j E_j \delta_k}{L_e} \quad \text{και} \quad (50)$$

$$L_e = \sqrt{\left(\frac{2\delta_k}{k}\right) \cdot \frac{E_j \cdot t_j}{f_{cm}}} \quad (51)$$

Η μορφή της παραπάνω σχέσης είναι σε συμφωνία με τα περισσότερα αναλυτικά προσομοιώματα που έχουν προταθεί στην βιβλιογραφία (Teng et al, 2002) και βρίσκεται σε καλή σύγκλιση με τα διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα για τιμή $\delta_k / k \cong 0,25 \text{ mm}$.

Ως εκ τούτου μπορεί να θεωρηθεί

$$L_e = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2f_{cm}}} \quad (\text{MPa, mm}) \quad (52)$$

Για την διαστασιολόγηση, λαμβάνοντας υπ' όψη και τις υπόλοιπες παραμέτρους, που επηρεάζουν αυτήν την μορφή αστοχίας, η τιμή της $\sigma_{j,crit}$, προτείνεται μέσω της σχέσης (ΟΑΣΠ, 2005):

$$\sigma_{j,crit} = \beta \frac{f_{cm}}{t_j} L_e = \beta \sqrt{\frac{E_j f_{cm}}{2t_j}} \quad (53)$$

όπου:

t_j είναι το πάχος του υλικού ενίσχυσης. Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται k επάλληλες στρώσεις υλικού ενίσχυσης πάχους t_{j1} λαμβάνεται $t_j = \psi k t_{j1}$ όπου $\psi = k^{-1/4}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής αποδοτικότητας πολλών στρώσεων.

$\beta = \beta_0 \beta_w \beta_L$ είναι διορθωτικός συντελεστής

$\beta_0 \cong 0,40$ είναι ο συντελεστής του προσομοιώματος προσαρμοσμένος στα διαθέσιμα πειραματικά δεδομένα

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - (b_j / b_w)}{1 + (b_j / b_w)}} \quad \text{συντελεστής επιρροής πλάτους οπλισμού ενίσχυσης,}$$

όπου b_w το πλάτος του δομικού στοιχείου επί του οποίου επικολλάται το υλικό ενίσχυσης

$$\beta_L = \sin\left(\frac{\pi\lambda}{2}\right) \cong \lambda(2 - \lambda) \quad \text{συντελεστής επιρροής διατιθέμενου μήκους}$$

αγκύρωσης, όπου:

$$\lambda = \frac{L_{av}}{L_e} \quad \text{και } L_{av} \text{ το διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης του οπλισμού ενίσχυσης}$$

Όταν $\lambda \geq 1,0$ λαμβάνεται $\beta_L = 1,0$

(3) **Η 3^η μορφή αστοχίας** αφορά την πρόωρη διατμητική αστοχία σκυροδέματος, δηλ. την απόσχιση στην απόληξη του στοιχείου ενίσχυσης.

Αυτή η μορφή αστοχίας είναι από τις πλέον συνήθεις περιπτώσεις και συμβαίνει με τη μορφή απόσχισης της επικάλυψης στην περιοχή απόληξης του οπλισμού ενίσχυσης. Στην βιβλιογραφία έχουν παρουσιαστεί μέχρι σήμερα αρκετές προτάσεις προσομοιωμάτων για την ερμηνεία του φαινομένου, η διατύπωση των οποίων ξεφεύγει από τα όρια και τους στόχους του παρόντος. Προσεγγιστικά, πάντως, θα μπορούσε να θεωρηθεί ότι ο έλεγχος επάρκειας έναντι αυτής της μορφής αστοχίας ικανοποιείται εφόσον ισχύει η σχέση:

$$V_{sd, απόληξης} \leq V_{cd} \quad \text{όπου:}$$

$V_{sd, απόληξης}$ είναι η τέμνουσα σχεδιασμού του ενισχυμένου στοιχείου στην διατομή που απολήγει ο οπλισμός ενίσχυσης, και

V_{cd} η τέμνουσα σχεδιασμού που αναλαμβάνει στο σκυρόδεμα (βλ. ΕΚΩΣ 2000, § 11.2.3.2)

Αν δεν ικανοποιείται ο παραπάνω έλεγχος, απαιτείται πρόσθετος εξωτερικός οπλισμός διάτμησης που θα αναλάβει τέμνουσα

$$V_{sdj} = \frac{A_j \sigma_{jd}}{A_{so} f_{ydo} + A_j \sigma_{jd}} V_{sd, απόληξης} \quad (54)$$

όπου:

A_{so} είναι το εμβαδόν της διατομής του υφιστάμενου εφελκυσμένου οπλισμού στο αρχικό στοιχείο, και

A_j είναι το εμβαδόν της διατομής του απαιτούμενου εξωτερικού οπλισμού ενίσχυσης

Για να αξιολογηθεί η τάξη μεγέθους της κρίσιμης τιμής της τάσης $\sigma_{j, crit}$ με την οποία ενεργοποιείται ο οπλισμός ενίσχυσης, ας θεωρηθεί η περίπτωση μιάς δοκού από σκυρόδεμα C16/20 που ενισχύεται στο εφελκυσμένο πέλμα με ένα έλασμα από χάλυβα ή ΙΟΠ-Ανθρακα, πάχους

$t_j = 1 \text{ mm}$ και πλάτους $b_j = 1/2 b_w$. Εξετάζοντας την 2^η μορφή αστοχίας λαμβάνεται:

$$f_{cm} \cong 0,3 f_{ck}^{2/3} = 0,316^{2/3} = 1,92 \text{ MPa} \text{ και} \quad (55)$$

$$\sigma_{j,crit} = 0,4 \sqrt{\frac{200 \cdot 1,92 \cdot 10^3}{2}} = 175 \text{ MPa} \quad (56)$$

Είναι, ως εκ τούτου, προφανής η αδυναμία ενεργοποίησης της πλήρους αντοχής του υλικού ενίσχυσης. Στην περίπτωση μάλιστα των ΙΟΠ, όπου η αντοχή του υλικού φτάνει τα 3000 MPa, είναι εντυπωσιακό ότι αξιοποιείται μόλις το 6% αυτής της αντοχής.

Από την παραπάνω παρατήρηση, δημιουργείται το ερώτημα: Είναι δόκιμη η εφαρμογή της παραπάνω τεχνικής, αφού η προσφορά της περιορίζεται τόσο πολύ από δεδομένα που δεν μπορούν να τροποποιηθούν; Η προφανής απάντηση φαίνεται να είναι αρνητική. Όμως παραμένει πάντοτε η δυνατότητα να εφαρμοστεί η παραπάνω τεχνική (όπως και κάθε άλλη τεχνική), αν τύχει να πλεονεκτεί, συγκρινόμενη με άλλες εναλλακτικές τεχνικές που θα μπορούσαν να αντιμετωπίσουν το ίδιο πρόβλημα.

Πάντως, η κρίσιμη τιμή της τάσης ενεργοποίησης του υλικού $\sigma_{j,crit}$ θα μπορούσε να αυξηθεί σημαντικά αν χρησιμοποιηθούν ειδικά στοιχεία αγκύρωσης στις περιοχές απόληξης του υλικού ενίσχυσης (Σχ.5.37 και 5.38). Όμως, για την ποσοτικοποίηση της παραπάνω αύξησης, δεν διατίθενται μέχρι σήμερα αξιόπιστα προσομοιώματα, που θα μπορούσαν να ληφθούν υπ' όψη στον σχεδιασμό.

Τελικά, για τον σχεδιασμό, ως κρίσιμη τιμή $\varepsilon_{j,crit}$ ή $\sigma_{j,crit}$ θεωρείται η μικρότερη τιμή που προκύπτει για τις μορφές αστοχίας (1), (2) και (3) και η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του νέου οπλισμού λαμβάνεται από τις σχέσεις:

$$\sigma_{jd} = E_j \varepsilon_{jd} \quad (57)$$

$$\sigma_{jd} = \sigma_{j,crit} / \gamma_{Rd} \cdot \varepsilon_{jd} = \varepsilon_{j,crit} / \gamma_{Rd} \quad (58)$$

όπου $\gamma_{Rd} = 1,3$

Κατασκευαστικές διατάξεις

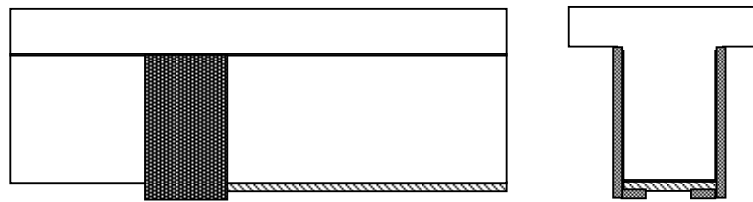
Συνοψίζοντας τις κατασκευαστικές διατάξεις που έχουν διατυπωθεί μέχρι σήμερα στη βιβλιογραφία καθώς και τις συστάσεις του Σχεδίου 2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΟΑΣΠ, 2005) προτείνονται τα εξής:

- Το πάχος των ελασμάτων ενίσχυσης να είναι μικρό για να αποφεύγεται η πρόωρη αστοχία στη διεπιφάνεια επικόλλησης του ελάσματος, ιδιαίτερα στην ακραία περιοχή αγκύρωσης του. Ειδικότερα προτείνεται να μην ξεπερνά τα 4 mm και επίσης να είναι μικρότερο από το 2% του πλάτους του ελάσματος (Swamy et al, 1987). Εξάλλου η χρήση ελασμάτων με μικρό πάχος επιτρέπει την

καλύτερη σύνδεση με τη δοκό αφού έτσι το έλασμα μπορεί να παρακολουθήσει κάθε αλλαγή της επιπεδότητας του πέλματος, χωρίς να εισάγονται πρόσθετες τοπικές τάσεις στο έλασμα. Αυτός είναι ο λόγος που πολλές φορές χρησιμοποιούνται ελάσματα σε περισσότερες στρώσεις, αντί για ελάσματα μεγάλου πάχους.

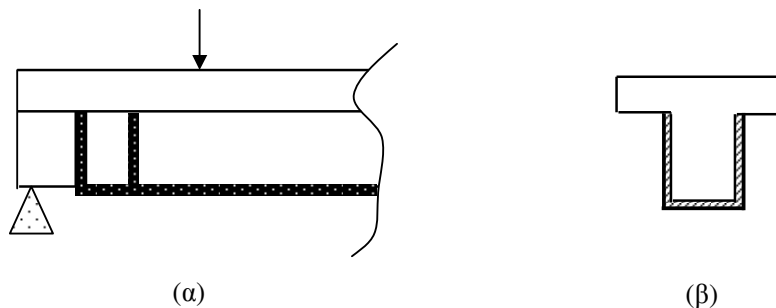
- Το πλήθος των στρώσεων να μην ξεπερνά το 3 για ελάσματα και το 5 για εύκαμπτα υφάσματα, εκτός αν διατίθεται σχετική τεκμηρίωση που επιτρέπει τη χρήση περισσότερων στρώσεων.
- Να αποφεύγονται οι ματίσεις του υλικού ενίσχυσης.
- Η απόσταση του υλικού ενίσχυσης από τις ακμές της διατομής σκυροδέματος να μην υπερβαίνει το πάχος της επικάλυψης της πλησιέστερης προς την ακμή παράλληλης ράβδου του υφιστάμενου οπλισμού.
- Στις περιπτώσεις χρήσης περισσότερων παραλλήλων λωρίδων (συνήθως στην περίπτωση πλακών), η μεταξύ τους απόσταση δεν πρέπει να υπερβαίνει το 5πλάσιο του πάχους του στοιχείου και του $0.20 l_0$, όπου l_0 είναι η απόσταση των σημείων μηδενισμού της ροπής κάμψης κατά μήκος του στοιχείου.
- Η χρησιμοποιούμενη κόλλα σύνδεσης να έχει πλαστική συμπεριφορά. Έτσι επιτρέπεται καλύτερη κατανομή των τάσεων στην περιοχή αγκύρωσης.
- Στην περίπτωση χρήσης χαλύβδινων ελασμάτων, να εξασφαλίζεται η πλήρης μεταφορά της δύναμης διαρροής του οπλισμού ενίσχυσης στο σκυρόδεμα μέσω βλήτρων.
- Η αγκύρωση του οπλισμού ενίσχυσης να γίνεται στη θλιβόμενη περιοχή του στοιχείου.
- Στις περιπτώσεις ενίσχυσης στο μέσο ανοίγματος, το υλικό ενίσχυσης πρέπει να επεκτείνεται και να αγκυρώνεται κοντά στις στηρίξεις. Στην περίπτωση ενίσχυσης στην περιοχή της στηρίξης δοκών ή πλακών, το υλικό ενίσχυσης επεκτείνεται και αγκυρώνεται στις θλιβόμενες περιοχές σε μήκος της τάξεως του 1 m, εντός αυτών. Πάντως, η εφαρμογή της τεχνικής δεν συνίσταται σε στηρίξεις δοκών, όπου λόγω εναλλαγής του προσήμου της ροπής, η υπό μόνιμα φορτία εφελκόμενη ζώνη, μπορεί να γίνει και θλιβόμενη.
- Να επιδιώκεται η βελτίωση της αγκύρωσης στα άκρα των ελασμάτων/υφασμάτων με χρήση εγκάρσιων λωρίδων ή γωνιακών ή άλλων αγκυρίων ειδικού τύπου με τεκμηριωμένη αποτελεσματικότητα.
Στην περίπτωση που σε δοκούς χρησιμοποιούνται χαλύβδινα ελάσματα, συνιστάται ιδιαίτερα η χρήση χαλύβδινων γωνιακών

αγκύρωσης που ηλεκτροσυγκολλούνται στα ελάσματα και επικολλώνται στις παρειές της δοκού (Σχ.5.37).



Σχήμα 5.37: Ειδικά επικολλητά γωνιακά αγκύρωσης όταν χρησιμοποιούνται χαλύβδινα ελάσματα

Στη περίπτωση που η ενίσχυση γίνεται με χρήση ΙΟΠ, μπορούν να χρησιμοποιηθούν λωρίδες ινοπλισμένων πολυμερών τα οποία, εν είδει εξωτερικών ανοικτών συνδετήρων μορφής αντεστραμμένου Π που τα άκρα τους φθάνουν μέχρι τη θλιβόμενη ζώνη της διατομής (Σχ.5.38), κατανέμουν τις τάσεις στην πλευρική επιφάνεια της δοκού. Η χρήση των παραπάνω στοιχείων για την εξασφάλιση των άκρων έναντι πρόωρης αποκόλλησης συνίσταται έντονα ανεξάρτητα από το αποτέλεσμα του υπολογιστικού ελέγχου που αναφέρθηκε παραπάνω.

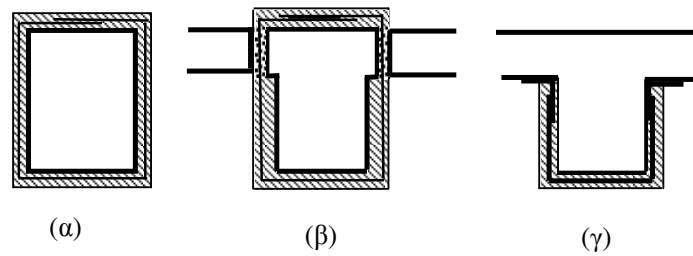


Σχήμα 5.38: Στοιχεία αγκύρωσης άκρων όταν χρησιμοποιούνται ΙΟΠ

5.4.2.3 Διατμητική ενίσχυση με εξωτερικά στοιχεία

Ως διατμητική ανεπάρκεια δομικών στοιχείων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα θεωρείται η περίπτωση που η τέμνουσα σχεδιασμού V_{sd} υπερβαίνει την τέμνουσα αντοχής του στοιχείου είτε την σχετιζόμενη με την λοξή θλίψη του κορμού (V_{Rd2}) είτε την σχετιζόμενη με τον οπλισμό διάτμησης ($V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$).

Η ανεπάρκεια έναντι λοξής θλίψης του κορμού (όταν $V_{sd} > V_{Rd2}$), μπορεί να αντιμετωπιστεί με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος κατά προτίμηση με την μορφή κλειστού μανδύα (Σχ. 5.39α,β).



Σχήμα 5.39: Ενδεικτικοί τρόποι ενίσχυσης σε διάτμηση έναντι ανεπάρκειας σε λοξή θλίψη: (α), (β) κλειστοί μανδύες, (γ) ανοικτές ενισχύσεις

Όταν η κατασκευή κλειστού μανδύα (Σχ.5.39α,β) είναι ανέφικτη, η προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος ως “ανοικτή” ενίσχυση, πρέπει να καλύπτει τουλάχιστον 3 πλευρές του αρχικού στοιχείου (Σχ.5.39γ). Σ’ αυτήν την περίπτωση πρέπει να αποδεικνύεται υπολογιστικώς ότι εξασφαλίζεται επαρκής αγκύρωση των άκρων των συνδετήρων του μανδύα στα υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος, ελέγχοντας και όλους τους ενδεχόμενους τρόπους αστοχίας των στοιχείων αγκύρωσης.

Για την εκτίμηση της τέμνουσας αντοχής V_{Rd2} του ενισχυμένου στοιχείου, οι τιμές του συντελεστή μονολιθικότητας $k_{r,v}$ μπορούν να θεωρηθούν (συντηρητικά): $k_{r,v} = 0,90$ για «κλειστούς» μανδύες, $k_{r,v} = 0,80$ για «ανοικτές» ενισχύσεις.

Επίσης η ανεπάρκεια έναντι λοξής θλίψης μπορεί να αντιμετωπιστεί με περισφιγξη του στοιχείου, στοχεύοντας στην αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος και στην συνεπαγόμενη αύξηση της τέμνουσας αντοχής V_{Rd2} . Στην περίπτωση αυτή, για τον υπολογισμό της V_{Rd2} , η θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος λαμβάνεται σύμφωνα με τα αναφερθέντα στην § 5.2.2.1.

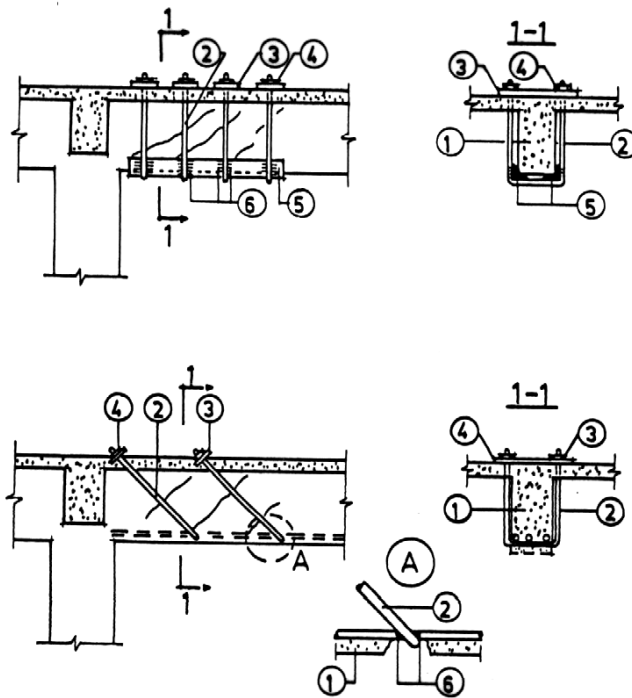
Η **ανεπάρκεια οπλισμού διάτμησης** (όταν $V_{sd} > V_{Rd3}$), μπορεί να αντιμετωπιστεί με τους εξής τρόπους:

(α) Με μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα.

(β) Με τεχνικές εξωτερικής περισφιγξης. Εξωτερικά στοιχεία περισφίγγονται στο υπό ενίσχυση στοιχείο αναλαμβάνοντας ρόλο οπλισμού διάτμησης, ανάλογα με αυτόν του συμβατικού οπλισμού. Με ανάλογο τρόπο μπορούν να χρησιμοποιηθούν υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή που επικολλούνται πλήρως επί του στοιχείου.

Όταν η ενίσχυση γίνεται με μανδύες η εφαρμογή της τεχνικής και η διαστασιολόγηση του στοιχείου γίνεται σύμφωνα με τα προαναφερθέντα για την περίπτωση που τεχνικώς χρησιμοποιείται όταν η ανεπάρκεια οφείλεται σε λοξή θλίψη του κορμού.

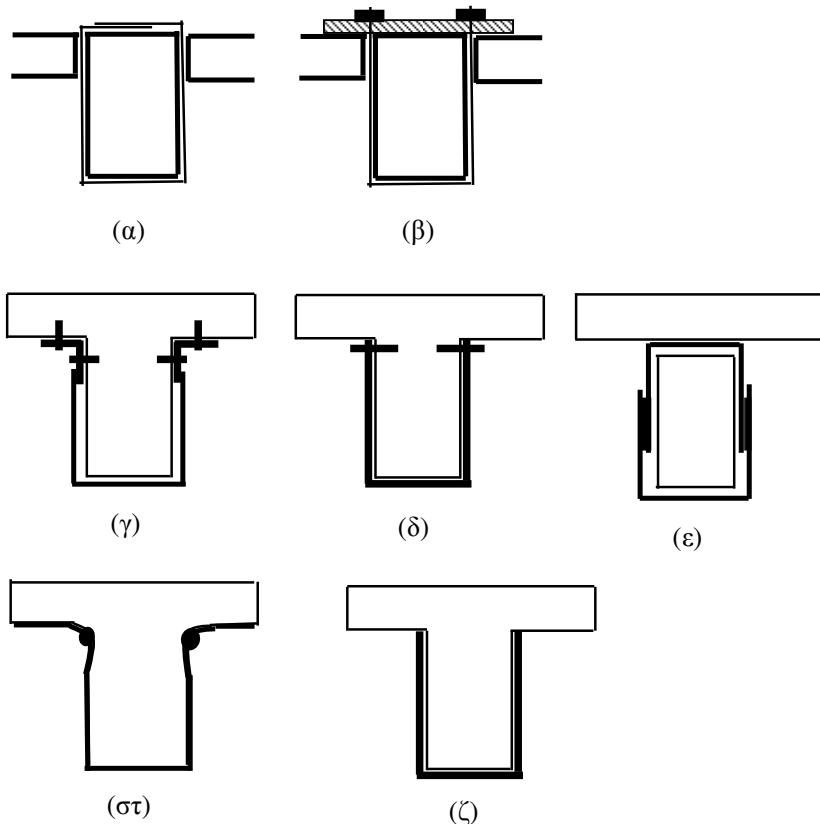
Όταν η ενίσχυση γίνεται με εξωτερικά στοιχεία από χάλυβα μπορούν να χρησιμοποιηθούν φύλλα ή κολάρα. Τα κολάρα τοποθετούνται ως εξωτερικοί συνδετήρες (Σχ. 5.40) και μπορεί να είναι ράβδοι ή ελάσματα. Στην περίπτωση χρήσης ινοπλισμένου πολυμερούς, μπορούν να χρησιμοποιηθούν φύλλα ή (συνηθέστερα) υφάσματα ή κολάρα με την μορφή λωρίδων.



1. υπάρχουσα δοκός, 2. εξωτερικός χαλύβδινος συνδετήρας, 3. χαλύβδινο έλασμα, 4. βίδα, 5. χαλύβδινη γωνιά, 6. ηλεκτροσυγκόλληση

Σχήμα 5.40: Διατμητική ενίσχυση με εξωτερικά μεταλλικά στοιχεία

Συνιστάται η επιδίωξη “κλειστών” ενισχύσεων με την μορφή ολόπλευρων μανδυνών ή κολάρων που περιβάλλουν ολόκληρη τη διατομή του στοιχείου. Στην περίπτωση που αυτό δεν είναι εφικτό, απαιτείται η πλήρης αγκύρωση του διατμητικού οπλισμού της “ανοικτής” ενίσχυσης στο υφιστάμενο σκυρόδεμα με πρόσθετα στοιχεία σύνδεσης, με επαρκή ικανότητα για την μεταφορά των δυνάμεων στο αρχικό στοιχείο. Στο Σχέδιο 2 του υπό σύνταξη Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2005) δεν επιτρέπονται “ανοικτές” ενισχύσεις με ανεξάρτητα ελάσματα ή υφάσματα επικολλημένα στις παρειές του στοιχείου. “Ανοικτές” ενισχύσεις επιτρέπονται μόνο υπό μορφή U. Ενδεικτικοί τρόποι «κλειστών» και «ανοικτών» ενισχύσεων απεικονίζονται στα Σχήματα 5.41α,β,γ,δ,ε,στ.



Σχήμα 5.41: Ενδεικτικοί τρόποι ενίσχυσης σε διάτμηση έναντι ανεπάρκειας οπλισμού διάτμησης : (α), (β) «κλειστή» ενίσχυση, (γ), (δ), (ε), (στ) «ανοικτή» ενίσχυση με αγκυρωμένα άκρα και (ζ) «ανοικτή» ενίσχυση αποδεκτή κατά παρέκκλιση και υπό τις προϋποθέσεις του προηγούμενου σχολίου.

Κατά παρέκκλιση των παραπάνω, επιτρέπεται η εφαρμογή “ανοικτών” ενισχύσεων με αγκύρωση μόνο μέσω συγκολλητικής κόλλας (Σχ.5.41ζ) υπό τις ακόλουθες προϋποθέσεις: (α) ο ποιοτικός έλεγχος των εργασιών είναι υψηλής στάθμης, (β) η ικανότητα του αρχικού στοιχείου χωρίς ενίσχυση είναι επαρκής για τον συνδυασμό φόρτισης $G+\psi_2 Q$ και (γ) το ύψος του αρχικού στοιχείου που διατίθεται για την επικόλληση του στοιχείου ενίσχυσης είναι επαρκές για την εξασφάλιση της δύναμης η οποία ζητείται να αναληφθεί από τους νέους συνδετήρες. Η παραπάνω προϋπόθεση θεωρείται ότι εξασφαλίζεται αν $h \geq h_j \geq 2L_e$ όπου h και h_j είναι τα ύψη του αρχικού στοιχείου και του στοιχείου ενίσχυσης αντίστοιχα και L_e το ενεργό μήκος αγκύρωσης όπως ορίζεται στην συνέχεια.

Στην περίπτωση ενίσχυσης με εξωτερικά στοιχεία από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή, η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού λόγω οπλισμού διάτμησης (V_{Rd3}) υπολογίζεται από την σχέση:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} + V_{jd} \quad (59)$$

όπου:

V_{cd} και V_{wd} είναι οι τέμνουσες που αναλαμβάνουν το σκυρόδεμα και οι συνδετήρες του αρχικού στοιχείου

V_{jd} είναι η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο νέος οπλισμός διάτμησης

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \rho_j b_w h_{j,ef} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin^2 \alpha \quad (60)$$

όπου:

α είναι η γωνία του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου. Στην περίπτωση ενίσχυσης με ινοπλισμένα πολυμερή η γωνία α είναι η γωνία των ινών του πολυμερούς ως προς τον άξονα του στοιχείου.

θ είναι η γωνία μεταξύ του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των αναμενομένων λοξών ρωγμών που μπορεί να θεωρηθεί ίση προς 45° .

$h_{j,ef}$ είναι το ενεργό (για την ανάληψη τέμνουσας) ύψος της ενίσχυσης που μπορεί να θεωρηθεί ίσο προς $2/3d$ όπου d είναι το στατικό ύψος του στοιχείου.

b_w είναι το πλάτος της διατομής

ρ_j είναι το γεωμετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού

$$\rho_j = \frac{2A_j}{s_j b_w \sin \alpha} \quad (61)$$

όπου: $A_j = t_j w_j$

t_j είναι το πάχος του εξωτερικού οπλισμού.

w_j και s_j είναι το πλάτος και η αξονική απόσταση του εξωτερικού οπλισμού στην περίπτωση λωρίδων. Σύμφωνα με το Σχέδιο 2 του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 2005), η απόσταση s_j δεν πρέπει να υπερβαίνει το $0,3 d$.

$$\text{Για συνεχή φύλλα } t_j = \frac{A_j}{s_j}, \quad w_j = s_j$$

Για $\theta = 45^\circ$ και $\alpha = 90^\circ$ η σχέση απλοποιείται:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \rho_j b_w h_{j,ef} = \frac{2 A_j}{s_j} h_{j,ef} \sigma_{jd} \quad (62)$$

σ_{jd} είναι η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης η οποία εκτιμάται με βάση μια κρίσιμη τιμή της τάσης ($\sigma_{j,crit}$) ή της παραμορφώσεως ($\varepsilon_{j,crit}$) του υλικού

ενίσχυσης που εξαρτάται από την μορφή αστοχίας του ενισχυμένου στοιχείου.

$$\sigma_{jd} = E_j \varepsilon_{jd} \quad (63)$$

$$\sigma_{jd} = \sigma_{j,crit} / \gamma_{Rd}, \quad \varepsilon_{jd} = \varepsilon_{j,crit} / \gamma_{Rd} \quad (64)$$

E_j είναι το μέτρο Ελαστικότητας του υλικού ενίσχυσης.

$\gamma_{Rd} = 1,3$ για ενίσχυση με χάλυβα

$\gamma_{Rd} = 1,5$ για ενίσχυση με ΙΟΠ (λαμβάνοντας υπ' όψη τις πρόσθετες αβεβαιότητες λόγω κάμψης του υλικού, σε περιοχές γωνιών του στοιχείου).

Ως κρίσιμη τιμή $\varepsilon_{j,crit}$ θεωρείται η μικρότερη τιμή που προκύπτει για τις παρακάτω τρεις πιθανές μορφές αστοχίας:

(1) Θραύση του υλικού ενίσχυσης.

Επισημαίνεται ότι στην περίπτωση ενίσχυσης με ΙΟΠ, η αστοχία του εξωτερικού οπλισμού μπορεί να συμβεί υπό παραμορφώσεις σημαντικά μικρότερες της συμβατικής παραμόρφωσης αστοχίας του υλικού (όπως αυτή προκύπτει από τις δοκιμές αξονικού εφέλκυσμού) λόγω τοπικής υπερκαταπόνησης στην θέση όπου γεφυρώνεται το μεγαλύτερο άνοιγμα μιας κρίσιμης διατμητικής ρωγμής.

(2) Σημαντική διεύρυνση του ανοίγματος μιας κρίσιμης λοξής ρωγμής, πέραν της οποίας μειώνεται η συμβολή του σκυροδέματος (V_c) στην διατμητική αντοχή του μέλους, λόγω μειωμένης συνεισφοράς του μηχανισμού αλληλοεμπλοκής αδρανών.

(3) Πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων του. Αυτή η μορφή αστοχίας μπορεί να εμφανιστεί στις περιπτώσεις των κατά παρέκκλιση επιτρεπομένων ανοικτών ενισχύσεων, όταν δηλ. χρησιμοποιούνται πρόσθετα στοιχεία αγκύρωσης.

Η εκτίμηση αξιόπιστων τιμών της παραμόρφωσης $\varepsilon_{j,crit}$ και της τάσης $\sigma_{j,crit}$, για κάθε μορφής αστοχία, είναι ακόμα μια σχετικά «θολή» περιοχή στο αντικείμενο του σχεδιασμού. Προσωρινά, πάντως, με βάση τα μέχρι σήμερα διαθέσιμα δεδομένα της βιβλιογραφίας, θα μπορούσαν να προταθούν τα παρακάτω, τα οποία υιοθετούνται και στο Σχέδιο 2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΟΑΣΠ, 2005):

α) Κλειστοί μανδύες

Στην περίπτωση “κλειστών” ενισχύσεων, η αστοχία με τη μορφή πρόωρης αποκόλλησης (μορφή αστοχίας (3)) αποφεύγεται, εξασφαλίζοντας την περιμετρική συνέχεια του στοιχείου ενίσχυσης. Αν το υλικό του στοιχείου ενίσχυσης είναι ΙΟΠ, η περιμετρική συνέχεια θεωρείται ότι εξασφαλίζεται μέσω επαρκούς (της τάξεως των 150mm)

υπερκάλυψης των δύο άκρων. Αν το υλικό είναι χάλυβας, η συνέχεια θεωρείται ότι εξασφαλίζεται μέσω ηλεκτροσυγκολλήσεων ή μηχανικών συνδέσμων, η αντοχή των οποίων σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να ελέγχεται υπολογιστικώς.

Η κρίσιμη τιμή παραμόρφωσης του υλικού ενίσχυσης ($\varepsilon_{j,crit}$) μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση:

$$\varepsilon_{j,crit} = k_v \varepsilon_{j,max} \quad (65)$$

όπου:

k_v είναι ο συντελεστής κατανομής παραμορφώσεων κατά μήκος της κρίσιμης λοξής ρωγμής.

Για ενίσχυση με στοιχεία από ΙΟΠ λαμβάνεται $k_v = 0,5$ και $\varepsilon_{j,max} = \min(\varepsilon_{ju}, 1,5\%)$ όπου ε_{ju} είναι η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση του υλικού.

Για ενίσχυση με στοιχεία από χάλυβα

$$k_v = 1,0, \quad \varepsilon_{j,max} = \varepsilon_{j,yd} \text{ (παραμόρφωση διαρροής)}, \quad \sigma_{j,crit} = f_{yd}$$

β) “Ανοικτές” ενισχύσεις

“Ανοικτές” ενισχύσεις, για τις οποίες εξασφαλίζεται η πλήρης αγκύρωση των άκρων τους στα υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος μετά από έλεγχο όλων των ενδεχόμενων τρόπων αστοχίας των στοιχείων αγκύρωσης, θεωρούνται οιονεί “κλειστοί” μανδύες.

Στην κατά παρέκκλιση επιτρεπόμενη περίπτωση “ανοικτών” ενισχύσεων (όπου η αγκύρωση των άκρων τους εξασφαλίζεται μόνο με πρόσφυση μέσω συγκολλητικής κόλλας), ελέγχονται και οι τρεις ενδεχόμενες μορφές αστοχίας (1), (2), (3). Για τις μορφές αστοχίας (1) και (2) ισχύουν τα προαναφερθέντα για “κλειστές” ενισχύσεις. Για την μορφή αστοχίας (3) λαμβάνεται:

$$k_v = 0,525 \quad \text{για } \lambda \leq 0,5$$

$$k_v = 0,40 + 0,25\lambda \leq 0,8 \quad \text{για } \lambda > 0,5$$

$$\lambda = \frac{L_{av}}{L_e} \quad (66)$$

όπου:

L_{av} το διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης του οπλισμού ενίσχυσης και

$$L_e = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2 f_{cm}}} \text{ (MPa, mm)}, \text{ το αντίστοιχο ενεργό μήκος αγκύρωσης (δηλ.}$$

το μήκος αγκύρωσης πέραν του οποίου η αναλαμβανόμενη δύναμη από το υλικό ενίσχυσης δεν αυξάνεται).

$$\sigma_{j,max} = \beta \frac{\tau_b^{αποκ.}}{t_j} L_e \quad (67)$$

$$\tau_b^{\alpha\text{ποκ.}} \cong f_{ctm}$$

t_j είναι το πάχος του υλικού ενίσχυσης

$\beta = \beta_o \beta_w \beta_L$ διορθωτικός συντελεστής

$\beta_o \cong 0,30$ συντελεστής προσομοιώματος προσαρμογής στα διαθέσιμα πειραματικά δεδομένα

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - \frac{w_j}{s_j} \sin a}{1 + \frac{w_j}{s_j} \sin a}}$$

συντελεστής επιρροής πλάτους οπλισμού ενίσχυσης,

ίσος με $\frac{1}{\sqrt{2}}$ για ενίσχυση με συνεχή φύλλα ή υφάσματα

$\beta_L = \sin\left(\frac{\pi\lambda}{2}\right) \cong \lambda(2 - \lambda)$ συντελεστής επιρροής διατιθέμενου μήκους αγκύρωσης

$$\beta_L = 1 \text{ αν } \lambda \geq 1,0$$

Για στοιχεία με κυκλική διατομή η Σχέση (58) αντικαθίσταται από την :

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \rho_j \frac{1}{2} \frac{\pi D^2}{4} (\cot \theta + \cot a) \sin^2 a \quad (68)$$

όπου το ογκομετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης (ρ_j), στην περίπτωση λωρίδων ή κολάρων, είναι ίσο προς $4A_j / D \cdot s_j \cdot \sin a$ ενώ στην περίπτωση ολόσωμων μανδύων είναι $4t_j / D \cdot \sin a$

D είναι η διάμετρος της διατομής

$A_j = t_j w_j$ είναι το εμβαδόν της διατομής του οπλισμού διάτμησης.

5.4.2.4 Ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.

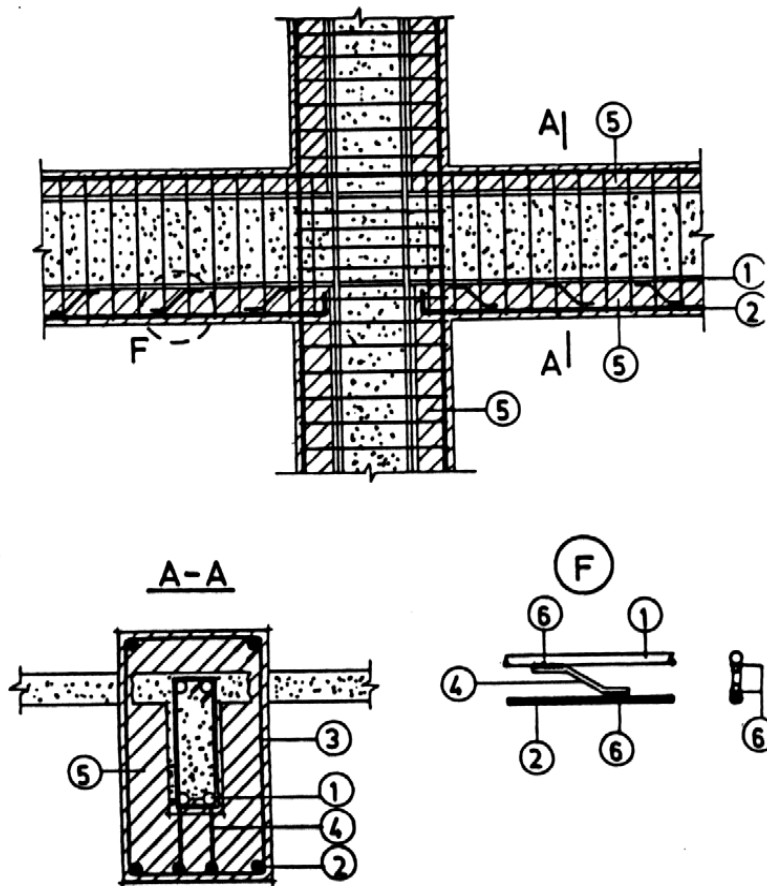
Η τεχνική κατασκευής μανδύων σε δοκούς από Ο.Σ. είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της διατμητικής και καμπτικής τους αντοχής.

Η τεχνική περιλαμβάνει την αύξηση της διατομής της δοκού με νέο σκυρόδεμα, νέους διαμήκεις οπλισμούς και νέους συνδετήρες περιμετρικά του αρχικού στοιχείου. Για κατασκευαστική ευκολία συνήθως επιλέγεται η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Η τεχνική εφαρμόζεται κυρίως όταν υπάρχει ανάγκη διατμητικής ενίσχυσης της δοκού, επειδή όταν απαιτείται μόνο αύξηση της καμπτικής αντοχής της δοκού επιλέγεται η απλούστερη τεχνική της ενίσχυσης με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος.

Στο Σχήμα 5.42 (UNDP/UNIDO, 1983) παρουσιάζεται ενδεικτικά μία εφαρμογή της τεχνικής. Βασικό κατασκευαστικό πρόβλημα της τεχνικής είναι η δημιουργία του κλειστού μανδύα στο άνω μέρος της δοκού, λόγω

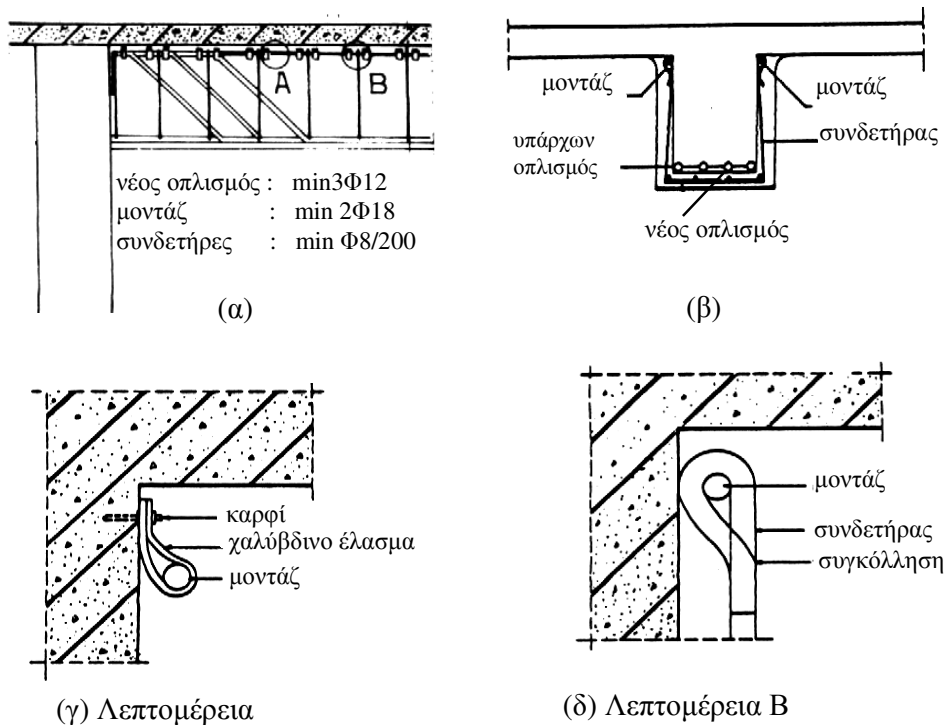
της ύπαρξης των πλακών. Γι' αυτό πολλές φορές στην πράξη επιλέγεται η λιγότερο αποτελεσματική τεχνική της κατασκευής ανοικτού μανδύα.



1. παλιός οπλισμός, 2. πρόσθετος οπλισμός, 3. πρόσθετοι συνδετήρες, 4. ράβδοι συνδέσεως, 5. μανδύας σκυροδέματος, 6. συγκόλληση.

Σχήμα 5.42: Κλειστός μανδύας δοκού

Στο Σχήμα 5.43 (Πενέλης και Κάππος, 1990 - UNDP/UNIDO, 1983) παρουσιάζεται μία ενδεικτική εφαρμογή ανοικτού μανδύα. Η τεχνική αυτή εφαρμόζεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή για την εξασφάλιση της αγκύρωσης των συνδετήρων.



Σχήμα 5.43: Ανοικτός μανδύας δοκού

- α) Γενική διάταξη οπλισμού ενίσχυσης (κατά μήκος τομή)
- β) Γενική διάταξη οπλισμού ενίσχυσης (εγκάρσια τομή)
- γ) Στήριξη οπλισμού προσαρμογής (μοντάζ)
- δ) Στήριξη απόληξης άκρων συνδετήρων

Διαστασιολόγηση

Στον EC8 Part 1-4 (1995) προτείνεται όπως η αύξηση της καμπτικής αντοχής της δοκού είναι μικρότερη από την αρχική και η αύξηση της διατμητικής αντοχής μικρότερη από το διπλάσιο της αρχικής.

Επίσης:

- Ο διορθωτικός συντελεστής προσομοιώματος για τη δυσκαμψία λαμβάνεται $k_k = 0,75$
- Η διαστασιολόγηση σε κάμψη γίνεται όπως και στην περίπτωση των πρόσθετων στρώσεων σκυροδέματος θεωρώντας διορθωτικό συντελεστή προσομοιώματος για την αντοχή $k_{r,M} = 0,90$
- Η διαστασιολόγηση σε διάτμηση γίνεται θεωρώντας διορθωτικό συντελεστή προσομοιώματος για τη διατμητική αντοχή $k_{r,V} = 0,80$
- Ο έλεγχος της συνέχειας στις οριζόντιες διεπιφάνειες παλαιού και νέου σκυροδέματος γίνεται με τον ίδιο τρόπο που αναφέρθηκε στην περίπτωση ενίσχυσης δοκών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος. Στις κατακόρυφες παρειές τοποθετούνται οι ελάχιστοι διατμητικοί σύνδεσμοι (βλ. § 4.6.3).

Κατασκευαστικές διατάξεις

Ισχύουν τα αναφερόμενα στην περίπτωση ενίσχυσης δοκών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, με την παρατήρηση ότι οι αναφερόμενοι ελάχιστοι διατμητικοί σύνδεσμοι αφορούν πλέον κάθε πλευρά του μανδύα.

5.5 ΕΠΙΣΚΕΥΗ – ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΩΝ ΔΟΚΩΝ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Όπως έχει ήδη αναφερθεί (§ 1.3), οι κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων αποτελούν τα πλέον ευπαθή στοιχεία των υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επιπρόσθετα πρέπει να σημειωθεί ότι οι επισκευές και οι ενισχύσεις στην περιοχή των κόμβων αποτελούν ίσως τη δυσκολότερη κατασκευαστική διαδικασία στο τομέα των επεμβάσεων επειδή εκεί συντρέχουν πολλά στοιχεία του φορέα. Ως εκ τούτου, γίνεται φανερό ότι ο σχεδιασμός των επεμβάσεων στην περιοχή των κόμβων απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή και σύνεση.

5.5.1 Επάρκεια αντοχής κόμβων

Αν και η αντοχή των κόμβων δοκών – υποστυλωμάτων αποτελεί κρίσιμη παράμετρο στο σχεδιασμό των νέων κατασκευών, ο σχετικός έλεγχός τους δεν προβλέπεται από τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000). Η παραπάνω παράλειψη στηρίζεται στην άποψη ότι η εφαρμογή των προβλεπομένων διατάξεων του Κανονισμού (όπως η τοποθέτηση συνδετήρων εντός του κόμβου, η ελάχιστη αποδεκτή ποιότητα σκυροδέματος, κ.α.), εξασφαλίζει την απαιτούμενη επάρκεια του κόμβου. Όμως, προφανώς, αυτό δεν ισχύει για τις παλαιές κατασκευές. Ως εκ τούτου ο έλεγχος των κόμβων αποτελεί απαραίτητο στοιχείο της αποτίμησης μιας υφιστάμενης κατασκευής.

Κρίσιμο μέγεθος για τον έλεγχο επάρκειας κόμβου, είναι η μέση διατμητική τάση (τ_j), που αναπτύσσεται στον πυρήνα του κόμβου και εξαρτάται από την μέγιστη τέμνουσα δύναμη (οριζόντια ή κατακόρυφη) που μπορεί να εισαχθεί στον κόμβο.

Η μέγιστη τέμνουσα που αναπτύσσεται στον κόμβο καθορίζεται από την αντοχή των ασθενέστερων στοιχείων (δοκών ή των υποστυλωμάτων), που συντρέχουν στον κόμβο. Ως εκ τούτου, αν οι δοκοί είναι τα αδύναμα στοιχεία και όχι τα υποστυλώματα, η διατμητική ένταση του κόμβου θα καθοριστεί από την αντοχή των δοκών. Αντίθετα θα συμβεί αν τα αδύναμα στοιχεία που συντρέχουν στον κόμβο είναι τα υποστυλώματα.

Στον Σχέδιο 2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΟΑΣΠ, 2005) προβλέπεται η παρακάτω διαδικασία για τον έλεγχο αντοχής των κόμβων.

Εάν το άθροισμα των ροπών διαρροής των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο (ΣM_{yb}) είναι μικρότερο από το αντίστοιχο άθροισμα των υποστυλωμάτων (ΣM_{yc}), δηλ. $\Sigma M_{yb} < \Sigma M_{yc}$

η μέγιστη οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jh} που μπορεί να εισαχθεί στον κόμβο, περιορίζεται από την αντοχή των δοκών και προσδιορίζεται προσεγγιστικά από την σχέση

$$V_{jh} \cong \Sigma M_{yb} \left(\frac{1}{z_b} - \frac{1}{h_{op}} \cdot \frac{L_b}{L_{bn}} \right) \quad (69)$$

όπου:

h_{op} το θεωρητικό ύψος του υποστυλώματος δηλ. του ορόφου

L_b και L_{bn} το θεωρητικό και το καθαρό μήκος των δοκών αντίστοιχα και

z_b η μέση τιμή των μοχλοβραχιόνων των εσωτερικών δυνάμεων στις διατομές παρειάς, των εκατέρωθεν του κόμβου, δοκών.

Στην περίπτωση αυτή η μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου εκτιμάται από την σχέση

$$\tau_j = V_{jh} / b_j h_c \quad (70)$$

όπου:

h_c είναι το ύψος της διατομής του υποστυλώματος

b_j είναι το πλάτος του κόμβου που λαμβάνεται ως η μικρότερη τιμή από τις $\max(b_w, b_c)$ και $\min(b_c, b_w) + h_c / 2$

b_w, b_c είναι το πλάτος δοκού και υποστυλώματος σε διεύθυνση κάθετη προς το h_c

Εάν $\Sigma M_{yc} < \Sigma M_{yb}$

η κρίσιμη τιμή της τέμνουσας καθορίζεται από την αντοχή των υποστυλωμάτων. Τότε η κατακόρυφη τέμνουσα δύναμη στον κόμβο, προσεγγιστικά, μπορεί να δοθεί από την σχέση

$$V_{jv} = \Sigma M_{yc} \left(\frac{1}{z_c} - \frac{1}{L_b} \frac{h_{op}}{h_{op,n}} \right) + \max V_{sb} \quad (71)$$

όπου:

z_c είναι η μέση τιμή των μοχλοβραχιόνων των εσωτερικών δυνάμεων στις διατομές παρειάς των υποστυλωμάτων εκατέρωθεν του κόμβου.

h_{op} και $h_{op,n}$ είναι το θεωρητικό και το καθαρό ύψος του υποστυλώματος

V_{sb} είναι η μέγιστη τέμνουσα των δοκών, εκατέρωθεν του κόμβου λόγω κατακορύφων φορτίων, για τον συνδυασμό δράσεων $G + y_2 Q$.

Στην περίπτωση αυτή η μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου εκτιμάται από την σχέση: $\tau_j = V_{jv} / b_j h_b$ (72)

όπου:

h_b το μέσο ύψος των δοκών εκατέρωθεν του κόμβου

Η σχέση που πρέπει να ικανοποιείται, για να θεωρηθεί επαρκής η αντοχή του κόμβου, εκφράζεται ως: $\tau_j \leq \tau_{\max}$

Για έλεγχο σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση η τιμή που προκύπτει από την σχέση

$$\tau_{\max} = \tau_c = f_{ct} \sqrt{1 + \frac{v_{top} f_c}{f_{ct}}} \quad (73)$$

εκφράζει την μέγιστη αποδεκτή τιμή της τ_j για άοπλους κόμβους.

Για κόμβους οπλισμένους με οριζόντιους συνδετήρες, η παραπάνω σχέση αντικαθίσταται από την

$$\tau_{\max} = \tau_c = f_{ct} \sqrt{\left(1 + \frac{\rho_{jh} f_{yw}}{f_{ct}}\right) \left(1 + \frac{v_{top} f_c}{f_{ct}}\right)} \quad (74)$$

όπου:

f_c είναι η μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος του κόμβου

f_{ct} είναι η μέση τιμή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος του κόμβου

v_{top} είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη του υπερκείμενου υποστυλώματος

f_{yw} είναι η μέση τιμή της τάσης διαρροής των οριζοντίων συνδετήρων

$$\rho_{jh} = \frac{A_{sh}}{b_j h_{jb}} \quad (75)$$

A_{sh} είναι η συνολική διατομή των οριζοντίων σκελών συνδετήρων που είναι παράλληλα στο κατακόρυφο επίπεδο της τάσης τ_j

h_{jb} είναι η απόσταση μεταξύ των οπλισμών πάνω και κάτω πέλματος των δοκών

Για έλεγχο σε διαγώνια θλίψη η τιμή της τ_{\max} μπορεί να προσδιοριστεί από την σχέση

$$\tau_{\max} = \tau_{ju} = v f_c \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{v}}$$

v ο μειωτικός συντελεστής της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής λόγω εγκάρσιων εφελκυστικών παραμορφώσεων (βλ. § 11.2.3.1 ΕΚΩΣ 2000)

$v = 0,7 - \frac{f_c (MPa)}{200} > 0,5$ αν $\tau_j > \tau_c$ οπότε θεωρείται ότι συνυπάρχει

$v = 1$ αν $\tau_j \leq \tau_c$ οπότε θεωρείται ότι ο κόμβος είναι αρηγμάτωτος

5.5.2 Επισκευή κόμβων

Οι τεχνικές επισκευής των κόμβων είναι οι ίδιες με αυτές που εφαρμόζονται και για άλλα δομικά στοιχεία. Δηλαδή για ελαφρές ρηγματώσεις εφαρμόζεται η **τεχνική των ρητινενέσεων** και των επισκευαστικών κονιαμάτων ενώ για βαριές βλάβες εφαρμόζεται η **τεχνική της αποκατάστασης ίσης διατομής**.

Αμφότερες οι παραπάνω τεχνικές έχουν αναπτυχθεί εκτενώς για τα υποστυλώματα στην § 5.2.1 και γι' αυτό δεν επαναλαμβάνονται εδώ.

Επισημαίνεται πάντως ότι η αποκατάσταση του κόμβου με την τεχνική της ίσης διατομής τις περισσότερες φορές περιλαμβάνει και τη διόρθωση ελαττωμάτων στην όπλιση. Δηλαδή συχνά τοποθετούνται πυκνότεροι συνδετήρες και βελτιώνονται οι αγκυρώσεις των ράβδων (ηλεκτροσυγκολλώντας νέα τμήματα). Γι' αυτό η τεχνική θα έπρεπε να θεωρείται μάλλον ως τεχνική ενίσχυσης παρά ως επισκευή.

Χρήσιμο είναι εξάλλου να επισημανθεί ότι και στις δύο τεχνικές η αποτελεσματικότητα της επέμβασης εξασφαλίζεται μόνο με συνθήκες αυστηρού ποιοτικού ελέγχου και επίβλεψης.

Παρακάτω επισημαίνονται μερικά χρήσιμα συμπεράσματα που έχουν προκύψει από πειραματικές έρευνες για το θέμα (Καραγιάννης κ.α, 1996 - Chronopoulos et al, 1994).

- Σε επισκευές με ρητινενέσεις:
 - Αποκαθίσταται πλήρως η αντοχή των κόμβων.
 - Αποκαθίσταται σχεδόν πλήρως η δυσκαμψία.
 - Αποκαθίσταται η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και μάλιστα μπορεί ακόμη και να αυξηθεί.
- Σε αποκαταστάσεις κόμβων με την τεχνική της ίσης διατομής, όπου περιλαμβάνονται και διορθωτικές παρεμβάσεις στην όπλιση, τα χαρακτηριστικά του κόμβου μπορούν να βελτιωθούν σημαντικά (Τσώνος, 2003α – Tsouros, 2001). Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι η αποτελεσματικότητα της τεχνικής αυξάνεται όσο χειρότερος είναι ο κόμβος.

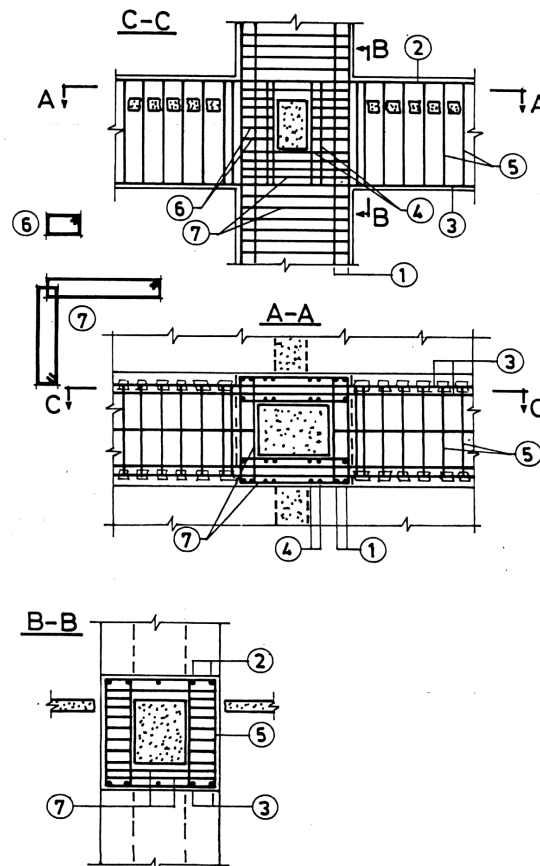
5.5.3 Ενίσχυση κόμβων

Τρεις είναι οι βασικές μορφές ενίσχυσης κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων. Η πρώτη είναι με μανδύα σκυροδέματος που κατασκευάζεται με τη διαδικασία που έχει αναφερθεί για υποστυλώματα και δοκούς. Η δεύτερη είναι με χρήση χιαστί κολάρων και η τρίτη με χρήση επικολλητών φύλλων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή.

5.5.3.1 Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Ο πλέον αποτελεσματικός τρόπος ενίσχυσης των κόμβων είναι η κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συνήθως ο μανδύας αυτός αποτελεί συνέχεια του μανδύα που έχει χρησιμοποιηθεί για την ενίσχυση του υποστυλώματος. Όμως η τεχνική μπορεί να εφαρμοστεί και τοπικά μόνο στην περιοχή των κόμβων.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η τεχνική είναι αποδοτική ακόμα και στην περίπτωση που ο μανδύας είναι τρίπλευρος ή και δίπλευρος (Τσώνος, 2003β).



1. οπλισμοί υποστυλώματος, 2. οπλισμοί δοκού άνω, 3. οπλισμοί δοκού κάτω, 4. κατακόρυφοι σύνδεσμοι κόμβου, 5. συνδετήρες δοκού, 6. συνδετήρες υποστυλώματος, 7. συνδετήρες υποστυλώματος μέσα στον κόμβο.

Σχήμα 5.44: Ενίσχυση κόμβου με μανδύα

Μια τυπική μορφή μανδύα στην περιοχή του κόμβου φαίνεται στο Σχήμα 5.44 (UNDP/UNIDO, 1983), όπου ο μανδύας επεκτείνεται στα συντρέχοντα υποστυλώματα και δοκούς. Όταν όμως ο σχεδιασμός της περιοχής στοχεύει σε ικανοποίηση ικανοτικών κριτηρίων, ο μανδύας μπορεί να μην επεκταθεί στην περιοχή της δοκού ή να επεκταθεί σε τόσο μήκος όσο είναι απαραίτητο. Στην περίπτωση αυτή, η τεχνική προσφέρει το πλεονέκτημα να μπορεί να τροποποιήσει το μηχανισμό αστοχίας του φορέα μεταθέτοντας τις βλάβες από τις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων σ' αυτές των δοκών.

5.5.3.2 Η τεχνική των χιαστί κολάρων

Ένας άλλος πρακτικός τρόπος ενίσχυσης κόμβων είναι με τη χρήση χιαστί κολάρων (Ε.Μ.Π., 1987). Οι λεπτομέρειες εφαρμογής της τεχνικής φαίνονται στα Σχήματα 5.45 και 5.46. Τα χιαστί κολάρα τοποθετούνται και εντείνονται με μηχανικό τρόπο. Περισιφίγγοντας έτσι την περιοχή του κόμβου αυξάνεται η πλαστιμότητα του και επιπλέον βελτιώνονται οι συνθήκες αγκύρωσης των διαμήκων ράβδων των δοκών που καταλήγουν εκεί. Επίσης τοποθετούνται δύο οριζόντια κολάρα στις διατομές παρειάς των υποστυλωμάτων τα οποία συγκολλούνται πάνω στα χιαστί κολάρα, σταθεροποιώντας έτσι το σύστημα περίσφιγξης. Πολλές φορές η όλη περιοχή των κόμβων καλύπτεται με ένα μανδύα από έγχυτο ή κατά προτίμηση εκτοξευόμενο σκυρόδεμα οπλισμένο με ελαφρύ ανοξείδωτο πλέγμα. Άλλες φορές η τεχνική συνδυάζεται με την τεχνική του μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτός ο συνδυασμός έχει διερευνηθεί πειραματικά (Tsonos, 1999 -Τσώνος, 2000) και τα αποτελέσματα επιβεβαιώνουν έναν ιδιαίτερα υψηλό βαθμό ενίσχυσης του κόμβου.

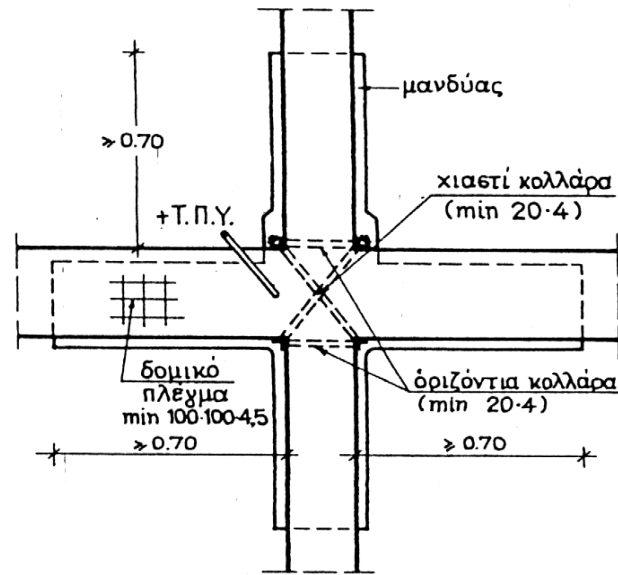
Η εφαρμογή της τεχνικής είναι ιδιαίτερα προβληματική όταν στον κόμβο συντρέχουν τέσσερις δοκοί, επειδή η διέλευση των χιαστί διαγωνίων θα πρέπει να γίνει με διάτρηση των εγκαρσίων δοκών και η διατομή των κολάρων να μετατραπεί σε κυκλικές ράβδους. Γι' αυτό σ' αυτές τις περιπτώσεις η τεχνική δεν φαίνεται να έχει πεδίο εφαρμογής.

Για την εφαρμογή της τεχνικής σε εξωτερικούς κόμβους, όπου συχνότερα απαντάται το πρόβλημα, η εφαρμογή της τεχνικής συνιστάται με επέκταση της δοκού ή στην περίπτωση ανωτάτου ορόφου με επέκταση της δοκού και του υποστυλώματος.

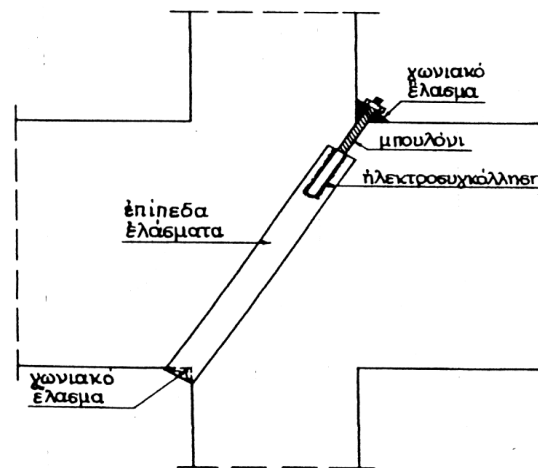
Τα άκρα των διαμήκων οπλισμών της δοκού ή/και του υποστυλώματος αποκαλύπτονται και επί αυτών ηλεκτροσυγκολλούνται νέα τμήματα οπλισμών σε μήκος τουλάχιστον 200 mm πέραν από τις εξωτερικές παρειές του κόμβου. Στη συνέχεια τοποθετούνται πυκνοί συνδετήρες S500 της τάξεως Φ8/50.

Στην πράξη έχει επικρατήσει η ονομασία της τεχνικής ως “τεχνική της καμπούρας”, λόγω του σχήματος που δημιουργείται. Λεπτομέρειες

εφαρμογής της τεχνικής παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.46 (Ε.Μ.Π., 1987). Είναι εξάλλου προφανές ότι η επέκταση της δοκού ή/και του υποστυλώματος δεν εξυπηρετεί μόνο τη σταθεροποίηση των κολάρων σε θέση αλλά επιπλέον βελτιώνει την αγκύρωση των ράβδων των δοκών και των υποστυλωμάτων που συντρέχουν στον κόμβο.

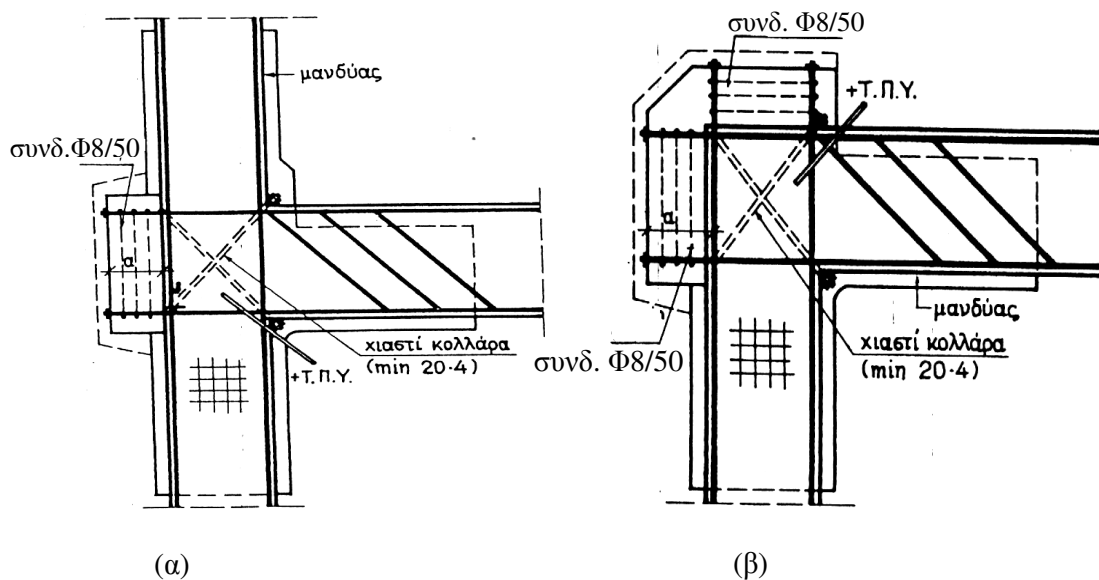


(α)



(β)

Σχήμα 5.45: Ενίσχυση με χιαστί κολλάρα
 (α) Γενική διάταξη
 (β) Λεπτομέρεια εφαρμογής



Σχήμα 5.46: Εφαρμογή χιαστί κολλάρων σε εξωτερικούς κόμβους
 (α) Με υποστύλωμα στον ανώτερο όροφο
 (β) Χωρίς υποστύλωμα στον ανώτερο όροφο

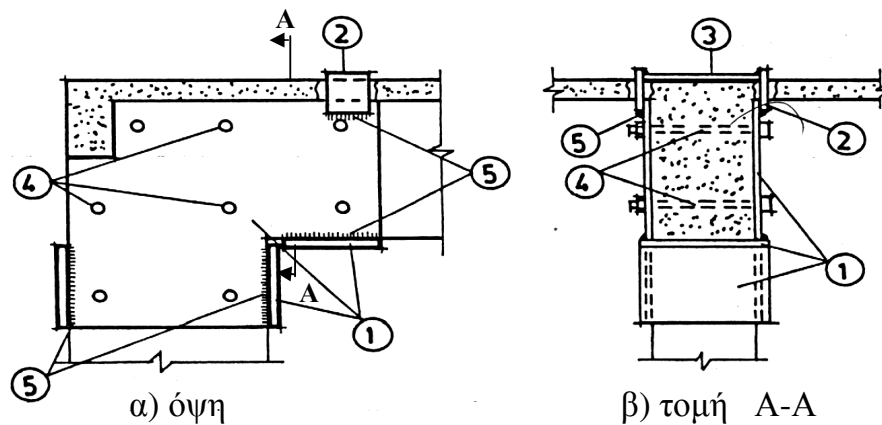
5.5.3.3 Η τεχνική των επικολλητών φύλλων

Η χρήση των επικολλητών φύλλων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs) είναι μία τεχνική που χωρίς αμφιβολία προσφέρει σημαντικά στην ενίσχυση του κόμβου. Η εφαρμογή της τεχνικής στην πράξη είναι δύσκολη, ίσως και ανέφικτη, αν στον κόμβο συντρέχουν δοκοί και προς τις δύο διευθύνσεις. Στο Σχήμα 5.47 παρουσιάζεται η εφαρμογή της τεχνικής με χαλύβδινα ελάσματα, όπως προτείνεται από το εγχειρίδιο της UNIDO (UNDP/UNIDO, 1983). Τα ελάσματα προεκτείνονται εκατέρωθεν του κόμβου, στις συντρέχουσες δοκούς και τα υποστυλώματα, σε μήκος τουλάχιστον ίσο με το αντίστοιχο πλάτος του κόμβου.

Η τεχνική πρέπει να εφαρμόζεται μόνον με την μορφή «οιονεί κλειστών» ενισχύσεων που περιβάλλουν το σώμα του κόμβου, ώστε να εξασφαλίζεται η πλήρης αγκύρωση των άκρων τους στα υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος τα οποία συντρέχουν στον κόμβο. Πρέπει δε να ελέγχονται όλοι οι ενδεχόμενοι τρόποι αστοχίας των στοιχείων αγκύρωσης.

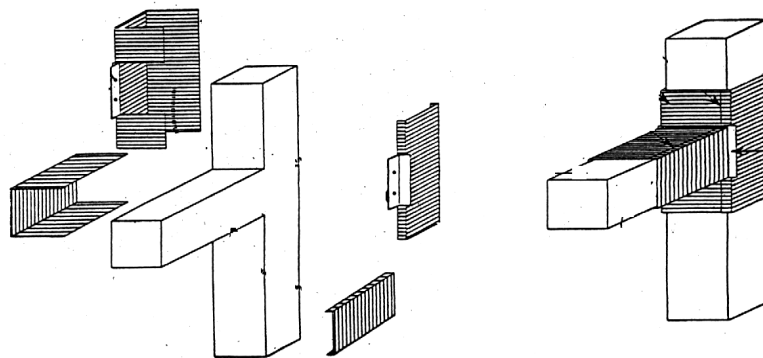
Όπως μπορεί να παρατηρηθεί στο Σχήμα 5.47, η σύνδεση των ελασμάτων με τον υπάρχοντα φορέα, δεν επαφίεται μόνο στην κόλληση μέσω εποξειδικής κόλλας αλλά χρησιμοποιούνται και βίδες ή ντίζες που συσφίγγουν τα ελάσματα των απέναντι παρειών.

Σε μία πρόσφατη πειραματική έρευνα (Ghobarah et al, 1997), που χρησιμοποιήθηκαν χαλύβδινα κυματοειδή ελάσματα, η βελτίωση της συμπεριφοράς των κόμβων ήταν αξιοσημείωτη. Όχι μόνο αυξήθηκε η διατμητική αντοχή των κόμβων αλλά και βελτιώθηκε δραστικά η πλαστιμότητα τους. Στο Σχήμα 5.48 παρουσιάζονται λεπτομέρειες εφαρμογής της τεχνικής έτσι όπως εφαρμόστηκε στην πειραματική διαδικασία. Είναι προφανές ότι τα κυματοειδή ελάσματα προσφέρουν καλύτερη περίσφιγξη από τα επίπεδα λόγω της μεγαλύτερης δυσκαμψίας τους στην εγκάρσια διεύθυνση.



1. μεταλλικά ελάσματα, 2. μεταλλικό έλασμα, 3. μεταλλική ταινία, 4. προεντεταμένοι κοχλίες, 5. συγκολλήσεις.

Σχήμα 5.47: Ενίσχυση κόμβου με επικολλητά ελάσματα



Σχήμα 5.48: Ενίσχυση κόμβου με χαλύβδινα κυματοειδή ελάσματα

Η εφαρμογή επικολλητών φύλλων από ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs), πέραν όλων των γνωστών πλεονεκτημάτων που αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 3, έχει και το πλεονέκτημα της μεγάλης ευκολίας τοποθέτησης

των φύλλων στη δύσκολη περιοχή του κόμβου. Τα φύλλα επικολλώνται με εποξειδική ρητίνη όχι μόνο στον κόμβο αλλά και στα συντρέχοντα υποστρώματα και δοκούς, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως και για την αντίστοιχη περίπτωση εφαρμογής με χαλύβδινα ελάσματα.

Αν και η πειραματική έρευνα βρίσκεται ακόμα σε εξέλιξη, τα μέχρι σήμερα αποτελέσματα είναι ιδιαίτερα ενθαρρυντικά (Geng et al, 1998 – Αντωνόπουλος 2001). Παρ' όλα αυτά οι τεχνικές δυσκολίες εφαρμογής της τεχνικής στην πράξη λόγω της παρουσίας πλακών και εγκαρσίων δοκών, σε συνδυασμό με την έλλειψη επαρκούς επιστημονικής τεκμηρίωσης, έχουν συντελέσει σε περιορισμένη χρήση της τεχνικής.

5.5.4 Διαστασιολόγηση επισκευασμένων ή ενισχυμένων κόμβων

Η διαστασιολόγηση των ενισχυμένων κόμβων ακολουθεί την ειδικότερη τεχνική που επιλέγεται ανάλογα από το είδος της ανεπάρκειας του στοιχείου.

Όπως ήδη προαναφέρθηκε στην § 5.5.1 η διατμητική ανεπάρκεια κόμβου μπορεί να οφείλεται είτε σε ανεπάρκεια της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος στην διεύθυνση μιας διαγωνίου του κόμβου είτε σε ανεπάρκεια οπλισμού δηλ. των οριζοντίων συνδετήρων στον κόμβο.

Ο συντελεστής μονολιθικότητας αντοχής k_r εξαρτάται από την ειδικότερη τεχνική που επιλέγεται για την ενίσχυση. Όμως τα διαθέσιμα στοιχεία της βιβλιογραφίας δεν είναι επαρκή για να προταθούν συγκεκριμένες τιμές. Έτσι κρίνεται σκόπιμο να ληφθεί, εν γένει, $k_r = 0,8$ εκτός εάν σε ειδικές τεχνικές μπορούν να τεκμηριωθούν άλλες τιμές. Για παράδειγμα στην περίπτωση απλής επισκευής κόμβου, με χρήση μόνο της τεχνικής των ρητινενέσεων, θα μπορούσε να ληφθεί $k_r = 0,9$.

5.5.4.1 Ενίσχυση λόγω ανεπάρκειας σε διαγώνια θλίψη

Η ενίσχυση κόμβου έναντι αστοχίας σε διαγώνια θλίψη πραγματοποιείται με αύξηση των διαστάσεών του, μέσω μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η επάρκεια της ενίσχυσης ελέγχεται σύμφωνα με τα προαναφερθέντα (§ 5.5.1), λαμβάνοντας υπ' όψη τις διαστάσεις του ενισχυμένου κόμβου.

Συνιστάται η ενίσχυση του κόμβου να επεκταθεί επαρκώς σ' όλα τα συνερχόμενα δομικά στοιχεία, να αποδεικνύεται δε υπολογιστικώς ότι τα στοιχεία αυτά μεταφέρουν την έντασή τους στα προστιθέμενα υλικά.

5.5.4.2 Ενίσχυση λόγω ανεπάρκειας οπλισμού κόμβου

Η ανεπάρκεια του οπλισμού σε έναν κόμβο μπορεί να αντιμετωπισθεί με ενίσχυση με μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα, είτε με χιαστί κολάρα

από χαλύβδινα στοιχεία, είτε με επικολλητά ελάσματα από χάλυβα, είτε με υφάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή, είτε με προσθήκη νέων οριζοντίων και κατακορύφων συνδετήρων. Και εδώ επισημαίνεται ότι η ενίσχυση πρέπει να επεκτείνεται επαρκώς στα συνερχόμενα δομικά στοιχεία και να αποδεικνύεται υπολογιστικώς η μεταφορά της έντασης στα νέα στοιχεία.

Η επιλογή της τεχνικής ενίσχυσης του κόμβου εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τις κατασκευαστικές δυνατότητες που προσφέρονται σε κάθε περίπτωση. Για παράδειγμα, η παρουσία πλακών και εγκαρσίων δοκών συνήθως καθιστά αδύνατη την εφαρμογή της τεχνικής των επικολλητών ελασμάτων ή υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή.

Εξάλλου, στην περίπτωση κόμβου με βλάβες, η τεχνική αποκατάστασης “ίσης” διατομής μπορεί να συνδυαστεί με προσθήκη νέων οπλισμών (συνδετήρων) στον κόμβο.

Προσθήκη μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα

Αν η ενίσχυση του κόμβου σχεδιάζεται με την κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα η επάρκεια της ενίσχυσης ελέγχεται αρχικά σύμφωνα με τις εξισώσεις της § 5.5.1 λαμβάνοντας υπόψη τις διαστάσεις του ενισχυμένου κόμβου. Αν οι διαστάσεις του υφιστάμενου κόμβου δεν εξασφαλίζουν την αποφυγή διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης ο οριζόντιος οπλισμός του μανδύα στην περιοχή του κόμβου υπολογίζεται από την σχέση:

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_{ywd}} \quad (76)$$

ο δε κατακόρυφος οπλισμός από την σχέση:

$$A_{jv} = \frac{V_{jv}}{f_{ywd}} \quad (77)$$

όπου V_{jh} και V_{jv} η οριζόντια και κατακόρυφη τέμνουσα που εισάγονται στον κόμβο.

Αν $\Sigma M_{yb} < \Sigma M_{yc}$, η οριζόντια τέμνουσα (V_{jh}) υπολογίζεται από την σχέση (69) και η κατακόρυφη τέμνουσα (V_{jv}) από την σχέση:

$$V_{jv} = V_{jh} \frac{h_b}{h_c} \quad (78)$$

Αν $\Sigma M_{yc} < \Sigma M_{yb}$, η κατακόρυφη τέμνουσα V_{jv} υπολογίζεται από την σχέση (71) και η οριζόντια (V_{jh}) από την σχέση:

$$V_{jh} = V_{jv} \frac{h_c}{h_b} \quad (79)$$

Προσθήκη χιαστί κολάρων από χαλύβδινα στοιχεία

Αν επιλεγεί η τεχνική της εφαρμογής χιαστί κολάρων (§ 5.5.3.2), η απαιτούμενη διατομή των χαλυβδίνων στοιχείων σε κάθε διαγώνια διεύθυνση υπολογίζεται από την σχέση:

$$A_{j\delta} = \frac{F_{j\delta}}{\gamma_{Rd} f_{yd}} \quad (80)$$

όπου $F_{j\delta}$ είναι η διαγώνια εφελκυστική δύναμη στον κόμβο.

Η εφελκυστική δύναμη $F_{j\delta}$ μπορεί να υπολογιστεί από την σχέση:

$$F_{j\delta} = \frac{V_{jh}}{h_c} h_\delta = \frac{V_{jv}}{h_b} h_\delta \quad (81)$$

όπου h_δ είναι το μήκος της διαγωνίου του κόμβου

Οι τιμές των τεμνουσών V_{jh} και V_{jv} υπολογίζονται, ανάλογα με την περίπτωση, είτε από τις εξισώσεις (69) και (78) είτε από τις (71) και (79).

Η τιμή του γ_{Rd} εδώ θα πρέπει να θεωρηθεί σχετικά μεγάλη. Λογικό, ως εκ τούτου, θα ήταν να ληφθεί ίση προς 2.

Προσθήκη επικολλητών ελασμάτων από χάλυβα ή υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή

Αν επιλεγεί η τεχνική της προσθήκης επικολλητών ελασμάτων από χάλυβα ή από ΙΟΠ (§ 5.5.3.3.), το πάχος του ελάσματος ή τους υφάσματος πρέπει να είναι επαρκές για να αναλάβει την οριζόντια και κατακόρυφη τέμνουσα.

Για ενίσχυση με ελάσματα από χάλυβα, το απαιτούμενο πάχος τους προσδιορίζεται από την σχέση:

$$t_{ελ} \geq \max \left(\frac{V_{jh}}{h_b \sigma_{jd}}, \frac{V_{jv}}{h_c \sigma_{jd}} \right) \quad (82)$$

Για ενίσχυση με υφάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή, το πάχος του απαιτούμενου υφάσματος με ίνες παράλληλες προς τον άξονα της δοκού

προσδιορίζεται από την σχέση $t_{jh} = \frac{V_{jh}}{h_b \sigma_{jd}}$ ενώ αυτό με ίνες παράλληλες

προς τον άξονα του υποστρώματος από την σχέση $t_{jv} = \frac{V_{jv}}{h_c \sigma_{jd}}$ (83)

Συνιστάται η χρήση υφασμάτων με ίνες προς δύο κύριες διευθύνσεις που να καλύπτουν τις απαιτήσεις του πάχους ανά διεύθυνση.

Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του οπλισμού ενίσχυσης (σ_{jd}), προσδιορίζεται σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην § 5.4.2.3.

Αποκατάσταση «ίσης» διατομής και προσθήκη οπλισμών

Αν επιλεγεί η τεχνική της αποκατάστασης “ίσης” διατομής (βλ. § 5.5.2), με προσθήκη οριζοντίων και κατακόρυφων συνδετήρων, η συνολική διατομή των οριζοντίων και κατακόρυφων σκελών συνδετήρων $A_{jh,tot}$ και $A_{jv,tot}$ αντίστοιχα, προσδιορίζονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$A_{jh,tot} \geq \frac{\gamma_{Rd} V_{jh}}{f_{ywd}} \quad (84)$$

$$\text{και } A_{jv,tot} \geq \frac{\gamma_{Rd} V_{jv}}{f_{ywd}} \quad (85)$$

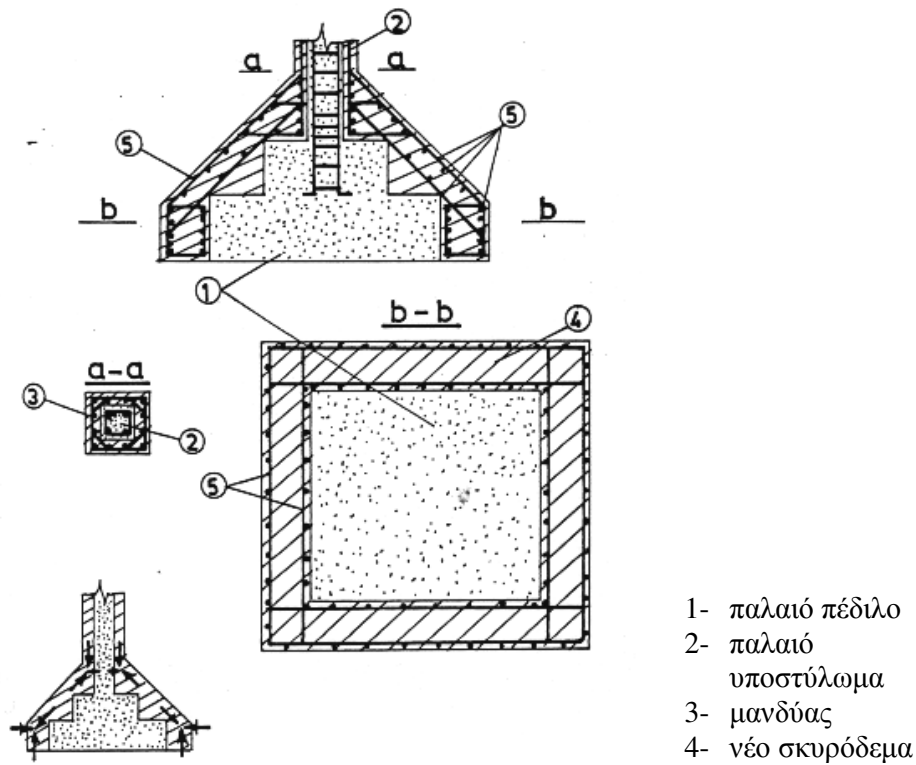
Οι τιμές των τεμνουσών V_{jh} και V_{jv} υπολογίζονται ανάλογα με την περίπτωση, είτε από τις εξισώσεις (69) και (78) είτε από τις (71) και (79) και ο συντελεστής γ_{Rd} λαμβάνεται ίσος με 1,5.

5.6 ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Τα θέματα που αφορούν την ενίσχυση της θεμελίωσης μιας κατασκευής, είναι κυρίως θέματα της Εδαφομηχανικής και ως εκ τούτου δεν αποτελούν αντικείμενο του παρόντος, αφού τις περισσότερες φορές η λύση ενίσχυσης περιλαμβάνει επεμβάσεις στο έδαφος θεμελίωσης, όπως π.χ. ενίσχυση του εδάφους με τσιμεντενέσεις, κατασκευή ριζοπασσάλων κ.α. Αξίζει πάντως να γίνει αναφορά στον τρόπο ενίσχυσης των στοιχείων θεμελίωσης και ειδικότερα στον τρόπο αντιμετώπισης ενός συνήθους προβλήματος που αφορά την ανάγκη για αύξηση της επιφάνειας της βάσης των πεδύλων ή των πεδιλοδοκών μιας κατασκευής. Δύο διατάξεις που έχουν προταθεί στη βιβλιογραφία (UNIDO/UNDP 1983) αναπαριστώνται στα Σχήματα 5.49 και 5.50.

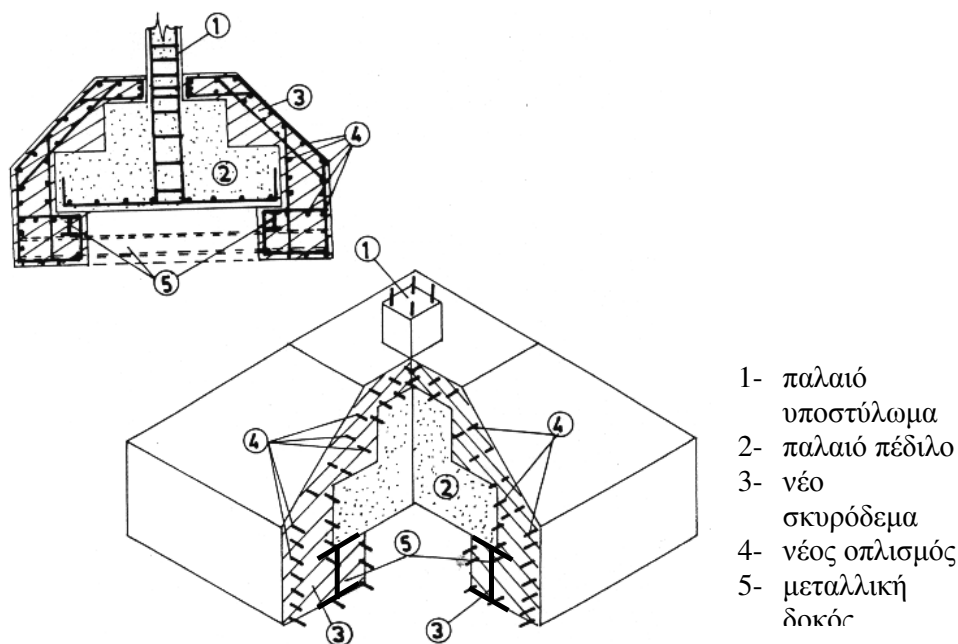
Η πρώτη διάταξη (Σχ.5.49) προτείνεται στην περίπτωση θεμελίωσης με πέδιλα όταν εκτός από την αύξηση της βάσης του πεδύλου, η επέμβαση περιλαμβάνει και ενίσχυση του φέροντος κατακόρυφου στοιχείου (υποστυλώματος ή τοιχώματος) με την τεχνική των μανδύων. Όπως φαίνεται στο σχήμα η επέκταση του πεδύλου υλοποιείται στη βάση του πεδύλου με τη μορφή ενός περιμετρικού δακτυλίου με κλειστούς συνδετήρες που λόγω του μεγάλου μήκους τους κατασκευάζονται με τμήματα υπερκαλυπτόμενα στα άκρα τους. Με τον τρόπο αυτό παραλαμβάνονται οι δυνάμεις εκτροπής που δημιουργούνται για τη μεταφορά των αξονικών δυνάμεων του μανδύα στο έδαφος ή αντιστρόφως των εδαφικών πιέσεων προς το μανδύα (Σχ. 5.49).

Όμως εφόσον εξασφαλιστούν επαρκή μέτρα διατμητικής σύνδεσης (π.χ. βλήτρα) στις διεπιφάνειες παλιού και νέου πεδύλου, η ανάγκη για παραλαβή των δυνάμεων εκτροπής είναι μειωμένη.



Σχήμα 5.49: Ενίσχυση πεδίων με την τεχνική των μανδύων, όταν η επέμβαση περιλαμβάνει και ενίσχυση του φέροντος κατακόρυφου στοιχείου

Η δεύτερη διάταξη (Σχ.5.50) προτείνεται, στην περίπτωση θεμελίωσης με πέδιλα όταν η επέμβαση δεν περιλαμβάνει ενίσχυση με μανδύες του φέροντος κατακόρυφου στοιχείου. Επίσης μπορεί να εφαρμοστεί και στην περίπτωση θεμελίωσης με πεδילוδοκούς, ανεξάρτητα της κατασκευής ή όχι μανδύων στα κατακόρυφα στοιχεία. Όπως φαίνεται στο σχήμα, τώρα το νέο τμήμα του πεδίου επεκτείνεται και κάτω από το παλιό πέδιλο/πεδילוδοκό, έτσι ώστε οι εδαφικές πιέσεις να μεταφερθούν απ' ευθείας στο παλιό πέδιλο/πεδילוδοκό. Είναι προφανές ότι η διάταξη αυτή έχει αρκετές δυσκολίες για την εφαρμογή της αφού απαιτείται η περιμετρική εκσκαφή κάτω από το παλιό πέδιλο και επιπλέον χρειάζεται προσωρινή στήριξη σ' αυτήν την περιοχή με μεταλλικές διατομές I οι οποίες τελικά ενσωματώνονται στο νέο στοιχείο.



Σχήμα 5.50: Ενίσχυση πεδίων, όταν η επέμβαση δεν περιλαμβάνει ενίσχυση του φέροντος κατακόρυφου στοιχείου

Συνδυάζοντας τα παραπάνω και εκτιμώντας τις κατασκευαστικές δυσκολίες της δεύτερης διάταξης, θα μπορούσε να προταθεί η χρήση της πρώτης διάταξης για κάθε περίπτωση που απαιτείται αύξηση της επιφάνειας βάσης των στοιχείων θεμελίωσης, ανεξάρτητα δηλαδή της μορφής τους (πέδιλο ή πεδιλοδοκός) και της ύπαρξης μανδύα στα φέροντα κατακόρυφα στοιχεία. Στην περίπτωση αυτή το σύνολο της εδαφικής πίεσης που ασκείται στο νέο στοιχείο θεμελίωσης πρέπει να μεταφερθεί στο παλιό στοιχείο με διατμητικούς συνδέσμους που κατανέμονται ομοιόμορφα στις διεπιφάνειες παλαιού-νέου σκυροδέματος.

5.7 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

1ο Αριθμητικό Παράδειγμα

Στη συνέχεια προσδιορίζονται οι ελάχιστοι συνδετήρες και οι ελάχιστοι διατμητικοί σύνδεσμοι (βλήτρα) στην περίπτωση κατασκευής ενός μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος από C20/25, σε ένα υποστύλωμα από C16/20 με αρχική διατομή 350mm x 350mm και πάχος μανδύα 75mm.

Οι συνδετήρες και τα βλήτρα επιλέγονται από χάλυβα S500 και ως ελάχιστη διάμετρος βλήτρων θεωρείται (για πρακτικούς λόγους) $d_b = 14$ mm.

- Επιλέγονται συνδετήρες Φ8

$$f_{ywd} = \frac{500}{1,15}$$

$$f_{2t} = f_{ctk 0,95} = 1,3 f_{ctm} = 1,3 \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 0,39 \times 20^{2/3} = 2,87 \text{ MPa}$$

$$a_{sw} \leq 0,8 \frac{500}{1,15 \times 2,87} \frac{8^2}{75} = 103,42 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8 / 100 \text{ mm}$$

Αν υπάρχει βλάβη, στην περιοχή της βλάβης τίθενται Φ8/75 mm.

Προφανώς, τελικά, οι συνδετήρες θα προκύψουν λαμβάνοντας υπ' όψιν και τις κατασκευαστικές διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000).

- Διατμητικοί σύνδεσμοι

$$A_{sd}^{\min} = \rho_{\delta, \min} A_{c\delta} \quad (\S 4.6.3)$$

$$\rho_{\delta, \min} = \max(\rho_{w, \min}^{\text{οπλ. διατμ.}}, 0,12\%)$$

Επιλέγονται βλήτρα S500

$$\text{Για C20/25, S500 } \rho_{w, \min}^{\text{οπλ. διατμ.}} = 0,07\%$$

Θεωρώντας ότι τα βλήτρα τοποθετούνται σε ίσες αποστάσεις s προκύπτει:

$$\frac{A_s^{\text{βλήτρου}}}{b \cdot s} \geq \frac{0,12}{100} \rightarrow \frac{A_s^{\text{βλήτρου}}}{s} \geq 0,42 \text{ mm}$$

Για βλήτρα Φ14 :

$$A_s^{\text{βλήτρου}} = 153,8 \text{ mm}^2 \quad s \leq \frac{153,8}{0,42} = 366 \text{ mm}$$

Για βλήτρα Φ16:

$$s \leq \frac{201}{0,42} = 478 \text{ mm}$$

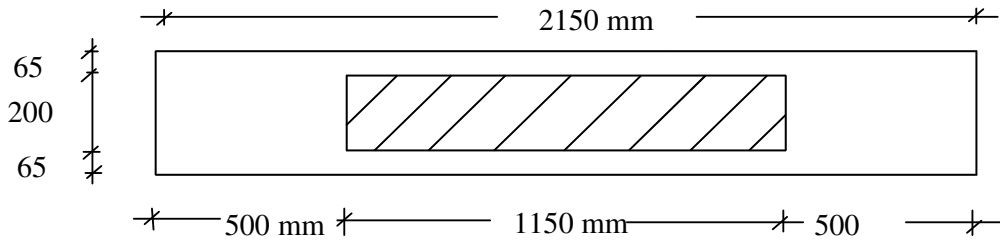
Εξάλλου θα πρέπει να ισχύει:

$$s_{\max} = \min(6 t_{\mu\alpha\nu\delta}, 800 \text{ mm}) = (6 \times 75 = 450 \text{ mm}, 800 \text{ mm}) = 450 \text{ mm}$$

Επομένως τελικά τίθενται βλήτρα S500, Φ14/365 ή Φ16/450.

2ο Αριθμητικό Παράδειγμα

Ένα τοίχωμα από C16/20 με διατομή 200mm * 1150mm ενισχύεται με μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25, πάχους 65 mm. Στα άκρα του τοιχώματος δημιουργούνται “κρυφά” υποστρώματα 330mm*500mm με κατακόρυφο οπλισμό 8Φ20 το καθένα. Οι αρχικές και οι τελικές διαστάσεις της διατομής του τοιχώματος φαίνονται στο Σχήμα 5.51.



Σχήμα 5.51: Διατομή ενισχυμένου τοιχώματος

Ο οπλισμός διάτμησης του αρχικού τοιχώματος είναι $\Phi 8/120$, S220. Στην κρίσιμη περιοχή του τοιχώματος το αξονικό φορτίο ανασχεδιασμού του τοιχώματος έχει προκύψει από την ανάλυση, θλιπτικό και ίσο προς 1000 kN και η τέμνουσα ανασχεδιασμού είναι 750 kN.

Ο απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης (οριζόντιοι συνδετήρες) που απαιτούνται στο μανδύα του τοιχώματος, μπορούν να υπολογιστούν ως εξής:

$$b_w = 200 + 2 \times 65 = 330 \text{ mm}$$

$$d = 0,9 l_w = 0,9 \times 2,15 = 1,935 \text{ m}$$

$$z = 0,8 l_w = 0,8 \times 2,15 = 1,72 \text{ m}$$

$$V_{Rd2}^{monol.} = 0,5 \max \left(0,5, 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z$$

$$\text{Θεωρείται } f_{ck} = f_{ck, \min} = 16 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd2}^{monol.} = 0,5 \times 0,62 \times \frac{16.000}{1,5} \times 0,33 \times 1,72 = 1876,86 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = k_r \cdot V_{Rd2}^{monol.} = 0,8 \cdot 1876,86 = 1501,49 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 750 \text{ kN} < V_{Rd2} = 1501,49 \text{ kN}$$

$$N_d = 1000 \text{ kN} > 0,1 \times 0,33 \times 2,15 \times \frac{20.000}{1,5} = 946 \text{ kN}$$

(ετέθη $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ που είναι το δυσμενέστερο).

$$V_{Rd1}^{monol.} = \left[\tau_{Rd} \times \max(1,0, 1,6 - d) \times \min(2,0, 1,2 + 40\rho_L) + 0,15 \frac{N_d}{A_w} \right] b_w \cdot z$$

$$\text{Θεωρείται } f_{ck} = f_{ck, \min} = 16 \text{ MPa}$$

$$\text{Επομένως: } \tau_{Rd} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\rho_L = \frac{A_s (8\Phi 20)}{b_w \cdot d} = \frac{8 \cdot 314}{330 \times 0,9 \times 2150} = 0,39\%$$

$$V_{Rd1}^{monol} = \left[220 \times 1,0 \times \min(2,0, 1,2 + 40 \times 0,0039) + 0,15 \frac{1000}{0,33 \times 2,15} \right] \times 0,33 \times 1,72$$

$$= (220 \times 1,356 + 211,42) \times 0,33 \times 1,72 = 289,3 \text{ kN}$$

$$V_{cd}^{monol} = 0,70 V_{Rd1}^{monol}$$

Επομένως:

$$V_{cd}^{monol} = 0,7 \times 289,3 = 202,5 \text{ kN}$$

$$V_{wd}^o = \frac{A_{sw,o}}{S_o} z_o f_{ywd,o} = \frac{100}{120} \times 0,8 \times 1150 \times \frac{220}{1,15} = 146667 \text{ N} = 146,67 \text{ kN}$$

$$V_{wd}^n \geq \min \left(\frac{750}{0,8} - 202,5 - 146,67 = 588,33, 750 \right) = 588,33 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}^n}{s_n} \geq \frac{V_{wd}^n}{z \cdot f_{ywd}} = \frac{588330 \times 1,15}{1720 \times 500} = 0,787 \text{ mm}$$

Έστω συνδετήρες Φ8

$$s_n \leq \frac{100}{0,787} = 127,06 \text{ mm}$$

Επομένως τίθενται συνδετήρες Φ8/125, S500.

3ο Αριθμητικό Παράδειγμα

Μία συνεχής δοκός δύο ανοιγμάτων, που φορτίζεται με ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο, ενισχύεται με μία πρόσθετη στρώση σκυροδέματος στο άνω πέλαμα της.

Δίνονται:

υλικά : C25/30, S500

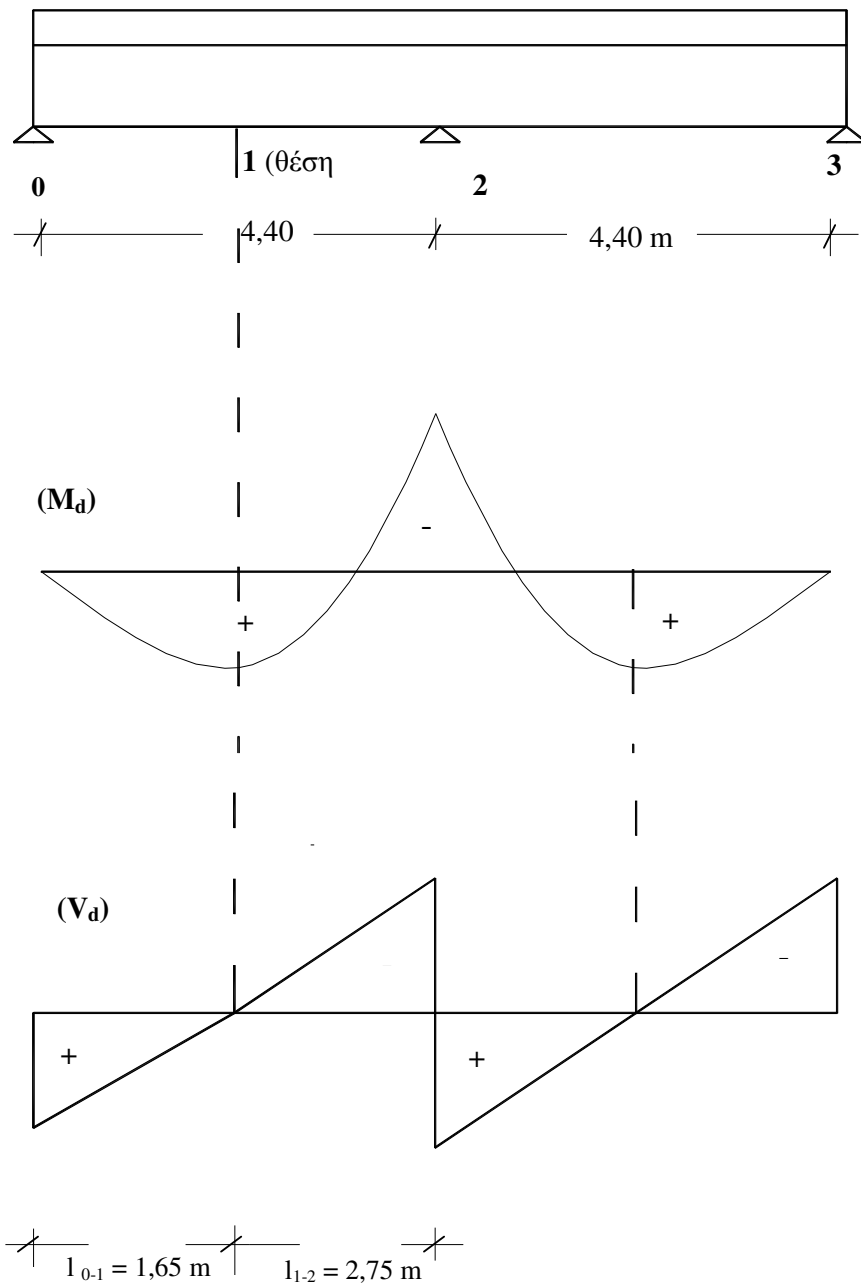
άνοιγμα δοκού: $l_{0-2} = l_{2-3} = 4,40\text{m}$

πλάτος δοκού: $b = 250 \text{ mm}$

ύψος αρχικής δοκού: $h_o = 400 \text{ mm}$

πάχος πρόσθετης στρώσης σκυροδέματος: $t_{\varepsilon\pi} = 80 \text{ mm}$

Στο Σχήμα 5.52 παρουσιάζονται οι κατανομές των ροπών κάμψης (M_d) και των τεμνουσών δυνάμεων (V_d), κατά μήκος της δοκού και στο Σχήμα 5.53 δίνονται οι διατάξεις των οπλισμών στις θέσεις διατομών μέγιστης ροπής (διατομές 1 και 2). Στη συνέχεια ως κρίσιμες διατομές στις στηρίξεις θεωρούνται οι διατομές στον άξονα κάθε στήριξης. (Πάντως υπενθυμίζεται ότι στις συνήθεις περιπτώσεις της πράξης όπου οι δοκοί και τα κατακόρυφα μέλη είναι εκ κατασκευής ένα ενιαίο μονολιθικό σύστημα, ως κρίσιμες διατομές θεωρούνται οι διατομές στις παρειές των κατακόρυφων μελών).



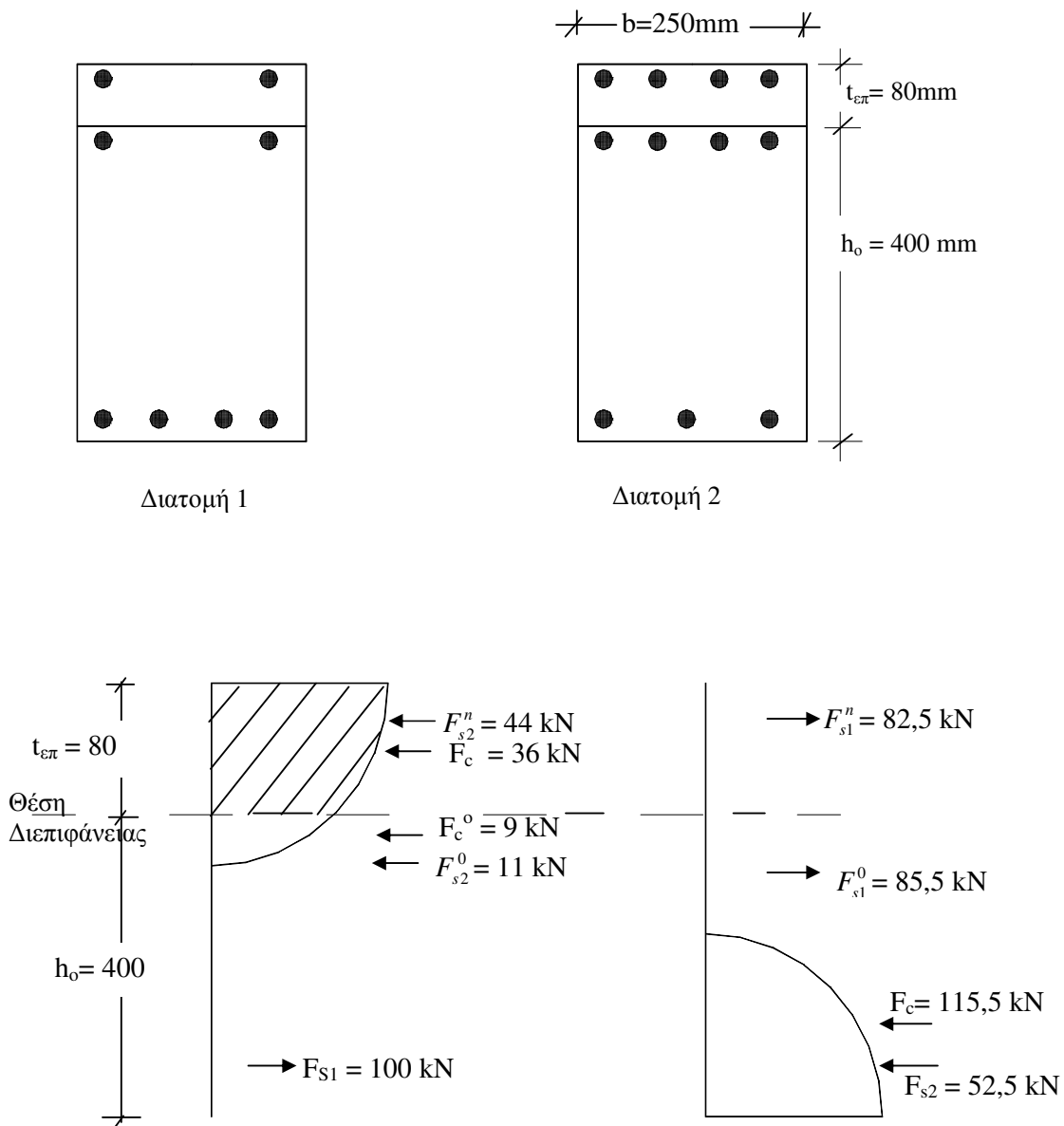
Σχήμα 5.52: Παράδειγμα συνεχούς δοκού δύο ανοιγμάτων με πρόσθετη στρώση σκυροδέματος στο άνω πέλμα. Διαγράμματα ροπών κάμψης (M_d) και τεμνουσών δυνάμεων (V_d)

Έστω ότι κατά την αστοχία της δοκού η κατανομή των εσωτερικών δυνάμεων στις διατομές μέγιστων ροπών (διατομές 1 και 2) έχουν προκύψει όπως φαίνονται στο Σχήμα 5.53.

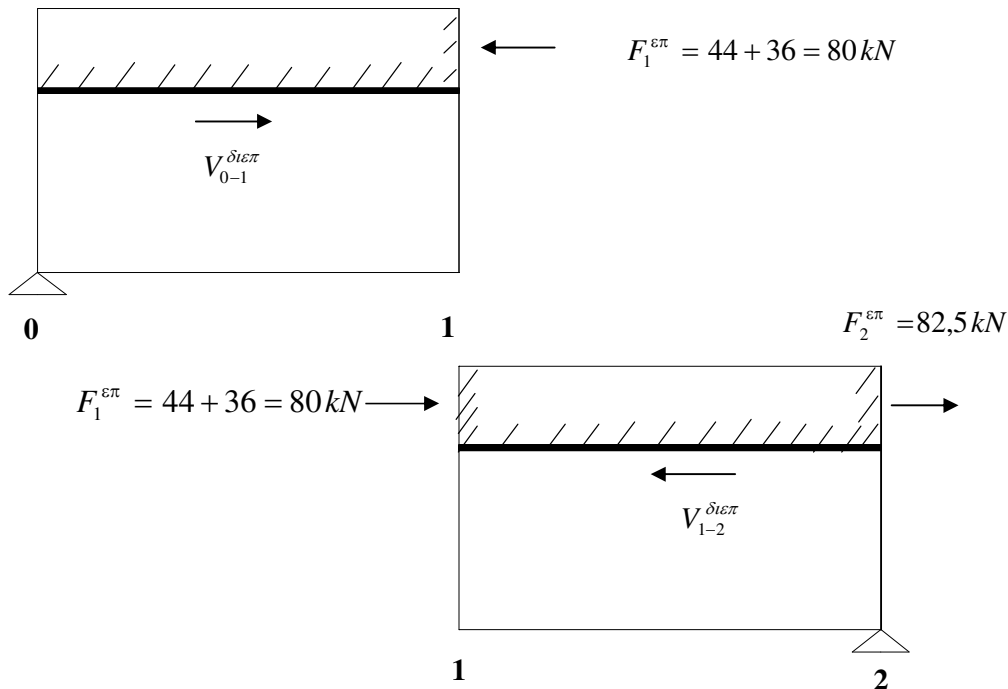
Το διατμητικό φορτίο στη διεπιφάνεια προκύπτει από ισορροπία δυνάμεων στα τμήματα της πρόσθετης στρώσης (Σχ.5.54) ως εξής:

$$V_{0-1}^{\text{διεπ.}} = \Delta F_{0-1}^{\text{επ}} = F_0^{\text{επ}} - F_1^{\text{επ}} = 0 - (-80) = +80 \text{ kN}$$

$$V_{1-2}^{\text{διεπ.}} = \Delta F_{1-2}^{\text{διεπ.}} = F_1^{\text{επ}} - F_2^{\text{επ}} = -80 - (82,5) = -162,5 \text{ kN}$$



Σχήμα 5.53: Διάταξη οπλισμών και κατανομή εσωτερικών δυνάμεων στην διατομή ανοίγματος (διατομή 1) και στήριξης (διατομή 2)



Σχήμα 5.54: Ισορροπία δυνάμεων στα τμήματα της πρόσθετης στρώσης σκυροδέματος

Απαιτούμενοι διατμητικοί σύνδεσμοι

Αγνοώντας τη συνεισφορά των μηχανισμών τριβής και συνοχής (βλ. §.4.6.3) θεωρούμε ότι το σύνολο του διατμητικού φορτίου στη διεπιφάνεια θα παραληφθεί από βλήτρα.

Επιλέγονται βλήτρα Φ14, S500 σχήματος Γ. (Η αιτιολόγηση γι' αυτή την επιλογή είναι ίδια με την αναφερόμενη στη συνέχεια στο 5^ο Αριθμητικό Παράδειγμα).

Το φορτίο σχεδιασμού κάθε βλήτρου προκύπτει:

$$V_{ud} = \frac{1,65}{1,3} \times 1,54 \times 10^{-4} \sqrt{\frac{25.000}{1,5} \times \frac{500.000}{1,15}} = 16,64 \text{ KN}$$

Τμήμα 0-1

$$\text{Πλήθος απαιτούμενων βλήτρων } n_{0-1} = \frac{80}{16,64} = 4,80$$

Τίθενται 5Φ14, S500

Τμήμα 1-2

$$\text{Πλήθος απαιτούμενων βλήτρων } n_{1-2} = \frac{162,5}{16,64} = 9,76$$

Τίθενται 10Φ14, S500.

Έλεγχος ελάχιστου ποσοστού

$$A_{sd}^{\min} = (\min \rho_s) A_{c\delta}$$

$$\min \rho_s = \max (\rho_{w,\min}^{\text{οπλ. διάτμ.}}, 0,12\%)$$

Για C25/30, S500 ισχύει: $\rho_{w,\min}^{\text{οπλ.διάτμ.}} = 0,11\%$ (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000)

Επομένως:

$$\min \rho_s = \max(0,11\%, 0,12\%) = 0,12\%$$

$$A_{c\delta}^{0-1} = l_{0-1} b \quad \text{και} \quad A_{c\delta}^{1-2} = l_{1-2} b$$

Επομένως:

$$A_{sd}^{\min} = \frac{0,12}{100} \times 1650 \times 250 = 495 \text{ mm}^2 \quad \text{για το τμήμα 0-1}$$

$$A_{sd}^{\min} = \frac{0,12}{100} \times 2750 \times 250 = 825 \text{ mm}^2 \quad \text{για το τμήμα 1-2}$$

Για το τμήμα 0-1 ισχύει:

$$A_{sd}^{0-1} = 5 \times A_s (\Phi 14) = 5 \times 154 = 770 \text{ mm}^2 > 495 \text{ mm}^2$$

Για το τμήμα 1-2 ισχύει:

$$A_{sd}^{1-2} = 10 \times 154 = 1540 \text{ mm}^2 > 825 \text{ mm}^2$$

Διάταξη βλήτρων

Τα βλήτρα τοποθετούνται στον άξονα της δοκού.

Η απλούστερη διάταξή τους είναι με ίσες αποστάσεις, ξεχωριστά για κάθε ένα από τα τμήματα 0-1 και 1-2 (Σχ.5.55).

Το πρώτο βλήτρο στο ελεύθερο άκρο τοποθετείται σε απόσταση c (βλ. §.4.6.3):

$$c = \min(7d_b, 100\text{mm}) = \min(7 \times 14 = 98\text{mm}, 100\text{mm}) \cong 100\text{mm} > 5d_b = 70\text{mm}$$

Έτσι, η αξονική απόσταση των βλήτρων στο τμήμα 0-1, προκύπτει:

$$s_{0-1} = \frac{l_{0-1} - c}{n_{0-1} - 0,5} = \frac{1650 - 100}{5 - 0,5} = 345\text{mm}$$

Ισχύει $s_{cr} < s_{0-1} < s_{\max}$

όπου:

$$s_{cr} = 1,3 \times (8 + 1) d_b = 1,3 \times 9 \times 14 = 164\text{mm}$$

είναι η αξονική απόσταση των βλήτρων, η οποία είναι κατ' ελάχιστον απαραίτητη, για την αθροιστική δράση μιας ομάδας n_D βλήτρων, αξιοποιώντας την πλήρη διατμητική τους αντοχή (βλ. § 4.4.1 Β' τύπος αστοχίας) και

$$s_{\max} = \min(6 t_{\varepsilon\pi}, 800\text{mm}) = \min(6 \times 80 \text{ mm}, 800 \text{ mm}) = 480 \text{ mm}$$

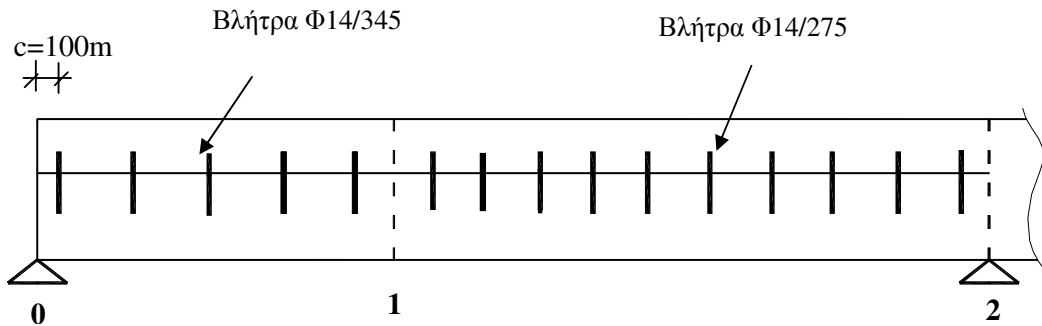
Επομένως τίθενται $\Phi 14/345$

Η απόσταση των βλήτρων στο τμήμα 1-2 προκύπτει:

$$s_{1-2} = \frac{l_{1-2}}{n_{1-2}} = \frac{2750}{10} = 275\text{mm}$$

Ισχύει $s_{1-2} = 275\text{mm} > s_{cr} = 164 \text{ mm}$ και $s_{1-2} = 275\text{mm} < s_{\max} = 480 \text{ mm}$

Επομένως τίθενται $\Phi 14/275$.



Σχήμα 5.55: Διάταξη βλήτρων με ομοιόμορφη κατανομή στα τμήματα 0-1 και 1-2

Μία ακριβέστερη διάταξη των βλήτρων θα παρακολουθούσε τη μεταβολή της διατμητικής ροής στη διεπιφάνεια κατά μήκος της δοκού.

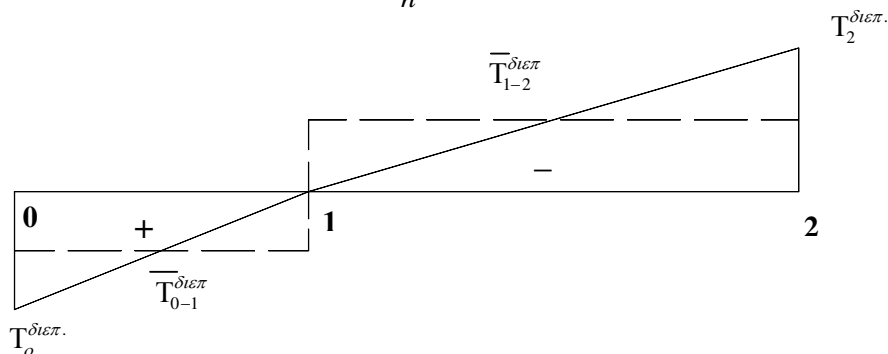
Ως διατμητική ροή (T_i), ορίζεται το διατμητικό φορτίο της διεπιφάνειας στη μονάδα μήκους του στοιχείου. Θεωρούμε ότι: (α) Στη διατομή 1 η διατμητική ένταση στη διεπιφάνεια είναι μηδενική επειδή εκεί η τέμνουσα σχεδιασμού V_{sd} είναι μηδενική. (β) Οι μέγιστες τιμές της διατμητικής έντασης στη διεπιφάνεια θα εμφανιστούν στις ακραίες διατομές 0 και 2 επειδή εκεί η V_{sd} λαμβάνει μέγιστες τιμές. (γ) Η μεταβολή της διατμητικής ροής στη διεπιφάνεια, στα τμήματα 0-1 και 1-2 είναι γραμμική επειδή το διάγραμμα τεμνουσών είναι γραμμικό. Έτσι η κατανομή της διατμητικής ροής (T_i) στη διεπιφάνεια κατά μήκος της δοκού, θα μπορεί να αποδοθεί από το διάγραμμα του Σχήματος 5.56.

Απαιτείται ως εκ τούτου μία πύκνωση της απόστασης των βλήτρων κοντά στις στηρίξεις.

Μία απλουστευμένη διαδικασία για τον προσδιορισμό των αποστάσεων είναι να θεωρηθεί ότι η μέση απόσταση των βλήτρων (s_μ) μπορεί να αυξηθεί και να μειωθεί μέχρι $s_\mu/2$

Δηλαδή: $s_\mu - \frac{s_\mu}{2} \leq s \leq s_\mu + \frac{s_\mu}{2}$ ή $\frac{s_\mu}{2} \leq s \leq 3\frac{s_\mu}{2}$, όπου: $s_\mu = \frac{l}{n}$ με βήμα

μεταβολής των αποστάσεων $\beta = \frac{s_\mu}{n}$



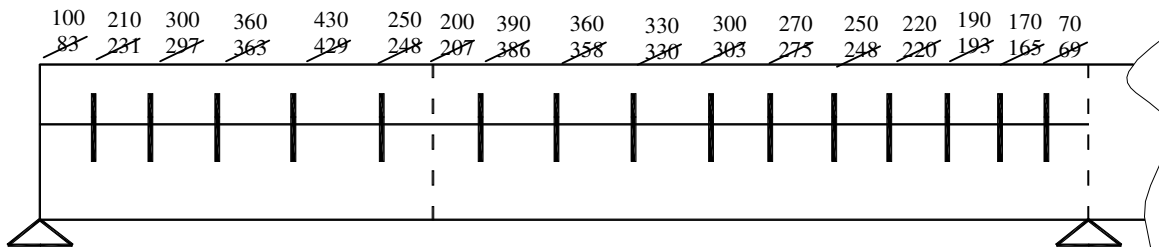
Σχήμα 5.56: Κατανομή Διατμητικής ροής (T_i) κατά μήκος της δοκού

Έτσι για το τμήμα 0-1

$$\text{προκύπτει: } s_{\mu} = \frac{1650}{5} = 330 \text{ mm και } \beta = \frac{330}{5} = 66 \text{ mm}$$

και για το τμήμα 1-2

$$\text{προκύπτει: } s_{\mu} = \frac{2750}{10} = 275 \text{ mm και } \beta = \frac{275}{10} = 27,5 \text{ mm}$$



Σχήμα 5.57: Διάταξη βλήτρων με πύκνωση προς τα άκρα (αποστάσεις σε mm)

Οι θέσεις των βλήτρων που προκύπτουν από την παραπάνω θεώρηση απεικονίζονται στο Σχήμα 5.57. Οι διορθώσεις στο σχήμα έχουν γίνει για στρογγυλοποίηση των αποστάσεων σε τάξη εκατοστών (cm) και για να τηρηθεί η δέσμευση της απόστασης των 100 mm από τα ελεύθερα άκρα.

Καθ' όλο το μήκος της δοκού ισχύει $s < s_{\max} = 480 \text{ mm}$. Αν σε κάποια περιοχή προέκυπτε απόσταση μεγαλύτερη από s_{\max} , προφανώς θα ετίθετο $s = s_{\max} = 480 \text{ mm}$.

4^ο Αριθμητικό Παράδειγμα

Ας θεωρηθεί ότι μία δοκός με τα ίδια γεωμετρικά χαρακτηριστικά και την ίδια ένταση όπως στο προηγούμενο παράδειγμα, δεν συμμετέχει στο σύστημα ανάληψης σεισμικής έντασης του φορέα. Στη συνέχεια εξετάζεται η δυνατότητα ανάληψης της διατμητικής έντασης στη διεπιφάνεια χωρίς την παρεμβολή διατμητικών συνδέσμων, θεωρώντας ότι το παλαιό σκυρόδεμα είναι κατηγορίας C16/20 και ότι η επιφάνειά του έχει προηγουμένως εκτραχυνθεί.

Οι μέσες τιμές των διατμητικών τάσεων στα τμήματα 0-1 και 1-2 προκύπτουν:

$$\bar{\tau}_{0-1}^{\text{διεπ.}} = \frac{V_{0-1}^{\text{διεπ.}}}{b \cdot l_{0-1}} = \frac{80}{0,25 \times 1,65} = 194 \text{ kN/m}^2 = 0,194 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{1-2}^{\text{διεπ.}} = \frac{V_{1-2}^{\text{διεπ.}}}{b \cdot l_{1-2}} = \frac{-162,5}{0,25 \times 2,75} = -236,4 \text{ kN/m}^2 = -0,236 \text{ MPa}$$

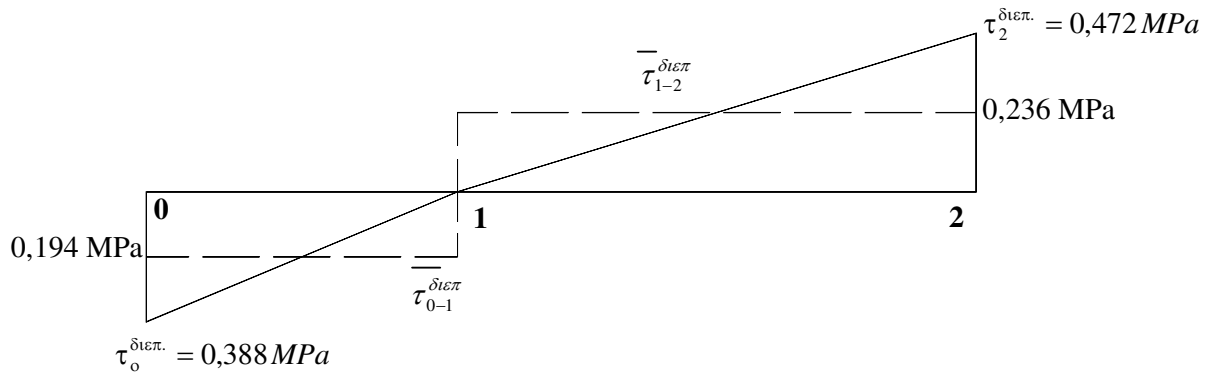
$$\text{όμως } T_i = \tau_i^{\text{διεπ.}} \cdot b$$

Δηλαδή η κατανομή των διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια ($\tau_i^{\text{διεπ.}}$) είναι ανάλογη της κατανομής της διατμητικής ροής T_i , (Σχήμα 5.56). Επομένως:

$$\tau_o^{\text{διεπ.}} = 2 \bar{\tau}_{0-1}^{\text{διεπ.}} = 2 \times 0,194 = 0,388 \text{ MPa}$$

$$\tau_2^{\text{διεπ.}} = 2 \bar{\tau}_{1-2}^{\text{διεπ.}} = 2 \times (-0,236) = -0,472 \text{ MPa}$$

Η κατανομή των διατμητικών τάσεων φαίνεται στο Σχήμα 5.58.



Σχήμα 5.58: Κατανομή διατμητικών τάσεων

Στη συνέχεια αγνοείται η συνεισφορά της τριβής επειδή ο προσδιορισμός της κάθετης προς τη διεπιφάνεια τάσης (από τα άνωθεν της επίστρωσης κατακόρυφα φορτία της δοκού) είναι σύνθετη διαδικασία για την οποία δεν έχουν δοθεί στοιχεία (δυσκαμψίες στοιχείων κ.τ.λ.)

Θεωρώντας ότι έχει προηγηθεί εκτράχυνση της επιφάνειας του παλαιού σκυροδέματος η διατμητική αντίσταση της διεπιφάνειας λόγω συνοχής προκύπτει (§ 4.6.2.2):

$$\tau_{cud} = 0,75 f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{1,5} = \frac{0,7 \times f_{ctm}}{1,5} = \frac{0,7 \times 0,3}{1,5} \quad f_{ck}^{2/3} = 0,14 \times 16^{2/3} = 0,889 \text{ MPa}$$

Επομένως:

$$\tau_{cud} = 0,75 \times 0,889 = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max} = 0,472 \text{ MPa} < \tau_{cud} = 0,67 \text{ MPa}$$

Επομένως δεν απαιτούνται διατμητικοί σύνδεσμοι.

5° Αριθμητικό Παράδειγμα

Ένα υποστυλώμα διατομής $400 \times 400 \text{ mm}^2$ ενισχύεται περιμετρικά με μανδύα Ο.Σ. πάχους 75 mm.

Δίνονται:

Καθαρό ύψος υποστυλώματος : $h_{\text{υπ}} = 3000 \text{ mm}$

Στοιχείο αρχικής διατομής : C16/20, 4Φ16, S400, $d_1 = 40 \text{ mm}$

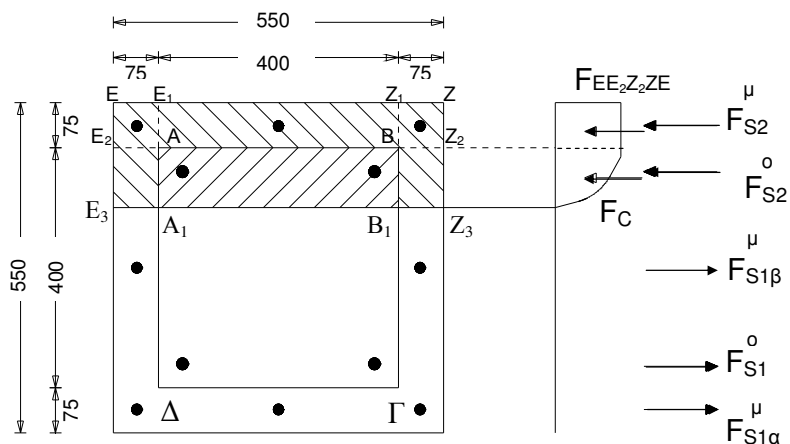
Στοιχεία ενίσχυσης: C16/20, 8Φ16, S400, $d_1 = 40 \text{ mm}$

Αξονικό φορτίο : $N_d = -450 \text{ kN}$,

Η καμπτική αντοχή της ενισχυμένης διατομής (θεωρουμένης ως μονολιθικής), για μονοαξονική ένταση, υπολογίστηκε $M_{dx} = M_{dy} = 236 \text{ kNm}$

Ζητείται ο έλεγχος επάρκειας της διεπιφάνειας σύνδεσης του υποστυλώματος με τον μανδύα, για καμπτική μονοαξονική σεισμική ένταση, κατά την οποία αναπτύσσονται οι μέγιστες ροπές κάμψης στα άκρα του ενισχυμένου στοιχείου.

Από την ανάλυση, για ένταση στη διεύθυνση που εξετάζεται, προέκυψε ότι οι ροπές κάμψης στην κορυφή και στη βάση του υποστυλώματος είναι ίσες και αντίθετου πρόσημου. Έστω ότι κατά την θετική διεύθυνση δράσης της σεισμικής έντασης, η διεπιφάνεια AB βρίσκεται στη μεν κορυφή του υποστυλώματος στη θλιβόμενη ζώνη, στη δε βάση του υποστυλώματος στην εφελκυσόμενη. Για τα δοθέντα εντατικά μεγέθη, οι εσωτερικές δυνάμεις που αντιστοιχούν στο σκυρόδεμα και το χάλυβα του μανδύα, υπολογίστηκαν με χρήση ενός ειδικού προγράμματος ανάλυσης διατομής (XTRACT, 2003) και βρέθηκαν τα εξής (Σχ. 5.59):



Σχήμα 5.59: Εσωτερικές δυνάμεις στη διατομή κορυφής του υποστυλώματος

Στην θλιβόμενη ζώνη:

Στο σκυρόδεμα

$$F_{EE_2Z_2ZE} = -560,60 \text{ kN}, \quad F_{E_2AA_1E_3E_2} = F_{Z_2BB_1Z_3Z_2} - 28,36 \text{ kN}$$

Στον χάλυβα $F_{s_2}^{\mu} = -74,91 \text{ kN}$

Στην εφελκόμενη ζώνη $F_{s_{1,a}}^{\mu} = +210,00 \text{ kN}$

Έλεγχος ασφαλούς ανάληψης της θλίβουσας δύναμης ($F_{c,\mu}$) του μανδύα.

$$F_{c,\mu} = 560,60 + 74,91 + 2 \times 28,36 = 692,23 \text{ kN}$$

Το διατιθέμενο μήκος συναρμογής u_o ισούται με το μήκος της πλευράς του υποστυλώματος που βρίσκεται υπό θλιπτικές τάσεις και μπορεί να εκτιμηθεί ως:

$$u_o = \frac{692,23}{692,23 + 210} 3000 = 2300 \text{ mm}$$

Επομένως το αναλαμβανόμενο, μέσω τριβής, διατμητικό φορτίο, εκτιμάται από την σχέση:

$$T_f = 4u_o \mu f_{2td} t = 4 \times 2300 \times 1,0 \times 0,889 \times 75 = 613410 \text{ N} \cong 613 \text{ kN}$$

$$f_{2td} = 0,889 \text{ MPa} \text{ (βλ. 4}^\circ \text{ Αριθμητικό Παράδειγμα).}$$

Σε ευθύγραμμο βλήτρα, η ανάληψη του μέγιστου διατμητικού τους φορτίου επιτυγχάνεται εφόσον το μήκος τους εντός του υποστυλώματος και εντός του μανδύα είναι κατ' ελάχιστον $8 d_b$ (βλ. § 4.6.3, Κατασκευαστικές Διατάξεις). Δεδομένου ότι το πάχος του μανδύα είναι 75 mm, θα έπρεπε να χρησιμοποιηθούν βλήτρα με μέγιστη διάμετρο $\Phi 8$. Αντ' αυτού, επιλέγεται η κατά παρέκκλιση επιτρεπόμενη χρήση βλήτρων μορφής Γ (βλ. § 4.6.3 Κατασκευαστικές Διατάξεις), που εμπίγονται εντός του υποστυλώματος σε βάθος $8d_b$, εξέχουν εντός του μανδύα σε μήκος $5d_b$ και κάμπτονται οριζόντια με σκέλος $5d_b$. Έτσι μπορούν να επιλεγούν βλήτρα μέγιστης διαμέτρου $\Phi 14$, δεδομένου ότι εντός του 75 mm πάχους μανδύα, οριακά μπορεί να καλυφθεί η απαίτηση $5d_b = 5 \times 14 = 70 \text{ mm}$.

Έστω λοιπόν βλήτρα $\Phi 14$ S500s.

Το πρώτο και το τελευταίο βλήτρο θα τοποθετηθούν σε απόσταση c από τα άκρα:

$$c = \min(7d_b, 100 \text{ mm}) = \min(7 \times 14 = 98 \text{ mm}, 100 \text{ mm}) \cong 100 \text{ mm} > 5d_b = 5 \times 14 = 70 \text{ mm}.$$

Θεωρώντας ότι η αστοχία των βλήτρων θα είναι Β' τύπου (απόσχιση ή διάρρηξη σκυροδέματος) το φορτίο σχεδιασμού των βλήτρων είναι:

$$V_{Rd,D} = \frac{1,65}{\gamma_{Rd}} A_s^{\beta_{\lambda\eta\tau\rho}} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} = \frac{1,65}{1,3} \times 1,54 \times 10^{-1} \sqrt{\frac{16}{1,5} \times \frac{50}{1,15}} = 13,32 \text{ kN}$$

Για ανακυκλιζόμενες δράσεις (βλ. § 4.4.1 Ανακύκλιση Φόρτισης)

$$V_{Rd,D}^{\text{ανακ.}} = 13,32(1 - 0,15\sqrt{2}) = 10,50 \text{ kN}$$

Επομένως το πλήθος των βλήτρων που απαιτείται στις θλιβόμενες διεπιφάνειες του υποστυλώματος προκύπτει:

$$n_D \geq \frac{F_{c,\mu} - T_f}{V_{Rd,D}} = \frac{692,23 - 613}{10,5} = 7,55 \text{ βλήτρα.} \quad \text{Τίθενται 8 βλήτρα}$$

Θεωρώντας ότι το πρώτο βλήτρο θα τοποθετηθεί σε απόσταση 100 mm από το άκρο του υποστυλώματος και το τελευταίο σε απόσταση $s/2$ από την θέση που αρχίζει το εφελκόμενο τμήμα των πλευρών AB ή ΓΔ, η ενδιάμεση απόσταση των βλήτρων προκύπτει:

$$s = \frac{2300 - 100}{8 - 0,5} = 293 \text{ mm} > s_{cr}$$

όπου:

$$s_{cr} = 1,3 \times (8 + 1) d_b = 11,7 d_b = 11,7 \times 14 = 164 \text{ mm}$$

είναι η απόσταση, η οποία είναι κατ' ελάχιστον απαραίτητη, για την αθροιστική δράση μιάς ομάδας n_D βλήτρων, αξιοποιώντας την πλήρη διατμητική τους αντοχή (βλ. §4.4.1 Β' Τύπος Αστοχίας).

Έλεγχος ελαχίστων

Σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις για τις ελάχιστες απαιτήσεις οπλισμού διεπιφάνειας (§4.6.3) πρέπει:

$$\min \rho_\delta = \max (\rho_{w,\min}^{\text{οπλ.διατμ.}}, 0,12\%)$$

Για C16/20, S500

$$\rho_{w,\min}^{\text{οπλ.διατμ.}} = 0,07\% \text{ (Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., 2000).}$$

Επομένως:

$$\min \rho_\delta = 0,12\%$$

$$\frac{A_s^{\text{βλήτρ.}}}{s} = \frac{0,12}{100} \times 400 = 0,48 \text{ mm}$$

$$A_s^{\text{βλήτρ.}} = 154 \text{ mm}^2$$

$$s \leq \frac{154}{0,48} = 320 \text{ mm}$$

Επίσης θα πρέπει:

$$s \leq \min (6t, 800 \text{ mm}) = \min (6 \times 75 = 450 \text{ mm}, 800 \text{ mm}) = 450 \text{ mm}$$

Επομένως τοποθετούνται βλήτρα S500s Φ14/290.

Υπό την προϋπόθεση ότι εφαρμόζονται κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα που εξασφαλίζουν επιμελημένη σφήνωση του μανδύα, κάτω από την πλάκα και τις δοκούς, οι σχετικοί έλεγχοι που αφορούν τις εφελκόμενες διεπιφάνειες μπορούν να παραλειφθούν. Λαμβάνοντας υπόψιν την, λόγω σεισμού, εναλλαγή του προσήμου της ροπής, επιλέγεται η τοποθέτηση των βλήτρων Φ14/290 σ' όλο το ύψος των πλευρών AB και ΓΔ. Στις πλευρές ΒΓ και ΑΔ θα πρέπει να τοποθετηθούν τα ελάχιστα βλήτρα, Φ14/320 S500s.

Έλεγχος ανάληψης εφελκυστικής δύναμης του μανδύα

Ο έλεγχος αυτός εφαρμόζεται μόνο στην περίπτωση που δεν εφαρμόζονται κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα που να εξασφαλίζουν καλή σφήνωση του μανδύα στην πλάκα και τις δοκούς.

Στις διατομές του μανδύα όπου οι διεπιφάνειες AB και ΓΔ βρίσκονται σε εφελκυσόμενες ζώνες, η εφελκυστική δύναμη που αναλογεί στον μανδύα είναι :

$$F_{s,\mu} = F_{s1,a}^{\mu} = 210 \text{ kN}$$

Αγνοώντας την συνεισφορά της τριβής, σε διεπιφάνειες που βρίσκονται στην εφελκυσόμενη ζώνη, το απαιτούμενο πλήθος των βλήτρων είναι:

$$n_D \geq \frac{210}{10,5} = 20 \text{ βλήτρα.}$$

Επομένως απαιτούνται 20 βλήτρα Φ14 S500s σε κάθε εφελκυσόμενη διεπιφάνεια. Λαμβάνοντας υπόψιν ότι το μήκος της εφελκυσόμενης πλευράς του υποστυλώματος είναι $3000-2300 = 700 \text{ mm}$ η απόσταση των βλήτρων προκύπτει :

$$s = \frac{700-100}{19,5} = 31 \text{ mm} \ll s_{cr} = 164 \text{ mm}$$

Είναι ως εκ τούτου προφανής η ανάγκη καλής σφήνωσης του μανδύα. Αν παρόλα αυτά, δεν είναι δυνατόν να εφαρμοστεί η σφήνωση, στην περίπτωση αυτή θα πρέπει να γίνει χρήση αναρτήρων. Σημειώνεται ότι η χρήση βλήτρων μεγαλύτερης διαμέτρου δεν ωφελεί, διότι (α) όπως προαναφέρθηκε, η δράση τους είναι μειωμένη, επειδή το εξέχον (εντός του μανδύα) μήκος τους είναι αναγκαστικά μικρότερο από τον ελάχιστο απαιτούμενο $5d_b$ λόγω του μικρού πάχους του μανδύα και (β) η αύξηση της διαμέτρου των βλήτρων δεν μπορεί να καλύψει την μεγάλη διαφορά της απαιτούμενης απόστασης s από την τιμή της s_{cr} .

Υπολογισμός Αναρτήρων

Επιλέγονται αναρτήρες Φ18 από συγκολλησιμο χάλυβα S500s. Από την γεωμετρία της διάταξης (βλ. Σχ.5.60β), το ύψος των αναρτήρων προκύπτει: $h_s = 72 \text{ mm}$.

Επομένως το φορτίο που μπορεί να αναληφθεί από ένα αναρτήρα είναι:

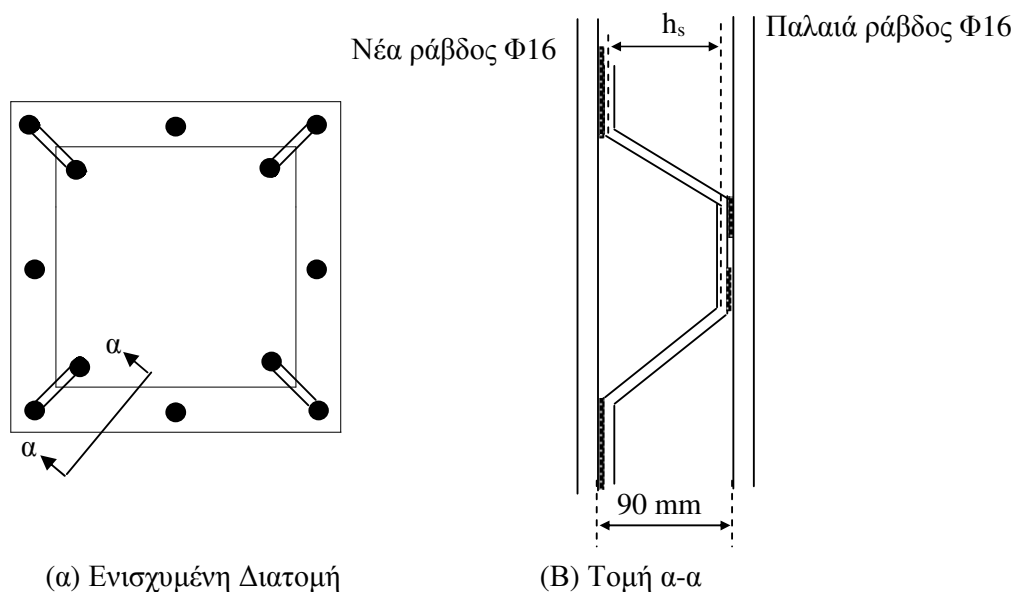
$$T_{a,1} = 2 \times 10 \times \frac{A_{sa}}{h_s} = 20 \times \frac{254}{72} = 70,55 \text{ kN} > F_s^{\text{παλ.ράβδ.}} = 201 \times \frac{0,4}{1,15} = 69,9 \text{ kN}$$

Επομένως $T_{a,1} = 69,9 \text{ kN}$

Αν τοποθετηθούν 2 αναρτήρες σε κάθε γωνιακή ράβδο του υποστυλώματος (Σχ. 5.60α), το αναλαμβανόμενο μέσω αναρτήρων φορτίο προκύπτει:

$$T_a = 2 \times 2 \times 69,9 = 279,6 \text{ kN} > F_{s,\mu} = 210 \text{ kN}$$

Ως εκ τούτου δεν απαιτούνται πρόσθετα βλήτρα.



Σχήμα 5.60: Περίπτωση τοποθέτησης αναρτήρων

Προφανώς η χρήση δύο επιπλέον αναρτήρων σε κάθε γωνιακή ράβδο και στις θλιβόμενες διεπιφάνειες, υπερκαλύπτει τις απαιτήσεις εκεί, δεδομένου ότι:

$$T_f + T_a = 613 + 279,6 = 892,6 \text{ kN} > F_{c,\mu} = 800 \text{ kN}$$

Επομένως σ' αυτήν την περίπτωση (που ο μανδύας δεν είναι καλά σφηνωμένος), θα μπορούσαν τελικά να χρησιμοποιηθούν από 4 αναρτήρες Φ18 S500s σε κάθε γωνιακή ράβδο σ' όλο το ύψος του υποστρώματος. Ο οπλισμός αυτός καλύπτει τις ελάχιστες απαιτήσεις οπλισμού διεπιφάνειας (βλ. §4.6.3) δεδομένου ότι

$$\rho_{\delta} = \frac{A_{sd}}{A_{c\delta}} \sin \alpha = \frac{4 \times 4 \times 2 \times 254 \times \sqrt{2} / 2}{4 \times 400 \times 3000} = 0,12\% \cong \rho_{\delta,\min}$$

Επομένως δεν απαιτείται η τοποθέτηση πρόσθετων βλήτρων.

Προσεγγιστική Επίλυση

Προσεγγιστικά, όταν δεν διατίθεται ειδικό λογισμικό, για τον προσδιορισμό των επί μέρους δυνάμεων που ασκούνται στα στοιχεία του μανδύα, θα μπορούσαν, συντηρητικά, να γίνουν οι παραδοχές ότι:

(α) Ολόκληρη η θλιπτική δύναμη της ενισχυμένης διατομής αναλαμβάνεται από τον μανδύα και (β) Οι οπλισμοί του μανδύα αναλαμβάνουν την δύναμη που αντιστοιχεί στην διαρροή τους.

Υπό τις παραπάνω προϋποθέσεις προκύπτουν τα εξής:

Το ανηγμένο αξονικό φορτίο της συνολικής διατομής είναι:

$$v_d = -\frac{450 \times 1,5}{0,55 \times 0,55 \times 16.000} = -0,14 > -0,4$$

Επομένως, η συνολική εφελκυστική δύναμη στην εφελκυσόμενη ζώνη αγνοώντας την δύναμη $F_{s1,\beta}$ που αναλαμβάνουν οι ενδιάμεσοι οπλισμοί (βλ. Σχ. 5.59), είναι:

$$F_{s,\text{tot}} = 5 \times 201 \times \frac{400}{1,15} = 349565 \text{ N} \cong 350 \text{ kN}$$

Η συνολική θλιπτική δύναμη της διατομής είναι:

$$F_{c,\text{tot}} = N_d - F_{s,\text{tot}} = -450 - 350 = -800 \text{ kN}$$

$$d = 480 \text{ mm} \quad z \cong 410 \text{ mm}$$

$$M_d = 800 \times 0,41 - 450 \times 0,205 = 236 \text{ kNm}$$

Η επίλυση τώρα επαναλαμβάνεται, θεωρώντας ως δυνάμεις στον μανδύα

$$F_{c,\mu} = -800 \text{ kN} \text{ και}$$

$$F_{s,\mu} \cong F_{s1,a}^{\mu} = 3 \times 201 \times \frac{0,400}{1,15} = +210 \text{ kN}$$

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Αντωνόπουλος Κ., (2001)

“Ενίσχυση Κόμβων Οπλισμένου Σκυροδέματος με Σύνθετα Υλικά”, Διδακτορική Διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών.

Βιντζηλαίου Ε. και Πεδιαδίτης Π., (1983)

“Παραμετρική Διερεύνηση Μανδύων Υποστυλωμάτων”, Πρακτικά 6^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Εκδ. ΤΕΕ, Τόμ.2, 101-108, Γιάννενα.

Δρίτσος Σ., (2000)

“Ενισχύσεις/Επισκευές Κατασκευών από Ο.Σ.-Σχεδιασμός και Διαστασιολόγηση” Εκδ.Πανεπ.Πατρών, Πάτρα.

Δρίτσος Σ., (2005)

“Επισκευή και Ενίσχυση Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα” Έκθεση Ερευνητικού Προγράμματος προς τον ΟΑΣΠ, Αθήνα.

Ε.Μ.Π., (1987)

“Συστάσεις για τις Επισκευές Κτιρίων Βλαμμένων από Σεισμό”, Αθήνα.

- Ι.Ο.Κ. Ομάδα Εργασίας: Δρίτσος Σ., Θεοδωράκης Σ., Σπανός Χ., Τζανέτος Γ., (2004)
“Π.Ε.ΤΕ.Π. (Προσωρινές Εθνικές Τεχνικές Προδιαγραφές) για Έργα Αποκατάστασης Ζημιών από Σεισμούς”, www.iok.gr, Αθήνα.
- Καραγιάννης Χ., Χαλιορής Κ., Σίδερης Κ., Οικονόμου Χ., (1996)
“Πειραματική Διερεύνηση της Ικανότητας Ακραίων Κόμβων Ο.Σ. Επισκευασμένων με Ρητίνες”, Πρακτικά 12^ο Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Εκδ. ΤΕΕ, Τόμ.3, 363-374, Λεμεσός, Κύπρος.
- Νεοκλέους Κ., Πηλακούτας Κ., Δρίτσος Σ., Τριανταφύλλου Θ., (1999)
“Σχεδιασμός Οπλισμένου Σκυροδέματος με Ινοπλισμένα Πολυμερή”, Πρακτικά 13^ο Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμ.2, 266-276, Ρέθυμνο.
- ΟΑΣΠ, (2005)
ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων), Σχέδιο 2, Αθήνα, (Αδημοσίευτο κείμενο).
- Πανταζοπούλου Σ. (2004)
Προσωπική επικοινωνία.
- Πενέλης Γ., Κάππος Α., (1990)
“Αντισεισμικές Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυροδέμα” Εκδ. Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
- Τάσιος Θ., (1981)
“Η Μηχανική της Επισκευής Υποστρωμάτων με Μανδύα”, Πρακτικά 5^ο Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Εκδ. ΤΕΕ, 163-167, Λευκωσία.
- Τάσιος Θ., Λέφας Ι., (1983)
“Εμπειρικές Σχέσεις Προγνώσεως Συμπεριφοράς Δομικών Στοιχείων υπό Ανακυκλιζόμενη Φόρτιση”, Πρακτικά 6^ο Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Εκδ. ΤΕΕ, Τόμ.1, 448-505, Γιάννενα.
- Τάσιος Θ., (1984)
“Επισκευές Μετά από το Σεισμό”, Πρακτικά Συνεδρίου: Σεισμοί και Κατασκευές, Ο.Α.Σ.Π., Εκδ. Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος, Τόμ.1, 595-636, Αθήνα.
- Τάσιος Θ., (2003)
Προσωπική Επικοινωνία.
- Τάσιος Θ., (2004)
“Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων”, Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών, Ε.Μ.Π.

- Ταστάνη Σ., Πανταζοπούλου Σ. (2004)
 “Συστάσεις για Αντισεισμικές Ενισχύσεις Στοιχείων Περιορισμένης Πλαστιμότητας με Μανδύες Σύνθετων Υλικών”, Περιοδικό Κτίριο, Τεύχ. Α-Β, σελ.61-70.
- Τριανταφύλλου Θ., (2003)
 “Ενισχύσεις Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος με Σύνθετα Υλικά”, Πάτρα.
- Τριανταφύλλου Θ., (2000)
 “Ενισχύσεις Κατασκευών με Σύνθετα Υλικά-Υπολογισμοί”, Δελτ. Συλ. Πολιτικών Μηχανικών, Νο 275, 14-22.
- Τσώνος Α., (2000)
 “Σεισμική Συμπεριφορά Επισκευασμένων και Ενισχυμένων Δοκιμίων Κόμβων από Ο.Σ”, Τεχνικά Χρονικά, Εκδ. Τ.Ε.Ε. , Επιστημονική περιοχή Α.
- Τσώνος Α., (2003α)
 “Επισκευή Κόμβων Δοκού-Υποστυλώματος με την Μέθοδο της Καθαίρεσης και Αποκατάστασης”, Πρακτικά 14^ο Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμ.Β, 583-591.
- Τσώνος Α., (2003β)
 “Αποδοτικότητα Δίπλευρων-Τρίπλευρων Μανδύων για την Μετασεισμική Ενίσχυση Δοκιμίων Στύλων-Κόμβων από Ο/Σ”, Πρακτικά 14^ο Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμ.Β, 571-582.
- Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., (1997)
 Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων “Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος-97” Υπ.Απόφ. Δ14/19164, 28-3-1997, ΦΕΚ 315B/17-4-1997.
- Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., (2000)
 “Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος – ΕΚΩΣ 2000”. Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων, Αθήνα.
- Φαρδής Μ., (2005)
 “Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος”, Μέρος 1, Εκδόσεις Παν.Πατρών, Πάτρα.
- Χρονόπουλος Μ., (1985)
 “Συστάσεις και Πρακτικοί Κανόνες για τον Επανεέλεγχο Επισκευασμένων-Ενισχυμένων Υποστυλωμάτων από Οπλισμένο Σκυροδέμα”, Πρακτικά 7^ο Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Εκδ. ΤΕΕ, Τόμ.2, 201-210, Πάτρα.
- Bousias S., Fardis M. (2003)
 “Experimental Research on Vulnerability and Retrofitting of Old Type of Columns Under Cyclic Loading”, Proc. of Science for Peace Workshop, Kluwer Academies Publishers.

- Bousias S., Spathis L., Fardis M. (2004)
 “Seismic Retrofitting of Columns With Lap-Splices Via R.C. Jackets”, Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No 1937.
- CEN Tech. Com., 250/SC8, Eurocode 8-Part 1.4, (1995)
 “Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: Strengthening and Repair of Buildings”, prENV 1998-1-4., Brussels.
- Chronopoulos M., Scarpas A., Tassios T., (1994)
 “Response of Original and Repaired R.C. Joints Under Cyclic Imposed Deformations” Proc. of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, Ed. Balkema, Vol.3, 2261-2267, Vienna.
- Dritsos S., Pilakoutas K., (1992)
 “Composite Technique for Repair/Strengthening of R.C. members”, Proc. of 2nd International Symposium on Composite Materials and Structures, 958-963 Beijing, China.
- Dritsos S., Georgopoulos T., Pilakoutas K., (1993)
 “Experimental Study on a Composite Technique for Repair/Strengthening of R.C. Columns” Proc. of 5th International Conference on Structural Faults and Repair, Vol.3, 189-193, Edinburgh.
- Dritsos S., (1994)
 “Ultimate Strength of Flexurally Strengthened R.C. Members”, Proc. of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, 1637-1642, Vienna.
- Dritsos S., Pilakoutas K., (1994)
 “Repair/Strengthening Techniques for Structurally Damaged R.C. Columns”, Proc. of the 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, 667-676, Chicago, Illinois.
- Dritsos S., Pilakoutas K., (1995)
 “Strengthening RC Elements by New Concrete Layers” Proc. of the 5th SECED Conference: European Seismic Design Practice, 611-617, Chester.
- Dritsos S., (1996a)
 “Strengthening of RC Beams by New Cement Based Layers”, Proc. of the International Conference: Concrete Repair Rehabilitation and Protection, 515-526, Dundee.
- Dritsos S., (1996b)
 “Flexural Behaviour of Retrofitted RC Beams”, CD Proc. of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 516 Acapulco.

- Dritsos S., (1997a)
 “Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Columns”, Journal of Construction Repairs, Vol.11(4), 35-40.
- Dritsos S., (1997b)
 “Analysis of Retrofitted Reinforced Concrete Beams”, Proc. of the 7th International Conference on Structural Faults and Repair, Vol.2, 501-507, Edinburgh.
- Dritsos S., Taylor C., and Vadoros K., (1997)
 “Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Structures by Concrete Jacketing”, Proc. of the 7th International Conference on Structural Faults and Repair, Vol.3, 391-402, Edinburgh.
- Dritsos S., Vadoros K., and Taylor C., (1998a)
 “Shaking Table tests on a Retrofitted, Small Scale, R.C. Model Building” Proc. of the 6th CECED Conference: Seismic Design Practice into the Next Century, 525-533, Oxford.
- Dritsos S., Vadoros K., and Taylor C., (1998b)
 “Retrofitting of Reinforced Concrete Frame Buildings” CD Proc. of IABSE Colloquium, Paper No 2102, Berlin.
- Dritsos S., Georgakopoulou M., (1999)
 “Concrete Jacketing for Seismic Strengthening”, CD Proc. of fib Symposium 1999: Structural Concrete-The Bridge Between People, Paper No 395, Prague.
- EC8-Part3, (2004)
 “Assessment and Retrofitting of Buildings”, Draft Document of prEN 1998-3, European Committee for Standardization, Brussels.
- fib, (2001)
 “Externally Bonded FRP Reinforcement for R.C. Structures”, fib Bul. No 14, Lausanne.
- Frangou M., Pilakoutas K., Dritsos S., (1993)
 “Repair/Strengthening of Columns by a Simple Localized Strengthening Technique”, Proc. of the 5th International Conference on Structural Faults and Repair, Vol.3, 205-211, Edinburgh.
- Geng Ze-Jun, Chajes Michael J., Chou Tsu-Wei, Pan David Yen-Cheng, (1998)
 “The Retrofitting of Reinforced Concrete Column-to-Beam Connections” Journal of Composites Science and Technology, Vol.58, 1297-1305.
- Ghobarah A., Tarek S. Aziz, Asharaf Biddah, (1997)
 “Rehabilitation of Reinforced Concrete Frame Connections Using Corrugated Steel Jacketing”, ACI Structural Journal, Vol. 94(3), 283-294.

- Kahn L., (1980)
 “Strengthening of Existing R.C. Columns for Earthquake Resistance”, Proc. of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 4, 327-334, Istanbul.
- Spadea G., Bencardino F., Swamy R.N., (2000)
 “Strengthening Through Bonded External Reinforcement Design for Extended Durable Service Life”, Proc. of the 2nd International Symposium: Cement and Concrete Technology in the 2000 s, Vol.2, 505-514, Istanbul.
- Swamy R., Jones R., Bloxham J., (1987)
 “Structural Behaviour of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-Bonded Steel Plates”, The Structural Engineer, 65A(2), 59-68.
- Tassios T., (1982)
 “The Mechanics of Column Repair with a Reinforced Concrete Jacket”, Proc. of the 7th European Conference on Earthquake Engineering, Vol.5, 249-257, Athens.
- Teng J.G., Chen J.F., Smith S.T., Lam L., (2001)
 “FRP Strengthened R.C. Structures”, John Willey and Sons Inc.
- Tsonos A., (1999)
 “Lateral Load Response of Strengthened R/C Beam-to-Column Joints”, A.C.I. Structural Journal, Vol. 96(1), 46-56.
- Tsonos A., (2001)
 “Seismic Rehabilitation of Reinforced Concrete Joints by the Removal and Replacement Technique”, European Earthquake Engineering, Vol.3, 29-43.
- UNIDO/UNDP, (1983)
 “Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick-Masonry Buildings”, Project RER/79/015: Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Region, UNIDO, Vol. 5, Vienna.
- XTRACT, (2003)
 Section Analysis Software, Imbsen Software Systems, Sacramento, California.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ
Συμπληρωματική Βιβλιογραφία*

-
- * - Οι βιβλιογραφικές αναφορές καταχωρούνται κατά θέμα με φθίνουσα χρονολογική σειρά και καλύπτουν ένα μικρό αντιπροσωπευτικό ποσοστό της υπάρχουσας βιβλιογραφίας.
 - Η καταχώρηση σε κατηγορίες θα πρέπει να θεωρηθεί ενδεικτική, αφού συχνά κάποιες εργασίες διαπραγματεύονται περισσότερο από ένα κατηγοριοποιημένα θέματα.

ΣΥΜΠΛΗΡΩΜΑΤΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΩΣ ΣΥΝΟΛΟΥ

- 1 **A ductile steel eccentrically-braced system as seismic retrofit for brick-masonry infilled concrete frames**, J.G. Bouwkamp, Proc of G. Penelis International Symposium on Concrete and Masonry Structures, 179-189, Thessaloniki, 2000, (προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων, *πειραματική*)
- 2 **Behavior of r/c frames rehabilitated with concentric steel bracing**, H.A. Elfath, A. Ghobarah, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 27, 433-444, 2000, (προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων, *αναλυτική*)
- 3 **Full-scale shaking table test of passive response control in existing old buildings**, T. Miyama, K. Fujisawa, S. Ilzuka, N. Masaki, S. Mase, S. Soda, Proc of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 1840, Auckland, New Zealand, 2000, (ενσωμάτωση στοιχείων απορρόφησης ενέργειας, *πειραματική*)
- 4 **Seismic retrofit of reinforced concrete buildings-a review and case study**, M.C. Griffith, A.V. Pinto, Proc of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 2327, Auckland, New Zealand, 2000 (μανδύες υποστλωμάτων και προσθήκη τοιχοπληρώσεων, προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων, *συνθετική-εφαρμογή*)
- 5 **Rubber-based energy dissipators for earthquake protection of structures**, K.N.G. Fuller, H.R. Ahmadi, I.R. Goodchild, G.Magonette, F. Taucher, C. Dumoulin, Proc of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 1678, Auckland, New Zealand, 2000, (ενσωμάτωση στοιχείων απορρόφησης ενέργειας, *πειραματική*)
- 6 **Advanced passive control techniques for retrofit of existing buildings in seismic zones**, F.L. Zhou, X.Y. Gao, W.M. Yan, Z.G. Xu, W.G. Liu, J.L. Xie, J. Chung, Proc of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 194, Auckland, New Zealand, 2000, (ενσωμάτωση στοιχείων απορρόφησης ενέργειας, *συνθετική*)
- 7 **Seismic performance of an existing reinforced concrete frame retrofitted by precast prestressed concrete shear walls**, M. Inukai, T. Kaminosono, Proc of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 2246, Auckland, New Zealand, 2000,

- (προσθήκη προεντεταμένου τοιχώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα, πειραματική)
- 8 **Numerical efficiency assessment of energy dissipators for seismic protection of buildings**, D. Fotti, L. Bozzo, F. Lopez-Almansa, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 27, 543-556, 1998, (ενσωμάτωση στοιχείων απορρόφησης ενέργειας, αναλυτική)
 - 9 **Seismic performance and retrofit evaluation of r/c structures**, J.M. Bracci, S.K. Kunnath, A.M. Reinhorn, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 123(1), 3-10, 1997, (μανδύες υποστυλωμάτων και ενίσχυση κόμβων, αναλυτική)
 - 10 **Use of steel bracing in reinforced concrete frames**, M.R. Maheri, A. Sahebi, Engineering Structures, Vol 19(12), 1018-1024, 1997, (προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων, πειραματική)
 - 11 **Seismic rehabilitation of existing R/C structures using base isolation systems**, H. Solanki, A.C.I. SP-160, 255-276, 1996, (σεισμική μόνωση, αναλυτική-εφαρμογή)
 - 12 **Frame retrofit by viscous and viscoelastic dampers**, Y. Fu, Proc of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 428, Acapulco, Mexico, 1996, (ενσωμάτωση στοιχείων απορρόφησης ενέργειας, αναλυτική)
 - 13 **Retrofit of concrete structures using supplemental damping devices**, A.M. Reinhorn, C. Li, Proc of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 78, Acapulco, Mexico, 1996, (ενσωμάτωση στοιχείων απορρόφησης ενέργειας, πειραματική-αναλυτική)
 - 14 **A simplified design method for retrofit of gravity load design reinforced concrete frames with friction dampers**, R. Rao, P. Gergely, R. White, Proc of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 1691, Acapulco, Mexico, 1996, (ενσωμάτωση στοιχείων απορρόφησης ενέργειας, αναλυτική)
 - 15 **Friction-dampers for seismic control of buildings, “a Canadian experience”**, A.S. Pall, R. Pall, Proc of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 497, Acapulco, Mexico, 1996, (ενσωμάτωση στοιχείων απορρόφησης ενέργειας, εφαρμογή)
 - 16 **Design strategies for the seismic retrofit of r/c frames**, J.A. Pincheira, Earthquake Spectra, Vol 9(4), 817-842, 1993, (προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων, προσθήκη τοιχώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα, αναλυτική)
 - 17 **Experience on the use of supplementary energy dissipators on building structures**, E. Martinez-Romero, Earthquake Spectra, Vol 9(3), 581-525, 1993, (ενσωμάτωση στοιχείων απορρόφησης ενέργειας, εφαρμογή)

- 18 **Evaluation of seismic retrofit of r/c frame structures: part I Experimental performance of retrofitted subassemblages**, D. Choudhuri, J.B. Mander, A.M. Reinhorn, Technical Report No NCEER-92-0030, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, USA, 1992, (αξιολόγηση εναλλακτικών τεχνικών ενίσχυσης, μανδύες υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα, ενίσχυση κόμβου, αναλυτική-πειραματική)
- 19 **Evaluation of seismic retrofit of r/c frame structures: part II Experimental performance and analytical study of a retrofitted structural model**, J.M. Bracci, A.M. Reinhorn, J.B. Mander, Technical Report No NCEER-92-0031, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, USA, 1992, (μανδύες υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα, ενίσχυση κόμβου, αναλυτική - πειραματική)
- 20 **Hysteretic response of reinforced concrete infilled frames**, S. Altin, U. Ersoy, T. Tankut, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 118(8), 2133-2150, 1992, (προσθήκη τοιχοπληρώσεων, πειραματική-αναλυτική)
- 21 **Observations on two seismic strengthening schemes for concrete frames**, T.D. Bush, L. A. Wyllie, J.O. Jirsa, Earthquake Spectra, Vol 7(4), 511-527, 1991, (προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων, προσθήκη τοιχώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα, πειραματική)
- 22 **Behavior of reinforced concrete frame strengthened using structural steel bracing**, T.D. Bush, E.A. Jones, J.O. Jirsa, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 117(4), 1115-1126, 1991, (προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων, πειραματική)
- 23 **Evaluation of strengthening schemes and effects on dynamic characteristics of r/c frames**, R.M. Jordan, M.E. Kreger, Proc of 4th US National Conference on Earthquake Engineering, Vol 3, 363-372, California, USA, 1990, (ενίσχυση με δύο εναλλακτικούς τρόπους: (α) κατασκευή μανδύων σκυροδέματος σε υποστυλώματα και δοκούς, (β) προσθήκη τοιχοπληρώσεων και κατασκευή μανδύων σκυροδέματος σε υποστυλώματα, αναλυτική)
- 24 **Strengthening of r/c frame structures**, G.L. Krause, K. Wight, Proc of 4th US National Conference on Earthquake Engineering, Vol 3, 373-382, California, USA, 1990, (προσθήκη τοιχοπληρώσεων, κατασκευή μανδύων σκυροδέματος σε υποστυλώματα, πειραματική)
- 25 **Behavior of a structure strengthened using reinforced concrete piers**, T.D. Bush, C.R. Talton, J.O. Jirsa, A.C.I. Structural Journal, Vol 87(5), 557-563, 1990, (προσθήκη τοιχώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα, πειραματική)

- 26 **Steel bracing of reinforced concrete frames for seismic retrofitting**, M. Badoux, J.O. Jirsa, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 116(1), 55-74, 1990, (προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων, αναλυτική)
- 27 **The Mexico Earthquake of September 19, 1985-Typical Cases of repair and strengthening of concrete buildings**, M. Jara, C. Hernandez, R. Garcia, F. Robles, Earthquake Spectra, Vol 5(1), 175-193, 1989, (κατασκευή μανδύων σκυροδέματος σε υποστυλώματα και προσθήκη νέων τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα, κατασκευή μανδύων σκυροδέματος σε υποστυλώματα και δοκούς, προσθήκη νέων τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα και ενίσχυση των υπαρχόντων, προσθήκη τοιχοπληρώσεων και δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων, εφαρμογή)
- 28 **Seismic strengthening of a reinforced concrete frame**, T.D. Bush, PhD Dissertation, University of Texas at Austin, USA, 1987, (προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων, προσθήκη τοιχώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα, πειραματική)
- 29 **Strength and behavior of postcast shear walls for strengthening of existing reinforced concrete buildings**, H. Aoyama, D. Kato, H. Katsumata, Y. Hosokawa, Proc of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol 1, 485-492, San Francisco, USA, 1984, (κατασκευή τοιχώματος από σκυρόδεμα εντός πλαισίου, πειραματική)
- 30 **Experimental studies on retrofitting of reinforced concrete building frames**, Y. Higashi, T. Endo, Y. Shimizu, Proc of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol 1, 477-484, San Francisco, USA, 1984, (κατασκευή τοιχωμάτων από σκυρόδεμα εντός πλαισίων, προσθήκη προκατασκευασμένων τοιχωμάτων, προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων, πειραματική)
- 31 **Bolted connections for precast R.C panels used for repair and/or strengthening**, O. Yuzugullu, Proc of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol 1, 501-507, San Francisco, USA, 1984, (προσθήκη προκατασκευασμένου τοιχώματος, πειραματική)
- 32 **The strengthening methods of the existing reinforced concrete buildings**, T. Hayashi, H. Niwa, M. Fukuhara, Proc of 7th World Conference on Earthquake Engineering, Vol 4, 89-96, Istanbul, Turkey, 1980, (κατασκευή τοιχώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα εντός πλαισίου με διάφορους τρόπους σύνδεσης, μεταλλικοί μανδύες υποστυλωμάτων, πειραματική)
- 33 **Aseismic strengthening of existing r/c buildings**, S. Sugano, M. Fujimura, Proc of 7th World Conference on Earthquake Engineering, Vol 4, 449-457, Istanbul Turkey, 1980, (κατασκευή τοιχώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα ή οπτοπλινθοδομή εντός πλαισίου με

διάφορους τρόπους περιμετρικής σύνδεσης, προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων, *πειραματική*)

- 34 **Infilled walls for earthquake strengthening**, L.F. Kahn, R. D. Hanson, ASCE Journal of the Structural Division, 283-296, Feb 1979, (κατασκευή τοιχώματος εντός πλαισίου με τρεις εναλλακτικούς τρόπους: (α) τοίχωμα από έγχυτο σκυρόδεμα, (β) ένα προκατασκευασμένο τοίχωμα, (γ) περισσότερα προκατασκευασμένα τοιχώματα, *πειραματική-αναλυτική*)
- 35 **Behavior of reinforced concrete columns and frames strengthening by adding precast concrete walls**, Y. Higashi, M. Ohkubo, K. Fujimata, Proc of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, 2505-2510, Vol 3, New Delhi, India, 1977, (προσθήκη προκατασκευασμένου τοιχώματος, κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων, *πειραματική*)
- 36 **Reinforced concrete shear walls for aseismic strengthening**, L. Kahn, R. Hanson, Proc of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, 2499-2504, New Delhi, India, 1977, (κατασκευή τοιχώματος εντός πλαισίου με τρεις εναλλακτικούς τρόπους: (α) τοίχωμα από έγχυτο σκυρόδεμα, (β) ένα προκατασκευασμένο τοίχωμα, (γ) περισσότερα προκατασκευασμένα τοιχώματα, *πειραματική*)

2. ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

- 1 **Studies on repair and strengthening methods of damaged r/c columns**, K. Fukuyama, Y. Higashibata, Y. Miyauchi, Cement and Concrete Composites. Vol 22, 81-88, 2000, (επισκευή και ενίσχυση με μανδύες σκυροδέματος, μεταλλικούς μανδύες και φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
- 2 **Sprayed fibre-reinforced polymers for repairs**, N Banthia, A.J. Boyd, Canadian Journal of Civil Engineering Vol 27, 905-915, 2000, (περίσφιγξη υποστυλωμάτων με μανδύα από εκτοξευόμενο ινοπλισμένο σκυρόδεμα και με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
- 3 **Full-scale testing of a parking structure column retrofitted with carbon fiber reinforced composites**, R. Ma, Y. Xiao, K.N. Li, Construction and Building Materials, Vol 14, 63-71, 2000, (ενίσχυση με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή, *αναλυτική-πειραματική*)
- 4 **Finite element analysis of r/c columns confined with composite materials**, S. Parent, P. Labossiere, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 27, 400-411, 2000, (περίσφιγξη με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή, *αναλυτική*)

- 5 **Investigation of the behavior of circular concrete columns reinforced with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) jackets**, B. K. Purba, A.A. Mufti, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 26, 590-596, 2000, (ενίσχυση με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή, *αναλυτική-πειραματική*)
- 6 **Seismic strengthening and repair of RC shear walls**, J. Lombard, D.T. Lau, J.L. Humar, S. Foo, M.S. Cheung, Proc of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 2032, Auckland, New Zealand, 2000, (ενίσχυση τοιχωμάτων με ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
- 7 **Tests and modeling of carbon wrapped concrete columns**, M. Shahawy, A. Mirmiran, T. Beitelman, Composites part B: Engineering, Vol 31, 471-480, 2000, (περίσφιγξη με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή, *αναλυτική-πειραματική*)
- 8 **Accelerated corrosion and repair of reinforced concrete columns using carbon fibre reinforced polymer sheets**, C. Lee, J.F. Bonacci, M.D.A. Thomas, M. Maalej, S. Khajehpour, N. Hearn, S. Pantazopoulou, S. Sheikh, Canadian Journal of Civil Engineering, Eng. Vol 27, 941-948, 2000, (μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή ως μέσο επισκευής σε υποστυλώματα που έχουν υποστεί μείωση αντοχής λόγω διάβρωσης οπλισμού και ρηγμάτωσης, *πειραματική*)
- 9 **Seismic strengthening of inadequate length lap splices**, N.M. Hawkins, W.L. Gable, F.P. Shkurti, Y. Lin, Proc of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 1755, Auckland, New Zealand, 2000, (ενίσχυση ενώσεων ράβδων οπλισμού με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή τυποποιημένους ή μη, με μεταλλικούς μανδύες και προεντεταμένα μεταλλικά ελάσματα, *πειραματική-συνθετική*)
- 10 **Design equations for axially loaded reinforced concrete columns strengthened with fibre reinforced polymer wraps**, M. Theriault, K.W. Neale, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 27, 1011-1020, 2000, (ενίσχυση με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή, *αναλυτική*)
- 11 **Concrete filled steel tube columns under earthquake loads**, J.F. Hajjar, Progress in Structural Engineering and Materials, Vol 2, 72-81, 2000, (περίσφιγξη με μεταλλικό μανδύα, *συνθετική*)
- 12 **Steel jacketing for improvement of column strength and ductility**, K. Sakino, Y. Sun, Proc of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 2525, Auckland, New Zealand, 2000, (ενίσχυση με μεταλλικούς μανδύες, *πειραματική-αναλυτική*)
- 13 **Seismic evaluation and retrofit with steel jackets of r/c bridge piers detailed with lap-splices**, X. Daudey, A. Filiatrault, Canadian

- Journal of Civil Engineering, Vol 27, 1-16, 2000, (ενίσχυση με μεταλλικούς μανδύες, *πειραματική-αναλυτική*)
- 14 **Seismic retrofit of existing highway bridges in Japan**, S. Unjoh, T. Terayama, Y. Adachi, J. Hoshikuma, Cement and Concrete Composites, Vol 22, 1-16, 2000, (ενίσχυση με μεταλλικούς μανδύες και μανδύες σκυροδέματος, *πειραματική-συνθετική*)
 - 15 **Evaluation of retrofit strategies for r/c columns: a case study**, A. Ghobarah, M. El-Attar, N.M. Aly. Engineering Structures, Vol 22, 490-501, 2000, (αξιολόγηση μεθόδων ενίσχυσης υποστυλωμάτων, μανδύες σκυροδέματος, *αναλυτική-εφαρμογή*)
 - 16 **Axial testing of rectangular column models confined with composites**, P. Rochette, P. Labossiere, Journal of Composites for Constructions, Vol 4(3), 129-136, 2000, (εξωτερική περίσφιγξη υποστυλωμάτων ορθογωνικής διατομής με ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
 - 17 **Μανδύες από σύνθετα υλικά ως μέσο επισκευής στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα**, Σ. Πανταζοπούλου, Επιστημονική Έκδοση ΚΤΙΠΙΟ, Τεύχος Α, 35-44, 2000, (μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή ως μέσο επισκευής σε υποστυλώματα που έχουν υποστεί μείωση αντοχής λόγω διάβρωσης οπλισμού και ρηγμάτωσης, *πειραματική*)
 - 18 **Durability characteristics of concrete columns confined with advanced composite materials**, H.A. Toutanji, Composite Structures, Vol 44, 155-161, 1999, (βελτίωση ανθεκτικότητας με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
 - 19 **Damage Assessment of Jacketed RC Columns Using Vibration Tests**, M. Q. Feng, E.Y. Bahng, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 125(3), 265-271, 1999, (μανδύας από ινοπλισμένο πολυμερές, *πειραματική-αναλυτική*)
 - 20 **Prefabricated Composite Jacketing of RC Columns for Enhanced Shear Strength**, Y. Xiao, H. Wu, G.R. Martin, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 125(3), 255-264, 1999, (ενίσχυση σε διάτμηση με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική-αναλυτική*)
 - 21 **Confinement of r/c columns with fibre-reinforced composite sheets-an experimental study**, M. Demers, K.W. Neale, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 26, 226-241, 1999, (περίσφιγξη με μανδύα από ινοπλισμένο πολυμερές, *πειραματική*)
 - 22 **Behavior of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes**, M. Saafi, H.A. Toutanji, Z. Li, A.C.I. Materials Journal, Vol 96(4), 500-509, 1999, (περίσφιγξη με μανδύα από ινοπλισμένο πολυμερές, *πειραματική-αναλυτική*)
 - 23 **Seismic resistance of steel-tubed high-strength reinforced-concrete columns**, R.S. Aboutaha, R.I. Machado, ASCE Journal of Structural

- Engineering, Vol 125(5), 485-494, 1999, (μεταλλικός μανδύας, πειραματική)
- 24 **Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets**, R.S. Aboutaha, M.D. Engelhardt, L.O. Jirsa, M.E. Kreger, A.C.I. Structural Journal, Vol 96(1), 68-78, 1999, (μεταλλικός μανδύας, πειραματική)
- 25 **Ενίσχυση Πλαισιακών Φορέων Οπλισμένου Σκυροδέματος με Μανδύες**, Μ. Γεωργακοπούλου, Σ. Δρίτσος, Πρακτικά 13^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμος 1, 410-417, Ρέθυμνο 1999, (μανδύες σκυροδέματος, αναλυτική)
- 26 **Επισκευή κτιρίων που έχουν υποστεί ζημιά από σεισμό**, Π. Βιτσαράς, Α. Έξαρχου, Πρακτικά 13^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμος 1, 495-503, Ρέθυμνο 1999, (μανδύες σκυροδέματος, πειραματική-αναλυτική)
- 27 **FRP-confined concrete model**, M.R. Spoelstra, G. Monti, ASCE Journal of Composites for Construction, Vol.3(3), 143-150, 1999, (εξωτερική περίσφιγξη με χρήση ινοπλισμένων πολυμερών, αναλυτική και πειραματική)
- 28 **Tests on axially loaded concrete columns confined by fiber reinforced polymer sheet wrapping**, S. Matthys, L. Taerwe, K. Audenaert, Fourth International Symposium Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, ACI SP-188, C.W. Dolan, S.H. Rizkalla, A. Nanni (Ed.), 217-228, 1999, (εξωτερική περίσφιγξη με χρήση ινοπλισμένων πολυμερών, πειραματική)
- 29 **Experimental investigation on concrete confined by fiber reinforced polymer and comparison with theoretical model**, A. La Tegola, O. Manni, Fourth International Symposium Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, ACI SP-188, C.W. Dolan, S.H. Rizkalla, A. Nanni (Ed.), 243-253, 1999, (εξωτερική περίσφιγξη με χρήση ινοπλισμένων πολυμερών, αναλυτική και πειραματική)
- 30 **Repair and retrofitting of RC walls using selective techniques**. A.S. Elnashai, R. Pinho, Journal of Earthquake Engineering, Vol 2(4), 525-568, 1998, (ενίσχυση με κοχλιωμένα μεταλλικά στοιχεία, πειραματική-αναλυτική)
- 31 **Simulated seismic load tests on two story waffle flat plate structure rehabilitated by jacketing**, M.E. Rodriguez, S.A. Santiago, A.C.I. Structural Journal, Vol 95(2), 129-141, 1998, (μανδύες σκυροδέματος, πειραματική)
- 32 **Shaking table tests on a retrofitted, small scale, r/c model**, S.E. Dritsos, K.G. Vadoros, C.A. Taylor, Proc of 6th SECED Conference

- on Seismic Design Practice into the Next Century, 525-533, Oxford, UK, 1998, (μανδύες σκυροδέματος, *πειραματική*)
- 33 **Effect of column parameters on FRP-confined concrete**, A. Mirmiran, M. Shahawy, M. Samaan, H. El Echary, J. Mastrapa, O. Pico, ASCE Journal of Composites for Construction, Vol 2(4), 175-185, 1998, (*πειραματική*)
- 34 **Repair of earthquake-damaged RC columns with FRP wraps**, H. Saadatmanesh, M.R. Ehsani, M.W. Li, A.C.I. Structural Journal, Vol 94(2), 206-215, 1997, (μανδύας με λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
- 35 **Fiber composites: An economical alternative for retrofitting earthquake damaged precast concrete walls**, M.R. Ehsani, H. Saadatmanesh. Earthquake Spectra, Vol 13(2), 225-241, 1997, (μανδύας από ινοπλισμένο πολυμερές, *συνθετική-πειραματική-εφαρμογή*)
- 36 **Dilation characteristics of confined concrete**, A. Mirmiran, M. Shahawy, Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, Vol 2, 237-249, 1997, (περίσφιγξη με μανδύα από ινοπλισμένο πολυμερές, *αναλυτική*)
- 37 **Model of concrete confined by fiber composites**, M. Samaan, A. Mirmiran, M. Shahawy, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 124(9), 1025-1031, 1997, (περίσφιγξη με μανδύα από ινοπλισμένο πολυμερές, *αναλυτική*)
- 38 **Behavior of concrete columns confined by fiber composites**, A. Mirmiran, M. Shahawy, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 123(5), 583-590, 1997, (περίσφιγξη με μανδύα από ινοπλισμένο πολυμερές, *αναλυτική*)
- 39 **Seismic evaluation and retrofit of reinforced concrete tall bridge pier with hollow cross section**, L. Huang, H. Hikosaka, T. Soma, M. Satake, Proc of 7th International Conference on Structural Faults and Repair, Vol. 1, 531-537, Edinburgh, UK, 1997, (μεταλλικός μανδύας, *πειραματική*)
- 40 **Rehabilitation of reinforced concrete columns using corrugated steel jacketing**, A. Ghobarah, A. Biddah, M. Mahgoub, Journal of Earthquake Engineering, Vol 1(4), 651-673, 1997, (μεταλλικός μανδύας από ελάσματα με κυματοειδείς αυλακώσεις, *πειραματική*)
- 41 **Ultimate strength and ductility analysis of the stiffened concrete piers**, O. Ishibashi, G.P. Yang, H. Hikosaka, K. Kosa, Proc of 7th International Conference on Structural Faults and Repair, Vol. 1, 513-520, Edinburgh, UK, 1997, (μεταλλικός μανδύας, *αναλυτική*)
- 42 **Evaluation of seismic retrofit methods for r/c bridge columns**, T.J. Wipf, F.W. Klaiber, F.M. Russo, Technical Report No NCEER-97-0016, National Center for Earthquake Engineering Research, State

- University of New York at Buffalo, USA, 1997, (μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα, μεταλλικά στοιχεία, ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική-αναλυτική-συνθετική*)
- 43 **Composite jacketed concrete under uniaxial compression-verification of simple design equations**, V.M. Karbhari, G. Yanqiang, ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, 185-193, 1997, (εξωτερική περίσφιγξη με χρήση ινοπλισμένων πολυμερών, *αναλυτική και πειραματική*)
- 44 **Seismic performance of a model r/c bridge pier before and after retrofitting**, J.B. Mander, J.H. Kim, C.A. Ligozio, Technical Report No NCEER-96-0009, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, USA, 1996 (ενίσχυση με μανδύες σκυροδέματος, *αναλυτική-πειραματική*)
- 45 **Column seismic retrofitting using high strength fiber jackets**, E. R. Fyfe, A.C.I. SP-160, 161-167, 1996, (μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή, *περιγραφική*)
- 46 **A new concrete filled hollow FRP composite column**, A. Mirmiran, M. Shahawy, Composites Part B: Engineering, Vol 27B, 263-268, 1996, (περίσφιγξη με μανδύα από ινοπλισμένο πολυμερές, *αναλυτική*)
- 47 **Seismic performance of a full scale bridge column-as built and as repaired**, T. Ohtaki, G. Benzoni, M.J.N. Priestley, Report No SSRP 96/07, University of California, San Diego, USA, 1996, (μανδύας από ινοπλισμένο πολυμερές, *πειραματική*)
- 48 **Seismic retrofit of R/C columns using steel jackets**, R.S. Aboutaha, M.D. Engelhardt, J.O. Jirsa, M.E. Kreger, A.C.I. SP-160, 59-72, 1996, (μεταλλικός μανδύας, *πειραματική*)
- 49 **Effects of wall thickness of steel tube on the behavior of square tubed r/c columns**, K. Sakino, Y.P. Sun, A. Aklan, Proc of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 690, Acapulco, Mexico, 1996, (περίσφιγξη με μεταλλικό μανδύα, *αναλυτική-πειραματική*)
- 50 **A new and efficient approach for repair and strengthening of short columns**, P. Ozdemir, M.H. Boduroglu, Proc of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 671, Acapulco, Mexico, 1996, (μεταλλικός μανδύας, *πειραματική*)
- 51 **Ενίσχυση γραμμικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα με περιφερειακή περίσφιγξη**, Μ. Φράγκου, Κ. Πηλακούτας, Πρακτικά 12^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμος 3, 397-406, Λεμεσός, 1996, (περίσφιγξη με προεντεταμένες μεταλλικές λωρίδες, *αναλυτική-πειραματική*)
- 52 **Ten concrete column repair methods**, J.L. Ramirez, Construction and Building Materials, Vol 10(3), 195-202, 1996, (μανδύες

- σκυροδέματος και μεταλλικοί μανδύες με διάφορες εναλλακτικές τεχνικές, *συνθετική*)
- 53 **Compressive strength testing of high performance concrete cylinders using confined caps**, S.A. Mirza, C.D. Johnson, Construction and Building Materials, Vol 10(8), 589-595, 1996, (περίσφιγξη με μεταλλικά στοιχεία, *πειραματική*)
- 54 **Strengthening of reinforced concrete columns by central reinforcing element**, Y. Tanaka, Y. Ro, T. Kawahara, O. Nakagawa, Proc of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 744, Acapulco, Mexico, 1996, (ενίσχυση με μεταλλικό στοιχείο στον πυρήνα του υποστυλώματος, *πειραματική*)
- 55 **A plasticity approach for concrete columns confined with composite materials**, P. Rochette, P. Labossiere, Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, M.M. El-Badry (Ed.), 359-366, 1996, (εξωτερική περίσφιγξη με χρήση ινοπλισμένων πολυμερών, *αναλυτική και πειραματική*)
- 56 **Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Buildings Designed for Gravity Loads: Performance of Structural Model**, J.M. Bracci, A.M. Reinhorn, J.M. Mander, ACI Structural Journal, Vol 92(6), 711-723, 1995, (ενίσχυση υποστυλωμάτων και κόμβων με μανδύες σκυροδέματος, ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύα από οπτοπλινθοδομή, κατασκευή πλευρικών τοιχοπληρώσεων σε συνέχεια υποστυλωμάτων, *αναλυτική*)
- 57 **Retrofitting of r/c moment resisting frames**, S. Hakuto, R. Park, H. Tanaka, Research Report 95-4, University of Canterbury, New Zealand, 1995, (μανδύες σκυροδέματος σε υποστυλώματα, δοκούς και κόμβους, *πειραματική*)
- 58 **FRP jacketed concrete under uniaxial compression**, A. Nanni, N.M. Bradford, Construction and Building Materials, Vol 9(2), 115-124, 1995, (περίσφιγξη με μανδύα από ινοπλισμένο πολυμερές, *πειραματική*)
- 59 **FRP jacketed concrete under flexure and combined flexure-compression**, A. Nanni, M.S. Norris, Construction and Building Materials, Vol 9(5), 273-281, 1995, (περίσφιγξη με μανδύα από ινοπλισμένο πολυμερές, *πειραματική*)
- 60 **Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures**, M.J.N. Priestley, F. Seible, Construction and Building Materials, Vol 9(6), 365-377, 1995, (μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή, *περιγραφική-εφαρμογή*)
- 61 **Efficiency of short steel jackets for strengthening square section concrete columns**, J.L. Ramirez, J.M. Barcena, J.I. Urreta, J.A. Sanchez, Proc of 6th International Conference on Structural Faults and

- Repair, Vol. 2, 149-156, London, UK, 1995, (τοπικοί μεταλλικοί μανδύες με διάφορες εναλλακτικές τεχνικές, *πειραματική*)
- 62 **Structural repair/strengthening of R/C columns**, M. Frangou, K. Pilakoutas, S. Dritsos, Construction and Building Materials Vol 9(5), 259-266, 1995, (περίσφιγξη με προεντεταμένες μεταλλικές λωρίδες, *αναλυτική-πειραματική*)
- 63 **Seismic repair and strengthening of a severely damaged concrete frame**, D.R. Stoppenhagen, J.O. Jirsa, L.A. Wyllie, A.C.I. Structural Journal, Vol 92(2), 177-187, 1995, (μανδύες σκυροδέματος, *πειραματική*)
- 64 **Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps**, H. Saadatmanesh, M.R. Ehsani, M.W. Li, A.C.I. Structural Journal, Vol 91(4), 434-447, 1994, (μανδύας με λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή, *αναλυτική*)
- 65 **FRP strengthening of RC columns for seismic retrofitting**, T. Yamamoto, Proc of 10th World Conference on Earthquake Engineering, 5205-5210, Madrid, Spain, 1994, (μανδύας από ινοπλισμένο πολυμερές, *πειραματική*)
- 66 **Hysteretic rules of short columns strengthened by wire meshes or hoop plates**, M.S. Sheu, S-F Chang, Proc of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vol 3, 2305-2310, Vienna, Austria, 1994, (μανδύες από μεταλλικά στοιχεία με διάφορες εναλλακτικές τεχνικές, *αναλυτική-πειραματική*)
- 67 **Μια απλή τεχνική ενίσχυσης γραμμικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα**, Μ. Φράγκου, Κ. Πηλακούτας, Σ. Δρίτσος, Πρακτικά 11^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμος 3, 143-154, Κέρκυρα, 1994, (περίσφιγξη με προεντεταμένες μεταλλικές λωρίδες, *αναλυτική-πειραματική*)
- 68 **Novel technique for the repair and strengthening of r/c columns**, M. Frangou, K. Pilakoutas, Proc of 5th US National Conference on Earthquake Engineering, Vol3, 637-646, Chicago, USA, 1994, (περίσφιγξη με προεντεταμένες μεταλλικές λωρίδες, *αναλυτική-πειραματική*)
- 69 **Analytical model for steel-jacketed reinforced concrete circular bridge columns**, Y.H. Chai, M.J.N. Priestley, F. Seible, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 120(8), 2358-2376, 1994, (μεταλλικός μανδύας, *αναλυτική*)
- 70 **Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength-Part 1: theoretical considerations and test design**, M.J.N. Priestley, F. Seible, Y. Xiao, R. Verma, A.C.I. Structural Journal, Vol 91(4), 394-405, 1994, (μεταλλικός μανδύας, *αναλυτική*)

- 71 **Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength-Part 2: test results and comparison with theory**, M.J.N. Priestley, F. Seible, Y. Xiao, R. Verma, A.C.I. Structural Journal, Vol 91(5), 537-551, 1994, (μεταλλικός μανδύας, πειραματική-αναλυτική)
- 72 **Seismic load tests of R/C columns strengthened by jacketing**, M. Rodriguez, R. Park, A.C.I. Structural Journal, Vol 91(2), 150-159, 1994, (μανδύες σκυροδέματος, πειραματική)
- 73 **Strengthening of column splices for seismic retrofit of nonductile reinforced concrete frames**, R. Valluvan, M.E. Kreger, J.O. Jirsa, A.C.I. Structural Journal, Vol 90(4), 432-440, 1993 (μεταλλικός μανδύας, πειραματική)
- 74 **Concrete columns short repair for total strength loss**, J.L. Ramirez, J.M. Barcena, J.I. Urreta, J.A. Sanchez, Proc of 5th International Conference on Structural Faults and Repair, Vol 3, 213-220, Edinburgh, UK, 1993, (μεταλλικός μανδύας με διάφορες τεχνικές, πειραματική)
- 75 **Seismic durability of retrofitted r/c columns**, H.L. Coffman, M.L. Marsh, C.B. Brown, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 119(5), 1643-1661, 1993, (προεντεταμένοι εξωτερικοί συνδετήρες, πειραματική-αναλυτική)
- 76 **Assessment and retrofit of a r/c bridge pier for seismic resistance**, R. Park, M. Rodriguez, D.R. Dekker, Earthquake Spectra, Vol 9(4), 781-801, 1993, (τοπική επισκευή με διάφορες τεχνικές, πειραματική)
- 77 **Behavior of jacketed columns**, U. Ersoy, A.T. Tankut R. Suleiman, A.C.I. Structural Journal, Vol 90(3), 288-293, 1993, (μανδύες σκυροδέματος, πειραματική)
- 78 **Column seismic retrofit using fibreglass/epoxy jackets**, M.J.N. Priestley, F. Seible, E. Fyfe, Proc of 1st International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, 287-298, Sherbrook, Canada, 1992, (μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή, πειραματική-αναλυτική)
- 79 **Strengthening of reinforced concrete chimneys, columns and beams with carbon fiber reinforced plastics**, C. Ballinger, T. Maeda, T. Hoshijima, A.C.I. SP-138, 233-247, 1992, (μανδύας από ινοπλισμένο πολυμερές, εφαρμογή)
- 80 **Advanced composite confinement of concrete**, T.G. Harmaon, K.T. Slattery, Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, 299-306, 1992, (περίσφιγξη με μανδύα από ινοπλισμένο πολυμερές, πειραματική)
- 81 **Behavior of externally confined concrete columns**, H. Saadatmanesh, M.R. Ehsani, M.W. Li, A.C.I. SP-138, 233-247, 1992, (μανδύας με λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή, αναλυτική)

- 82 **The repair and strengthening of reinforced concrete bridge piers**, D.R. Dekker, Research Report No 92-1, University of Canterbury, New Zealand, 1992, (τοπική επισκευή με εναλλακτικές τεχνικές, πειραματική)
- 83 **Seismic shear strengthening method for existing short columns**, K. Yoshimura, K. Kikuchi, M. Kuroki, A.C.I. SP-128, 1065-1079, 1991, (μεταλλικός μανδύας με διάφορες εναλλακτικές τεχνικές, πειραματική)
- 84 **Research on seismic retrofit of r/c bridge columns**, M.J.N. Priestley, F. Seible, Proc of Pacific Conference on Earthquake Engineering, Vol 3, 335-346, New Zealand, 1991, (μεταλλικός μανδύας, πειραματική-εφαρμογή)
- 85 **Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance**, Y.H. Chai, M.J.N. Priestley, F. Seible, American Concrete Structural Journal, Vol 88(5), 572-584, 1991, (μεταλλικός μανδύας, πειραματική)
- 86 **Behavior of repaired/strengthened r/c structural members**, A.T. Tankut, U. Ersoy, A.C.I. SP-128, 1257-1276, 1991, (μανδύες σκυροδέματος, πειραματική)
- 87 **Lateral load response of strengthened and repaired reinforced concrete columns**. J. Bett, R.E. Klingner, J.O. Jirsa, A.C.I. Structural Journal, 499-508, Sep-Oct 1988, (μανδύες σκυροδέματος, πειραματική)
- 88 **A study on the strengthening with carbon fiber for earthquake resistant capacity of existing reinforced concrete columns**, H. Katsumata, Y. Kobatake, T. Takeda, Workshop on Repair and Retrofit of Existing Structures, US-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Tsukuba Ibaraki, Japan, 1987, (μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή, πειραματική)
- 89 **Response of repaired/strengthened r/c columns under cyclic actions**, M. Chronopoulos. Proc of 8th European Conference on Earthquake Engineering, Vol 5, 11.1/25-11.1/32, Lisbon, Portugal, 1986, (μεταλλικοί μανδύες και μανδύες σκυροδέματος, πειραματική-εφαρμογή)
- 90 **Seismic inspection and seismic strengthening of r/c bridge piers**, S. Unjoh, K. Kawashima, Proc of 10th World Conference on Earthquake Engineering, Vol 9, 5279-5284, Madrid, Spain, 1982, (ενίσχυση ενώσεων ράβδων οπλισμού με μεταλλικό μανδύα, πειραματική)
- 91 **Concrete encased in fiberglass-reinforced plastic**, M.N. Fardis, H. Khalili, A.C.I. Journal, 440-446, Nov-Dec 1981, (περίσφιγξη σκυροδέματος με σύνθετα υλικά, πειραματική)
- 92 **Effects of welded band plates on aseismic characteristics of R.C columns**, T. Arakawa, Proc of the 7th World Conference on

- Earthquake Engineering, Vol 4, 233-240, Istanbul, Turkey, 1980, (μεταλλικός μανδύας, πειραματική)
- 93 **An investigation of the mechanical behavior of repaired r/c frames under severe repeated loads**, N. Avramidou Maio, C. Fei Proc of 7th World Conference on Earthquake Engineering, Vol 4, 105-112, Istanbul, Turkey, 1980, (τοπική επισκευή υποστυλωμάτων και προσθήκη τοιχοπληρώσης εντός πλαισίου, πειραματική)
- 94 **Rehabilitation of damaged r/c elements; an experimental investigation**, G. Augusti, F. Focardi, S. Giordano, E. Manzini, Proc of 7th World Conference on Earthquake Engineering, Vol 4, 335-342, Istanbul, Turkey, 1980, (τοπική επισκευή με διάφορες εναλλακτικές τεχνικές, πειραματική)

3. ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΕ ΔΟΚΟΥΣ

- 1 **Analysis of reinforced concrete beams strengthened with FRP laminates**, M.T. El-Mihilmy, J.W. Tedesco, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 126(6), 684-691, 2001, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, αναλυτική)
- 2 **Comparison of inorganic and organic matrices for strengthening of RC beams with carbon sheets**, S. Kurtz, P. Balaguru, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 127(1), 35-42, 2001, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, πειραματική)
- 3 **Experimental behavior of jacketed reinforced concrete beams**, H.K. Cheong, N. MacAlevey, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 126(6), 692-699, 2000, (ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, πειραματική)
- 4 **Behavior of reinforced concrete beams strengthened with carbon fibre reinforced polymer laminates subjected to corrosion damage**, K.A. Soudki, T. G. Sherwood, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 27, 1005-1010, 2000, (ενίσχυση έναντι διάβρωσης με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, πειραματική)
- 5 **Shear performance of RC members strengthened with externally bonded FRP wraps**, A. Khalifa, A. Belarbi, A. Nanni, Proc of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 350, Auckland, New Zealand, 2000, (διατμητική ενίσχυση με λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή, πειραματική)
- 6 **Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP**, T.C. Triantafillou, C.P. Antonopoulos, ASCE Journal of Composites for Construction, Vol 4(4), 198-205, 2000, (διατμητική ενίσχυση με φύλλα και λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή, αναλυτική-συνθετική)

- 7 **Behavior of full-scale reinforced concrete beams retrofitted for shear and flexural with FRP laminates**, D. Kachlakev, D.D. McCurry, Composites, part B: Engineering, Vol 31, 445-452, 2000, (καμπτική και διατμητική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
- 8 **Experimental programme and analytical study of bond stress distributions on a composite plate bonded to a reinforced concrete beam**, E.E. Etman, A.W. Beeby, Cement and Concrete Composites, Vol 22, 281-291, 2000, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική-αναλυτική*)
- 9 **Improving shear capacity of existing reinforced concrete T-section beams using CFRP composites**, A. Khalifa, A. Nanni, Journal of Cement and Concrete Composites, Vol 22(3), 165-174, 2000, (διατμητική ενίσχυση με φύλλα και λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική-αναλυτική*)
- 10 **Effect of freeze-thaw cycles on the bond durability between fibre reinforced polymer plate reinforcement and concrete**, M.F. Green, L.A. Bisby, Y. Beaudoin, P. Labossiere, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 27, 949-959, 2000, (επιρροή περιβαλλοντικών αλλαγών στην καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
- 11 **Shear rehabilitation of G-girder bridges in Alberta using fibre reinforced polymer sheets**, C. Deniaud, J.J.R. Cheng, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 27, 960-971, 2000, (διατμητική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική-αναλυτική*)
- 12 **R/C repairs in beams**, G. Nounu, Z.H. Chaudhary, Construction and Building Materials, Vol 13, 195-212, 1999, (τοπική επισκευή σε στοιχεία με βλάβες λόγω διάβρωσης οπλισμού, *πειραματική*)
- 13 **Peeling and diagonal tension failures in steel plated r/c beams**, M. Ashrafuddin, M.H. Baluch, A. Sharif, G.J. Al-Sulaimani, A.K. Azad, A.R. Kahn, Construction and Building Materials, Vol 13, 459-467, 1999, (καμπτική ενίσχυση με επικολητά ελάσματα, *πειραματική*)
- 14 **Local buckling of side-plated reinforced concrete beams. I: theoretical study**, S.T. Smith, M.A. Bradford, D.J. Oehlers, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 125(6), 622-634, 1999, (διατμητική ενίσχυση με κοχλιωτά ελάσματα, *αναλυτική*)
- 15 **Finite element method analysis of a concrete bridge repaired with fiber reinforced plastic laminates**, J.W. Tedesco, J. M. Stallings, M. El-Mihilmy, Computers and Structures, Vol 72, 349-407, 1999, (καμπτική και διατμητική ενίσχυση δοκών με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *αναλυτική*)

- 16 **Analysis of reinforced concrete beams strengthened in flexure with composite laminates**, C. Nitereka, K.W. Neale, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 26, 646-654, 1999, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *αναλυτική*)
- 17 **An investigation of the composite action of an FRP/concrete prismatic beam**, L. Canning, L. Hollaway, A.M. Thorne, Construction and Building Materials, Vol 13, 417-426, 1999, (μεταφορά διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια, *πειραματική*)
- 18 **Strengthening RC beams using fiber reinforced polymer (FRP) laminates**, N.F. Grace, G.A. Sayed, A.K. Soliman, K.R. Saleh, A.C.I. Structural Journal, Vol 96(5), 865-874, 1999, (καμπτική και διατμητική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
- 19 **Static and fatigue performance of RC beams strengthened with CFRP laminates**, M. Shahawy, T.E. Beitelman, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 125(6), 613-621, 1999, (καμπτική και διατμητική ενίσχυση με φύλλα και λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική-αναλυτική*)
- 20 **Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beams Retrofitted or Repaired with Slurry Infiltrated Mat Concrete**, A.F. Oluokun, A.R. Haghayeghi, A.C.I. Structural Journal, Vol 95(6), 654-664, 1998, (καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, *πειραματική*)
- 21 **Prediction of Flexural Strength of Reinforced Concrete Beams Retrofitted with Slurry Infiltrated Mat Concrete (SIMCON)**, A.R. Haghayeghi, A.F. Oluokun, A.C.I. Structural Journal, Vol 95(5), 558-569, 1998, (καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, *πειραματική-αναλυτική*)
- 22 **Strengthening of RC beams by using sprayed concrete: experimental approach**, Y.G. Diab. Engineering Structures, Vol 20(7), 631-643, 1998, (καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, *πειραματική-αναλυτική*)
- 23 **External Plate Reinforcement for Concrete Beams**, I.K. Subedi, P.S. Baglin, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 124(12), 1490-1495, 1998, (διατμητική ενίσχυση με κοχλιωτά ελάσματα, *πειραματική*)
- 24 **Strengthening of r/c beams with externally bonded fiber-reinforced-plastic plates: design guidelines for shear and flexure**, O. Chaallal, M.J. Nollet, D. Perraton, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 25, 692-704, 1998, (καμπτική και διατμητική ενίσχυση με φύλλα και λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή, *αναλυτική*)

- 25 **Tests of r/c strengthened with CFRP plates**, M. Kaminska, R. Kotynia, Saving Buildings in Central and Eastern Europe, IABSE Colloquium, Paper No 2119, Berlin, Germany, 1998, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική-αναλυτική*)
- 26 **An experimental study of the anchorage length of carbon fibre composite plates used to strengthen r/c beams**, H.N. Garden, R.J. Quantrill, L.C. Hollaway, A.M. Thorne, G.A.R. Parke, Construction and Building Materials, Vol 12, 203-219, 1998, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
- 27 **Strengthening of building structures with FRP fabrics**, B. Taljsten, Saving Buildings in Central and Eastern Europe. IABSE Colloquium, Paper No 2005, Berlin, Germany, 1998, (διατμητική ενίσχυση με φύλλα και λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
- 28 **Flexural reinforcement of concrete beams using FRP plates**, A. LaTegola, O. Manni, G. Noviello, Saving Buildings in Central and Eastern Europe, IABSE Colloquium, Paper No 2049, Berlin, Germany, 1998, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *αναλυτική*)
- 29 **Strengthening of bending concrete elements with epoxy bonded plates**, V. Bokan, R. Zarnic, S. Gostic, M. Bergant, Saving Buildings in Central and Eastern Europe, IABSE Colloquium, Paper No 2051, Berlin, Germany, 1998, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική-αναλυτική*)
- 30 **Shear strengthening of RC beams using epoxy bonded FRP composites**, T.C. Triantafillou, A.C.I. Structural Journal, Vol 95(2), 107-115, 1998, (διατμητική ενίσχυση με φύλλα και λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική-αναλυτική*)
- 31 **Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members**, A. Khalifa, W. Gold, A. Nanni, A. Aziz, ASCE, Journal of Composites for Construction, Vol 2(4), 195-202, 1998, (διατμητική ενίσχυση ρηγματωμένων δοκών με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική-αναλυτική*)
- 32 **Behavior of precracked RC beams strengthening with carbon FRP sheets**, M. Arduini, A. Nanni, ASCE, Journal of Composites for Construction, Vol 1(2), 63-76, 1997, (καμπτική ενίσχυση ρηγματωμένων δοκών με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική-αναλυτική*)
- 33 **Repair of impacted damaged prestressed bridge girder using a variety of materials and placement methods**, R.S. Zobel, R.L. Carrasquillo, D.W. Fowler, Construction and Building Materials, Vol 11(5-6), 319-326, 1997, (τοπική επισκευή με ρητινενέσεις και σκυρόδεμα, *πειραματική*)

- 34 **Behaviour of r/c beams strengthened by external unbonded reinforcement**, J. Cairns, S.F. Rafeeqi, Construction and Building Materials, Vol 11(5-6), 309-317, 1997, (καμπτική ενίσχυση με εξωτερικό οπλισμό, *πειραματική*)
- 35 **Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete**, B. Taljsten, International Journal of Adhesion and Adhesives, Vol. 17, 319-327, 1997, (μήκος αγκύρωσης επικολλητών ελασμάτων και φύλλων από ινοπλισμένα πολυμερή με ίνες άνθρακα για καμπτική ενίσχυση, *πειραματική-αναλυτική*)
- 36 **Brittle Failure in FRP Plate and Sheet Bonded Beams**, M. Arduini, A. Di Tommaso, A. Nanni, A.C.I. Structural Journal, Vol 94(4), 363-370, 1997, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική-αναλυτική*)
- 37 **Durability characteristics of concrete beams externally bonded with FRP composite sheets**, H.A. Toutanji, W. Gomez, Cement and Concrete Composites, Vol 19, 351-358, 1997, (ανθεκτικότητα καμπτικώς ενισχυμένων δοκών με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
- 38 **Seismic retrofit of R/C coupling beams using steel plates**, K.A. Harries, W.D. Cook, D. Mitchell, A.C.I. SP-160, 93-113, 1996, (διατμητική ενίσχυση με μεταλλικά ελάσματα επικολλητά ή κοχλιωμένα, *πειραματική*)
- 39 **Ενίσχυση στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος σε διάτμηση με σύνθετα υλικά**. Θ.Χ. Τριανταφύλλου. Πρακτικά 12^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμος 3, 473-484, Λεμεσός, 1996, (διατμητική ενίσχυση με φύλλα και λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή, *συνθετική-αναλυτική*)
- 40 **Strengthening of existing concrete structures by epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics**, B. Taljsten, Concrete and Repair Rehabilitation and Protection, R.K. Dhir, M.R. Jones (Ed.) E&FN Spon, 623-632, 1996, (διατμητική ενίσχυση με επικολλητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή, *αναλυτική - πειραματική*)
- 41 **Analysis of plate peeling failure of rc beams with externally bonded plates**, M. Raof, S.Z. Hang, Concrete and Repair Rehabilitation and Protection, R.K. Dhir, M.R. Jones (Ed.) E&FN Spon, 605-614, 1996, (καμπτική ενίσχυση με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα, *αναλυτική*)
- 42 **The behaviour of rc beams strengthening by glued plates or grouted additional bebars**, P.C.R. Martius, K.D. Guimaraes, Concrete and Repair Rehabilitation and Protection, R.K. Dhir, M.R. Jones (Ed.) E&FN Spon, 599-604, 1996, (καμπτική ενίσχυση με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα ή νέες ράβδους οπλισμού, *πειραματική*)

- 43 **Anchorage of externally bonded steel plates**, W. Jansze, J den Uijl, J. Walraven, Concrete and Repair Rehabilitation and Protection, R.K. Dhir, M.R. Jones (Ed.) E&FN Spon, 591-598, 1996, (καμπτική ενίσχυση με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα, *πειραματική*)
- 44 **External plate reinforcement for strengthening concrete beams**, N.K. Subedi, P.S. Baglin, Construction Repair, Vol.10(6), 24-29, 1996, (διατμητική ενίσχυση με μεταλλικά κοχλιωτά ελάσματα, *πειραματική*)
- 45 **Structural repair of rc beams in shear**, I.A.E.M. Shehata, L.C.D. Shehata, S.V.T. Junior, Concrete Repair Rehabilitation and Protection, R.K. Dhir and M.R. Jones (Ed.), E&FN Spon, 616-622, 1996, (επισκευή και ενίσχυση με τέσσερες εναλλακτικές τεχνικές, *πειραματική*)
- 46 **Performance of strengthened concrete deep beams predamaged in shear**, Susanto Teng, Fung Kew Kong, Soon Ping Pol, Lingwei W.Guan, Kang Hai Tan, ACI Structural Journal, Vol.93(2), 159-171, 1996, (διατμητική ενίσχυση υψίκορμων δοκών με εξωτερικά στοιχεία, *πειραματική*)
- 47 **Strengthening of reinforced concrete elements by new concrete layers**, S. Dritsos, K. Pilakoutas, Proc of 5th SECED Conference on European Seismic Design Practice-Research and Application, 611-617, Chester UK, 1995, (καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, *πειραματική-αναλυτική*)
- 48 **Durability of concrete beams externally reinforced with composite fabrics**, M.J. Chajes, T.A. Thompson, C.A. Farschman, Construction and Building Materials, Vol 9(3), 114-148, 1995, (διερεύνηση ανθεκτικότητας καμπτικής ενίσχυσης με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
- 49 **Strengthening of structures using carbon/fibre epoxy composites**, U. Meier, Construction and building Materials, Vol 9(6), 341-351, 1995, (καμπτική και διατμητική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *συνθετική*)
- 50 **Strength in shear of concrete beams with exposed reinforcement**, J. Cairns, Proc. of the Institution of Civil Engineers Structures & Buildings, Vol.110, 176-185, 1995, (διατμητική αντοχή δοκών στις οποίες έχει γίνει αποκάλυψη του οπλισμού τους, *αναλυτική - πειραματική*)
- 51 **Behaviour of strengthened RC T-beams**, K.C.G. Ong, K.H. Tan, M.A. Mansur, S.M. Natarajan, Magazine of Concrete Research, Vol.47(172), 189-202, 1995, (διατμητική ενίσχυση δοκών διατομής T με νέες στρώσεις σκυροδέματος και με εξωτερικά στοιχεία, *πειραματική*)

- 52 **Prediction of peeling failure of reinforced concrete beams with externally bonded steel plates**, S. Zhang, M. Raouf, L.A. Wood, Proc. of the Institution of Civil Engineers Structures & Buildings, Vol.110, 257-268, 1995, (καμπτική ενίσχυση δοκού με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα, *αναλυτική*)
- 53 **Μονολιθικότητα καμπτικώς ενισχυμένων στοιχείων από Ο. Σ., Σ. Δρίτσος, Ε. Κώτσιρα, Κ. Πηλακούτας**, Πρακτικά 11^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος. Τόμος 3, 83-95, Κέρκυρα 1994, (καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, *αναλυτική*)
- 54 **Ενισχύσεις κατασκευών σκυροδέματος με ινο-οπλισμένα πλαστικά υλικά**. Θ.Χ. Τριανταφύλλου. Πρακτικά 11^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμος 3, 69-82, Κέρκυρα 1994, (καμπτική και διατμητική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *συνθετική*)
- 55 **Concrete girders externally prestressed with composite plates**, M.S. Char, H. Saadatmanesh, M.R. Ehsani, PCI Journal, 40-51, May-Jun 1994, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *αναλυτική*)
- 56 **Guidelines toward the design of reinforced concrete beams with external plates**, Y.N. Ziraba, M.H. Baluch, I.A. Basunbul, A.M. Sharif, ACI Structural Journal, Vol.91(6), 639-646, 1994, (καμπτική ενίσχυση με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα, *αναλυτική*)
- 57 **Relief of load during structural repairs to reinforced concrete beams**, J. Cairns, Structural Engineering Review, Vol.3(3), 199-208, 1993, (επίδραση της αποφόρτισης δοκού κατά την διάρκεια της επισκευής τους, *αναλυτική - πειραματική*)
- 58 **Behaviour of concrete beams with exposed reinforcement**, J. Cairns, Z. Zhao, Proc. of the Institution of Civil Engineers Structures & Buildings, Vol.99, 141-154, 1993, (συμπεριφορά δοκών στις οποίες έχει γίνει αποκάλυψη του οπλισμού τους, *πειραματική*)
- 59 **Load relief during structural repairs to reinforced concrete beams**, J. Cairns, Proc. of the Institution of Civil Engineers Structures & Buildings, Vol.99, 417-427, 1993 and Vol.110, 105-106, 1995, (επίδραση της αποφόρτισης δοκού κατά την διάρκεια της επισκευής της, *αναλυτική - πειραματική*)
- 60 **Effectiveness of techniques for flexural repair & strengthening of rc members**, E. Kotsira, S. Dritsos, K. Pilakoutas, Proc. of 5th International Conference on Structural Faults and Repair, Vol.3, 235-243, 1993, (καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, *αναλυτική*)
- 61 **Strengthening of RC beams with epoxy bonded fibre-composite materials**, T.C. Triantafyllou, N. Plevris, Journal of Materials and Structures, Vol 25, 201-211, 1992, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *αναλυτική-πειραματική*)

- 62 **Strengthening of concrete structures with prestressed fiber reinforced plastic sheets**, T.C. Triantafillou, N. Deskovic, M. Deuring, A.C.I. Structural Journal, Vol 89(3), 235-244, 1992, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
- 63 **Modeling horizontally nail-laminated beams**, David R. Bohnhoff, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118(5), 1393-1406, 1992, (σύνδεση διαφορετικών στρώσεων σε δοκό, *αναλυτική*)
- 64 **Tests of reinforced concrete continuous beams repaired with and without fibro-ferrocrete**, A.K. Sharma, Concrete International, Vol.14(3), 36-40, 1992, (επισκευή με την μέθοδο αποκατάστασης ίσης διατομής, *πειραματική*)
- 65 **Reinforced concrete beams strengthened with GFRP plates. I: experimental study**, H. Saadatmanesh, M.R. Ehsani, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 117(11), 3417-3433, 1991, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή με ίνες γυαλιού, *πειραματική*)
- 66 **Reinforced concrete beams strengthened with FRP plates. II: analysis and parametric study**, W. An, H. Saadatmanesh, M.R. Ehsani, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 117(11), 3433-3455, 1991, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *αναλυτική*)
- 67 **Repair and strengthening of damaged concrete beams**, D.N. Trikha, S.C. Jain, S.K. Hali, Concrete International, Vol.13(6), 53-59, 1991, (επισκευή και ενίσχυση με νέες πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, *πειραματική*)
- 68 **Model for the response of reinforced concrete beams strengthened by concrete overlays**, M. Saidi, S. Vrontinos, B. Douglas, A.C.I. Structural Journal, Vol 87(6), 687-695, 1990 (καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, *αναλυτική-πειραματική*)
- 69 **Fiber composite plates can strengthen beams**, H. Saadatmanesh, M.R. Ehsani, ACI Concrete International, 65-71, Mar 1990, (καμπτική ενίσχυση με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
- 70 **Repaired reinforced concrete beams failing in shear**, A.K. Sharma, G. Andrews, Concrete International, Vol 12(3), 53-57, 1990, (επισκευή δοκών μετά από αστοχία σε διάτμηση με χρήση της μεθόδου της αποκατάστασης ίσης διατομής, *πειραματική*)
- 71 **Repaired reinforced concrete beams**, I.A. Basunbul, A.A. Gubati, G.J. Al-Sulaimani, M.H. Baluch, ACI Materials Journal, Vol 87(4), 348-354, 1990, (επισκευή και καμπτική ενίσχυση δοκών με τέσσερες εναλλακτικές τεχνικές, *πειραματική*)

- 72 **Premature Failure of externally plated reinforced concrete beams**, G.H. Beguin, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 116(4), 862-865, 1990, (ενίσχυση με μεταλλικά ελάσματα, αναλυτική)
- 73 **The effect of external plate reinforcement on the strengthening of structurally damaged reinforced concrete beams**, R.N. Swamy, R. Jones, A. Charif, The Structural Engineer Journal, Vol 67(3), 45-56, 1989, (καμπτική ενίσχυση με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα, πειραματική)
- 74 **Strengthening of under-reinforced concrete beams with mechanically attached steel plates**, T.M. Roberts, H. Haji-Kazemi, International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol 11(1), 21-27, 1989, (καμπτική ενίσχυση με μεταλλικά κοχλιωτά ελάσματα, πειραματική)
- 75 **Strengthening of reinforced concrete beams in shear**, G.C. Mays, L.C. Peh, Proc. of the 3rd International Conference on Structural faults & repair, Vol.1, 139-147, 1989, (δύο τεχνικές ενίσχυσης δοκών σε διάτμηση με εξωτερικά μεταλλικά στοιχεία, πειραματική)
- 76 **Strengthening of reinforced concrete beams**, A.J.P. Da Cunha, J.E. de Q. Andrade, IABSE Symposium Durability of Structures, 779-790, 1989, (καμπτική ενίσχυση με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα και με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, πειραματική)
- 77 **Exposure tests on 3.5 m externally reinforced concrete beams—the first 8 years**, A.J.J. Calder, Department of Transport - Transport and Road Research Laboratory, Research Report 191, 1-20, 1989, (καμπτική ενίσχυση με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα, αναλυτική και πειραματική)
- 78 **Concrete repair with shotcrete**, J. Silfwerbrand, IABSE Symposium Durability of Structures, 784-790, 1989, (καμπτική ενίσχυση με νέες στρώσεις από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αναλυτική)
- 79 **Strength evaluation of shotcrete-repaired beams**, Mohamed A.H. Abdel-Halim, H. Schorn, ACI Structural Journal, Vol 86(3), 272-276, 1989, (επισκευή δοκών με αντικατάσταση του σκυροδέματος επικάλυψης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, πειραματική)
- 80 **Exposure tests on externally reinforced concrete beams performance after 10 years**, A.J.J. Calder, Department of Transport-Transport and Road Research Laboratory, Research Report 129, 1-9, 1988, (καμπτική ενίσχυση δοκού με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα, πειραματική)
- 81 **Repaired reinforced concrete beams**, G. Andrews, A.K. Sharma, Concrete International, Vol 10(4), 47-51, 1988, (επισκευή δοκών με την μέθοδο αποκατάστασης της ίσης διατομής, πειραματική)
- Seismic reliability of damaged concrete beams**, M. Shinizuka, R.Y. Tan, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 109(7), 1617-1635,

- 1983, (αποτίμηση εναπομένουσας αντοχής σε δοκό με βλάβες, *αναλυτική*)
- 82 **Composite behavior of concrete beams with epoxy bonded external reinforcement**, R. Jones, R.N. Swamy, J. Bloxham, A. Bouderbalah, International Journal of Cement Composites, Vol 2(2), 91-107, 1980, (καμπτική ενίσχυση με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα, *πειραματική*)
- 83 **Exposure tests on externally reinforced concrete beams—First Two years**, A.J.J. Calder, Department of the Environment Department of Transport-Transport and Road Research Laboratory, Supplementary Report 529, 1-35, 1979, (καμπτική ενίσχυση με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα, *πειραματική*)
- 84 **The flexural behaviour of concrete beams with bonded external reinforcement**, M.D. Macdonald, Department of the Environment Department of Transport-Transport and Road Research Laboratory, Supplementary Report 415, 1-13, 1978, (καμπτική ενίσχυση με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα, *αναλυτική - πειραματική*)
- 85 **Flexural tests of steel-concrete-steel sandwiches**, S.K. Solomon, A.R. Cusens, Magazine of Concrete Research, Vol 28(94), 13-20, 1976, (καμπτική δοκιμή δοκών τύπου σάντουιτς, *πειραματική*)

4. ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΕ ΚΟΜΒΟΥΣ ΔΟΚΩΝ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

- 1 **Seismic retrofit of reinforced concrete beam-to-column joints using local three sided jackets**, A.G. Tsonos, Journal of the European Association for Earthquake Engineering, Vol 1, 1-17, 2001, (μανδύας σκυροδέματος, *πειραματική-αναλυτική*)
- 2 **Προσεισμική και μετασεισμική ενίσχυση δομικών υποσυνόλων οπλισμένου σκυροδέματος με χρήση GFRP**, Α.Γ. Τσώνος, Κ.-Α.Χ. Στυλιανίδης, Επιστημονική Έκδοση ΚΤΙΠΙΟ, τευχος Α, 41-49, 2001, (ενίσχυση κόμβων με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική*)
- 3 **Σύγκριση αποδοτικότητας μετασεισμικής ενίσχυσης κόμβου με GFRPs με την αποδοτικότητα ενίσχυσης με μανδύα από Ο/Σ**, Α.Γ. Τσώνος, Κ.-Α.Χ. Στυλιανίδης, Πρακτικά 1^{ου} Ελληνικού Συνέδριου Σύνθετων Υλικών Σκυροδέματος, 383-395, Ξάνθη, 2000, (*πειραματική*)
- 4 **Lateral load response of strengthened r/c beam-to-column joints**, A.G. Tsonos, Proc of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 1225, Auckland, New Zealand, 2000, Proc of 6th SECED Conference on Seismic Design Practice into the Next Century, 525-533, Oxford, UK, 1998, (μανδύας σκυροδέματος, *πειραματική*)

- 5 **Seismic rehabilitation of reinforced concrete joints by the removal and displacement technique**, A.G. Tsonos, Proc of G. Penelis International Symposium on Concrete and Masonry Structures, 233-245, Thessaloniki, 2000, (τοπική επισκευή, πειραματική)
- 6 **Αποδοτικότητα επισκευής πλαισιακών υποσυνόλων με χρήση εποξειδικών ρητινών**, Α.Γ. Τσώνος, Πρακτικά 1^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σύνθετων Υλικών Σκυροδέματος, 339-353, Ξάνθη, 2000, (τοπική επισκευή, πειραματική)
- 7 **Investigation on the effects of fiber composites at concrete joints**, A. Parvin, P. Granata, Composites, Part B: Engineering, Vol 31, 499-509, 2000, (φύλλα και λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή σε διάφορες διατάξεις, πειραματική)
- 8 **An innovative approach for seismic repair and upgrade of reinforced concrete moment frame connections**, A. S. Mosallam, Proc of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 2845, Auckland, New Zealand, 2000, (φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, πειραματική)
- 9 **Αποδοτικότητα τοπικού δίπλευρου-τρίπλευρου τοπικού μανδύα για την ενίσχυση εξωτερικών κόμβων πλαισίων Ο/Σ**. Α.Γ. Τσώνος, Σ.Ι. Γεωργιάδου. Πρακτικά 13^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμος 1, 401-409, Ρέθυμνο, 1999, (μανδύας σκυροδέματος, πειραματική)
- 10 **Evaluation and retrofit of beam-column T-joints in older reinforced concrete bridge structures**, L.N. Lowes, J.P. Moele, A.C.I. Structural Journal, Vol 96(4), 519-532, 1999, (τοπική επισκευή με διάφορες τεχνικές, πειραματική-αναλυτική)
- 11 **Σεισμική συμπεριφορά τοπικά επισκευασμένων και ενισχυμένων δοκιμίων δοκού-υποστυλώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα**, Α.Γ. Τσώνος, Α.Π. Καλίτσης, Γ.Χ. Παπαδάκης, Επιστημονική Έκδοση ΚΤΙΠΙΟ, τεύχος Β, 17-26, 1999, (μανδύας σκυροδέματος, πειραματική)
- 12 **Reinforcement of concrete beam-column connections with hybrid FRP sheet**, J. Li, S.L. Bakoss, B. Samali, L. Ye, Composite Structures. Vol 47, 805-812, 1999, (φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, πειραματική)
- 13 **Επισκευή με χρήση ρητινών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος με βλάβες από σεισμό**, Χ.Γ. Καραγιάννης, Κ.Ε. Χαλιόρης, Επιστημονική Έκδοση ΚΤΙΠΙΟ, τεύχος Γ, 31-38, 1998, (τοπική επισκευή με ρητίνες, πειραματική)
- 14 **Effectiveness of RC beam-column connection repair using epoxy resin injections**, C.G. Karayannis, C.E. Chalioris, K.K. Sideris, Journal of Earthquake Engineering, Vol 2(2), 217-240, 1998, (τοπική επισκευή με ρητίνες, πειραματική)

- 15 **Upgrading of nonductile reinforced concrete frame connections**, A. Biddah, A. Ghobarah, T.S. Aziz, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 123(8), 1001-1010, 1997, (μεταλλικός μανδύας από ελάσματα με κυματοειδείς αυλακώσεις, *πειραματική*)
- 16 **Seismic rehabilitation of R/C joints by epoxy pressure injection technique**, A. Filiatraut, I. Lebrun, A.C.I. SP-160, 73-92, 1996, (τοπική επισκευή με ρητίνες, *πειραματική*)
- 17 **Response of repaired R/C exterior joints under cyclic loading**, C.G. Karayannis, K.K. Sideris, C.M. Economou, Proc of 5th SECED Conference on European Seismic Design Practice-Research and Application, 285-292, Chester, UK, 1995, (τοπική επισκευή με ρητίνες, *πειραματική*)
- 18 **Strength of reinforced concrete frame connections rehabilitated by jacketing**, S.M. Alcocer, J.O. Jirsa, A.C.I. Structural Journal, Vol 90(3), 249-261, 1993, (μανδύας σκυροδέματος, *πειραματική*)
- 19 **RC frame connections rehabilitated by jacketing**, S.M. Alcocer, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 119(5), 1473-1431, 1993, (μανδύας σκυροδέματος, *πειραματική*)
- 20 **Cyclic behavior of epoxy-repaired reinforced concrete beam-column joints**, M.A. Adin, D.Z. Yankelevsky, D.N. Farhey, A.C.I. Structural Journal, Vol 90(2), 170-179, 1993, (τοπική επισκευή με ρητίνες, *πειραματική*)
- 21 **Experimental results of repaired and retrofitted beam-column joint tests in lightly r/c frame buildings**, A. Beres, S. El-Borgi, R.N. White, P. Gergerly, Technical Report No NCEER-92-0025, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, USA, 1992, (τοπική επισκευή με ρητίνες, μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα και μεταλλικά στοιχεία, *πειραματική-συνθετική*)
- 22 **Rehabilitation of r/c frame connections using jacketing**, S.M. Alcocer, Proc of 10th World Conference on Earthquake Engineering, Vol 9, 5235-5240, Madrid, Spain, 1992, (μανδύας σκυροδέματος, *πειραματική*)
- 23 **An investigation into the behaviour of an adhesive bonded joint using the finite element technique**, P.A. Hammond, BEng Thesis, University of Sheffield, UK, 1991, (ενίσχυση με σύνθετα υλικά, *αναλυτική*)
- 24 **Assessment of the response of r/c frame connections redesigned by jacketing**, S.M. Alcocer, J.O. Jirsa, Proc of 4th US National Conference on Earthquake Engineering, Vol 3, 295-304, California, USA, 1990, (μανδύας σκυροδέματος, *πειραματική*)

- 25 **Epoxy repair techniques for moderate earthquake damage**, C.W. French, G.A. Thorp, W. Tsai, A.C.I. Structural Journal, Vol 87(4), 416-424, 1990, (τοπική επισκευή με ρητίνες, πειραματική)
- 26 **Repair and strengthening of beam-to-column connections subjected to earthquake loading**, M. Corazao, A.J. Durrani, Technical Report No NCEER-89-0013, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, USA, 1989, (τοπική επισκευή, μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα και μεταλλικά στοιχεία, πειραματική)

5. ΕΙΔΙΚΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

- 1 **A concrete pier: case study of failure and repair**, M.O. Jannadi, B.M. Tahir, Construction and Building Materials, Vol 14, 7-16, 2000, (ενίσχυση βάρου με μανδύα σκυροδέματος και κόμβου με μεταλλικά ελάσματα, εφαρμογή)
- 2 **Computer-Aided Retrofitting of a Damaged RC Cooling Tower Shell**, G. Meschke, T. Huemer, H.A. Mang, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 125(3), 328-337, 1999, (ενίσχυση κελύφους με εξωτερικούς περιφερειακούς δακτυλίους από σκυρόδεμα, αναλυτική)
- 3 **Repair of Bridge Impact Damage**, L.R. Feldman, J.O. Jirsa, E.S. Kowal, ACI Concrete International, 61-66, Feb 1998, (στρατηγική επέμβασεων, περιγραφή μεθόδων, συνθετική)
- 4 **Repair and retrofit of a six storey R/C building damaged by the earthquake in south-east Sicily on the 13th December 1990**, G. Oliveto, L.D. Decanini, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 17, 57-71, 1998, (στρατηγική επέμβασεων, περιγραφή μεθόδων, εφαρμογή)
- 5 **External Repair of Cracked Grain Silos**, P.M. Collins, P. Adebar, P.T. Seabrook, D. Kuchma, P. Sacre, ACI Concrete International, 22-28, Nov 1997, (επέμβαση με εξωτερικούς και εσωτερικούς μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος, εφαρμογή)
- 6 **Dynamic investigation of a repaired cable-stayed bridge**. C. Gentile, F. Martinez, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 26, 41-59, 1997, (σύγκριση δυναμικών χαρακτηριστικών πριν και μετά την επέμβαση, αναλυτική)
- 7 **Upgrading the degree of coupling of coupled shear walls**, O. Chaallal, M.J. Nolle, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 24, 986-995, 1997, (βελτίωση του βαθμού σύζευξης τοιχωμάτων με προσθήκη νέων δοκών μεγάλου ύψους, αναλυτική)
- 8 **The testing and repair of steel silo**, P. Pavlovic, R. Folic, V. Radojanin, M. Tatamirovic, Construction and Building Materials, Vol

- 11(5-6), 353-363, 1997, (σεισμική μόνωση, περιφερειακοί μεταλλικοί δακτύλιοι, εφαρμογή)
- 9 **Testing and repairing of concrete silos**, A. Ajdukiewicz, Structural Engineering International, Issue 4, 278-281, 1996, (μανδύες σκυροδέματος, εφαρμογή)
 - 10 **Historic Hotel Utah remodel and seismic upgrade**, J.T. Miller, L.D. Reaveley, A.C.I. SP-160, 115-130, 1996, (κατασκευή τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα, εφαρμογή)
 - 11 **Evaluation and upgrading of outrigger knee joints**, C.R. Thewalt, B. Stojadinovic, A.C.I. SP-160, 275-298, 1996, (ενίσχυση με μανδύα σκυροδέματος και μεταλλικό μανδύα, πειραματική)
 - 12 **Effect of supplemental bonding of external tendons and addition of internal tendons on the strength and ductility of post tensioned segmental bridges**, A. Hindi, R. MacGregor, M.E. Kreger, J.E. Breen, A.C.I. SP-160, 169-189, 1996, (ενίσχυση γέφυρας προεντεταμένου σκυροδέματος με πρόσθετους τένοντες, πειραματική)
 - 13 **Seismic upgrading of hospital buildings No. 6 and 7, VA Medical Center, Bedford, Mass.**, Z.B. Gregorian, G.B. Gregorian, A.C.I. SP 160, 131-147, 1996, (προσθήκη τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα, εφαρμογή)
 - 14 **Seismic rehabilitation of a ten-story concrete frame building using visco-elastic damping elements**, J.R. Beardall, W. Martin, Proc of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 511, Acapulco, Mexico, 1996, (προσθήκη τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα, ενσωμάτωση συστημάτων απορρόφησης ενέργειας και προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων, αναλυτική-εφαρμογή)
 - 15 **Seismic protective systems for the stiffening truss of the Golden Gate Bridge**, S. Rodriguez, T.J. Ingham, Proc of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 1333, Acapulco, Mexico, 1996, (ενσωμάτωση συστημάτων απορρόφησης ενέργειας, αναλυτική)
 - 16 **Parking Structure Repair by full-slab replacement**, J.H. Paul, N.R. Keyvan, Concrete International, Vol.15(3), 36-38, 1993, (ανακατασκευή πλάκας σε χώρο στάθμευσης, εφαρμογή)
 - 17 **Structural effects of time dependent deformations in PC and RC bridges repaired using expansive concrete**, F. Mola, Proc of 3rd International Workshop on Bridge Rehabilitation, 637-646, Darmstadt Germany, 1992, (εκτίμηση παραμορφώσεων σε γέφυρες που επισκευάζονται με διογκούμενο σκυρόδεμα, αναλυτική)
 - 18 **Evaluation and strengthening of large precast concrete warehouse structure**, D. Mitchell, W.D. Cook, D.G. Eyre, G. Maurel, ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol 4(2), 70-87,

1990, (κατασκευή μανδύων σκυροδέματος σε υποστυλώματα, ενίσχυση κόμβων, εφαρμογή)

6. ΓΕΝΙΚΑ

- 1 **Experimental response of a non-ductile R/C building rehabilitated by means of fibre reinforced polymers**, A. Castellani, P. Negro, A. Colombo, M. Castellani, Proc of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 1605, Auckland, New Zealand, 2000, (επισκευή υποστυλωμάτων, δοκών και κόμβων με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, πειραματική)
- 2 **FRPs for structural rehabilitation: a survey of recent progress**, K.W. Neale, Progress in Structural Engineering and Materials, Vol 2, 133-138, 2000, (συνθετική)
- 3 **Bond-slip behavior of longitudinal reinforcing bars confined with FRP sheets**, S. Kono, K. Matsuno, T. Kaku, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 642, Auckland, New Zealand, 2000, (περίσφιγξη με φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, πειραματική)
- 4 **Analysis of reinforced concrete with external composite strengthening**, A.J. Mendes Ferreira, A. Torres Marques, J. Cesar de Sa, Composites part B: Engineering, Vol 31, 527-534, 2000, (εξωτερική περίσφιγξη με σύνθετα υλικά, αναλυτική)
- 5 **Analysis of repaired reinforced concrete structures**, F.J. Vecchio, F. Bucci, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 125(6), 644-652, 2000, (ανάλυση επισκευασμένων μελών με πεπερασμένα στοιχεία, συνθετική-αναλυτική)
- 6 **NEHRP guidelines and commentary for the seismic rehabilitation of buildings**, D. Shapiro, C. Rojahn, L.D. Reavely, M.R. Smith, U. Morelli, Earthquake Spectra Vol 16(1), 227-239, 2000, (συνθετική)
- 7 **How to make today's repairs durable for tomorrow-corrosion protection in concrete repair**, A.M. Vaysburd, P.H. Emmons, Construction and Building Materials, Vol 14, 189-197, 2000, (εφαρμογή)
- 8 **A new method for evaluating the surface roughness of concrete cut for repair or strengthening**, A.I. Abu-Tair, D. Lavery, A. Nadjai, S.R. Rigden, T.M.A. Ahmed, Construction and Building Materials, Vol 14, 171-176, 2000, (πειραματική)
- 9 **Επισκευές των κτιρίων από τις βλάβες των σεισμών: γενική τοποθέτηση του προβλήματος**. Θ. Τάσιος, Χ. Κωστίκας. Σεμινάριο ΙΕΚΕΜ ΤΕΕ, Αθήνα, 2000, (συνθετική)
- 10 **Ενισχύσεις-Επισκευές μετά από σεισμό**, Γ.Γ. Πενέλης, Γενική Εισήγηση, 13ο Ελληνικό Συνέδριο Σκυροδέματος, Ρέθυμνο, 1999, (συνθετική-εφαρμογή)

- 11 **The repair of earthquake-damaged concrete and masonry wall buildings**, FEMA Report No 308, Washington, USA, 1999, *(συνθετική)*
- 12 **Influence of aggressive exposure conditions on the behavior of adhesive bonded concrete-GFRP joints**, P. Mukhopadhyaya, R.N. Swamy, C.J. Lynsdade, Construction and Building Materials, Vol 12, 427-446, 1998, (διερεύνηση περιβαλλοντικής επιρροής στην σύνδεση σκυροδέματος-ινοπλισμένου πολυμερούς με ίνες γυαλιού, *πειραματική*)
- 13 **Composites: a new possibility for the shear strengthening of concrete, masonry and wood**, T.C. Triantafillou, Composites Science and Technology, Vol 58, 1285-1295, 1998, (διαστασιολόγηση στοιχείων ενισχυμένων σε διάτμηση με φύλλα από FRPs-εφαρμογή)
- 14 **Strengthening of structures with advanced FRPs**, T.C. Triantafillou, Progress in Structural Engineering and Materials, Vol1(2), 126-134, 1998, (διαστασιολόγηση στοιχείων ενισχυμένων σε διάτμηση με φύλλα από FRPs -*αναλυτική*)
- 15 **Seismic design guidelines for upgrading existing buildings**, Technical Manual, Army TM 5-809-10-2, Navy NAVFAC P-355.2, Air Force AFM 88-3, Chap 13, Sec B, Washington, USA, 1988, (στρατηγική επεμβάσεων, περιγραφή μεθόδων και τεχνικών, *συνθετική-εφαρμογή*)
- 16 **Performance properties of concrete repair materials**, J.G. Cabrera, A.S. Al-Hasan, Construction and Building Materials, Vol 11, 283-290, 1997, (χαρακτηριστικά διαφόρων υλικών που χρησιμοποιούνται στις επεμβάσεις, *πειραματική*)
- 17 **Extending service life of concrete and masonry structures with fiber composites**, H. Saadatmanesh, Construction and Building Materials, Vol 11(5-6), 327-335, 1997, (ενίσχυση δομικών στοιχείων από σκυρόδεμα ή τοιχοποιϊα με ινοπλισμένα πολυμερή, *πειραματική-συνθετική*)
- 18 **Corrosion of reinforcement in concrete repair**, D.J. Cleland, K.M. Yeoh, A.E. Long, Construction and Building Materials, Vol 11(4), 233-238, 1997, (διερεύνηση της επιρροής του υλικού επέμβασης στην διάβρωση του οπλισμού, την συστολή και την πρόσφυση, *πειραματική*)
- 19 **Shotcrete for structural and architectural restoration of concrete shell built in 1905**, K.C. Hover, Construction and Building Materials, Vol 11(5-6), 299-308, 1997, (ενίσχυση κελύφους με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, *εφαρμογή*)
- 20 **Material and fibre losses with fibre reinforced sprayed concrete**, S.A. Austin, C.H. Peaston, P.J. Robins, Construction and Building

- Materials, Vol 11(5-6), 291-298, 1997, (υπολογισμός απώλειας υλικού κατά την εκτόξευση, *συνθετική-πειραματική*)
- 21 **Materials for the repair and protection of concrete**, P. Robery, J. Shaw, Construction and Building Materials, Vol 11(5-6), 275-281, 1997, (ιδιότητες υλικών επεμβάσεων, *συνθετική*)
- 22 **Earthquake-resistant concrete structures: Emergency Post-Earthquake Damage Inspection and Evaluation (chap.12)-Design of Repair and Strengthening (chap.13)**, G.Penelis, A.Kappos, E&FN Spon, 469-563, 1997, (*συνθετική*)
- 23 **Polymer-based materials for repair and improved durability: Japanese experience**, Y. Ohama, Construction and Building Materials, Vol 10(1), 77-82, 1996, (ιδιότητες υλικών επεμβάσεων, *συνθετική*)
- 24 **Strategies for the maintenance of repaired structures: a Canadian perspective**, J.A. Bickley, Construction and Building Materials, Vol 10(1), 89-94, 1996, (στρατηγική επέμβασης, *εφαρμογή*)
- 25 **Seismic design and retrofit of bridges**, M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi, John Wiley and Sons Inc., USA, 1996, (διάφορες μέθοδοι επέμβασης σε τμήματα γεφυρών, *συνθετική-εφαρμογή*)
- 26 **System concept in design and construction of durable concrete repairs**, P.H. Emmons, A.M. Vaysburd, Construction and Building Materials, Vol 10(1), 69-75, 1996, (σχεδιασμός και επιλογή της τεχνικής επέμβασης, *συνθετική-εφαρμογή*)
- 27 **Compatibility of concrete repair materials and systems**, D.R. Morgan, Construction and Building Materials, Vol 10(1), 57-67, 1996, (διαδικασίες επέμβασης και επιλογή υλικού, *συνθετική-εφαρμογή*)
- 28 **Shotcrete in seismic repair and retrofit**, J. Warner, A.C.I. SP-160, 299-313, 1996, (*εφαρμογή*)
- 29 **Strengthening of reinforced concrete members subjected to seismic actions**, F. Mola, A.C.I. SP-160, 207-229, 1996, (υπολογισμός σύνθετων διατομών, *αναλυτική*)
- 30 **State-of-the-Art in techniques for rehabilitation of buildings**, S. Sugano, Proc of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 2175, Acapulco, Mexico, 1996, (τεχνικές επεμβάσεων, *συνθετική-πειραματική-εφαρμογή*)
- 31 **Seismic rehabilitation of concrete bridge substructures**, B.L. Meyers, S.H. Tso, K. Wiedner, K.T. Lam, A.C.I. SP-160, 191-205, 1996, (*εφαρμογή*)
- 32 **Bridge strengthening and rehabilitation**. P.T. Xanthakos, Prentice Hall PTR, New Jersey USA, 1996, (εγχειρίδιο για τις μεθόδους επέμβασης σε γέφυρες, *συνθετική*)

- 33 **Seismic rehabilitation–applications, research and current needs**, U. Ersoy, Proc of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 2099, Acapulco, Mexico, 1996, (*πειραματική-συνθετική*)
- 34 **State-of-the-Art Report on fiber reinforced plastic reinforcement for concrete structures (ACI 440R-96)**, ACI Committee 440, 1996, (έκθεση για την χρήση ινοπλισμένων πολυμερών ως οπλισμού σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, *συνθετική*)
- 35 **Integrity of repaired concrete under repeated loading conditions**, K. Etebar, Concrete and Repair, Rehabilitation and Protection, R.K. Dhir and M.R. Jones (Ed.) E&FN Spon, 493-502, 1996, (επίδραση της επανάληψης της φόρτισης στην αντοχή της σύνδεσης παλαιού και νέου σκυροδέματος, *πειραματική*)
- 36 **Repair and strengthening of structures**, A. Pakvor, IABSE Structural Engineering International, Issue 2, 70-73, 1995, (*συνθετική*)
- 37 **Rehabilitation of buildings in seismic zones**, J.O. Jirsa, Construction and Repair, 33-40, Jan-Feb 1995, (διάφορες μέθοδοι επέμβασης *πειραματική-συνθετική*)
- 38 **Repair material properties which influence long-term performance of concrete structures**, P.S. Mangat, M.K. Limbachiya, Construction and Building Materials, Vol 9(2), 81-90, 1995, (προσδιορισμός ιδιοτήτων υλικών επεμβάσεων, *πειραματική*)
- 39 **Essentials of current evaluation and retrofitting for existing and damaged buildings in Japan**, S. Sugano, M. Hirosawa, T. Kaminosono, Japan International Cooperation Agency, 1995, (περιγραφή μεθόδων επέμβασης, *εφαρμογή*)
- 40 **Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete**, M.J. Chajes, W.W. Finch, T.F. Januszka, ACI Structural Journal, Vol.93(2), 208-217, 1995, (μεταφορά δυνάμεων μεταξύ ελάσματος και σκυροδέματος, *πειραματική*)
- 41 **Recent seismic load tests on reinforced concrete structural elements and subassemblages at the University of Canterbury**, R. Park, Proc of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vol 3, 2351-2360, Vienna, Austria, 1994, (*πειραματική-συνθετική*)
- 42 **Policies and standards for re-occupancy repair of earthquake damaged buildings**, W.T. Holmes. Earthquake Spectra, Vol 10(1), 197-208, 1994, (στρατηγική επεμβάσεων, *εφαρμογή*)
- 43 **Seismic retrofit of low-rise non ductile concrete frame buildings in the Central US**, P.A. Murray, J.H. Parker, Proc of 5th US National Conference on Earthquake Engineering, Vol 3, 607-616, Chicago, USA, 1994, (περιγραφή μεθόδων επέμβασης, *εφαρμογή*)
- 44 **Design lessons in residential rehabilitation**, M. Comerio, Earthquake Spectra, Vol 10(1), 43-64, 1994, (περιγραφή μεθόδων επέμβασης, *εφαρμογή*)

- 45 **Divergent issues in rehabilitation of existing buildings**, J.O. Jirsa, Earthquake Spectra, Vol 10(1), 95-112, 1994, (περιγραφή μεθόδων επέμβασης, *συνθετική*)
- 46 **Draft recommendation for repair strategies for concrete structures damaged by reinforcement corrosion**, RILEM Draft Recommendation, Materials and Structures, Vol 27, 415-436, 1994, (στρατηγική και μέθοδοι επεμβάσεων για βλάβες λόγω περιβαντολλογικών δράσεων, *εφαρμογή*)
- 47 **Strengthening of RC sections for prescribed load carrying capacity and ductility**, F. Mola, Proc of 5th International Conference on Structural Faults and Repair, Vol 3, 245-255, Edinburgh, UK, 1993, (υπολογισμός σύνθετων διατομών, *αναλυτική*)
- 48 **Rehabilitation of buildings in seismic zones**, J.O. Jirsa, Proc of 5th International Conference on Structural Faults and Repair, Vol. 2, 303-309, Edinburgh, UK, 1993, (διάφορες εναλλακτικές τεχνικές επέμβασης *πειραματική-συνθετική*)
- 49 **Retrofitting existing reinforced concrete structures**, M. Rodriguez, M. Leon, Proc of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Vol 9, 5177-5182, Madrid, 1992, (απόφαση και στρατηγικές επέμβασης, *συνθετική*)
- 50 **R/C jacketing of existing structures**, A. Teran, J. Ruiz, Proc of 10th World Conference on Earthquake Engineering, Vol 9, 5107-5113, Madrid, Spain, 1992, (μανδύες σκυροδέματος σε υποστυλώματα, δοκούς και κόμβους, *συνθετική*)
- 51 **NEHRP handbook of techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings**, FEMA Report No 172, Washington, USA, 1992, (*συνθετική*)
- 52 **Effective repair with resin for bond failure of R.C members**, A. Tasai, Proc of 10th World Conference on Earthquake Engineering, Vol 9, 5211-5216, Madrid, 1992, (τοπική επισκευή με ρητίνες για απώλεια πρόσφυσης οπλισμού, *πειραματική*)
- 53 **Temperature effects on the bond of epoxy resin anchored reinforcement**, S. Hafeez, MSc Dissertation, University of Sheffield, UK, 1992, (αγκύρωση οπλισμού με χρήση ρητινών, *πειραματική*)
- 54 **Repair and strengthening of reinforced concrete buildings for seismic resistance**, M. Rodriguez, R. Park, Earthquake Spectra, Vol 7(3), 439-459, 1991, (στρατηγική επεμβάσεων, περιγραφή μεθόδων και τεχνικών, *συνθετική-εφαρμογή*)
- 55 **Analysis of corroded reinforced concrete sections for repair**, Ying-Su Yuan, Marton Marosszeky, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.117(7), 2018-2034, 1991, (εκτίμηση αντοχής, πλαστιμότητας και κατανομής τάσεων πριν και μετά την επισκευή, *αναλυτική*)

- 56 **Repair and strengthening of concrete structures**, FIP Guide to good practice, Thomas Telford Services Ltd, London, UK, 1991, (διαδικασίες επεμβάσεων, περιγραφή μεθόδων, εφαρμογή)
- 57 **Experimental evaluation of upgrading techniques**. I. Rosenthal, M. Adin, D. Yankelevsky, M. Itskovitz, Proc of 4th US National Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, 809-817, California, USA, 1990, (σύγκριση διαφορετικών μεθόδων επέμβασης: ενίσχυση κόμβων με μεταλλικούς μανδύες, προσθήκη τοιχοπληρώσεων εντός πλαισίων, προσθήκη προκατασκευασμένων τοιχωμάτων σκυροδέματος, πειραματική)
- 58 **Repair of damaged buildings-Mexico City**, J.O. Jirsa, Proc of Pacific Conference on Earthquake Engineering, Vol 1, 25-34, New Zealand, 1987, (περιγραφή μεθόδων επέμβασης, εφαρμογή)
- 59 **The microstructure of epoxy bonded steel-to-concrete joints**, G.O. Lloyd, A.J.J. Calder, Department of the Environment - Department of Transport-Transport and Road Research Laboratory, 1987, Supplementary Report 705, 1-8, (σύνδεση χάλυβα με σκυρόδεμα με χρήση εποξειδικής ρητίνης, πειραματική)
- 60 **Manual for repair of civil engineering structures damaged by earthquakes**, Technical Note of the Public Works Research Institute, The Public Works Research Institute, Ministry of Construction (in Japanese), Translated for the National Center for Earthquake Engineering Research, 1986, (στρατηγική επεμβάσεων, περιγραφή μεθόδων και τεχνικών, συνθετική-εφαρμογή)
- 61 **Practices of seismic retrofit of existing concrete structures in Japan**, T. Endo, A. Okifuji, S. Sugano, T. Hayashi, T. Shimizu, K. Takahara, H. Salto, Y. Yoneyama, Proc of 8th World Conference on Earthquake Engineering, 469-476, San Francisco, USA, 1984, (περιγραφή μεθόδων επέμβασης, πειραματική-συνθετική-εφαρμογή)
- 62 **Physical and mathematical models for re-design of damaged structures**, T.P. Tassios, Proc of IABSE Symposium: Strengthening of building structures-diagnosis and therapy, 30-52, Venezia, Italy 1983, (προσομοιώματα ανασχεδιασμού, συνθετική)
- 63 **Repair and strengthening of r/c structures after seismic damage**, G. Augusti, M. Matteuzzi, Proc of 7th European Conference on Earthquake Engineering, Vol 5, 267-274, Athens, Greece, 1982, (περιγραφή τεχνικών επέμβασης, συνθετική-εφαρμογή)
- 64 **An Overview of the State of the Art in seismic strengthening of existing reinforced concrete buildings in Japan**, S. Sugano, Proc of 3rd Seminar on Repair and Retrofit of Structures, Vol 3, 328-349, Ann Arbor, USA, 1982, (περιγραφή μεθόδων επέμβασης, συνθετική-εφαρμογή)

- 65 **Outline of research on estimation and repairs of the buildings damaged by the Miyagi-Ken-Oki Earthquake, June 1978**, T. Shiga, A. Shibata, M. Hirosawa, Proc of 3rd Seminar on Repair and Retrofit of Structures, Vol 3, 142-162, Ann Arbor, USA, 1982, (περιγραφή μεθόδων επέμβασης, *συνθετική-εφαρμογή*)
- 66 **Guideline for seismic retrofitting (strengthening, toughening and/or stiffening) design of existing r/c buildings**, S. Sugano, Proc of 2nd Seminar on Repair and Retrofit of Structures, Vol 2, 189-246, Ann Arbor, USA, 1981, (περιγραφή μεθόδων επέμβασης, *συνθετική-εφαρμογή*)
- 67 **Retrofitting on medium-rise r/c housing structures**, M. Hirosawa, Y. Kitagawa, Y. Yamazaki, Proc of 2nd Seminar on Repair and Retrofit of Structures, Vol 2, 278-321, Ann Arbor, USA, 1981, (επεμβάσεις με διάφορες τεχνικές, *αναλυτική*)
- 68 **Experimental Studies on retrofitting of r/c structural members**, Y. Higashi, T. Endo, Y. Shimizu, Proc of 2nd Seminar on Repair and Retrofit of Structures, Vol 2, 126-155 Ann Arbor, USA, 1981, (επεμβάσεις με διάφορες τεχνικές, *πειραματική*)
- 69 **Strengthening of reinforced concrete structural members by means of bonded-on reinforcement**, F.S. Rostacy, E.H. Ranisch, Betonwerk + Fertigteil – technik, Vol.1, 6-11 and Vol.2, 82-86, 1981, (ενίσχυση δοκών με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα, *πειραματική*)
- 70 **Repair and strengthening of buildings damaged by earthquakes**, J. Kuroiwa, J. Kogan, Proc of 7th World Conference on Earthquake Engineering, Vol 4, 569-576, Istanbul, Turkey, 1980, (περιγραφή μεθόδων επέμβασης, *συνθετική*)
- 71 **A study of epoxy resin adhesive joints in shear**, A.R.Cusens, D.W.Smith, The Structural Engineer, Vol.58A(1), 13-18, 1980, (διατμητική αντίσταση σε διεπιφάνειες που έχει χρησιμοποιηθεί εποξειδική ρητίνη, *πειραματική*)
- 72 **Use of bonding techniques for reinforcing concrete and masonry structures**, R.L. Hermite, Materiaux Et Constructions, Vol.10(56), 85-87, 1977, (ενίσχυση στοιχείων με μεταλλικά επικολλητά ελάσματα, *αναλυτική*)

ΕΠΕΞΗΓΗΜΑΤΙΚΟ ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΜΟΝΑΔΕΣ

Στην ανάπτυξη του κειμένου και στα αριθμητικά παραδείγματα χρησιμοποιείται το Σύστημα Μονάδων SI (Systeme International), όπου το χιλιόγραμμο μάζας (kg) αποτελεί την θεμελιώδη μονάδα μέτρησης. Η μονάδα μέτρησης δύναμης, το N (Newton) προκύπτει από την εξίσωση $F = m \cdot \gamma$ και επομένως:

$$1N = 1kg \cdot 1m/sec^2 = 1kg \cdot m/sec^2$$

Στο παραπάνω σύστημα μέτρησης η τάση μετριέται σε Pa (Pascal):

$$1Pa = 1N/m^2$$

Συχνά χρησιμοποιείται το MPa (Megapascal):

$$1MPa = 10^6 Pa = 1 N/mm^2$$

Για τον συσχετισμό των μονάδων μέτρησης του συστήματος SI με τις μονάδες του παλαιού συστήματος μονάδων (MTS), σημειώνεται η παρακάτω αντιστοίχιση:

$$1N \approx 0,1 kg \text{ (βάρους)}$$

$$1kN \approx 0,1 t = 100 kg \text{ (βάρους)}$$

$$1MPa \approx 10 kg/cm^2 = 100 t/m^2$$

ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

από οπλισμένο σκυρόδεμα

Εδώ και λίγα χρόνια, αφότου άλλαξε ο Αντισεισμικός Κανονισμός και ο Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος, νιώθουμε την ικανοποίηση ότι οι νέες μας κατασκευές προσφέρουν μεγαλύτερη ασφάλεια, απ' ότι οι παλαιές. Όμως, την ίδια στιγμή, η διαπίστωση αυτή θέτει επιτακτικά το ερώτημα: Και τώρα τι πρέπει να γίνει με τις παλαιές κατασκευές, που σήμερα ξεπερνούν το 80% του συνόλου των κατασκευών; Το ερώτημα αυτό, γίνεται ακόμα πιο πιεστικό όταν αφορά κατασκευές που έχουν πάθει βλάβες, μετά από ένα σεισμό.

Οι επισκευές και οι ενισχύσεις των παλαιών κτιρίων, με ή χωρίς βλάβες, αποτελούν ένα από τα δυσκολότερα θέματα που ο μηχανικός αντιμετωπίζει συχνά στην πράξη. Η μελέτη ή έστω τα «στατικά» σχέδια του κτηρίου συχνά απουσιάζουν ή και αν υπάρχουν, τις περισσότερες φορές είναι μικρής αξιοπιστίας. Τα αναλυτικά εργαλεία που διατίθενται είναι προσανατολισμένα στις νέες κατασκευές και δύσκολα θα μπορούσαν να προσαρμοστούν για την αποτίμηση των παλαιών κτιρίων. Τέλος ποιά είναι τα υλικά, οι μέθοδοι και οι τεχνικές που διατίθενται για να γίνει μια επέμβαση; Ποιός είναι ο καταλληλότερος συνδυασμός των παραπάνω, για κάθε ειδική περίπτωση που παρουσιάζεται; Ποιό είναι το κατάλληλο υπολογιστικό υπόβαθρο που πρέπει να χρησιμοποιήσει ο μηχανικός για να τεκμηριώσει την λύση;

Στην παρούσα, αναθεωρημένη, 3η έκδοση αυτού του βιβλίου, ο συγγραφέας προσπαθεί να απαντήσει στα παραπάνω ερωτήματα, αξιοποιώντας και το πρόσφατο υλικό που επεξεργάστηκε συμμετέχοντας στην Επιτροπή Σύνταξης του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) καθώς και σε άλλες σχετικές Ομάδες Εργασίας.