

**ΣΥΣΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ
ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΙ ΜΕΤΑΣΕΙΣΜΙΚΕΣ
ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ**

**ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΧΩΡΟΤΑΞΙΑΣ & ΔΗΜΟΣΙΩΝ ΕΡΓΩΝ
ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ
Ο.Α.Σ.Π.**

**ΣΥΣΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ
ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΙ ΜΕΤΑΣΕΙΣΜΙΚΕΣ
ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ**

Αθήνα, Απρίλιος 2001

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η ασφάλεια των κτιρίων και γενικότερα των κατασκευών, αποτελεί αναμφισβήτητα τον κύριο και καθοριστικό παράγοντα για την προστασία της ζωής και της περιουσίας των πολιτών σε περίπτωση σεισμού.

Στη χώρα μας, η οποία παρουσιάζει την υψηλότερη σεισμικότητα στην Ευρώπη, το αρμόδιο Υπουργείο Περιβάλλοντος Χωροταξίας και Δημοσίων Έργων έχει θέσει ως πρώτη προτεραιότητα τη διαμόρφωση ενός σύγχρονου και αποτελεσματικού θεσμικού πλαισίου για την προστασία των κτιρίων από τον σεισμικό κίνδυνο.

Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ-2000, ο Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ-2000, ο Προσεισμικός έλεγχος Δημοσίων κτιρίων, καθώς και μια σειρά από άλλους κανονισμούς και οδηγίες, αποτελούν τους βασικούς άξονες για την εξασφάλιση της αντισεισμικής επάρκειας των κατασκευών.

Το παρόν τεύχος με τίτλο ΣΥΣΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΙ ΜΕΤΑΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΤΑ ΚΤΡΙΑ, έρχεται να συμπληρώσει το παραπάνω πλαίσιο κανονισμών και τεχνικών οδηγιών του ΥΠΕΧΩΔΕ στην κατεύθυνση της βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς και ασφάλειας των υφισταμένων κτιρίων.

Στο τεύχος αυτό περιλαμβάνονται οι κατευθυντήριες οδηγίες και προδιαγραφές (αποτίμηση φέρουσας ικανότητας, τεχνικές επεμβάσεων, υλικά) τόσο για την προσεισμική ενίσχυση κτιρίων, όσο και για την επισκευή των κτιρίων που έχουν υποστεί βλάβες από σεισμό.

Με την πεποίθηση ότι το τεύχος αυτό θα συμβάλλει ουσιαστικά στην αντιμετώπιση του σεισμικού κινδύνου, το παραδίδω στον τεχνικό κόσμο της χώρας και ευχαριστώ τον ΟΑΣΠ και τους διακεκριμένους επιστήμονες που μόχθησαν γι' αυτό το σημαντικό έργο.

Νάσος Αλευράς
Υφυπουργός ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1 Εισαγωγή	1
2 Περιοχή ισχύος - Ορισμοί	3
2.1 Περιοχή ισχύος	3
2.2 Ορισμοί	3
3 Κριτήρια σχεδιασμού επεμβάσεων	5
3.1 Κριτήρια και τύποι επεμβάσεων	5
3.1.1 Κριτήρια επεμβάσεων	5
3.1.2 Τύποι επεμβάσεων	6
3.2 Γενικές αρχές Ανασχεδιασμού	8
3.3 Σύνταξη Μελέτης Επεμβάσεων	12
3.4 Βιβλιογραφία	21
4 Μηχανισμοί μεταφοράς δυνάμεων	23
4.1 Μεταφορά δυνάμεων από σκυρόδεμα σε σκυρόδεμα	23
4.1.1 Θλίψη στην διεπιφάνεια μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος	23
4.1.2 Θλίψη προρηγματωμένου σκυροδέματος	23
4.1.3 Συνοχή μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος	23
4.1.4 Τριβή μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος	24
4.1.4.1 Λεία διεπιφάνεια	24
4.1.4.2 Τραχειά διεπιφάνεια (φυσική ή τεχνητή τραχύτητα)	25
4.1.5 Λειτουργία σφικτήρα του οπλισμού	26
4.1.6 Μεταφορά δυνάμεων μέσω στρώσεως κόλλας	26
4.1.6.1 Θλίψη	26
4.1.6.2 Εφελκυσμός	26
4.1.6.3 Διάτμηση	27
4.2 Μεταφορά δυνάμεων από σκυρόδεμα σε χάλυβα μέσω στρώσεως κόλλας	27
4.3 Μεταφορά δυνάμεων από χάλυβα σε σκυρόδεμα και από σκυρόδεμα σε σκυρόδεμα μέσω βλήτρων και αγκυρίων	28
4.3.1 Δράση βλήτρου των ράβδων του οπλισμού	28
(α) Μήκος βλήτρου	28
(β) Τρόπος αστοχίας-ελάχιστες επικαλύψεις	28
(γ) Αντοχή βλήτρου	29
(δ) Αλληλεπίδραση μηχανισμού βλήτρου και εξολκεύσεως	29
4.3.2 Μεταφορά δυνάμεων μέσω μεταλλικών αγκυρίων	30
4.3.2.1 Γενικοί κανόνες	30

4.3.2.2	Σχεδιασμός διογκούμενων αγκυρίων και αγκυρίων διογκούμενης κεφαλής έναντι εφελκυσμού	31
	(1) Διαρροή του αγκυρίου	31
	(2) Εξόλκευση του αγκυρίου.....	31
	(3) Αστοχία του σκυροδέματος.....	31
	(4) Απόσχιση του σκυροδέματος	32
4.3.2.3	Σχεδιασμός διογκούμενων αγκυρίων και αγκυρίων διογκούμενης κεφαλής έναντι τέμνουσας.....	32
	(1) Αστοχία του αγκυρίου	32
	(2) Αστοχία του σκυροδέματος λόγω αποσχίσεως	33
	(3) Πλευρική εκτίναξη του σκυροδέματος.....	33
4.3.2.4	Αγκύρια υποβαλλόμενα σε ανακυκλιζόμενη τέμνουσα	33
4.3.2.5	Αγκύρια υποβαλλόμενα ταυτοχρόνως σε εφελκυσμό και σε διάτμηση	34
4.3.2.6	Σχεδιασμός πακτωμένων αγκυρίων	34
	(1) Αγκύρια υποβαλλόμενα σε εφελκυσμό.....	34
	(2) Αγκύρια υποβαλλόμενα σε διάτμηση.....	35
4.4	Αγκύρωση νέου οπλισμού	35
4.4.1	Αγκύρωση σε υπάρχοντα οπλισμό	35
4.4.2	Αγκύρωση σε υπάρχον σκυρόδεμα	36
4.4.3	Αγκύρωση σε νέο σκυρόδεμα	36
4.5	Βιβλιογραφία	36
5	Φέρων οργανισμός από Οπλισμένο σκυρόδεμα	37
5.1	Τυπικοί βαθμοί βλάβης	37
5.2	Ημι-εμπειρικός τρόπος εκτίμησης απομένουσας αντοχής και δυσκαμψίας.....	40
5.3	Διορθωτικοί συντελεστές προσομοιώματος	41
5.4	Επισκευές-ενισχύσεις δομικών στοιχείων	42
5.4.1	Επισκευές – ενισχύσεις υποστυλωμάτων.....	42
5.4.1.1	Επισκευές υποστυλωμάτων	42
5.4.1.1.1	Επισκευές με κόλλες ή επισκευαστικά κονιάματα	42
5.4.1.1.2	Τοπικές αποκαταστάσεις ίσης διατομής	43
5.4.1.2	Ενισχύσεις υποστυλωμάτων	45
5.4.1.2.1	Ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιγξη.....	46
	Διαδικασίες επιβολής περίσφιγξης	46
	Μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή.....	48
	Τεχνική μεταλλικού κλωβού	49
	Διαστασιολόγηση	50
5.4.1.2.2	Μανδύες υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα	53
	Είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος	55

5.6 Βιβλιογραφία	101
6 Κτίρια με φέροντα οργανισμό από Τοιχοποιία	105
6.1 Πεδίο εφαρμογής	105
6.2 Σύνθεση φέροντος οργανισμού	105
6.2.1 Εισαγωγή	105
6.2.2 Τύποι πατωμάτων και στεγών	105
6.2.3 Τύποι φερουσών τοιχοποιιών	108
6.2.4 Διαζώματα - Ελκυστήρες	109
6.3 Παθολογία φέροντος οργανισμού	114
6.3.1 Εισαγωγή	114
6.3.2 Παθολογία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό κατακόρυφα φορτία	114
6.3.3 Παθολογία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική καταπόνηση	116
6.4 Κριτήρια και αρχές επεμβάσεων	122
6.4.1 Κριτήρια επεμβάσεων	122
6.4.2 Αρχές επεμβάσεων	122
6.5 Τεχνικές επεμβάσεων μέσης στάθμης	124
6.5.1 Βαθύ αρμολόγημα	124
6.5.2 Οπλισμένο ή ινοπλισμένο επίχρισμα	125
6.5.3 Συρραφή μεγάλων ρωγμών	127
6.5.4 Καθαίρεση και τοπική ανακατασκευή	130
6.5.5 Συρραφή αποκολλημένων τοίχων	132
6.5.6 Επισκευή ή κατασκευή διαζωμάτων	134
6.5.7 Επισκευή ή κατασκευή υπερθύρων (πρέκια)	138
6.5.8 Ενίσχυση τοιχοποιίας με μανδύες	139
6.6 Τεχνικές επεμβάσεων υψηλής στάθμης	143
6.6.1 Ενέσεις σε ρωγμές	143
6.6.2 Ομογενοποίηση μάζας	146
6.6.3 Ελκυστήρες - τένοντες	148
6.6.4 Ριζοπλισμοί	150
6.7 Ενίσχυση θεμελίωσης	152
6.7.1 Εισαγωγή	152
6.7.2 Αβαθής υποθεμελίωση	154
6.7.3 Βαθιά υποθεμελίωση με τη μέθοδο των μικροπασσάλων	157
6.7.4 Βελτίωση και ενίσχυση εδάφους με ενέσεις	162
6.8 Βιβλιογραφία	164
7 Επεμβάσεις στον οργανισμό πληρώσεως κτιρίων με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα	165

7.1 Αλληλεπίδραση φέροντος οργανισμού και τοιχοπληρώσεων- στοιχεία κανονισμών	165
7.2 Επίδραση της συμπεριφοράς της τοιχοπλήρωσης στη μορφή αστοχίας των πλαisiών (Σαρηγιάννης Δ. 1989)	167
7.3 Στάδια παραμόρφωσης τοιχοπληρωμένων πλαisiών υπο οριζόντια φορτία (Στυλιανίδης Κ. 1985)	169
7.4 Επίδραση της τοιχοπλήρωσης στα δυναμικά χαρακτηριστικά των πλαisiών (Σαρηγιάννης Δ. 1989)	170
7.5 Απλή ρηγμάτωση τοίχων	170
7.6 Εντονη ρηγμάτωση τοίχων	172
7.7 Αποσύνδεση οργανισμού πλήρωσεως και σκελετού	173
7.8 Διακοσμητικά στοιχεία, υλικά εγκαταστάσεων και δευτερεύουσες κατασκευές	173
7.8.1 Επενδύσεις	173
7.8.2 Άλλα διακοσμητικά στοιχεία	174
7.8.3 Εγκαταστάσεις	174
7.8.4 Πατάρια κλπ	174
7.9 Παράρτημα κεφαλαίου 7	175
Αναλυτικά μοντέλα για συνυπολογισμό της τοιχοποιίας στο φέροντα οργανισμό υπο οριζόντια φορτία (Σαρηγιάννης Δ. 1989)	175
Α. Μοντέλα συνολικής συμπεριφοράς	177
Β. Προσομοιώματα αλληλεπίδρασης	181
7.10 Βιβλιογραφία	184
Παράρτημα	189
Υλικά και τεχνολογίες επεμβάσεων	190

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι σεισμοί των τελευταίων δεκαετιών σε όλον τον κόσμο, καθώς και οι πρόσφατοι σεισμοί στη χώρα μας, έχουν θέσει με μεγάλη ένταση το μείζον κοινωνικό και οικονομικό θέμα των επεμβάσεων σε κτίρια, τα οποία υπέστησαν βλάβες, αλλά και της βελτιώσεως της σεισμικής συμπεριφοράς των υφισταμένων κτιρίων έναντι μελλοντικών σεισμών.

Ενώ η μελέτη και η κατασκευή των νέων κτιρίων, καθώς και τα υλικά των νέων κατασκευών, καλύπτονται από πλήθος κανονισμών και προδιαγραφών, δεν συμβαίνει το ίδιο με τις υπάρχουσες κατασκευές. Πράγματι, το σημερινό (μη ικανοποιητικό) επίπεδο των γνώσεων σε θέματα προσεισμικών και μετασεισμικών επεμβάσεων, αλλά και το πλήθος και το πολύπλοκο των προβλημάτων που σχετίζονται με τα θέματα των επεμβάσεων, καθιστούν δυσχερή τη ρύθμισή τους μέσω ενός κανονιστικού κειμένου.

Αναφέρονται μερικά μόνο από τα ερωτήματα στα οποία καλείται να απαντήσει ο Μηχανικός Μελετητής των επεμβάσεων σε μία υφιστάμενη κατασκευή: Αποτίμηση της απομένουσας φέρουσας ικανότητας μίας υφιστάμενης κατασκευής (με ή χωρίς βλάβες), στάθμη φέρουσας ικανότητας η οποία θα πρέπει να εξασφαλίζεται στο δόμημα μετά από τις επεμβάσεις, υπολογισμός των δυσκαμψιών των επί μέρους δομικών στοιχείων μετά από την εκδήλωση βλαβών και μετά από την επέμβαση, υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας μίας διατομής / ενός στοιχείου μετά από την επέμβαση, βαθμός μονολιθικότητας, μεταφορά δυνάμεων σε διεπιφάνειες παλιών και νέων υλικών, χειρισμός των πρόσθετων υλικών / μεθόδων επεμβάσεως / προσομοιωμάτων σχεδιασμού από απόψεως αξιοπιστίας - επί μέρους συντελεστές ασφαλείας κλπ.

Για την αντιμετώπιση αυτού του περίπλοκου τεχνικού προβλήματος, ο Έλληνας Μηχανικός διαθέτει (επί πλέον - βεβαίως - της γενικής του κατάρτισης, η οποία όμως είναι προσανατολισμένη προς τις νέες κατασκευές) οδηγίες και κείμενα όπως είναι αυτές οι Συστάσεις.

Αυτά τα κείμενα περιέχουν πολύτιμες πληροφορίες, κυρίως για συνήθεις μεθόδους επεμβάσεων, με σκοπό την κατά το δυνατόν συστηματική αντιμετώπιση ενός τεχνικού προβλήματος εξαιρετικά σημαντικού για τη δημόσια ασφάλεια, αλλά και με μεγάλες συνέπειες κοινωνικού, οικονομικού και νομικού χαρακτήρα.

Ο Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ) διαπιστώνοντας την ανάγκη για ένα κατά το δυνατό σύγχρονο εγχειρίδιο με συστάσεις για προσεισμικές και μετασεισμικές επεμβάσεις σε κτίρια, ανέθεσε τη σύνταξη του παρόντος εγχειριδίου σε Ομάδα Μελέτης.

Όσα αναφέρονται στο εγχειρίδιο αυτό αφορούν κατασκευές με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιΐα και μπορούν να εφαρμοσθούν σε κάθε επέμβαση που θα κριθεί αναγκαία έστω και εάν δεν έχουν διαπιστωθεί βλάβες.

Στο κεφάλαιο 2 περιλαμβάνεται η περιοχή ισχύος του εγχειριδίου και οι κυριότεροι ορισμοί.

Στο κεφάλαιο 3 περιέχονται αναφορές που υποβοηθούν τη λήψη αποφάσεων για το σχεδιασμό των επεμβάσεων και τη σύνταξη των σχετικών μελετών.

Στο κεφάλαιο 4 περιέχονται αναφορές στους μηχανισμούς μεταφοράς δυνάμεων και τα μέσα σύνδεσης διεπιφανειών παλιών και νέων υλικών και δίνονται χρήσιμες πληροφορίες για τη διαστασιολόγησή τους.

Στα κεφάλαια 5 και 6 περιέχονται αναφορές στις πλέον εφαρμοζόμενες μεθόδους επέμβασης σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία . Περιγράφονται οι τεχνικές, το πεδίο εφαρμογής κάθε μεθόδου και δίνονται όπου είναι δυνατό πληροφορίες για τη διαστασιολόγηση.

Στο κεφάλαιο 7 περιέχονται αναφορές για επεμβάσεις στον οργανισμό πλήρωσης κτιρίων με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Τέλος, στο παράρτημα δίνονται πληροφορίες για τα υλικά και τις τεχνολογίες επεμβάσεων. Περιγράφονται οι τεχνικές εφαρμογής, τα υλικά, ο μηχανικός εξοπλισμός κλπ για την καλή εκτέλεση των επεμβάσεων.

Για τη σύνταξη του παρόντος εγχειριδίου εργάστηκαν οι Πολιτικοί Μηχανικοί:

- Βιντζηλαίου Ελισάβετ, Επικ. Καθηγήτρια ΕΜΠ - Εισηγήτρια του κεφ.4.
- Δημοσθένους Μίλων, Ερευνητής ΙΤΣΑΚ - Συνεισηγητής του κεφ.6.
- Δρίτσος Στέφανος, Αναπλ. Καθηγητής Παν.Πατρών-Εισηγητής του κεφ. 5.
- Θεοδωράκης Σταύρος, Μελετητής - Συντονιστής της Ομάδας Μελέτης.
- Κρεμέζης Παύλος, Μελετητής, - Συνεισηγητής του κεφ.5.
- Λεκίδης Βασίλης, Ερευνητής ΙΤΣΑΚ - Εισηγητής του κεφ. 7.
- Σπανός Χρήστος, Μελετητής - Εισηγητής του κεφ. 3.
- Στυλιανίδης Κοσμάς, Καθηγητής ΑΠΘ - Εισηγητής του κεφ. 6
- Χρονόπουλος Μιλτιάδης, Επιστημονικός Συνεργάτης ΕΜΠ.

Επίσης εκφράζονται οι ευχαριστίες της ομάδας μελέτης προς την κ. Δ. Παναγιωτοπούλου Πολ. Μηχ. Υπάλληλο του Ο.Α.Σ.Π. για τις πολύτιμες υπηρεσίες τις οποίες προσέφερε καθ' όλο το διάστημα εργασίας της ομάδας μελέτης.

2 ΠΕΡΙΟΧΗ ΙΣΧΥΟΣ - ΟΡΙΣΜΟΙ

2.1 ΠΕΡΙΟΧΗ ΙΣΧΥΟΣ

Οι παρούσες «Συστάσεις» ισχύουν για φέροντα δομικά στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, λιθοδομή ή πλινθοδομή, καθώς και για τον οργανισμό πληρώσεως από πλινθοδομή.

Οι Μελετητές και οι κατασκευαστές των επισκευών που ακολουθούν αυτές εδώ τις «Συστάσεις» πρέπει να εφαρμόσουν τις σχετικές οδηγίες με τον πρόσθετο βαθμό προσωπικής κρίσεως που απαιτείται για να καλυφθεί η πολύ μεγάλη ποικιλία και ιδιοτυπία των συγκεκριμένων περιπτώσεων που εμφανίζονται στην πράξη.

Μιας και το κείμενο αυτό δεν έχει νομική ισχύ, τονίζεται ρητώς ότι σε κάθε τυχόν περίπτωση αντιφάσεως προς τις Προδιαγραφές, Αποφάσεις, Εγκυκλίους του ΥΠΕΧΩΔΕ, υπερισχύουν οι διατάξεις των Προδιαγραφών εκείνων.

2.2 ΟΡΙΣΜΟΙ

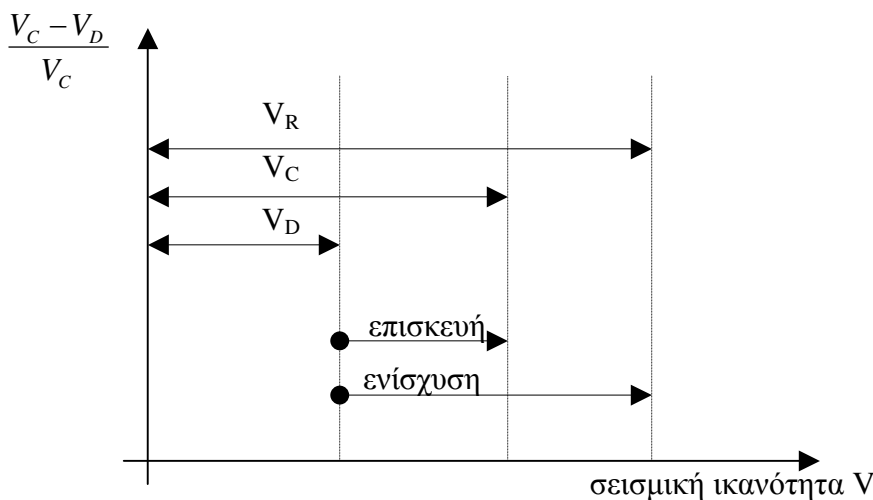
- **Επισκευή (repair)** : Ορίζεται ως η επαναφορά βλαβέντος δομικού στοιχείου ή κτίσματος στην κατάσταση προ της βλάβης. Είναι φανερό ότι το ίδιο ή ανάλογο αίτιο (π.χ. σεισμός) θα προκαλέσει κατά τεκμήριο την ίδια ή ανάλογη βλάβη. Ετσι σε περίπτωση εκτεταμένων ή σοβαρών βλαβών είναι φρόνιμο η επέμβαση να περιλαμβάνει και ενίσχυση της κατασκευής, ενώ σε περιορισμένες ή μικρές βλάβες αρκεί συνήθως η επισκευή.
- **Ενίσχυση (strengthening)** : Ορίζεται ως το σύνολο των μέτρων αναβάθμισης των μηχανικών χαρακτηριστικών (αντοχή, δυσκαμψία, πλασιμότητα κλπ.) δομικού στοιχείου ή κτίσματος μέχρις ενός επιθυμητού ή απαιτητού επιπέδου (π.χ. έναντι των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού που επιβάλλουν οι ισχύοντες κανονισμοί). Σημειώνεται ότι η ενίσχυση προχωρά πέραν της επισκευής τυχόν βλαβών, είναι όμως δυνατή και η προληπτική ενίσχυση χωρίς την παρουσία βλαβών. Το επίπεδο και τα μέτρα ενίσχυσης προσδιορίζονται από ειδική μελέτη.
- **Ανακατασκευή (reconstruction)** : Ορίζεται ως η κατασκευή, στην θέση του παλιού, ενός νέου δομικού στοιχείου ή κτίσματος . Το νέο δομικό στοιχείο ή κτίσμα μπορεί να είναι αντίγραφο ή ανάλογο του υφισταμένου ή ακόμη και τελείως νέο. Η τελική απόφαση βασίζεται σε ιστορικούς, κοινωνικούς, χρηστικούς ή άλλους λόγους.
- **Αναστήλωση (restoration)** : Ορίζεται ως η επαναφορά του δομήματος στην αρχική του μορφή. Είναι όρος που χρησιμοποιείται συνήθως για επεμβάσεις σε μνημειακά κτίσματα και έχει ένα χαρακτήρα αυστηρότητας όσον αφορά τον σεβασμό της ιστορικής φυσιογνωμίας του κτίσματος.
- **Επανάχρηση (rehabilitation)** : Ορίζεται ως η περιορισμένη συνήθως διαρρύθμιση και μετατροπή ενός κτιρίου ώστε να εξυπηρετήσει νέες και σύγχρονες χρήσεις και λειτουργίες. Αναφέρεται συνηθέστερα σε αρχιτεκτονικού χαρακτήρα παρεμβάσεις.
- **Διατήρηση (preservation)** : Ορίζεται ως η διαφύλαξη της υπάρχουσας κατάστασης με μέτρα αποτροπής περαιτέρω φθορών.
- **Συντήρηση (conservation)** : Είναι γενικότερος όρος με ευρύτερη χρήση. Υπονοεί συνήθως περιορισμένου ή και πρόσκαιρου, αλλά όχι πρόχειρου χαρακτήρα, μέτρα εν όψει τελικής ή ριζικότερης επέμβασης.
- **Επέμβαση (intervention)** : Είναι γενικότερος όρος που αναφέρεται ή υπονοεί οποιαδήποτε από τις παραπάνω έννοιες ή εργασίες.

3 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

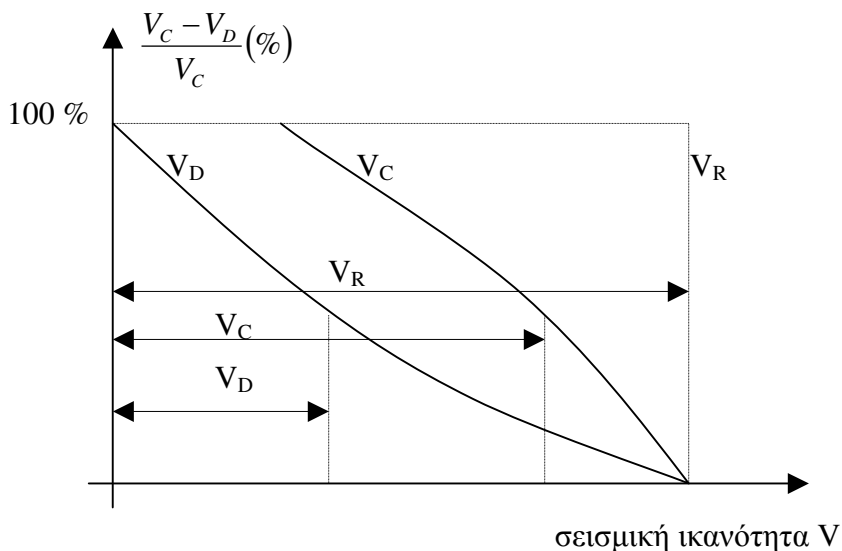
3.1 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΚΑΙ ΤΥΠΟΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

3.1.1 Κριτήρια επεμβάσεων

Προκειμένου να αντιμετωπισθεί η λήψη απόφασης για επισκευή ή ενίσχυση, καθώς και για τον τύπο και το βαθμό της ενισχύσεως, έχουν αναπτυχθεί διάφορες μέθοδοι, όπως αυτή της [4]. Στις μεθόδους αυτές συνεκτιμώνται διάφορα κριτήρια, τα σημαντικότερα των οποίων είναι τα εξής [4] (βλ. σχήμα 1,2) :



Σχ. 1 Γραφική παράσταση των εννοιών V_R , V_C , V_D



Σχ. 2 Συσχετισμός των δεικτών σεισμικής ικανότητας V_C / V_R , V_D / V_C

- Ο δείκτης φέρουσας ικανότητας της κατασκευής, ο οποίος εκφράζεται είτε ως ο λόγος της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας πρό του σεισμού προς την απαιτούμενη από τον Κανονισμό [13,14] $R_{C1} = V_C / V_R$ (1) είτε ως ο λόγος της απομένουσας σεισμικής ικανότητας μετά την εκδήλωση των βλαβών προς την διαθέσιμη προ του σεισμού [11,13] $R_{C2} = V_D / V_C$ (2)

- Η διάταξη του φέροντος οργανισμού, η οποία είναι δυνατόν να χαρακτηριστεί ως καλή, αποδεκτή ή ασαφής.
- Η ευκαμψία της κατασκευής, εκπεφρασμένη ως σχετική στροφή ορόφων $\Delta R/h$ για σεισμική φόρτιση αυτήν που υπαγορεύει ο Κανονισμός, και τέλος
- Η πλαστιμότητα της κατασκευής πριν από οποιαδήποτε ενίσχυση.

Όπου: V_R = απαιτούμενη σεισμική ικανότητα

V_C = διαθέσιμη σεισμική ικανότητα

V_D = απομένουσα σεισμική ικανότητα

Η απαιτούμενη σεισμική ικανότητα δεν είναι τίποτε άλλο από τις σεισμικές δράσεις που προσδιορίζονται από τον Κανονισμό της εποχής κατασκευής για το υπό εξέταση κτίριο. Ειδικά, όμως, για επεμβάσεις σε υφιστάμενα κτίρια, οι δράσεις αυτές μπορούν να μειωθούν, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η απομένουσα ζώη του κτιρίου σε σχέση προς την προδιαγεγραμμένη από τον Κανονισμό για νέα κτίρια. Η μείωση αυτή γίνεται με πιθανοτικές σχέσεις σεισμικού κινδύνου.

Με βάση τα παραπάνω, ο Μηχανικός μπορεί να καταλήξει σε μια από τις εξής τρεις αποφάσεις:

- Επισκευή του κτιρίου.
- Ενίσχυση του κτιρίου με διάφορα εναλλακτικά σχήματα που συνοπτικά θα εκτεθούν πιο κάτω.
- Κατεδάφιση και ανακατασκευή.

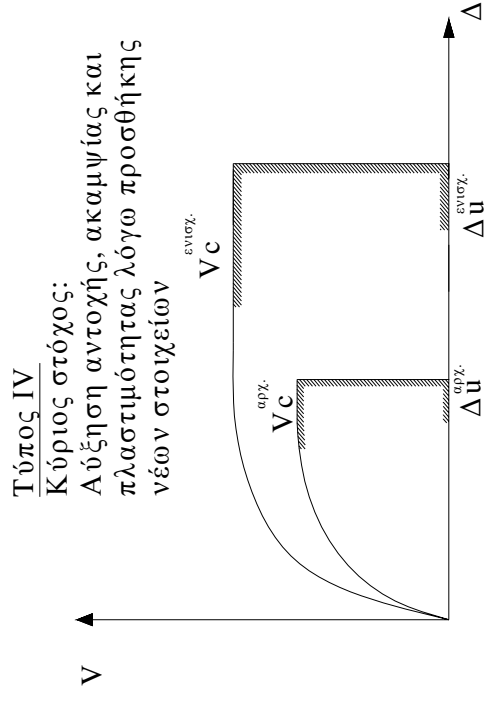
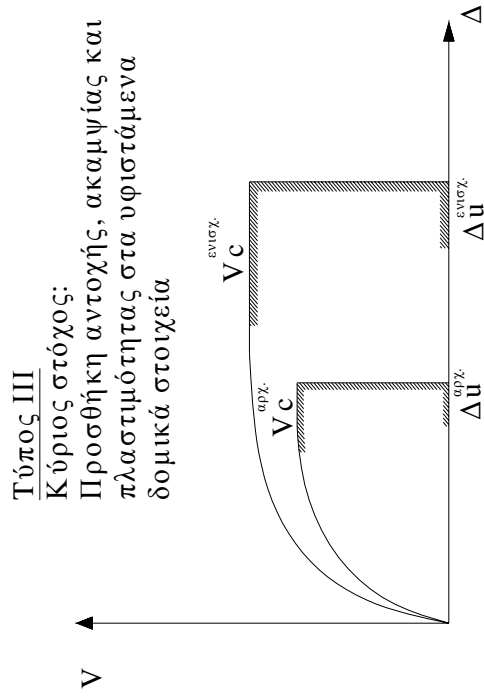
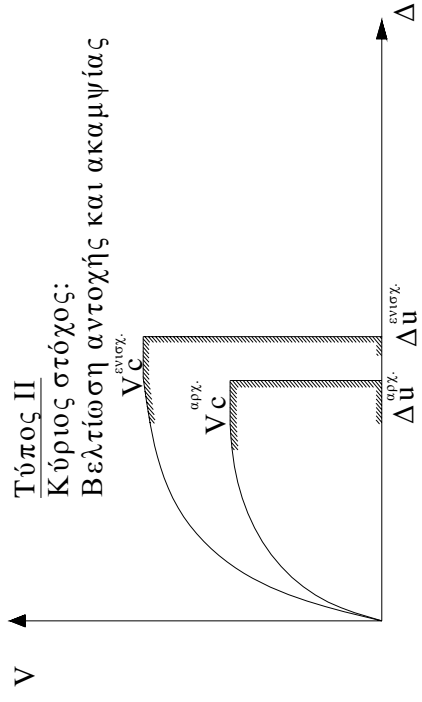
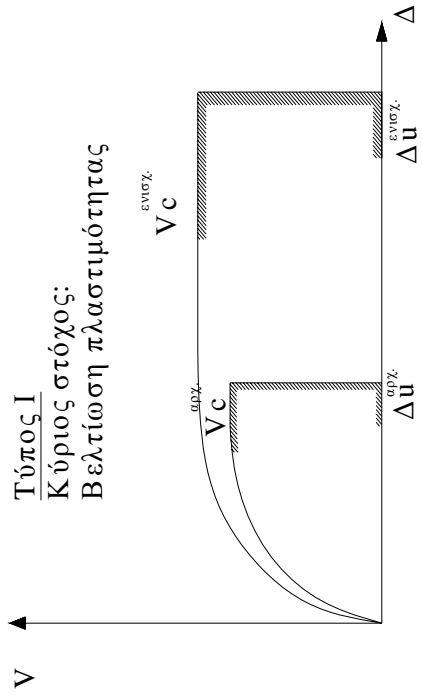
Η απόφαση για κατεδάφιση και ανακατασκευή επηρεάζεται από το κόστος των απαιτούμενων επεμβάσεων για ενίσχυση, όμως δεν παύει να αποτελεί συνάρτηση και άλλων παραγόντων, όπως των όρων δόμησης σε περίπτωση ανακατασκευής, της ιστορικής ή πολιτισμικής αξίας του κτιρίου κ.λπ.

3.1.2 Τύποι επεμβάσεων

Οι τύποι ενίσχυσης ανάλογα με την σοβαρότητα της επεμβάσεως μπορούν να ενταχθούν σε μια από τις επόμενες κατηγορίες (Σχ.3) [4,10]:

- Τύπος I: Βελτίωση της πλαστιμότητας και της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας με ενίσχυση υφισταμένων στοιχείων (π.χ. λεπτούς μανδύες στους στύλους με πυκνούς συνδετήρες, περίσφιγξη με ελάσματα ή σύνθετα υλικά).
- Τύπος II: Αύξηση της αντοχής και της ακαμψίας με ενίσχυση υφισταμένων στοιχείων (π.χ. αύξηση πάχους τοιχείων).
- Τύπος III: Αύξηση της αντοχής, της ακαμψίας και της πλαστιμότητας με ενίσχυση των υφισταμένων στοιχείων (π.χ. επαύξηση πάχους τοιχείων και μανδύες στα υποστυλώματα).
- Τύπος IV: Αύξηση της αντοχής, ακαμψίας και πλαστιμότητας με την προσθήκη νέων φερόντων στοιχείων (π.χ. προσθήκη νέων τοιχείων σε συνδυασμό με μανδύες σε υφιστάμενα υποστηλώματα).
- Τύπος V: Ενσωμάτωση στην κατασκευή παθητικών, μηχανικών συστημάτων απορρόφησης ενέργειας ιξώδους ή υστερητικής συμπεριφοράς.

Τα κριτήρια που επηρεάζουν τον τύπο της επιλεγόμενης επέμβασης για ενίσχυση είναι τόσο γενικού χαρακτήρα [3], όπως το κόστος, τα διαθέσιμα τεχνολογικά μέσα, η αισθητική του κτιρίου κ.λπ., όσον και τεχνικού χαρακτήρα, όπως η απαίτηση κανονικότητας, αυξημένης πλαστιμότητας, μη δραστηκής μεταβολής της κατανομής της ακαμψίας του κτιρίου κ.λπ.



Σχ. 3. Γραφική παράσταση τύπων επεμβάσεων

3.2 ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Κατά τον ανασχεδιασμό βλαμμένων κατασκευών παρατηρείται αυξημένη ανάγκη για συστάσεις και πρακτικούς κανόνες επανελέγχου και επαναδιαστασιολογήσεως για τους εξής λόγους:

- Οι διατιθέμενες γνώσεις για τις επεμβάσεις (επισκευές - ενισχύσεις) είναι πολύ φτωχότερες από εκείνες που σχετίζονται με την ανάλυση και την διαστασιολόγηση νέων κατασκευών. Στην συνέχεια αναφέρονται μερικές από τις πρόσθετες δυσχέρειες οι οποίες παρουσιάζονται κατά τον ανασχεδιασμό.
 - Δυσχέρειες ερμηνείας και κατανοήσεως της βλάβης που παρατηρήθηκε. Οι αβεβαιότητες οι οποίες σχετίζονται με την ερμηνεία των βλαβών επηρεάζουν την έκταση και την ένταση των επιλεγόμενων επεμβάσεων.
 - Οι μέθοδοι αναλύσεως οι οποίες εφαρμόζονται στις νέες κατασκευές δεν είναι οι ιδανικότερες για την περίπτωση κατασκευών, οι οποίες έχουν ήδη εμφανίσει πλαστική συμπεριφορά.
 - Δυσχέρειες σχετιζόμενες με την διαστασιολόγηση μη μονολιθικών διατομών, αποτελούμενων από διάφορα υλικά (έλεγχος διεπιφανειών).
- Η πείρα υπολογιστικών και κατασκευαστικών εφαρμογών είναι πολύ περιορισμένη σε σχέση με την αντίστοιχη πείρα νέων κατασκευών. Επι πλέον, είναι περιορισμένα τα στοιχεία που διατίθενται για την αποτελεσματικότητα των επεμβάσεων (π.χ. συμπεριφορά μιάς κατασκευής έναντι σεισμού, ο οποίος συνέβη μετά την επέμβαση).
- Ακόμα οι τεχνικές και τα υλικά των επεμβάσεων δεν υποστηρίζονται από το πλήθος των Προδιαγραφών και των Κανονισμών που συνοδεύουν την εφαρμογή απλούστερων τεχνικών και τα συμβατικά υλικά νέων κατασκευών.

Ο ανασχεδιασμός ακολουθεί τα εξής στάδια:

- 1 Νέα σύλληψη του έργου.** Πρόκειται για στάδιο ιδιαίτερα σημαντικό στις περιπτώσεις αντισεισμικού σχεδιασμού, ιδίως στην περίπτωση κατά την οποία η ερμηνεία των βλαβών έχει δείξει ότι προκλήθηκαν και λόγω κακής αρχικής σύλληψης του έργου ή λόγω ανεπιτυχών επεμβάσεων κατά την διάρκεια ζωής-του (π.χ. προσθήκες καθ' ύψος ή κατ' επέκταση).
- 2 Επανεκτίμηση των δράσεων σχεδιασμού.** Πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψη ότι εκτεταμένες ενισχύσεις οριζοντίων και κατακορύφων στοιχείων συνεπάγονται αύξηση του ιδίου βάρους της κατασκευής. Αντιθέτως αλλαγή χρήσεως μιάς κατασκευής ενδέχεται να οδηγήσει σε μείωση των ωφέλιμων φορτίων. Ανάλογα μεταβάλλονται και τα συμβατικά οριζόντια φορτία της κατασκευής κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό. Η μεταβολή αυτή οφείλεται σε δύο λόγους. Αφ' ενός, στην μεταβολή των κατακορύφων δράσεων που συνδυάζονται με τις σεισμικές, αφ' ετέρου στην μεταβολή της δυσκαμψίας της κατασκευής λόγω ενισχύσεων (ενδέχεται, μετακίνηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής προς μικρότερες τιμές να οδηγήσει σε μεγαλύτερη τεταγμένη του φάσματος αποκρίσεως, άρα και σε μεγαλύτερα συμβατικά σεισμικά φορτία).
- 3 Νέα ανάλυση της κατασκευής, όπως αυτή θα διαμορφωθεί μετά από τις επεμβάσεις.** Σ' αυτό το στάδιο απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή κατά την εκτίμηση των νέων αυξημένων δυσκαμψιών των στοιχείων που ενισχύονται, αλλά και των μειωμένων δυσκαμψιών στοιχείων τα οποία υπέστησαν ελαφρές βλάβες και δεν προβλέπεται να ενισχυθούν.

4 Αναδιαστασιολόγηση των στοιχείων που πρόκειται να ενισχυθούν, καθώς και επανέλεγχος των στοιχείων για τα οποία δεν προβλέπεται ενίσχυση. (θεωρείται ότι έχει προηγηθεί και ολοκληρωθεί η φάση της αποτιμήσεως των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών).

Η μελέτη ανασχεδιασμού περιλαμβάνει όλους τους γενικούς και ειδικούς ελέγχους μεταφοράς δυνάμεων σε διεπιφάνειες μεταξύ υπάρχοντος και προστιθέμενου υλικού, τους ελέγχους αγκυρώσεων, κλπ. καθώς και λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια των οποίων η σημασία είναι ακόμα μεγαλύτερη απ' ό,τι για τις νέες κατασκευές.

Τέλος η μελέτη ανασχεδιασμού πρέπει απαραίτητως να συνοδεύεται από Τεχνική Εκθεση με λεπτομερή περιγραφή κριτηρίων, σταδίων επεμβάσεων, προδιαγραφές υλικών, προϋποθέσεις συνεργειών, κλπ.

Κατά την φάση της αναδιαστασιολογήσεως, θα πρέπει (όπως και για τις νέες κατασκευές) σε όλες τις θέσεις ελέγχου να ικανοποιείται η βασική ανίσωση ασφαλείας:

$$S_d = S(S_k \gamma_f) \leq R(R_k : \gamma_m) = R_d$$

όπου: S_d : η τιμή σχεδιασμού της δράσεως

S_k : η αντιπροσωπευτική τιμή της δράσεως για την οποία υπάρχει 5 % πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια

γ_f : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τις δράσεις

R_d : η τιμή σχεδιασμού του μεγέθους αντιστάσεως

R_k : η αντιπροσωπευτική τιμή του μεγέθους αντιστάσεως για την οποία υπάρχει 95 % πιθανότητα υπέρβασης (που ισοδυναμεί με πιθανότητα 5 % υποσκέλισης της αντιπροσωπευτικής τιμής)

γ_m : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας της αντιστάσεως

Στην περίπτωση των ενισχυόμενων κατασκευών, εφαρμόζεται η βασική ανίσωση ασφαλείας κατάλληλα τροποποιημένη :

$$S_d = \gamma_{Sd} S(S_k \gamma_f) \leq \frac{1}{\gamma_{Rd}} R(R_k : \gamma_m) = R_d$$

όπου : γ_{Sd} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας με τον οποίο λαμβάνονται υπόψη οι αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων της δράσεως

γ_{Rd} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας με τον οποίο λαμβάνονται υπόψη οι αβεβαιότητες του προσομοιώματος της αντιστάσεως καθώς και οι αβεβαιότητες της αντιστάσεως λόγω ενδεχόμενης υποβάθμισης της ποιότητας και γήρανσης των υλικών

Πάντως ως προς τους συντελεστές γ_f , γ_m κατά τον ανασχεδιασμό κατασκευών μπορούν να γίνουν και οι εξής παρατηρήσεις:

- Για τα υπάρχοντα νεκρά φορτία, ίδια βάρη, ο συντελεστής γ_f δύναται να ληφθεί και μειωμένος, σε σύγκριση με τις συνήθεις τιμές για νέες κατασκευές, εφόσον οι επιτόπου μετρήσεις των διαστάσεων και οι εκτιμήσεις των ειδικών βαρών δείξουν ότι οι αβεβαιότητες του ίδιου βάρους είναι μικρότερες από αυτές που λαμβάνει υπόψη ο συντελεστής γ_f . Το κατά πόσο μπορεί να ληφθεί μειωμένος συντελεστής γ_f εξαρτάται από την στάθμη αποτιμήσεως και μετρήσεων των ακριβών διαστάσεων, αλλά και από την στάθμη του ελέγχου κατά την εφαρμογή των επεμβάσεων.

- Για τα ωφέλιμα φορτία, η τιμή του γ_f εξαρτάται κυρίως από την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής του έργου μετά τις επεμβάσεις. Επομένως, μπορεί να είναι μεγαλύτερος ή μικρότερος απ' ό,τι για τις νέες κατασκευές
- Αντιθέτως και για τα υπάρχοντα και για τα νέα υλικά, συνήθως χρησιμοποιούνται μεγαλύτερες τιμές των συντελεστών γ_m , και λόγω της εμπειρικής μάλλον αποτιμής των αντοχών των παλαιών υλικών και λόγω των περιορισμών του ποιοτικού ελέγχου και των δυσχερειών κατά την εφαρμογή των επεμβάσεων (σε ότι αφορά τα νέα υλικά). Σε περιπτώσεις αξιόπιστης αποτίμησης των μηχανικών χαρακτηριστικών των υπαρχόντων υλικών επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται μικρότερες τιμές των συντελεστών γ_m γι' αυτά τα υλικά.

Γενικά η παρούσα στάθμη γνώσεων δεν επιτρέπει πλήρως τεκμηριωμένη αντιμετώπιση του θέματος των τροποποιημένων επι μέρους συντελεστών ασφαλείας.

Κατά τον ανασχεδιασμό μιας κατασκευής πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής απαιτήσεις έναντι σεισμού:

- Απαίτηση αποφυγής καταρρεύσεως
- Απαίτηση περιορισμού βλαβών
- Απαίτηση εξασφάλισης ελάχιστης στάθμης λειτουργικότητας

Για τον επανυπολογισμό του φέροντος οργανισμού μετά την επέμβαση απαιτείται η γνώση της ακαμψίας και της πλαστιμότητας των επισκευασμένων, καθώς και των νέων πρόσθετων στοιχείων για τον καθορισμό του συντελεστή συμπεριφοράς αφ' ενός και την εισαγωγή των ακαμψιών ως δεδομένων για την ανάλυση αφ' ετέρου. Εξάλλου, για τη διαστασιολόγηση απαιτείται η γνώση της φέρουσας ικανότητας των επισκευασμένων στοιχείων. Τα τρία αυτά μεγέθη, φέρουσα ικανότητα, ακαμψία και πλαστιμότητα στα επισκευασμένα στοιχεία προσδιορίζονται κατά τρόπο όχι ιδιαίτερα αξιόπιστο και τούτο γιατί:

- Δεν υπάρχει επαρκής πειραματική αλλά και θεωρητική τεκμηρίωση για τη μηχανική συμπεριφορά στις διεπιφάνειες παλιού και νέου υλικού και της επιρροής της στην αντοχή, ακαμψία και πλαστιμότητα του επισκευασμένου στοιχείου ως σύνολο.
- Είναι προβληματική η αξιόπιστη εκτίμηση ανακατανομής της εντάσεως στο παλιό στοιχείο και στην ενίσχυσή του, δοθέντος ότι το παλιό στοιχείο είναι ήδη προφορτισμένο από τα φορτία βαρύτητας.
- Ο βαθμός καλότεχνης εφαρμογής στο έργο επηρεάζει δραστικά τα αποτελέσματα.

Προς μερική κάλυψη των παραπάνω αβεβαιοτήτων ο [3] συστήνει την εισαγωγή αυξημένων τιμών στους μερικούς συντελεστές ασφαλείας γ_m των υλικών επισκευής.

Τα τελευταία χρόνια έχει γίνει συστηματική προσπάθεια για τη μελέτη και έρευνα της μηχανικής των διεπιφανειών κατά την μεταβίβαση εντάσεως από το ένα υλικό στο άλλο, δοθέντος ότι μια τέτοια γνώση αποτελεί βασική προϋπόθεση για την ορθολογική διαστασιολόγηση ενός επισκευασμένου στοιχείου. Οι βασικοί μηχανισμοί λειτουργίας στις διεπιφάνειες που βρίσκονται υπό διερεύνηση είναι οι εξής [3,11]:

- Σύνθλιψη προρηγματωμένων επιφανειών σκυροδέματος.
- Συνάφεια μεταξύ μη μεταλλικών επιφανειών.
- Τριβή μεταξύ μη μεταλλικών επιφανειών..
- Δράση βλήτρου.
- Αγκυρώσεις νέων οπλισμών.
- Συγκολλήσεις στοιχείων χάλυβα.

Παρά την πρόοδο που έχει γίνει προς αυτή την κατεύθυνση, εν τούτοις, προκειμένου να γίνει η διαστασιολόγηση ενός επισκευασμένου δομικού στοιχείου, απαιτείται ο κατάλληλος συνδυασμός περισσοτέρων του ενός μηχανισμού σε ολοκληρωμένα φυσικά και μηχανικά μοντέλα, δοθέντος ότι οι διάφορες τεχνικές επισκευής ενεργοποιούν κάθε φορά συνήθως πολλούς μηχανισμούς μεταφοράς συγχρόνως [12]. Υπό αυτή την έννοια υπάρχει επί του παρόντος χάσμα ανάμεσα στην ερευνητική δραστηριότητα επί της μηχανικής των διεπιφανειών και την πρακτική αξιοποίησή της στη διαστασιολόγηση επισκευασμένων στοιχείων, που όμως ελπίζεται ότι θα καλυφθεί σύντομα.

Ετσι, επί του παρόντος η προσέγγιση του προβλήματος στην πράξη στηρίζεται σε ημιεμπειρικές διαδικασίες που οι βασικοί άξονές της δίνονται συνοπτικά παρακάτω:

- Βασική αρχή κατά την ανάπτυξη οποιασδήποτε τεχνικής ενίσχυσης συνίσταται στο σχεδιασμό της κατά τέτοιο τρόπο ώστε η αστοχία του επισκευασμένου στοιχείου ως μονολιθικής κατασκευής να προηγείται οποιασδήποτε αστοχίας στις διεπιφάνειες παλιού και νέου υλικού. Αυτό επαληθεύεται με εργαστηριακές δοκιμές και, όπου προηγείται τυχόν αστοχία σε διεπιφάνεια, λαμβάνονται εμπειρικά πρόσθετα μέτρα σύνδεσης (π.χ. πυκνότερα βλήτρα, επαλείψεις κόλλας κ.λπ). Αυτός είναι ένας βασικός λόγος για τον οποίο οι προδιαγραφές επισκευών θα πρέπει να τηρούνται με ιδιαίτερη φροντίδα, δοθέντος ότι απεικονίζουν το προϊόν της πειραματικής αυτής έρευνας.

- Με δεδομένη την ισχύ της παραπάνω αρχής τα επισκευασμένα δοκίμια δοκιμάζονται στο εργαστήριο όπου προσδιορίζονται:

η οριακή αντοχή $R_{u,rep}$
η ακαμψία K_{rep} και
η απορροφούμενη ενέργεια $E_{u,rep}$.

- Τα παραπάνω μεγέθη προσδιορίζονται παραλλήλως με την παραδοχή ότι το δομικό στοιχείο μετά την επισκευή είναι μονολιθικό χωρίς διεπιφάνειες ($R_{u,monol}$, K_{monol} , $E_{u,monol}$). Είναι αυτονόητο ότι τα μεγέθη αυτά για το μονολιθικό δομικό στοιχείο έχουν τιμές μεγαλύτερες ή κατ'ελάχιστον ίσες προς αυτές του επισκευασμένου. Συνεπώς, για κάθε τύπο δομικού στοιχείου και κάθε τεχνική επισκευής είναι δυνατή η εισαγωγή «μειωτικών συντελεστών μοντέλου» [3] με μορφή κανονιστική ή οδηγιών, ήτοι:

$$\phi_R = \frac{R_{u,rep}}{R_{u,monol}} \quad \phi_K = \frac{K_{rep}}{K_{monol}} \quad \phi_E = \frac{E_{u,rep}}{E_{u,monol}}$$

- Οι μειωτικοί αυτοί συντελεστές είναι εκ προϊμοίου δεδομένοι σε επίπεδο Κανονιστικό ή Συστάσεων για κάθε είδος δομικού στοιχείου και τύπου επισκευής του [12] και επιτρέπουν τη διεξαγωγή της διαστασιολόγησης με την παραδοχή ότι το επισκευασμένο στοιχείο είναι μονολιθικό. Η αντοχή του, ακαμψία του και πλαστιμότητά του προκύπτουν από αυτήν του μονολιθικού πολλαπλασιασμένη επί τον αντίστοιχο μειωτικό συντελεστή. Η όλη διαδικασία ενδεχόμενα να συνοδευθεί και με ορισμένους απλοποιητικούς λογιστικούς ελέγχους στις διεπιφάνειες.
- Από τα ανωτέρω καθίσταται πρόδηλο ότι οι «μειωτικοί συντελεστές μοντέλου» έχουν τιμές αξιόπιστες μόνο για τις ειδικές περιπτώσεις που δοκιμάστηκαν στο εργαστήριο ή παραπλήσιες. Εάν η γεωμετρία του αρχικού δομικού στοιχείου ή του

υλικού επισκευής διαφέρει αρκετά από τα εργαστηριακός ελεγχθέντα, είναι κατανοητό ότι η αξιοπιστία τους μειώνεται.

3.3 ΣΥΝΤΑΞΗ ΜΕΛΕΤΗΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Η μελέτη επεμβάσεων είναι σκόπιμο να περιέχει τα εξής :

1 **Εγκεκριμένο φάκελο αδείας κατασκευής του κτιρίου**, ο οποίος θα περιέχει στοιχεία και σχέδια όπως, οικοδομική άδεια, μελέτες (παραδοχές, ανάλυση, διαστασιολόγηση) και κατασκευαστικά σχέδια. Ωστόσο, ενδέχεται να είναι δύσκολο να βρεθούν τέτοιες πληροφορίες (π.χ. παραδοσιακά κτίρια ή περιπτώσεις καταστροφής αρχείων δημοσίων υπηρεσιών), οπότε απαιτείται συγκέντρωση στοιχείων και πληροφοριών ούτως ώστε να μπορεί να γίνει δομοστατική εκτίμηση της καταστάσεως των κατασκευών.

2 **Πρόσθετα στοιχεία και πληροφορίες**

Τα στοιχεία και πληροφορίες που υπάρχουν στον εγκεκριμένο φάκελο κατασκευής πρέπει να συμπληρωθούν και από τις εξής πληροφορίες:

2.1 *Γενικές πληροφορίες και ιστορικό κατασκευής.*

- Ημερομηνία(ες) κατασκευής, κανονισμός(οι) μελέτης που ίσχυε την περίοδο μελέτης, υπολογισμός της παραμένουσας οικονομικής αξίας του κτιρίου, καθώς και πληροφορίες από τον φάκελο ποιοτικού ελέγχου (εάν υπάρχει).
- Αξιολόγηση των τευχών του φακέλου της υφιστάμενης μελέτης η οποία περιλαμβάνει εξέταση των κατασκευαστικών σχεδίων για την αξιολόγηση της ορθότητας
 - των προβλεπόμενων λεπτομερειών
 - των υπολογισμών για την επαλήθευση των εντατικών μεγεθών, ιδιαίτερα για τα δομικά στοιχεία που υπέστησαν ζημιές, κλπ.
- Συλλογή πληροφοριών όσον αφορά την προηγούμενη κατάσταση του κτιρίου, συμπεριλαμβανομένων των ενδεχόμενων προηγούμενων εργασιών επεμβάσεων (επισκευής ή ενίσχυσης)
- Την συμπεριφορά της κατασκευής στον χρόνο καθώς και κατά την διάρκεια προηγούμενων σεισμών
- Τις προϋπάρχουσες βλάβες
- Πιθανές εκσκαφές σε μικρή απόσταση, κλπ.

Η συμπεριφορά κατά προηγούμενους σεισμούς αποτελεί πληροφορία η οποία θα πρέπει να λαμβάνεται ιδιαίτερος υπ' όψη, δεδομένου ότι ο σεισμός είναι μια συνολική φυσική δοκιμή της κατασκευής.

Οι πληροφορίες αυτές μπορεί να βοηθήσουν σημαντικά την βαθμονόμηση των μεθόδων αξιολόγησης, καθώς και στην λήψη αποφάσεων.

2.2 *Στοιχεία από επιθεώρηση / αποτύπωση*

- Οπτική εξέταση και προσδιορισμός του στατικού συστήματος, προκειμένου να διευκολυνθούν μεταγενέστερες αποφάσεις (ή / και υπολογισμοί) σχετικά με την

καταλληλότητα σύλληψης του φορέα (σύνθεση, κανονικότητα κλπ) καθώς και την επάρκεια της φέρουσας ικανότητας των δομικών στοιχείων του κτιρίου.

- Προσδιορισμός πιθανών σοβαρών σφαλμάτων:
 - στην υπάρχουσα μελέτη (ιδιαίτερα όσον αφορά την αντίσταση της κατασκευής σε σεισμό)
 - στην κατασκευή
 - στην συντήρηση και πιθανή κακή χρήση.
- Αποτύπωση των ζημιών σε φέροντα και μη φέροντα στοιχεία σε σχέδια (όψεων, κατόψεων, τομών και ξυλοτύπων), φωτογραφίες μελών με ζημιές, παρέχοντας εικόνα της στάθμης και του χαρακτήρα των ζημιών και αντιστοίχησή-τους με τα σχέδια.
- Ενδεικτικές αλλά αντιπροσωπευτικές αποτυπώσεις οπλισμών με αποκαλύψεις (τοπικά χαντρώματα) ή μαγνητομετρήσεις ή ακόμα και με χρησιμοποίηση ραδιογραφημάτων (πηγής κοβαλτίου) .
- Ειδικά για την περίπτωση κτιρίων από τοιχοποιία απαιτούνται επι πλέον, ενδεικτικές αλλά αντιπροσωπευτικές αποκαλύψεις (τοπικές καθαιρέσεις) για τον έλεγχο του είδους δομήσεως τοιχοποιίας, διαστάσεις λιθοσωμάτων, μέσο πάχος αρμών, ποσοστό κονιάματος / λιθοσωμάτων, συνδέσεις μεταξύ εγκαρσίων τοιχοποιιών, διερεύνηση για ύπαρξη ελκυστήρων, κατάσταση λιθοσωμάτων, εκτίμηση όγκου κενών τοιχοποιίας, κλπ.
- Έρευνα και εκτίμηση της καταστάσεως των μη φερόντων στοιχείων.
- Επίπεδο και πιθανή επιδείνωση της κατάστασης των υλικών λόγω περιβαλλοντικών επιδράσεων (π.χ. μηχανική φθορά ή διάβρωση υλικών).
- Εξέταση παρακειμένων κτιρίων παρόμοιας δομικής μορφής, με σκοπό την διαφορική διάγνωση.

2.3 Επιτόπου μετρήσεις και εργαστηριακές δοκιμές

Οι έρευνες, μετρήσεις και δοκιμές οι οποίες, όπου είναι δυνατόν, πρέπει να γίνονται, είναι οι εξής:

- Γεωμετρικές μετρήσεις όπως:
 - διαστάσεις διατομών, όπως έχουν κατασκευασθεί
 - χωροσταθμίσεις, μετρήσεις εκκεντροτήτων, αποκλίσεις από την κατακόρυφο
 - εύρος ρωγμών ή αποκολλήσεις σε κατασκευές από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία
 - παραμορφώσεις και ασυνέχειες σε αρμούς
 - παραμένουσες παραμορφώσεις
 - χρονική εξέλιξη των ανωτέρω χαρακτηριστικών, ιδιαίτερα λόγω μετασεισμών (ενδεχόμενη εγκατάσταση μαρτύρων - ρηγματομέτρων, για παρακολούθηση).
- Διερεύνηση του εδάφους που θα περιλαμβάνει:
 - περιγραφή θεμελίωσης
 - ενδεικτικό αλλά αντιπροσωπευτικό γεωμετρικό έλεγχο θεμελίων
 - φρέατα επιθεωρήσεως
 - εδαφοτεχνική έρευνα.
- Ποιοτικός έλεγχος υλικών και κατασκευής

➤ Σκυρόδεμα

Έλεγχος ποιότητας σκυροδέματος με λήψη και θραύση τουλάχιστον έξι (6) δοκιμίων ανά παρτίδα και συνδυασμός - τους με έμμεσες μεθόδους (κρουσίμετρο, υπέρηχοι, εξόλκευση ήλου). Οπου παρτίδα νοείται οι περιοχές που φαίνεται πως διαστρώθηκαν σε διαφορετικά χρονικά διαστήματα π.χ. διαφορετικοί όροφοι, πλάκες από υπερκείμενες σκάλες και τοιχεία, υποστυλώματα που διαχωρίζονται από υπερκείμενες πλάκες με αρμούς εργασίας κλπ. σκυροδέτησης (όροφος κλπ).

➤ Χάλυβας

Οπτικός έλεγχος και αναγνώριση κατηγορία χάλυβα (λείος - νευροχάλυβας), λήψη και θραύση τουλάχιστον τριών (3) δοκιμίων ανά κατηγορία με αντίστοιχο προσδιορισμό των γεωμετρικών χαρακτηριστικών ορίων διαρροής (f_y) εφελκυστική αντοχή (f_t), λόγος εφελκυστικής αντοχής προς όριο διαρροής (f_t/f_y), παραμόρφωση θραύσης. Επίσης μπορούν να γίνουν και δοκιμές κάμψης-ανάκαμψης, αναδίπλωσης καθώς και έλεγχος χημικής σύστασης (όταν πρόκειται να γίνει χρήση εκτεταμένων ηλεκτροσυγκολλήσεων)

Μετρήσεις δυναμικού χάλυβα.

Οι δοκιμές στον χάλυβα μπορούν να παραληφθούν σε περίπτωση που αγνοείται ο ύπαρχων φέρων οργανισμός.

➤ Δομικός χάλυβας

Οπτικοί έλεγχοι καταστάσεως

Λήψη δοκιμίων για προσδιορισμό μηχανικών χαρακτηριστικών

Έλεγχος συγκολλήσεων, οπτικός έλεγχος

Έλεγχος χημικής σύστασης (όταν πρόκειται να γίνει χρήση εκτεταμένων ηλεκτροσυγκολλήσεων).

➤ Ξύλινα στοιχεία

Οπτικός έλεγχος για την κατάστασή-τους,

Λήψη και θραύση δοκιμίων με αντίστοιχο προσδιορισμό των:

- αντοχή σε θλίψη κάθετα προς τις ίνες
- αντοχή σε θλίψη παράλληλα προς τις ίνες
- αντοχή σε εφελκυσμό από κάμψη.

➤ Τοιχοποιία

Οπτικός έλεγχος καταστάσεως λιθοσωμάτων (λίθοι, οπτόπλινθοι - συμπαγή, διάτρητα τούβλα, ωμόπλινθοι), κονιάματος δομήσεως ή επιχρήσεως με λήψη και θραύση δοκιμίων και αντίστοιχο προσδιορισμό των:

- αντοχή σε θλίψη τοιχοποιίας
- αντοχή σε θλίψη λιθοσωμάτων
- αντοχή σε εφελκυσμό λιθοσωμάτων
- αντοχή σε θλίψη κονιάματος
- αντοχή σε εφελκυσμό κονιάματος

Επίσης απαιτούνται επι πλέον, ενδεικτικές αλλά αντιπροσωπευτικές αποκαλύψεις (τοπικές καθαιρέσεις) για τον έλεγχο του είδους δομήσεως τοιχοποιίας, διαστάσεις λιθοσωμάτων, μέσο πάχος αρμών, ποσοστό κονιάματος / λιθοσωμάτων, συνδέσεις μεταξύ εγκαρσίων τοίχων, διερεύνηση για ύπαρξη ελκυστήρων, κατάσταση λιθοσωμάτων, εκτίμηση όγκου κενών τοιχοποιίας.

➤ Δοκιμαστικές φορτίσεις

Η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής ως σύνολο ή η γνώση των δυναμικών χαρακτηριστικών (ιδιοσυχνότητα, απόσβεση) μπορούν να μας προσφέρουν πληροφορίες αρκετά χρήσιμες. Για τον σκοπό αυτό μπορεί να χρησιμοποιηθούν μικροδονήσεις ή άλλες μέθοδοι διερεύνησης της συμπεριφοράς της κατασκευής.

Επίσης σε ορισμένες περιπτώσεις ενδέχεται να παρέχει σημαντικές πληροφορίες και η δοκιμαστική φόρτιση.

3 Στατικός - Αντισεισμικός έλεγχος κατασκευής

Μετά την συγκέντρωση των στοιχείων και πληροφοριών των υποπαραγράφων 1 και 2, γίνεται επανέλεγχος της κατασκευής λαμβάνοντας υπ' όψη την ορθολογική και αξιόπιστη εκτίμηση βασικών χαρακτηριστικών των τυχαίων μεταβλητών **δράσεων S** και **αντιστάσεων R** και μάλιστα των χαρακτηριστικών τιμών-τους (δράσεων S_K και αντιστάσεων R_K , αντιστοίχως) καθώς και ορθολογική αποτίμηση του διαθέσιμου **δείκτη συμπεριφοράς q**, απαραίτητου για τον αντισεισμικό έλεγχο.

Η ανάγκη του επανελέγχου της αξιοπιστίας υφισταμένων κατασκευών ενδέχεται να προέρχεται μεταξύ άλλων και από τα εξής:

- αποκλίσεις από την αρχική μελέτη
- αρνητικές ενδείξεις κατά τον περιοδικό έλεγχο της κατασκευής
- βλάβες στον φέροντα οργανισμό μετά από σεισμό ή τυχηματικές δράσεις (πυρκαγιά , πρόσκρουση οχήματος κλπ)
- αμφιβολίες ως προς την ασφάλεια μετά από βλάβες που δεν οφείλονται σε εμφανείς αιτίες
- υποψίες για χρήση ακατάλληλων υλικών ή μεθόδων κατασκευής
- διαπίστωση σφαλμάτων κατά την μελέτη ή την εκτέλεση
- προγραμματιζόμενη αλλαγή χρήσεως της κατασκευής
- λήξη της απομένουσας διάρκειας ζωής, η οποία είχε ληφθεί υπόψη κατά προηγούμενο επανέλεγχο της κατασκευής

Ο έλεγχος της αξιοπιστίας μιας κατασκευής αποσκοπεί στο να καταδείξει ότι η κατασκευή θα λειτουργήσει με ασφάλεια για την **υπολειπόμενη διάρκεια ζωής**.

Κατά τον έλεγχο υφισταμένων κατασκευών ανακύπτουν μια σειρά ερωτημάτων όπως:

- Είδος απαραίτητων ελέγχων
- Είδος αναλύσεων οι οποίες είναι απαραίτητες
- Ποιοι είναι οι κίνδυνοι από την περαιτέρω χρήση της κατασκευής
- Είδος των απαραίτητων και άμεσων μέτρων
- Ποιός είναι ο βαθμός υποκειμενικότητας κατά την αξιολόγηση της ασφάλειας υφισταμένων κατασκευών

Σημειώνεται ότι η αποτίμηση της αξιοπιστίας υφισταμένων κατασκευών είναι εξαιρετικά δύσκολη διότι πρέπει να προβλεφθεί η συμπεριφορά της κατασκευής σε ακραίες καταστάσεις. Για τις καταστάσεις αυτές συνήθως δεν υπάρχει εμπειρία από την συμπεριφορά της κατασκευής η οποία συνήθως περιορίζεται στην συμπεριφορά υπό τα φορτία λειτουργίας. Τέλος οι αβεβαιότητες αυξάνουν από την ελλιπή πληροφόρηση σχετικά με την κατάσταση ορισμένων δομικών στοιχείων σχετικά με την διάβρωση, την κόπωση, τα μήκη αγκυρώσεως κλπ.

Οι έλεγχοι αυτοί μπορεί να περιορισθούν στο ελάχιστο εάν στην οικοδομή έχουν εφαρμοσθεί οι προβλεπόμενες παραδοχές της αρχικής μελέτη.

4 Τεχνική Εκθεση για την συμπεριφορά της κατασκευής

Με βάση τα στοιχεία - παρατηρήσεις των προηγούμενων υποπαραγράφων 1,2,3 συντάσσεται Τεχνική Εκθεση που αναφέρεται στα αίτια και ερμηνεία των βλαβών και κρίση για την συμπεριφορά της κατασκευής και λοιπές τεχνικές παρατηρήσεις όπως :

- σύγκριση φασμάτων αποκρίσεως με φάσματα σχεδιασμού
- αστοχία υποστυλωμάτων από έκκεντρη θλίψη, διαγώνιο εφελκυσμό ή συνδυασμό - των.
- ψαθυρή αστοχία υποστυλωμάτων
- αστοχία από ασύμμετρη διάταξη στοιχείων ακαμψιάς σε κάτοψη ή όψη (π.χ. μαλακός όροφος)
- δημιουργία ευκάμπτου ορόφου
- κοντά υποστυλώματα
- ασύμμετρη μορφή κατόψεως
- ύπαρξη εσοχών
- αλλαγή χρήσεως
- κακοτεχνίες
- κακή σύλληψη του έργου κλπ.

5 Παραδοχές ανασχεδιασμού

Η Τεχνική Εκθεση αυτή θα περιλαμβάνει στοιχεία και πληροφορίες για τον ανασχεδιασμό όπως:

- Κανονιστικό πλαίσιο ανασχεδιασμού
- Σεισμική δράση ανασχεδιασμού
- Καθορισμός ακαμψιών (K)
- Υφιστάμενη στάθμη πλαστιμότητας και επιθυμητή στάθμη πλαστιμότητας μετά τις επεμβάσεις (q). Για κατασκευές που έχουν δομηθεί με παλαιούς κανονισμούς δεν είναι εφικτές οι τιμές που καθορίζονται από τους σύγχρονους κανονισμούς. Στις περιπτώσεις τέτοιων κατασκευών πρέπει να επιλέγονται συντηρητικές τιμές της τάξεως του $1,50 \div 2,00$
- Επιλογή της μεθόδου αναλύσεως όπως:
 - Γενική μέθοδος γραμμικής δυναμικής, φασματικής ανάλυσης
 - Ισοδύναμη στατική (απλοποιημένη φασματική) μέθοδος ανάλυσης με κατανομή σεισμικών δυνάμεων κατά Ε.Α.Κ.
 - Ισοδύναμη στατική μέθοδος με ομοιόμορφη κατανομή σεισμικών δυνάμεων
 - Ισοδύναμη στατική μέθοδος με τριγωνική κατανομή σεισμικών δυνάμεων
 - Μη γραμμική δυναμική μέθοδος με εν χρόνο ολοκλήρωση
 - Μη γραμμική μέθοδος επιβαλλόμενων μετακινήσεων με εν χρόνω ολοκλήρωση
 - Μοντέλο υπολογισμού
 - Συνδυασμοί δράσεων
 - Συντελεστές ασφαλείας δράσεων και αντιστάσεων (επαρκής αιτιολόγηση χρησιμοποίησης διαφορετικών συντελεστών ασφαλείας απ' αυτούς που προβλέπονται από τους σύγχρονους κανονισμούς).
 - Καθορισμός των διαθέσιμων αντοχών και επιλογή των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας με επαρκή αιτιολόγηση για χρησιμοποίηση διαφορετικών συντελεστών ασφαλείας απ' αυτούς που προβλέπονται από τους σύγχρονους κανονισμούς.
 - Γενικοί και ειδικοί έλεγχοι αντοχής για την κατασκευής και τα επιμέρους δομικά στοιχεία-της.

6 Μελέτη επεμβάσεων

Μετά την επιλογή του είδους της επέμβασης θα γίνει έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων ανασχεδιασμού που καθορίζονται από το κανονιστικό πλαίσιο που έχει επιλεγεί κατά τον ανασχεδιασμό.

Η διαδικασία ανασχεδιασμού θα πρέπει να περιλαμβάνει τα παρακάτω βήματα:

Προκαταρκτικός σχεδιασμός

- Επιλογή τεχνικών ή/και υλικών, καθώς και του τύπου και διαμόρφωσης της επέμβασης
- Προκαταρκτικός υπολογισμός των διαστάσεων των τυχόν προσθέτων δομικών στοιχείων.
- Προκαταρκτικός υπολογισμός της τροποποιημένης ακαμψίας των επισκευασθέντων / ενισχυθέντων στοιχείων.
- Προκαταρκτικός υπολογισμός της κατάλληλης κατηγορίας πλαστιμότητας και αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς. Βάσει των διατάξεων του κανονιστικού πλαισίου του ανασχεδιασμού.

Ανάλυση

Περιλαμβάνει τα παρακάτω βήματα:

- Καθορισμός των μη σεισμικών φορτίων (χρήση κτιρίου)
- Καθορισμός της σεισμικής δράσης.
Η σεισμική δράση που θα εφαρμοσθεί στην ανάλυση καθορίζεται με τη μεθοδολογία που αναφέρθηκε στην παράγραφο 5 (Παραδοχές Ανασχεδιασμού).
- Επιλογή προσωμοιόματος υπολογισμού
- Ακαμψίες τροποποιημένες στα δομικά στοιχεία που ενισχύονται και νέες ακαμψίες στα πρόσθετα στοιχεία.
- Κατηγορία πλαστιμότητας και νέος συντελεστής συμπεριφοράς.
- Εφαρμογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης.
- Συνδυασμοί δράσεων.

Έλεγχος

Ο έλεγχος αφορά τις οριακές καταστάσεις αστοχίας ή / και λειτουργικότητας με βάση τις απαιτήσεις του κανονιστικού πλαισίου ανασχεδιασμού, και αφορά την ικανοποίηση της βασικής ανισότητας ασφάλειας για τους σεισμικούς αλλά και μη σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων σε όλες τις διατομές των επισκευαζόμενων ή νέων δομικών στοιχείων, καθώς και σε κρίσιμες διατομές του συνόλου της κατασκευής και της θεμελίωσης.

Για την διεξαγωγή του ελέγχου απαιτούνται τα εξής επιμέρους βήματα:

Αντοχές σχεδιασμού

Για τα υφιστάμενα υλικά ισχύουν όσα αναφέρονται σε προηγούμενες παραγράφους.

Για τα πρόσθετα υλικά που συνδέονται με υφιστάμενα για την επισκευή/ενίσχυση των δομικών στοιχείων, οι αντοχές σχεδιασμού πρέπει να υπολογίζονται με αυξημένους συντελεστές (γ_M) λόγω της αβεβαιότητας που προκύπτει από το είδος των εργασιών και την αδυναμία αποτελεσματικού ποιοτικού ελέγχου.

Προσομοιώματα συμπεριφοράς επισκευασμένων / ενισχυμένων στοιχείων και συνδέσεων

Οι αντοχές των δομικών στοιχείων που έχουν δεχθεί επισκευή ή και ενίσχυση στις κρίσιμες διατομές τους, καθώς και οι αντοχές των συνδέσεων, πρέπει να υπολογίζονται συντηρητικά, λαμβάνοντας υπόψη του μηχανισμούς μεταφοράς δυνάμενων που αναφέρονται στο κεφάλαιο 4 στα σημεία επαφής μεταξύ νέων και παλαιών στοιχείων (διεπιφάνειες)

Για τον σκοπό αυτό απαιτείται και η εφαρμογή του κατάλληλου συνολικού συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} λόγω αβεβαιοτήτων διεπιφανειών.

Κατασκευαστικά σχέδια / Τεχνική περιγραφή

Η μελέτη επισκευής θα περιλαμβάνει λεπτομερή Τεχνική περιγραφή και κατασκευαστικά σχέδια τα οποία είναι δυνατόν να αναθεωρηθούν και ανασυνταχθούν κατά την φάση της κατασκευής.

Η τεχνική περιγραφή καθώς και τα κατασκευαστικά σχέδια θα είναι λεπτομερή και θα παρέχουν όλες τις απαραίτητες πληροφορίες για την άρτια εκτέλεση του έργου, δεδομένου ότι η αποτελεσματικότητα των εργασιών επεμβάσεων εξαρτάται από την πληρότητα αυτών των σχεδίων.

7 Τεύχη και σχέδια μελέτης

Τα τεύχη της μελέτης πρέπει να περιλαμβάνουν:

- Τεχνική έκθεση αυτοψίας / Επιθεωρήσεως / αποτυπώσεως
- Τεχνική έκθεση αξιολόγησης και δικαιολόγησης των αποφάσεων επέμβασης
- Τεχνική έκθεση εφαρμογής επεμβάσεων
- Παραρτήματα των παραπάνω εκθέσεων με υποστηρικτικά στοιχεία όπως:
 - Αποτελέσματα επί τόπου μετρήσεων και εργαστηριακών δοκιμών
 - Υπολογισμούς αναλύσεων και ελέγχων
- Προδιαγραφές υλικών και εργασιών καθώς και απαιτήσεις ποιοτικού ελέγχου
- Τεχνική έκθεση με πιθανές προβλέψεις μέτρων συντήρησης.

Τα σχέδια της μελέτης πρέπει να καλύπτουν τις παρακάτω περιπτώσεις:

- Γενικά σχέδια αποτύπωσης των βλαβών
- Γενικά σχέδια περιγραφής των επεμβάσεων
- Σχέδια λεπτομερειών

8 Επίβλεψη και ποιοτικοί έλεγχοι επεμβάσεων

8.1 Επίβλεψη

Οι εργασίες της επέμβασης πρέπει να επιβλέπονται από άτομα που έχουν τα κατάλληλα προσόντα και είναι διπλωματούχοι Πολιτικοί Μηχανικοί πενταετούς εμπειρίας σε παρόμοια έργα.

Ο επιβλέπων θα αναγράφεται στην οικοδομική άδεια που θα εκδίδεται υποχρεωτικά για εργασίες επισκευών.

Ο επιβλέπων οφείλει να έχει στενή συνεργασία με τον μελετητή του έργου.

Λόγω της ιδιομορφίας των εργασιών ο Μηχανικός πρέπει να έχει πείρα σε προβλήματα ευστάθειας και πλήρη γνώση των κανονισμών προλήψεως ατυχημάτων.

Λόγω της πρωτοτυπίας των εργασιών επισκευής και την δυσχέρειας τυποποιήσεως τους ο Μηχανικός ή συνεργάτης-του(τες-του) πρέπει να είναι παρών κατά τις εργάσιμες ώρες στον χώρο εργασιών.

Στα βασικά του καθήκοντα μεταξύ άλλων είναι:

Συνεχής έλεγχος των μέτρων ασφαλείας .

Έλεγχος των κατασκευαστικών σχεδίων αν προσαρμόζονται με την πραγματικότητα και όπου απαιτούνται τροποποιήσεις ενημέρωση του μελετητού Μηχανικού για τον τρόπο αντιμετώπισης -των.

Έλεγχος των υλικών και των προδιαγραφών τους αν είναι συμβατά με των της μελέτης.

Έλεγχος των συνεργείων, αν έχουν εμπειρία και ειδικευση σε τέτοιου είδους κατασκευές.

Συνίσταται να υπάρχει στενή συνεργασία επιβλέποντα με τον μελετητή Μηχανικό ο οποίος έχει πλήρη γνώση του συγκεκριμένου αντικειμένου.

8.2 Ποιοτικός έλεγχος

Πρέπει να διασφαλίζεται η ποιότητα των υλικών και εργασιών της επέμβασης.

Προς τούτο, ο μελετητής Μηχανικός πρέπει να υποβάλλει στον κύριο του έργου ένα πλήρες σχέδιο διαδικασιών και ελέγχων για διασφάλιση της ποιότητας των υλικών και των εργασιών, όπως απαιτείται από τις σχετικές προδιαγραφές, το οποίο πρέπει να τηρείται από τον κατασκευαστή του έργου.

Το σχέδιο αυτό πρέπει να καλύπτει τα παρακάτω θέματα:

8.2.1 Γενικά

- Εξέταση σχετικά με τη τεχνική γνώση και την εμπειρία του προσωπικού
- Εξέταση των όρων ασφαλείας κατά την εκτέλεση (πρόσβαση σε δίοδους διαφυγής, προσωρινή αντιστήριξη κλπ)
- Εξέταση των πιστοποιητικών των υλικών και πιθανώς των δοκιμών παραλαβής (σύνθεση, σταθερότητα όγκου, συνθήκες χρήσης κλπ)
- Εξασφάλιση της υγείας από την χρήση δυνητικώς βλαβερών υλικών ή συσκευών επιτόπου μετρήσεων
- Εξασφάλιση της κατάλληλης επιθεώρησης από ειδικευμένο μηχανικό καθ' όλη τη διάρκεια της κατασκευής.

8.2.2 Επεξεργασία των επιφανειών

- Αναγνώριση οπτική ή και με όργανα όλων των επιφανειών που χρειάζονται επέμβαση. Επεξεργασία της επιφάνειας μπορεί να χρειάζεται αυτή καθ' αυτή, ή ως ένα προπαρασκευαστικό μέτρο για περαιτέρω επέμβαση, όπως προσθήκη νέων υλικών.
- Επιλογή των κατάλληλων περιοχών προκειμένου να ελεγχθεί η αποτελεσματικότητα των μεθόδων, του εξοπλισμού και του προσωπικού.
- Έλεγχος της αποτελεσματικότητας των τεχνικών καθαρισμού (αμμοβολή, υδροβολής ή υδραμμοβολής, μηχανική/θερμική/χημική απολέπιση).
- Σε σημαντικές περιπτώσεις, προτείνεται να συντάσσονται και υπογράφονται πρωτόκολλα παραλαβής για κάθε υπο επεξεργασία επιφάνεια.
- Πρέπει να ετοιμασθεί «Πρόγραμμα δράσης» που θα προδιαγράφονται τα διορθωτικά βήματα που θα λαμβάνονται στις περιπτώσεις όπου οι διαδικασίες διασφάλισης της ποιότητας δείχνουν ότι δεν επιτυγχάνεται η απαιτούμενη ποιότητα.

8.2.3 Επισκευή ρωγμών, κενών

- Έλεγχος του καθαρισμού και διαδικασία προετοιμασίας.
- Δοκιμή των υλικών πλήρωσης ή συγκολλήσεως.
- Πιθανή μέτρηση των τοπικών τάσεων που δημιουργούνται κατά τις εργασίες πλήρωσης με ένεμα.
- Έλεγχος των τάσεων και παραμορφώσεων που δημιουργούνται με την εφαρμογή εξωτερικών φορτίων πριν από την πλήρωση ανοικτών ρωγμών.
- Οπτική επιθεώρηση της τελικής εργασίας.
- Πιθανή εξαγωγή πυρήνων σε επιλεγμένες περιοχές ελέγχου, ώστε να αξιολογηθεί η αποτελεσματικότητα των ενεμάτων.

8.2.4 Μανδύες

- Έλεγχος προετοιμασίας της επιφάνειας.
- Δυνατότητα συγκόλλησης.
- Έλεγχος της συμπεριφοράς των διεπιφανειών σε καταλλήλως προετοιμασμένα δοκίμια υπό συνθήκες αναμενόμενου τύπου φόρτισης (κυρίως δοκιμές εξόλκευσης και διατμητικές δοκιμές μεταξύ υπαρχόντων και προτιθέμενων υλικών).

8.2.5 Πρόσθετες εισαγόμενες κατά την επισκευή / ενίσχυση δυνάμεις

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται οι παρακάτω περιπτώσεις

- Περισφίξεις.
- Προένταση.
- Ανύψωση και σφήνωση.
- Εξέταση και ενδεχόμενη προ-δοκιμασία περιοχών όπου θα εφαρμοσθούν συγκεντρωμένες δυνάμεις (περιλαμβανομένων των περιοχών αγκύρωσης).
- Παρακολούθηση παραμορφώσεων στο χρόνο.
- Έλεγχος αλληλεπιδράσεων με άλλες κατηγορίες επεμβάσεων.
- Μετρήσεις τάσεων, παραμορφώσεων στην κατασκευή κατά την εφαρμογή των δυνάμεων, καθώς και σύγκριση με αναμενόμενες τιμές.
- Έλεγχος μη αποδεκτών εγκάρσιων μετατοπίσεων.
- Έλεγχος αντιδιαβρωτικών μέτρων.

9 Συντήρηση

Η μεγάλη ευαισθησία των διεπιφανειών που δημιουργούνται με την επισκευή / ενίσχυση, καθώς και η χρήση νέων υλικών, απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή ως προς τη συνθήκες των έργων επέμβασης κατά τη διάρκεια του κύκλου ζωής της.

Στα τεύχη της μελέτης πρέπει να περιλαμβάνονται ειδικές προτάσεις σχετικά με τα πιθανά πρόσθετα μέτρα συντήρησης που χρειάζονται οι περιοχές που υπέστησαν επισκευή / ενίσχυση, όπως για παράδειγμα:

- Περιοδική επιθεώρηση
- Περιοδικός έλεγχος της αποτελεσματικότητας (και πιθανώς εντατικοποίησης) των μέτρων ανθεκτικότητας.
- Περιοδική δοκιμή (σε περιπτώσεις κτιρίων με μεγάλη σπουδαιότητα).

3.4. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1 CEB 'Fastenings to concrete and masonry structures, State of the Art Report', Thomas Telford, London 1994
- 2 CEB Bulletin 233 'Design of fastenings in concrete, Design Guide-Parts 1 to 3', Thomas Telford, London 1997.
- 3 CEN: Draft prENV 1998-1-4 'Eurocode 8, Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1-4: General rules - Strengthening and repair of buildings'.
- 4 UNIDO / UNDP 'Post - Earthquake Damage Evaluation and Strength Assessment of Buildings Under Seismic Conditions', Volume 4, Vienna 1985.
- 5 Γ.Γ.Πενέλη, Καθηγητή Σιδηροπαγούς Σκυροδέματος Α.Π.Θ., "Ενισχύσεις - Επισκευές μετά τον σεισμό", Δ.Σ.Π.Μ.Ε.. No 240. 270, 271.
- 6 Γ.Γ.Πενέλη, Α.Ι.Κάππος, "Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα", Θεσσαλονίκη 1990.
- 7 Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος (Κ.Τ.Χ.), Φ.Ε.Κ. 381/Β/24.03.2000
- 8 ΕΓΚΥΚΛΙΟΣ 7, ΥΠΕΧΩΔΕ/ΓΓΔΕ/ΓΔΤΥΠΕ/Δ14/28.03.1997, Εκτίμηση της κατηγορίας αντοχής σκυροδέματος υφισταμένων κατασκευών
- 9 Θ.Π.Τάσιος, Χ. Κωστίκας, "Επισκευές των κτιρίων από τις βλάβες των σεισμών" Ι.Ε.Κ.Ε.Μ. Τ.Ε.Ε., Αθήνα Ιανουάριος 2000
- 10 Fema 273-1997, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Issued by FEMA Washington D.C..
- 11 Θ.Π.Τάσιος, "Επισκευές μετά το σεισμό", Πρακτικά Συνεδρίου "Σεισμοί και Κατασκευές", Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα, 1984.
- 12 Penelis,G.,Kappos,A.,(1996).Earthquake Resistant Concrete Structures.Chapman and Hall, London.
- 13 A.T.C.-3-06, Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, Chap.13 N.B.S. Special Publication 510, Washington D.C. 1978.
- 14 UNDP/UNIDO pr. Rer/79/015, 'Post - Earthquake Damage Evaluation and Strength Assessment of Buildings under Seismic Conditions', Volume 4, Chap.3,Vienna 1985.
- 15 Χρονόπουλος Π.Μ., "Βλάβες και κόστος Επεμβάσεων", Πρακτ. Συνεδρίου "Σεισμοί και Κατασκευές", Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα, 1984.

4 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΜΕΤΑΦΟΡΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

4.1 ΜΕΤΑΦΟΡΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΕ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

4.1.1 Θλίψη στην διεπιφάνεια μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος

Η θλιπτική αντοχή κάθετα στην διεπιφάνεια μεταξύ ενός παλαιού και ενός νέου σκυροδέματος μπορεί να λαμβάνεται ίση με την μικρότερη θλιπτική αντοχή των δύο υλικών. Οι θλιπτικές παραμορφώσεις τόσο στο παλαιό, όσο και στο νέο σκυρόδεμα είναι μεγαλύτερες στην περιοχή της διεπιφάνειας των δύο υλικών. Έτσι, προκύπτει μειωμένο φαινόμενο μέτρο ελαστικότητας, καθώς και αυξημένες μέσες παραμορφώσεις, κυρίως για υψηλές τάσεις (κοντά στην αντοχή). Πάντως, σε συνήθεις περιπτώσεις, αυτό το φαινόμενο μπορεί να αμεληθεί.

4.1.2 Θλίψη προρηγματωμένου σκυροδέματος

Η επιβολή θλίψεως κάθετα σε μία προρηγματωμένη επιφάνεια οδηγεί στην ανάπτυξη θλιπτικών τάσεων προτού να κλείσει πλήρως η ρωγμή. Αυτό το φαινόμενο οφείλεται

α) στην (αναπόφευκτη) παρουσία ταυτόχρονων διατμητικών παραμορφώσεων κατά μήκος της διεπιφάνειας, οι οποίες φέρουν τα χείλη της ρωγμής σε επαφή πριν απ' τον μηδενισμό του ανοίγματός της, καθώς και

β) στην παρουσία παγιδευμένου υλικού (λόγω της ρηγματώσεως) μέσα στην διεπιφάνεια.

Πρέπει, πάντως, να ληφθεί υπ' όψη ότι η ανακύκλιση των δράσεων, δηλαδή, διαδοχικά ανοίγματα και κλεισίματα της ρωγμής, έχουν συνέπεια την σταδιακή μείωση της θλιπτικής τάσεως η οποία μπορεί να μεταφερθεί από ανοιχτές ρωγμές.

Επομένως, μία συντηρητική αντιμετώπιση είναι να αμεληθούν οι θλιπτικές τάσεις οι επιστρατευόμενες πριν απ' το πλήρες κλείσιμο μιάς ρωγμής.

4.1.3 Συνοχή μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος

Συνοχή είναι η μέγιστη διατμητική τάση (αντίσταση), η οποία μπορεί να μεταφερθεί κατά μήκος μιάς διεπιφάνειας, όταν η ορθή θλιπτική τάση στην διεπιφάνεια είναι μηδενική και όταν δεν υπάρχει οπλισμός ο οποίος να διαπερνά την διεπιφάνεια. Η συνοχή οφείλεται κυρίως στον χημικό δεσμό του νέου με το παλαιό σκυρόδεμα.

Η μέγιστη τιμή συνοχής επιστρατεύεται για τιμές της σχετικής ολισθήσεως κατά μήκος της διεπιφάνειας από 0,01mm έως 0,02 mm, ενώ διατηρείται πρακτικώς αμείωτη για τιμές της σχετικής ολισθήσεως μέχρι 0,50 mm περίπου.

Η τιμή της αντοχής συνοχής μπορεί να λαμβάνεται ίση με:

α) $0,25f_{ctk}$, για λείες επιφάνειες σκυροδέματος, χωρίς να έχει προηγηθεί καμμία επεξεργασία (π.χ. η επιφάνεια που προκύπτει κατά την σκυροδέτηση, μετά από την εξομάλυνση με μυστρί)

β) $0,75f_{ctk}$, για διεπιφάνειες οι οποίες έχουν υποστεί τεχνητή τράχυνση πριν απ' την χύτευση του νέου σκυροδέματος (μέσω αμμοβολής, υδροβολής, κλπ.)

γ) $1,00f_{ctk}$, όταν το νέο σκυρόδεμα εφαρμόζεται πάνω στο υπάρχον δια ψεκασμού (υπό πίεση) ή όταν το νέο σκυρόδεμα χυτεύεται μετά από την εφαρμογή ενός ισχυρού συνδετικού υλικού (π.χ. κόλλα) στην διεπιφάνεια,

όπου, f_{ctk} είναι η χαρακτηριστική τιμή (5%) της εφελκυστικής αντοχής του ασθενέστερου από τα δύο σκυροδέματα.

Πρέπει, πάντως, να ληφθεί υπ' όψη ότι η λείανση της διεπιφάνειας και η ενδεχόμενη απώλεια του χημικού δεσμού μεταξύ των δύο σκυροδεμάτων, κατά την διάρκεια μεγάλου εύρους ανακυκλιζόμενων μετακινήσεων, ενδέχεται να προκαλέσουν σημαντική μείωση της συνοχής. Γι' αυτόν τον λόγο, η συνοχή δεν λαμβάνεται υπ' όψη κατά τους ελέγχους που πραγματοποιούνται σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

Στην περίπτωση διεπιφανειών κάθετα στις οποίες ασκείται θλιπτική τάση (είτε λόγω εξωτερικού φορτίου είτε λόγω δράσεως σφικτήρα του οπλισμού που τις διαπερνά), η διατμητική αντίσταση επιστρατεύεται για σχετικώς μεγάλες τιμές της σχετικής ολισθήσεως. Σ' αυτήν την περίπτωση, η μέχρι μηδενισμού μείωση της συνοχής είναι περισσότερο πιθανή.

4.1.4 Τριβή μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος

Η διατμητική τάση που μεταφέρεται λόγω τριβής κατά μήκος μιάς ασυνέχειας (διεπιφάνειας) είναι συνάρτηση της σχετικής ολισθήσεως, s , των δύο επιφανειών, της ορθής θλιπτικής τάσεως, σ_0 , στην διεπιφάνεια, καθώς και της τραχύτητας.

Η μέγιστη διατμητική αντίσταση, τ_u , μπορεί να υπολογίζεται, εν γένει, μέσω της σχέσεως:

$$\tau_u = \mu \sigma_0 \quad (1)$$

όπου, μ συντελεστής τριβής, χαρακτηριστικός της τραχύτητας της διεπιφάνειας.

Πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψη ότι ο συντελεστής τριβής μειώνεται αυξανομένης της ορθής θλιπτικής δύναμης στην διεπιφάνεια. Αυτή η μείωση είναι ιδιαίτερος έντονη στην περίπτωση μικρών τιμών της σ_0 .

Επί πλέον, εάν η διεπιφάνεια αναμένεται να υποβληθεί σε ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις, θα πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψη κατάλληλη μείωση της διατμητικής της αντιστάσεως λόγω τριβής.

Η τιμή σχεδιασμού, τ_{fud} , της διατμητικής αντοχής μιάς διεπιφάνειας λόγω τριβής, μπορεί να υπολογίζεται μέσω των ακόλουθων σχέσεων:

4.1.4.1 Στην περίπτωση μιάς λείας διεπιφάνειας, κατά τον ορισμό της παραγράφου

$$\tau_{fud} = 0,4 \sigma_{cd} \quad (2)$$

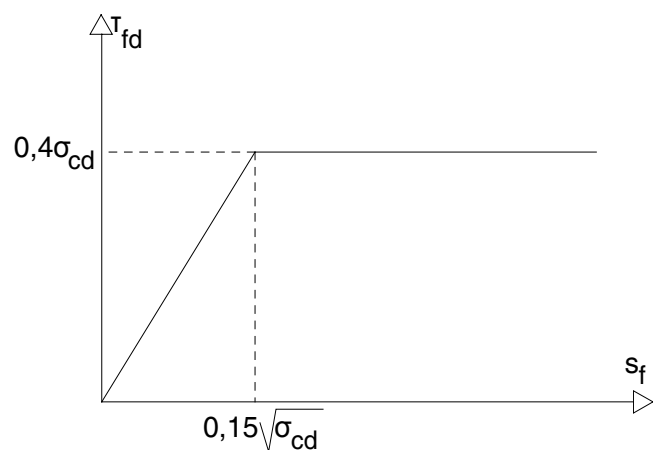
όπου, σ_{cd} είναι η τιμή σχεδιασμού της ορθής θλιπτικής τάσεως στην διεπιφάνεια και περιλαμβάνει (α) την θλιπτική τάση λόγω εξωτερικών δράσεων για τον εκάστοτε υπό εξέταση συνδυασμό δράσεων και (β) την αντίστοιχη θλιπτική τάση λόγω δράσεως σφικτήρα του οπλισμού που διαπερνά την διεπιφάνεια (βλ. §1.5).

Εάν λαμβάνεται υπ' όψη η δυσμενής επιρροή της τριβής, τότε αντί του συντελεστή 0,4, να λαμβάνεται υπ' όψη συντελεστής ίσος με 0,60.

Η μέγιστη διατμητική αντίσταση της σχέσεως (2) επιστρατεύεται για σχετική ολίσθηση στην διεπιφάνεια ίση με:

$$s_{fu} = 0,15 \sqrt{\sigma_{cd}} \quad [\text{mm, MPa}] \quad (3)$$

Μπορεί να ληφθεί υπ' όψη γραμμική μεταβολή της διατμητικής τάσεως τριβής και της σχετικής ολισθήσεως, για τιμές της s_f από 0 έως s_{fu} . Για μεγαλύτερες τιμές της ολισθήσεως



και για μεγάλο εύρος τιμών της s_f , μπορεί να θεωρηθεί ότι η διατμητική αντίσταση διατηρείται σταθερή και ίση με την μέγιστη τιμή της (σχέση (2)).

Η μειωμένη, λόγω ανακυκλιζόμενων ολισθήσεων, μέγιστη αντίσταση τριβής μπορεί να υπολογίζεται μέσω της ακόλουθης σχέσεως:

$$\tau_{fud,n} = \tau_{fud} (1 - \delta \sqrt{n-1}) \quad (4)$$

όπου

$\tau_{fud,n}$ η διατμητική αντίσταση μετά από n κύκλους

τ_{fud} η διατμητική αντίσταση κατά τον πρώτο κύκλο (υπολογιζόμενη απ' την σχέση (2)) και $\delta=0,15$ (σταθερά)

4.1.4.2 Στην περίπτωση μιάς **τραχειάς διεπιφάνειας** ή **μιας διεπιφάνειας που έχει προκύψει από εφαρμογή νέου σκυροδέματος υπό πίεση ή παρουσία συνδετικού υλικού στην διεπιφάνεια** (κατά τον ορισμό της παραγράφου 4.1.3):

$$\tau_{fud} = 0,4 (f_{cd}^2 \sigma_{cd})^{1/3} \quad (5)$$

όπου, f_{cd} : η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής του ασθενέστερου από τα δύο σκυροδέματα της διεπιφάνειας.

Εάν λαμβάνεται υπ' όψη η δυσμενής επιρροή της τριβής, ο συντελεστής 0,4 πρέπει να αντικαθίσταται από συντελεστή 0,65.

Η μέγιστη διατμητική αντίσταση της σχέσεως (5) επιστρατεύεται για σχετική ολίσθηση κατά μήκος της διεπιφάνειας περίπου ίση με 2mm.

Εάν δεν αναμένονται (ή εάν δεν επιτρέπονται) μεγάλες σχετικές ολισθήσεις κατά μήκος μιάς διεπιφάνειας, η επιστρατευόμενη διατμητική αντίσταση (μικρότερη της μέγιστης) μπορεί να υπολογίζεται κατά τα επόμενα:

Για τιμές της σχετικής ολισθήσεως από 0 μέχρι 0,1mm και για τιμές της διατμητικής αντιστάσεως από 0 μέχρι το 50% του μεγίστου (κατά την σχέση (5)), η μεταξύ τους σχέση μπορεί να λαμβάνεται γραμμική.

Για τιμές της σχετικής ολισθήσεως από 0,1mm μέχρι 2mm, η διατμητική αντίσταση συνδέεται με την ολίσθηση μέσω της ακόλουθης σχέσεως:

$$\left(\frac{\tau_f}{\tau_{fud}} \right)^4 - 0,5 \left(\frac{\tau_f}{\tau_{fud}} \right)^3 = 0,3s - 0,03, \quad [s \text{ in mm}] \quad (6)$$

Η ανακύκλιση των επιβαλλόμενων ολισθήσεων κατά μήκος της διεπιφάνειας προκαλεί σημαντική μείωση της αποκρίσεως, λόγω λειάνσεως της διεπιφάνειας. Η μειωμένη διατμητική αντίσταση μετά από n κύκλους μπορεί να υπολογίζεται μέσω της ακόλουθης

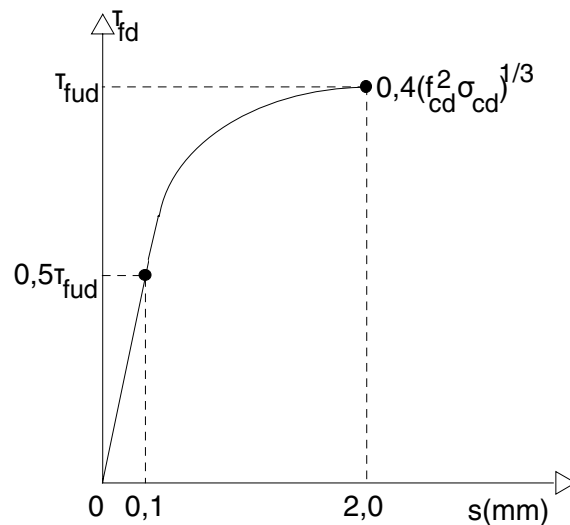
$$\text{σχέσεως: } \tau_{fn}(s) = \tau_{f1}(s) \left(1 - \left[0,002(n-1) \left(\frac{s}{s_u} \right) : \left(\frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \right] \right)^{1/3} \quad (7)$$

όπου

s : η μέγιστη επιβαλλόμενη ανακυκλιζόμενη ολίσθηση

$\tau_{f1}(s)$: η διατμητική αντίσταση κατά τον πρώτο κύκλο για επιβαλλόμενη ολίσθηση s

$s_u=2,0$ mm



4.1.5 Λειτουργία σφικτήρα του οπλισμού

Στην περίπτωση **τραχειών διεπιφανειών**, η αύξηση του ανοίγματος της ρωγμής - η οποία προκαλείται απ' την επιβαλλόμενη ολίσθηση - συνεπάγεται την εμφάνιση εφελκυστικών τάσεων στον οπλισμό που τέμνει την διεπιφάνεια. Αυτές οι τάσεις εξισορροπούνται από θλιπτικές τάσεις στο σκυροδέμα, οι οποίες συμμετέχουν (μαζί με εκείνες που οφείλονται σε εξωτερικά φορτία) στην διατμητική-λόγω τριβής-αντίσταση της διεπιφάνειας. Αυτός ο μηχανισμός ονομάζεται λειτουργία σφικτήρα του οπλισμού.

Υπό την προϋπόθεση ότι (α) η διεπιφάνεια υποβάλλεται σε μεγάλου εύρους ολισθήσεις και (β) ο οπλισμός είναι επαρκώς αγκυρωμένος εκατέρωθεν της διεπιφάνειας, ώστε να μπορεί να αναπτύξει το όριο διαρροής του, f_{sy} , η μέγιστη διατμητική αντίσταση της διεπιφάνειας υπολογίζεται μέσω της ακόλουθης γενικής σχέσεως:

$$\tau_R = \mu(\rho f_{sy} + \sigma_0) \leq \tau_{u,m} \quad (8)$$

όπου,

μ : συντελεστής τριβής υπό ορθή τάση $\sigma_{ολ} = \rho f_{sy} + \sigma_0$

ρ : ποσοστό οπλισμού στην διεπιφάνεια

σ_0 : εξωτερική θλιπτική τάση στην διεπιφάνεια

$\tau_{u,m}$: διατμητική αντοχή του σκυροδέματος

Στην περίπτωση μιάς **τραχειάς διεπιφάνειας ή μιας διεπιφάνειας που έχει προκύψει από εφαρμογή νέου σκυροδέματος υπό πίεση** (κατά τον ορισμό της παραγράφου 4.1.3), ο οπλισμός που διαπερνά υπό ορθή γωνία την διεπιφάνεια μπορεί να θεωρηθεί ότι αναπτύσσει τάση ίση με το όριο διαρροής του. Τότε, η συνολική διατμητική αντίσταση της διεπιφάνειας υπολογίζεται μέσω της ακόλουθης σχέσεως:

$$\tau_{fud} = 0,4 \left(f_{cd}^2 [\sigma_{cd} + \rho f_{yd}] \right)^{1/3} \quad (9)$$

4.1.6 Μεταφορά δυνάμεων μέσω στρώσεως κόλλας

4.1.6.1 Θλίψη

Η θλιπτική αντοχή κάθετα σε μιά διεπιφάνεια σκυροδέματος, η οποία έχει πληρωθεί ή επαληφθεί με κόλλα, μπορεί να λαμβάνεται ίση με την θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος.

Όταν η κόλλα συνδέει δύο σκυροδέματα διαφορετικής θλιπτικής αντοχής, η θλιπτική αντοχή καθέτως προς την διεπιφάνεια θα λαμβάνεται ίση με την θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του ασθενέστερου σκυροδέματος (χαρακτηριστική τιμή διηρημένη δια $\gamma_m=1,50$).

4.1.6.2 Εφελκυσμός

Όταν μία διεπιφάνεια σκυροδέματος, η οποία έχει πληρωθεί με κόλλα, υποβάλλεται σε εφελκυσμό, η αντοχή της θα λαμβάνεται ίση με την εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού του ασθενέστερου σκυροδέματος (χαρακτηριστική τιμή διηρημένη δια 1,50).

Η επιρροή του πάχους της κόλλας, καθώς και οι συνθήκες προετοιμασίας της επιφάνειας του σκυροδέματος, θα πρέπει να λαμβάνονται κατάλληλα υπ' όψη κατά την εκτίμηση της εφελκυστικής αντοχής της διεπιφάνειας.

4.1.6.3 Διάτμηση

Η τέμνουσα που μεταφέρεται από σκυρόδεμα σε σκυρόδεμα μέσω ενός αρμού κόλλας είναι συνάρτηση της τοπικής ολισθήσεως κατά μήκος της διεπιφάνειας, καθώς και του μεγέθους της ορθής τάσεως που ασκείται στην διεπιφάνεια.

Όταν η σύνδεση των σκυροδεμάτων μέσω κόλλας έχει πραγματοποιηθεί με τήρηση των σχετικών κανόνων και μετά από κατάλληλη προετοιμασία της διεπιφάνειας, τότε η διατμητική αντοχή του συστήματος σκυρόδεμα-κόλλα-σκυρόδεμα είναι πολλαπλάσια της διατμητικής αντοχής του σκυροδέματος.

Επομένως, κατά τον σχεδιασμό, μιά τέτοια διεπιφάνεια σκυροδέματος μπορεί να θεωρείται ότι διαθέτει συνοχή ίση με την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

Σε αντίθεση με ό,τι συμβαίνει στην περίπτωση της συνοχής σκυροδέματος με σκυρόδεμα, η συνοχή μεταξύ σκυροδέματος-κόλλας-σκυροδέματος εξακολουθεί να αναπτύσσεται ακόμη και για σημαντικές τιμές της ολισθήσεως κατά μήκος της διεπιφάνειας. Γι' αυτόν τον λόγο, μπορεί να αθροίζεται με την συμμετοχή της τριβής (§4.1.4), καθώς και με την συμμετοχή του μηχανισμού σφικτήρα (§4.1.5), υπό την προϋπόθεση ότι το πάχος της στρώσεως της κόλλας είναι επαρκώς μικρό και ότι το ποσοστό της παιπάλης είναι μικρότερο από 1:3 (κατ' όγκον).

Όταν η διεπιφάνεια υποβάλλεται σε συνδυασμό τέμνουσας και θλίψεως, η φέρουσα ικανότητά της καθορίζεται από έναν συνδυασμό συνοχής και τριβής. Δεδομένης της ευαισθησίας την οποία παρουσιάζει η συνάφεια της κόλλας έναντι της υγρασίας και της θερμοκρασίας, συνιστάται να αμελείται η συμμετοχή της συνοχής στην διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας, όταν αυτή ευρίσκεται διαρκώς υπό συνθήκες αυξημένης υγρασίας και υψηλών θερμοκρασιών.

4.2 ΜΕΤΑΦΟΡΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΕ ΧΑΛΥΒΑ ΜΕΣΩ ΣΤΡΩΣΕΩΣ ΚΟΛΛΑΣ

Η μεταφορά δυνάμεων μεταξύ ενός μεταλλικού ελάσματος και σκυροδέματος λαμβάνει χώρα στην περιοχή της απολήξεως του ελάσματος, κατά την διεύθυνση των εφελκυστικών δυνάμεων στο έλασμα και της τέμνουσας κατά μήκος της διεπιφάνειας.

Η μεγάλη συγκέντρωση διατμητικών τάσεων και εφελκυστικών τάσεων κάθετων στην διεπιφάνεια στις απολήξεις των ελασμάτων ενδέχεται να προκαλέσει αποκόλλησή τους από το σκυρόδεμα. Αυτή η αποκόλληση εκδηλώνεται μέσω εφελκυστικής αστοχίας του σκυροδέματος σε μικρή απόσταση απ' την διεπιφάνεια σκυροδέματος-κόλλας.

Για να αποφευχθεί αυτή η αστοχία, πρέπει να εξασφαλίζεται η μεταφορά στο σκυρόδεμα μιάς εφελκυστικής δυνάμεως κάθετης στην διεπιφάνεια και ίσης με την δύναμη διαρροής του μεταλλικού ελάσματος σε εφελκυσμό ($=A_s f_{yk}$, όπου A_s είναι η διατομή του ελάσματος και f_{yk} η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του).

Γι' αυτόν τον σκοπό, μπορούν να ληφθούν εναλλακτικώς τα ακόλουθα μέτρα:

(α) Εξασφαλίζεται επαρκές μήκος συναφείας με το σκυρόδεμα, στις απολήξεις του ελάσματος. Το μήκος συναφείας δεν πρέπει να υπολείπεται της τιμής που ορίζεται απ' την ακόλουθη σχέση:

$$l_a = \frac{f_{yk}}{f_{ctk}} t_s \quad (10)$$

γ_c

όπου, f_{ctk} η χαρακτηριστική τιμή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος, γ_c ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας του υλικού ($=1,50$) και t_s το πάχος του ελάσματος.

(β) Το σύνολο της εφελκυστικής δυνάμεως του ελάσματος ($A_s f_{yk}$) μεταφέρεται στο σκυρόδεμα μέσω μεταλλικών αγκυριών (βλ. §4.3).

(γ) Εάν το έλασμα εφαρμόζεται στην εφελκυσμένη περιοχή μιάς δοκού ή ενός υποστυλώματος, η μεταφορά δυνάμεων μπορεί να επιτευχθεί μέσω μεταλλικών στοιχείων (διατομής L), τα οποία συνδέονται μέσω κόλλας αφ' ενός μεν με το έλασμα, αφ' ετέρου δε με τις πλευρικές παρειές της διατομής του σκυροδέματος.

Πρέπει, πάντως, να αναφερθεί ότι λόγω

- (i) του ότι η αποκόλληση ενός ελάσματος από το σκυρόδεμα συνιστά μιά ψαθυρή αστοχία, ταχέως διαδιδόμενη κατά μήκος του ελάσματος,
 - (ii) της ευαισθησίας την οποίαν παρουσιάζει ο δεσμός μέσω κόλλας έναντι ενδεχόμενων ασυνεχειών της στρώσεως του συνδετικού υλικού και
 - (iii) της μειωμένης αξιοπιστίας την οποίαν παρουσιάζει η εφελκυστική αντοχή του επιδερμικού σκυροδέματος,
- συνιστάται να εξασφαλίζονται ταυτοχρόνως (α) επαρκές μήκος συναφείας, υπολογιζόμενο κατά την σχέση (10) και (β) πλήρης μεταφορά της δυνάμεως διαρροής ($A_s f_{yk}$) του ελάσματος στο σκυρόδεμα, μέσω αγκυρίων.

4.3 ΜΕΤΑΦΟΡΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ ΣΕ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΕ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕΣΩ ΒΛΗΤΡΩΝ ΚΑΙ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

Στην περίπτωση των επεμβάσεων σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, μεταλλικά στοιχεία εγκαθίστανται (συνήθως, κάθετα) σε διεπιφάνειες με σκοπό την μεταφορά εφελκυστικών ή/και τεμνουσών δυνάμεων μεταξύ παλαιού σκυροδέματος και προστιθέμενου σκυροδέματος ή χαλύβδινου στοιχείου.

Γι' αυτόν τον σκοπό, χρησιμοποιούνται είτε βιομηχανικά αγκύρια διαφόρων τύπων (χημικά αγκύρια, διογκούμενα αγκύρια ή αγκύρια διογκούμενης κεφαλής), είτε τεμάχια ράβδων οπλισμού (συνήθως, χάλυβας με νευρώσεις).

Συχνά, όταν χρησιμοποιούνται τεμάχια ράβδων οπλισμού για την σύνδεση παλαιού σκυροδέματος με νέο, τα αγκύρια είναι κατά τμήμα του μήκους των εκ των υστέρων εγκαθιστάμενα (στο παλαιό σκυρόδεμα, με το οποίο συνδέονται μέσω κατάλληλης κόλλας) και κατά το υπόλοιπο μήκος τους εκ των προτέρων εγκαθιστάμενα¹ (στο νέο σκυρόδεμα κατά την χύτευσή του). Η μέγιστη τέμνουσα, την οποία μπορεί να μεταφέρει ένα τέτοιο αγκύριο θα είναι η μικρότερη απ' τις τέμνουσες που είναι δυνατόν να μεταφερθούν μέσω του εκ των υστέρων και του εκ των προτέρων εγκαθιστάμενου τμήματος της ράβδου.

4.3.1 Δράση βλήτρου των ράβδων οπλισμού

(α) Μήκος βλήτρου

Για να είναι σε θέση οι ράβδοι να μεταφέρουν τέμνουσα δύναμη ίση με την υπολογιζόμενη από την σχέση (11), θα πρέπει το μήκος τους εντός του σκυροδέματος να είναι τουλάχιστον ίσο με το δεκαπλάσιο της διαμέτρου των.

(β) Τρόπος αστοχίας-Ελάχιστες επικαλύψεις

Ο τρόπος με τον οποίον αστοχεί ο μηχανισμός, καθώς και το μέγεθος της μέγιστης μεταφερόμενης τέμνουσας, εξαρτάται από το μέγεθος της επικαλύψεως σκυροδέματος, η οποία εξασφαλίζεται στην ράβδο (κατά την διεύθυνση της φορτίσεως και κάθετα προς αυτήν):

¹ Γι' αυτόν τον λόγο, στα επόμενα δίνονται πληροφορίες και για τον μηχανισμό βλήτρου του οπλισμού.

(i) Όταν στην ράβδο, διαμέτρου d_b , εξασφαλίζονται επικαλύψεις τουλάχιστον ίσες με τις τιμές που ακολουθούν, ο μηχανισμός αστοχεί λόγω διαρροής της ράβδου και τοπικής αστοχίας από σύνθλιψη του σκυροδέματος κάτω από την ράβδο:

Κατά την διεύθυνση φορτίσεως: Ελάχιστη κάτω επικάλυψη $= 8d_b$
Ελάχιστη άνω επικάλυψη $= 5d_b$

Κάθετα στην διεύθυνση φορτίσεως: Ελάχιστη πλευρική επικάλυψη $= 3d_b$

(ii) Για μικρότερες τιμές επικαλύψεως, ο μηχανισμός αστοχεί λόγω αποσχίσεως του σκυροδέματος, η οποία συμβαίνει για χαμηλή τιμή τέμνουσας, σε πολύ μικρή τιμή της σχετικής μετακινήσεως και είναι εξαιρετικά ψαθυρή. Γι' αυτό, συνιστάται να εξασφαλίζονται στην κατασκευή τα ελάχιστα που αναφέρονται στην προηγούμενη παράγραφο (i).

(γ) Αντοχή βλήτρου

Η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας, F_{ud} , που μπορεί να μεταφερθεί από μία ράβδο με διάμετρο d_b , μπορεί να υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$F_{ud} = 1,30d_b^2 \left[\sqrt{1 + (1,3\varepsilon)^2} - 1,3\varepsilon \right] \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (11)$$

όπου,

$$\varepsilon = 3 \frac{e}{d_b} \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{yd}}}$$

A_s : η διατομή της ράβδου

f_{cd} : η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος

f_{yd} : η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής της ράβδου

e : η εκκεντρότητα εφαρμογής της τέμνουσας

Για μηδενική εκκεντρότητα, όταν-δηλαδή-η τέμνουσα ασκείται στο επίπεδο της διεπιφάνειας, προκύπτει η ακόλουθη σχέση:

$$F_{ud} = 1,30d_b^2 \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (12)$$

Όταν η διεπιφάνεια την οποία διαπερνά η ράβδος ενδέχεται να υποβληθεί σε ανακυκλιζόμενη δράση, συνιστάται να λαμβάνεται υπ' όψη μειωμένη αντοχή βλήτρου, ως ακολούθως:

$$F_{ud} = d_b^2 \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (13)$$

(δ) Αλληλεπίδραση μηχανισμού βλήτρου και εξολκεύσεως

Στην συνήθη περίπτωση βλήτρων μικρού μήκους, θεωρείται ότι αυτά μπορούν να λειτουργήσουν μόνον σε διάτμηση. Η περιορισμένη ικανότητά τους να αναλαμβάνουν αξονικές εφελκυστικές τάσεις αμελείται.

Όταν οι ράβδοι έχουν επαρκές μήκος αγκυρώσεως εκατέρωθεν της διεπιφάνειας και υποβάλλονται ταυτοχρόνως σε εφελκυσμό και σε διάτμηση, η μέγιστη τέμνουσα δύναμη την οποία μπορούν να αναλάβουν, υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$F_{ud} = 1,30d_b^2 \left[\sqrt{1 + (1,3\varepsilon)^2} - 1,3\varepsilon \right] \sqrt{f_{cd} f_{yd} (1 - \zeta^2)} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (14)$$

όπου, $\zeta = \sigma_s / f_{yd}$ και σ_s η εφελκυστική τάση στην ράβδο.

Για μηδενική εκκεντρότητα εφαρμογής της τέμνουσας και για συνθήκες ανακυκλίσεως,

$$F_{ud} = d_b^2 \sqrt{f_{cd} f_{yd} (1 - \zeta^2)} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (15)$$

4.3.2 Μεταφορά δυνάμεων μέσω μεταλλικών αγκυρίων

4.3.2.1 Γενικοί κανόνες

Σε πολλές μεθόδους επεμβάσεως μετά από σεισμό προβλέπεται η σύνδεση μεταξύ πρόσθετων υλικών/στοιχείων με τα υπάρχοντα (π.χ. αγκύρωση μεταλλικού ελάσματος στο εφελκόμενο πέλμα στοιχείου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, η πλήρωση ενός φατνώματος πλαισίου με τοιχίο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα συνδεδεμένο στην περίμετρό του με τις δοκούς και με τα υποστυλώματα, κατασκευή μεταλλικού δικτύωματος στο εσωτερικό φατνώματος πλαισίου, κλπ.). Σ' αυτές τις περιπτώσεις, χρησιμοποιούνται μεταλλικά αγκύρια για την επίτευξη της σύνδεσης των νέων με τα παλαιά στοιχεία.

Τα χρησιμοποιούμενα αγκύρια μπορούν να είναι είτε τεμάχια ράβδων οπλισμού εγκαθιστάμενα σε οπές ανοιγόμενες στο παλαιό σκυρόδεμα και συνδεδεμένα με αυτό μέσω κατάλληλης κόλλας, είτε μεταλλικά αγκύρια του εμπορίου.

Στο εμπόριο διατίθεται μεγάλη ποικιλία μεταλλικών αγκυρίων, τα οποία εφαρμόζονται σε σκληρυμμένο σκυρόδεμα και τα οποία, ανάλογα με τον τρόπο λειτουργίας τους, μπορούν να καταταγούν στις ακόλουθες τρεις μεγάλες κατηγορίες (για περισσότερα στοιχεία, βλ. [1]):

- (i) Διογκούμενα αγκύρια
- (ii) Αγκύρια διογκούμενης κεφαλής, και
- (iii) Πακτωμένα αγκύρια

Τα αγκύρια του εμπορίου συνοδεύονται από πιστοποιητικά, τα οποία περιλαμβάνουν κανόνες και ελάχιστες απαιτήσεις σχετικές με το βάθος εμπήξεως, τις ελάχιστες αποστάσεις των αγκυρίων απ' τις παρειές της διατομής, κλπ., καθώς και για την σωστή εφαρμογή των αγκυρίων στο εργοτάξιο.

Οι σχέσεις υπολογισμού που δίνονται στις ακόλουθες παραγράφους μπορούν να εφαρμόζονται υπό την προϋπόθεση ότι ακολουθούνται οι απαιτήσεις που προδιαγράφονται από τα σχετικά πιστοποιητικά του κατασκευαστή για τον χρησιμοποιούμενο τύπο αγκυρίου. Μόνον θετικές ανοχές είναι δεκτές.

Πρέπει, επίσης, να αναφερθεί ότι οι σχέσεις που δίνονται στις επόμενες παραγράφους είναι συμβατές με τους ισχύοντες Κανονισμούς, οι οποίοι βασίζονται στην μέθοδο σχεδιασμού μέσω οριακών καταστάσεων.

Οι σχέσεις των παραγράφων 4.3.2.2 και 4.3.2.3 που ακολουθούν ισχύουν υπό τις ακόλουθες προϋποθέσεις:

- (i) Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών αγκυρίων είναι επαρκής, ώστε κάθε αγκύριο να θεωρείται μεμονωμένο (η συμπεριφορά κάθε αγκυρίου δεν επηρεάζεται από την γειτνίαση με άλλα αγκύρια)
- (ii) Η απόσταση κάθε μεμονωμένου αγκυρίου από τις παρειές της διατομής είναι επαρκής, έτσι ώστε να μην επηρεάζεται η συμπεριφορά του από μικρού μεγέθους επικαλύψεις.
- (iii) Θεωρείται ότι το αγκύριο έχει τοποθετηθεί σε θέση, απ' την οποία ενδέχεται να διέρχεται ρωγμή.

Για τις περιπτώσεις που δεν καλύπτονται απ' τις παραγράφους που ακολουθούν, ο αναγνώστης παραπέμπεται στο κείμενο [2].

Επί πλέον, οι σχέσεις των παραγράφων που ακολουθούν ισχύουν για στατική φόρτιση. Στην περίπτωση που τα αγκύρια υποβάλλονται σε ανακυκλιζόμενες δράσεις, θα απαιτηθεί κατάλληλη μείωση των αντοχών που υπολογίζονται μέσω των σχέσεων. Στις περιπτώσεις για τις οποίες διατίθενται πειραματικά στοιχεία, προτείνονται σχετικές μειώσεις των αντοχών. Οι προτεινόμενες μειώσεις είναι προσωρινές, δεν περιλαμβάνονται στο Σχέδιο Κανονισμού του CEB και σημειώνονται στο κείμενο με καλλιγραφικούς χαρακτήρες.

Τέλος, πρέπει να αναφερθεί ότι η συμπεριφορά των αγκυρίων βελτιώνεται σημαντικά, όταν προβλέπεται εγκάρσιος οπλισμός στο στοιχείο σκυροδέματος και στην άμεση γειτονία του αγκυρίου. Δεδομένου ότι στην περίπτωση των επεμβάσεων σε υπάρχουσες κατασκευές δεν

είναι δυνατή η τοποθέτηση των αγκυρίων σε θέσεις με εξασφαλισμένο εγκάρσιο οπλισμό, αυτή η ευνοϊκή για την αντοχή παράμετρος αμελείται.

4.3.2.2 Σχεδιασμός διογκούμενων αγκυρίων και αγκυρίων διογκούμενης κεφαλής έναντι εφελκυσμού

Οι πιθανοί τρόποι αστοχίας του συστήματος “σκυρόδεμα-αγκύριο σε εφελκυσμό” είναι οι εξής:

- 1 Διαρροή του αγκυρίου
- 2 Εξόλκευση του αγκυρίου
- 3 Αστοχία του σκυροδέματος (αποχωρισμός κώνου σκυροδέματος απ’ το στοιχείο), και
- 4 Απόσχιση του σκυροδέματος

Ο Μελετητής οφείλει να ελέγξει και να εξασφαλίσει ότι για κάθε έναν απ’ αυτούς τους τρόπους αστοχίας, η επιβαλλόμενη δράση δεν υπερβαίνει την αντίστοιχη φέρουσα ικανότητα του συστήματος. Δηλαδή, για κάθε περίπτωση θα πρέπει να ικανοποιείται η βασική ανίσωση ασφαλείας:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (16)$$

1 Διαρροή του αγκυρίου

Η τιμή σχεδιασμού της αντιστάσεως ενός αγκυρίου, στην περίπτωση διαρροής του αγκυρίου, υπολογίζεται απ’ την σχέση:

$$N_{Rd,s} = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_s} \quad (17)$$

όπου,

A_s : το εμβαδόν της διατομής του αγκυρίου. Όταν η διατομή κατά μήκος του αγκυρίου δεν είναι σταθερή, στην σχέση (17) θα εισάγεται το ελάχιστο εμβαδόν διατομής

f_{yk} : η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του αγκυρίου. Σε ορισμένες περιπτώσεις, ο χάλυβας απ’ τον οποίον είναι κατασκευασμένα τα αγκύρια δεν έχει σαφές όριο διαρροής. Σ’ αυτές τις περιπτώσεις, το όριο διαρροής μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το 80% του ορίου θραύσεως.

γ_s : επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για τον χάλυβα (=1,20)

2 Εξόλκευση του αγκυρίου

Η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου αξονικού φορτίου εξολκείσεως της αγκυρίου λαμβάνεται από το πιστοποιητικό που συνοδεύει τον τύπο του αγκυρίου που χρησιμοποιείται. Η τιμή σχεδιασμού προκύπτει απ’ την χαρακτηριστική τιμή μετά από διαίρεση με τον επί μέρους συντελεστή ασφαλείας, γ_c , ο οποίος ισούται με:

$$\gamma_c = \gamma_1 \gamma_2 \quad (18)$$

όπου

γ_1 : συντελεστής ασφαλείας για σκυρόδεμα σε εφελκυσμό (=1,80) και

γ_2 : συντελεστής εξαρτώμενος απ’ την στάθμη ποιότητας της εγκαταστάσεως του αγκυρίου στο σκυρόδεμα (=1,0, 1,2 ή 1,4, για υψηλή, συνήθη ή χαμηλή αλλά αποδεκτή στάθμη ποιότητας αντίστοιχως)

3 Αστοχία του σκυροδέματος (αποχωρισμός κώνου σκυροδέματος απ’ το στοιχείο)

Η τιμή σχεδιασμού του αξονικού φορτίου αστοχίας του συστήματος υπολογίζεται απ’ την ακόλουθη σχέση:

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rd,c}^0 \Psi_{ucr,N}}{\gamma_c} \quad (19)$$

όπου

$N_{Rd,c}^0$ η αντοχή του συστήματος, όταν το αγκύριο είναι τοποθετημένο σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 f_{ck}^{0,5} h_{ef}^{0,5} \quad (20)$$

[$k_1=7,5 \{N^{0,5}/mm^{0,5}\}$, f_{ck} : χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος, h_{ef} : ενεργό μήκος αγκυρώσεως αγκυρίου, το οποίο ορίζεται στα πιστοποιητικό που συνοδεύει τον χρησιμοποιούμενο τύπο αγκυρίου]

$\Psi_{ucr,N}$ συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπ' όψη εάν το αγκύριο είναι τοποθετημένο σε ρηγματωμένο ή αρηγμάτωτο σκυρόδεμα:

$\Psi_{ucr,N}=1,0$ για αγκύρια σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα και

$\Psi_{ucr,N}=1,4$ για αγκύρια σε αρηγμάτωτο σκυρόδεμα

γ_c ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα (βλ. σχέση (18)).

4 Απόσχιση του σκυροδέματος

Μέχρι τώρα, δεν διατίθεται αξιόπιστο προσομοίωμα για τον υπολογισμό του εφελκυστικού φορτίου αγκυρίου για το οποίο προκαλείται απόσχιση του σκυροδέματος. Γι' αυτόν τον λόγο, θεωρείται ότι αυτός ο τρόπος αστοχίας αποφεύγεται με την τήρηση των ακόλουθων κατασκευαστικών απαιτήσεων:

(α) Για να αποφεύγεται η απόσχιση του σκυροδέματος κατά την τοποθέτηση του αγκυρίου, θα πρέπει να γίνονται σεβαστές οι απαιτήσεις που περιλαμβάνονται στο πιστοποιητικό του αγκυρίου, σχετικώς με το ελάχιστο πάχος του στοιχείου σκυροδέματος, τις αποστάσεις του αγκυρίου απ' τις παρειές της διατομής, κλπ.

(β) Για να αποφεύγεται απόσχιση του σκυροδέματος κατά την φόρτιση του αγκυρίου σε εφελκυσμό, θα πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής επικάλυψη του αγκυρίου. Οι σχετικές ελάχιστες τιμές της απαιτούμενης επικάλυψης δίνονται στα πιστοποιητικά που συνοδεύουν τον εκάστοτε χρησιμοποιούμενο τύπο αγκυρίου.

4.3.2.3 Σχεδιασμός διογκούμενων αγκυρίων και αγκυρίων διογκούμενης κεφαλής έναντι τένουσας

Οι πιθανοί τρόποι αστοχίας του συστήματος “σκυρόδεμα-αγκύριο υποβαλλόμενο σε διάτμηση” είναι οι ακόλουθοι:

1 Αστοχία του αγκυρίου

2 Αστοχία του σκυροδέματος λόγω αποσχίσεως

3 Πλευρική εκτίναξη του σκυροδέματος (στην περίπτωση αγκυρίων μικρού μήκους)

Ο Μελετητής οφείλει να ελέγξει και να εξασφαλίσει ότι για κάθε έναν απ' αυτούς τους τρόπους αστοχίας, η επιβαλλόμενη δράση δεν υπερβαίνει την αντίστοιχη φέρουσα ικανότητα του συστήματος. Δηλαδή, για κάθε περίπτωση θα πρέπει να ικανοποιείται η βασική ανίσωση ασφαλείας:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (21)$$

1 Αστοχία του αγκυρίου

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση υπολογίζεται απ' την ακόλουθη σχέση:

$$V_{Rd,s} = \frac{k_2 A_s f_{yk}}{\gamma_s} \quad (22)$$

όπου

$k_2=0,60$

A_s : η διατεμνόμενη διατομή του αγκυρίου στην θέση της διεπιφάνειας

f_{yk} : η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του αγκυρίου

γ_s : ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για τον χάλυβα, ο οποίος λαμβάνει τις εξής τιμές:

$$\gamma_s=1,20 \text{ για } f_{yk} \leq 800\text{MPa και } \frac{f_{yk}}{f_{uk}} \leq 0,80 \quad (23\alpha)$$

$$\gamma_s=1,50 \text{ για } f_{yk} > 800\text{MPa και } \frac{f_{yk}}{f_{uk}} > 0,80 \quad (23\beta)$$

2 Αστοχία του σκυροδέματος λόγω αποσχίσεως

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας που προκαλεί αστοχία λόγω αποσχίσεως του σκυροδέματος, για ένα αγκύριο το οποίο

(α) έχει τοποθετηθεί σε στοιχείο επαρκούς πάχους

(β) διαθέτει επαρκή επικάλυψη κάθετη στην διεύθυνση δράσεως της τέμνουσας

(γ) υποβάλλεται σε τέμνουσα η οποία ασκείται κάθετα στην παρειά του στοιχείου σκυροδέματος

υπολογίζεται μέσω της σχέσεως που ακολουθεί:

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}^0 \Psi_{ucr,V}}{\gamma_c} \quad (24)$$

όπου

$$V_{Rk,c}^0 = k_2 d_{nom}^{0,5} \left(\frac{l_f}{d_{nom}} \right)^{0,2} f_{ck}^{0,5} c_1^{1,5} \quad (25)$$

$$k_2=0,5 [N^{0,5}/mm]$$

d_{nom} : εξωτερική διάμετρος αγκυρίου

l_f : ενεργό μήκος αγκυρίου έναντι τέμνουσας (μπορεί να λαμβάνεται ίσο με $8d_{nom}$)

f_{ck} : χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

c_1 : επικάλυψη σκυροδέματος κάτω απ' το αγκύριο (παράλληλη προς την διεύθυνση επιβολής της τέμνουσας)

$\Psi_{ucr,V}=1,0$ για αγκύριο τοποθετημένο σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα, χωρίς εγκάρσιο οπλισμό

γ_c : επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα ($=\gamma_1 \gamma_2=1,80$)

3 Πλευρική εκτίναξη του σκυροδέματος

Στην περίπτωση μικρού μήκους αγκυρώσεως, εμφανίζεται ο κίνδυνος εκτινάξεως ενός κώνου σκυροδέματος προς την αντίθετη της φοράς του φορτίου πλευρά του στοιχείου. Η τέμνουσα σχεδιασμού που προκαλεί αυτήν την αστοχία μπορεί να υπολογίζεται μέσω της ακόλουθης σχέσεως:

$$V_{Rd,cp} = \frac{k_3 N_{Rk,c}}{\gamma_c} \quad (26)$$

όπου,

$$k_3= 1,0 \text{ για } h_{ef} < 60\text{mm}$$

$$2,0 \text{ για } h_{ef} \geq 60\text{mm}$$

$N_{Rk,c}$: η φέρουσα ικανότητα σε εφελκυσμό, υπολογιζόμενη κατά την παράγραφο 4.3.2.2

γ_c : επί μέρους συντελεστής ασφαλείας του σκυροδέματος κατά την ίδια παράγραφο.

4.3.2.4 Αγκύρια υποβαλλόμενα σε ανακυκλιζόμενη τέμνουσα

Η επιβολή ανακυκλιζόμενης τέμνουσας σε αγκύρια διογκούμενα ή διογκούμενης κεφαλής, προκαλεί μείωση της αποκρίσεως. Αυτή η μείωση εμφανίζεται και για αστοχία του αγκυρίου και για αστοχία του σκυροδέματος²

² Για την αστοχία λόγω εκτινάξεως του σκυροδέματος, δεν διατίθενται πειραματικά αποτελέσματα ανακυκλιζόμενων δοκιμών.

Βάσει των διατιθέμενων πειραματικών αποτελεσμάτων, στην περίπτωση ανακυκλίσεως της τέμνουσας, οι τιμές των αντιστάσεων που προκύπτουν από τις σχέσεις (22) και (24) μπορούν να πολλαπλασιάζονται με τους ακόλουθους μειωτικούς συντελεστές³:

Αγκύρια διογκούμενης κεφαλής: $\lambda=0,80$

Διογκούμενα αγκύρια: $\lambda=0,70$

4.3.2.5 Αγκύρια υποβαλλόμενα ταυτοχρόνως σε εφελκυσμό και σε διάτμηση

Είναι γνωστό ότι όταν ένα αγκύριο υποβάλλεται ταυτοχρόνως σε αξονική και διατμητική δράση, δεν είναι δυνατή η πλήρης αξιοποίησή του από κάθε είδος δράσεως.

Σ' αυτήν την περίπτωση, θα πρέπει να συνισχύουν οι ακόλουθες σχέσεις:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \leq 1$$
$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \leq 1 \quad (27)$$
$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right) + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \right) \leq 1,20$$

Στις σχέσεις (27) εισάγεται η μεγαλύτερη απ' τις τιμές N_{Rd} που υπολογίζονται στην παράγραφο 4.3.2.2, καθώς και η μεγαλύτερη απ' τις τιμές V_{Rd} που υπολογίζονται στην παράγραφο 4.3.2.3.

4.3.2.6 Σχεδιασμός πακτωμένων αγκυρίων

Αυτή η παράγραφος αναφέρεται στον σχεδιασμό αγκυρίων, τα οποία αποτελούνται από τεμάχια ράβδων οπλισμού (από νευρογάλυβα) και συνδέονται με το παλιό σκυρόδεμα μέσω κόλλας.

Στο εμπόριο διατίθενται διάφορα υλικά συνδέσεως των αγκυρίων με το σκυρόδεμα. Ο Μελετητής πρέπει να ακολουθεί τις οδηγίες του παραγωγού ως προς την κατάλληλη διάμετρο της οπής στην οποία εφαρμόζεται το αγκύριο, καθώς και ως προς την τιμή σχεδιασμού της τάσεως συναφείας μεταξύ του συνδετικού υλικού και του αγκυρίου.

(1) Αγκύρια υποβαλλόμενα σε εφελκυσμό

Οι πιθανοί τρόποι αστοχίας ενός αγκυρίου υποβαλλόμενου σε εφελκυσμό είναι οι ακόλουθοι τρεις:

(1) Διαρροή του αγκυρίου

(2) Αστοχία της συνάφειας μεταξύ αγκυρίου και συνδετικού υλικού

(3) Αστοχία της συνάφειας μεταξύ συνδετικού υλικού και περιβάλλοντος σκυροδέματος.

Για να είναι δυνατή η εφαρμογή των γενικών σχέσεων που ακολουθούν, πρέπει να διαθέτει ο Μελετητής τα κατάλληλα στοιχεία για το συνδετικό υλικό το οποίο χρησιμοποιεί.

(1) Διαρροή του αγκυρίου

Υπό την προϋπόθεση ότι διατίθεται επαρκές μήκος εμπήξεως του αγκυρίου⁴, η μέγιστη εφελκυστική δύναμη την οποία μπορεί να αναλάβει ένα αγκύριο υπολογίζεται μέσω της ακόλουθης σχέσεως:

$$N_{yd} = A_s f_{yd} \quad (28)$$

³ Λαμβάνεται υπ' όψη ότι κατά την διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού, το αγκύριο θα υποβληθεί σε τρεις μεγάλο εύρους κύκλους.

⁴ Δεν δίνονται τιμές για τον υπολογισμό του επαρκούς μήκους αγκυρώσεως, δεδομένου ότι αυτό εξαρτάται απ' το εκάστοτε χρησιμοποιούμενο συνδετικό υλικό.

όπου,

A_s και f_{yd} : το εμβαδόν της διατομής και το όριο διαρροής του αγκυρίου αντιστοίχως.

(2) *Αστοχία της συνάφειας μεταξύ αγκυρίου και συνδετικού υλικού*

Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη την οποία μπορεί να αναλάβει ένα αγκύριο, ώστε να προκληθεί αστοχία της συνάφειας μεταξύ του αγκυρίου και του συνδετικού υλικού, υπολογίζεται μέσω της ακόλουθης σχέσεως:

$$N_{bd} = f_{bk} l_e \pi d_b / \gamma_b \quad (29)$$

όπου,

f_{bk} : η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής συναφείας μεταξύ αγκυρίου και συνδετικού υλικού (προκύπτει απ' το σχετικό πιστοποιητικό του συνδετικού υλικού)

l_e : το μήκος εμπήξεως του αγκυρίου διαμέτρου d_b και

γ_b : επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για την συνάφεια (=1,50)

Αξίζει να παρατηρηθεί ότι ενώ η δύναμη διαρροής του αγκυρίου είναι ευθέως ανάλογη της διατομής του, η δύναμη που προκαλεί αστοχία της συνάφειας είναι ανάλογη της διαμέτρου του αγκυρίου. Γι' αυτό, συνιστάται η χρήση μεγαλύτερου πλήθους αγκυρίων μικρότερης διαμέτρου για την ανάληψη της επιβαλλόμενης εφελκυστικής δυνάμεως.

(3) *Αστοχία της συνάφειας μεταξύ του συνδετικού υλικού και του περιβάλλοντος σκυροδέματος.*

Δεδομένου ότι τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών συνδέσεως είναι πολύ υψηλότερα απ' τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος, η μέγιστη δύναμη την οποία μπορεί να αναλάβει το αγκύριο για τον συγκεκριμένο τρόπο αστοχίας εξαρτάται μόνον απ' την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος και μπορεί να υπολογίζεται απ' την ακόλουθη σχέση:

$$N_{cd} = 4,5 \pi l_e \sqrt{f_{ck}} \emptyset / \gamma_c \quad (30)$$

όπου

f_{ck} : η χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος στο οποίο εμπήγνυται το αγκύριο,

\emptyset : η διάμετρος της οπής στην οποίαν τοποθετείται το αγκύριο, και

γ_c : ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα (=1,50).

(2) Αγκύρια υποβαλλόμενα σε διάτμηση

Για τον υπολογισμό της μέγιστης τέμνουσας την οποία μπορεί να αναλάβει ένα αγκύριο, μπορούν να εφαρμόζονται οι σχέσεις της παραγράφου 4.3.1, υπό την προϋπόθεση ότι ικανοποιούνται οι κατασκευαστικές απαιτήσεις που αναφέρονται εκεί.

4.4 ΑΓΚΥΡΩΣΗ ΝΕΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

Νέος οπλισμός μπορεί να αγκυρωθεί σε υπάρχοντα οπλισμό ή σε υπάρχον σκυρόδεμα ή σε νέο σκυρόδεμα.

4.4.1 Αγκύρωση σε υπάρχοντα οπλισμό

Εάν είναι δυνατή η παράθεση νέων και παλαιών ράβδων οπλισμού, τότε ο υπολογισμός του ματίσματος μπορεί να γίνει κατά τα προβλεπόμενα στον Κανονισμό για την μελέτη έργων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Εάν το απαιτούμενο κατά τον Κανονισμό μήκος αλληλεπικαλύψεως δεν διατίθεται, η νέα ράβδος μπορεί να συγκολληθεί στην παλαιά, υπό τις εξής προϋποθέσεις:

(α) Η παλαιά ράβδος είναι της ίδιας ή μεγαλύτερης διαμέτρου απ' την νέα,

(β) Το όριο διαρροής της παλαιάς ράβδου είναι ίσο ή μεγαλύτερο από εκείνο της νέας ράβδου και

(γ) και οι δύο χάλυβες είναι συγκολλησιμοι.

Συνιστάται να αποφεύγεται η συγκόλληση σε ράβδους που ευρίσκονται υπό μεγάλη τάση.

Εαν η νέα ράβδος μπορεί να τοποθετηθεί παράλληλα με την παλαιά και σε επαφή με αυτήν, μπορεί να πραγματοποιηθεί πλαγιογραφία. Το μήκος αλληλεπικαλύψεως, σ' αυτήν την περίπτωση, δεν πρέπει να υπολείπεται του 15πλάσιου της διαμέτρου της νέας ράβδου. Μέσα σ' αυτό το μήκος θα πρέπει να γίνουν τουλάχιστον δύο συγκολλήσεις, η καθεμιά με μήκος όχι μικρότερο από το 5πλάσιο της διαμέτρου της νέας ράβδου.

Συγκόλληση δύο ράβδων κατά κεφαλήν επιτρέπεται μόνον εάν έχει προηγηθεί κατασκευή τέτοιων συγκολλήσεων υπό τις ίδιες εργοταξιακές συνθήκες και εργαστηριακή δοκιμή τους σε εφελκυσμό ή και σε άλλου είδους φορτίσεις.

Εναλλακτικώς, η σύνδεση δύο ράβδων υπό μηδενική εκκεντρότητα μπορεί να πραγματοποιηθεί μέσω αμφοτερόπλευρης πλαγιογραφίας των δύο ράβδων με μικρού μήκους συγκολλησιμες ράβδους (μήκους τουλάχιστον $10\varnothing$), οι οποίες τοποθετούνται συμμετρικά ως προς τον διαμήκη άξονα των συνδεόμενων ράβδων.

Το μήκος συγκολλήσεως των συνδεόμενων ράβδων με καθεμιά απ' τις μικρού μήκους ράβδους δεν πρέπει να υπολείπεται του $5\varnothing$.

Εαν δεν είναι δυνατή η επαφή της νέας με την παλαιά ράβδο και η σύνδεση πρέπει να είναι έκκεντρη, μπορούν να χρησιμοποιούνται για την σύνδεση κατάλληλες τεχνικές, υπό τον όρον ότι καλύπτονται από επαρκή αναλυτικά και πειραματικά στοιχεία.

Εαν οι νέες ράβδοι περιβάλλονται από νέους συνδετήρες συγκολλημένους πάνω στον υπάρχοντα κλωβό οπλισμού, η συμπεριφορά τους βελτιώνεται σημαντικά.

4.4.2 Αγκύρωση σε υπάρχον σκυρόδεμα

Ο νέος οπλισμός μπορεί να αγκυρωθεί στο υπάρχον σκυρόδεμα αμέσως ή εμμέσως (μέσω αγκυριών και βλήτρων).

Οι σχετικοί έλεγχοι μπορούν να πραγματοποιούνται βάσει των στοιχείων της παραγράφου 4.3.

4.4.3 Αγκύρωση σε νέο σκυρόδεμα

Ο νέος οπλισμός μπορεί να αγκυρωθεί στο νέο σκυρόδεμα σύμφωνα με τα προβλεπόμενα απ' τον ισχύοντα Κανονισμό για την Μελέτη Εργων από Οπλισμένο σκυρόδεμα, υπό τον όρον ότι η διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος ελέγχεται κατά τις παραγράφους 4.2 και 4.3 για την μεταφορά δυνάμεων στο παλαιό σκυρόδεμα.

4.5 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. CEB 'Fastenings to concrete and masonry structures, State of the Art Report', Thomas Telford, London 1994
2. CEB Bulletin 233 'Design of fastenings in concrete, Design Guide-Parts 1 to 3', Thomas Telford, London 1997.
3. CEN: Draft prENV 1998-1-4 'Eurocode 8, Design Provisions for earthquake resistance of structures. Part 1-4: Strengthening and repair of buildings', Brussels

5 ΦΕΡΩΝ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

5.1 ΤΥΠΙΚΟΙ ΒΑΘΜΟΙ ΒΛΑΒΗΣ

Μετά από ένα ισχυρό σεισμό, οι βλάβες στα υποστυλώματα, τα τοιχώματα και τους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων μιας κατασκευής είναι από τις πιο συχνές και συγχρόνως από τις πιο σοβαρές. Η αξιολόγηση της σοβαρότητας των βλαβών στα παραπάνω στοιχεία αποτελεί πρώτη προτεραιότητα για την εκτίμηση της ασφάλειας της κατασκευής γιατί τέτοιου είδους βλάβες μπορεί να οδηγήσουν σε τμηματική ή ολική κατάρρευση του δομήματος. Είναι από τις περιπτώσεις όπου ο Μηχανικός, εκτιμώντας το επίπεδο βλάβης αμέσως μετά τον σεισμό σε στενά χρονικά περιθώρια πρέπει να αποφασίσει για άμεσα μέτρα προσωρινής υποστύλωσης 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.

Στο Σχήμα 1.1 παρουσιάζονται τυπικές εικόνες βλάβης κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων ενώ στο Σχήμα 1.2 παρουσιάζεται η κατάταξη των βαθμών βλάβης για υποστυλώματα και τοιχώματα, σύμφωνα με το [22] και [24].

Μία τέτοια κατάταξη χρησιμεύει για τον προσδιορισμό των περιθωρίων ασφαλείας αφενός και για την επιλογή της καταλλήλου μεθόδου επισκευής ή ενίσχυσης αφετέρου.

Η απόφαση για την κρίσιμη επιλογή, μεταξύ επισκευής, ενίσχυσης και κατεδάφισης/ανακατασκευής είναι αποτέλεσμα μιας σύνθετης διαδικασίας που μπορεί να αναζητηθεί αλλού [2,27]. 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 [9]:

- 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.

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 B

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. Ρηγματώσεις στους κόμβους (Σχ.1.1α, 1.1β) [8] θεωρούνται ως βαθμός βλάβης C.

Βαθμός βλάβης D

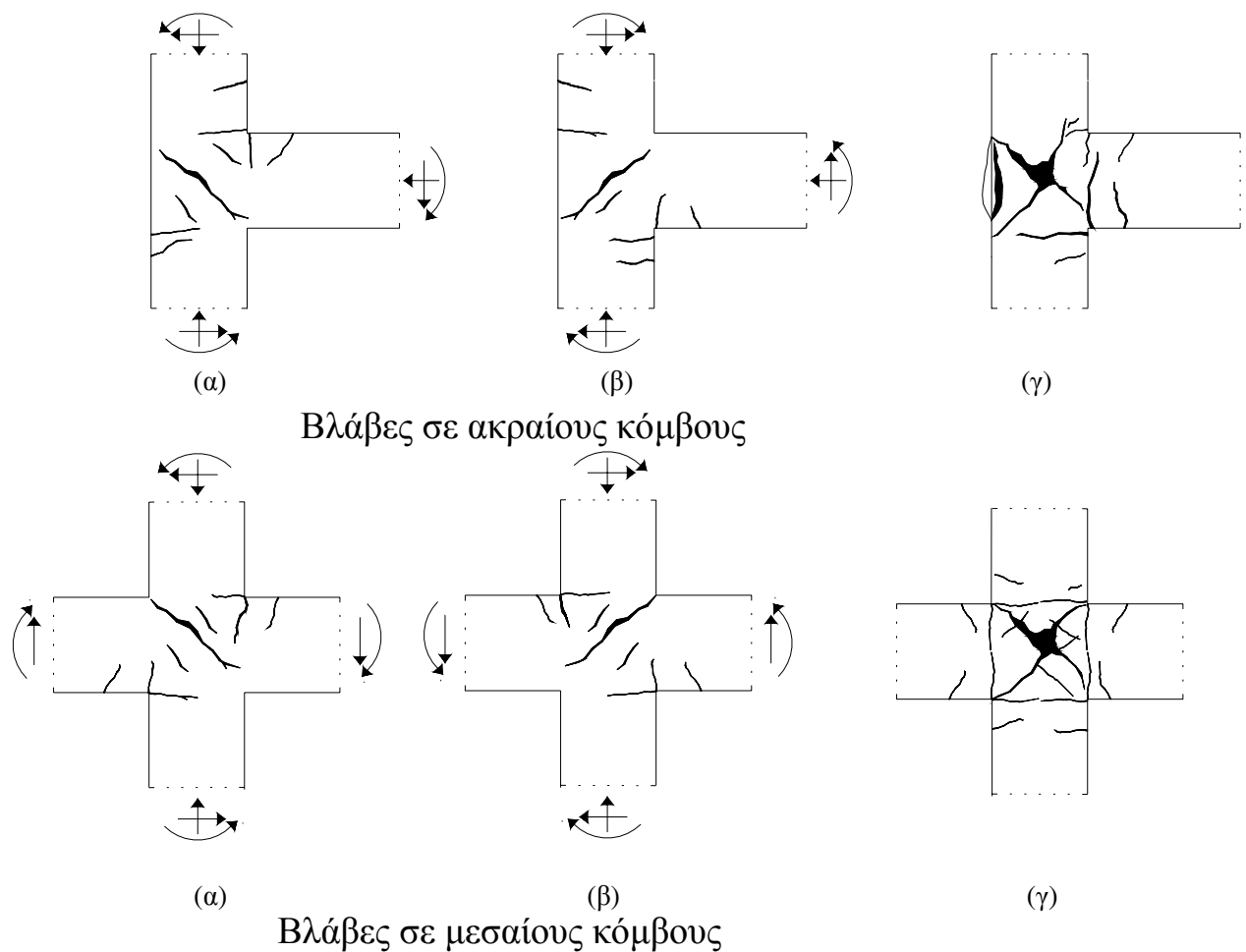
Πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος στην περιοχή βλάβης, λυγισμός των διαμήκων ράβδων, διαρροή ή θραύση των συνδετήρων της περιοχής, ασυνέχεια στην περιοχή χωρίς κατάρρευση του υποστυλώματος. Προϋποτίθεται επίσης ότι οι εναπομένουσες μετακινήσεις

που παρατηρούνται (οριζόντιες και κατακόρυφες) και ιδιαίτερα οι κατακόρυφες είναι σχετικά μικρές.

Σοβαρή αποδιοργάνωση στους κόμβους (Σχ.1.1γ) [8] θεωρείται ως βαθμός βλάβης D.

Βαθμός βλάβης E

- Πλήρης κατάρρευση του υποστυλώματος.
- Ως μία γενικότερη παρατήρηση σημειώνεται ότι εάν η γενική εικόνα βλάβης συμφωνεί με μία από τις εικόνες βλάβης του Σχήματος 1.2 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.

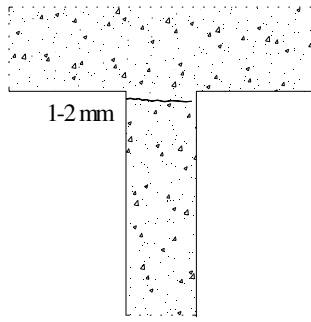


Σχήμα 1.1. Βλάβες σε κόμβους πλαισίων

(α) σύνθλιψη κάτω παρειάς δοκού

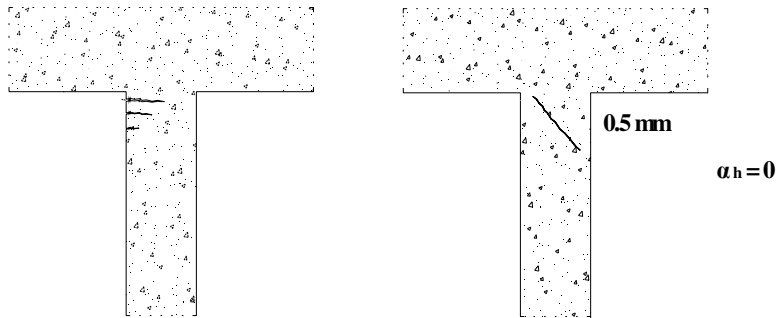
(β) σύνθλιψη άνω παρειάς δοκού

(γ) αποδιοργάνωση κόμβου απο ανακυκλιζόμενη φόρτιση



1-2 mm

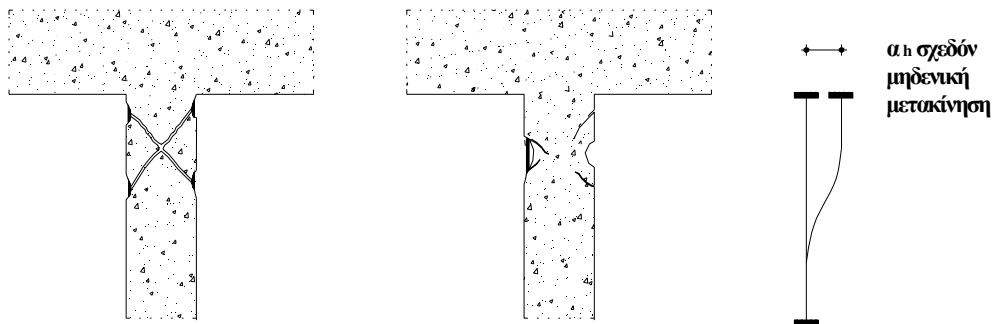
Βαθμός Βλάβης A



0.5 mm

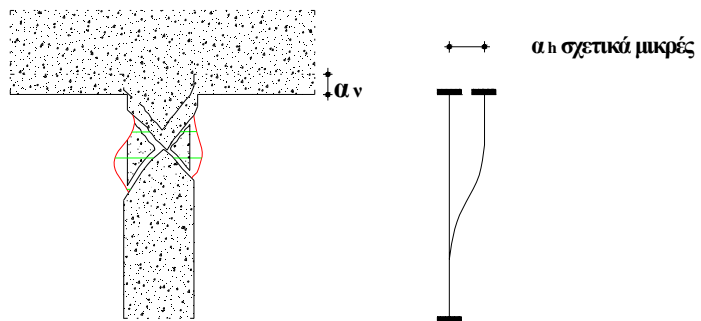
$\alpha_h = 0$

Βαθμός Βλάβης B



α_h σχεδόν
μηδενική
μετακίνηση

Βαθμός Βλάβης C



α_h σχετικά μικρές

Βαθμός Βλάβης D

Σχήμα 1.2 Βαθμοί βλάβης για υποστυλώματα και τοιχώματα

5.2 ΗΜΙ-ΕΜΠΕΙΡΙΚΟΣ ΤΡΟΠΟΣ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΑΠΟΜΕΝΟΥΣΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

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 r_R και r_k που εκφράζουν τα μέτρα της εναπομένουσας αντοχής και της εναπομένουσας δυσκαμψίας αντίστοιχως.

Οι συντελεστές αυτοί ορίζονται ως εξής:

$$r_R = R_{res}/R_o$$

$$r_k = K_{res}/K_o$$

Μία εκτίμηση του μέτρου αντοχής r_R για υποστυλώματα και τοιχώματα, ανάλογα με την κατάσταση της κατασκευής και τον βαθμό βλάβης του στοιχείου, παρουσιάζεται στον Πίνακα 1.1 έτσι όπως προτείνεται στον [24].

Στον ίδιο κανονισμό προτείνεται για το μέτρο δυσκαμψίας r_k η προσέγγιση:

$$r_k = 0.8 r_R$$

Εξάλλου σύμφωνα με τον ίδιο κανονισμό [24] 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 τον 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 [24] προτείνεται η παρακάτω σχέση:

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

όπου :

i είναι ο δείκτης που προσδιορίζει το κατακόρυφο φέρων στοιχείο του φορέα.

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

V_{Ro} είναι η τέμνουσα σχεδιασμού που αναλαμβάνεται από το σκυρόδεμα.

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.

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:

$$r_f = r_g K_R / \gamma_1$$

όπου:

K_R είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του την κανονικότητα του κτιρίου όπως αυτή ορίζεται στον [23].

Για κανονικά κτίρια λαμβάνεται $K_R= 1,0$ ενώ για μη-κανονικά $K_R= 0,8$

γ_1 είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής όπως ορίζεται στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό [7].

Σύμφωνα με τον [24]:

Για τιμές $r_f/0,80$ η αντοχή του κτιρίου θεωρείται επαρκής.

Όταν $0,80 > r_f/0,50$ η αντοχή του κτιρίου θεωρείται μετρίως ανεπαρκής.

Όταν $0,50 > r_f$ το κτίριο θεωρείται ότι έχει σοβαρή ανεπάρκεια αντοχής.

5.3 ΔΙΟΡΘΩΤΙΚΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Τα επισκευασμένα/ενισχυμένα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι στην πραγματικότητα πολυφασικά στοιχεία. Αποτελούνται από το αρχικό στοιχείο οπλισμένο σκυρόδεμα της υπάρχουσας κατασκευής και από νέα στοιχεία που συνδέονται με το αρχικό με διάφορες τεχνικές και τεχνολογίες. Θα ήταν επομένως λογικό, να ακολουθηθούν για την διαστασιολόγησή τους, διαδικασίες σύνθετων μελών. Όμως οι σχετικές τεκμηριωμένες, επιστημονικές γνώσεις για το θέμα, είναι ελάχιστες και δεν είναι εύκολο να αξιοποιηθούν πρακτικά. Αυτός είναι ο λόγος που για την λύση του προβλήματος επιλέγεται μια διαδικασία με αναγωγή στις μεθόδους διαστασιολόγησης μονολιθικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος.

Για την 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 την 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 αντικαθίσταται με M, V, N αντίστοιχα.

Επειδή οι διεπιφάνειες και οι ασυνέχειες μεταξύ παλαιών και νέων υλικών μειώνουν την 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 στην δυσκαμψία, γι' αυτό συνήθως:

$$k_k \leq k_r$$

Ο προσδιορισμός των διορθωτικών συντελεστών 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 στην 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 στην βελτίωση των μεθόδων και τεχνικών επέμβασης έτσι ώστε να επιτευχθεί μονολιθικότητα της επισκευασμένης/ενισχυμένης διατομής, και επομένως οι συντελεστές να είναι κοντά στην μονάδα και περισσότερο αξιόπιστοι.

Με τα σημερινά επίπεδα γνώσης του αντικειμένου οι συντελεστές που προτείνονται κατά περίπτωση σε οδηγίες ή σχέδια κανονισμών [22,24] 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 κόλλες, επειδή φαίνεται ότι μπορεί να επιτευχθεί μονολιθικότητα, λαμβάνεται εν γένει:

$$k_k = k_r = 1,0$$

Εφόσον :

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.

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 μηδαμινά, 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.

5.4 ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

5.4.1 Επισκευές – Ενισχύσεις υποστυλωμάτων

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 την βελτίωσή τους (ενίσχυση). Προφανώς η δεύτερη επιλογή μπορεί να εφαρμοστεί ανεξάρτητα από την ύπαρξη βλαβών ενώ όταν υπάρχουν βλάβες σχεδόν πάντοτε προηγείται η επισκευή.

5.4.1.1 Επισκευές υποστυλωμάτων

Η επισκευή ενός υποστυλώματος, που έχει φθορές ή βλάβες, αφορά την διαδικασία επέμβασης με την οποία αποκαθίστανται τα αρχικά του χαρακτηριστικά.

5.4.1.1.1 Επισκευές με κόλλες ή επισκευαστικά κονιάματα

Αποκαταστάσεις με κόλλες ή επισκευαστικά κονιάματα εφαρμόζονται όταν οι βλάβες είναι ελαφρές, όταν δηλαδή εμφανίζονται ρηγματώσεις ή αποφλοιώσεις σκυροδέματος χωρίς αποδιοργάνωση του περισιγμένου τμήματος του υποστυλώματος και λυγισμό των ράβδων

οπλισμού. Οι κόλλες 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.

Στην ανάλυση και στην διαστασιολόγηση οι συντελεστές μονολιθικότητας για την δυσκαμψία και την αντοχή λαμβάνονται ίσοι με την μονάδα:

$$k_k = k_r = 1,0$$

5.4.1.1.2 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 1.3 [56] 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 υποστύλωματος 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.

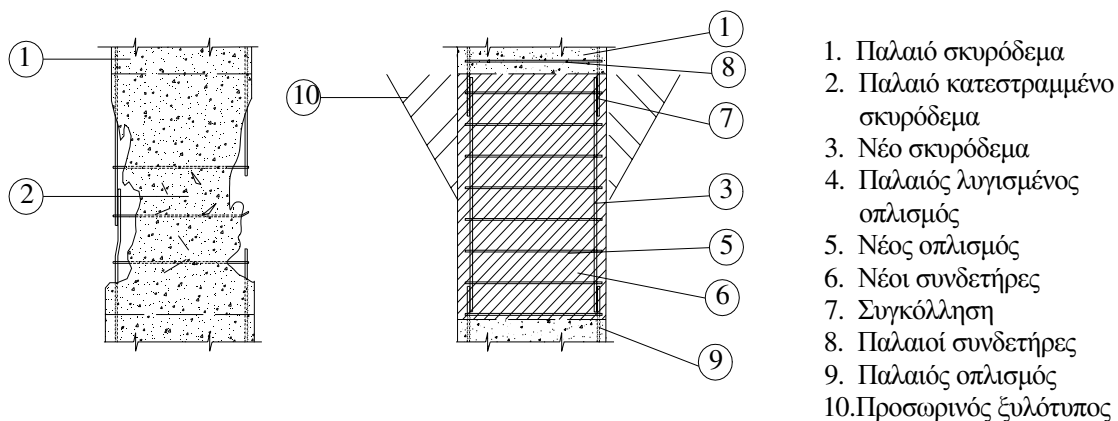
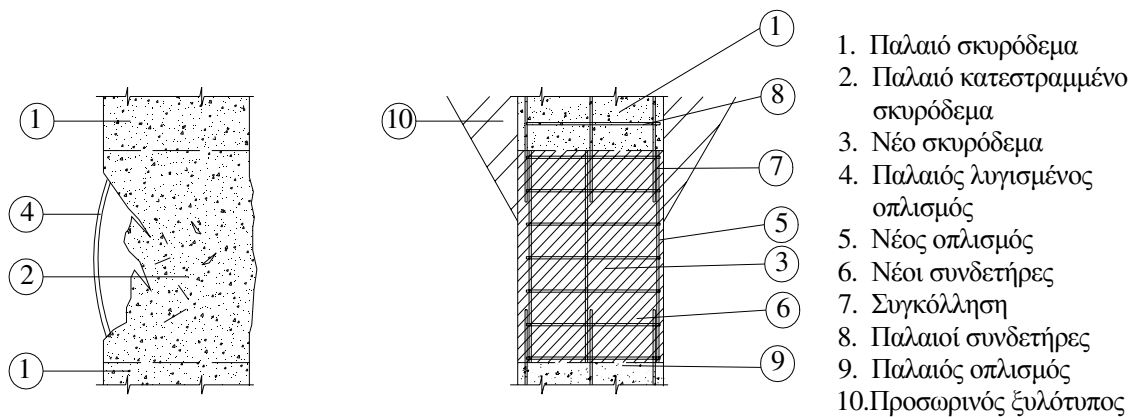
Τοποθέτηση νέων πυκνών συνδετήρων.

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 κονίες. 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 κονίες.

Για την διευκόλυνση της σκυροδέτησης και καλύτερη συμπίκνωση, ο ξυλότυπος καταλήγει προς τα πάνω σε χοάνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.3 και το επιπλέον πρισματικό τμήμα σκυροδέματος αφαιρείται την επόμενη ημέρα της σκυροδέτησης.

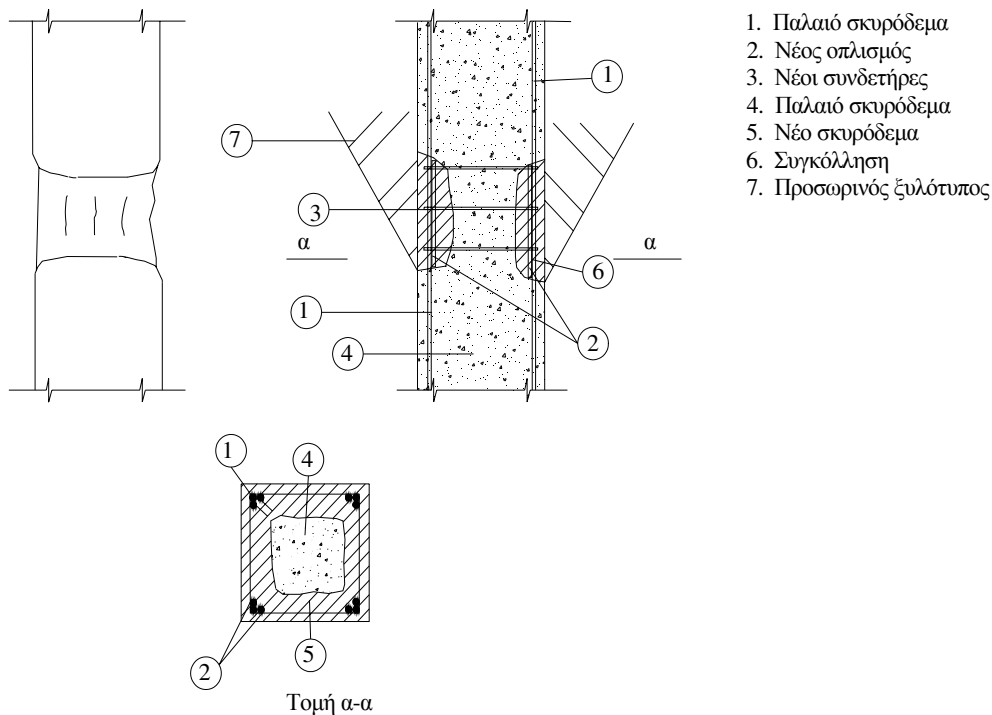
Επισημαίνεται ότι η επιτυχία της τεχνικής απαιτεί πλήρη αποφόρτιση της περιοχής των ορόφων που φορτίζουν το υποστύλωμα και σχολαστική υποστύλωση (ή δυνατόν με μικρή αρνητική φόρτιση) των δοκών που συντρέχουν σ' αυτό. Έτσι όταν μετά το πέρας της επέμβασης απομακρυνθεί η υποστύλωση και επιβληθούν τα φορτία, θα αναιρεθούν τυχόν παραμορφώσεις από συστολή ξήρανσης και το νέο στοιχείο θα αναλάβει θλιπτικό φορτίο.



Σχήμα 1.3 Αποκατάσταση υποστυλώματος, με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της βλαβείσας περιοχής

Στο Σχήμα 1.4 [56] απεικονίζεται η περίπτωση που το κεντρικό τμήμα της διατομής παρέμεινε αβλαβές και ως εκ τούτου δεν απομακρύνεται. Οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού δεν αντικαθίστανται 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 την 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.



Σχήμα 1.4 Αποκατάσταση υποστυλώματος με μερική αποδιοργάνωση της βλαβείσας περιοχής

Πάντως ο σχετικός έλεγχος στην διεπιφάνεια μπορεί να γίνει με τον ίδιο τρόπο που προβλέπεται στον Κανονισμό Σκυροδέματος για τους αρμούς διακοπής των τοιχωμάτων [17], όπου το ελάχιστο εμβαδόν διατομής του οπλισμού που πρέπει να διαπερνά την διεπιφάνεια προκύπτει από τις σχέσεις:

$$A_{s,tot}^{διεπ} \geq \frac{1}{f_{yk}} (1,3 f_{ctm} A_c - 0,7 N_d)$$

$$\text{και } A_{s,tot}^{διεπ} \geq 0,0025 A_c$$

όπου:

$A_{s,tot}^{διεπ}$ 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

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 την διεπιφάνεια.

5.4.1.2 Ενισχύσεις υποστυλωμάτων

Η ενίσχυση ενός υποστυλώματος, αφορά την διαδικασία επέμβασης με την οποία αυξάνεται η φέρουσα ικανότητα του ή γενικότερα βελτιώνεται η συμπεριφορά του.

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 υποστρώματος και η ενίσχυση επιτυγχάνεται με ενεργή περίσφιξη του στοιχείου. Στην δεύτερη κατηγορία η ενίσχυση επιτυγχάνεται με αύξηση της διατομής του υποστρώματος με νέες στρώσεις σκυροδέματος και νέους οπλισμούς, κατασκευάζοντας ένα μανδύα γύρω από το αρχικό στοιχείο.

Στην συνέχεια θα αναπτυχθούν οι παραπάνω δύο μορφές ενίσχυσης υποστρωμάτων.

5.4.1.2.1 Ενίσχυση υποστρωμάτων με περίσφιξη

Η ενίσχυση των υποστρωμάτων με εξωτερική περίσφιξη προσφέρεται στις παρακάτω περιπτώσεις :

(α) Όταν απαιτείται αύξηση της πλαστιμότητας του υποστρώματος.

(β) Όταν απαιτείται αύξηση της διατμητικής αντοχής του υποστρώματος.

(γ) Όταν μία αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος μέχρι 30% το πολύ είναι επαρκής.

(δ) Όταν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας της συνάφειας των κατακόρυφων οπλισμών του υποστρώματος στην περιοχή υπερκάλυψής τους.

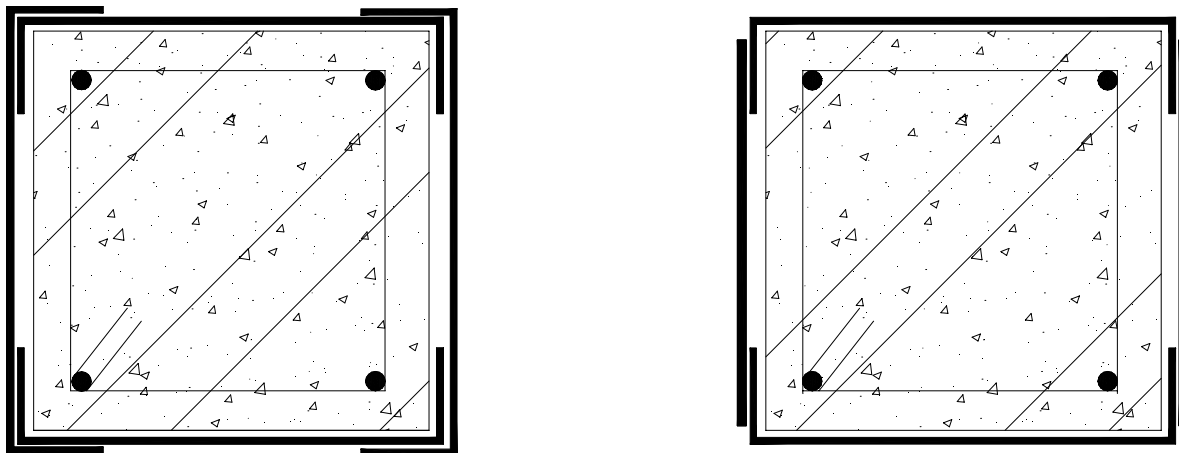
Όταν απαιτείται η μεταφορά ενός τμήματος των κατακόρυφων φορτίων του υποστρώματος, η τεχνική συνδυάζεται με την εφαρμογή εξωτερικής σιδηροκατασκευής.

Διαδικασίες επιβολής της περίσφιξης

Η επιβολή εξωτερικής περίσφιξης σε υποστρώματα μπορεί να γίνει με τους παρακάτω τρόπους:

Με χρήση επικολητών κολλάρων που μπορεί να είναι μεταλλικά ελάσματα συνήθους πάχους 1-2 mm (Σχ.1.5) ή λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP_s).

Με χρήση προεντεταμένων κολλάρων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRP_s) που μπορεί να έχουν την μορφή ταινιών “πακεταρίσματος” [40].



Σχήμα 1.5 Περίσφιξη με μεταλλικά επικολητά ελάσματα

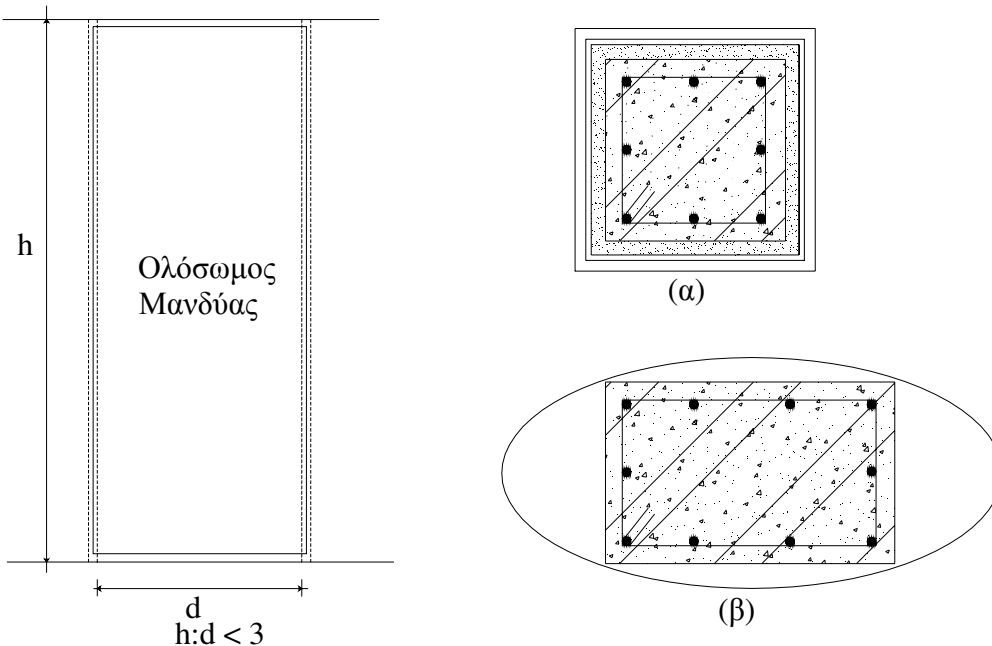
Με χρήση σπειροειδούς οπλισμού (Σχ.1.6) που μπορεί να είναι από μεταλλικό έλασμα ή από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP_s).



Σχήμα 1.6 Περίσφιγξη με σπειροειδή οπλισμό

- Με χρήση ολόσωμου μανδύα από φύλλα χάλυβα ή ινοπλισμένο πολυμερές (FRP), επικολλητών επί των πλευρών του υποστρώματος. Σήμερα, στην πράξη έχει αρχίσει να επεκτείνεται η εφαρμογή της τεχνικής με χρήση φύλλων FRP_s. Αυτός ο τρόπος εφαρμογής θα αναπτυχθεί λεπτομερέστερα στην συνέχεια.

Στην περίπτωση των μεταλλικών μανδύων η τεχνική μπορεί να εφαρμοστεί τοποθετώντας τα χαλύβδινα φύλλα σε μικρή απόσταση από τις παρειές του υποστρώματος και στην συνέχεια το κενό γεμίζεται με μη-συρρικνούμενο κονίαμα (Σχ.1.7). Η τεχνική είναι ιδιαίτερα αποτελεσματική όταν ο μεταλλικός μανδύας έχει ελλειπτική ή κυκλική μορφή (σχ 1.7β).

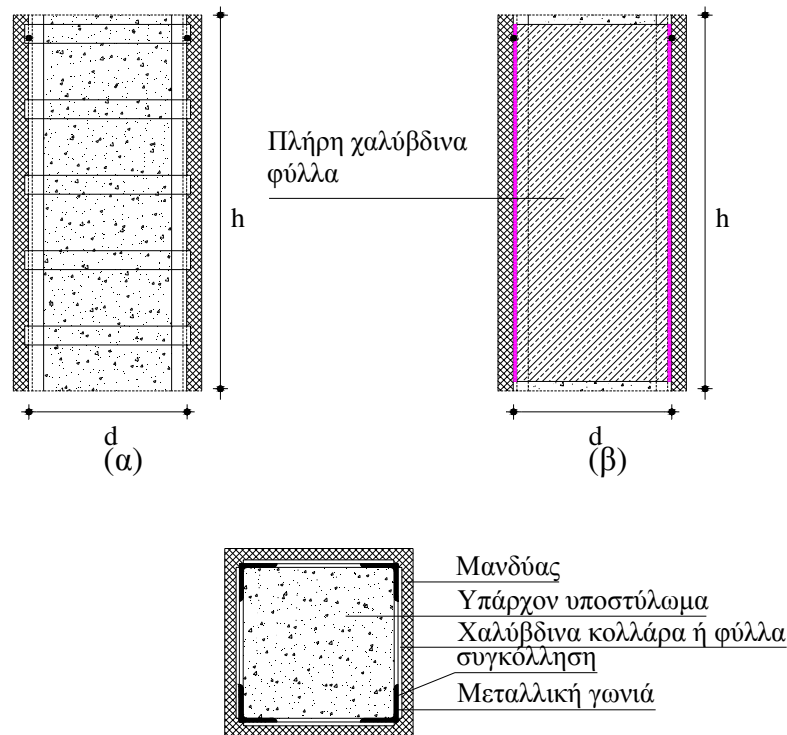


Σχήμα 1.7 Περίσφιγξη με γενικό μεταλλικό μανδύα

(α) ορθογωνική

(β) ελλειπτική

- Με χρήση μεταλλικού κλωβού που δημιουργείται με κατακόρυφα γωνιακά ελάσματα και είτε οριζόντια μεταλλικά κολλάρα (Σχ.1.7α) είτε πλήρη χαλύβδινα φύλλα (Σχ.1.8β) [27,28]. Η τεχνική αυτή θα αναπτυχθεί λεπτομερώς στην συνέχεια.



Σχήμα 1.8 Περίσφιγξη με μεταλλικό κλωβό

Μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή.

Οι μανδύες με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP_s) αποτελούν έναν εύχρηστο τρόπο επιβολής της περίσφιγξης.

Τα φύλλα εφαρμόζονται με τις ίνες τους σε οριζόντια διεύθυνση συμβάλλοντας έτσι, ιδιαίτερα στον εγκιβωτισμό του στοιχείου και στην αύξηση της διατμητικής του αντοχής.

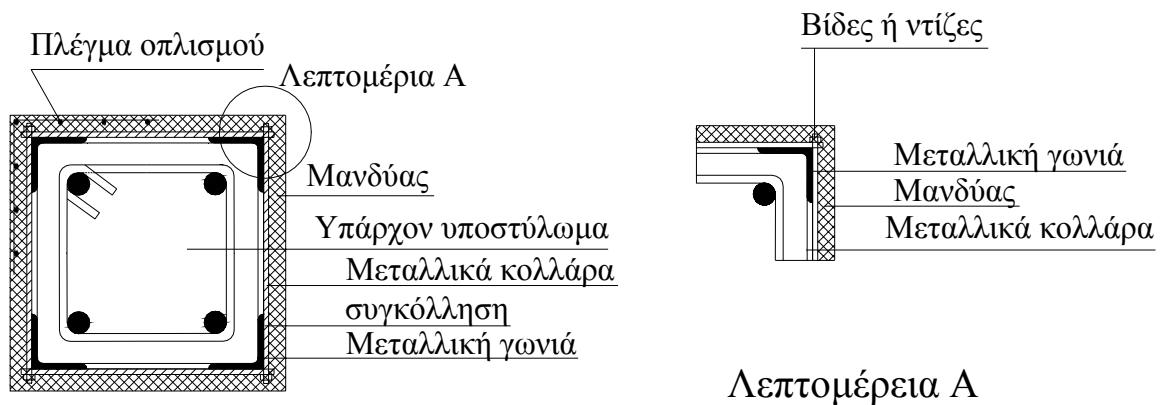
Εάν αυτοί μόνο είναι οι λόγοι της ενίσχυσης, τα φύλλα μπορούν να αντικατασταθούν από οριζόντιες λωρίδες (“κολλάρα”). Αυτή η εναλλακτική τεχνική έχει μεν οικονομία υλικού αλλά απαιτεί περισσότερα “εργατικά”, και γι’ αυτό η επιλογή θα πρέπει να εξαρτηθεί από την εκτίμηση του συνολικού κόστους.

Εάν συγχρόνως επιδιώκεται και η αύξηση της καμπτικής αντοχής 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 υποστύλωματος και οριζόντια μεταλλικά ελάσματα “κολλάρα” (ή ράβδοι από δομικό χάλυβα) συγκολλούνται πάνω στα γωνιακά (Σχ.1.8). 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 περίσφιγξη με την συστολή που επέρχεται όταν γίνει απόψυξη. Εναλλακτικά αντί για συγκόλληση μπορεί να χρησιμοποιηθούν “βίδες” ή “ντίζες” όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.9.



Σχήμα 1.9 Εναλλακτική εφαρμογή της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού χρησιμοποιώντας “βίδες” ή “ντίζες”

Τα κενά που δημιουργούνται στην επαφή του μεταλλικού κλωβού και του σκυροδέματος, συμπληρώνονται με ένα μη-συρρικνούμενο κονίαμα ή 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 υποστύλωματος είναι σχετικά μικρό ($h/d \leq 3$) επιλέγεται συχνά η αντικατάσταση των κολλάρων με χαλύβδινα φύλλα (Σχ.1.8β).

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.1.10).

Εξ' άλλου στην περίπτωση τοπικής βλάβης του υποστύλωματος ο κλωβός μπορεί να εφαρμοστεί γύρω από την βλαφθείσα περιοχή όπως ακριβώς εφαρμόζεται ο “νάρθηκας” στην ορθοπεδική, στην “by pass” μεταφορά της έντασης.



Σχήμα 1.10 Επέμβαση με μεταλλικό κλωβό για προσωρινή ανάληψη κατακόρυφων φορτίων

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 mm 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 την βλάβη σε απόσταση τουλάχιστον μιάμιση φορά στην μέση διάσταση της διατομής.

(ε) Απαιτούνται πρόσθετα μέτρα πυροπροστασίας (αν υπάρχει θέμα).

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 κόλλα.

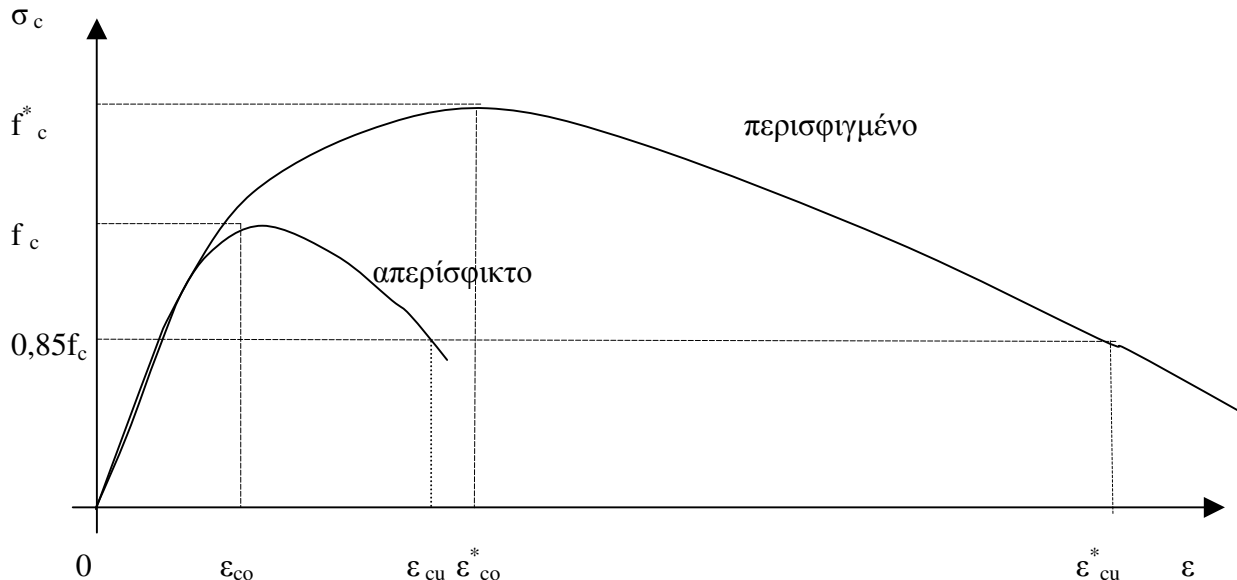
Διαστασιολόγηση

Ανεξάρτητα από την ειδικότερη τεχνική που θα χρησιμοποιηθεί σε κάθε περίπτωση, κύρια δράση είναι η **τριαξονική θλίψη** που εισάγεται με την 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 τις ίδιες ακριβώς σχέσεις που ισχύουν για την περίσφιξη του σκυροδέματος με συμβατικούς συνδετήρες.

Στο Σχήμα 1.11 παρουσιάζεται για λόγους σύγκρισης μια ποιοτική απεικόνιση των καταστατικών νόμων για το περισφιγμένο και απερίσφικτο σκυρόδεμα.



Σχήμα 1.11 Τροποποιημένος καταστατικός νόμος περισφιγμένου σκυροδέματος

Χωρίς ιδιαίτερη διατριβή στα προσομοιώματα που έχουν προταθεί μέχρι σήμερα για το περισφιγμένο σκυρόδεμα, μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε τις παρακάτω σχέσεις που δίνονται στον [26], για την περίσφιξη σκυροδέματος με συμβατικούς συνδετήρες.

$$f_c^* = \beta f_c \quad \varepsilon_{co}^* = \beta^2 \varepsilon_{co} \quad \varepsilon_{cu}^* = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd}$$

όπου:

f_c^*, f_c είναι η αντοχή του περισφιγμένου και του απερίσφικτου σκυροδέματος αντιστοίχως.

$\varepsilon_{co}^*, \varepsilon_{co}$ είναι οι παραμορφώσεις στην κορυφή του διαγράμματος $\sigma^* - \varepsilon^*$ και $\sigma - \varepsilon$ αντιστοίχως ($\varepsilon_{co} = 0,002$).

$\varepsilon_{cu}^*, \varepsilon_{cu}$ είναι οι παραμορφώσεις στις οποίες θεωρείται ότι συμβαίνει η αστοχία στο περισφιγμένο και στο απερίσφικτο σκυρόδεμα αντιστοίχως.

$$\beta = \min(1 + 2,5 \alpha \omega_{wd}, \quad 1,125 + 1,25 \alpha \omega_{wd})$$

$\alpha = \alpha_s \cdot \alpha_n$ είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης. Αναλυτικότερα το θέμα αναπτύσσεται αλλού [19]. Εδώ σημειώνεται ότι: (α) στην περίπτωση του μεταλλικού κλωβού η τιμή του συντελεστή α_s πλησιάζει την μονάδα λόγω της σχετικά μεγάλης δυσκαμψίας των γωνιακών ελασμάτων. Για συνήθεις εφαρμογές μπορεί να θεωρηθεί $\alpha_s = 0,9$. (β) στην περίπτωση ενίσχυσης κυκλικών υποστυλωμάτων με λωρίδες από ινοπλισμένα πολυμερή ή με χαλύβδινα ελάσματα ο συντελεστής α_n είναι ίσος με μονάδα ενώ αν χρησιμοποιηθεί ολόσωμος μανδύας λαμβάνεται $\alpha = \alpha_s \cdot \alpha_n = 1,0$.

ω_{wd} είναι το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό των “συνδετήρων” δηλαδή των κολλάρων. Για ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή, το ω_{wd} προσδιορίζεται για τάση στο μανδύα ίση προς $f_{fd,c}$ (βλ. ορισμό $f_{fd,c}$ παρακάτω).

Εξ’ άλλου για την περίπτωση μανδύων από ινοπλισμένα πολυμερή έχουν προταθεί και οι παρακάτω ημιεμπειρικές σχέσεις [15]:

Για κυκλικά υποστυλώματα:

$$f_c^* = f_c + 6 f_r^{0.7} \quad (\text{MPa}) \quad \varepsilon_{cu}^* = \frac{f_c^* - f_o}{E_2} \quad \text{όπου:}$$

$$f_r = 2 \frac{t_f}{D} f_{fd,c}$$

$$f_o = 0,872 f_c + 0,371 f_r + 6,258 \quad (\text{MPa})$$

$$E_2 = 245,61 \cdot f_c^{0.2} + 1,344 \frac{t_f}{D} E_f \quad (\text{MPa})$$

f_r είναι η μέγιστη τιμή της τάσης εγκιβωτισμού στο σκυρόδεμα.

t_f είναι το πάχος του μανδύα.

D είναι η διάμετρος της διατομής του υποστυλώματος.

E_f είναι το Μέτρο Ελαστικότητας του ινοπλισμένου πολυμερούς στην διεύθυνση των ινών.

$f_{fd,c}$ η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού του υλικού του μανδύα κατά την έννοια της περιμέτρου, που είναι πάντοτε μικρότερη από την αντίστοιχη αντοχή του υλικού που μετράται σε ευθύγραμμο δοκίμια.

Είναι προφανές ότι με δεδομένα τα μεγέθη f_c^* και ε_{cu}^* (π.χ για δεδομένες απαιτήσεις αντοχής και πλαστιμότητας), οι παραπάνω σχέσεις οδηγούν στον προσδιορισμό του πάχους του μανδύα.

- Προσεγγιστικά για ορθογωνικά υποστυλώματα διατομής $b \times h$ έχει προταθεί η χρήση των ίδιων σχέσεων που παρουσιάστηκαν προηγουμένως για τα κυκλικά υποστυλώματα θεωρώντας:

$$D = \frac{b^2}{2h} + \frac{h^2}{2b}$$

και ότι η αποδοτικότητα της περίσφιγξης (που εκφράζεται από τον συντελεστή a) είναι της τάξης του 50%. Δηλαδή:

$$f_r = 2 a \frac{t_f}{D} f_{fd,c} = \frac{t_f}{D} f_{fd,c}$$

Η αποτελεσματικότητα της περίσφιγξης αυξάνει όσο περισσότερο “στρογγυλεύονται” οι γωνίες του υποστυλώματος.

Για τις περιπτώσεις ενίσχυσης με την τεχνική του μεταλλικού κλωβού ή με χρήση ινοπλισμένων πολυμερών, αναλυτικές σχέσεις και αριθμητικές εφαρμογές για τον προσδιορισμό του οπλισμού περίσφιγξης, ανάλογα με τον επιδιωκόμενο δείκτη πλαστιμότητας του μέλους (μ_l/r) ή με την κλάση πλαστιμότητας της κατασκευής (όπως ορίζεται στον [24], μπορούν να αναζητηθούν αλλού [3].

Εξ’ άλλου σημαντικές πρέπει να θεωρηθούν και οι παρακάτω δράσεις:

- Η **ανάληψη διατμητικού φορτίου** που εισάγεται με τους εγκάρσιους οπλισμούς που λειτουργούν ως πρόσθετοι συμβατικοί 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 υποστυλώματος και αφετέρου από τους νέους “οπλισμούς”. Οι σχέσεις που ισχύουν για τον συμβατικό οπλισμό διάτμησης στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος εξακολουθούν να ισχύουν και εδώ για τους πρόσθετους “οπλισμούς”.

Οι σχέσεις αυτές για την περίπτωση μανδύων από ινοπλισμένα πολυμερή μπορεί να γραφούν ως εξής:

Για κυκλικά υποστυλώματα:

$$V_{wf,d} = t_f E_f \varepsilon_{fu} \left(\frac{\pi}{2} \right) D \cot \theta / \gamma_f$$

Για υποστυλώματα ορθογωνικής διατομής

$$V_{wf,d} = 2 t_f E_f \varepsilon_{fu} b \cot \theta / \gamma_f$$

όπου:

b είναι το μήκος της πλευράς του υποστυλώματος στην διεύθυνση της τέμνουσας.

θ είναι η γωνία μεταξύ του άξονα του υποστυλώματος και της διεύθυνσης των αναμενόμενων λοξών ρωγμών. (Μπορεί να θεωρηθεί $\theta = 30^\circ$).

γ_f είναι ο συντελεστής υλικού του μανδύα, που συμπεριλαμβάνει και τον μειωμένο βαθμό “επιστράτευσης” της φέρουσας ικανότητας του. Λαμβάνεται ίσος με 2,5. Για ινοπλισμένα πολυμερή με ίνες άνθρακα μπορεί να θεωρηθεί $\varepsilon_{fu} / \gamma_f = 0,005$ ενώ για ΙΟΠ-Γυαλί ή Αραμίδιο $\varepsilon_{fu} / \gamma_f = 0,01$.

Ο συντελεστής 2, στην σχέση που αφορά υποστυλώματα ορθογωνικής διατομής, εκφράζει τις δύο απέναντι πλευρές του μανδύα που προσφέρουν στην ανάληψη τέμνουσας.

- Η μείωση του κινδύνου αστοχίας της συνάφειας των κατακόρυφων οπλισμών των υποστυλωμάτων στην περιοχή υπερκάλυψής τους, λόγω εφαρμογής της περίσφιξης.
- Η ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων, στην περίπτωση που η ενίσχυση περιλαμβάνει φέροντα κατακόρυφα στοιχεία όπως για παράδειγμα στην τεχνική του μεταλλικού κλωβού.

Σύμφωνα με τον [24], μπορεί εν γένει να θεωρηθεί ότι επιτυγχάνεται πλήρης μονολιθική συμπεριφορά του ενισχυμένου υποστυλώματος. Έτσι οι διορθωτικοί συντελεστές προσομοιώματος για την δυσκαμψία και την αντοχή λαμβάνονται ίσοι προς την μονάδα:

$$k_r = k_k = 1.0$$

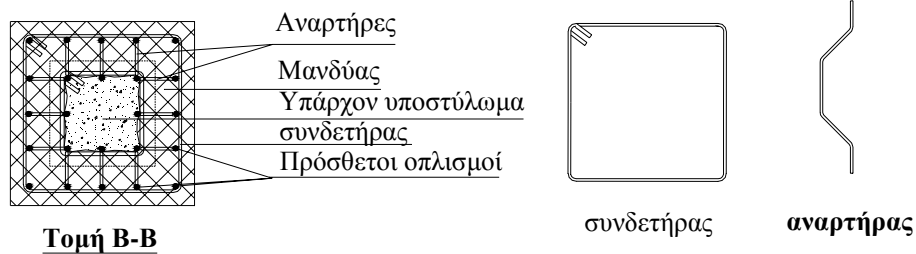
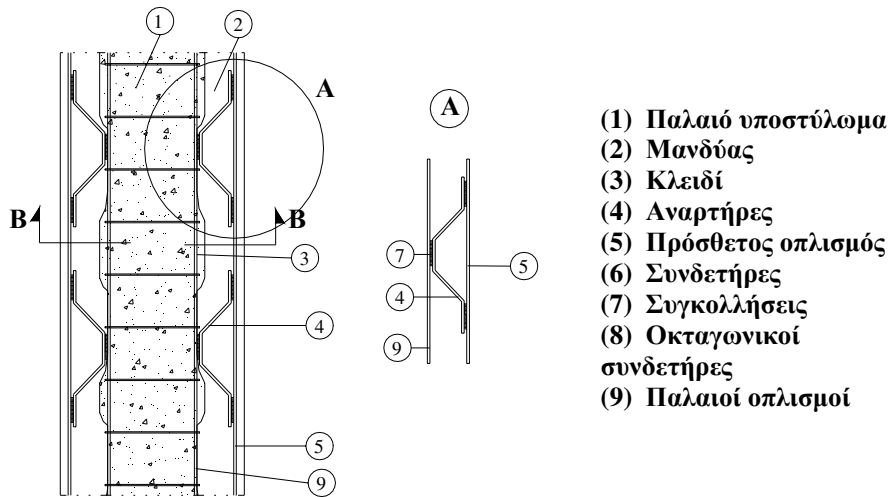
υπό την προϋπόθεση ότι η αύξηση της διατμητικής ή καμπτικής αντοχής του υποστυλώματος δεν θα ξεπερνάει την αντίστοιχη αρχική του και ότι στους υπολογισμούς ο συντελεστής ασφάλειας υλικού (γ_s) για όλα τα πρόσθετα μεταλλικά στοιχεία θεωρείται μεγαλύτερος κατά 50% από τον αντίστοιχο που χρησιμοποιείται για τον σχεδιασμό των συμβατικών μεταλλικών κατασκευών δηλαδή: $\gamma_s = 1,5$ $\gamma_s = 1,72$.

Όταν η τεχνική περιλαμβάνει την προσθήκη νέων κατακόρυφων φερόντων στοιχείων (όπως οι μεταλλικές γωνιακές λάμες στην περίπτωση του μεταλλικού κλωβού), στα οποία έχει ανατεθεί μέρος του αξονικού φορτίου, απαιτείται έλεγχος ικανότητας μεταφοράς των φορτίων από τον αρχικό φορέα. Εάν ο μηχανισμός τριβής που θα αναπτυχθεί λόγω της περίσφιξης είναι ανεπαρκής για τη μεταφορά των φορτίων απαιτούνται πρόσθετα μέτρα εξασφάλισης της σύνδεσης.

5.4.1.2.2 Μανδύες υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα

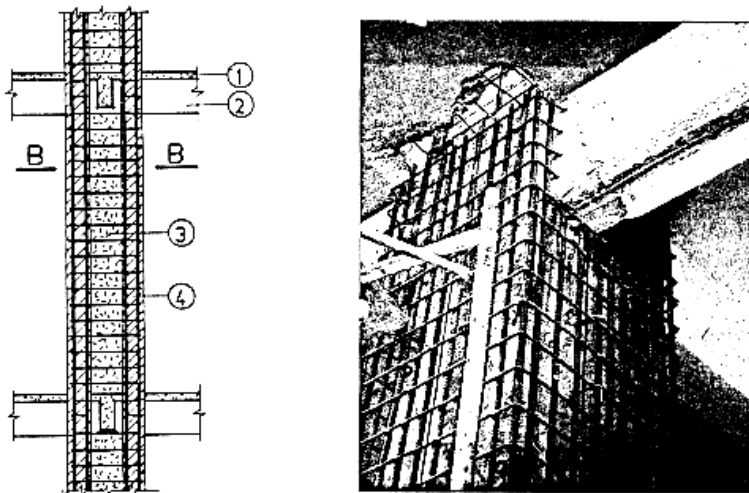
Η τεχνική της κατασκευής μανδύων σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητάς τους [34,35,36,37]. Συνήθως εφαρμόζεται σε περιπτώσεις υποστυλωμάτων με σοβαρές βλάβες ή γενικότερα όταν διαπιστώνεται ιδιαίτερη ανεπάρκεια της 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.1.12) και μπορεί να εκτείνεται είτε σε όλο το μήκος του υποστυλώματος (ολικός μανδύας Σχ.1.13) είτε σε ένα μόνο τμήμα του (τοπικός μανδύας).



Τομή B-B

Σχήμα 1.12 Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος



- (1) Υφιστάμενη πλάκα
 (2) Υφιστάμενη δοκός
 (3) Υφιστάμενο υποστύλωμα
 (4) Μανδύας

Σχήμα 1.13 Ολικός μανδύας, διάτρηση δοκού στην περιοχή του κόμβου για διέλευση συνδετήρων

Η κατασκευή των μανδύων συνηθίζεται στην πράξη να γίνεται από έγχυτο σκυρόδεμα ή από 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.

Συνίσταται ιδιαίτερα η χρήση ρευστοποιητών, και πρόσμικτων που παρεμποδίζουν την 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.

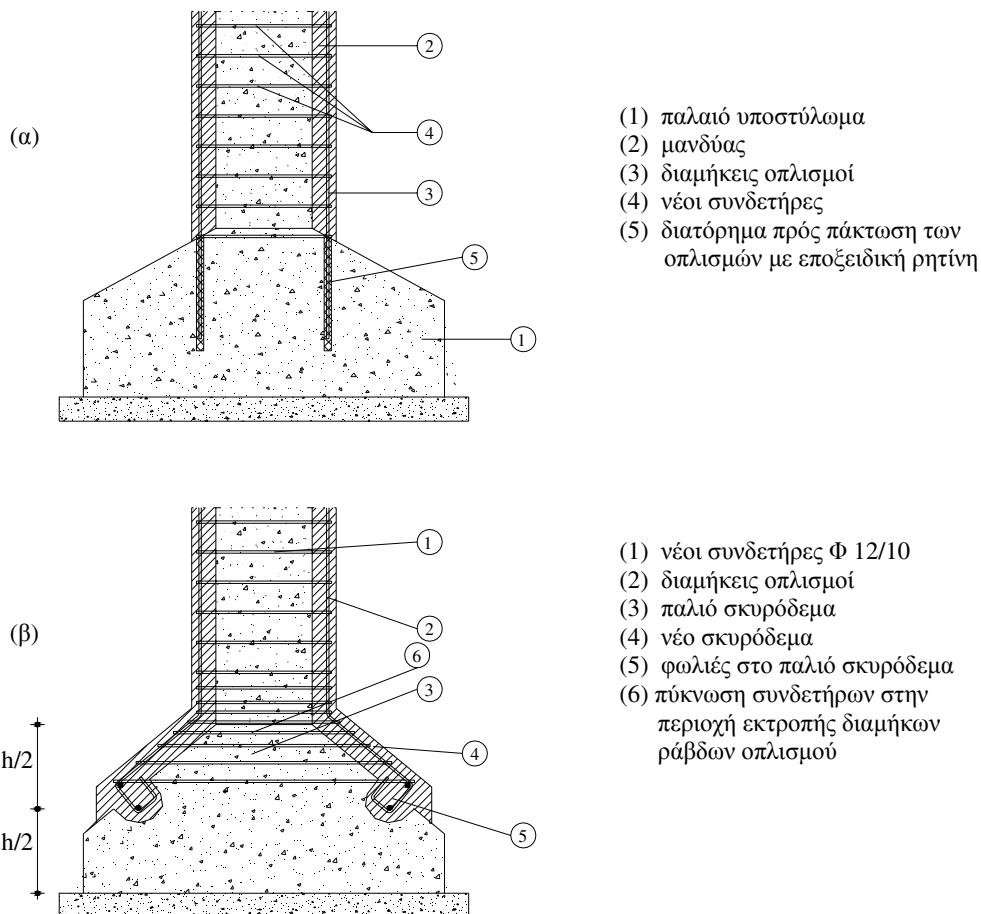
Διαδικασία κατασκευής μανδύων

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 υδροαμμοβολή, 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 κόλλας). 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 στην συνέχεια θα “ματιστούν” οι νέες ράβδοι. Η παραπάνω διαδικασία μπορεί να εφαρμοστεί και για την αγκύρωση των ράβδων οπλισμού στα στοιχεία θεμελίωσης (Σχ.1.14α) [4]. Στο Σχήμα 1.14β παρουσιάζεται εξ’ άλλου μία

εναλλακτική διαδικασία που έχει προταθεί [8] για την περίπτωση που η θεμελίωση είναι με πέδιλα. Προβλέπεται η συνέχεια του μανδύα γύρω από τον κώνο του πεδίου σε μήκος τουλάχιστον ίσο προς το μισό του ύψους του, με διάταξη πυκνών κλειστών συνδετήρων σ' αυτή τη περιοχή της τάξεως $\Phi 12/100$ 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 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. Ενισχύσεις Στοιχείων Θεμελίωσης).

- 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 την σκυροδέτηση του νέου σκυροδέματος. Η διαβροχή πρέπει να γίνεται και στον ξυλότυπο (εφόσον υπάρχει) και στα αδρανή για την περίπτωση του σκυροτσιμεντοπήγματος.
- Σκυροδετείται ο μανδύας και ακολουθούν τα μέτρα συντήρησης σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον Κανονισμό Τεχνολογίας Σκυροδέματος [18]. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται για την συντήρηση στην περίπτωση που χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, επειδή τότε η συστολή ξήρανσης είναι μεγαλύτερη.

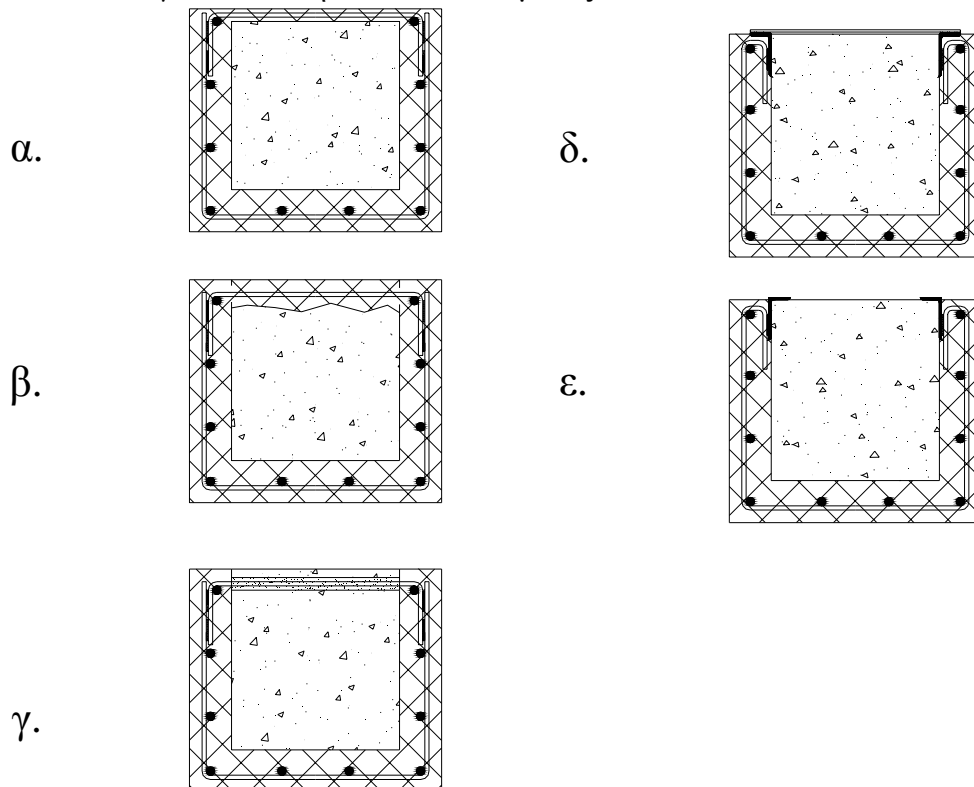


Σχήμα 1.14 Διαδικασίες απόληξης μανδύα στα στοιχεία θεμελίωσης

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 προηγείται η όλκιμη καμπτική αστοχία από την διατμητική), είναι σκόπιμο να εξετάζεται η περίπτωση κατασκευής μανδύα χωρίς σύνδεση με τις δοκούς των ορόφων. Τότε ο μανδύας τερματίζεται 30-50 mm χαμηλότερα από την στάθμη του πυθμένα των δοκών.

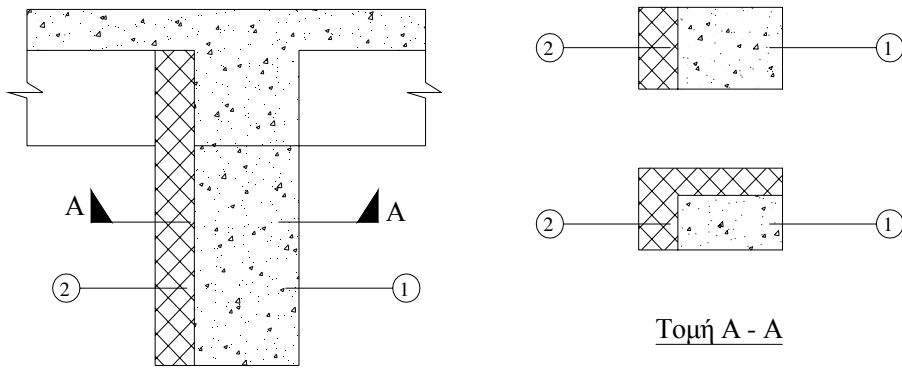
Ανοικτοί μανδύες

Στις περιπτώσεις που ο μανδύας δεν μπορεί να περιβάλλει ολόκληρη την διατομή όπως π.χ. σε υποστυλώματα που βρίσκονται στα όρια με άλλη οικοδομή, ο μανδύας λέγεται “ανοικτός”. Στο Σχήμα 1.15 παρουσιάζονται χρήσιμες διατάξεις που έχουν προταθεί για την περίπτωση που ο μανδύας περιβάλλει τρεις πλευρές του υποστυλώματος [20]. Σε κάθε περίπτωση απαιτείται ιδιαίτερη φροντίδα για την προετοιμασία της διεπιφάνειας και την συγκόλληση παλαιών και νέων οπλισμών. Επίσης απαιτούνται ξεχωριστά μέτρα για την διασφάλιση της λειτουργίας των συνδετήρων και της ανθεκτικότητάς τους στο χρόνο, ειδικότερα στην περίπτωση που δεν εγκιβωτίζονται σε σκυρόδεμα. Όταν ο μανδύας περιβάλλει μόνο μία ή δύο πλευρές του υποστυλώματος (Σχ.1.16), στην πραγματικότητα πρόκειται πλέον για επέκταση του υποστυλώματος.



- α. Νέοι συνδετήρες με εξωτερική ράβδο ή λάμα και συγκόλληση
- β,γ. Νέοι συνδετήρες με διαμπερές χάντρωμα ή τρύπα και συγκόλληση
- δ. Νέοι συνδετήρες συγκολλημένοι σε δύο γωνιακά (π.χ. L 50X10X5 mm) και εξωτερική λάμα
- ε. Νέοι συνδετήρες συγκολλημένοι σε δύο γωνιακά (π.χ. L 50X10X5 mm) στερεωμένα στο υποστυλώμα με βλήτρα.

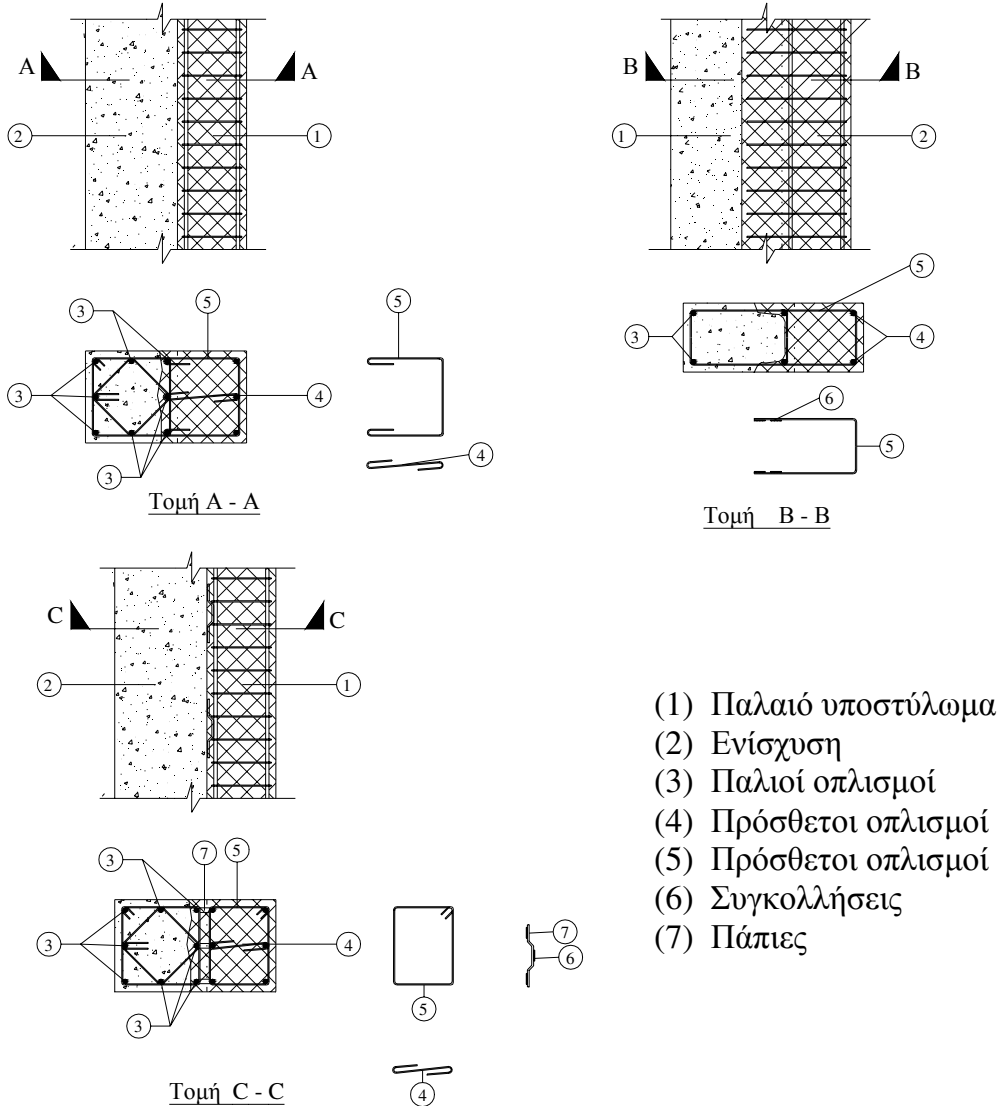
Σχήμα 1.15 Περιπτώσεις ανοικτών μανδύων



1. Υπάρχον υποστυλώμα
2. Επέκταση υποστυλώματος

Σχήμα 1.16 Μονόπλευρη ή δίπλευρη επέκταση υποστυλώματος

Στο Σχήμα 1.17 [56] παρουσιάζονται χρήσιμες διατάξεις για την περίπτωση μονόπλευρης επέκτασης. Ανάλογες διατάξεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για επέκταση του υποστυλώματος προς δύο πλευρές.



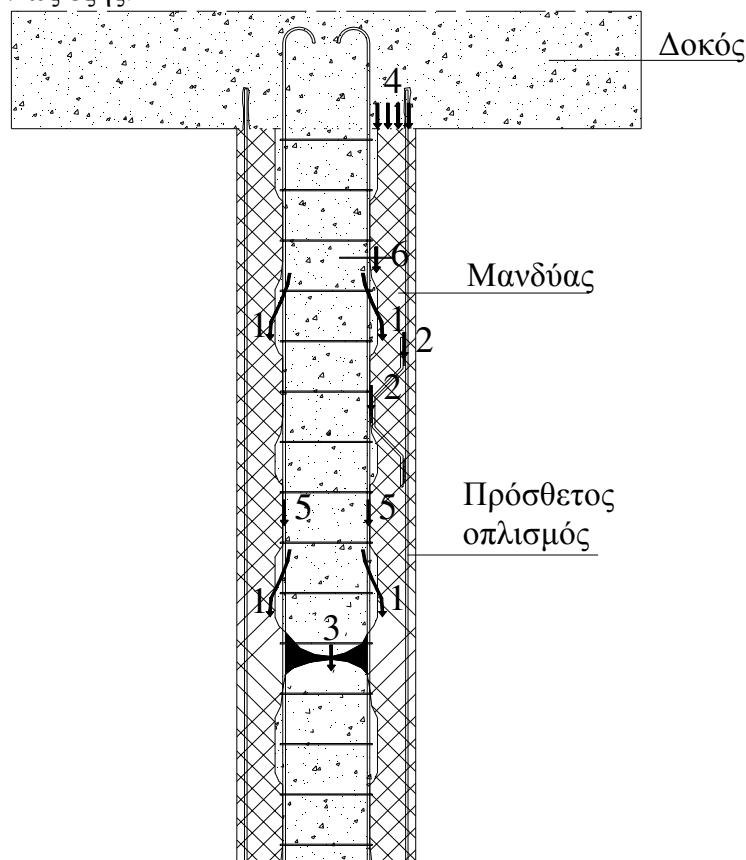
- (1) Παλιό υποστυλώμα
- (2) Ενίσχυση
- (3) Παλιοί οπλισμοί
- (4) Πρόσθετοι οπλισμοί
- (5) Πρόσθετοι οπλισμοί
- (6) Συγκολλήσεις
- (7) Πάπιες

Σχήμα 1.17 Λεπτομέρειες μονόπλευρης επέκτασης υποστυλώματος

Μεταφορά αξονικού φορτίου

Για την εκτίμηση του μεγέθους του αξονικού φορτίου που “μεταφέρεται” στους μανδύες υποστυλωμάτων όταν αφαιρεθεί η προσωρινή υποστύλωση ή όταν γενικά αυξηθεί το αξονικό φορτίο του παλαιού υποστυλώματος, έχει προταθεί ένα μαθηματικό προσομοίωμα απ’ όπου μπορούν να υπολογισθούν οι δυνάμεις και οι αντίστοιχες σχετικές ολισθήσεις στην διεπιφάνεια παλαιού-νέου σκυροδέματος. Οι υπολογιστικές σχέσεις που έχουν προταθεί μέχρι σήμερα [10,11,12,20] αναφέρονται μόνο στην 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 δείχνονται παραστατικά στο Σχήμα 1.18 [10] και μπορούν να περιγραφούν ως εξής:



Σχ. 1.18 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 στον μανδύα.

“Οδός” μεταφοράς 5: Μεταφορά δυνάμεων μέσω των παλαιών οπλισμών.

“Οδός” μεταφοράς 6: Μεταφορά δυνάμεων μέσω του μηχανισμού δράσης βλήτρου.

Για τις οδούς μεταφοράς δυνάμεων μέσω των “οδών” 1,2 και 6 περισσότερα μπορούν να αναζητηθούν αλλού [2,10], ενώ για τις “οδούς” 3,4 και 5 δεν έχει διατυπωθεί μέχρι σήμερα κάποιο αξιόπιστο φορμαλιστικό προσομοίωμα υπολογισμού.

Το αξονικό φορτίο N_f , που μεταβιβάζεται στον μανδύα μέσω του μηχανισμού τριβής πάνω από την βλάβη, όπως επίσης και αντίστοιχα κάτω από την βλάβη, μπορεί να εκτιμηθεί προσεγγιστικά:

$$\max N_f = 8 \mu f_{2t} t u_o$$

όπου:

μ είναι ο συντελεστής τριβής στην διεπιφάνεια παλαιού-νέου σκυροδέματος.

f_{2t} είναι η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα.

u_o είναι το μήκος του μανδύα που απαιτείται για να αναπτυχθεί η $\max N_f$.

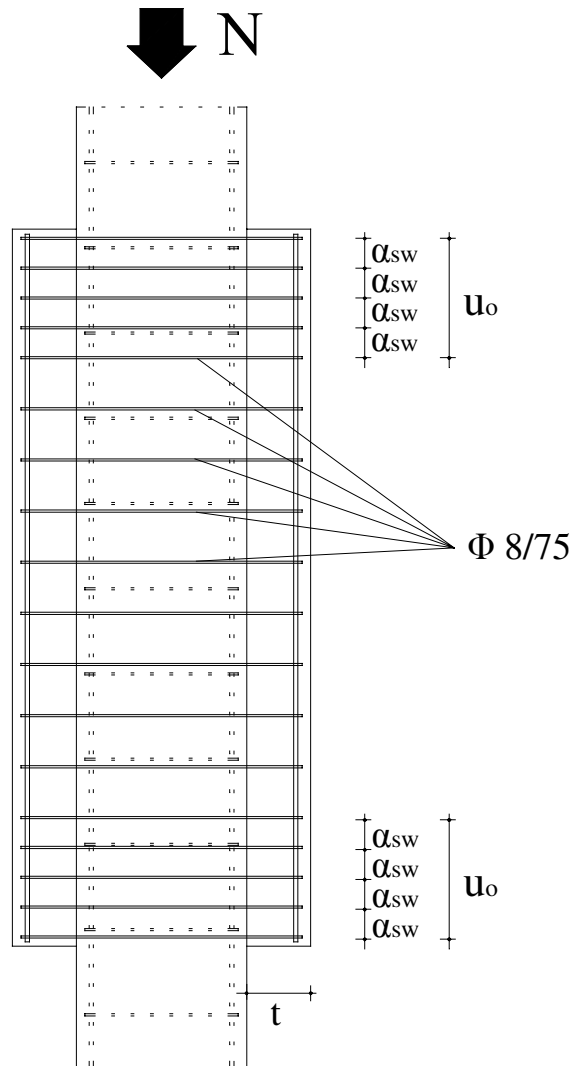
Έτσι αν:

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 την διάρκεια της επέμβασης

το μήκος του μανδύα u_o (Σχ.1.19) που απαιτείται για να μεταφερθεί το φορτίο $N_u - N_r$ εξ' ολοκλήρου μέσω του μηχανισμού τριβής, μπορεί να προσδιοριστεί από την σχέση:

$$u_o = \frac{N_u - N_r}{8 \mu f_{2t} t}$$



Σχήμα 1.19 Μόρφωση μανδύα

Στον [24] προτείνεται συντηρητικά, η εξασφάλιση της δυνατότητας μεταφοράς φορτίου από τους παλαιούς οπλισμούς προς τους νέους κατακόρυφους οπλισμούς του μανδύα, με χρήση ηλεκτροσυγκολλημένων συνδέσμων (αναρτήρων).

Πάντως αυτό κρίνεται απαραίτητο κυρίως στις περιπτώσεις ανοικτού μανδύα (ή μονόπλευρης επέκτασης του υποστυλώματος) ή όταν ο μανδύας χρειάζεται για συνεισφορά στη μεταφορά της αξονικής έντασης.

Το κατακόρυφο φορτίο (T_s) που μεταφέρεται μέσω λοξών συνδέσμων εκτιμάται από την σχέση :

$$T_s = \frac{\sum A_s \cdot E_s}{\sqrt{2} \cdot h_s} s_{cr}$$

όπου:

$\sum A_s$ είναι το εμβαδόν της συνολικής διατομής των λοξών σκελών των αναρτήρων.

E_s είναι το Μέτρο Ελαστικότητας του χάλυβα (των αναρτήρων).

$\sqrt{2} \cdot h_s$ είναι το μήκος κάθε λοξού σκέλους αναρτήρα με κλίση 45° (Σχ.1.20).

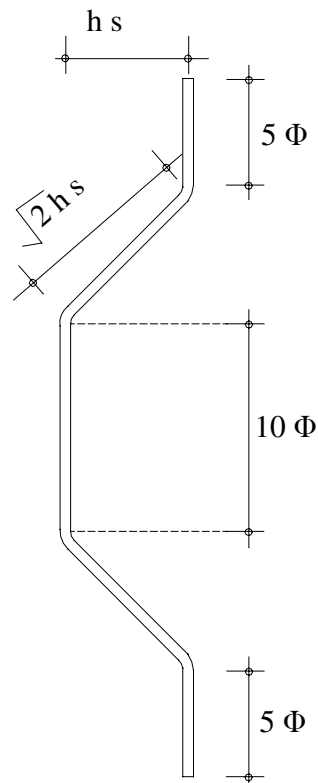
s_{cr} είναι η κρίσιμη τιμή της ολίσθησης στην διεπιφάνεια όταν μεγιστοποιείται η αντίσταση τριβής και μπορεί να ληφθεί ίση προς 0,15 mm.

Στις ακραίες περιοχές μήκους u_o το πλήθος των απαιτούμενων αναρτήρων (n_a) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση την φέρουσα ικανότητά τους.

$$N_u - N_r = n_a \left(14 \frac{A_s}{h_s} \right) \quad [\text{kN, mm}]$$

Πάντως η παραπάνω σχέση δίνεται στο (24), λιγότερο συντηρητικά ως:

$$N_u - N_r = n_a \left(20 \frac{A_s}{h_s} + 10 \right) \quad [\text{kN, mm}]$$



Σχήμα 1.20 Συνήθης μορφή αναρτήρων

Συνδετήρες μανδύα

Στις ακραίες περιοχές μήκους u_o (Σχ.1.19) πρέπει να διατάσσονται πυκνοί συνδετήρες που να αναλαμβάνουν τουλάχιστον την δύναμη που αντιστοιχεί στην εγκάρσια εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα [10,12].

Οι συνδετήρες που απαιτούνται γι' αυτό τον λόγο προσδιορίζονται από την σχέση:

$$\frac{A_{sw}^{\sigma}}{a_{sw}} \geq \frac{t \cdot f_{2t}}{f_{ywd}}$$

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

Στην 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 σπλισμοί από τοπικό λυγισμό [1,10].

Έλεγχος διεπιφάνειας

Ο έλεγχος της σύνδεσης στην διεπιφάνεια παλαιού-νέου σκυροδέματος γίνεται για κάθε πλευρά του υποστυλώματος θεωρώντας τον μανδύα ως ένα στοιχείο που συντίθεται από τέσσερις πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος (μια σε κάθε πλευρά). Για κάθε πλευρά εξασφαλίζεται ότι η διατμητική αντοχή στην διεπιφάνεια είναι μεγαλύτερη από την διατμητική ένταση. Αναλυτικά το θέμα αναπτύσσεται αλλού [2,3].

Διαστασιολόγηση

Στην περίπτωση ολόσωμων μανδύων οι διορθωτικοί συντελεστές προσομοιώματος (συντελεστές μονολιθικότητας) που προτείνονται στον [24] 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 από πειραματικά αποτελέσματα [8,36] έχει προκύψει ότι η συμπεριφορά υποστυλωμάτων ενισχυμένων με μανδύες σπλισμένου σκυροδέματος δεν διαφέρει σε αντοχή και δυσκαμψία από εκείνη των αντίστοιχων μονολιθικών. Ως εκ τούτου, οι παραπάνω προτεινόμενοι συντελεστές k_r , k_k 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. Στην δεύτερη ανάλυση η δυσκαμψία των υποστυλωμάτων εκτιμάται με την παραδοχή πλήρους μονολιθικής σύνδεσης μανδύα και

αρχικού υποστρώματος, 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:

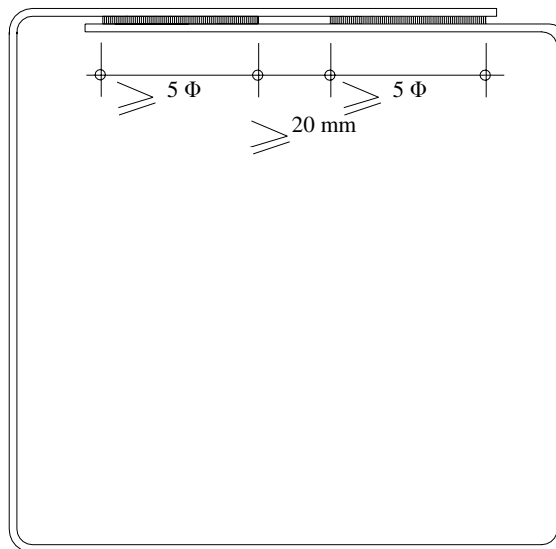
- Ελάχιστο πάχος μανδύα

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 Κανονισμού Σκυροδέματος [18] για τις επικαλύψεις ράβδων οπλισμού συγχρόνως με τις διατάξεις για την μορφή των αγκίστρων στα άκρα των συνδετήρων. Έτσι για μικρό πάχος μανδύα θα πρέπει τα άκρα των συνδετήρων να ηλεκτροσυγκολλούνται (Σχ.1.21) σε εναλλασσόμενες πλευρές του υποστρώματος.



Σχήμα 1.21 Μορφή συνδετήρα με ηλεκτροσυγκολλημένα άκρα

- Ελάχιστοι νέοι κατακόρυφοι οπλισμοί και ελάχιστοι συνδετήρες : Ισχύουν οι κατασκευαστικές διατάξεις υποστρώματων σύμφωνα με Κανονισμό Μελέτης Κατασκευών Σκυροδέματος [17]. Στην περιοχή της βλάβης τίθενται συνδετήρες τουλάχιστον $\Phi 8/75$ mm.
- Ως ελάχιστοι διατμητικοί σύνδεσμοι στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος μπορούν να χρησιμοποιηθούν βλήτρα από χάλυβα S500_s εμβαδού διατομής:

$$A_{sd} = \rho_{\delta, \min} A_{c\delta}$$

όπου

$$\rho_{\delta, \min} = \max(\rho_{w, \min}^{\text{οπλ. διατμ.}}, 0,12\%) \quad [2]$$

$\rho_{w, \min}^{\text{οπλ. διατμ.}}$ είναι το ελάχιστο ποσοστό διάτμησης δοκών που δίνεται από τον Κανονισμό για την Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα [17]

$A_{c\delta}$ είναι το εμβαδόν της διατομής της διεπιφάνειας.

Οι αποστάσεις (S) των βλήτρων πρέπει να ικανοποιούν την σχέση:

$$S \leq \min(6h_{\min}, 800\text{mm})$$

όπου

h_{\min} είναι το μικρότερο από τα πάχη των δύο στοιχείων που έρχονται σε επαφή.

Εναλλακτικά μπορούν να γίνουν ηλεκτροσυγκολλήσεις των διαμήκων ράβδων με την προϋπόθεση ότι η διατμητική αντίσταση είναι ίδιου μεγέθους με αυτήν των ελαχίστων βλήτρων.

- Η αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα πρέπει να είναι τουλάχιστον μία κατηγορία μεγαλύτερη αυτής του παλαιού υποστυλώματος.
- Το εμβαδόν της διατομής του μανδύα δεν θα πρέπει να ξεπερνά το διπλάσιο το εμβαδού της διατομής του αρχικού υποστυλώματος ($A_{c2} \leq 2A_{c1}$).
- Τα όρια του μανδύα πρέπει να φθάνουν σε απόσταση από τα όρια της βλάβης τουλάχιστον μιάμιση φορά την μεγαλύτερη διάσταση του παλαιού υποστυλώματος.
- Στην περίπτωση που απαιτείται επισκευή του υποστυλώματος κοντά στον κόμβο, εξετάζεται η δυνατότητα επέκτασης του μανδύα στον γειτονικό όροφο.

5.4.2 Επισκευές – Ενισχύσεις τοιχωμάτων

Οι τεχνικές που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για επισκευές και ενισχύσεις τοιχωμάτων είναι αντίστοιχες αυτών που αναφέρθηκαν για τα υποστυλώματα.

5.4.2.1 Επισκευές τοιχωμάτων

Για τις επισκευές τοιχωμάτων ισχύουν οι ίδιες ακριβώς τεχνικές που αναπτύχθηκαν για τα υποστυλώματα, χωρίς καμία διαφοροποίηση, είτε αναφερόμαστε σε περιπτώσεις τοιχωμάτων με ελαφριές βλάβες, οπότε χρησιμοποιούνται κόλλες 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 κάτι τι μικρότερη δυσκαμψία από αυτή του μονολιθικού.

Δηλαδή: $k_r = 1,0$ $k_k = 0,9 \sim 1,0$

Για την διαστασιολόγηση του τοιχώματος είναι σκόπιμο κατά την ανάλυση να θεωρείται συντηρητικά $k_k = 1,0$.

5.4.2.2 Ενισχύσεις τοιχωμάτων

Η τεχνική της περίσφιγξης και η τεχνική των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος που περιγράψαμε για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων, μπορούν να εφαρμοστούν και σε τοιχώματα μετά από κατάλληλες αναπροσαρμογές.

5.4.2.2.1 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 μανδύων με ινοπλισμένα πολυμερή και την τεχνική του μεταλλικού κλωβού. Η τεχνική των μανδύων 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 κόλλα.

(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.1.10).

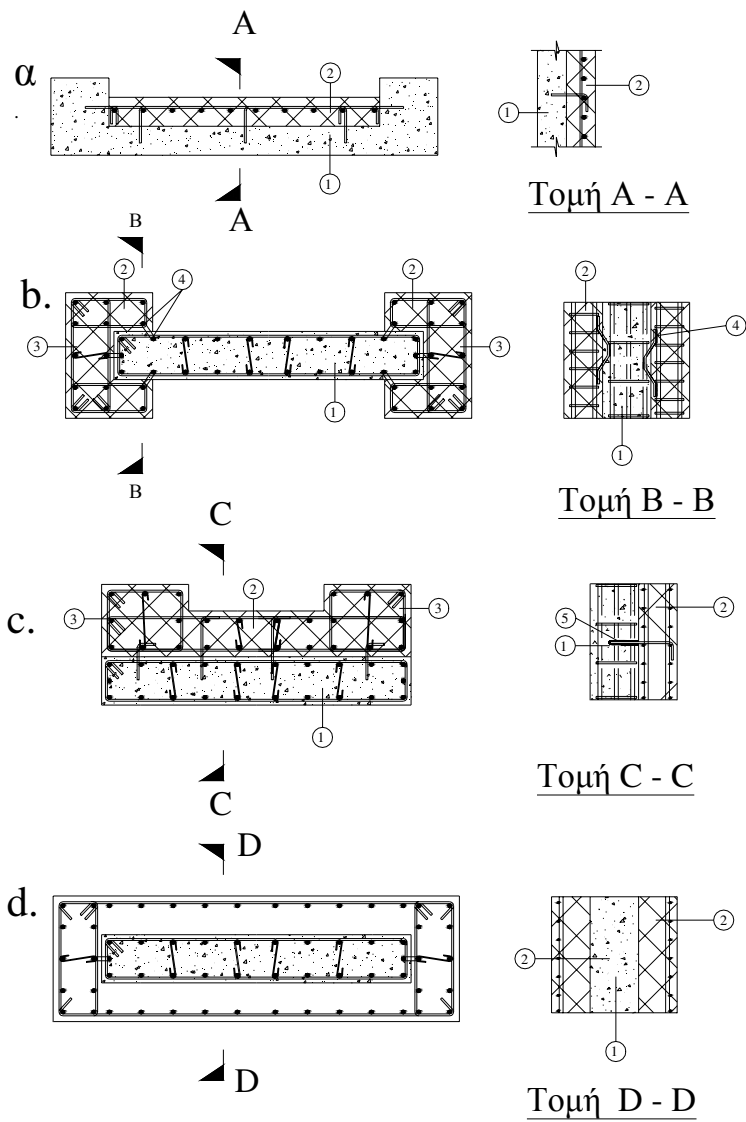
5.4.2.2 Ενίσχυση τοιχωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Η τεχνική των μανδύων 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 1.22 [56].

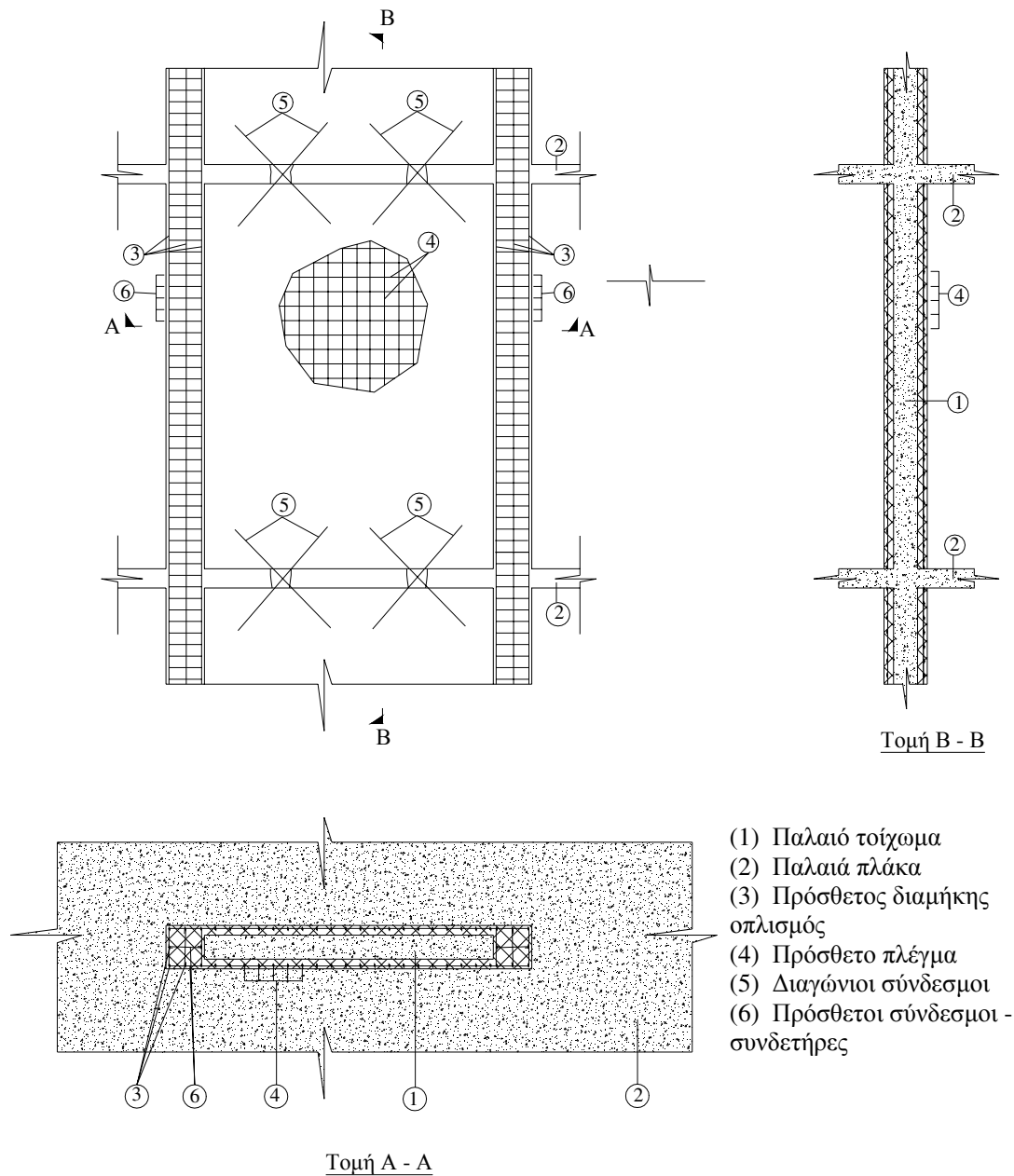
Η περίπτωση α μπορεί να χρησιμοποιηθεί όταν επιδιώκεται ελαφρά διατμητική ενίσχυση του τοιχώματος, ενώ η περίπτωση b χρησιμοποιείται όταν επιδιώκεται καμπτική ενίσχυση. Εξ' άλλου οι περιπτώσεις c και d εφαρμόζονται όταν επιδιώκεται συγχρόνως διατμητική και καμπτική ενίσχυση του τοιχώματος. Πάντως προτιμότερη μορφή είναι αυτή που ο μανδύας περιβάλλει το παλαιό τοίχωμα όπως η περίπτωση d στο Σχήμα 1.22, 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 1.23 [56].



- (1) Παλιό τοίχωμα
- (2) Νέα επένδυση Ο.Σ.
- (3) Ακραίες ενισχύσεις
- (4) Συγκολλήσεις
- (5) Αγκυρώσεις με εποξειδικές ρητίνες

Σχήμα 1.22 Ενίσχυση τοιχωμάτων με μανδύες.



Σχήμα 1.23 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 [24] 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 την

δυσκαμψία θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές που έχουν αναφερθεί για τους μανδύες υποστυλωμάτων.

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 $k_k = 0,70$. Στην 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 τον 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 την 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 :

$$V_{res} = \frac{K_{res}}{K_{res} + K_n} V_d$$

$$V_n = \frac{K_n}{K_{res} + K_n} V_d$$

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 [11].

$$\frac{V_R - V_{R,res}}{V_R} = \frac{0,25 (1 - \omega_w)^{0,5} (1 - \rho_1) \delta^{0,7 + v_d} (n - 1)^{0,25}}{1 + 1,5 \alpha_s^2}$$

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 υποστυλωμάτων”).

δ είναι η ανηγμένη πλαστική μετακίνηση του τοιχώματος που επιβλήθηκε από τον σεισμό που προκάλεσε την βλάβη: δ = μετακίνηση τοιχώματος/μετακίνηση στο όριο διαρροής.

n είναι ο αριθμός των ενεργών πλήρων κύκλων του σεισμού, σε μετακινήσεις μεγέθους δ .

v_d είναι το ανηγμένο αξονικό φορτίο του τοιχώματος : $v_d = \frac{N_d}{b_w \cdot l_w \cdot f_c}$

α_s είναι ο λόγος διάτμησης του τοιχώματος : $\alpha_s = \frac{M_d}{V_d \cdot l_w}$

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 την συνήθη περίπτωση που το αρχικό τοίχωμα επισκευάζεται πριν από την ενίσχυση του (με κόλλες και επισκευαστικά κονιάματα) μπορεί να θεωρηθεί:

$$V_{R, \text{res}} = V_R$$

Χρησιμοποιώντας τους διορθωτικούς συντελεστές προσομοιώματος για την αντοχή, ο έλεγχος του επισκευασμένου/ενισχυμένου τοιχώματος σε τέμνουσα μπορεί να γίνει με τις παρακάτω σχέσεις:

- Έλεγχος λοξής θλίψης

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = k_r V_{Rd2}^{monol}$$

- Έλεγχος οπλισμού διάτμησης

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = k_r V_{Rd3}^{monol} = k_r (V_{cd}^{monol} + V_{wd}^o + V_{wd}^n)$$

όπου τα μεγέθη:

$V_{Rd2}^{monol}, V_{Rd3}^{monol}$ και V_{cd}^{monol} αναφέρονται στην μονολιθική διατομή.

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 την δεύτερη εξίσωση. Επειδή μάλιστα η V_{wd}^n δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από V_{sd} , τελικά λαμβάνεται:

$$V_{wd}^n \geq \min \left(\frac{V_{sd}}{k_r} - V_{cd}^{monol} - V_{wd}^o, V_{sd} \right)$$

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 Κανονισμού Σκυροδέματος [17].
- Ως ελάχιστοι διατμητικοί σύνδεσμοι στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος μπορούν να χρησιμοποιηθούν βλήτρα από χάλυβα S500_s εμβαδού διατομής:

$$A_{sd} = \rho_{\delta, \text{min}} A_{c\delta}$$

όπου

$$\rho_{\delta, \text{min}} = \max \left(\rho_{w, \text{min}}^{\text{οπλ. διατμ.}}, 0,12\% \right) \quad [2]$$

$\rho_{W,\min}^{οπλ.διατμ.}$ είναι το ελάχιστο ποσοστό διάτμησης δοκών που δίνεται από τον Κανονισμό για την Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα [17].

$A_{cδ}$ είναι το εμβαδόν της διατομής της διεπιφάνειας.

Οι αποστάσεις (S) των βλήτρων πρέπει να ικανοποιούν την σχέση:

$$S \leq \min (6h_{\min} , 800mm)$$

όπου

h_{\min} είναι το μικρότερο από τα πάχη των δύο στοιχείων που έρχονται σε επαφή.

Εναλλακτικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν και άλλοι διατμητικοί σύνδεσμοι ίσης διατμητικής αντίστασης.

Σε μονόπλευρους μανδύες είναι προτιμότερο να τίθενται δίτμητα βλήτρα μορφής Π .

Σε αμφίπλευρους μανδύες τα βλήτρα πρέπει να είναι διαμπερή. Ευθύγραμμα τμήματα ράβδων χάλυβα τοποθετούνται στις οπές που έχουν διανοιγεί στο τοίχωμα και στην συνέχεια εάν (ως συνήθως) το πάχος του μανδύα είναι μικρότερο από το 10πλάσιο 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 κόλλα.

5.4.3 Επισκευές-Ενισχύσεις δοκών και πλακών

Οι επισκευές και οι ενισχύσεις δοκών και πλακών, ακολουθούν αντίστοιχες τεχνικές με αυτές που αναφέρθηκαν για τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα.

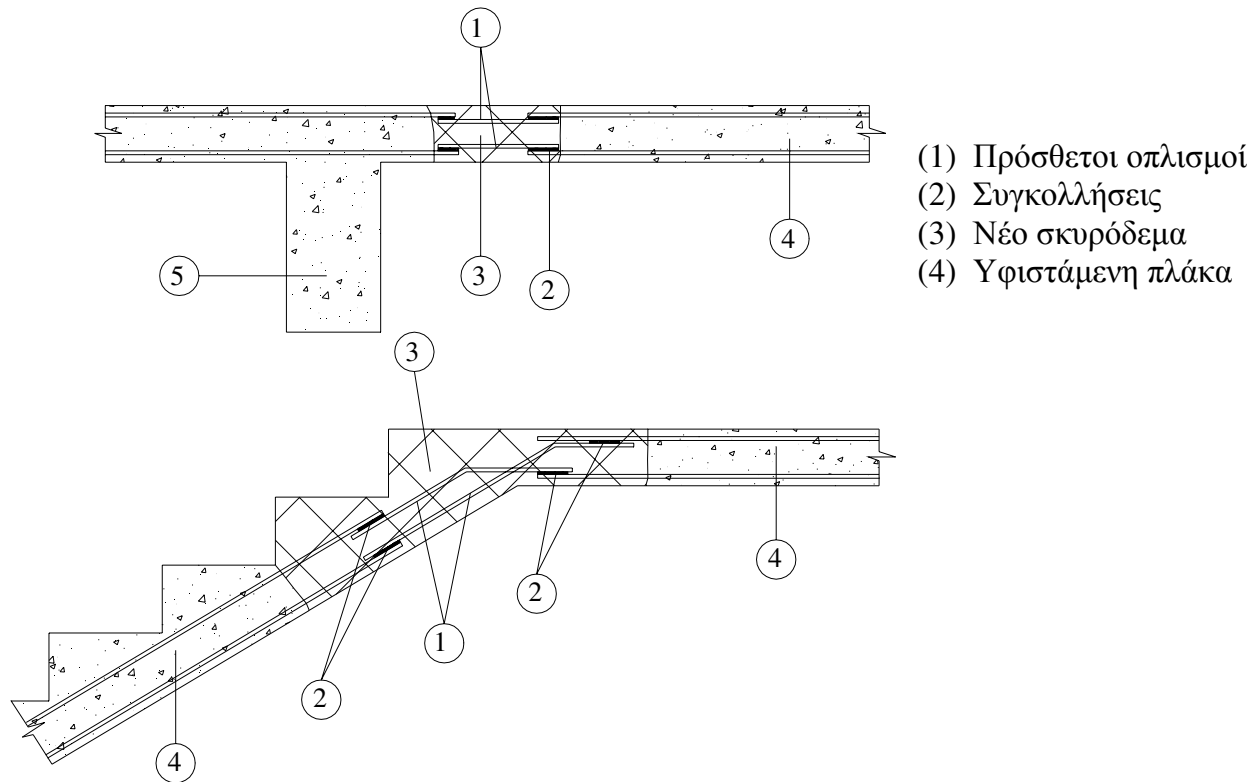
Στην περίπτωση σεισμικής έντασης οι βλάβες συνήθως συγκεντρώνονται στην περιοχή του κόμβου υποστυλώματος δοκού. Έτσι η επέμβαση στις δοκούς αποτελεί συνήθως μέρος μιας συνολικής επέμβασης που κυρίως αφορά τα κατακόρυφα στοιχεία και τον κόμβο.

5.4.3.1 Επισκευή δοκών και πλακών

Για τις επισκευές δοκών και πλακών, χρησιμοποιούνται ανάλογα με το βαθμό βλάβης είτε η τεχνική των ενέσεων κόλλας και των επισκευαστικών κονιαμάτων (για ελαφρές βλάβες) είτε η τεχνική της αποκατάστασης ίσης διατομής (για βαριές βλάβες).

Στο Σχήμα 1.24 παρουσιάζονται δύο χαρακτηριστικές περιπτώσεις της δεύτερης περίπτωσης [56].

Οι διαδικασίες εφαρμογής των παραπάνω τεχνικών έχουν ήδη περιγραφεί για την περίπτωση των υποστυλωμάτων και δεν θα επαναληφθούν. Η δυσκαμψία και η αντοχή της επισκευασμένης δοκού αποκαθίσταται σχεδόν πλήρως. Έτσι οι διορθωτικοί συντελεστές προσομοιώματος μπορούν να θεωρηθούν ίσοι με την μονάδα. Δηλαδή: $k_t=k_k=1,0$



Σχήμα 1.24 Επισκευή με την τεχνική αποκατάστασης ίσης διατομής

5.4.3.2 Ενίσχυση δοκών και πλακών

Οι τεχνικές ενίσχυσης των δοκών διακρίνονται ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο, σε αυτές που στοχεύουν είτε στην αύξηση της καμπτικής αντοχής (που χρησιμοποιούνται και στις περιπτώσεις πλακών) είτε στην αύξηση της διατμητικής αντοχής είτε και στα δύο.

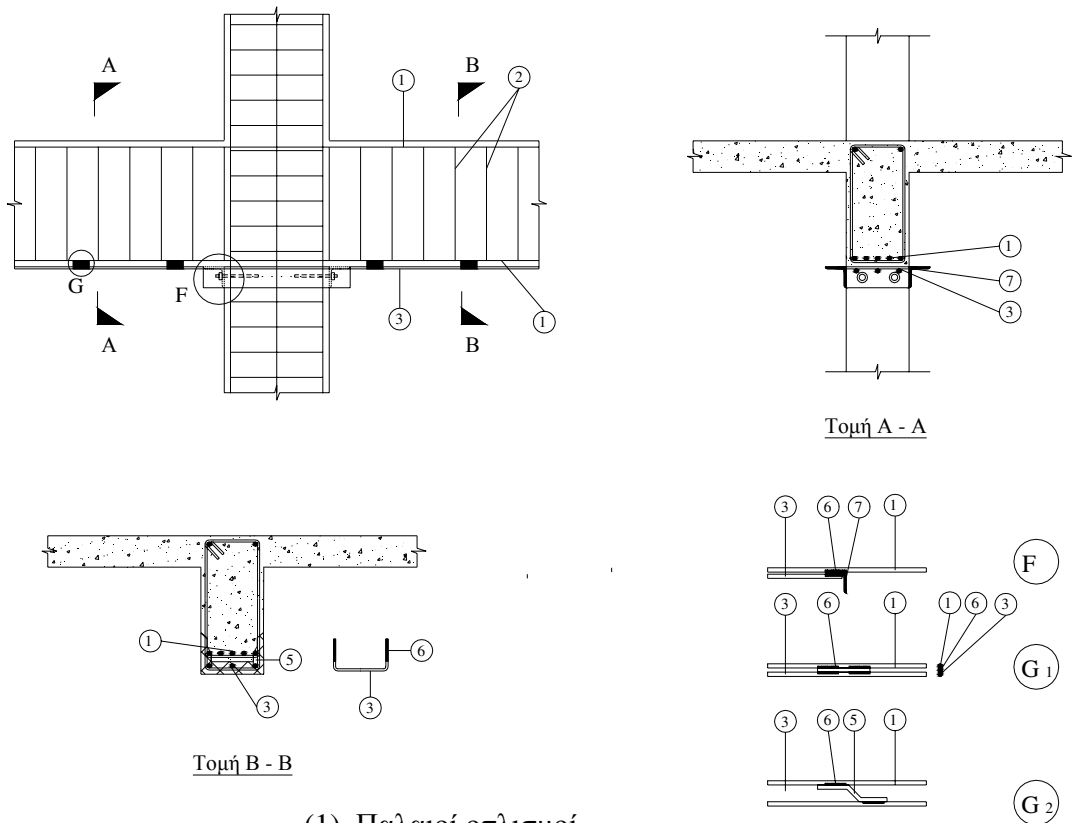
5.4.3.2.4 Καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος

Η τεχνική αυτή, εφαρμόζεται συχνά για ισχυρές ενισχύσεις δοκών ή πλακών στο εφελκόμενο πέλμα. Μερικές φορές επίσης εφαρμόζεται και για ενισχύσεις στο θλιβόμενο πέλμα [30,32]. Μερικές φορές επίσης εφαρμόζεται και για ενίσχυση στο θλιβόμενο πέλμα [33].

Η ενίσχυση στο εφελκόμενο 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 την 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. Εξ' άλλου 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.

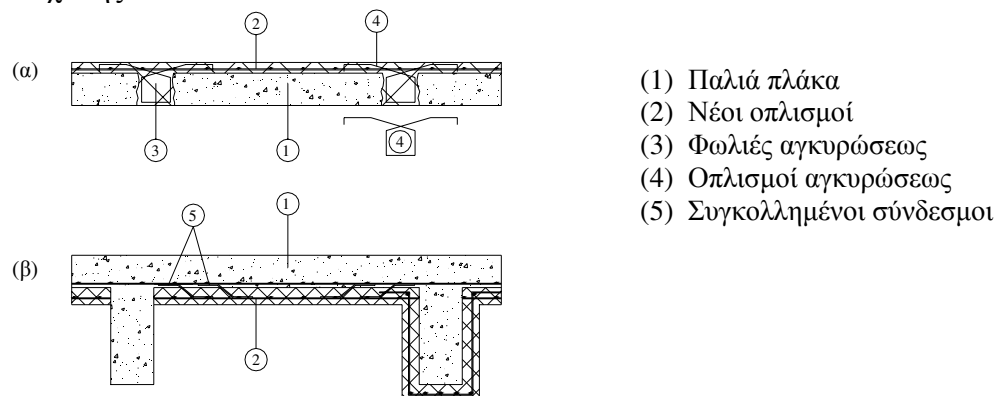
Στο Σχήμα 1.25 παρουσιάζεται μία εφαρμογή της τεχνικής για ενίσχυση στο κάτω πέλμα μίας δοκού, όπου γίνεται χρήση παρεμβλημάτων. Ανάλογα με το πάχος της νέας στρώσης τα παρεμβλήματα μπορεί να είναι είτε απλές καβίλιες (λεπτομέρεια G1) είτε ράβδοι σε σχήμα Z (λεπτομέρεια G2).



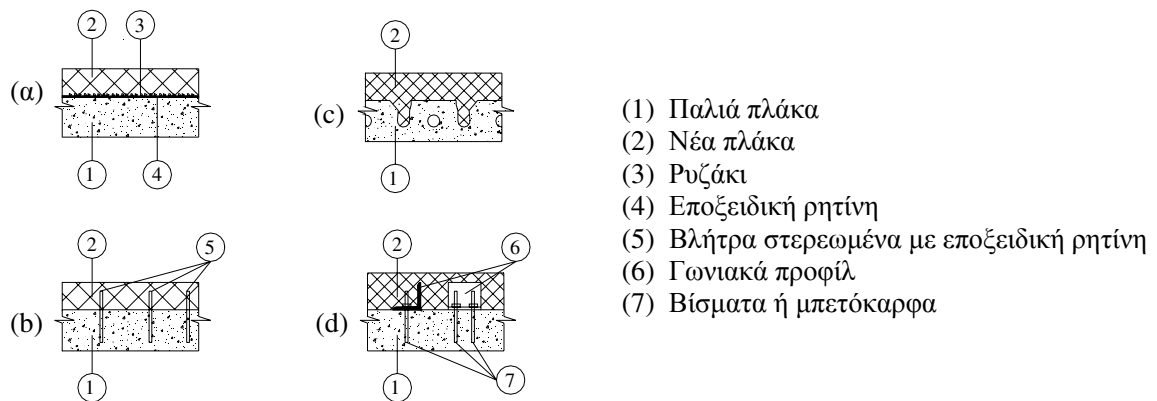
- (1) Παλαιοί οπλισμοί
- (2) Παλαιοί συνδετήρες
- (3) Πρόσθετος διαμήκης οπλισμός
- (4) Πρόσθετοι συνδετήρες
- (5) Παρεμβλήματα (καβίλια ή σχήματος Z)
- (6) Συγκόλληση
- (7) Κολλάρο απο γωνιακά

Σχήμα 1.25 Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού.

Στα Σχήματα 1.26 και 1.27 παρουσιάζονται εναλλακτικοί τρόποι εφαρμογής της τεχνικής για περιπτώσεις ενίσχυσης πλακών.



Σχήμα 1.26 Ενίσχυση πλακών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος
(α) στο πάνω πέλμα, (β) στο κάτω πέλμα



Σχήμα 1.27 Ενίσχυση πλακών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος. Εναλλακτικοί τρόποι σύνδεσης στην διεπιφάνεια.

Διαστασιολόγηση

Η δοκός διαστασιολογείται ως εάν ήταν μονολιθική, λαμβάνοντας υπόψη τους παρακάτω μειωτικούς συντελεστές προσομοιώματος που προτείνονται στον [24]:

$$k_r = 0,9 \quad , \quad k_k = 0,85$$

Για πλάκες λαμβάνεται $k_k = k_r = 1,0$

Για τον έλεγχο της σύνδεσης στην διεπιφάνεια παλαιού-νέου σκυροδέματος αγνοείται η ολίσθηση και εξασφαλίζεται ότι η διατμητική αντοχή είναι μεγαλύτερη από την διατμητική ένταση. Αναλυτικότερα το θέμα αναπτύσσεται αλλού [2].

Μία αναλυτική διαδικασία κατά την οποία λαμβάνεται υπόψη, η σχετική ολίσθηση στην διεπιφάνεια παλαιού-νέου σκυροδέματος μπορεί να αναζητηθεί στην βιβλιογραφία [29,32,34,35].

Κατασκευαστικές διατάξεις

Ισχύουν εν γένει οι κατασκευαστικές διατάξεις, όπως αναφέρονται στον Κανονισμό Σκυροδέματος [17].

Τα χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης των νέων υλικών δεν πρέπει να υπολείπονται των χαρακτηριστικών του αρχικού στοιχείου.

Στον [24] προτείνεται όπως η αύξηση της καμπτικής αντοχής της δοκού ή της πλάκας να μην ξεπερνάει την αρχική αντοχή του στοιχείου.

Ως ελάχιστοι διατμητικοί σύνδεσμοι στην διεπιφάνεια τοποθετούνται χαλύβδινα βλήτρα σύμφωνα με ότι αναφέρθηκε στην περίπτωση των υποστυλωμάτων ή γίνονται ηλεκτροσυγκολλήσεις ράβδων με ίση αντίσταση.

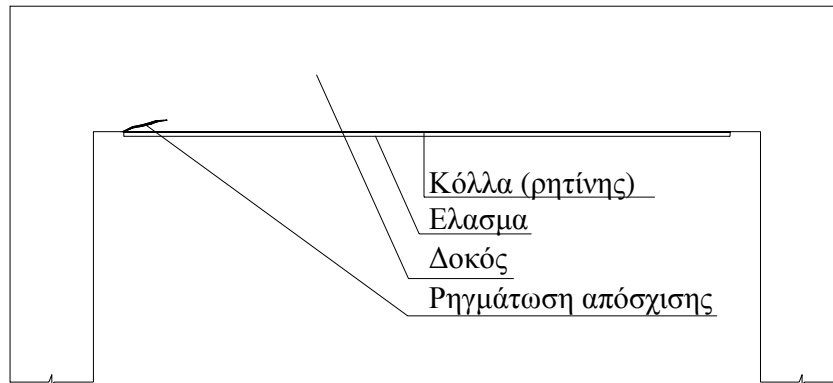
5.4.3.2 Καμπτική ενίσχυση με επικολλητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή

Η χρήση επικολλητών φύλλων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRP), ως εξωτερικού οπλισμού στο εφελκόμενο πέλμα δοκών ή πλακών, είναι μία πρακτική τεχνική με την οποία επιτυγχάνεται η αύξηση της καμπτικής αντοχής των παραπάνω στοιχείων. Επιπλέον επιτυγχάνεται σημαντική αύξηση της καμπτικής ακαμψίας και μείωση των παραμορφώσεων και της αναμενόμενης ρηγμάτωσης.

Η κυριότερη αδυναμία της τεχνικής βρίσκεται στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων των φύλλων. Η πρόωγη αστοχία των άκρων με απόσχιση στη γειτονική προς το έλασμα περιοχή σκυροδέματος (Σχ.1.28) και η ευαισθησία διάβρωσής τους στην περίπτωση χρήσης χάλυβα

είναι τα βασικά μειονεκτήματα της μεθόδου που οφείλονται στην υψηλή συγκέντρωση τάσεων στην περιοχή.

Εδώ συνοψίζοντας τις σχετικές αναφορές, μπορούν να διακριθούν δύο βασικοί έλεγχοι που αφορούν την περιοχή αγκύρωσης στα άκρα των επικολλητών φύλλων. Ο πρώτος στοχεύει στην εξασφάλιση επαρκούς μήκους αγκύρωσης πέραν της περιοχής που απαιτείται καμπτική ενίσχυση.



Σχήμα 1.28 Εικόνα αστοχίας ακραίας περιοχής δοκού ενισχυμένης με επικολλητά φύλλα

Ο δεύτερος αφορά τον έλεγχο της συγκέντρωσης καμπτικών και διατμητικών τάσεων στην περιοχή των άκρων, λόγω της ύπαρξης πέρατος, δηλαδή λόγω της ασυνέχειας του επικολλητού φύλλου. Συνήθως ελέγχονται οι διατμητικές τάσεις της περιοχής. Όμως επειδή στην πραγματικότητα υπάρχουν συγχρόνως καμπτικές και διατμητικές τάσεις φαίνεται πιο λογικό να πρέπει να ελεγχθεί η αλληλεπίδραση των δύο εντάσεων.

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 [52] 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.

Ενίσχυση με επικολλητά ελάσματα

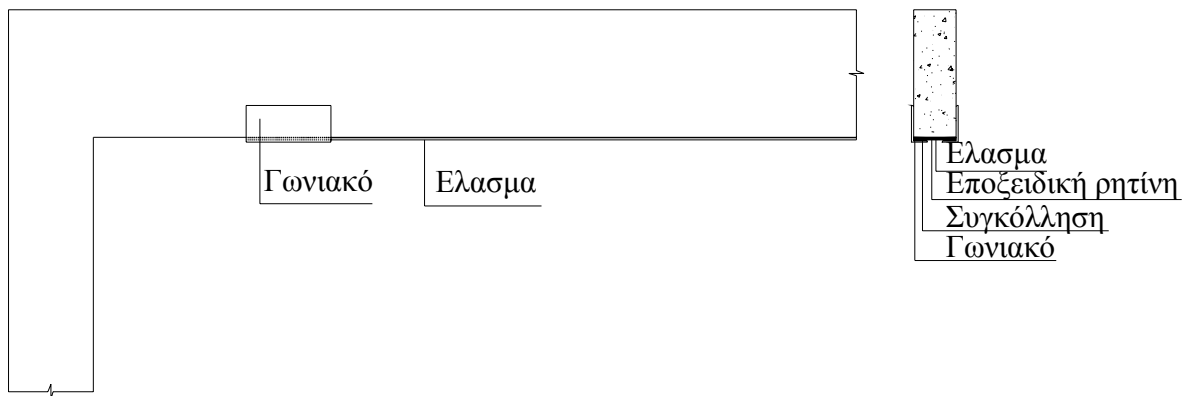
Η διαστασιολόγηση δομικών στοιχείων ενισχυμένων με επικολλητά ελάσματα γίνεται όπως και στα συμβατικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Στην περίπτωση αυτή συνυπολογίζονται οι “παλαιοί” υπάρχοντες οπλισμοί και οι “νέοι” (υπό μορφήν ελασμάτων) πρόσθετοι, χρησιμοποιώντας ένα μέσο στατικό ύψος.

Η διαδικασία προσδιορισμού του απαιτούμενου μήκους αγκύρωσης, όπως και ο έλεγχος των διατμητικών τάσεων απόσχισης και της αλληλεπίδρασης διατμητικής και καμπτικής έντασης στις περιοχές πέρατος του ελάσματος μπορεί να αναζητηθεί αλλού [2,3].

Κατασκευαστικές διατάξεις

Συνοψίζοντας κατασκευαστικές διατάξεις που έχουν διατυπωθεί στην βιβλιογραφία για τα επικολλητά ελάσματα, προτείνονται τα εξής:

- Το μήκος αγκύρωσης του ελάσματος δεν πρέπει να είναι μικρότερο από το $\max(200\text{mm}, 140/b_1, 200t_1)$ όπου b_1 και t_1 το πλάτος και το πάχος του ελάσματος σε mm.
- Το πάχος των ελασμάτων ενίσχυσης να είναι μικρό για να αποφεύγεται η πρόωρη αστοχία στην 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 [54]. Εξάλλου η χρήση ελασμάτων με μικρό πάχος επιτρέπει την καλύτερη σύνδεση με την δοκό αφού 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 αδιάστατο ύψος της θλιβόμενης ζώνης $\xi = \chi / d$ να είναι μικρότερο από 0,40 (57).
- Απαιτείται η χρήση κατάλληλων ειδικών διατάξεων αγκύρωσης των άκρων. Ικανοποιητικά πειραματικά αποτελέσματα προέκυψαν όταν χρησιμοποιήθηκαν ειδικά επικολλητά γωνιακά αγκύρωσης, συγκολλημένα στα ελάσματα και στις παρειές της δοκού (Σχ.1.29).



Σχήμα 1.29 Ειδικά επικολλητά γωνιακά αγκύρωσης

- Οι αγκυρώσεις των άκρων να είναι κοντά στις στηρίξεις. Όμως το συμπέρασμα αυτό έχει προκύψει από έρευνα που αφορούσε αμφιερίστους δοκούς, και δεν έχει αξιολογηθεί περισσότερο. Είναι επομένως πιθανό, γενικεύοντας, να σημαίνει ότι χρειάζεται να γίνονται κοντά στα σημεία μηδενισμού των ροπών.
- Η χρησιμοποιούμενη κόλλα σύνδεσης να έχει πλαστική συμπεριφορά. Έτσι επιτρέπεται καλύτερη κατανομή των τάσεων στην περιοχή αγκύρωσης.
- Ο βαθμός ενίσχυσης του στοιχείου ($\Delta M_{do}/M_{do}$) συνιστάται να μην ξεπερνάει τη μονάδα.

Ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή

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 [6,15]:

- Στην κατάσταση οριακής φέρουσας ικανότητας ο οπλισμός ενίσχυσης (σύνθετων υλικών) δεν “διαρρέει” όπως ο χάλυβας, αλλά παραμορφώνεται ελαστικά, φθάνοντας σε μεγάλη παραμόρφωση. Η παραμόρφωση αυτή εξαρτάται βασικά από την ικανότητα του σκυροδέματος (δηλαδή 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 διαδικασία που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον έλεγχο κάμψης, στοιχείων (δοκών ή πλακών) που έχουν ενισχυθεί με σύνθετα υλικά (FRP) στο εφελκυσμένο πέλμα, είναι ίδια με αυτή που χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό (συμβατικών) διατομών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Όμως τώρα, επιπλέον θα πρέπει να θεωρηθεί ότι τα σύνθετα υλικά δεν μπορούν να ξεπεράσουν μία οριακή παραμόρφωση $\varepsilon_{f,lim}$ της τάξεως του 50% της παραμόρφωσης θραύσης τους.

Συχνά λαμβάνεται $\varepsilon_{f,lim} = 6‰$. Πάντως η τιμή αυτή δεν θα πρέπει να θεωρηθεί οριστική επειδή το θέμα είναι ακόμα υπο διερεύνηση.

Επομένως, οι δύο οριακές καταστάσεις αστοχίας για διατομές σκυροδέματος $\varepsilon_{c2} = 3,5‰$ και $\varepsilon_{s1} = 20‰$ που προβλέπονται στον Κανονισμό Σκυροδέματος [17] αντικαθίστανται από τις $\varepsilon_{c2} = 3,5‰$ και $\varepsilon_f = 6‰$ [2,3].

Η παραπάνω διαδικασία προϋποθέτει ότι τα άκρα των εξωτερικών οπλισμών εξασφαλίζονται έναντι πρόωρης αποκόλλησης. Προς τον σκοπό αυτό απαιτείται επαρκές μήκος αγκύρωσης (l_b) των εξωτερικών οπλισμών. Η διαδικασία προσδιορισμού του απαιτούμενου μήκους αγκύρωσης και ο έλεγχος των διατμητικών τάσεων απόσχισης, στα άκρα μπορεί να αναζητηθεί αλλού [15].

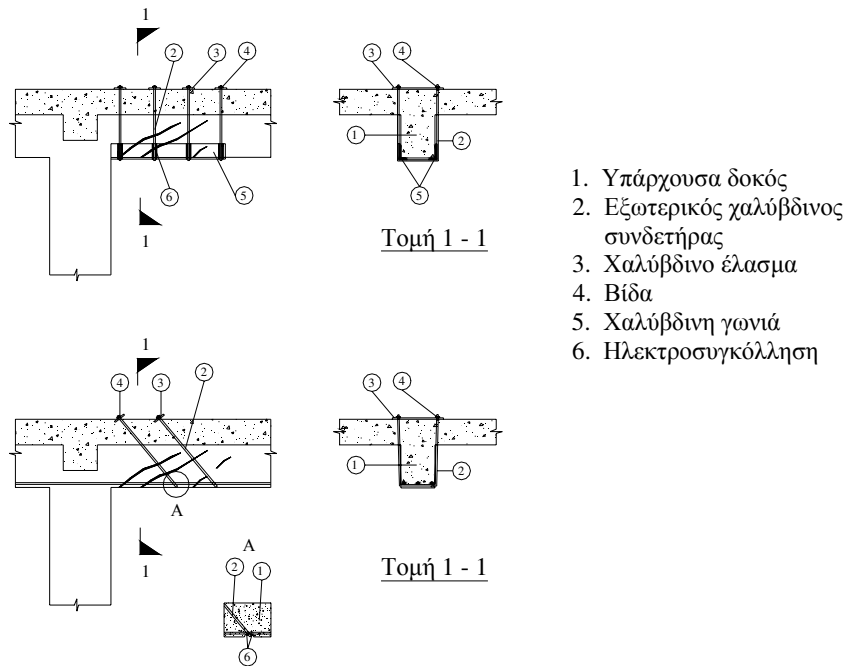
Κατασκευαστικές διατάξεις-συστάσεις

Ειδικά μέτρα εξασφάλισης της αγκύρωσης, ανάλογα με αυτά που χρησιμοποιούνται για τα επικολλητά ελάσματα (Σχ.1.29) μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην περίπτωση ανεπάρκειας του μήκους αγκύρωσης.

Η εφαρμογή της τεχνικής ενίσχυσης στοιχείων με επικολλητά φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή, προϋποθέτει ότι το στοιχείο χωρίς οπλισμό ενίσχυσης μπορεί να φέρει ασφαλώς τον συνδυασμό των οιονεί-μονίμων φορτίων ($G+\psi_2Q$) για να μην αστοχήσει σε περίπτωση απρόβλεπτης έντονης δράσης (π.χ. πυρκαγιά).

5.4.3.2.3 Διατμητική ενίσχυση δοκών με εξωτερικά στοιχεία

Στην πράξη, πολλές φορές, εφαρμόζονται διάφορες τεχνικές διατμητικής ενίσχυσης δοκών χρησιμοποιώντας είτε μεταλλικά στοιχεία που περισφίγγουν εξωτερικά την δοκό όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.30 [56] είτε επικολλητά φύλλα από χάλυβα.



Σχήμα 1.30 Διατμητική ενίσχυση με εξωτερικά μεταλλικά στοιχεία

Σήμερα έχει αρχίσει να επεκτείνεται η χρήση των επικολλητών φύλλων από ινοπλισμένα πολυμερή. Η τεχνική μπορεί να εφαρμόζεται είτε με επικόλληση των φύλλων στις δύο απέναντι παρειές της δοκού όπως φαίνεται στα Σχήματα 1.31 και 1.32^α, [13] είτε ακόμη καλύτερα, με την μορφή μανδύων που συνήθως είναι ανοικτής μορφής (Σχήμα 1.32β,γ). Σημειώνεται, πάντως ότι η τεχνική μπορεί να εφαρμοστεί υπό την προϋπόθεση ότι το στοιχείο χωρίς οπλισμό ενίσχυσης μπορεί να φέρει ασφαλώς τον συνδυασμό των οιονει-μονίμων φορτίων ($G+\Psi_2Q$).

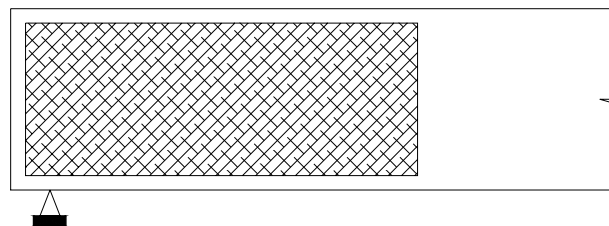
Η διαστασιολόγηση σε διάτμηση γίνεται με τις ίδιες διαδικασίες που χρησιμοποιούνται σε δοκούς με συμβατικό οπλισμό διάτμησης.

Όμως τώρα θεωρείται:

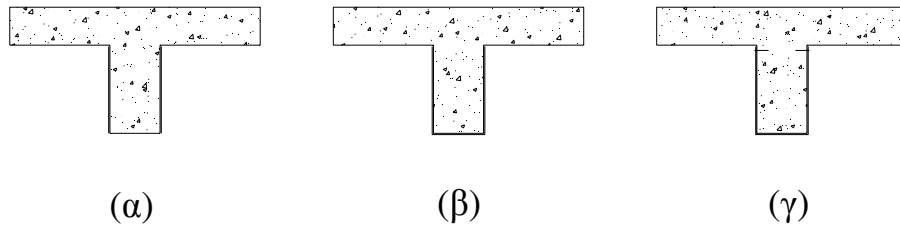
$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} + V_{fd}$$

όπου V_{fd} είναι η τέμνουσα που αναλαμβάνεται από τους εξωτερικούς οπλισμούς.

Για τον προσδιορισμό του V_{fd} , στην περίπτωση χρήσης επικολλητών φύλλων από ινοπλισμένα πολυμερή, χρησιμοποιείται η ίδια μεθοδολογία ανάλυσης που είναι γνωστή για το V_{wd} . Όμως τώρα η τάση διαρροής του χάλυβα αντικαθίσταται από μία “ενεργή” τάση που αντιστοιχεί στην μέγιστη παραμόρφωση των φύλλων την στιγμή της διατμητικής αστοχίας του στοιχείου. Εδώ σημειώνεται, ότι η παραπάνω “ενεργή” τάση είναι σημαντικά μικρότερη από την παραμόρφωση θραύσης του σύνθετου υλικού, επειδή σχεδόν πάντοτε προηγείται η αποκόλληση των φύλλων από την επιφάνεια του σκυροδέματος.



Σχήμα 1.31 Ενίσχυση δοκών σε διάτμηση με ινοπλισμένα πολυμερή



Σχήμα 1.32 Ενδεικτικοί τρόποι ενίσχυσης σε διάτμηση

Με βάση τα παραπάνω, το απαιτούμενο πάχος του φύλλου (t_f), τοποθετούμενου με τις ίνες κάθετες προς τον άξονα της δοκού προκύπτει:

$$t_f = \frac{V_{fd}}{1,2 \varepsilon_{f,e} E_f d}$$

Για την περίπτωση ινοπλισμένων πολυμερών από ίνες άνθρακα η “ενεργή” παραμόρφωση $\varepsilon_{f,e}$ δίνεται από την σχέση [15]:

$\varepsilon_{f,e} = \min \left[0,17 \varepsilon_{fu} \left(f_{cm}^{2/3} / E_f \rho_f \right)^{0,3} , 0,65 \times 10^{-3} \left(f_{cm}^{2/3} / E_f \rho_f \right)^{0,56} , 0,006 \right]$ Στην παραπάνω σχέση f_{cm} είναι η (μέση) θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (σε MPa), το Μέτρο Ελαστικότητας E_f τίθεται σε GPa και ε_{fu} είναι η παραμόρφωση θραύσης των σύνθετων υλικών.

5.4.3.2.4 Ενίσχυση με μανδύες Ο.Σ.

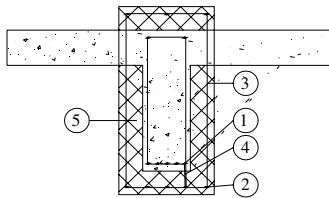
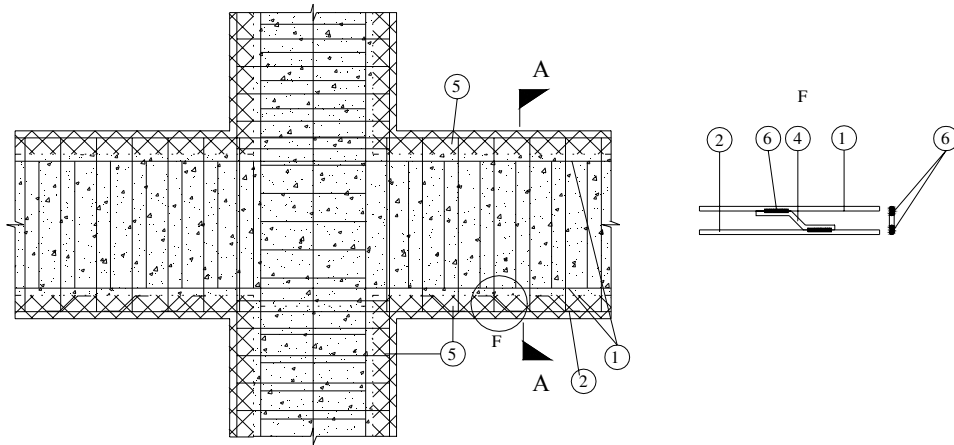
Η τεχνική κατασκευής μανδυνών σε δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της διατμητικής και καμπτικής τους αντοχής.

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 1.33 [56] παρουσιάζεται ενδεικτικά μία εφαρμογή της τεχνικής. Βασικό κατασκευαστικό πρόβλημα της τεχνικής είναι η δημιουργία του κλειστού μανδύα στο πάνω μέρος της δοκού, λόγω της ύπαρξης των πλακών. Γι' αυτό πολλές φορές στην πράξη επιλέγεται η λιγότερο αποτελεσματική τεχνική της κατασκευής ανοικτού μανδύα.

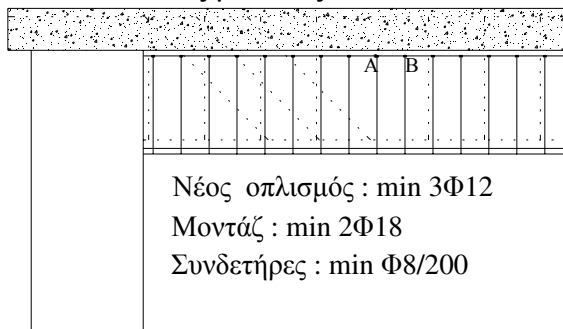
Στο Σχήμα 1.34 [8,56] παρουσιάζεται μία ενδεικτική εφαρμογή ανοικτού μανδύα. Η τεχνική αυτή εφαρμόζεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή για την εξασφάλιση της αγκύρωσης των συνδετήρων.



- (1) Παλιός οπλισμός
- (2) Πρόσθετος οπλισμός
- (3) Πρόσθετοι συνδετήρες
- (4) Ράβδοι συνδέσεως
- (5) Μανδύας σκυροδέματος
- (6) Συγκόλληση

Τομή Α - Α

Σχήμα 1.33 Κλειστός μανδύας δοκού



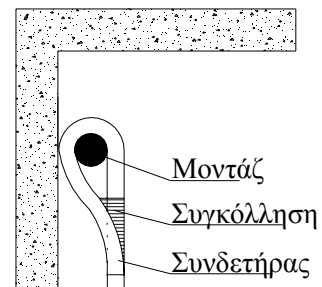
(α)



(β)



(γ) Λεπτομέρεια Α



(δ) Λεπτομέρεια Β

Σχήμα 1.34 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 [24] προτείνεται όπως η αύξηση της καμπτικής αντοχής της δοκού να είναι μικρότερη από την αρχική και η αύξηση της διατμητικής αντοχής μικρότερη από το διπλάσιο της αρχικής.

Επίσης:

- Ο διορθωτικός συντελεστής προσομοιώματος για την 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 την 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. Υποστυλώματα).

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.

5.4.4 Επισκευή – Ενίσχυση κόμβων δοκών -υποστυλωμάτων

Όπως έχει φανεί από αποτελέσματα καταστρεπτικών σεισμών στην χώρα μας, οι κόμβοι, 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.

(δ) 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 ρηγμάτωσης. Στην βαθμονόμηση των βλαβών (βλ. §.1: Τυπικοί βαθμοί βλάβης), οι βλάβες στους κόμβους είναι κατά μία κατηγορία υψηλότερη από αυτήν που αντιστοιχεί σε υποστυλώματα με την ίδια εικόνα (εύρος, κατεύθυνση κ.τ.λ.) ρηγμάτωσης.

Οι επισκευές και οι ενισχύσεις στην περιοχή των κόμβων αποτελούν ίσως την δυσκολότερη κατασκευαστική διαδικασία στο τομέα των επεμβάσεων επειδή εκεί συντρέχουν πολλά στοιχεία του φορέα.

Στην συνέχεια οι τεχνικές επέμβασης διακρίνονται, ανάλογα με τον στόχο της επέμβασης, σε επεμβάσεις που στοχεύουν είτε σε επισκευή είτε σε ενίσχυση των κόμβων.

5.4.4.1 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 ενέσεων κόλλας**, 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 και γι' αυτό δεν επαναλαμβάνονται εδώ.

Επισημαίνεται πάντως ότι η αποκατάσταση του κόμβου με την τεχνική της ίσης διατομής, τις περισσότερες φορές, περιλαμβάνει και την 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 εξ' άλλου 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 [5,25].

- Σε επισκευές με κόλλες:
 - 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. Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι η αποτελεσματικότητα της τεχνικής αυξάνεται όσο χειρότερος είναι ο κόμβος.

5.4.4.2 Ενίσχυση κόμβων

Τρεις είναι οι βασικές μορφές ενίσχυσης κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων. Η πρώτη είναι με μανδύα σκυροδέματος που κατασκευάζεται με την διαδικασία που έχει αναφερθεί για υποστυλώματα και δοκούς. Η δεύτερη είναι με χρήση χιαστί κολλάρων, και η τρίτη με χρήση επικολλητών φύλλων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή.

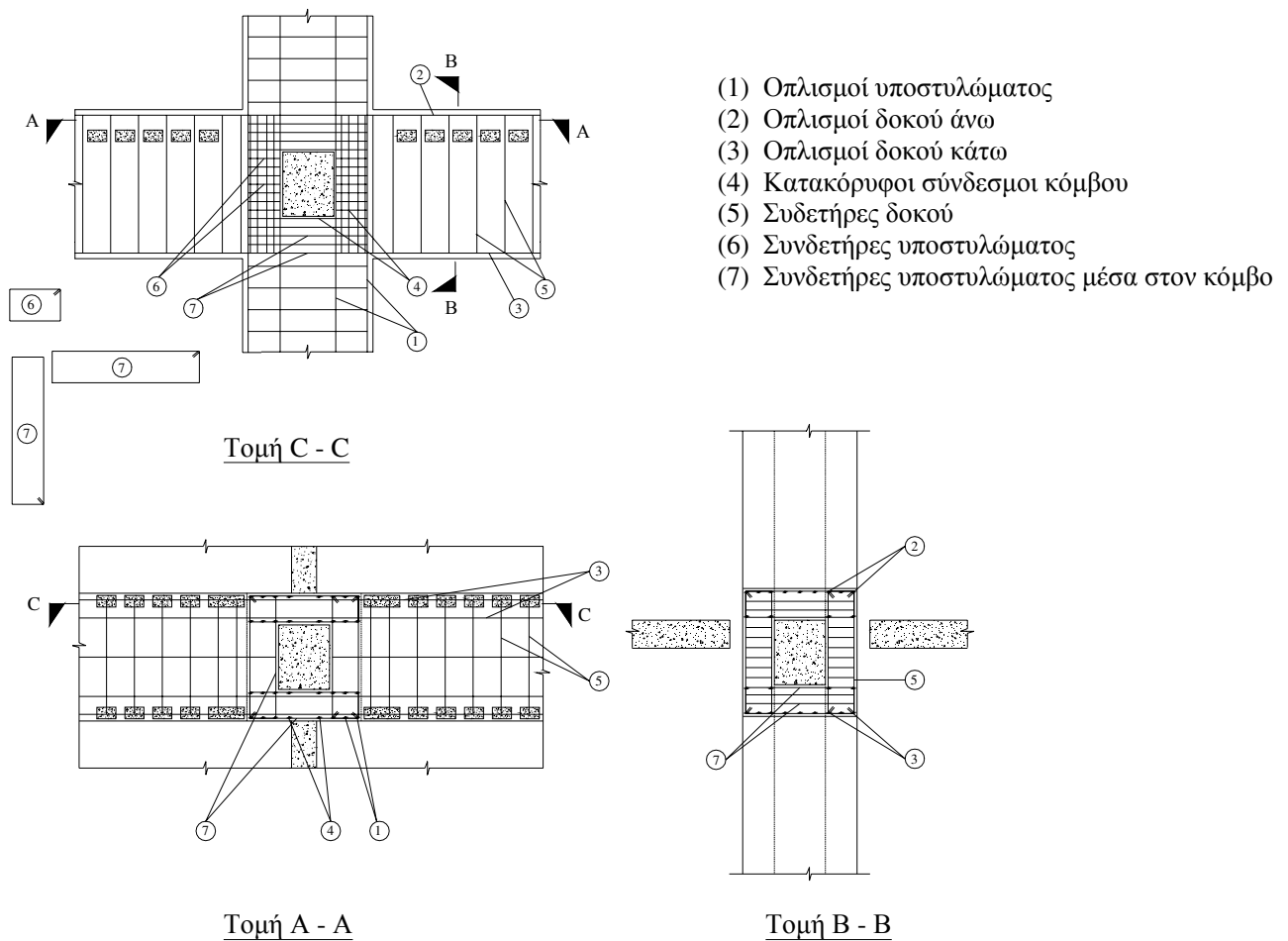
5.4.4.2.2 Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

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.

Μια τυπική μορφή μανδύα στην περιοχή του κόμβου φαίνεται στο Σχήμα 1.35 [56], 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 τον μηχανισμό αστοχίας του φορέα μεταθέτοντας τις βλάβες από τις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων σ' αυτές των δοκών.

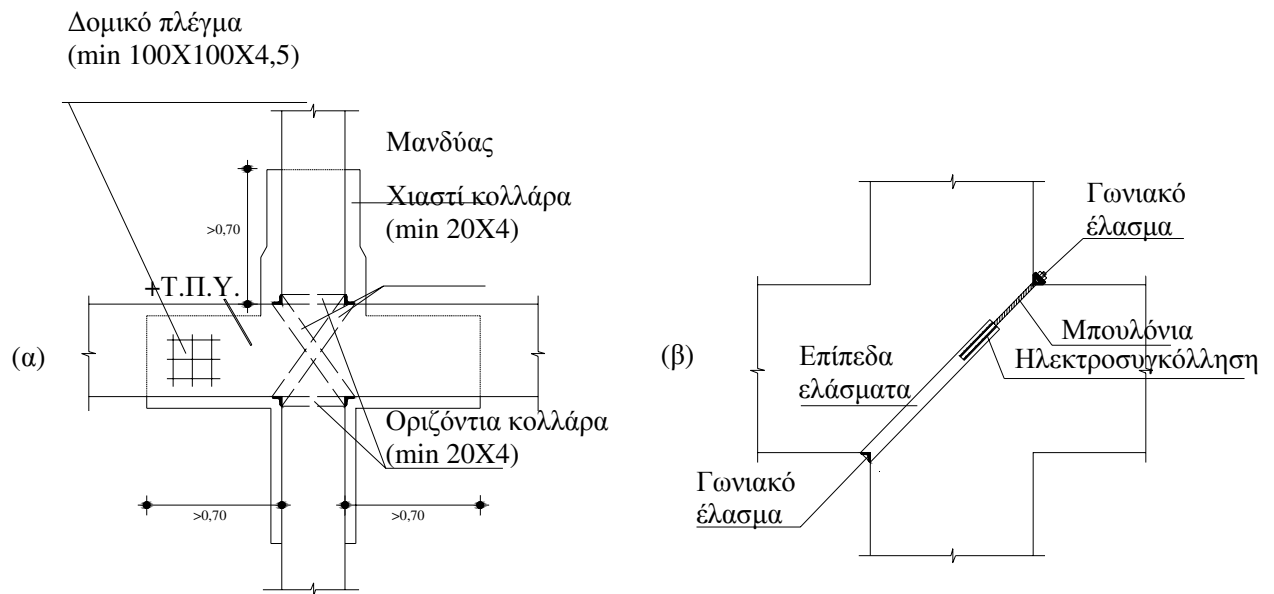
5.4.4.2.2 Η τεχνική των χιαστί κολλάρων

Ένας άλλος πρακτικός τρόπος ενίσχυσης κόμβων είναι με την χρήση χιαστί κολλάρων [4]. Οι λεπτομέρειες εφαρμογής της τεχνικής φαίνονται στα σχήματα 1.36 και 1.37. Τα χιαστί κολλάρια τοποθετούνται και εντείνονται με μηχανικό τρόπο, περισφίγγοντας έτσι την περιοχή του κόμβου. Επίσης τοποθετούνται δύο οριζόντια κολλάρια στις διατομές παρειάς των υποστυλωμάτων τα οποία συγκολλούνται πάνω στα χιαστί κολλάρια, σταθεροποιώντας έτσι το σύστημα περισφίγξης. Πολλές φορές η όλη περιοχή των κόμβων καλύπτεται με έναν μανδύα από έγχυτο ή κατά προτίμηση εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, οπλισμένο με ένα ελαφρύ ανοξειδωτο πλέγμα. Άλλες φορές η τεχνική συνδυάζεται με την τεχνική του μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτός ο συνδυασμός έχει διερευνηθεί πειραματικά [16] και τα αποτελέσματα επιβεβαιώνουν έναν ιδιαίτερα υψηλό βαθμό ενίσχυσης του κόμβου.

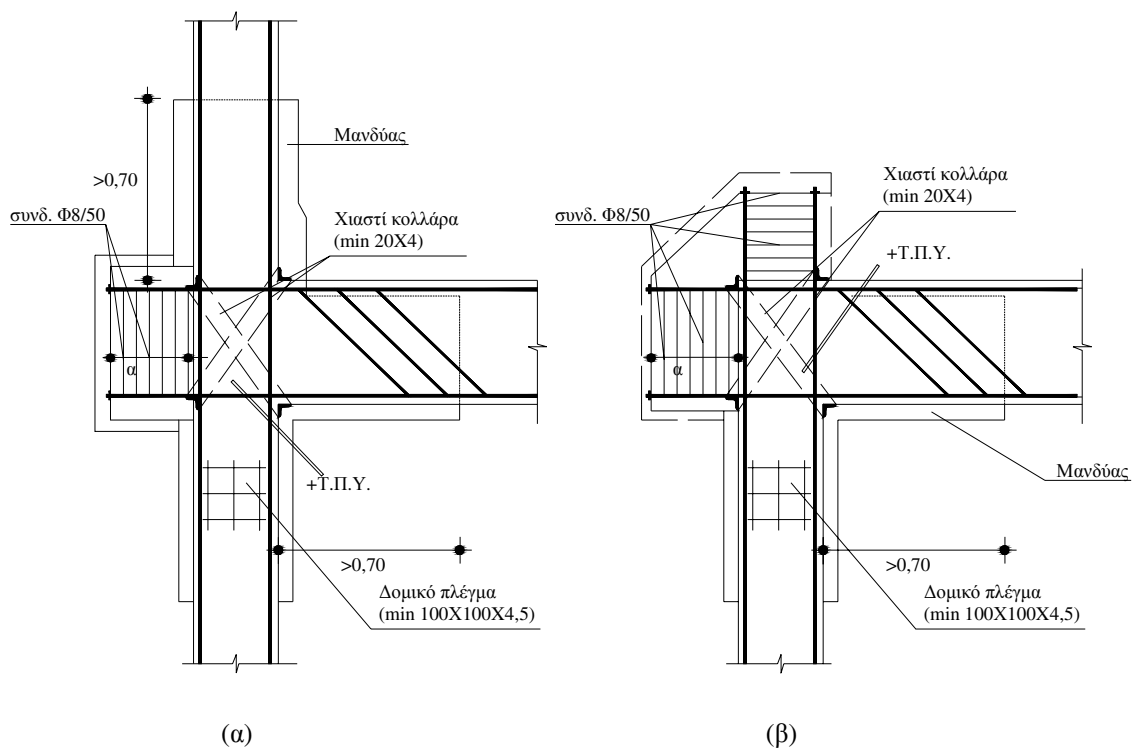


Σχήμα 1.35 Ενίσχυση κόμβου με μανδύα

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 κολλάρων να μετατραπεί σε κυκλικές ράβδους. Γι' αυτό σ' αυτές τις περιπτώσεις η τεχνική δεν φαίνεται να έχει πεδίο εφαρμογής.



Σχήμα 1.36 Ενίσχυση με χιαστί κολλάρα,
α) Γενική διάταξη, β) Λεπτομέρεια εφαρμογής



Σχήμα 1.37 Εφαρμογή χιαστί κολλάρων σε εξωτερικούς κόμβους
α) Με υποστύλωμα στον ανώτερο όροφο
β) Χωρίς υποστύλωμα στον ανώτερο όροφο

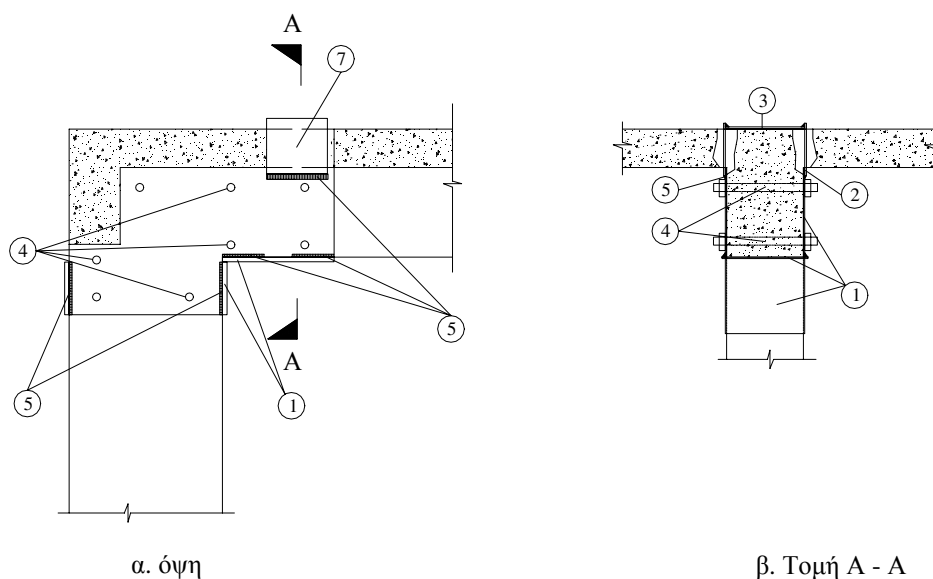
Για την εφαρμογή της τεχνικής σε εξωτερικούς κόμβους, όπου συχνότερα απαντάται το πρόβλημα, η εφαρμογή της τεχνικής συνιστάται με επέκταση της δοκού ή στην περίπτωση ανωτάτου ορόφου με επέκταση της δοκού και του υποστυλώματος.

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. Στην συνέχεια τοποθετούνται πυκνοί συνδετήρες S500_s 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 1.37. Είναι εξάλλου προφανές ότι η επέκταση της δοκού ή/και του υποστυλώματος δεν εξυπηρετεί μόνο την σταθεροποίηση των κολλάρων σε θέση αλλά επιπλέον βελτιώνει την αγκύρωση των ράβδων των δοκών και των υποστυλωμάτων που συντρέχουν στον κόμβο.

5.4.4.2 Η τεχνική των επικολλητών φύλλων

Η χρήση των επικολλητών φύλλων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) είναι μία τεχνική που χωρίς αμφιβολία προσφέρει σημαντικά στην ενίσχυση του κόμβου. Στο Σχήμα 1.38 παρουσιάζεται η εφαρμογή της τεχνικής με χαλύβδινα ελάσματα, όπως προτείνεται από το εγχειρίδιο της [56]. Τα ελάσματα προεκτείνονται εκατέρωθεν του κόμβου, στις συντρέχουσες δοκούς και τα υποστυλώματα, σε μήκος τουλάχιστον ίσο με το αντίστοιχο πλάτος του κόμβου.

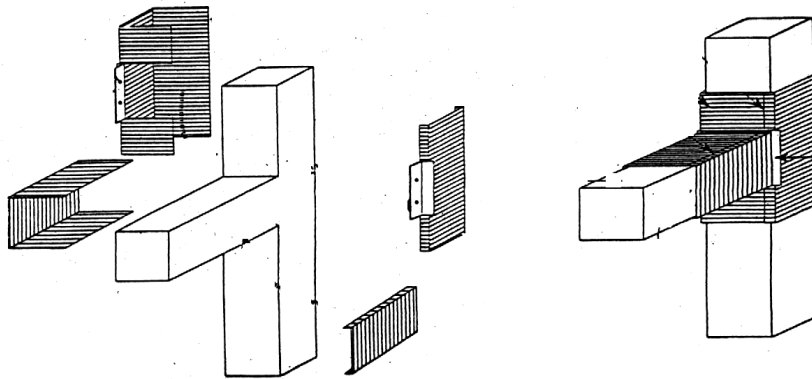


- (1) Μεταλλικά ελάσματα
- (2) Μεταλλικό έλασμα
- (3) Μεταλλική ταινία
- (4) Προεντεταμένοι κοχλίες
- (5) Συγκολλήσεις

Σχήμα 1.38 Ενίσχυση κόμβου με επικολλητά ελάσματα

Εξάλλου όπως μπορεί να παρατηρηθεί στο σχήμα, η σύνδεση των ελασμάτων με τον υπάρχοντα φορέα, δεν επαφίεται μόνο στην κόλληση μέσω κόλλας αλλά χρησιμοποιούνται και βίδες ή ντίζες που συσφίγγουν τα ελάσματα των απέναντι παρειών.

Σε μία πρόσφατη πειραματική έρευνα [41], 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 1.39 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.



Σχήμα 1.39 Ενίσχυση κόμβου με χαλύβδινα κυματοειδή ελάσματα

Η εφαρμογή επικολητών φύλλων από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP, έχει και πλεονέκτημα της μεγάλης ευκολίας τοποθέτησης των φύλλων στην δύσκολη περιοχή του κόμβου. Τα φύλλα επικολώνονται με κόλλα 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 [57]. 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, ιδίως για ένταση από σεισμικές δράσεις, δεν ενθαρρύνουν προς το παρόν την εφαρμογή της τεχνικής.

5.4.4.3 Διαστασιολόγηση κόμβων

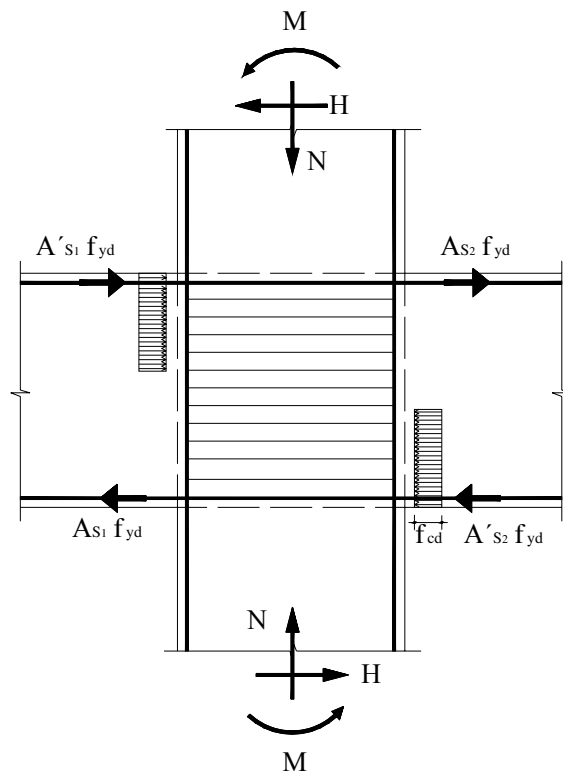
Η διαστασιολόγηση των επισκευασμένων/ενισχυμένων κόμβων χρησιμοποιώντας διορθωτικό συντελεστή αντοχής:

$k_r = 0,9$ για την περίπτωση επισκευής με κόλλες

$k_r = 0,8$ για κάθε άλλη περίπτωση επισκευής/ενίσχυσης

Στο Σχήμα 1.40 δίνεται η σχηματική παράσταση των εσωτερικών δυνάμεων ενός κόμβου.

Οι μηχανισμοί μεταφοράς τέμνουσας στους κόμβους και οι κανόνες διαστασιολόγησής-τους, αναπτύσσονται αναλυτικότερα αλλού [8].



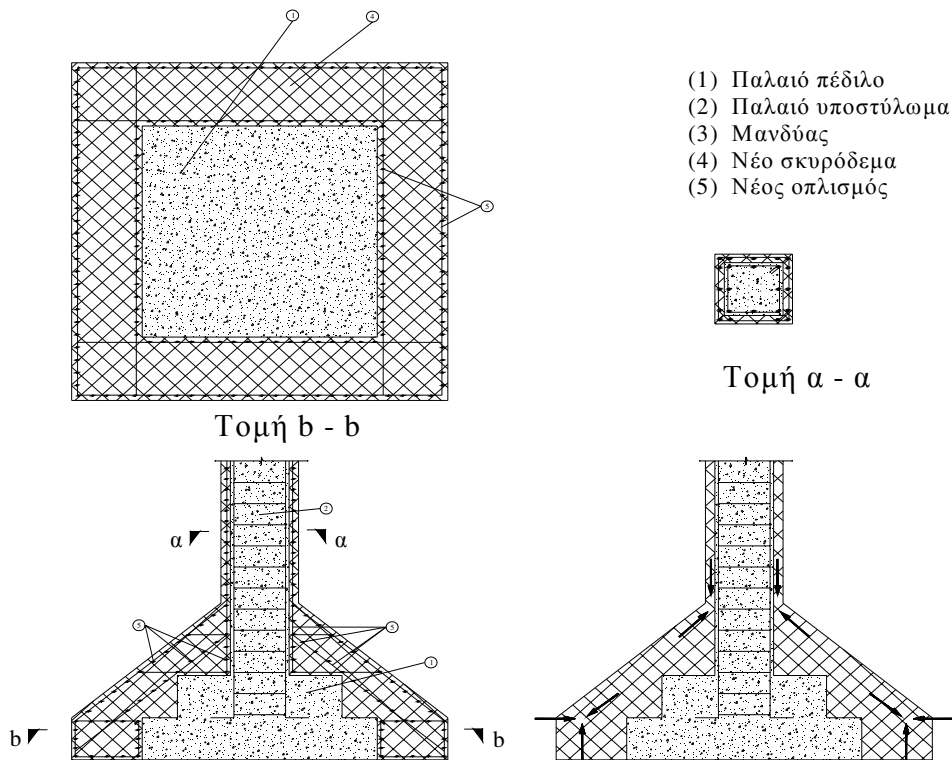
Σχήμα 1.40 Εσωτερικές δυνάμεις κόμβου

5.4.5 Ενισχύσεις στοιχείων θεμελίωσης

Τα θέματα που αφορούν εν γένει 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 τιμμεντενέσεις, κατασκευή ριζοπασσάλων κ.α. Μπορούμε όμως να αναφερθούμε 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 πεδילוδοκών μιας κατασκευής. Δύο διατάξεις που έχουν προταθεί στον βιβλιογραφία [56] αναπαριστώνται στα Σχήματα 1.41 και 1.42.

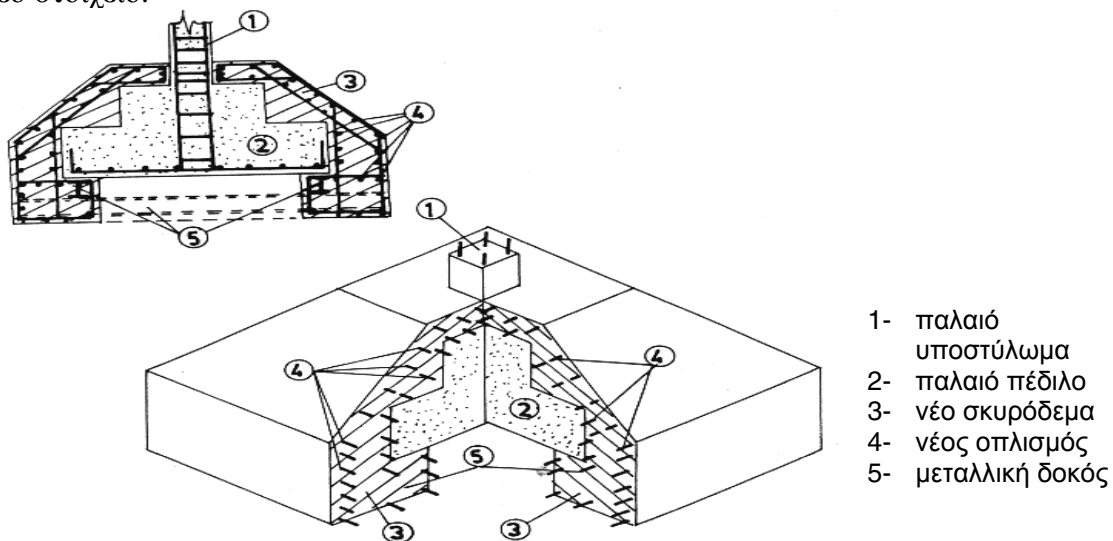
Η πρώτη διάταξη (Σχ.1.41) προτείνεται στην περίπτωση θεμελίωσης με πέδιλα όταν εκτός από την αύξηση της βάσης του πεδύλου, η επέμβαση περιλαμβάνει και ενίσχυση του φέροντος κατακόρυφου στοιχείου (υποστυλώματος ή τοιχώματος) με την τεχνική των μανδύων. Όπως φαίνεται στο σχήμα η επέκταση του πεδύλου υλοποιείται στη βάση του πεδύλου με την 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 την μεταφορά των αξονικών δυνάμεων του μανδύα στο έδαφος ή αντιστρόφως των εδαφικών πιέσεων προς τον μανδύα (Σχ. 1.41).

Όμως εφόσον εξασφαλιστούν επαρκή μέτρα διατημητικής σύνδεσης (π.χ. βλήτρα) στις διεπιφάνειες παλιού και νέου πεδύλου, η ανάγκη για παραλαβή των δυνάμεων εκτροπής είναι μειωμένη.



Σχήμα 1.41 Ενίσχυση πεδίων με την τεχνική των μανδυών, όταν η επέμβαση περιλαμβάνει και ενίσχυση του φέροντος κατακόρυφου στοιχείου.

Η δεύτερη διάταξη (Σχ.1.42) 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 μανδυών 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.

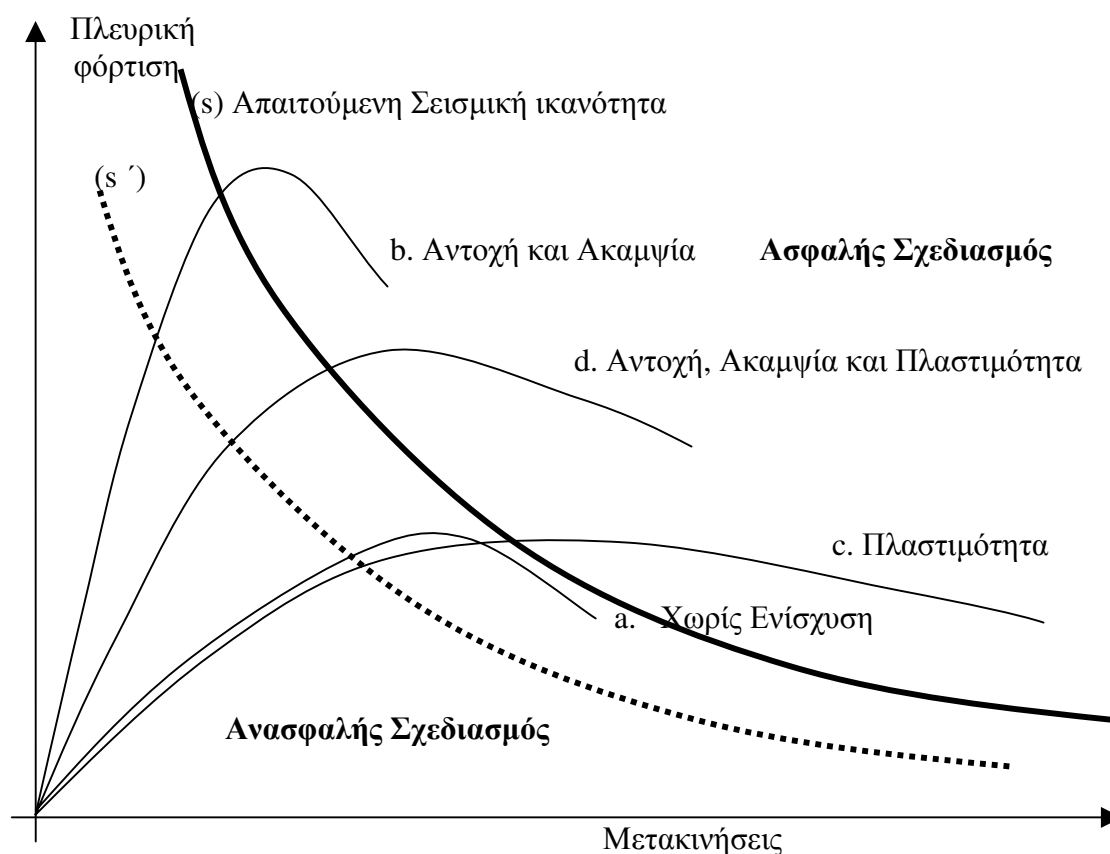


Σχήμα 1.42 Ενίσχυση πεδίων, όταν η επέμβαση δεν περιλαμβάνει ενίσχυση του φέροντος κατακόρυφου στοιχείου.

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 επιφανείας βάσης των στοιχείων θεμελίωσης, ανεξάρτητα δηλαδή της μορφής των (πέδιλο ή πεδילוδοκός) και της ύπαρξης ή όχι 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 κατανομούνται ομοιόμορφα στις διεπιφάνειες παλαιού-νέου σκυροδέματος.

5.5 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΩΣ ΣΥΝΟΛΟ

Στην συνέχεια των όσων αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 3 (Κριτήρια Σχεδιασμού Επεμβάσεων) στο Σχήμα 1.43 παρουσιάζονται ποιοτικά διαγράμματα Πλευρικών Δυνάμεων-Μετακινήσεων, για τις τρεις βασικές στρατηγικές που αντιστοιχούν σε τρεις κατηγορίες μεθόδων αντισεισμικής ενίσχυσης. Στο παραπάνω σχήμα η καμπύλη υπερβολικής μορφής (s) 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 [31].



Σχήμα 1.43 Στρατηγικές 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.

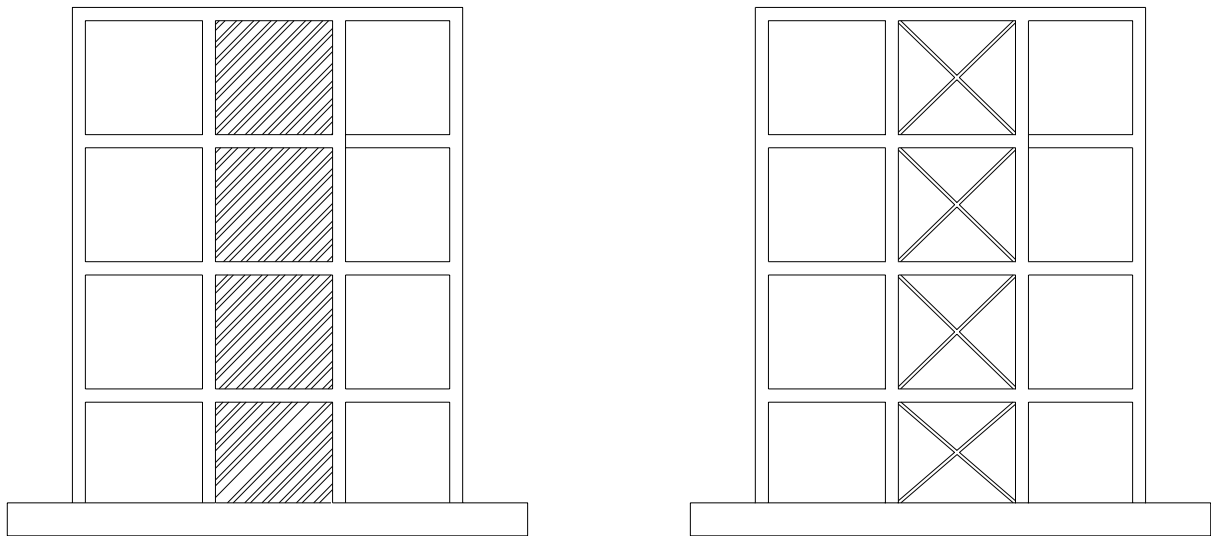
Η επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου και της επιμέρους κατασκευαστικής τεχνικής που θα ακολουθηθεί δεν είναι πάντα εύκολη. Αρχικά χρειάζεται να αξιολογηθούν όλες οι εναλλακτικές διαδικασίες λαμβάνοντας υπόψη τις τοπικές συνθήκες του έργου και ακόμη νομικούς, πολεοδομικούς, και άλλους τυχόν περιορισμούς.

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 [2,22,38]. Εξάλλου ένα πλήθος εναλλακτικές τεχνικές μπορούν να χρησιμοποιηθούν στα πλαίσια κάθε μίας από αυτές τις μεθόδους.

Οι μέθοδοι αυτές είναι οι εξής:

- Κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής (Σχ.1.44α).
Στοχεύει σε μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής.
- Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής (Σχ.1.44β).
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 στην μείωση της εισαγόμενης σεισμικής έντασης της κατασκευής.



Σχήμα 1.44 (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.

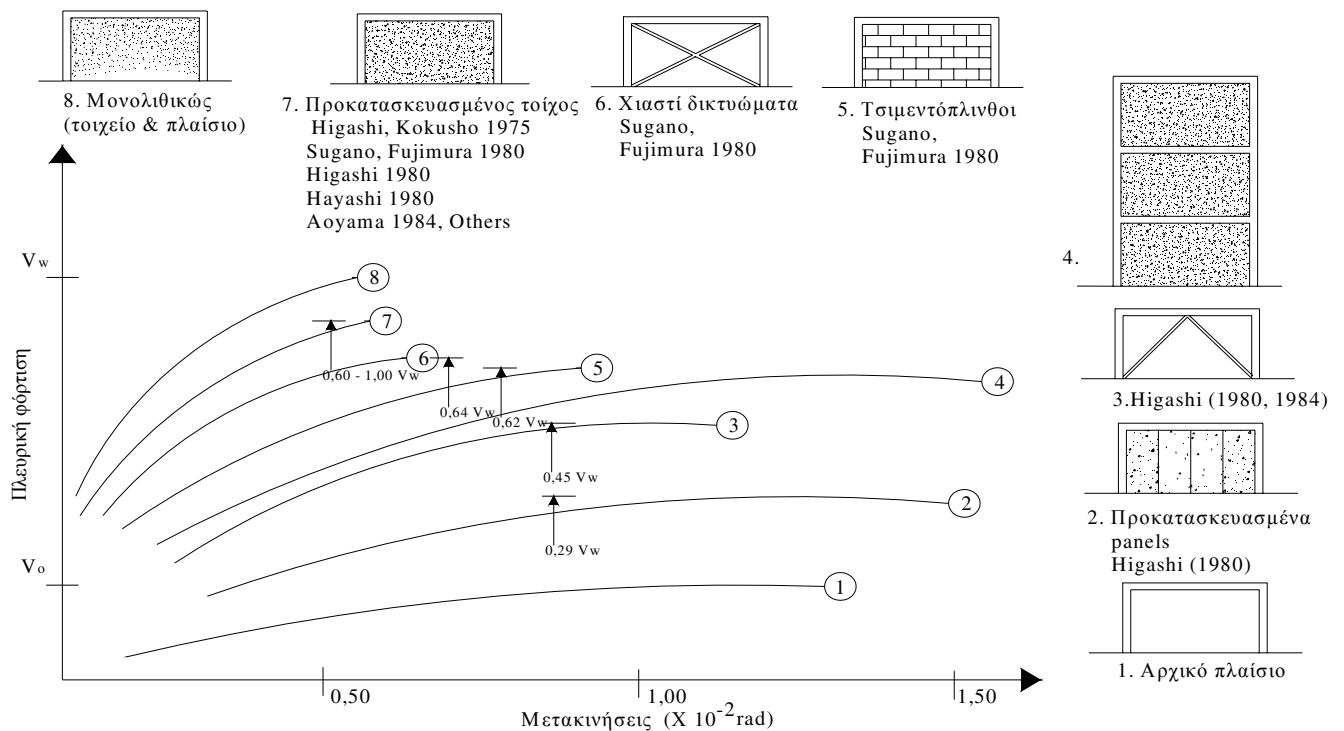
Συνοψίζοντας τα παραπάνω, θα μπορούσε κανείς, ανάλογα με τον κύριο επιδιωκόμενο στόχο, να ταξινομήσει τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης των κατασκευών ως εξής:

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 στην συνέχεια έπεται η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφισταμένων υποστυλωμάτων 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 υποστυλωμάτων της κατασκευής, και ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων.

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 η απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, η λύση πιθανότατα 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 τεχνοοικονομική λύση. Στο Σχήμα 1.45 παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα από πειραματικές έρευνες που έγιναν στην Ιαπωνία [53] και αφορούν μία σειρά από μεθόδους και τεχνικές που διερευνήθηκαν για την ενίσχυση δίστυλων πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. 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 1.2 [22]. 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.



Σχήμα 1.45 Αποτελεσματικότητα διαφόρων μεθόδων ενίσχυσης

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
Προκατασκ.. 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 1.2 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.

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 υποστυλωμάτων.
- (δ) Κατασκευή μανδύων σε κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής.
- (ε) Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων στην κατασκευή.
- (στ) Ενσωμάτωση στην κατασκευή συστημάτων απορρόφησης ενέργειας (σεισμική μόνωση).

Στην συνέχεια αναπτύσσονται οι τεχνικές και οι διαδικασίες εφαρμογής των τριών πρώτων μεθόδων. Η τέταρτη μέθοδος, που αφορά τους μανδύες, είναι η συνήθης μέθοδος ενίσχυσης μεμονωμένων υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων και για το λόγο αυτόν η ανάπτυξη του σχετικού αντικειμένου δεν επαναλαμβάνονται εδώ.

Οι δύο τελευταίες μέθοδοι, δημιουργούν ισχυρότατη μεταβολή του στατικού συστήματος της κατασκευής και δεν αποτελούν συνήθεις επιλογές στην πράξη. Εφαρμόζονται σε ειδικές περιπτώσεις και δεν θα αναπτυχθούν περαιτέρω.

5.5.1 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 την μόνωση του φορέα και ειδικότερα όταν διαπιστώνεται ασυμμετρία κατανομής δυσκαμψίας καθ' ύψος ή εκκεντρότητες δυσκαμψίας σε κάτοψη.

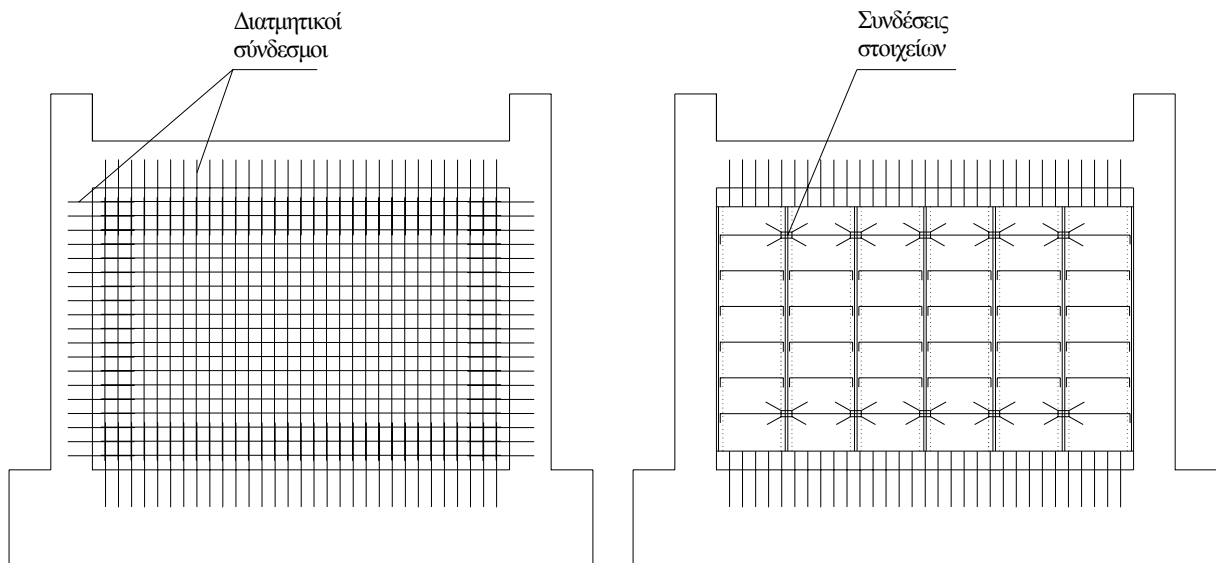
Είναι προφανές ότι ο καθορισμός του απαραίτητου πλήθους και της σωστής θέσης των τοιχωμάτων αποτελεί κρίσιμο στοιχείο αποτελεσματικότητας της μεθόδου. Στη μόνωση του νέου φορέα, λαμβάνονται οπωσδήποτε υπόψη οι περιορισμοί που προβλέπονται στον αντισεισμικό κανονισμό για την αποφυγή απότομης μεταβολής της δυσκαμψίας καθ' ύψος της κατασκευής.

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 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. 1.46) [53].



Σχήμα 1.46 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 1.47 παρουσιάζονται, από τη βιβλιογραφία, οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες της θεμελίωσης από μία εφαρμογή της μεθόδου.

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.

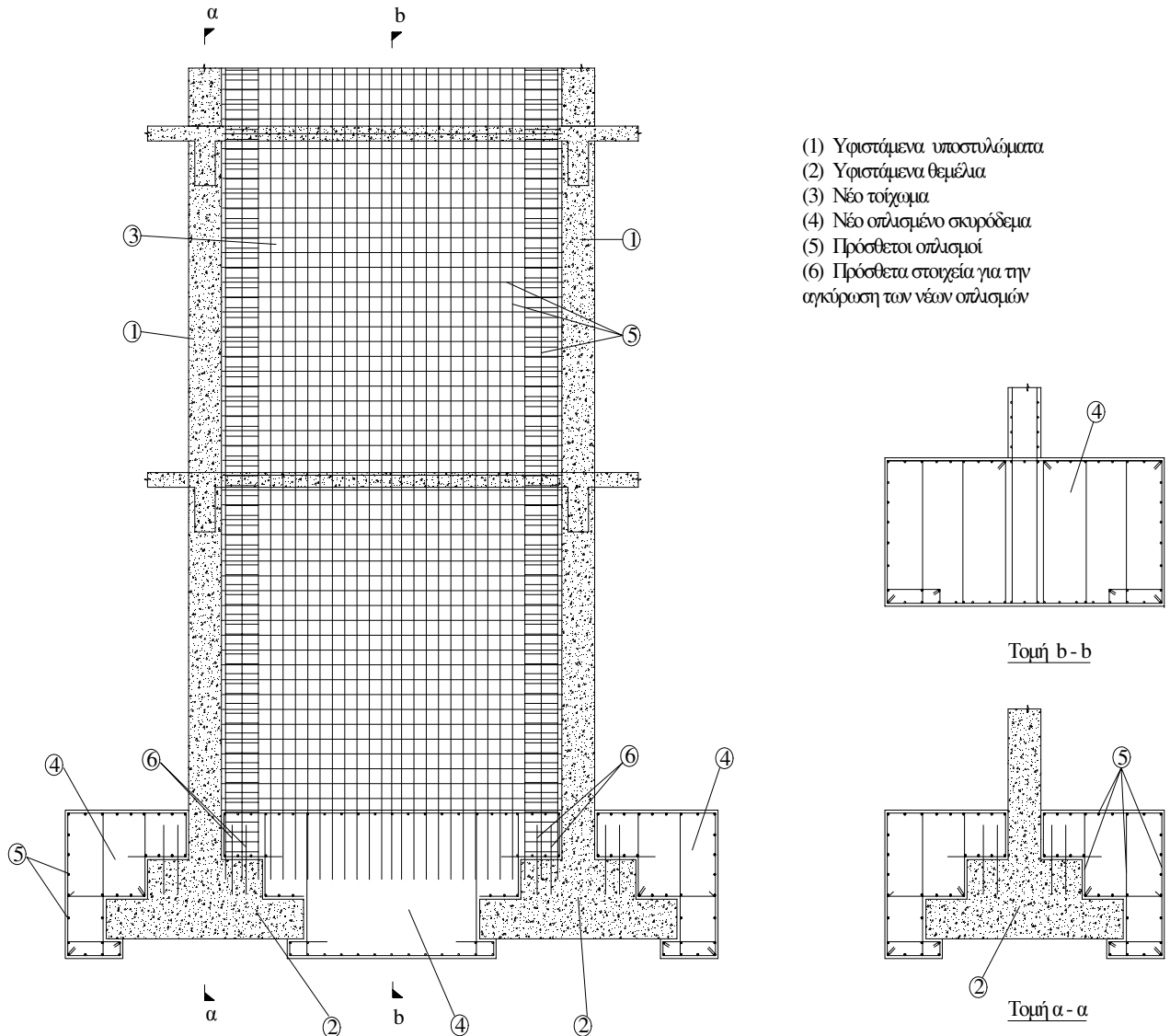
Κρίσιμο σημείο εφαρμογής της μεθόδου είναι η εξασφάλιση της μεταφοράς των οριζοντίων δράσεων στα νέα τοιχώματα. Απαιτείται δηλαδή έλεγχος στις στάθμες των ορόφων ότι οι δοκοί που συντρέχουν στο τοίχωμα (με διεύθυνση τον ισχυρό άξονα του τοιχώματος) έχουν επαρκή διαμήκη οπλισμό για την μεταφορά των οριζοντίων 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 διαμήκειες 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 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.

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.

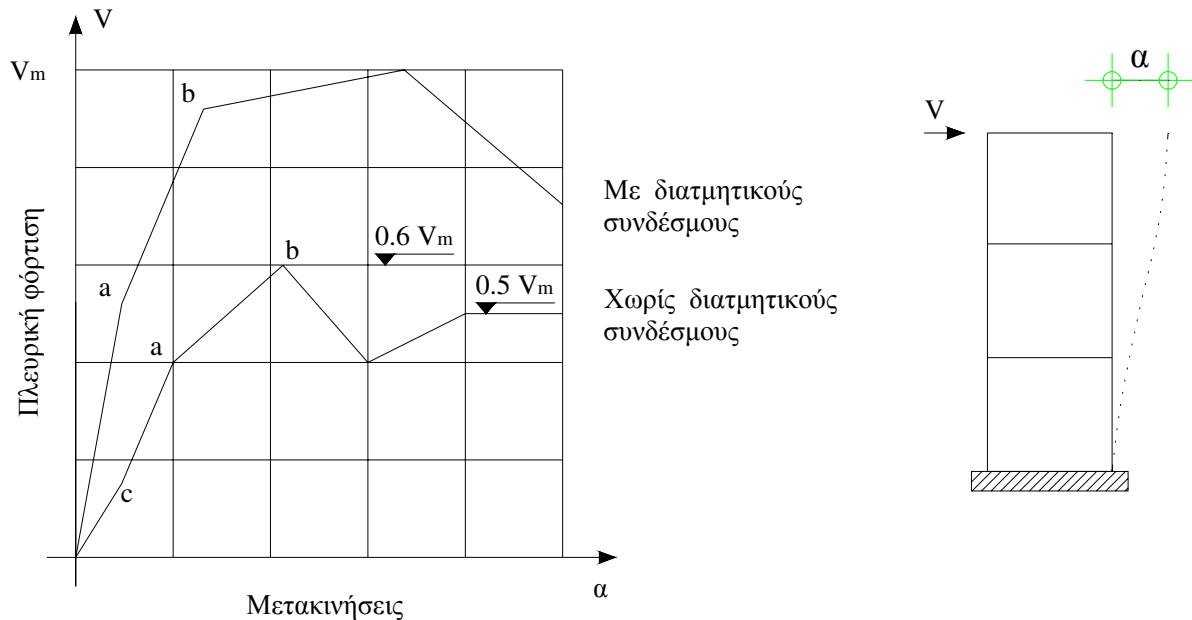


Σχήμα 1.47 Παράδειγμα θεμελίωσης νέου τοιχώματος εντός υφισταμένου πλαισίου

Από μία εκτεταμένη θεωρητική και πειραματική, ερευνά για το θέμα [45,46,47] έχουν προκύψει τα παρακάτω χρήσιμα συμπεράσματα για την αποτελεσματικότητα των διατμητικών συνδέσεων στη σύνδεση τοιχωμάτων και περιμετρικών πλαισίων.

- Η αντοχή και η δυσκαμψία των τοιχοπληρωμένων πλαισίων είναι μεγαλύτερη στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται διατμητικοί σύνδεσμοι. Στο Σχήμα 1.48 [22] παρουσιάζονται αποτελέσματα που επιβεβαιώνουν την παραπάνω παρατήρηση.
- 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 μικρή επίδραση στην μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας και είναι ανάλογη με αυτή που παρατηρείται στην αντίστοιχη περίπτωση για μονολιθικά τοιχώματα.



Σχήμα 1.48 Αποτελεσματικότητα διατμητικών συνδέσμων στην σύνδεση νέων τοιχωμάτων με τα υπάρχοντα πλαίσια

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 την 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 την 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 στην συνολική δυσκαμψία και αντοχή του φορέα είναι μικρότερη όπως μπορεί να παρατηρηθεί στο Σχήμα 1.45 και τον Πίνακα 1.2.

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.1.46β). Η σύνδεση με το περιβάλλον πλαίσιο γίνεται με ειδικές τεχνικές αγκύρωσης, 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.

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.

Τοιχώματα από οπλισμένη ή άοπλη τοιχοποιία

Η χρησιμοποίηση οπλισμένης ή άοπλης τοιχοποιίας από συμπαγή τούβλα ή τσιμεντοπλίνθους επαρκούς αντοχής, είναι μία δημοφιλής πρακτική λιγότερο αποτελεσματική αλλά αρκετά οικονομική που συμβάλλει σημαντικά στην κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή. Στην περίπτωση της οπλισμένης τοιχοποιίας, οι οπλισμοί αγκυρώνονται στο περιμετρικό πλαίσιο με ειδικές κόλλες αγκύρωσης ή με ειδικά αγκύρια και ηλεκτροσυγκόλληση των οπλισμών.

Βασικό μειονέκτημα της τεχνικής είναι ότι στην 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 στον γυμνό φορέα οπλισμένου σκυροδέματος. 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.

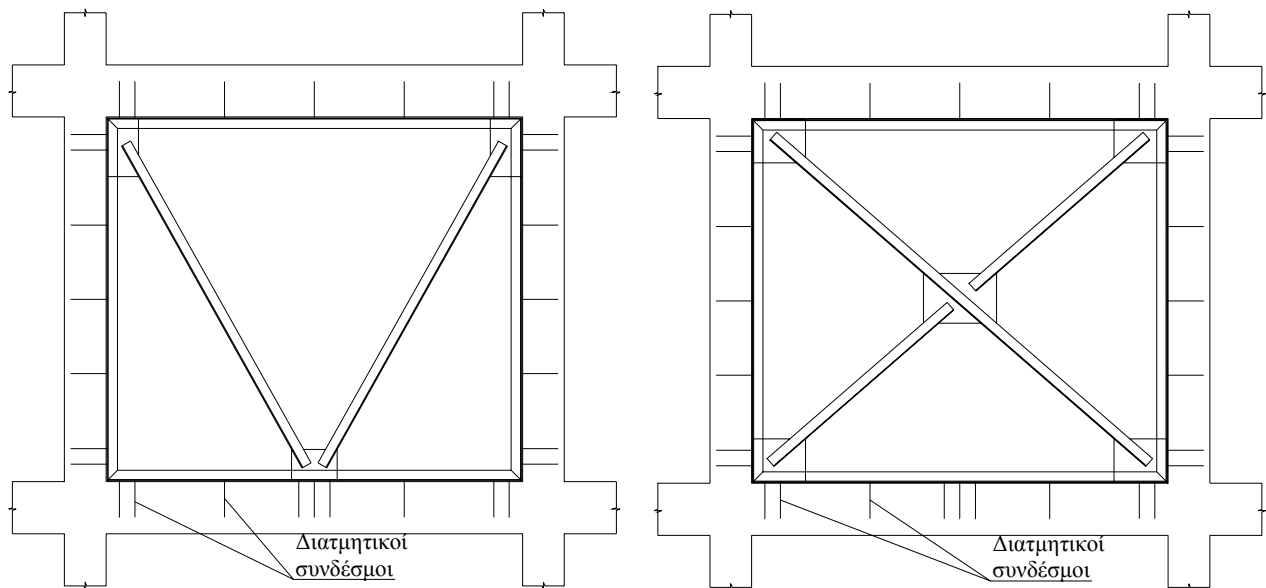
Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι είναι μειονέκτημα της τεχνικής το μεγάλο ίδιο βάρος της τοιχοποιίας, που όμως στις περιπτώσεις ισογείων μαλακών ορόφων, όπου αυτή η τεχνική χρησιμοποιείται συχνότερα, αντιμετωπίζεται χωρίς ιδιαίτερα προβλήματα.

5.5.2 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

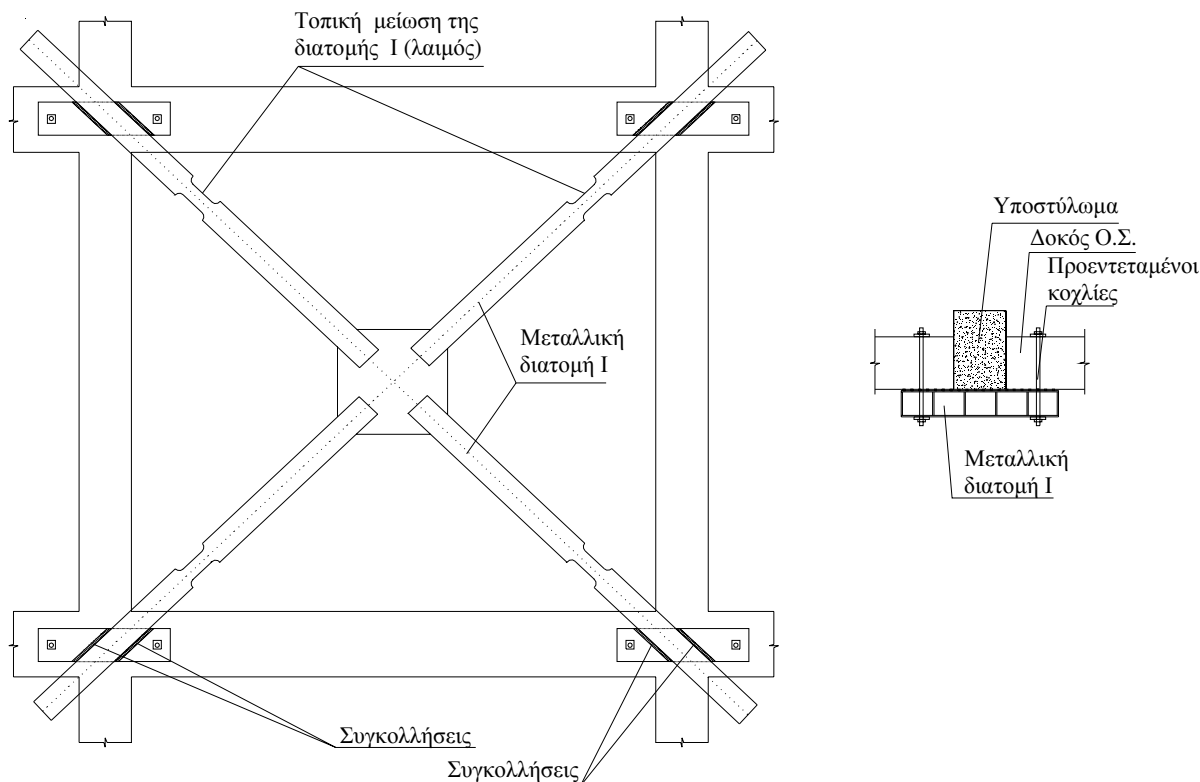
σημαντική αύξηση στην αντοχή και στη δυσκαμψία της κατασκευής ενώ συγχρόνως μπορεί να συνεισφέρει και στην πλαστιμότητα της (βλ. Σχ.1.45). Τα συστήματα αυτά συνήθως είναι μεταλλικά και σπανίως είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ως εκ τούτου η ανάπτυξη που ακολουθεί αφορά την πρώτη περίπτωση. Εξάλλου η δυνατότητα ανελαστικής παραμόρφωσης των μεταλλικών στοιχείων προσφέρει ένα σημαντικό παράγοντα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας.

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 ίδιου 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.1.49) [22].



Σχήμα 1.49 Μεταλλικά δικτυώματα εντός πλαισίων

Σε μερικές περιπτώσεις η επαφή στον φέροντα οργανισμό της κατασκευής γίνεται με συνεχή σύνδεση ενός μεταλλικού πλαισίου, πάνω στο οποίο συνδέονται οι ράβδοι του δικτυώματος (Σχ.1.49). Σε άλλες περιπτώσεις οι ράβδοι του δικτυώματος προσαρμόζονται με ειδικές διατάξεις, απευθείας επάνω στον φέροντα οργανισμό (Σχ.1.50) [22].



Σχήμα 1.50 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες σύνδεσης μεταλλικών δικτυωμάτων

Κρίσιμα σημεία εφαρμογής της μεθόδου είναι :

α) Οι κατασκευαστικές διατάξεις σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων με τον φέροντα οργανισμό της κατασκευής. Στο Σχήμα 1.49 απεικονίζονται σχετικές διατάξεις από τη βιβλιογραφία [22].

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 την μείωση των κινδύνων λυγισμού των μεταλλικών ράβδων, στην περίπτωση των χιαστί διαγωνίων, έχει προταθεί [22] ένα τοπικό “αδυνάτισμα” της διατομής κοντά στα σημεία σύνδεσης με τα πλαίσια (Σχ.1.50), που μειώνει τον κίνδυνο λυγισμού από εκκεντρότητες φορτίου.

γ) Η ανακατανομή της έντασης στον φορέα. Νέα εντατικά μεγέθη εισάγονται πλέον στον φορέα ιδιαίτερα στα στοιχεία του περιβάλλοντος πλαισίου. Επαρκής αντοχή των κόμβων (δοκών-υποστυλωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος) 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 στον φέροντα οργανισμό της κατασκευής, έτσι ώστε να περιλαμβάνονται στην ενίσχυση και οι κόμβοι.

5.5.3 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.1.45). Εφαρμόζεται σε κατάλληλα επιλεγμένες θέσεις του φορέα συνδυαζόμενη συνήθως με την ενίσχυση μεμονωμένων υποστυλωμάτων που έχουν ανεπαρκή αντοχή ή/και πλαστιμότητα.

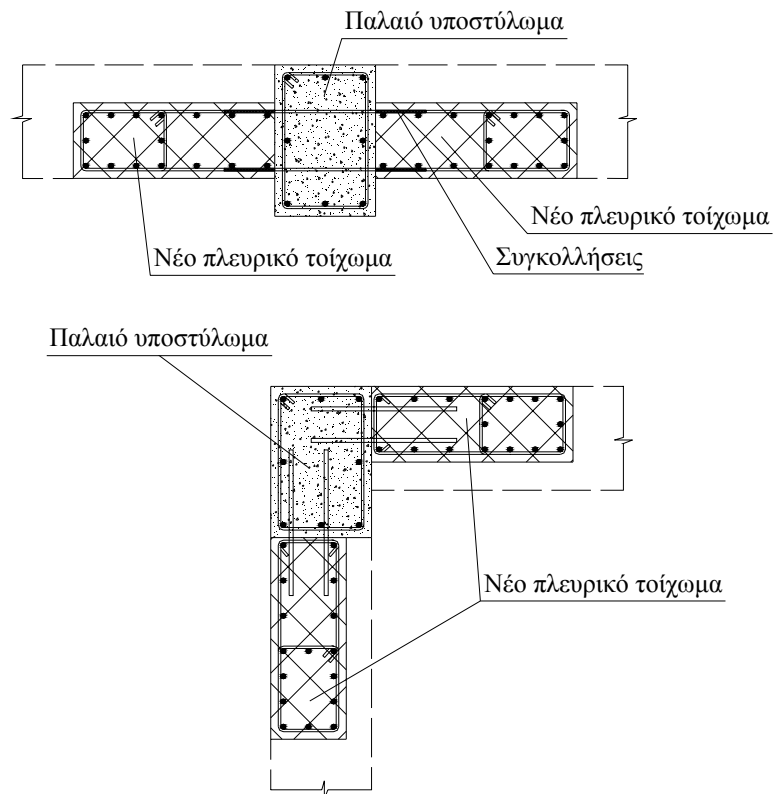
Η προσθήκη του τοιχώματος γίνεται προς την επιδιωκόμενη διεύθυνση αύξησης της αντίστασης της κατασκευής. Πολλές φορές σε γωνιακά υποστυλώματα, γίνεται προσθήκη τοιχωμάτων σε δυο διευθύνσεις (Σχ.1.51) [31]. Τα τοιχώματα κατασκευάζονται συνήθως από έγχυτο σκυρόδεμα ή μπορούν να χρησιμοποιηθούν και προκατασκευασμένα 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.

Η μέθοδος αυτή έχει τύχει ευρείας εφαρμογής στην Ελλάδα, κυρίως επειδή δεν απαιτεί ιδιαίτερα εξειδικευμένο προσωπικό. Επιπλέον οι αβεβαιότητες των μοντέλων 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 στην 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 στην μέθοδο κατασκευής τοιχωμάτων εντός πλαισίων. Εξάλλου προβλήματα όπως τα σχετιζόμενα με την συστολή ξήρανσης του νέου σκυροδέματος και την 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.



Σχήμα 1.51 Προσθήκη τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων

5.6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βιντζηλαίου Ε. και Πεδιαδίτης Π., (1983), “Παραμετρική Διερεύνηση Μανδύων Υποστυλωμάτων”, Πρακτικά 6^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Γιάννενα.
2. Δρίτσος Σ., (2000α), “Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα” Πάτρα.
3. Δρίτσος Σ., (2000β), “Ενισχύσεις/Επισκευές Κατασκευών από ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ-Σχεδιασμός και Διαστασιολόγηση” Διδακτικό Βιβλίο, Εκδ. Παν. Πατρών, Πάτρα.
4. Ε.Μ.Π., (1987), “Συστάσεις για τις Επισκευές Κτιρίων Βλαμμένων από Σεισμό”, Αθήνα.
5. Καραγιάννης Χ., Χαλιορής Κ., Σίδηρης Κ., Οικονόμου Χ., (1996), “Πειραματική Διερεύνηση της Ικανότητας Ακραίων Κόμβων ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ Επισκευασμένων με Ρητίνες”, Πρακτικά 12^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμος III, Λεμεσός, Κύπρος.
6. Νεοκλέους Κ., Πηλακούτας Κ., Δρίτσος Σ., Τριανταφύλλου Θ., (1999), “Σχεδιασμός Οπλισμένου Σκυροδέματος με Ινοπλισμένα Πολυμερή”, Πρακτικά 13^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Ρέθυμνο.
7. (ΟΑΣΠ), (1999), Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.)”, ΦΕΚ 2184/Β/20.12.99.
8. Πενέλης Γ., Κάππος Α., (1990), “Αντισεισμικές Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα” Εκδ. Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
9. Πενέλης Γ., (1999), “Ενίσχυση-Επισκευή μετά από Σεισμό”, Εισήγηση στο 13^ο Ελληνικό Συνέδριο Σκυροδέματος, Ρέθυμνο.
10. Τάσιος Θ., (1981), “Η Μηχανική της Επισκευής Υποστυλωμάτων με Μανδύα”, Πρακτικά 5^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Λευκωσία.
11. Τάσιος Θ., Λέφας Ι., (1983), “Εμπειρικές Σχέσεις Προγνώσεως Συμπεριφοράς Δομικών Στοιχείων υπό Ανακυκλιζόμενη Φόρτιση”, Πρακτικά 6^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Γιάννενα.
12. Τάσιος Θ., (1984), “Επισκευές Μετά από τον Σεισμό”, Πρακτικά Συνεδρίου: Σεισμοί και Κατασκευές, Ο.Α.Σ.Π., Τόμος Ι, Αθήνα.
13. Τριανταφύλλου Θ., (1998), “Προηγμένες Τεχνολογίες Υλικών και Κατασκευών”, Εκδόσεις Παν. Πατρών, Πάτρα.
14. Τριανταφύλλου Θ., (1999), “Νέα Τεχνική Ενίσχυσης Στοιχείων Οπλισμένου Σκυροδέματος με Σύνθετα Υλικά: Διαδικασία Ανάλυσης και Διαστασιολόγησης”, Πρακτικά 13^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Ρέθυμνο.
15. Τριανταφύλλου Θ., (2000), “Ενισχύσεις Κατασκευών με Σύνθετα Υλικά-Υπολογισμοί”, Δελτ. Συλ. Πολιτικών Μηχανικών, Νο 275.
16. Τσώνος Α., (2000), “Σεισμική Συμπεριφορά Επισκευασμένων και Ενισχυμένων Δοκιμίων Κόμβων από Ο.Σ”, Τεχνικά Χρονικά, Επιστημονική περιοχή Α.
17. ΥΠΕΧΩΔΕ, (1995), Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων “Κανονισμός για την Μελέτη και την Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα”, Αθήνα.
18. ΥΠΕΧΩΔΕ, (1997), Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων “Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος-97” Υπ.Απόφ. Δ14/19164, 28-3-1997, ΦΕΚ 315Β/17-4-1997.
19. Φαρδής Μ., (2000), “Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος”, Εκδόσεις Παν. Πατρών, Μέρος 1, Πάτρα.
20. Χρονόπουλος Μ., (1985), “Συστάσεις και Πρακτικοί Κανόνες για τον Επανελέγχο Επισκευασμένων-Ενισχυμένων Υποστυλωμάτων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, Πρακτικά 7^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Πάτρα.

21. Bresson J., (1971), 'Nouvelles Recherches et Applications Concernant L' Utilization des Collages dans les Structures'; Beton Plaque, Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Serie: Beton & Beton Arme, No 116, Supplement No 278.
22. CEB Bulletin No 162, (1983), "Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading", Paris.
23. CEN Tech. Com., 250/SC8 Eurocode 8-Part 1.2, (1995), 'Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: General Rules for Buildings " ENV 1998-1-2, Brussels.
24. CEN Tech. Com., 250/SC8 Eurocode 8-Part 1.4, (1996), 'Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: Strengthening and Repair of Buildings', prENV 1998-1-4., Brussels.
25. Chronopoulos M., Scarpas A., Tassios T., (1994), 'Response of Original and Repaired R.C. Joints Under Cyclic Imposed Deformations" Proc. of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna.
26. Comite Eurointernational du Beton, (1993), 'CEB-FIP Model Code 1990" T.Telford, London.
27. Dritsos S., Pilakoutas K., (1992), 'Composite Technique for Repair/Strengthening of R.C. members"; Proc. of 2nd International Symposium on Composite Materials and Structures, Beijing, China.
28. 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, Edinburgh.
29. Dritsos S., (1994), 'Ultimate Strength of Flexurally Strengthened R.C. Members"; Proc. of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna.
30. Dritsos S., Pilakoutas K., (1994), 'Repair/Strengthening Techniques for Structurally Damaged R.C. Columns"; Proc. of 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Chicago, Illinois.
31. Dritsos S., (1995), 'Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings in Greece"; Journal of Structural Engineering, Vol.22(1).
32. Dritsos S., (1996 α), 'Strengthening of RC Beams by New Cement Based Layers"; Proc of International Conference: Concrete Repair Rehabilitation and Protection, Dundee.
33. Dritsos S., (1996 β), 'Flexural Behaviour of Retrofitted RC Beams"; Proc. of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco.
34. Dritsos S., (1997), 'Concrete Jacketing for Reinforced Concrete Columns"; Journal of Construction Repairs, Vol.11(4).
35. Dritsos S., (1997), 'Analysis of Retrofitted Reinforced Concrete Beams"; Proc. of 7th International Conference on Structural Faults and Repair, Edinburgh.
36. Dritsos S., Taylor C., and Vadoros K., (1997), 'Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Structures by Concrete Jacketing"; Proc. of 7th International Conference on Structural Faults and Repair, Edinburgh.
37. Dritsos S., Georgakopoulou M., (1999), 'Concrete Jacketing for Seismic Strengthening"; Proc. of fib Symposium 1999/Structural Concrete-The Bridge Between People. Prague CD Proceedings.
38. FEMA-273/1997, (1997), NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Issued by FEMA Washington D.C..
39. FEMA-274/1997, (1997), NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Issued by FEMA Washington D.C..

40. Frangou M., Pilakoutas K., Dritsos S., (1993), 'Repair/Strengthening of Columns by a Simple Localized Strengthening Technique', Proc. of 5th International Conference on Structural Faults and Repair, Edinburgh.
41. Globarah A., Tarek S. Aziz, Asharaf Biddah, (1997), 'Rehabilitation of Reinforced Concrete Frame Connections Using Corrugated Steel Jacketing', ACI Structural Journal, No 94(3).
42. Jones R., Swamy R.N., Charif A., (1988), 'Plate Separation and Anchorage of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-bonded Steel Plates', The Structural Engineer 66, No 5.
43. Kahn L., (1980), 'Strengthening of Existing R.C. Columns for Earthquake Resistance', Proc. of 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul.
44. Lander M., (1987), 'Field Measurements on Subsequently Strengthened Concrete Slabs', Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete structures , Publication SP-55, American Concrete Institute. Detroit.
45. Liauw T., Lee S., (1977), 'On the Behaviour and the Analysis of Multistorey Infilled Frames Subject to Lateral Loading', The Inst. of Civil Eng., Vol. 63.
46. Liauw T., Kwan K., (1977), 'Non- Linear Analysis on Multistorey Infilled Frames', The Inst. of Civil Eng., Vol. 63.
47. Liauw T., (1979), 'Tests on Multistorey Infilled Frames Subjected to Dynamic Lateral Loading', ACI Journal, Vol. 76(4).
48. Mirmiran A., Shahawy M., Samaan M., EI Echary H., Mastrapa J., Pico O., (1998), 'Effect of Concrete Parameters on FRP-Confined Concrete', ASCE Journal of Composites for Construction, Vol. 2(4).
49. Oehlers D., Morgan J., (1990), 'Premature Failure of Externally Plated Reinforced Concrete Beams', ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 116(4).
50. Oehlers D., (1992), 'Reinforced Concrete Beams with Plates Glued to Their Sofits', ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118(8).
51. Pilakoutas K., Dritsos S., (1992), 'Design of Structural Repair Schemes of RC Structures', Proc. of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid.
52. Spadea G., Bencardino F., Swamy R.N., (2000), 'Strengthening Through Bonded External Reinforcement Design for Extended Durable Service Life', Proc. of 2nd International Symposium: Cement and Concrete Technology in the 2000 s, Istanbul.
53. Sugano S., (1981), 'State-of-the-Art in Aseismic Strengthening of Existing RC Buildings in Japan', Takenaka, Rep. No 25.
54. Swamy R.N, Jones R., Bloxham J., (1987), 'Structural Behaviour of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-Bonded Steel Plates', The Structural Engineer, 65A, No2.
55. Tassios T., (1982), 'The Mechanics of Column Repair with a Reinforced Concrete Jacket', Proc. of 7th European Conference on Earthquake Engineering, Athens.
56. UNDP/UNIDO, (1983), 'Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick Masonry Buildings', Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Regions, Vol.5, Vienna.
57. Ze-Jun Geng, Michael J.Chajes, Tsu-Wei Chou, David Yen-Cheng Pan, (1998), 'The Retrofitting of Reinforced Concrete Column-to-Beam Connections' Journal of Composites Science and Technology.

6 ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

6.1 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

- Το παρόν κεφάλαιο, όπως εξ άλλου και όλο το εγχειρίδιο, δεν έχει νομική ισχύ. Κατά συνέπεια, σε περίπτωση αντιφάσεων, υπερισχύουν οι διατάξεις των σχετικών κανονισμών και υπουργικών αποφάσεων.
- Το παρόν κεφάλαιο αναφέρεται γενικά σε κατασκευές με φέροντα οργανισμό από τοιχοποιία (άοπλη, διαζωματική, οπλισμένη). Ιδιαίτερη όμως έμφαση δίδεται σε κτιριακές κατασκευές από άοπλη και διαζωματική τοιχοποιία, οι οποίες αποτελούν τη συντριπτική πλειονότητα των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία στη χώρα μας. Ορισμένες από τις προτεινόμενες μεθόδους και τεχνικές μπορούν να εφαρμόζονται και σε ειδικές κατασκευές (π.χ. καμπαναριά, καμινάδες, γέφυρες, δεξαμενές, υδραγωγεία κ.λ.π.) μετά από κατάλληλη προσαρμογή, όπου χρειάζεται.
- Οι συστάσεις του παρόντος κεφαλαίου πρέπει να εφαρμόζονται από τους μελετητές και κατασκευαστές με τον απαιτούμενο πρόσθετο βαθμό προσωπικής κρίσης ώστε να καλύπτεται η μεγάλη ποικιλία, ιδιομορφία και ιδιοτυπία των εμφανιζομένων στην πράξη περιπτώσεων κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία.
- Σημαντικό ποσοστό των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία στη χώρα μας προστατεύεται από ειδικές νομικές διατάξεις λόγω ιδιαίτερης αρχιτεκτονικής, καλλιτεχνικής, ιστορικής και πολιτιστικής αξίας (μνημεία και διατηρητέα κτίρια). Οι επεμβάσεις στα κτίρια αυτά διέπονται από ειδικό καθεστώς αρχών που περιγράφεται σε διεθνείς χάρτες, διακηρύξεις κ.λ.π. Υπό την έννοια αυτή, η επιλογή των κατάλληλων τεχνικών και μεθόδων επέμβασης σε τέτοιες κατασκευές απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή, γνώση, εμπειρία και ευαισθησία.

6.2 ΣΥΝΘΕΣΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

6.2.1 Εισαγωγή

Ο φέρων οργανισμός κτιρίων από (μη οπλισμένη) φέρουσα τοιχοποιία εμφανίζει πολύ μεγάλη ποικιλία και πολυτυπία ακολουθώντας την εξέλιξη της δομητικής τεχνικής για σειρά αιώνων. Τα βασικά στοιχεία που καθορίζουν τη σύνθεση του φέροντος οργανισμού και την απόκριση των κτιρίων και συγχρόνως αποτελούν τους παράγοντες διάκρισής τους σε κατηγορίες, είναι [12]:

- α. Ο τύπος των πατωμάτων και στεγών (οριζόντιος φέρων οργανισμός).
- β. Ο τύπος των φερουσών τοιχοποιιών (κατακόρυφος φέρων οργανισμός).
- γ. Η παρουσία (ή απουσία) και ο τύπος διαζωμάτων και ελκυστήρων.
- δ. Η παρουσία (και σύνδεση) εγκαρσίων τοίχων.

6.2.2 Τύποι πατωμάτων και στεγών

Τα βασικά μηχανικά χαρακτηριστικά των πατωμάτων ή δωμάτων που επηρεάζουν καθοριστικά τη συμπεριφορά των κτιρίων υπό κατακόρυφα αλλά κυρίως υπό οριζόντια σεισμικά φορτία είναι τα ακόλουθα [12]:

- α. Ο βαθμός της διαφραγματικής λειτουργίας.
- β. Ο ισότροπος ή μη χαρακτήρας της απόκρισής τους.

γ. Το βάρος του πατώματος.

δ. Η εμφάνιση ή μη οριζόντιων ωθήσεων υπό κατακόρυφα φορτία.

Οι βασικοί τύποι πατωμάτων που συνήθως συναντώνται σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία και η αξιολόγησή τους με βάση τα παραπάνω κριτήρια είναι οι ακόλουθοι:

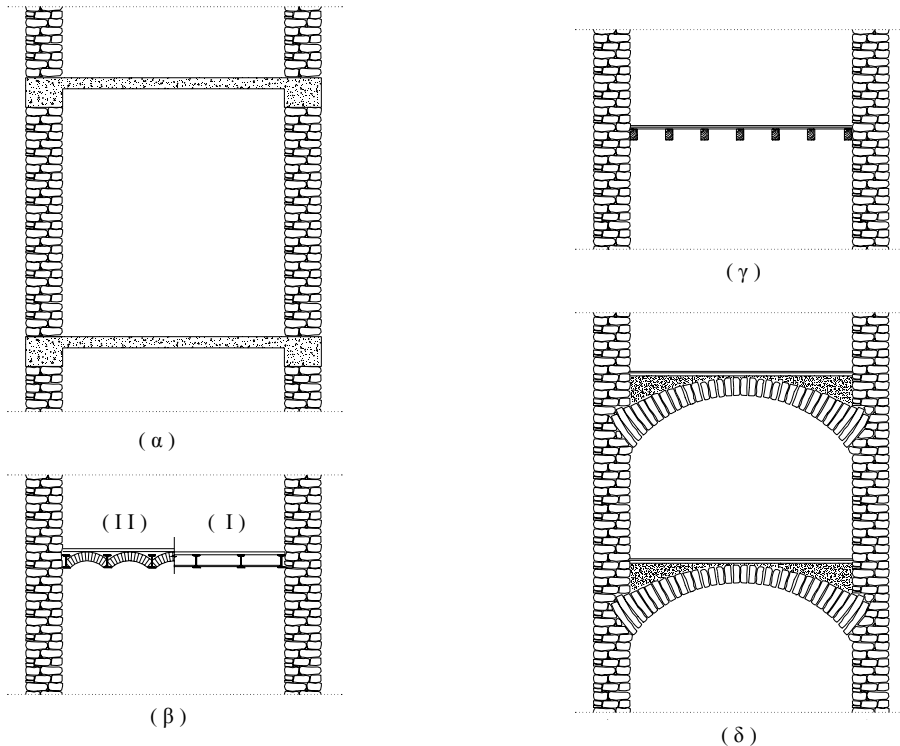
α. Πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος, (Σχ. 6.2.1α):

- Εμφανίζουν πολύ μεγάλη – πρακτικά άπειρη – δυσκαμψία μέσα στο επίπεδό τους και κατά συνέπεια εξασφαλίζουν πλήρη διαφραγματική λειτουργία, με την προϋπόθεση καλής σύνδεσης με τις φέρουσες τοιχοποιίες επί των οποίων εδράζονται.
- Καταλύτης της ισότροπης εμφάνισης της διαφραγματικής τους λειτουργίας είναι η επάρκεια ή μη της σύνδεσής τους με τις υποκείμενες φέρουσες τοιχοποιίες στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.
- Το βάρος των πλακών οπλισμένου σκυροδέματος συγκρινόμενο με αυτό των άλλων τύπων πατωμάτων είναι μέσο έως μεγάλο ανάλογα με το μέγεθος του ανοίγματος που καλούνται να γεφυρώσουν.
- Δεν ασκούν οριζόντιες ωθήσεις υπό κατακόρυφα φορτία επί των τοιχοποιιών στις οποίες στηρίζονται.

β. Πατώματα επί σιδηροδοκών με πλινθοπλήρωση, (Σχ. 6.2.1β):

Αποτελούνται από φέρουσες σιδηροδοκούς (διπλά ταυ) ανά αποστάσεις 0.60m περίπου και διακρίνονται σε δύο τύπους ανάλογα με το είδος της πλινθοπλήρωσης. Ελαφρού τύπου με επίπεδες διάτρητες πλίνθους που γεφυρώνουν το κενό με απλή παράθεσή τους μεταξύ των σιδηροδοκών (τύπος β_I), και βαρέως τύπου με καμαρωτή πλινθοδόμηση από μικρές συνήθεις διάτρητες πλίνθους (τύπος β_{II}):

- Εξασφαλίζουν μικρή (τύπος β_I) έως μέση (τύπος β_{II}) δυσκαμψία στο επίπεδό τους με αντίστοιχη διαφοροποίηση της διαφραγματικής λειτουργίας του πατώματος.



α. Πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος

β. Πατώματα επί σιδηροδοκών με πλινθοπλήρωση

γ. Ξύλινα πατώματα

δ. Κτιστά πατώματα μονής ή διπλής καμπυλότητας

Σχ. 6.2.1 Τύποι πατωμάτων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία [12]

- Εμφανίζουν σημαντική διαφοροποίηση της διαφραγματικής λειτουργίας κατά κατεύθυνση εξ αιτίας της έδρασης των μεταλλικών δοκών επί των φερουσών τοιχοποιιών σε μία μόνο από τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Ιδιαίτερα τα πατώματα ελαφρού τύπου εμφανίζουν έντονη ανισοτροπία δυσκαμψίας εντός του επιπέδου τους λόγω μικροολισθήσεων μεταξύ επίπεδων πλίνθων και σιδηροδοκών.
- Το βάρος τους κυμαίνεται από σχετικά μικρό έως μέσο για τα ελαφρού τύπου πατώματα επίπεδης πλινθοπλήρωσης και από μέσο έως μεγάλο για τα βαρέως τύπου πατώματα με καμαρωτή πλινθοδόμηση. Σημαντικό για τα πατώματα με καμαρωτή πλινθοδομή είναι το βάρος της επιπεδωτικής στρώσης μπάζων (χρήση κοινών ή ελαφρών υλικών π.χ. κίσηρη).
- Δεν ασκούν οριζόντιες ωθήσεις υπό τα κατακόρυφα φορτία επί των φερουσών τοιχοποιιών. Οι σχετικά ασθενείς ωθήσεις των καμαρών στα πατώματα βαρέως τύπου, αλληλοαναιρούνται στις μεσαίες σιδηροδοκούς, ενώ στις ακραίες σιδηροδοκούς αναλαμβάνονται από αυτές με υποβοήθησή τους μέσω εγκάρσιων μεταλλικών ράβδων – ελκυστήρων, που συνδέουν τις σιδηροδοκούς μεταξύ τους.

γ. Ξύλινα πατώματα (σανίδωμα επί ισχυρών ξύλινων δοκών), (Σχ. 6.2.1γ):

Αποτελούνται από σανίδες, σε απλή παράθεση ή συνδεδεμένες με διαμήκη εντορμία (ραμποτέ), καρφωμένες επί ισχυρών ξύλινων δοκών ανά αποστάσεις 0.40 έως 0.60m περίπου. Πολλές φορές υπάρχει ελαφρό ταβάνωμα (λεπτό μη φέρον σανίδωμα) καρφωμένο επί των κάτω πελμάτων των ξύλινων δοκών. Πολύ σπάνια το σανίδωμα είναι διπλό, αποτελούμενο από δύο επάλληλες στρώσεις διασταυρούμενων σανίδων:

- Εξασφαλίζουν μικρή και σε περίπτωση διπλού σανιδώματος μέση δυσκαμψία στο επίπεδό τους με αντίστοιχη διαφοροποίηση της διαφραγματικής λειτουργίας του πατώματος.
- Εμφανίζουν σημαντική διαφοροποίηση της διαφραγματικής λειτουργίας κατά κατεύθυνση εξ αιτίας της έδρασης των ξύλινων φερουσών δοκών επί των φερουσών τοιχοποιιών σε μία μόνο από τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.
- Το βάρος τους είναι σχετικά μικρό.
- Δεν ασκούν οριζόντιες ωθήσεις υπό τα κατακόρυφα φορτία επί των φερουσών τοιχοποιιών.

δ. Κτιστά πατώματα μονής ή διπλής καμπυλότητας, (Σχ. 6.2.1δ):

Αποτελούνται από πλινθόκτιστες ή λιθόκτιστες καμάρες (απλή καμπυλότητα), διασταυρούμενες καμάρες (σταυροθόλια) ή θόλους (διπλή καμπυλότητα). Η επιπέδωση εξασφαλίζεται με μπάζωμα.

- Εξασφαλίζουν μεγάλη δυσκαμψία και ισχυρή διαφραγματική λειτουργία σε οριζόντια διεύθυνση, είναι όμως σχετικά ασαφής η στάθμη του διαφραγματικού επιπέδου.
- Η ισότροπη ή μη απόκρισή τους εξαρτάται από το βαθμό δομητικής εμπλοκής του πατώματος με τους φέροντες τοίχους της περιμέτρου (σε περίπτωση καμαρωτού πατώματος μονής καμπυλότητας είναι αμφίβολη έως ανύπαρκτη η δομητική σύνδεση στη διεύθυνση των γενετειρών).
- Το βάρος τους είναι πολύ μεγάλο, ιδιαίτερα στην περίπτωση επιπέδωσης του δαπέδου με κοινά και όχι ελαφρά υλικά.
- Είναι ο μοναδικός τύπος πατωμάτων που ασκούν σημαντικές, έως μεγάλες κατά περίπτωση, ωθήσεις υπό τα κατακόρυφα φορτία επί των τοιχοποιιών στις οποίες εδράζονται. Εξ αιτίας, τόσο των ωθήσεων αλλά και του μεγάλου βάρους του πατώματος απαιτείται μεγάλο πάχος φερουσών τοιχοποιιών.

Οι στέγες κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία αποτελούνται συνήθως από ξύλινα ζευκτά ανά αποστάσεις 1.0 έως 2.0m με τεγίδες, σανίδωμα και επικεράμωση. Τα ζευκτά εδράζονται στο κορυφαίο διάζωμα των φερουσών τοιχοποιιών ή σε ξύλινες δοκούς (ποταμοί) ενσωματωμένες κατά μήκος της στέψης των τοίχων. Η εγκάρσια σύνδεση των ζευκτών

εξασφαλίζεται μέσω εγκάρσιων συνδέσμων σε κατακόρυφα επίπεδα, αντιανέμιων συνδέσμων στα κεκλιμένα επίπεδα της στέγης, καθώς και μέσω των ξύλινων τεγίδων που φέρουν το σανίδωμα. Σε περίπτωση ορθογωνικής κάτοψης με δικλινή στέγη τα ζευκτά τοποθετούνται παράλληλα προς τη μικρή διάσταση του κτιρίου. Σε περίπτωση περίπου τετραγωνικής κάτοψης, καθώς και στα άκρα τετρακλινών στεγών επί ορθογωνικών κατόψεων, διαμορφώνονται διασταυρούμενα ημιζευκτά με κεντρικό ή κεντρικούς ορθοστάτες (παπάδες). Τέλος, στην πολύ συνηθισμένη περίπτωση ακανόνιστης κάτοψης με προεξέχουσες πτέρυγες η στέγη προκύπτει ακανόνιστης μορφής. Τα χαρακτηριστικά της μηχανικής συμπεριφοράς των ξύλινων στεγών είναι τα ακόλουθα:

- Προϋποθέσεις για την ανάπτυξη άξιας λόγου διαφραγματικής λειτουργίας είναι η άρτια δικτύωση των ζευκτών (ύπαρξη επαρκών ορθοστατών και διαγωνίων ράβδων) η εξασφάλιση της συνέχειας στις ματίσεις των επιμήκων δοκών κάτω πέλματος, οι ισχυρές συνδέσεις στους κόμβους, η επαρκής σύνδεση των ζευκτών στις θέσεις έδρασής τους με ξύλινους ποταμούς ή προτιμότερο με ισχυρό κορυφαίο διάζωμα και η ύπαρξη ισχυρών εγκάρσιων και ιδιαίτερα αντιανέμιων συνδέσμων ή ισχυρού πλήρους σανιδώματος.
- Η μειωμένη εξασφάλιση ή απουσία κάποιας από τις παραπάνω προϋποθέσεις δημιουργεί κατά περίπτωση γενική ή κατά διεύθυνση (ανισοτροπία) μείωση της διαφραγματικής λειτουργία της στέγης.
- Το βάρος των ξύλινων στεγών κυμαίνεται μεταξύ ευρέων ορίων και καθορίζεται κυρίως από το βάρος της επικάλυψης. Οι συνηθέστεροι τύποι επικάλυψης κατά αύξουσα σειρά βάρους είναι οι ακόλουθοι:
 - i. Ελαφρά κεραμίδια ευρωπαϊκού τύπου (γαλλικά).
 - ii. Ρωμαϊκά ή Βυζαντινά καρφωτά κεραμίδια.
 - iii. Βυζαντινά κολυμβητά κεραμίδια.
 - iv. Επικάλυψη με λίθινες πλάκες (Πηλίου ή Ελευθερουπόλεως).
- Πολλές φορές η ανεπαρκής δικτύωση των ζευκτών έχει ως συνέπεια την έντονη καμπτική καταπόνηση των ράβδων άνω και κάτω πέλματος και σημαντικές βυθίσεις με συνέπεια την έδραση της στέγης επί των εσωτερικών (συνήθως ασθενών) διαχωριστικών τοιχοποιιών με δυσμενείς συνέπειες για την ασφάλεια της κατασκευής.
- Σε περίπτωση ανεπαρκούς δικτύωσης και ασθενών συνδέσεων στους κόμβους των ζευκτών σε συνδυασμό με απουσία επαρκών εσωτερικών τοιχοποιιών, εμφανίζεται "κάθισμα και άνοιγμα" της στέγης με συνέπεια την ανάπτυξη οριζόντιων ωθήσεων από τους κεκλιμένους αμείβοντες επί των περιμετρικών τοιχοποιιών έδρασης των ζευκτών.

6.2.3 Τύποι φερουσών τοιχοποιιών

Οι συνηθέστεροι τύποι τοιχοποιιών που συναντώνται σε κτίρια από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία είναι οι ακόλουθοι:

- α. Λιθοδομή φυσικών λίθων (συνήθως αργολιθοδομή με ημιλάξευτα αγκωνάρια. Σε λιθοδομές μεγάλου πάχους συναντάται η λεγόμενη τρίστρωτη ή σακοειδής λιθοδομή που αποτελείται από δύο ανεξάρτητους τοίχους-όψεις από αργολιθοδομή ενώ το μεταξύ τους κενό συμπληρώνεται με σχετικά χαλαρό υλικό από θραύσματα λίθων και κονίαμα).
- β. Πλινθοδομή πλήρων οπτοπλίνθων.
- γ. Πλινθοδομή διάτρητων οπτοπλίνθων.
- δ. Πλινθοδομή ωμοπλίνθων.

- ε. Ξυλόπηκτη τοιχοποιία (Τσατμάς: Ξύλινο δικτύωμα και πλήρωση των κενών με πλινθοδομή πλήρων οπτοπλίνθων ή ωμοπλίνθων).
- στ. Ξυλόπλεκτη τοιχοποιία (Μπαδαγατότοιχος: Ξύλινοι ορθοστάτες με αμφίπλευρακαρφωτούς ή και πλεκτούς λεπτούς ξύλινους πηχίσκους ή κλαδιά λυγαριάς και πεταχτό επίχρισμα).

Το κονίαμα δόμησης συνήθως είναι των ακόλουθων τύπων:

- α. Ασβεστοσιμεντοκονίαμα.
- β. Ασβεστοκονίαμα.
- γ. Αργιλοκονίαμα.

Πολύ συχνά συνυπάρχουν στο ίδιο κτίσμα τοιχοποιίες διαφόρων τύπων, σπάνια όμως διαφοροποιείται το κονίαμα δόμησης σε τοίχους του ίδιου κτιρίου, εκτός αν πρόκειται για μεταγενέστερες φάσεις, αναδομήσεις ή προσθήκες.

Οι τοιχοποιίες μικρότερου βάρους και χαμηλότερης κατά τεκμήριο αντοχής, όπως πλινθοδομές διάτρητων πλίνθων και ξυλόπηκτες ή ξυλόπλεκτες τοιχοποιίες, συναντώνται συνήθως στους ανώτερους ορόφους, είτε χρησιμοποιούνται ως εσωτερικοί διαχωριστικοί και συχνά μη φέροντες τοίχοι. Αντίθετα, οι τοιχοποιίες μεγαλύτερου βάρους και υψηλότερης αντοχής, όπως λιθοδομές και πλινθοδομές πλήρων πλίνθων, συναντώνται συνήθως στους κατώτερους ορόφους. Η θεμελίωση και οι φέρουσες τοιχοποιίες τυχόν υπογείων ή ημιυπόγειων χώρων σε υφιστάμενα κτίρια είναι σχεδόν αποκλειστικά κατασκευασμένες από λιθοδομή. Ειδικά για τη θεμελίωση πρέπει να σημειωθεί ότι συνήθως είναι αβαθής και αποτελείται από συνεχή λιθοδομή ισοπαχή με την τοιχοποιία του υπερκείμενου ορόφου ή με ελαφρά διαπλάτυνση μονόπλευρα ή αμφίπλευρα ανάλογα με την ποιότητα του εδάφους θεμελίωσης.

Κύριο χαρακτηριστικό των φερουσών τοιχοποιιών και ιδιαίτερα των λιθοδομών και πλινθοδομών πλήρων πλίνθων είναι το σχετικά μεγάλο βάρος ιδιαίτερα σε σχετικά υψηλά κτίρια όπου το πάχος των τοίχων είναι σεβαστό. Έτσι στα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία ένα σχετικά μικρό ποσοστό της μάζας βρίσκεται συγκεντρωμένο στις στάθμες των πατωμάτων και της στέγης.

Στην παρούσα παράγραφο πρέπει να γίνει αναφορά και στη μεγάλη κατηγορία κτιρίων που εμφανίζουν μικτό φέροντα οργανισμό με πλάκες, δοκούς και υποστύλωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα στο εσωτερικό και φέρουσες τοιχοποιίες στην περίμετρο. Τα κτίρια αυτά, που συχνά είναι πολυώροφα, αποτέλεσαν υβριδικές κατασκευές της μεταβατικής περιόδου των αρχών του 20ου αιώνα, πριν από την πλήρη επικράτηση των κτιρίων με αμιγή σκελετό οπλισμένου σκυροδέματος.

Το μέγεθος, το πλήθος, αλλά κυρίως η απόσταση από τις γωνίες και η σχετική καθ' ύψος τοποθέτηση των ανοιγμάτων (πόρτες, παράθυρα) στο ισόγειο και τους υπερκείμενους ορόφους επηρεάζει καθοριστικά τη συμπεριφορά της φέρουσας τοιχοποιίας, τόσο υπό κατακόρυφα, κυρίως όμως υπό οριζόντια (σεισμικά) φορτία. Κατά κανόνα σε κτίρια που έχουν κατασκευασθεί εμπειρικά ή με μεταγενέστερες επεμβάσεις ή προσθήκες ορόφων καθ' ύψος, παρατηρείται το ιδιαίτερα δυσμενές φαινόμενο της αναντιστοιχίας των ανοιγμάτων καθ' ύψος. Είναι φανερό ότι η αναντιστοιχία αυτή προκαλεί έντονη διατάραξη στη ροή των τάσεων προς τη θεμελίωση.

6.2.4 Διαζώματα - Ελκυστήρες

Τα διαζώματα και οι ελκυστήρες αποτελούν βασικά δομικά στοιχεία που ασκούν καθοριστική επιρροή στην απόκριση των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό οριζόντια

(σεισμικά) φορτία. Οι συνηθέστεροι τύποι διαζωμάτων και ελκυστήρων είναι οι ακόλουθοι (βλέπε Σχ. 6.2.2):

- α. Ξύλινα, μεταλλικά, ή (σε σχετικά πρόσφατες κατασκευές) από οπλισμένο σκυρόδεμα υπέρθυρα (πρέκια) στα ανώφλια των ανοιγμάτων ή και σε ενδιάμεσες στάθμες στο ύψος των ορόφων (μη συνεχή διαζώματα).
- β. Συνεχή ξύλινα (ξύλοδεσιές), μεταλλικά, ή (σε σχετικά πρόσφατες κατασκευές) από οπλισμένο σκυρόδεμα οριζόντια διαζώματα στις στάθμες των ανωφλίων των ανοιγμάτων ή στις στάθμες των ορόφων και της στέγης.
- γ. Μεταλλικοί ελκυστήρες (παθητικοί ή ελαφρά προεντεταμένοι) ή παθητικοί ξύλινοι ελκυστήρες στις στάθμες των ορόφων, της στέγης, ή και των ανωφλίων.
- δ. Κατακόρυφα διαζώματα ξύλινα, από οπλισμένο σκυρόδεμα, ή σπανιότερα μεταλλικά.

Τα ανεξάρτητα πρέκια φέρουν απλώς την τοιχοποιία της ζώνης πάνω από τα ανώφλια των ανοιγμάτων χωρίς να συμβάλλουν στη συνολική απόκριση του κτιρίου υπό οριζόντια (σεισμικά) φορτία. Αρκετές φορές τα ανώφλια διαμορφώνονται σε μορφή τοξυλίου πλινθοδομής, οπότε το πρέκι είτε απουσιάζει, είτε τοποθετείται ως ελκυστήρας.

Τα συνεχή οριζόντια ξύλινα ή μεταλλικά διαζώματα αποτελούνται συνήθως από δύο παράλληλες μεταξύ τους ράβδους ενσωματωμένες στο ίδιο επίπεδο στις δύο όψεις της τοιχοποιίας και συνδεδεμένες με εγκάρσιες ράβδους κατά το πάχος του τοίχου ανά διαστήματα. Ουσιαστικά πρόκειται για “δικτυώματα μορφής σκάλας” σε οριζόντιο επίπεδο, τα οποία διασταυρώνονται στις γωνίες του κτιρίου (Σχ. 6.2.3, 6.2.4). Πολλές φορές οι εσωτερικές ράβδοι των διαζωμάτων αγκυρώνονται στα άκρα τους στις εξωτερικές όψεις των γωνιών των τοίχων μέσω εγκάρσιων μεταλλικών τεμαχίων ράβδων (Σχ. 6.2.2f, 6.2.4). Στην περίπτωση αυτή τα διαζώματα λειτουργούν και ως ελκυστήρες.

Ο κύριος ρόλος των συνεχών οριζόντιων διαζωμάτων είναι να ενισχύσουν την εκτός επιπέδου καμπτική λειτουργία των τοιχοποιιών, αναλαμβάνοντας τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις κάθετα στο επίπεδο του τοίχου και μεταφέροντάς τις στους εγκάρσιους τοίχους. Για το λόγο αυτό, σε παχείς τοίχους οι ξυλοδεσιές αποτελούνται συνήθως από δύο παράλληλες ξύλινες δοκούς στις όψεις της τοιχοποιίας που συνδέονται μεταξύ τους με ορθοστάτες. Αντίστοιχα, τα διαζώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα καταλαμβάνουν ολόκληρο το πλάτος της τοιχοποιίας, ενώ έχουν σχετικά χαμηλό ύψος, καθώς καλούνται να λειτουργήσουν ως δοκοί καμπτόμενες σε οριζόντιο επίπεδο (Σχ. 6.2.2a,b).

Οι ελκυστήρες είναι συνήθως χαλύβδινες λεπίδες ορθογωνικής διατομής ή μικρές χαλύβδινες δοκοί διατομής I ή Π, τοποθετούνται κατά τη δόμηση των τοίχων και προεντείνονται μετά την ολοκλήρωση του φέροντα οργανισμού. Συχνά συναντώνται και ξύλινοι ελκυστήρες που τοποθετούνται σε επαφή με την εσωτερική όψη των τοίχων και φέρουν στα άκρα τους μεταλλικές καρφωτές λεπίδες για την αγκύρωσή τους στην εξωτερική όψη των εγκάρσιων τοίχων. Η προένταση είναι ελαφρά και επιτυγχάνεται είτε με ράβδους αγκύρωσης κατάλληλου σχήματος, είτε με συστροφή της μεταλλικής λεπίδας σε σημεία όπου αυτή είναι προσπελάσιμη. Σημειώνεται ότι, η συμβολή της προέντασης των ελκυστήρων στην ανάπτυξη πρόθλιψης στην τοιχοποιία είναι συνήθως αμελητέα. Η προένταση επιβάλλεται κυρίως για την άρση τυχόν ανοχών μήκους ώστε η ενεργοποίηση του ελκυστήρα να είναι άμεση.

Ο κύριος ρόλος των οριζόντιων μεταλλικών ή ξύλινων ελκυστήρων είναι να αποτρέψουν την αποκόλληση υπό σεισμική καταπόνηση των διασταυρούμενων τοίχων καθ' ύψος των κατακόρυφων ακμών σε γωνίες τύπου Γ ή T.

Ορατοί ξύλινοι ή μεταλλικοί ελκυστήρες συναντώνται σε όλες σχεδόν τις κατασκευές που έχουν καμαρωτά ή θολωτά πατώματα, τόξα, αψίδες και τρούλους όπως τα Ρωμαϊκά, Βυζαντινά ή Οθωμανικά μνημεία. Οι ελκυστήρες τοποθετούνται στη στάθμη γένεσης των καμπύλων φορέων ώστε να αναλάβουν τις οριζόντιες ωθήσεις που αναπτύσσονται υπό τα

κατακόρυφα φορτία. Οι ελκυστήρες αυτοί συνδέονται συνήθως στα άκρα τους με ξυλοδεσιές ενσωματωμένες στους εγκάρσιους τοίχους.

Τα κατακόρυφα διαζώματα (όταν υπάρχουν), σε συνεργασία με τα οριζόντια διαζώματα, συγκροτούν στο επίπεδο της τοιχοποιίας πλαίσια αυξημένης δυσκαμψίας που αφενός ενισχύουν τη λειτουργία δίσκου της τοιχοποιίας και αφετέρου εγκιβωτίζουν και περισφίγγουν τμήματα της τοιχοποιίας αποτρέποντας την πρόωρη ρηγμάτωσή της υπό σεισμική καταπόνηση εντός του επιπέδου της.

Είναι φανερό ότι ο ρόλος των διαζωμάτων και των ελκυστήρων είναι να εξασφαλίζουν τη λειτουργία των φερουσών τοιχοποιιών ως ενιαίου συνόλου υπό οριζόντια σεισμική καταπόνηση.

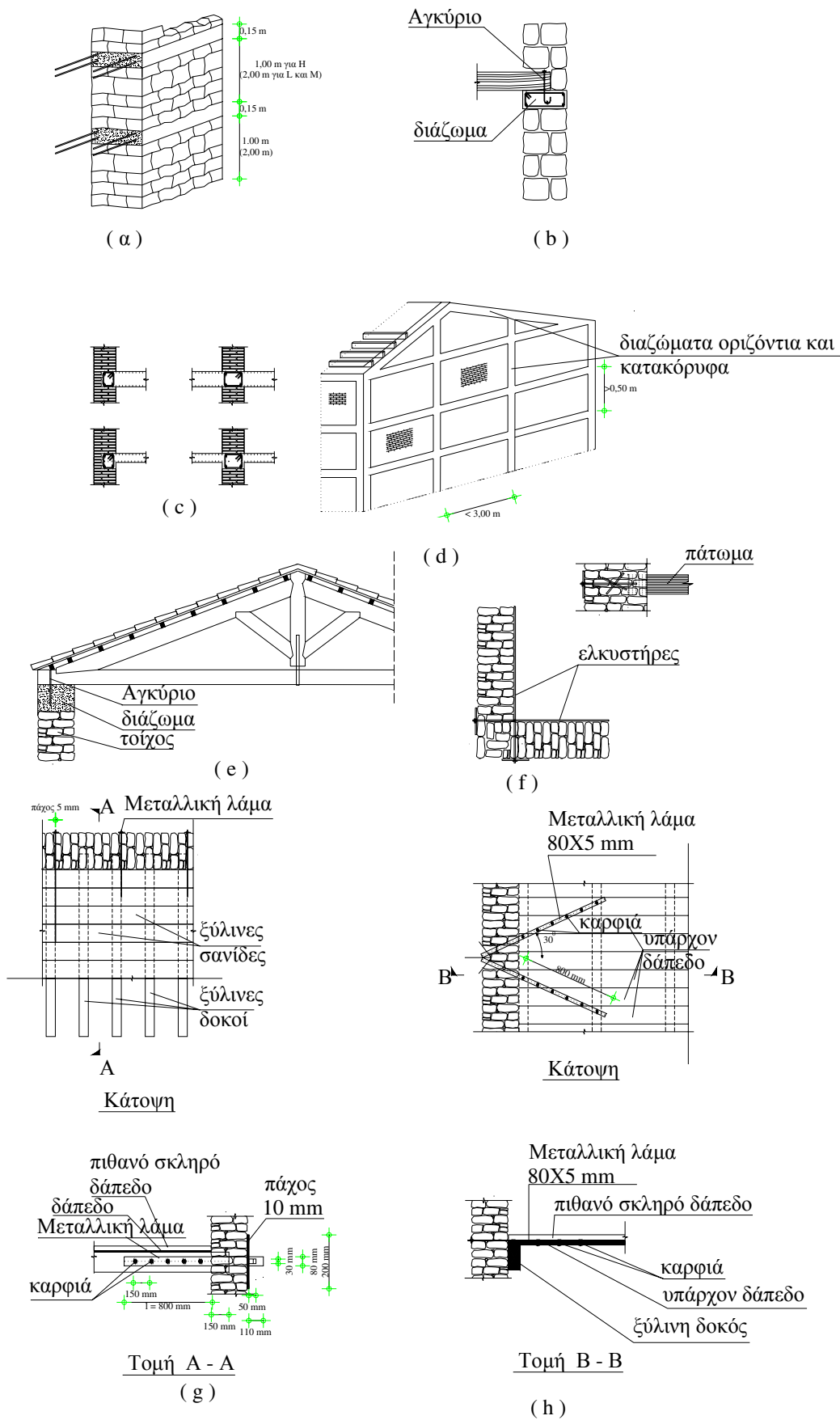
Πρέπει να σημειωθεί ότι, ο νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός αναγνωρίζει τη βασική συμβολή των διαζωμάτων στην πρόσδοση κάποιου βαθμού πλαστιμότητας σε φέροντες οργανισμούς από τοιχοποιία και διαφοροποιεί αντίστοιχα τις τιμές των συντελεστών σεισμικής συμπεριφοράς :

α. Τοιχοποιία με οριζόντια διαζώματα: $q = 1.5$.

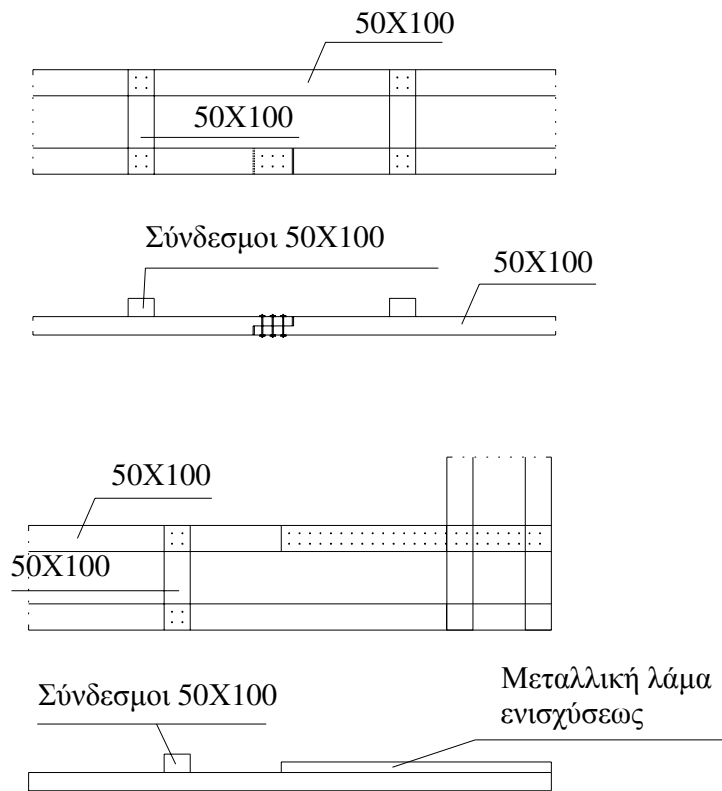
β. Τοιχοποιία με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα: $q = 2.0$.

γ. Τοιχοποιία οπλισμένη (κατακορύφως και οριζοντίως): $q = 2.5$.

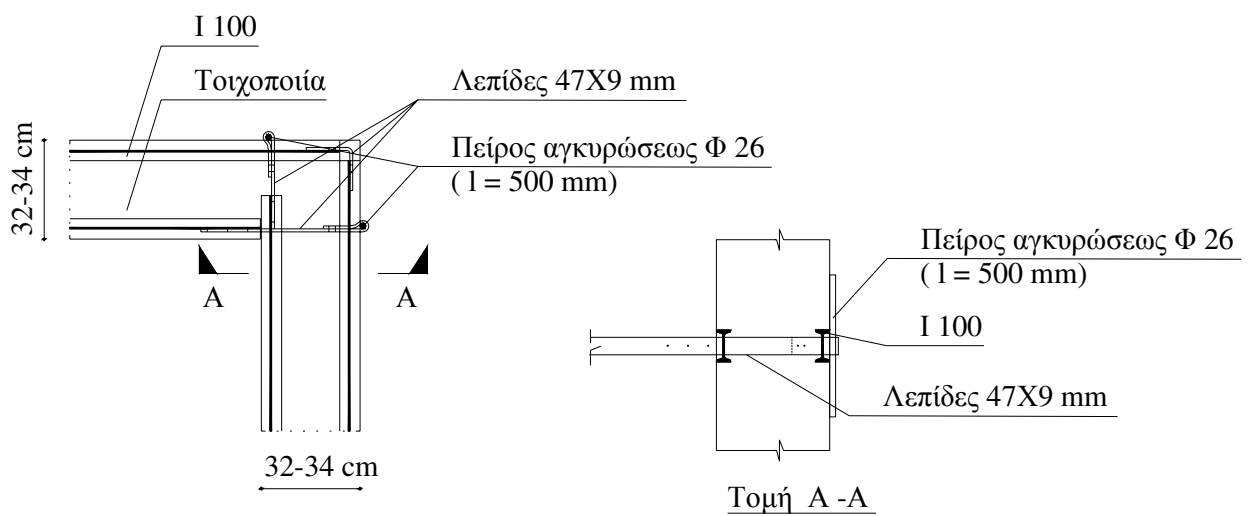
Είναι γνωστό ότι ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς υπεισέρχεται ως διαιρέτης στη σχέση υπολογισμού της σεισμικής επιτάχυνσης σχεδιασμού, με αποτέλεσμα η ύπαρξη διαζωμάτων να προκαλεί σημαντική μείωση της οριζόντιας επιτάχυνσης σχεδιασμού του κτιρίου. Πρέπει όμως να σημειωθεί ότι οι τιμές του q για κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία είναι σημαντικά μικρότερες από αυτές των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα ή χάλυβα, με αποτέλεσμα οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία να προκύπτουν συγκριτικά σημαντικά υψηλότερες.



Σχ. 6.2.2 Τύποι διαζωμάτων, ελκυστήρων και συνδέσεων πατωμάτων και στεγών με τις φέρουσες τοιχοποιίες [5], [6], [12]



Σχ. 6.2.3 Μορφή και γωνιακές συνδέσεις ξύλινων διαζωμάτων [5], [12]



Σχ. 6.2.4 Μορφή, γωνιακή σύνδεση και ακραία αγκύρωση μεταλλικού διαζώματος-ελκυστήρα [12]

6.3 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

6.3.1 Εισαγωγή

Είναι φανερό ότι, οι συνδυασμοί υλικών και τύπων πατωμάτων και στεγών, υλικών και τύπου δόμησης φερουσών τοιχοποιιών, υλικών και μορφής διαζωμάτων και ελκυστήρων, (ή και η απουσία τους) παράγουν μια μεγάλη πολυτυπία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία.

Στις προηγούμενες παραγράφους παρουσιάστηκε ποιοτικά ο ρόλος των επί μέρους δομικών στοιχείων που συγκροτούν τον φέροντα οργανισμό κτιρίων από τοιχοποιία. Στην παρούσα παράγραφο θα επιχειρηθεί η σκιαγράφηση της απόκρισης και παθολογίας των κτιρίων υπό κατακόρυφα και ιδιαίτερα υπό οριζόντια σεισμικά φορτία. Άλλες αιτίες (που μερικές φορές είναι σημαντικές) δεν εξετάζονται στο παρόν εγχειρίδιο (π.χ. περιβαλλοντικές δράσεις).

6.3.2 Παθολογία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό κατακόρυφα φορτία

Η μεταβίβαση των κινητών κατακόρυφων φορτίων και των ιδίων βαρών των οριζόντιων δομικών στοιχείων (πατώματα, στέγες) στα κατακόρυφα (φέρουσες τοιχοποιίες) και από εκεί, μαζί με τα σημαντικά ίδια βάρη των τοίχων, στη θεμελίωση και το έδαφος, είναι συνήθως σαφής και εξασφαλισμένη σε όλους του τύπους κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία.

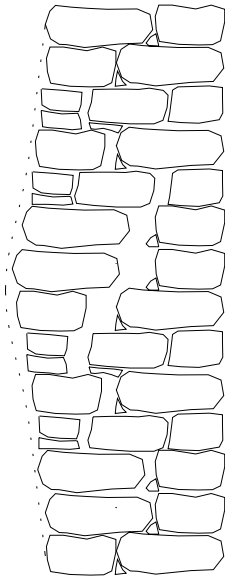
Τα τυχόν προβλήματα είναι συνήθως περιορισμένα και μπορούν να καταταγούν στις ακόλουθες κατηγορίες:

- α. Προβλήματα τοπικής ανεπάρκειας λόγω κακού σχεδιασμού (τοπική ρηγμάτωση τοιχοποιίας υπό ισχυρά μοναχικά φορτία ή λόγω αναντιστοιχίας ανοιγμάτων καθ' ύψος).
- β. Προβλήματα τοπικής ή γενικής ανεπάρκειας από διαφορικές καθιζήσεις της θεμελίωσης.
- γ. Προβλήματα τοπικής ανεπάρκειας από επεμβάσεις, διαρρυθμίσεις ή προσθήκες καθ' επέκταση.
- δ. Προβλήματα τοπικής ή γενικής ανεπάρκειας από προσθήκες καθ' ύψος.
- ε. Προβλήματα τοπικής ή γενικής ανεπάρκειας από αλλαγή χρήσης (αύξηση κινητών φορτίων).
- στ. Προβλήματα τοπικής ή γενικής ανεπάρκειας από γήρανση υλικών.

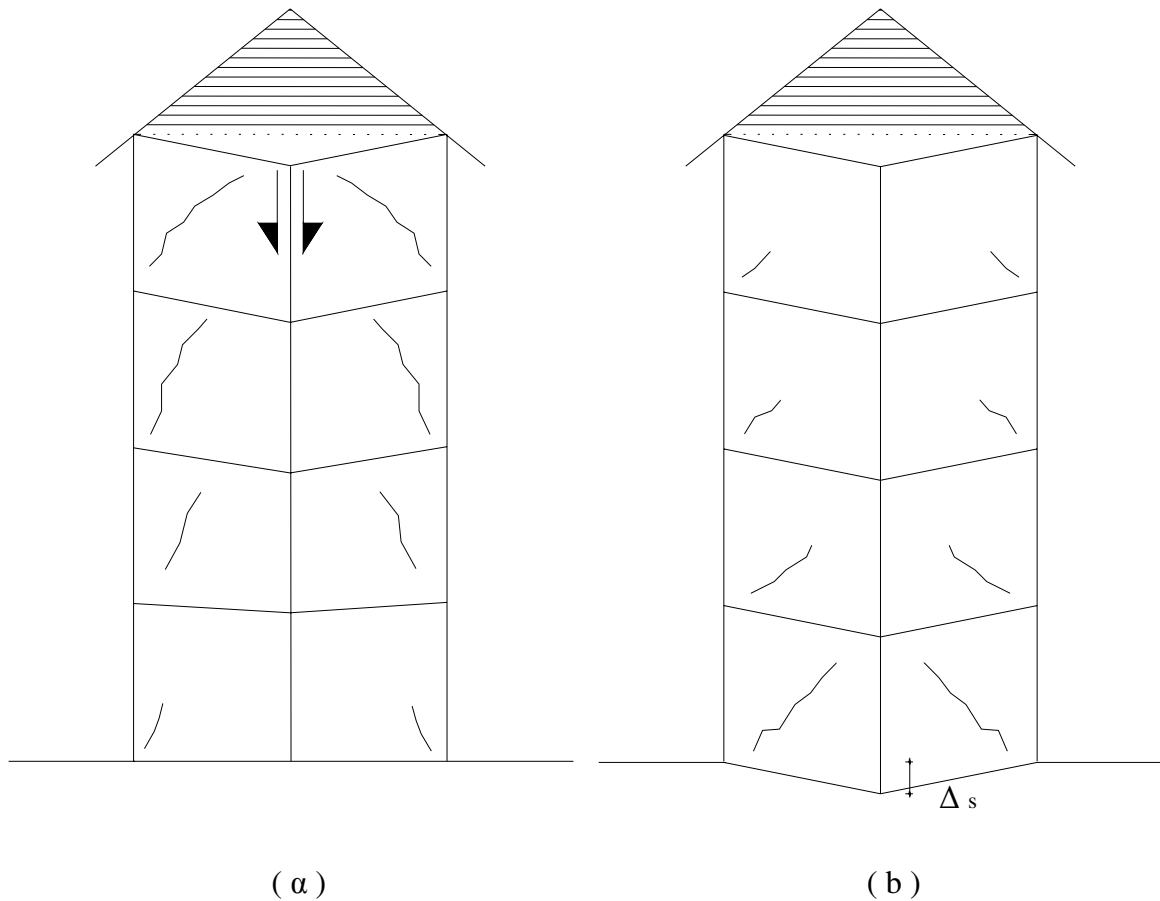
Οι βλάβες από τα κατακόρυφα φορτία είναι συνήθως των ακόλουθων τύπων:

- α. Όταν υπάρχει τοπική υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής είτε από κακό σχεδιασμό είτε από συγκέντρωση φορτίου, εμφανίζονται είτε σχεδόν κατακόρυφες ρηγματώσεις που οφείλονται στις εγκάρσιες εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται σε μονοαξονικά θλιβόμενη τοιχοποιία, είτε, ιδιαίτερα σε περίπτωση τρίστρωτης λιθοδομής, εμφανίζεται κατακόρυφο επίπεδο ρηγμάτωσης – διαχωρισμού κατά το πάχος του τοίχου που εκδηλώνεται με μονόπλευρο είτε αμφίπλευρο φούσκωμα της τοιχοποιίας (Σχ. 6.3.1).
- β. Σε περίπτωση διαφορικών καθιζήσεων εμφανίζονται λοξές ρηγματώσεις μιας διεύθυνσης κατά μήκος της θλιβόμενης διαγωνίου σε πεσσούς ή δίσκους τοιχοποιίας κατά μήκος του πόδα, των οποίων εκδηλώνεται διαφορική καθίζηση (Σχ. 6.3.2b). Οι βλάβες παρουσιάζονται εντονότερες στους χαμηλούς ορόφους.
- γ. Σε περίπτωση διαφορικής βράχυνσης υπό τα κατακόρυφα φορτία σε μεσαίους συνήθως τοίχους, εμφανίζονται λοξές ρηγματώσεις μιας διεύθυνσης στους εγκάρσιους τοίχους,

παρόμοιες με αυτές της περίπτωσης (β), με τη διαφορά ότι οι βλάβες εμφανίζονται εντονότερες στους ανώτερους ορόφους (Σχ. 6.3.2α).



Σχ. 6.3.1 Μονόπλευρο φούσκωμα τρίστρωτης λιθοδομής με ασύνδετες όψεις υπό κατακόρυφα θλιπτικά φορτία [6,12].



Σχ. 6.3.2 Εικόνα ρηγμάτωσης λόγω διαφορετικής βράχυνσης μεσαίου τοίχου (α) και λόγω διαφορετικής καθίζησης μεσαίου τοίχου (β) [11], [12]

6.3.3 Παθολογία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική καταπόνηση

Ενώ η φόρτιση υπό τα κατακόρυφα φορτία ορίζεται με σχετική σαφήνεια, κάτι τέτοιο δεν συμβαίνει με τη σεισμική φόρτιση. Ακόμη και μετά τις σημαντικότερες απλοποιήσεις της μετάβασης από τη φυσική διέγερση στο φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού του κανονισμού και τη θεώρηση της δράσης του σεισμού κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, είναι γνωστό ότι τόσο το μέγεθος όσο και η κατανομή της σεισμικής τέμνουσας καθ' ύψος (αλλά και μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων κάθε ορόφου) εξαρτάται από τα γεωμετρικά και τα δυναμικά μηχανικά χαρακτηριστικά του φέροντα οργανισμού.

Στην περίπτωση των κτιρίων με σκελετό από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα είναι επαρκώς ικανοποιητική η προσομοίωση του φέροντα οργανισμού με γραμμικά μέλη και η θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών στη συντριπτική πλειοψηφία των κτιρίων. Τα χαρακτηριστικά αυτά περιορίζουν το πλήθος των ιδιομορφών ταλάντωσης που απαιτείται να ληφθούν υπόψη ώστε να ενεργοποιηθεί ένα ικανοποιητικό ποσοστό της μάζας του κτιρίου. Όταν μάλιστα η συγκρότηση του φέροντα οργανισμού είναι σχετικά κανονική, το υψηλό ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιομορφή και η μορφή της ταλάντωσης του φέροντα οργανισμού επιτρέπει την απλοποιητική ψευδοστατική θεώρηση και την τριγωνική καθ' ύψος κατανομή της σεισμικής τέμνουσας βάσης στις στάθμες των ορόφων.

Στην περίπτωση κτιρίων με φέροντα οργανισμό από τοιχοποιία είναι απαραίτητη η θεώρηση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων για μια ικανοποιητική προσομοίωση του φέροντα οργανισμού, ενώ είναι συνήθως άγνωστος ο βαθμός διαφραγματικής λειτουργίας των πατωμάτων. Τα χαρακτηριστικά αυτά αυξάνουν υπερβολικά το πλήθος των ιδιομορφών ταλάντωσης που απαιτούνται ώστε να ενεργοποιηθεί ένα μεγάλο ποσοστό της μάζας του κτιρίου, με αποτέλεσμα η δυναμική προσέγγιση του προβλήματος να γίνεται εξαιρετικά δύσκολη. Πρέπει όμως να σημειωθεί ότι, με εξαίρεση τα μη κανονικά κτίρια, δεν είναι γενικά απαραίτητη η δυναμική ανάλυση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, διότι αυτά είναι συνήθως ιδιαίτερα δύσκαμπτα. Καθώς όμως δεν υπάρχει συνήθως σημαντική συγκέντρωση μαζών στις στάθμες των πατωμάτων (μεγάλο ποσοστό της μάζας είναι διανεμημένο επιφανειακά στους τοίχους), απέχει πολύ από την πραγματικότητα η θεώρηση τριγωνικής κατανομής της σεισμικής τέμνουσας και η συγκέντρωσή της στις στάθμες των ορόφων κατά την ψευδοστατική ανάλυση υπό σεισμική καταπόνηση.

Οι παραπάνω παρατηρήσεις σε συνδυασμό με την πολυμορφία και πολυτυπία των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία αλλά και τη δυσκολία εκτίμησης των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών, περιορίζουν τη δυνατότητα σχετικά σαφούς προσομοίωσης του φέροντα οργανισμού και σκιαγράφησης της απόκρισής του υπό οριζόντια σεισμικά φορτία μόνο σε ακραίες περιπτώσεις, όπως οι ακόλουθες [12]:

α. Πατώματα και δώμα από πλάκες Ο/Σ – Τοιχοποιία υψηλών αντοχών με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα και ελκυστήρες: Γενικά ικανοποιητική συμπεριφορά υπό οριζόντια σεισμική φόρτιση.

- Σαφής διαφραγματική λειτουργία του στατικού προσομοιώματος.
- Εφαρμογή στις στάθμες των πλακών των συγκεντρωμένων σεισμικών τεμνουσών που αντιστοιχούν στα μόνιμα και κινητά φορτία των πατωμάτων (οι δυνάμεις αυτές αποτελούν σχετικά σημαντικό ποσοστό της συνολικής τέμνουσας βάσης λόγω μικρού σχετικά πάχους και βάρους των φερουσών τοιχοποιιών).
- Εφαρμογή σε όλους τους κόμβους του προσομοιώματος επί των τοίχων, της αδρανειακής οριζόντιας σεισμικής δύναμης που αντιστοιχεί στη μάζα που είναι συγκεντρωμένη στον κάθε κόμβο.
- Η συγκεντρωμένη σεισμική τέμνουσα κάθε ορόφου κατανέμεται από το διάφραγμα

του δαπέδου στα κατακόρυφα στοιχεία του ορόφου ανάλογα με τη δυσκαμψία τους, με αποτέλεσμα να συγκεντρώνεται κυρίως στους τοίχους που διήκουν κατά τη διεύθυνση του σεισμού.

- Η ύπαρξη διαζωμάτων και ελκυστήρων αποτρέπει την αποκόλληση των τοίχων καθ' ύψος κατακόρυφων ακμών σε γωνίες τύπου Γ ή Τ.
- Η ύπαρξη διαζωμάτων ανακουφίζει την καταπόνηση των τοίχων που διήκουν κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού, με αποτέλεσμα να προκύπτει συνήθως κρίσιμη η καταπόνηση των εγκάρσιων τοίχων και πεσσών για σεισμό μέσα στο επίπεδό τους (λειτουργία δίσκου - σχετικά υψηλή αντοχή τοιχοποιίας).
- Σε περιπτώσεις μεγάλου σχετικά ύψους ορόφων και μεγάλων σχετικά αποστάσεων των εγκάρσιων φερόντων τοίχων, είναι πιθανόν να αποδειχθεί κρίσιμη η καταπόνηση μερικών επιμήκων τοίχων σε κάμψη εκτός του επιπέδου τους.

β. Εύκαμπτα ξύλινα πατώματα και στέγη – Παχείς τοίχοι χαμηλής αντοχής χωρίς διαζώματα και ελκυστήρες. Γενικά ανεπαρκής συμπεριφορά υπό οριζόντια σεισμική φόρτιση.

- Απουσία διαφραγματικής λειτουργίας.
- Συνήθως παραλείπονται τελείως τα πατώματα κατά τη διαμόρφωση του στατικού προσομοιώματος.
- Εφαρμογή σε όλους τους κόμβους των τοιχοποιιών του προσομοιώματος της αδρανειακής οριζόντιας σεισμικής δύναμης που αντιστοιχεί στη μάζα κάθε κόμβου (οι δυνάμεις αυτές αποτελούν πολύ μεγάλο ποσοστό του συνόλου της σεισμικής τέμνουσας βάσης λόγω του μεγάλου βάρους των φερουσών τοιχοποιιών).
- Εφαρμογή στους κόμβους των τοιχοποιιών, που αντιστοιχούν στις στάθμες των πατωμάτων, των αδρανειακών οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που αντιστοιχούν στη δύναμη έδρασης του πατώματος (οι δυνάμεις αυτές είναι συνήθως μικρό ποσοστό της τέμνουσας βάσης).
- Αναμένεται πρόωρη αποκόλληση των διασταυρούμενων τοίχων λόγω απουσίας διαζωμάτων και ελκυστήρων και ανεξάρτητη απόκρισή τους ως ελεύθερων προβόλων.
- Κρίσιμη προκύπτει η καταπόνηση των τοίχων για σεισμό κάθετα στο επίπεδό τους (κάμψη εκτός επιπέδου – πολύ χαμηλή αντοχή τοιχοποιίας).

Είναι απαραίτητο να σημειωθεί ότι η μεγάλη πλειοψηφία των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία βρίσκεται συνήθως μεταξύ των δύο ακραίων προηγούμενων περιπτώσεων, με αποτέλεσμα να είναι δύσκολη τόσο η προσομοίωση και ανάλυση τους όσο και η πρόγνωση της απόκρισής τους υπό οριζόντια σεισμική φόρτιση.

Στο Σχ. 6.3.3 φαίνονται οι τυπικές μορφές απόκρισης μονώροφου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική καταπόνηση.

- Οι περιπτώσεις (α) και (β) αντιστοιχούν σε πλήρη απουσία διαφράγματος και διαζωμάτων με αποτέλεσμα οι τοίχοι να είναι ασύνδετοι και μετά τον αποχωρισμό τους να λειτουργούν ανεξάρτητα (κρίσιμη η εκτός επιπέδου καμπτική λειτουργία των τοίχων που είναι κάθετοι στη διεύθυνση του σεισμού).
- Στην περίπτωση (γ) υπάρχει περιμετρικό διάζωμα αλλά όχι διάφραγμα στη στέψη των τοιχοποιιών. Υπό σεισμική καταπόνηση συνήθως αποφεύγεται ο αποχωρισμός των τοίχων στις γωνίες, αλλά η σχετικά μικρή εγκάρσια δυσκαμψία του διαζώματος δεν μπορεί να αποτρέψει την τοπικά έντονη εκτός επιπέδου κάμψη των τοίχων κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού (λειτουργία τριέρειστης πλάκας σε κατακόρυφο επίπεδο).
- Στην περίπτωση (δ) υπάρχει πλήρης διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο της στέψης των τοίχων, η οποία εξασφαλίζει τη μεταφορά και ανάληψη του συνόλου σχεδόν της σεισμικής τέμνουσας από τους τοίχους κατά τη διεύθυνση του σεισμού (λειτουργία δίσκου

– υψηλή αντοχή τοιχοποιίας).

Με βάση την ανάλυση της συμπεριφοράς του τυπικού μονώροφου κτιρίου που προηγήθηκε παρουσιάζονται στο Σχ. 6.3.4 οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας ενός μεμονωμένου τοίχου ή πεσσού.

- Ο τοίχος πρόβολος εμφανίζεται ιδιαίτερα ασθενής έναντι σεισμικής ώθησης κάθετα στο επίπεδό του (Σχ. 6.3.4a). Αντιστέκεται στις αδρανειακές δυνάμεις κυρίως με το βάρος του και την αμελητέα καμπτική αντοχή της διατομής της βάσης του. Έτσι, ο τοίχος ανατρέπεται υπό στατικό σεισμικό συντελεστή που κυμαίνεται από $\varepsilon = t/2h$ έως $\varepsilon = t/h$, εάν η σεισμική τέμνουσα εφαρμόζεται στη στέψη ή το κέντρο βάρους του αντίστοιχα.
- Σε περίπτωση που ο τοίχος-πρόβολος καταπονείται εντός του επιπέδου του, η αντίστασή του είναι πολύ μεγαλύτερη καθώς λειτουργεί ως δίσκος (shear wall). Υπάρχουν διάφορες μορφές αστοχίας ενός τέτοιου τοίχου που εξαρτώνται από τη γεωμετρία και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας:
 - i. Ολίσθηση ή καθαρή διατμητική αστοχία κατά μήκος ενός οριζόντιου αρμού (Σχ. 6.3.4b).
 - ii. Διαγώνια ρηγμάτωση από λοξές κύριες εφελκυστικές τάσεις είτε με τεθλασμένη αποκόλληση-ολίσθηση κατακόρυφων και οριζόντιων αρμών είτε και με ρηγμάτωση πλίνθων ή λίθων (Σχ. 6.3.4c).
 - iii. Καμπτική αστοχία από συντριβή (πυκνά σχεδόν κατακόρυφα ρήγματα και εγκάρσια διάρρηξη) της θλιβόμενης γωνίας της βάσης αμέσως μετά την οριζόντια ρηγμάτωση κατά μήκος της εφελκυσόμενης ζώνης (Σχ. 6.3.4d).

Η συμπεριφορά και απόκριση ενός κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία είναι πολύ πιο σύνθετη από αυτή ενός μεμονωμένου τοίχου χωρίς ανοίγματα. Στο Σχ. 6.3.5 φαίνονται οι τυπικές μορφές ρηγματώσεων που εμφανίζονται σε ένα τυπικό όροφο κτιρίου με ικανοποιητικά οριζόντια διαζώματα.

- Σε τοίχους κάθετα στη διεύθυνση της σεισμικής καταπόνησης εμφανίζονται, λόγω ανεπαρκούς διαφραγματικής λειτουργίας, ρωγμές τύπου **b** από κάμψη εκτός επιπέδου (bending). Σε περίπτωση ανεπαρκούς σύνδεσης στις ακμές με τους εγκάρσιους τοίχους, οι ρωγμές αυτές οδηγούν σε αποκόλληση των τοίχων και αστοχία τους σύμφωνα με το Σχήμα 6.3.4a.
- Σε τοίχους κατά τη διεύθυνση της σεισμικής καταπόνησης, οι πεσσοί μεταξύ των ανοιγμάτων είναι πιο εύκαμπτοι από τις ζώνες τοιχοποιίας πάνω και κάτω από τα παράθυρα. Έτσι, ουσιαστικά όλες οι παραμορφώσεις εμφανίζονται στους πεσσούς. Στις διατομές πόδα και κεφαλής των πεσσών εμφανίζονται οι ισχυρότερες ορθές (θλιπτικές και εφελκυστικές) τάσεις, ενώ η σταθερή καθ' ύψος του πεσσού τέμνουσα δύναμη προκαλεί τις μέγιστες διατμητικές τάσεις περί το κέντρο του. Η υπέρβαση της χαμηλής καμπτικής εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας προκαλεί τις καμπτικές ρωγμές τύπου **f** (flexure), ενώ η υπέρβαση της λοξής εφελκυστικής αντοχής της υπό τις κύριες ορθές τάσεις στο σώμα του πεσσού προκαλεί τις λοξές χιαστί καμπτοδιατμητικές ρωγμές τύπου **s** (shear).
- Τελικά οι πεσσοί, ανάλογα με τη γεωμετρία και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας, αστοχούν είτε από χαίνοντα χιαστί καμπτοδιατμητικά ρήγματα, είτε από υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής στα άκρα της κεφαλής ή της βάσης τους μετά από διαδοχικούς κύκλους επέκτασης των ρηγμάτων τύπου **f**.

Η ιδεατή κατανομή τάσεων στους πεσσούς φαίνεται στο Σχ. 6.3.6, όπου :

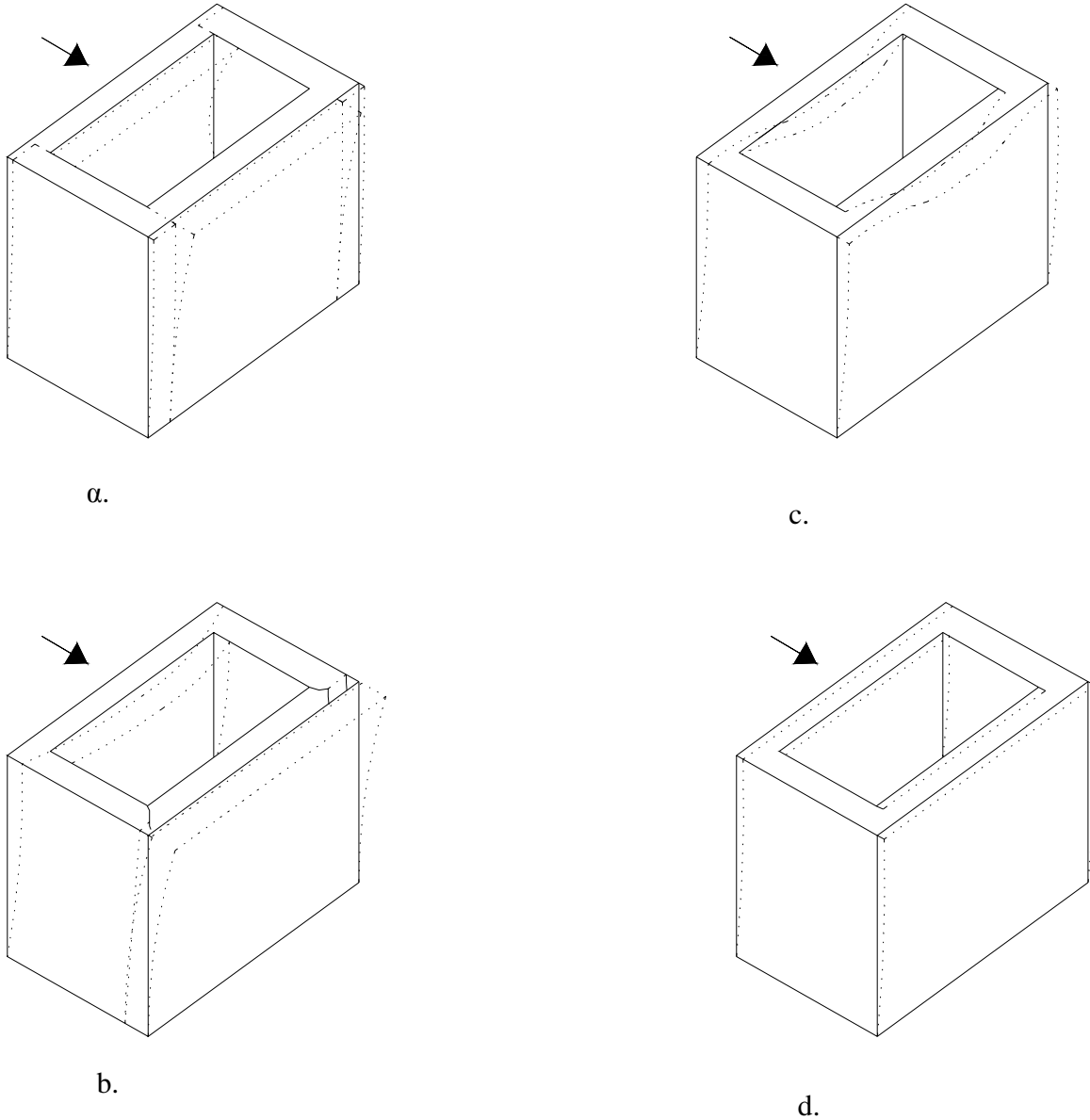
σ_0 : θλιπτικές τάσεις από τα κατακόρυφα φορτία

σ_M : θλιπτικές ή εφελκυστικές τάσεις από τη γενική ροπή ανατροπής

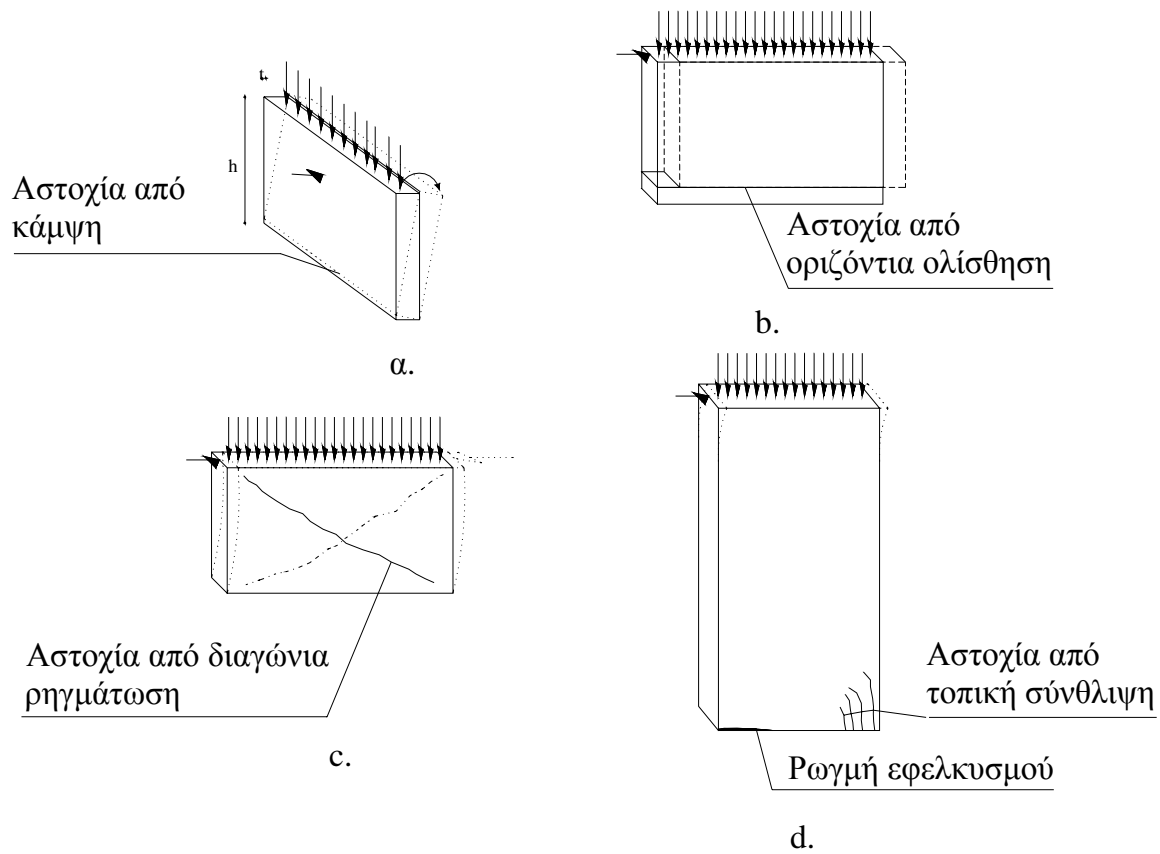
σ_F : θλιπτικές – εφελκυστικές τάσεις από κάμψη κάθε πεσσού

τ : διατμητικές τάσεις στους πεσσούς

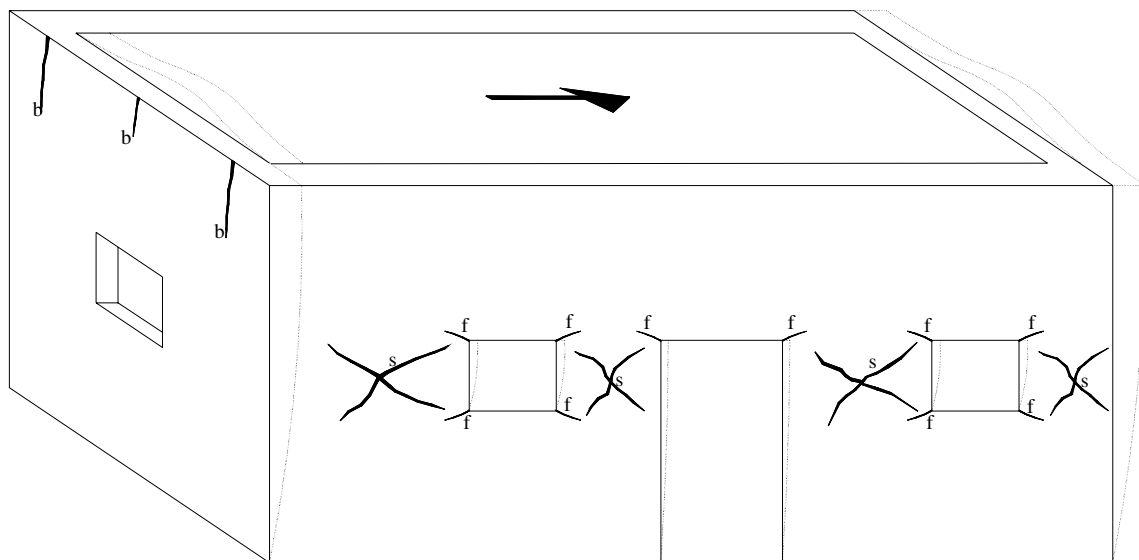
Στην περίπτωση ενός πολυώροφου κτιρίου με εύκαμπτα ξύλινα πατώματα χωρίς οριζόντια διαζώματα στο επίπεδο των ορόφων και με σχετικά αραιά ανοίγματα (Σχ. 6.3.7), οι ζώνες σύζευξης των ισχυρών πεσσών - προβόλων είναι οι πλέον ευαίσθητες περιοχές και καταπονούνται σε κάμψης και διάτμησης. Οι ζώνες αυτές αστοχούν συνήθως με χιαστί καμπτοδιατμητικά ρήγματα πριν από την αστοχία των πεσσών. Η αστοχία των ζωνών αυτών προκαλεί απώλεια στήριξης των πατωμάτων. Η πρόωγη αστοχία των ζωνών σύζευξης μπορεί να αποτραπεί είτε από άκαμπτα διαφράγματα (π.χ. πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος), είτε από ισχυρά διαζώματα στα επίπεδα των πατωμάτων.



Σχ. 6.3.3 Τυπικές μορφές απόκρισης κτιρίων φέρουσας τοιχοποιίας υπό σεισμική καταπόνηση [5], [10], [12]
 (α) και (β): Ασύνδετοι φέροντες τοίχοι
 (c): Φέροντες τοίχοι με κορυφαίο διάζωμα
 (d): Φέροντες τοίχοι με διάφραγμα στο επίπεδο της στέψης τους

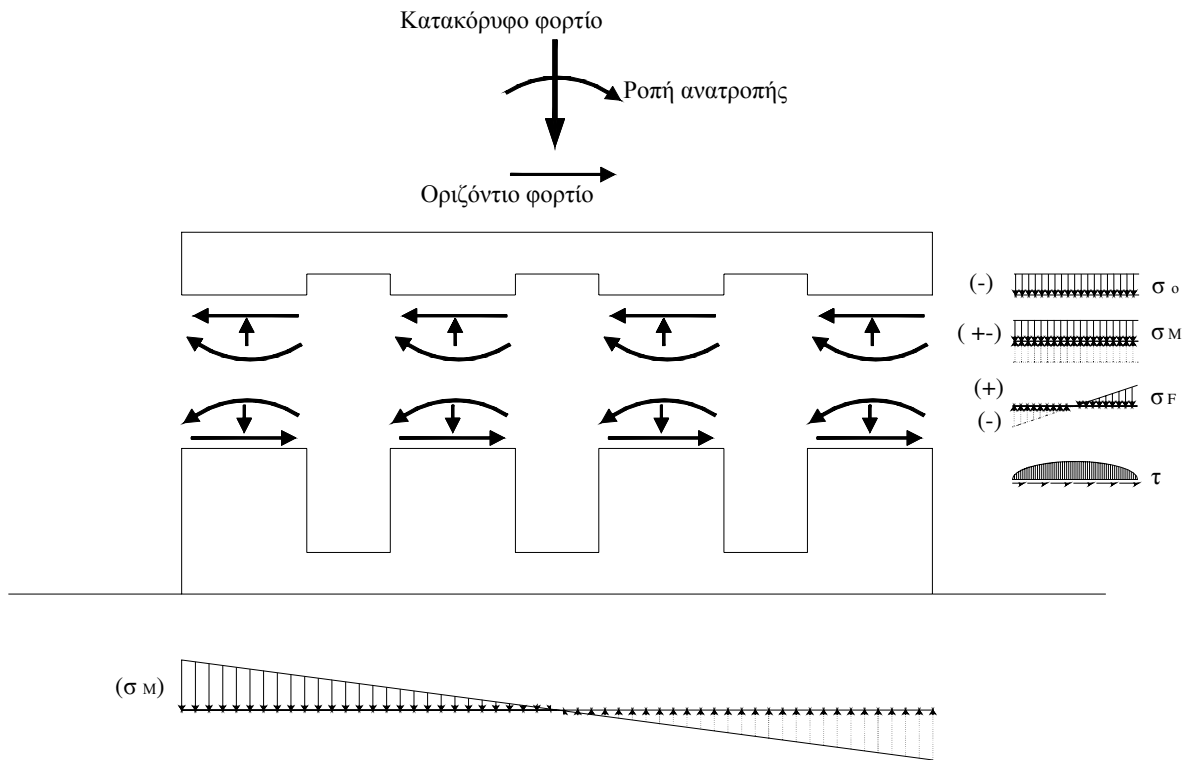


Σχ. 6.3.4 Μηχανισμοί αστοχίας ενός μεμονωμένου τοίχου-προβόλου [5], [10], [12]
 (α) Σεισμική τέμνουσα εκτός επιπέδου, (b, c, d) Σεισμική τέμνουσα εντός επιπέδου

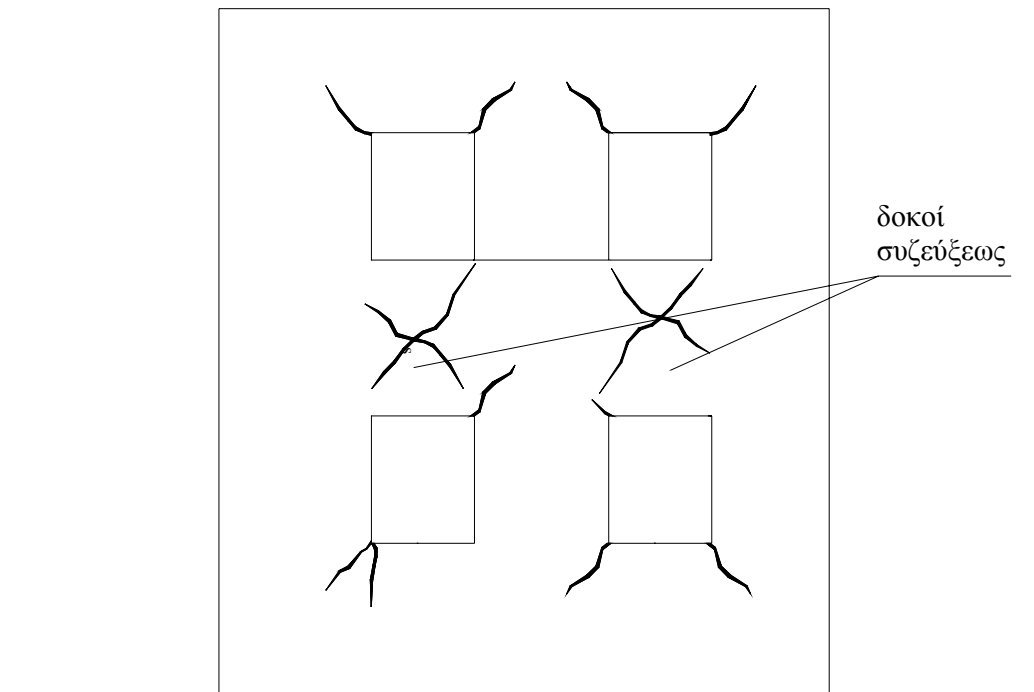


b : ρωγμές απο κάμψη εκτός επιπέδου
 s : ρωγμές διαγώνιου εφελκυσμού
 f : ρωγμές καμπτικού εφελκυσμού

Σχ. 6.3.5 Τυπικές μορφές ρηγματώσεων σε τυπικό όροφο κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία [5], [10], [12]



Σχ. 6.3.6 Ιδεατή κατανομή εξωτερικών δράσεων, φορτίων διατομής και τάσεων σε επίπεδο τοίχο υπό σεισμική καταπόνηση [5], [10], [12]



Σχ. 6.3.7 Μηχανισμός αστοχίας στις ζώνες σύζευξης πεσσών ενός διώροφου τοίχου χωρίς διαζώματα ή άκαμπτα διαφράγματα στις στάθμες των ορόφων [5], [10], [12]

6.4 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΚΑΙ ΑΡΧΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Στο κεφάλαιο αυτό επισημαίνονται ορισμένα κριτήρια και αρχές επεμβάσεων που εντάσσονται μεν στα κριτήρια και τις αρχές που διέπουν τις επεμβάσεις σε όλους τους τύπους φερόντων οργανισμών, έχουν όμως ιδιαίτερη σημασία και αξία για τις κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία.

6.4.1 Κριτήρια επεμβάσεων

Πέραν των καθαρά τεχνικών κριτηρίων (ενδεχόμενη ανεπάρκεια φορέα, ένταση και έκταση των βλαβών) βασικά κριτήρια επιλογής του τύπου και της έκτασης επέμβασης (επισκευή, ενίσχυση, μερική ή ολική καθαίρεση και ανακατασκευή) αποτελούν και τα εξής:

- Ο χαρακτηρισμός του κτιρίου ως μνημείου ή διατηρητέου.
- Το οικονομικό κόστος επέμβασης και μελλοντικής συντήρησης, ως προς την εγκατεστημένη αξία (στο κόστος επέμβασης πρέπει να συμπεριληφθεί και το κόστος των ανακατασκευαζομένων μη φερόντων στοιχείων, εγκαταστάσεων κ.λ.π.).
- Ο χρόνος εκτέλεσης των εργασιών.
- Το κοινωνικό και ψυχολογικό κόστος των ενοίκων αλλά και του κοινωνικού συνόλου.
- Η δυνατότητα επαρκούς και ευσταθούς υποστήλωσης κατά τη διάρκεια των εργασιών επισκευής.

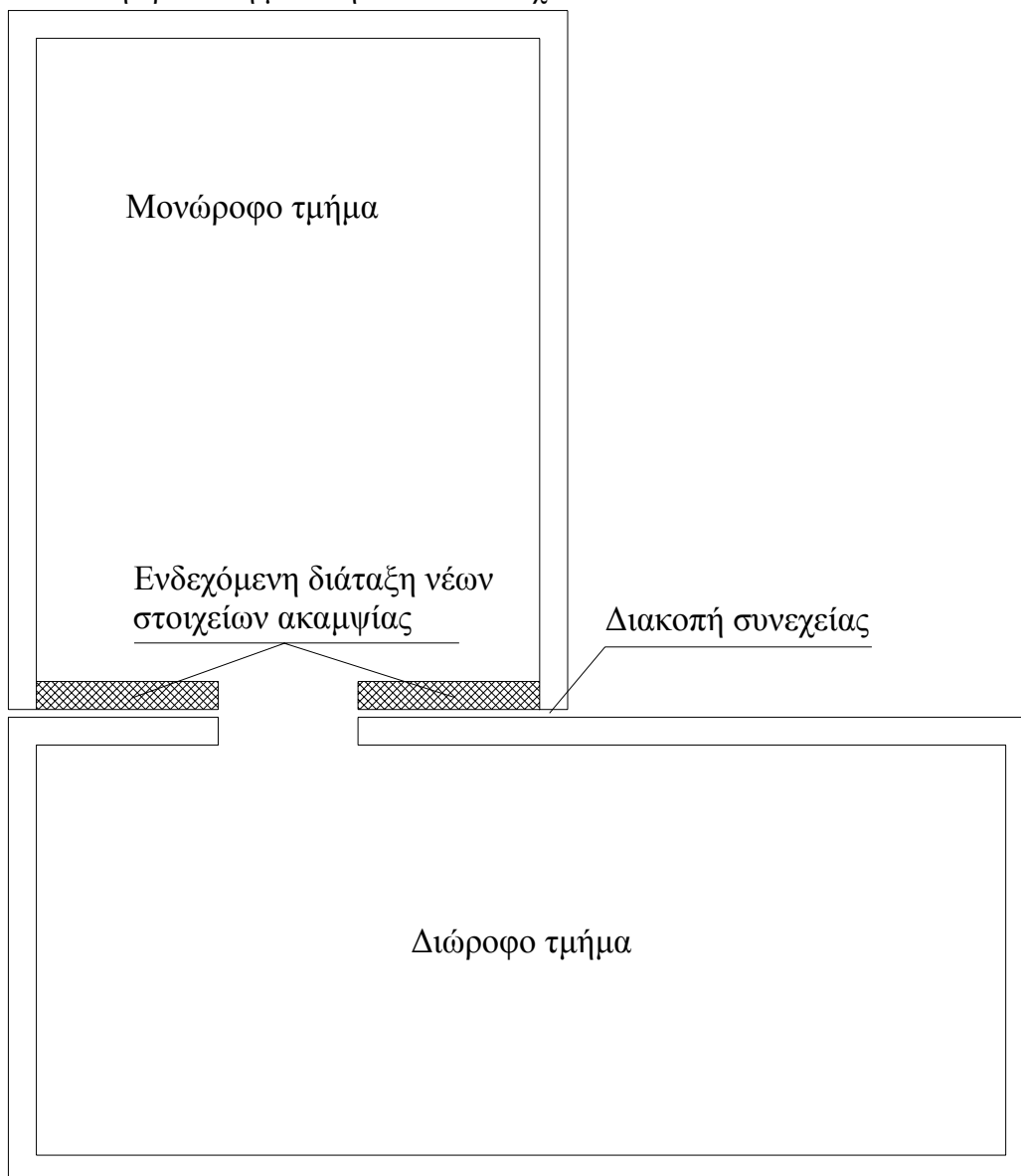
6.4.2 Αρχές επεμβάσεων

Σε γενικές γραμμές οι διατιθέμενες γνώσεις (θεωρητικές, εργαστηριακές και εμπειρικές) για τις επισκευές και ενισχύσεις είναι πολύ πιο φτωχές από τις γνώσεις που αναφέρονται στην κατασκευή νέων κτιρίων. Το γεγονός αυτό ισχύει σε μεγαλύτερο βαθμό για τις επεμβάσεις σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία. Υπό την έννοια αυτή, ορισμένες γενικές αρχές επεμβάσεων έχουν ιδιαίτερη αξία, ακόμη και στην περίπτωση που δεν είναι δυνατόν να τεκμηριωθούν πλήρως ακόμη και με τη χρήση εκλεπτυσμένων προσομοιωμάτων ανάλυσης και διαστασιολόγησης. Τέτοιες αρχές είναι, μεταξύ άλλων, και οι εξής:

- Είναι σκόπιμη, εφόσον είναι εφικτή, η μείωση του βάρους της κατασκευής με την αφαίρεση ή αντικατάσταση με ελαφρύτερα, δομικών ή διακοσμητικών στοιχείων μεγάλου βάρους, όπως επιστεγάσματα, γείσα, παραπέτα, εξώστες, καμινάδες, επικαλύψεις στεγών, κ.λ.π.
- Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται για την εξασφάλιση της ευστάθειας εξωστών πακτωμένων σε τοιχοποιία, όταν πρόκειται να γίνουν επεμβάσεις σε υπερκείμενο τοίχο που δρα ως αντίβαρο για την πάκτωση του εξώστη.
- Είναι σκόπιμη η αναδόμηση (συμπλήρωση) ανοιγμάτων που βρίσκονται κοντά στις γωνιές του κτιρίου και εξασθενούν τη σύνδεση των διασταυρούμενων τοίχων.
- Η προσθήκη νέων τοίχων σε κατάλληλες θέσεις με στόχο τη διόρθωση έντονης εκκεντρότητας μεταξύ κέντρου βάρους και κέντρου στροφής του κτίσματος (μη κανονική κάτοψη) είναι συχνά προτιμότερη από την υιοθέτηση ισχυρών και εκτεταμένων ενισχύσεων.
- Σε περίπτωση έντονης ασυμμετρίας σε κάτοψη ή καθ' ύψος (π.χ. σύνδεση μονώροφου με διώροφο τμήμα), η δημιουργία κατασκευαστικού αρμού με διακοπή της συνέχειας υφιστάμενων και προσθήκη νέων τοίχων στο επίπεδο του αρμού είναι συχνά προτιμότερη από την αμφίβολη προσπάθεια ενίσχυσης των υφιστάμενων δομικών στοιχείων (Σχ. 6.4.1).
- Κριτήριο για την επιλογή των μεθόδων και τεχνικών επεμβάσεων πρέπει να αποτελεί

(πέραν της οικονομίας) και η τεχνική δυνατότητα ή σκοπιμότητα εφαρμογής τους υπό τις ιδιαίτερες τοπικές συνθήκες (προσπελασιμότητα, επίπεδο εξοπλισμού και εμπειρίας συνεργείων, επίπεδο επίβλεψης, δυνατότητα ελέγχου ποιότητας, σημασία και γενικότερη αξία κτίσματος).

- Σε περίπτωση αντίστοιχων βλαβών ή αμφιβολιών ως προς την επάρκειά τους, είναι σκόπιμη η βελτίωση των συνδέσεων μεταξύ φερόντων στοιχείων (σύνδεση αλληλοτεμνόμενων ή απέναντι τοίχων, αγκύρωση διαφραγμάτων στα κατακόρυφα στοιχεία κ.λ.π.).
- Είναι γενικά επιθυμητή η βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας με την αύξηση της δυσκαμψίας, της ατένειας και της αντοχής των πατωμάτων.
- Στην περίπτωση που κατά την κατασκευή δεν είχε προβλεφθεί διάφραγμα στο επίπεδο των πατωμάτων ή της στέγης, η προσθήκη νέου διαφράγματος τις περισσότερες φορές έχει ως συνέπεια τη δραστική μείωση τοπικών ενισχύσεων.



Σχ. 6.4.1 Δημιουργία κατασκευαστικού αρμού σε περίπτωση έντονης ασυμμετρίας καθ' ύψος [4], [6], [10], [12]

6.5 ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΜΕΣΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ

6.5.1 Βαθύ αρμολόγημα

Πότε εφαρμόζεται: Η μέθοδος αυτή συνιστάται για τοιχοποιίες από λιθοδομή μικρού πάχους ($t < 300-400\text{mm}$) ή πλινθοδομές που παρουσιάζουν ρηγματώσεις εύρους μέχρι και 10mm [11].

Στάδια υλοποίησης:

Στάδιο 1: Καθαίρεση του επιχρίσματος σε μεγάλο πλάτος γύρω από τις ρωγμές (συνολικά 60cm περίπου). Σε περίπτωση ύπαρξης πολλών ρωγμών σε ένα τοίχο, συνιστάται η ολική αφαίρεση του επιχρίσματος (Σχ. 6.5.1).

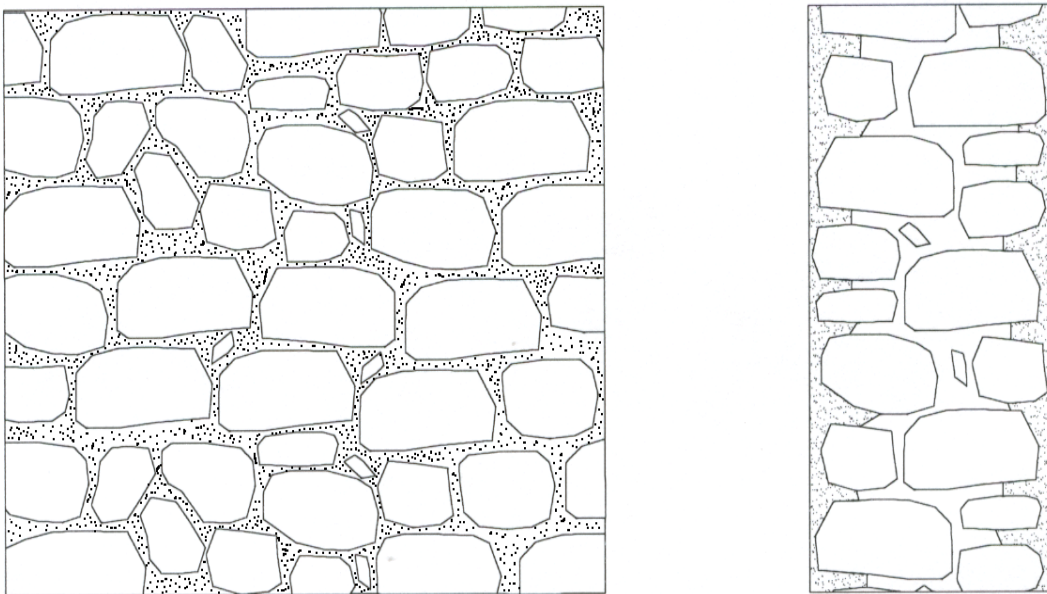
Στάδιο 2: Διεύρυνση των χειλιών της ρωγμής.

Στάδιο 3: Ξύσιμο των ρωγμών με συρματόβουρτσα με ιδιαίτερη επιμονή για να αφαιρεθούν τα σαθρά τμήματα του κονιάματος.

Στάδιο 4: Πλύσιμο με νερό υπό πίεση.

Στάδιο 5: Εισαγωγή νέου κονιάματος (με ψιλό μυστρί) όσο γίνεται βαθύτερα μέσα στη ρωγμή.

Στάδιο 6: Εξωτερικό αρμολόγημα και τελικό επίχρισμα. (Εναλλακτικά, πριν το τελικό επίχρισμα, μπορεί να τοποθετηθεί κοτετσόσυρμα που στερεώνεται με φουρκέτες μπηγμένες στο κονίαμα των αρμών των τοίχων).



Σχ. 6.5.1 Η μέθοδος του αρμολογήματος (ολική αφαίρεση επιχρίσματος) [11]

Υλικά: Προτείνονται κατά σειρά τα παρακάτω κονιάματα:

- Κονιάματα συμβατά με τα υφιστάμενα αλλά μεγαλύτερης αντοχής και χρόνου ζωής (κατά το δυνατό)
- Αν τα κονιάματα αυτά δεν είναι εφικτό να παραχθούν, προτείνονται τσιμεντοκονιάματα υψηλής αντοχής

Βαθμός αποτελεσματικότητας: Ο βαθμός αποτελεσματικότητας αυτής της μεθόδου εξαρτάται από το βαθμό αντικατάστασης του υπάρχοντος κονιάματος χαμηλής αντοχής από

νέο κονίαμα υψηλής αντοχής. Γενικώς επαυξάνεται η αντοχή της τοιχοποιίας αλλά ο βαθμός αυτής της επαύξησης προσδιορίζεται δύσκολα. Τα συμβατά κονιάματα δημιουργούν καλύτερη πρόσφυση με τα υπάρχοντα, σε αντίθεση με τα μη συμβατά κονιάματα.

Μειονεκτήματα: Η βελτίωση της αντοχής της τοιχοποιίας επιτυγχάνεται τοπικά, στις περιοχές όπου έχει αντικατασταθεί το παλιό κονίαμα.

Ανασχεδιασμός: Είναι δύσκολο να δοθούν γενικοί κανόνες αναδιαστασιολόγησης. Για περιπτώσεις όπου είναι δυνατό το σφράγισμα των ρωγμών σε μεγάλο βάθος προτείνονται οι πιο κάτω σχέσεις [11]:

Θλιπτική αντοχή

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \zeta f_{wc,0}$$

όπου

$$1 / \gamma_{Rd} \approx 0.80$$

$f_{wc,0}$ η αρχική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$$\zeta = 1 + \omega \frac{\text{ΟΓΚΟΣ ΝΕΟΥ ΚΟΝΙΑΜΑΤΟΣ}}{\text{ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΚΟΝΙΑΜΑΤΟΣ}} \quad (\text{εμπειρικός συντελεστής})$$

$$\omega = \begin{array}{l} 4-8 \text{ για λιθοδομή} \\ 1-2 \text{ για οπτοπλινθοδομή} \end{array}$$

Οι χαμηλότερες τιμές εφαρμόζονται για τοιχοποιίες με καλό παλιό κονίαμα και πλήρεις αρμούς.

Εφελκυστική αντοχή

$$\text{Οριζόντια} \quad f_{wc,h} \approx \lambda f_{mt}$$

$$\text{Κατακόρυφη} \quad f_{wc,v} \approx 2\lambda f_{mt}$$

όπου το λ λαμβάνεται ίσο με 0.50 και f_{mt} είναι η μέση εφελκυστική αντοχή του κονιάματος

Διατμητική αντοχή

$$f_{wv} \approx f_{mt} + 0.40 \times 0.75\sigma_0$$

6.5.2 Οπλισμένο ή ινοπλισμένο επίχρισμα

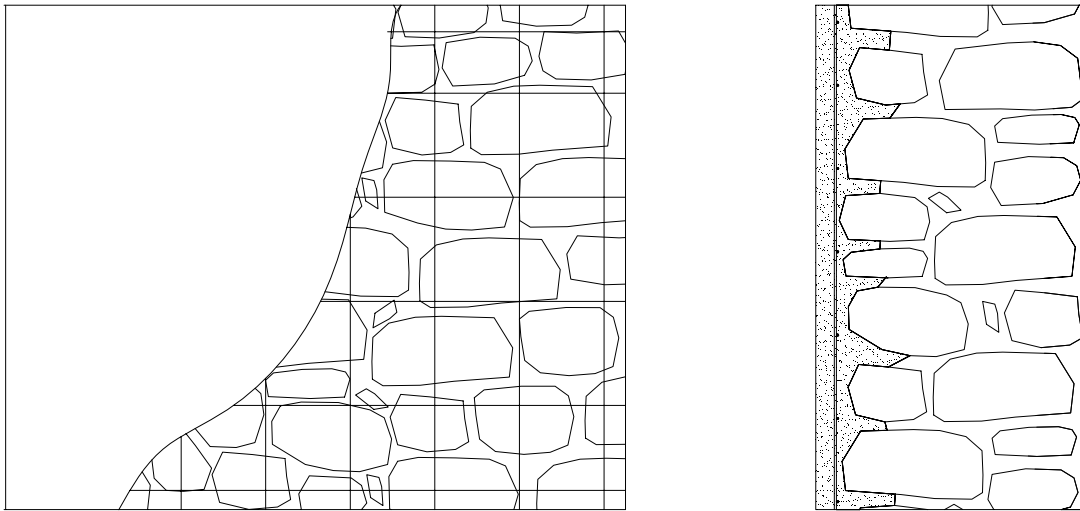
Πότε εφαρμόζεται: Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοστεί σε συνδυασμό με την προηγούμενη κατά τις περιπτώσεις όπου δεν είναι απαιτητή η διατήρηση της όψης της λιθοδομής και με στόχο την αύξηση των αντοχών της τοιχοποιίας. Μπορεί επίσης να εφαρμοστεί είτε μονόπλευρα (Σχ. 6.5.2), μέσω κατάλληλων φωλιών στην τοιχοποιία για την αποτελεσματική αγκύρωση του επιχρίσματος, είτε αμφίπλευρα, με κατάλληλες διαμπερείς συνδέσεις [11].

Στάδια υλοποίησης:

Στάδιο 1: Διαμόρφωση αγκυρώσεων σε ικανοποιητικό βάθος στην επιφάνεια του τοίχου και στο περιμετρικό σύστημα δαπέδου, οροφής και σημείων επαφής με εγκάρσιους τοίχους για την καλή στήριξη του επιχρίσματος.

Στάδιο 2: Δημιουργία εύπλαστου επιχρίσματος με τη χρήση ινών ή εναλλακτικά διάταξη ελαφρού δομικού πλέγματος ή κοτετσούρματος καλά τεντωμένου και αγκυρωμένου βαθιά στους αρμούς του τοίχου.

Στάδιο 3: Τοποθέτηση επιχρίσματος σε διαδοχικές φάσεις και διαμόρφωση της τελικής όψης, απαλλαγμένης από ίνες (σε περίπτωση χρήσης ινοπλισμένου επιχρίσματος). Σε κάθε περίπτωση επιβάλλεται συστηματική και προσεκτική συντήρηση με συχνά καταβρέγματα και για αρκετά μεγάλο χρονικό διάστημα.



Σχ. 6.5.2 Οπλισμένο επίχρισμα τοποθετημένο μονόπλευρα [11]

Υλικά: Για την εφαρμογή αυτής της μεθόδου απαιτούνται:

- Μεταλλικές αγκυρώσεις
- Ίνες ή μεταλλικό πλέγμα ή κοτετσόσυρμα
- Επιχρίσματα υψηλής αντοχής (πλούσια σε τσιμέντο, με μικρό λόγο νερού προς τσιμέντο και χρήση υπερρευστοποιητή). Εναλλακτικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 30 mm περίπου.

Βαθμός αποτελεσματικότητας: Αύξηση της διατμητικής και καμπτικής αντοχής της τοιχοποιίας. Ο βαθμός αποτελεσματικότητας αυτής της μεθόδου εξαρτάται από το πάχος του επιχρίσματος και την καλή αγκύρωσή του με την τοιχοποιία.

Μειονεκτήματα: Συγκέντρωση και εγκλωβισμός υγρασίας στη διεπιφάνεια μεταξύ τοιχοποιίας και επιχρίσματος με σταδιακή αποδιοργάνωση του υφιστάμενου κονιάματος της τοιχοποιίας και με τελικό αποτέλεσμα τη μείωση της αντοχής της. Στην περίπτωση εφαρμογής αυτής της μεθόδου συνιστάται να λαμβάνεται ειδική πρόνοια για τον τρόπο απομάκρυνσης της υγρασίας.

Αναδιαστασιολόγηση: Η εκτίμηση της αντοχής βασίζεται σε λύση οριακού φορτίου. Η φέρουσα ικανότητα του συνόλου προκύπτει ως άθροισμα της φέρουσας ικανότητας των επιχρισμάτων και της ρηγματωμένης τοιχοποιίας, καταλλήλως διορθωμένων, ώστε να ληφθεί υπ' όψη η μη ταυτόχρονη αστοχία των επιμέρους στοιχείων, καθώς και οι μεγάλες αβεβαιότητες του προσομοιώματος. Προτείνεται η παρακάτω σχέση, η οποία μπορεί να ισχύει και για την περίπτωση των μανδύων [11]:

$$f_{w, overall} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} (k f_c + f_{w, f})$$

όπου

$$1 / \gamma_{Rd} \approx 0.80$$

$k = 1$ ή 2 για μονόπλευρο και για αμφίπλευρο μανδύα αντιστοίχως
 $f_{w,f}$ η τελική αντοχή της τοιχοποιίας σε θλίψη

$$f_c = \rho \frac{2}{3} f_{yd} \quad (\rho = \rho_v = \rho_h)$$

6.5.3 Συρραφή μεγάλων ρωγμών

Πότε εφαρμόζεται: Στις περιπτώσεις μεγάλων ρωγμών. Ως τέτοιες μπορούν να θεωρηθούν διαμπερείς ρωγμές που διακόπτουν τη συνέχεια της τοιχοποιίας. Επίσης, ρωγμές μεγάλου εύρους ($>10\text{mm}$) ή ρωγμές μεγάλου μήκους που μπορεί να εκτείνονται οριζόντια και κατακόρυφα (Σχ. 6.5.3) ή διαγώνια (Σχ. 6.5.4) στην επιφάνεια του τοίχου.

Στάδια υλοποίησης:

Στάδιο 1: Αν έχουν παρουσιαστεί βλάβες σε πρέκια ή στις γωνίες σύνδεσης των τοίχων θα πρέπει να προηγείται η αποκατάσταση αυτών των τμημάτων πριν από οποιαδήποτε εργασία συρραφής ρωγμών στους τοίχους διότι υπάρχει ο κίνδυνος περαιτέρω αστοχιών λόγω της έκτασης των εργασιών συρραφής των ρωγμών.

Στάδιο 2: Αφαίρεση των επιχρισμάτων και αποσαφήνιση της έκτασης των ρωγμών.

Στάδιο 3: Αφαίρεση διαδοχικά λίθων εκατέρωθεν της ρωγμής, διάνοιξη και εκτράχυνση του αυλακιού πλάτους περίπου 15cm . Σε περίπτωση πλινθοδομής, η διάνοιξη του αυλακιού μπορεί να γίνει και με μηχανικά μέσα. Διάνοιξη δευτερευόντων αυλακιών μήκους 40cm , εγκάρσια στις ρωγμές και σε διαστήματα 60cm περίπου.

Στάδιο 4: Καθαρισμός από τη σκόνη και ύγρανση.

Στάδιο 5: Τοποθέτηση $2\Phi 12$ ή $2\Phi 14$ κατά μήκος των ρωγμών.

Στάδιο 6: Τοποθέτηση $2\Phi 6$ σε κάθε εγκάρσιο αυλάκι.

Στάδιο 7: Γέμιση όλων των αυλακιών με σκυρόδεμα υψηλής αντοχής ή χρήση εκτοξευόμενου κονιάματος.

Στάδιο 8: Σε περιπτώσεις διαμπερών ρωγμών, η ίδια διαδικασία επαναλαμβάνεται και στις δύο πλευρές του τοίχου και γίνεται σύνδεση μεταξύ τους με λεπτές ράβδους οπλισμού.

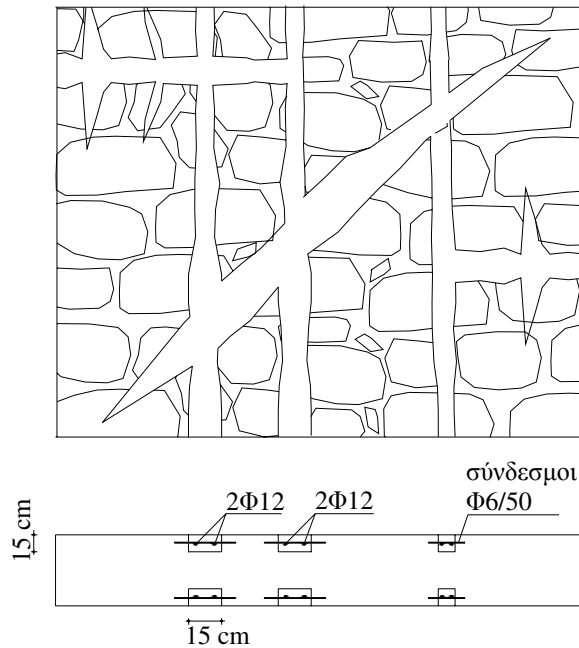
Σημείωση: Σε περίπτωση που οι ραφές πρέπει να εκτείνονται στο ύψος ολόκληρου ορόφου και εάν δεν είναι δυνατή η τοπική μείωση του πάχους του τοίχου, ώστε να ενσωματωθούν σ' αυτόν οι ραφές, είναι δυνατή η κατασκευή (εξεχουσών) νευρώσεων σε κατάλληλες θέσεις (Σχ. 6.5.5). Αυτές οι νευρώσεις πρέπει να διατάσσονται κατά ζεύγη (μέσα-έξω), ενώ απαιτείται καλή εγκάρσια σύνδεσή τους. Αυτή η σύνδεση μπορεί να επιτυγχάνεται π.χ. με την αφαίρεση λίθων ή πλινθων ανά αποστάσεις καθ' ύψος, οπότε δημιουργείται διαμπερής οπή η οποία γεμίζει με σκυρόδεμα. Όταν οι τοίχοι είναι λεπτοί, οι ζώνες ραφής μεταπίπτουν σε ενισχυτικά υποστρώματα και δοκούς, τα οποία μπορεί να είναι πλήρως ενσωματωμένα στον τοίχο ή και να εξέχουν εν μέρει (Σχ. 6.5.6).

Υλικά: Για τις πιο πάνω εργασίες απαιτούνται:

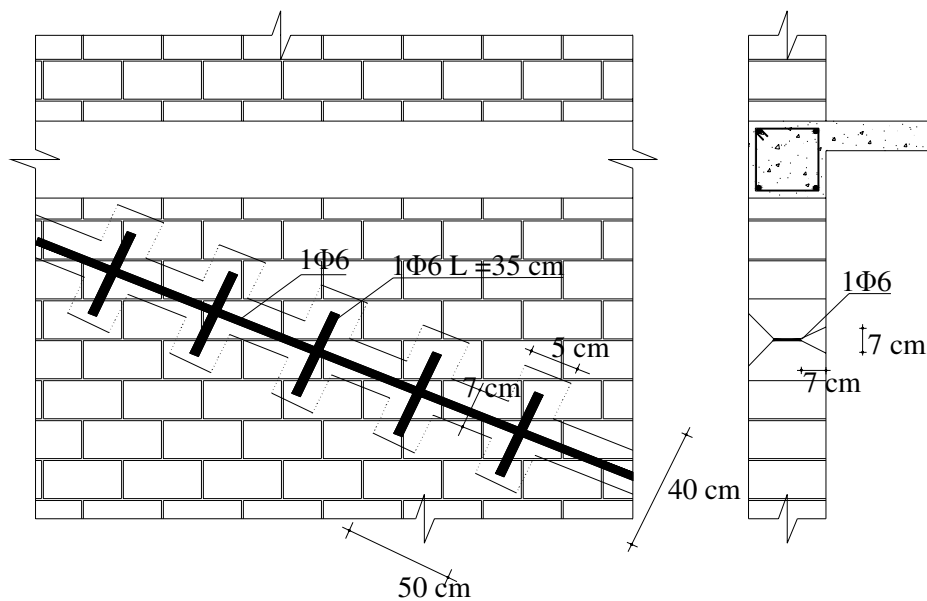
- Μηχανικά μέσα για διάνοιξη των αυλακιών
- Ράβδοι οπλισμού
- Σκυρόδεμα υψηλής αντοχής

Βαθμός αποτελεσματικότητας: Με τη μέθοδο αυτή αυξάνεται η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας.

Μειονεκτήματα: Εκτενείς εργασίες που επιβάλλουν σχολαστική επιμέλεια και ιδιαίτερη φροντίδα στήριξης των τοίχων στη φάση που διανοίγονται τα αυλάκια. Αλλοίωση σε πολλές θέσεις της εξωτερικής όψης των τοίχων.



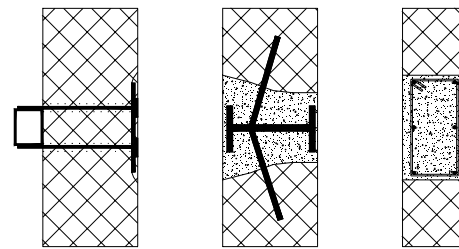
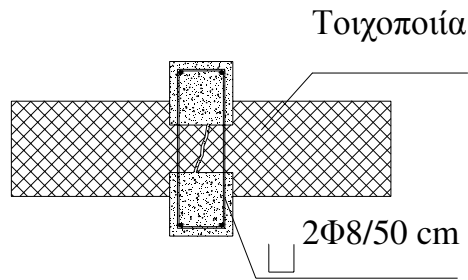
Σχ. 6.5.3 Οριζόντιες και κατακόρυφες ζώνες ραφής [3], [4], [6], [10]



Επισκευή οπτοπλινθοδομής με λεπτή ζώνη ραφής

- α. Κατασκευή ευθύγραμμου αυλακιού σχήματος V βάθους 4 έως 6 cm στη μία ή και τις δύο πλευρές του τοίχου κατά μήκος του ρήγματος
- β. Γίνονται κλειδιά σε σχήμα V, κάθετα προς το προηγούμενο αυλάκι, μήκους περίπου 40 cm.
- γ. Καθαρισμός, ύγρανση, τοποθέτηση ράβδων Φ6 μέσα στο αυλάκι και στερέωση με φουρκέτες.
- δ. Εκτόξευση τσιμεντοκονιάματος 1: 4

Σχ. 6.5.4 Διαγώνιες ζώνες ραφής [1], [2], [3]



Σχ. 6.5.5 Εξέχουσες ζώνες ραφής με ενδιάμεσες συνδέσεις ανά αποστάσεις [4], [6], [10], [11]

Σχ. 6.5.6 Ενισχυτικά υποστυλώματα ή δοκοί ραφής [4], [6], [10], [11]

Αναδιαστασιολόγηση: Μέσω αυτής της μεθόδου βελτιώνεται κυρίως η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας. Για τον υπολογισμό της αυξημένης αντοχής σε διάτμηση, γίνονται οι ακόλουθες παραδοχές [11]:

- Αμελείται η ευμενής επιρροή της κατακόρυφης τάσης
- Αμελείται η συνεισφορά της τριβής κατά μήκος της ρωγμής
- Αμελείται η βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας λόγω άλλων μεθόδων (π.χ. λόγω αρμολογήματος)
- Η τέμνουσα αναλαμβάνεται μέσω δράσης βλήτρου και δράσης σφινγκτήρα, ταυτοχρόνως επιστρατευομένων. Η δυσμενής αλληλεπίδραση των μηχανισμών λαμβάνεται υπ' όψη μέσω μείωσης στο 50% της συμμετοχής του καθενός ανεξαρτήτως του άλλου
- Λόγω ελλιπούς αγκύρωσης ιδίως περί τα άκρα της ρωγμής, θεωρείται ότι τα 2/3 των οριζόντιων και των κατακόρυφων ραφών συμμετέχουν στην ανάληψη τέμνουσας
- Λόγω της γεωμετρίας της ρωγμής η συνισταμένη δύναμη βλήτρου και η συνισταμένη δύναμη εξόλκευσης απέχουν απόσταση ίση προς τα 2/3 του μήκους της ρωγμής από τον πόλο περιστροφής (l : μήκος ρωγμής)

Οι σχέσεις υπολογισμού προκύπτουν (βάσει και του Σχ. 6.5.7) ως εξής :

$$(\Sigma M)_0 = 0 \text{ ή}$$

$$\gamma_{sd} V_{sd} h \leq \frac{1}{\gamma_{Rd}} \left[\left(\frac{2}{3} n_v \frac{D_u^v}{2} + \frac{2}{3} n_h \frac{B_u^h}{2} \right) \frac{2}{3} h + \left(\frac{2}{3} n_v \frac{B_u^v}{2} + \frac{2}{3} n_h \frac{D_u^h}{2} \right) \frac{2}{3} \ell \right]$$

Εάν $n_v = n_h = n$, $B_u^v = B_u^h = B_u$, $D_u^v = D_u^h = D_u$, τότε

$$V_{sd} \leq 0.15n \left(1 + \frac{\ell}{h} \right) (B_u + D_u)$$

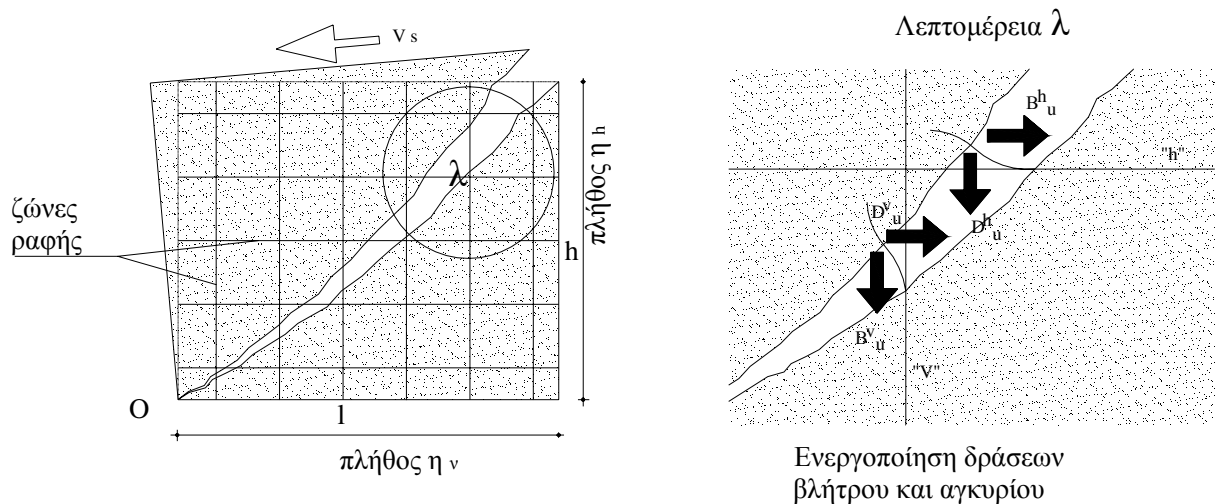
Για καλή ποιότητα κατασκευής και καλή συνάφεια μεταξύ οπλισμού και σκυροδέματος, καθώς και μεταξύ ραφής και τοίχου, οι δυνάμεις συνάφειας και οι δυνάμεις βλήτρου μπορούν να ληφθούν απ' τις ακόλουθες σχέσεις :

$$B_u \approx k \frac{\pi \Phi^2}{4} \frac{f_{sy}}{\gamma_s} (*) \leq a \frac{1}{3} (h \text{ ή } \ell) \frac{f_{ct}}{\gamma_c} (**)$$

$$D_u \approx k 1.5 \Phi^2 \sqrt{\frac{f_{sy} f_{cc}}{\gamma_s \gamma_c}} (*) \leq 2A \sqrt{\frac{f_{ct} f_{wc}}{\gamma_c \gamma_m}} (**)$$

(*) συνάφεια οπλισμού με σκυρόδεμα

(**)	συνάφεια ραφής με τοίχο
f_{cc}	θλιπτική αντοχή σκυροδέματος
f_{ct}	εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος
f_{wc}	θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας
a	μήκος επαφής μεταξύ ραφής και τοίχου
A	διατομή ραφής
k	πλήθος ράβδων ανά ζώνη
Φ	διάμετρος ράβδων
γ_c	= 1.50
γ_s	= 1.25
γ_m	= 3.00



Σχ. 6.5.7 Ζώνες ραφής [7], [11]

6.5.4 Καθαίρεση και τοπική ανακατασκευή

Πότε εφαρμόζεται: Στις περιπτώσεις που η τοιχοποιία παρουσιάζει τοπικό “καμπούριασμα”, είτε στη μια πλευρά είτε και στις δύο (Σχ. 6.5.8). Επίσης εφαρμόζεται και στις περιπτώσεις που υπάρχει κατάρρευση γωνιών είτε στο πάνω μέρος είτε στο κάτω (Σχ. 6.5.9 και 6.5.10).

Στάδια υλοποίησης:

Στάδιο 1: Υποστύλωση του υπερκειμένου ορόφου ή της στέγης στην περιοχή καθαίρεσης των λίθων.

Στάδιο 2: Συμπλήρωση της καθαίρεσης μέχρι τη γειτονική υγιή περιοχή.

Στάδιο 3: Πλύσιμο και επεξεργασία των επιφανειών.

Στάδιο 4: Ανακατασκευή της τοιχοποιίας με χρήση άφθονου χυτού τσιμεντοκονιάματος και με χρήση νέων λίθων αν οι παλιοί κρίνονται ακατάλληλοι.

Στάδιο 5: Στην περίπτωση καθαίρεσης και ανακατασκευής του άνω τμήματος γωνίας γίνεται συρραφή στο άνω μέρος (Σχ. 6.5.9). Στην περίπτωση κατάρρευσης του κάτω μέρους γωνίας, είναι καλύτερα να σκυροδετηθεί υποστύλωμα στη γωνία και να συνδεθεί στο πάνω μέρος με το διάζωμα (σχήμα 6. 5.10).

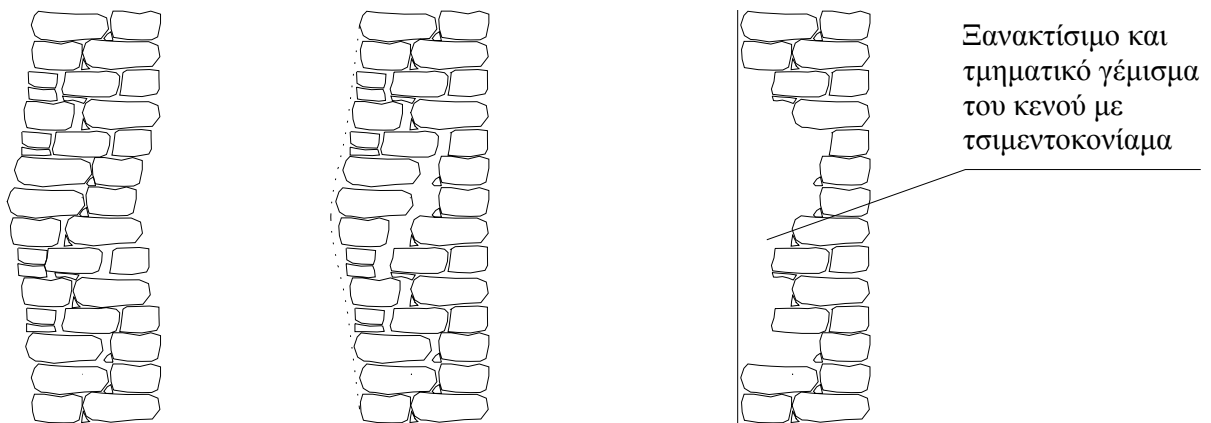
Υλικά: Για τις πιο πάνω εργασίες απαιτούνται:

- Ξύλινα ή μεταλλικά στοιχεία για την υποστήριξη της στέγης

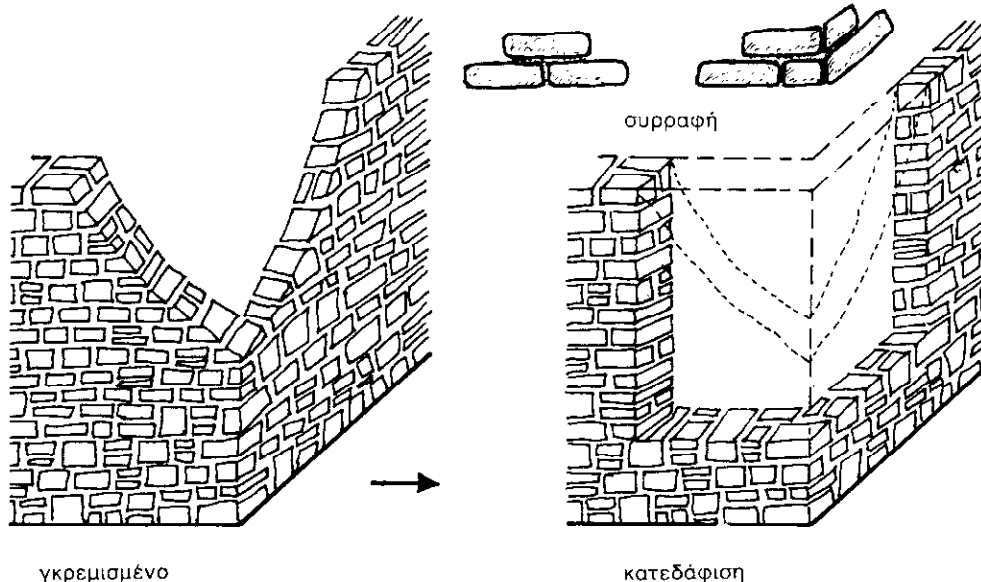
- Τσιμεντοκονιάματα
- Νέοι λίθοι
- Σκυρόδεμα και σπλισμοί για γωνιακό υποστύλωμα (Σχ. 6.5.10)

Βαθμός αποτελεσματικότητας: Ανακτάται και εν μέρει αυξάνεται τοπικά η αντοχή της τοιχοποιίας στην ανακατασκευασμένη περιοχή.

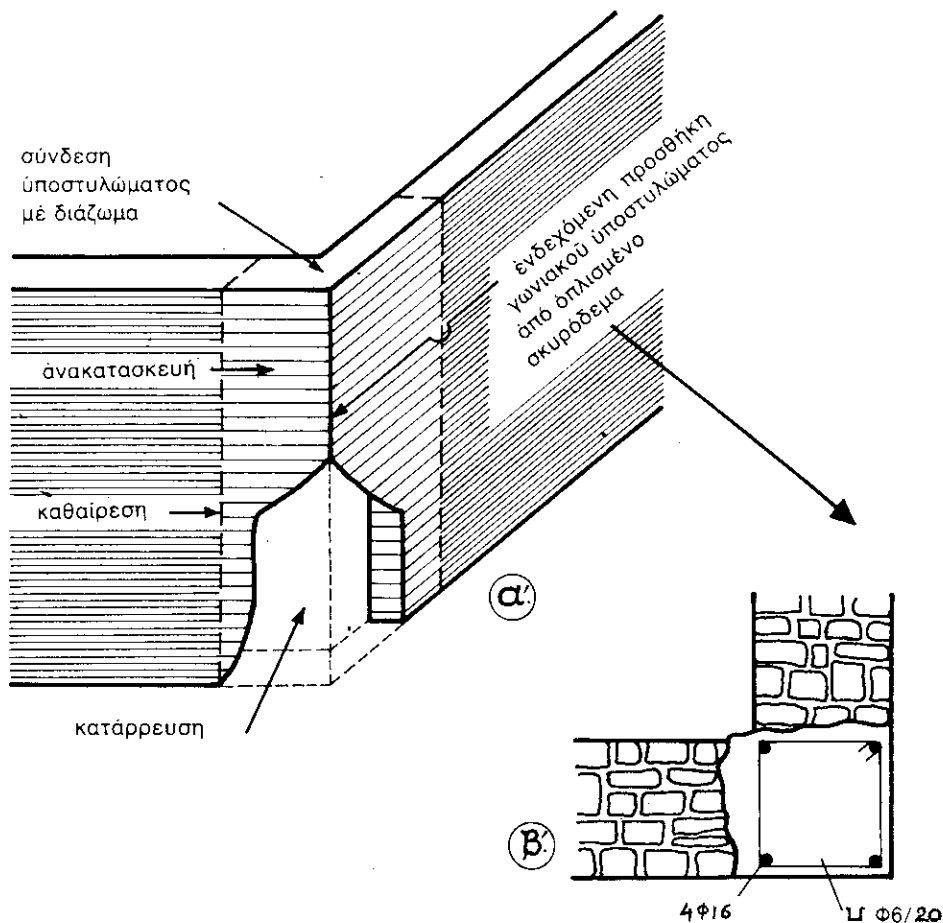
Μειονεκτήματα: Σχολαστική εργασία στη φάση υποστύλωσης της στέγης ή τμήματος της τοιχοποιίας προς αποφυγή περαιτέρω πρόκλησης βλαβών λόγω της καθαίρεσης τμήματος του τοίχου.



Σχήμα 6.5.8 “Καμπούριασμα” τοιχοποιίας [4], [6], [11]



Σχ. 6.5.9 Κατάρρευση άνω μέρους γωνίας [2], [4], [6], [10], [11]



Σχ. 6.5.10 Κατάρρευση κάτω μέρους γωνίας (ενδεικτική όπλιση) [2], [4], [6], [10], [11]

6.5.5 Συρραφή αποκολλημένων τοίχων

Πότε εφαρμόζεται: Στις περιπτώσεις όπου έχει δημιουργηθεί ρωγμή αποκόλλησης ή μερική κατάρρευση στη θέση ένωσης εξωτερικών (γωνιακών) ή εσωτερικών τοίχων, κάθετα μεταξύ τους.

Διακρίνονται τρεις περιπτώσεις αποκατάστασης των αποκολλημένων τοίχων:

- Λιθοσυρραφή (μέσα - έξω) (Σχ. 6.5.11)
- Προσθήκη ελκυστήρων (Σχ. 6.5.12)
- Ενσωμάτωση υποστύλωματος (η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται στις περιπτώσεις καθαίρεσης και ανακατασκευής. Σχετική περιγραφή έγινε στην προηγούμενη παράγραφο)

- Λιθοσυρραφή

Στάδια υλοποίησης:

Στάδιο 1: Υποστύλωση της στέγης στην περιοχή συμβολής των τοίχων και μερική στήριξη των τοίχων αναλόγως του βαθμού βλάβης.

Στάδιο 2: Αφαίρεση “συζυγών” πλίνθων ή λίθων “1” και “2” (Σχ. 6.5.11) και προσθήκη νέου κοινού στοιχείου “3” κολυμβητά με πλούσιο τσιμεντοκονίαμα (επανάληψη κάθε 70cm περίπου μέσα - έξω).

Στάδιο 3: Συμπλήρωση κενών ανάμεσα στους τοίχους με ισχυρό τσιμεντοκονίαμα.

Πρόσθετα μπορούν να εφαρμοστούν και τα παρακάτω στάδια που αυξάνουν τη φέρουσα ικανότητα της τοιχοποιίας.

Στάδιο 4: Κάλυψη μέσα-έξω με κοτετσόσυρμα και επίχρισμα τσιμεντοκονιάς.

Στάδιο 5: Προσθήκη ή επισκευή διαζώματος.

Σημείωση: Εναλλακτικά μπορούν να διαταχθούν χαλύβδινες λάμες που περιβάλλονται από ισχυρό τσιμεντοκονίαμα, τοποθετούμενες ανάμεσα σε δύο στρώσεις πλίνθων. Οι λάμες αυτές μπορούν να λειτουργήσουν ως σπλισμός σύνδεσης γωνίας χωρίς ωστόσο να μπορούν να επαναφέρουν τους τοίχους στην αρχική τους θέση (Σχ. 6.5.13). Η μέθοδος αυτή είναι δύσκολο να εφαρμοστεί σε αργολιθοδομές στις οποίες δεν υπάρχουν σαφείς οριζόντιοι αρμοί κονιάματος. Στην περίπτωση αυτή οι λάμες μπορεί να αντικαθίστανται με ράβδους, μετά από τυφλή διάτρηση των λίθων. Η αγκύρωση των ράβδων γίνεται με τσιμεντένεμα ή κόλλα.

Υλικά: Για τις πιο πάνω εργασίες απαιτούνται:

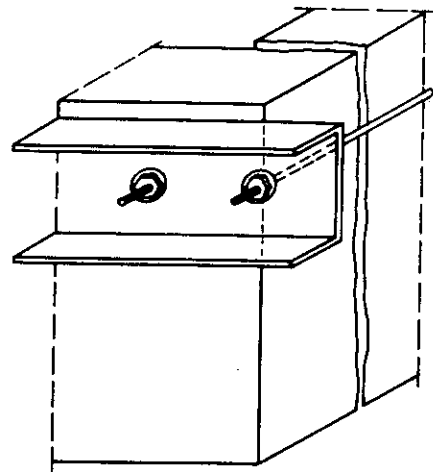
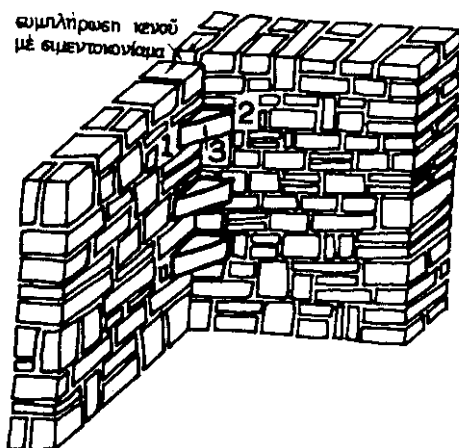
- Ξύλινα ή μεταλλικά στοιχεία για την υποστήριξη της στέγης
- Τσιμεντοκονιάματα
- Νέοι λίθοι μεγάλων διαστάσεων για τη συνένωση των δύο τοίχων

Βαθμός αποτελεσματικότητας: Ανακτάται και εν μέρει αυξάνεται τοπικά η αντοχή της τοιχοποιίας στην ανακατασκευασμένη περιοχή.

Μειονεκτήματα: Σχολαστική εργασία στη φάση υποστύλωσης της στέγης ή τμήματος της τοιχοποιίας προς αποφυγή περαιτέρω πρόκλησης βλαβών λόγω της καθαίρεσης λίθων από τους τοίχους ειδικά σε μια περιοχή με σχετική αποδιοργάνωση.

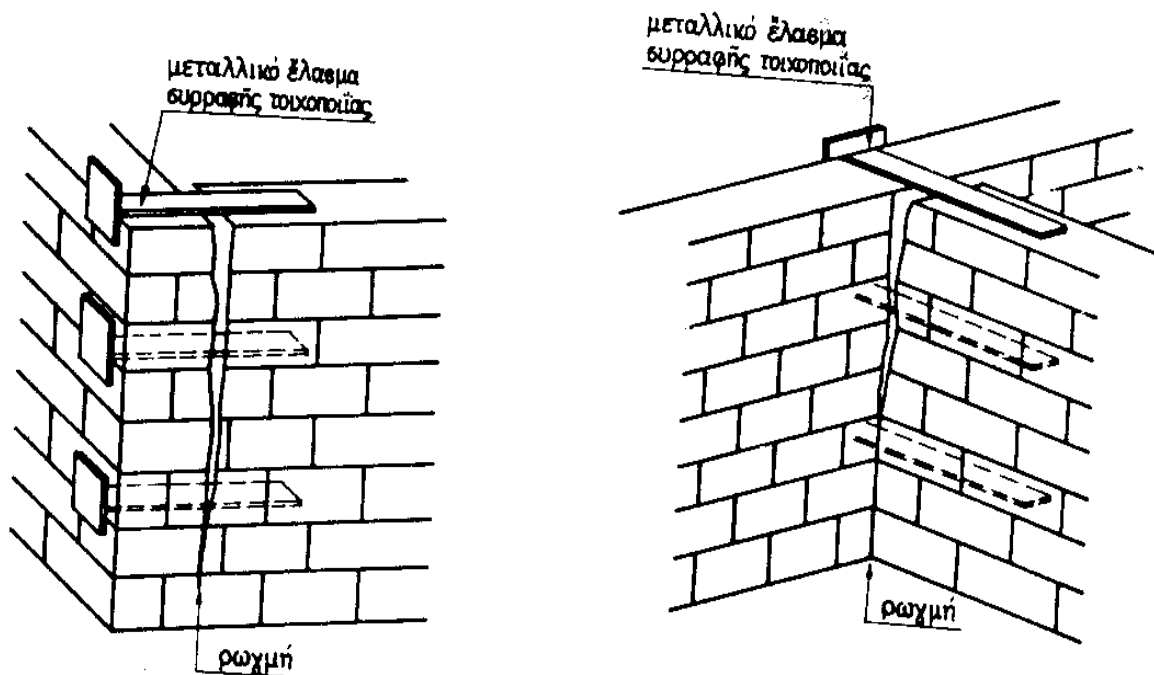
- Προσθήκη ελκυστήρων

Προϋπόθεση για την εφαρμογή αυτής της μεθόδου είναι η επαρκής αντοχής της τοιχοποιίας στη θέση προσαρμογής των ελκυστήρων. Στη θέση αυτή προσάγονται οι δυνάμεις προέντασης, με επακόλουθο την ανάπτυξη υψηλών τοπικών τάσεων στην τοιχοποιία, για την οποία θα πρέπει να εξασφαλίζεται εκ των προτέρων επαρκής αντοχή και διάταξη διανομής των τάσεων αυτών σε μεγάλη επιφάνεια. Η εφαρμογή αυτής της μεθόδου αποτελεί επέμβαση “υψηλής τεχνολογικής στάθμης”. Για το λόγο αυτό η περιγραφή της μεθόδου γίνεται στο επόμενο.



Σχ. 6.5.11 Λιθοσυρραφή στη γωνία τοίχου [4], [6], [10], [11]

Σχ. 6.5.12 Διάταξη ελκυστήρων για τη σύνδεση αποκολλημένων τοίχων [4], [6], [10], [11]



Σχ. 6.5.13 Τοποθέτηση χαλύβδινων λαμών στις γωνίες [4], [6], [10], [11]

6.5.6 Επισκευή ή κατασκευή διαζωμάτων

Πότε εφαρμόζεται: Στις περιπτώσεις όπου επιδιώκεται καθολική αύξηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου, βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας, ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στέγης και παράλληλη βελτίωση ενδογενών προβλημάτων της κατασκευής, όπως προβλήματα γωνιών και διασταυρώσεων τοίχων, έδρασης και αγκύρωσης δαπέδων και στεγών κ.λ.π. Η επισκευή των υφιστάμενων διαζωμάτων γίνεται όπως στις δοκούς. Εδώ περιγράφεται ο τρόπος κατασκευής νέων διαζωμάτων. Εναλλακτικά, αναλόγως των τοπικών συνθηκών και κυρίως του τρόπου έδρασης της στέγης, μπορεί να επιλεγεί ένας από τους τέσσερις παρακάτω τύπους κατασκευής διαζώματος:

Τύπος 1

Για την κατασκευή αυτού του τύπου διαζώματος απαραίτητως θα πρέπει να υπάρχει συνεχής κενός διαθέσιμος χώρος μεταξύ της στέγης του τοίχου και του αμείβοντα της στέγης (σχήμα 6.5.14).

Στάδια υλοποίησης:

Στάδιο 1: Υποστύλωση της στέγης.

Στάδιο 2: Αφαίρεση τμήματος της επικάλυψης της στέγης στη θέση κατασκευής του διαζώματος.

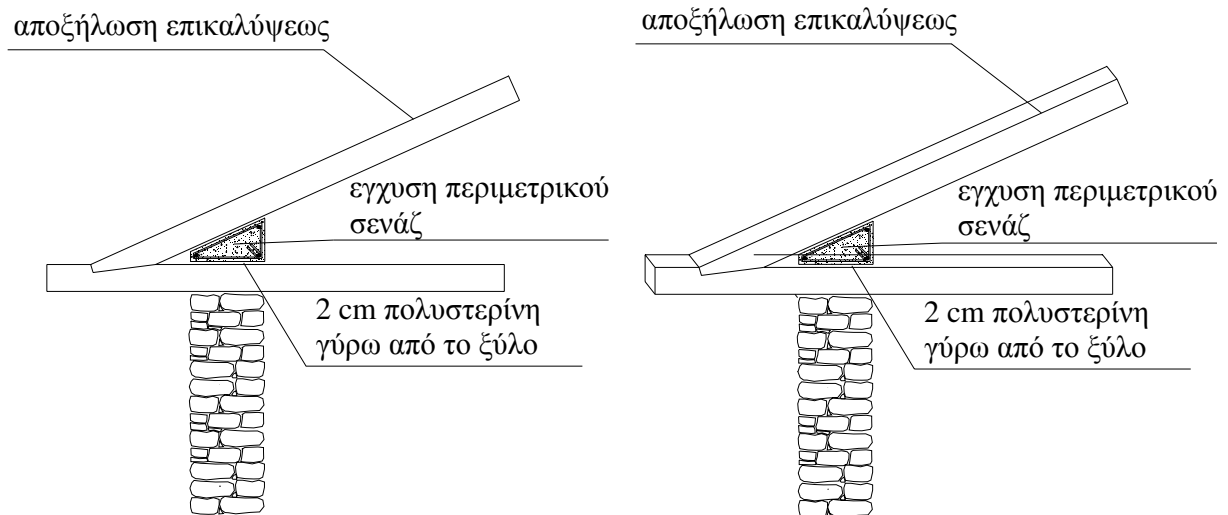
Στάδιο 3: Διάνοιξη οπών στο πάνω μέρος του τοίχου και εμφύτευση οπλισμών για την καλύτερη αγκύρωση - σύνδεση του διαζώματος με τον τοίχο.

Στάδιο 4: Προστασία των πελμάτων των ζευκτών με διογκωμένη πολυστερίνη (πάχους 2cm) για προστασία από την υγρασία.

Στάδιο 5: Κατασκευή του καλουπιού του διαζώματος, τοποθέτηση οπλισμών (min 4Φ16 και Φ6/20) και χύτευση σκυροδέματος.

Στάδιο 6: Αφαίρεση καλουπιού και πολυστερίνης επικάλυψης των πελμάτων για κυκλοφορία του αέρα και απομάκρυνση υγρασίας.

Στάδιο 7: Επαναφορά της στέγης στην αρχική της κατάσταση.



Σχ. 6.5.14 Τύπος 1 διαζώματος κτιρίου από τοιχοποιία [4], [6], [10], [11]

Τύπος 2

Για την κατασκευή αυτού του τύπου διαζώματος απαραίτητως θα πρέπει να υπάρχει δυνατότητα ανάσυρσης ή υποστύλωσης της στέγης (σχήμα 6.5.15). Επιπλέον, σ' αυτή την περίπτωση θα πρέπει να εξετασθεί αν η κατασκευή του διαζώματος θα γίνει και στους εσωτερικούς τοίχους. Επίσης θα πρέπει να εξετασθεί αν λόγω της κατασκευής του διαζώματος επιτρέπεται η ανύψωση της στέγης (παράλληλη μετάθεση καθ' ύψος), πάνω από τη στάθμη της στέγης του διαζώματος, ή αν θα διατηρηθεί το αρχικό ύψος της κατασκευής σταθερό. Στην περίπτωση διατήρησης του αρχικού ύψους της κατασκευής, θα πρέπει να αφαιρεθούν λίθοι από το πάνω μέρος των τοίχων σε ύψος ίσο με το ύψος του διαζώματος. Παρόμοια ενέργεια θα πρέπει να γίνει και στην περίπτωση που η κατασκευή του διαζώματος θα γίνει μόνο στους εξωτερικούς τοίχους έτσι ώστε να παραμείνει αναλλοίωτη η γεωμετρία της στέγης.

Στάδια υλοποίησης:

Στάδιο 1: Υποστύλωση της στέγης

Στάδιο 2: Αφαίρεση τμήματος της επικάλυψης της στέγης στη θέση κατασκευής του διαζώματος.

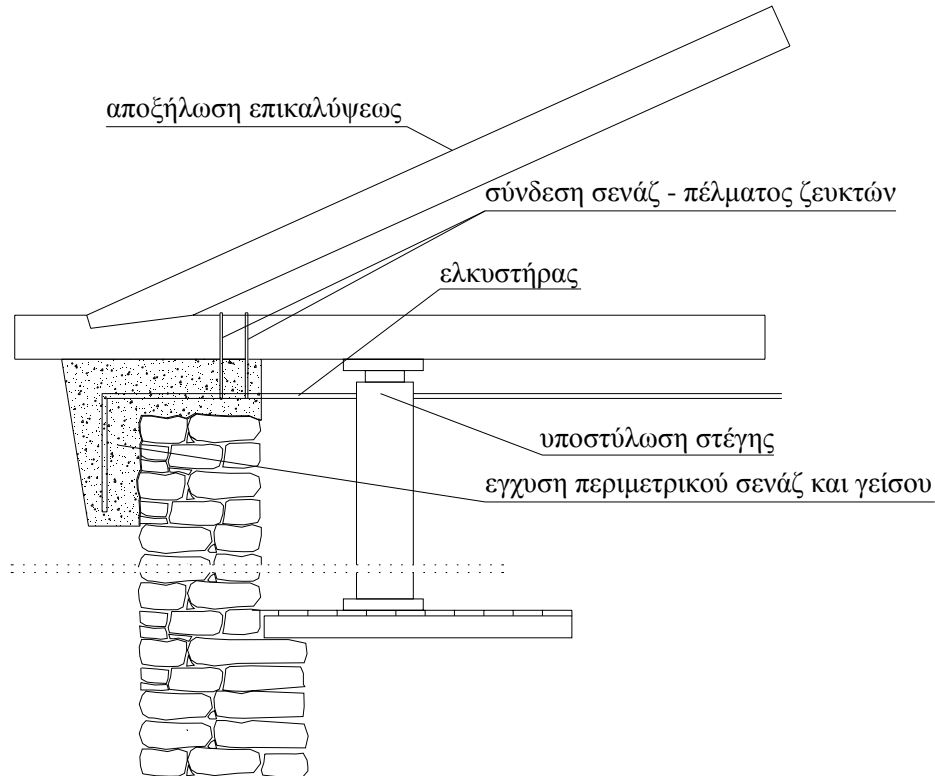
Στάδιο 3: Διάνοιξη οπών στο πάνω μέρος του τοίχου και εμφύτευση οπλισμών για την καλύτερη αγκύρωση - σύνδεση του διαζώματος με τον τοίχο.

Στάδιο 4: Προστασία των πελμάτων των ζευκτών με ειδικά μονωτικά υλικά κυρίως από τη συγκέντρωση υγρασίας.

Στάδιο 5: Κατασκευή του καλουπιού του διαζώματος. Στην περίπτωση αυτή είναι επιθυμητή η κατασκευή γείσου που κρεμάει προς τα κάτω και περιβάλλει τμήμα της παρειάς όψεως σε ύψος 15 - 20cm. Τοποθέτηση οπλισμών (min 4Φ16 και Φ6/20) και χύτευση σκυροδέματος.

Στάδιο 6: Αφαίρεση καλουπιού και πολυστερίνης επικάλυψης των πελμάτων για κυκλοφορία του αέρα και απομάκρυνση υγρασίας.

Στάδιο 7: Επαναφορά της στέγης στην αρχική της κατάσταση.



Σχ. 6.5.15 Τύπος 2 διαζώματος κτιρίου από τοιχοποιία [4], [11]

Τύπος 3

Ο τύπος αυτού του διαζώματος κατασκευάζεται στην περίπτωση που είναι αδύνατη ή ασύμφορη η κατασκευή των δύο προηγούμενων τύπων. Ουσιαστικά συνίσταται στη μερική υποστύλωση της στέγης και την τμηματική κατασκευή του διαζώματος (σχήμα 6.5.16).

Στάδια υλοποίησης:

Στάδιο 1: Επιλογή της σειράς των θέσεων στις οποίες θα γίνεται τμηματική επέμβαση ώστε να αποφευχθούν καταστάσεις αστάθειας είτε των τοίχων είτε των θέσεων έδρασης της στέγης.

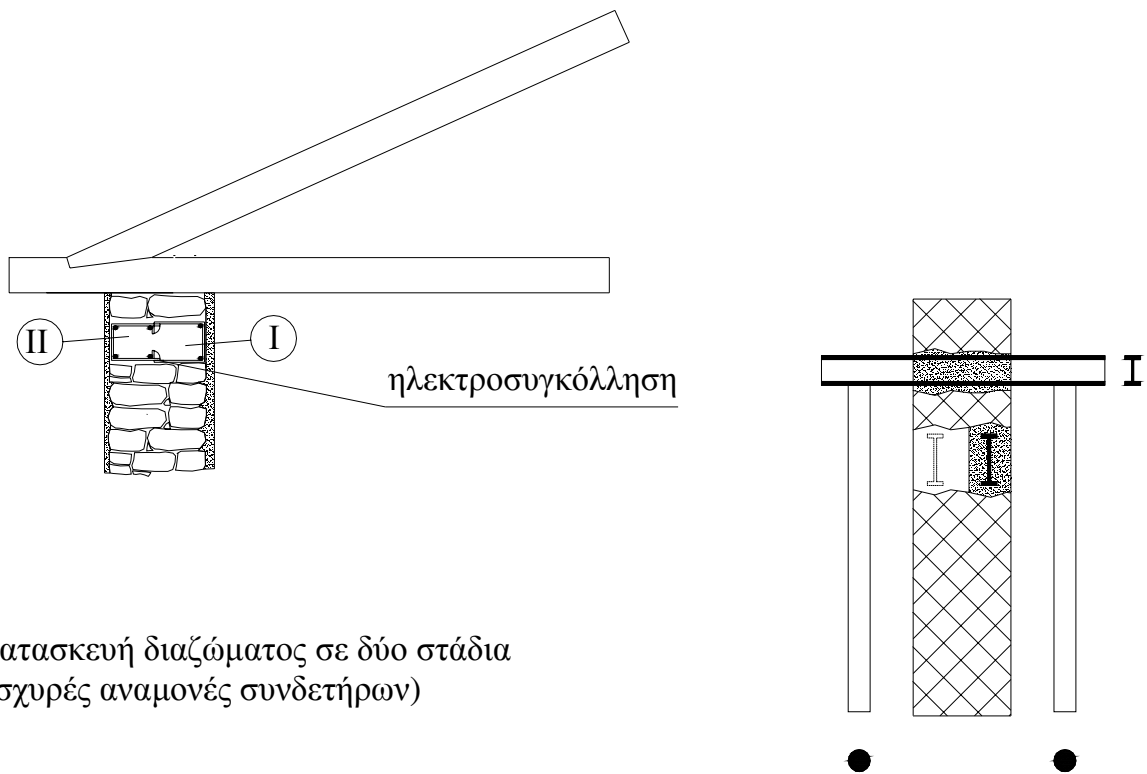
Στάδιο 2: Υποστύλωση της στέγης και των τοίχων, αν επιβάλλεται, στις θέσεις επέμβασης.

Στάδιο 3: Διάνοξη αυλακιού στην μια πλευρά του τοίχου και σε πάχος ίσο με το μισό περίπου του πάχους τους τοίχου.

Στάδιο 4: Εναλλακτικά, η κατασκευή του διαζώματος μπορεί να γίνει με την τοποθέτηση είτε μεταλλικού διπλού ταν είτε με οπλισμένο σκυρόδεμα (Σχ. 6.5.16). Και στις δύο περιπτώσεις θα πρέπει να αφήνονται ισχυρές αναμονές για τη σύνδεση του ενός τμήματος του διαζώματος με το υπόλοιπο μισό.

Στάδιο 5: Κατασκευή του υπόλοιπου μισού διαζώματος.

Στάδιο 6: Τοποθέτηση ισχυρής τσιμεντοκονίας για συμπλήρωση των κενών που τυχόν έχουν μείνει μεταξύ διαζώματος και τοίχου.



Κατασκευή διαζώματος σε δύο στάδια
(ισχυρές αναμονές συνδετήρων)

Σχ. 6.5.16 Τύπος 3 διαζώματος κτιρίου από τοιχοποιία [4], [6], [11]

Τύπος 4

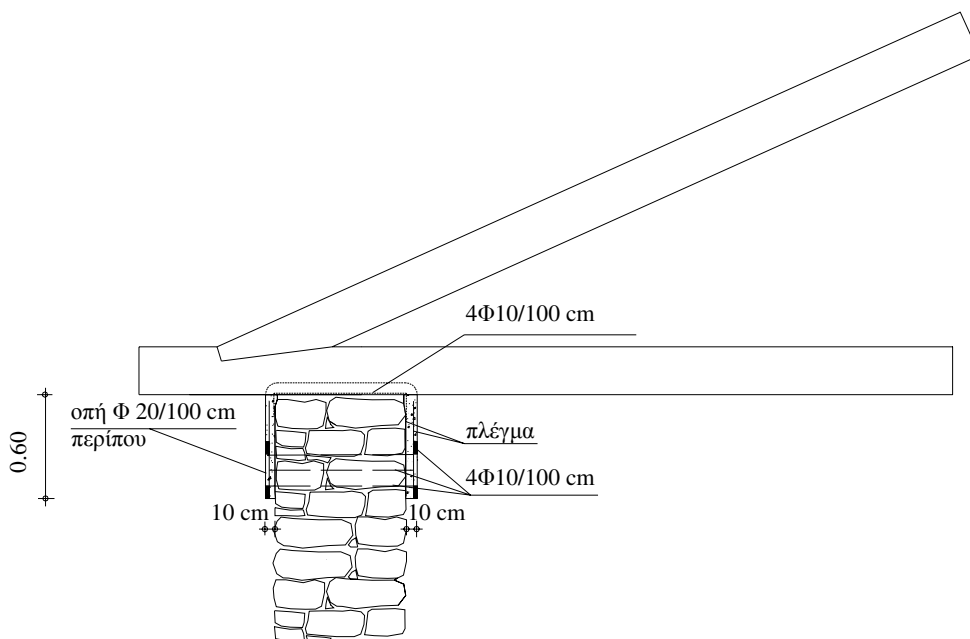
Ο τύπος αυτού του διαζώματος (σχήμα 6.5.17) κατασκευάζεται στην περίπτωση που είναι αδύνατη η κατασκευή των προηγούμενων τύπων, δηλαδή είτε είναι αδύνατη η ανάσχυση της στέγης είτε δεν υπάρχει επαρκής συνεχής χώρος μεταξύ της στέγης και του άνω τμήματος του τοίχου είτε καθίσταται ιδιαίτερα επικίνδυνη η διάνοιξη αυλακιού στο πάνω μέρος του τοίχου. Επιπλέον, η επιλογή αυτού του τύπου διαζώματος κρίνεται και από οικονομικές παραμέτρους ακόμα και στην περίπτωση δυνατότητας εφαρμογής των προηγούμενων λύσεων. Ο τύπος αυτού του διαζώματος ουσιαστικά συνίσταται στην επικάλυψη του άνω τμήματος του τοίχου, τόσο στις δύο πλευρές όσο και στην άνω παρειά, με οπλισμένο σκυρόδεμα. Επιπλέον, ο τύπος αυτός μπορεί να εφαρμοστεί και σε χαμηλότερες στάθμες, όπως στο ύψος των υπερθύρων ή στις ποδιές των παραθύρων.

Υλικά: Για τις πιο πάνω εργασίες απαιτούνται:

- Ξύλινα ή μεταλλικά στοιχεία για την υποστήριξη της στέγης και των τοίχων σε περίπτωση αφαίρεσης λίθων
- Μεταλλικές δοκοί σε περίπτωση δημιουργίας διαζωμάτων με τέτοιες δοκούς
- Οι απαραίτητοι οπλισμοί και καλούπια
- Σκυρόδεμα υψηλής αντοχής
- Τσιμεντοκονιάματα υψηλής αντοχής

Βαθμός αποτελεσματικότητας: Βελτιώνεται γενικώς και σε σχετικά υψηλό βαθμό η συμπεριφορά της κατασκευής έναντι σεισμικών φορτίσεων.

Μειονεκτήματα: Σχολαστική εργασία στη φάση υποστύλωσης της στέγης ή τμήματος της τοιχοποιίας προς αποφυγή περαιτέρω πρόκλησης βλαβών λόγω της καθαίρεσης λίθων από τους τοίχους. Γενικώς, η κατασκευή διαζωμάτων προϋποθέτει εκτενείς εργασίες.



Σχ. 6.5.17 Τύπος 4 διαζώματος κτιρίου από τοιχοποιία [6], [10], [11]

6.5.7 Επισκευή ή κατασκευή υπερθύρων (πρέκια)

Πότε εφαρμόζεται: Στις περιπτώσεις όπου έχουν επισημανθεί σημαντικές βλάβες στις θέσεις των ανοιγμάτων και εκτιμάται ότι η πρόκληση αυτών των βλαβών οφείλεται στη σχετική αδυναμία του υφιστάμενου συστήματος. Η επισκευή των υπερθύρων από οπλισμένο σκυρόδεμα γίνεται όπως στις δοκούς. Εδώ περιγράφεται ο τρόπος κατασκευής νέων υπερθύρων. Υπογραμμίζεται ότι σε περίπτωση ύπαρξης βλαβών σε υφιστάμενα υπέρθυρα, η επισκευή των βλαβών αυτών προηγείται άλλων επεμβάσεων.

Στάδια υλοποίησης:

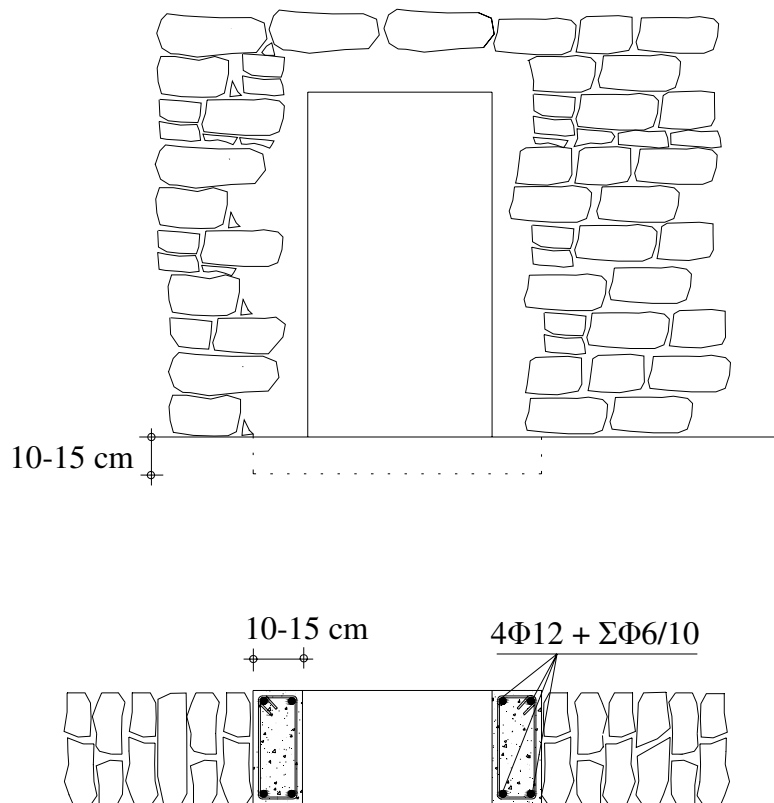
Στάδιο 1: Υποστύλωση της στέγης.

Στάδιο 2: Αφαίρεση του τμήματος του τοίχου πάνω από το υπέρθυρο αν παρουσιάζει εκτενείς βλάβες. Εναλλακτικά, και σε περίπτωση μη εκτενών βλαβών, μπορεί να γίνει κατάλληλη υποστήριξη και τμηματική κατασκευή ή επισκευή του πρεκιού.

Στάδιο 3: Κατασκευή του πρεκιού (καλούπωμα, τοποθέτηση οπλισμών, διαμήκεις min 4Φ12, και συνδετήρες Φ6/15, χύτευση σκυροδέματος), αφήνοντας ενδεχομένως αναμονές για τη σύνδεσή του με άλλα στοιχεία ενίσχυσης της τοιχοποιίας, όπως π.χ. μανδύες κ.λ.π. Συμπλήρωση κενών μεταξύ πρεκιού και τοιχοποιίας με ισχυρή τσιμεντοκονία.

Στάδιο 4: Ανακατασκευή τοιχοποιίας.

Στάδιο 5: Εναλλακτικά, σε περίπτωση ύπαρξης εκτενών βλαβών σε ανοίγματα (πόρτες, παράθυρα), μπορούν να κατασκευαστούν τοπικά πλαίσια ενίσχυσης των τοίχων. Στην περίπτωση πόρτας σε ισόγειο, το πλαίσιο αυτό καταλαμβάνει και τμήμα κάτω από το δάπεδο (Σχ. 6.5.18).



Σχ. 6.5.18 Πλαίσιο ενίσχυσης κουφωμάτων [4]

Υλικά: Για τις πιο πάνω εργασίες απαιτούνται:

- Εύλινα ή μεταλλικά στοιχεία για την υποστήριξη της στέγης και των τοίχων σε περίπτωση αφαίρεσης λίθων
- Οι απαραίτητοι οπλισμοί και καλούπια
- Σκυρόδεμα υψηλής αντοχής
- Τσιμεντοκονιάματα υψηλής αντοχής

Βαθμός αποτελεσματικότητας: Βελτιώνεται γενικώς και σε σχετικά υψηλό βαθμό η συμπεριφορά του τμήματος της κατασκευής στις θέσεις των ανοιγμάτων έναντι σεισμικών φορτίσεων λόγω περιορισμού των παραμορφώσεων στις θέσεις αυτές.

Μειονεκτήματα: Σχολαστική εργασία στη φάση υποστύλωσης της στέγης ή τμήματος της τοιχοποιίας προς αποφυγή περαιτέρω πρόκλησης βλαβών λόγω της καθαίρεσης λίθων από τα υπέρθυρα μέχρι τη στέγη. Γενικώς, η κατασκευή πρεκιών προϋποθέτει εκτενείς εργασίες οι οποίες θα πρέπει να εκτελούνται με σχολαστικότητα.

6.5.8 Ενίσχυση τοιχοποιίας με μανδύες

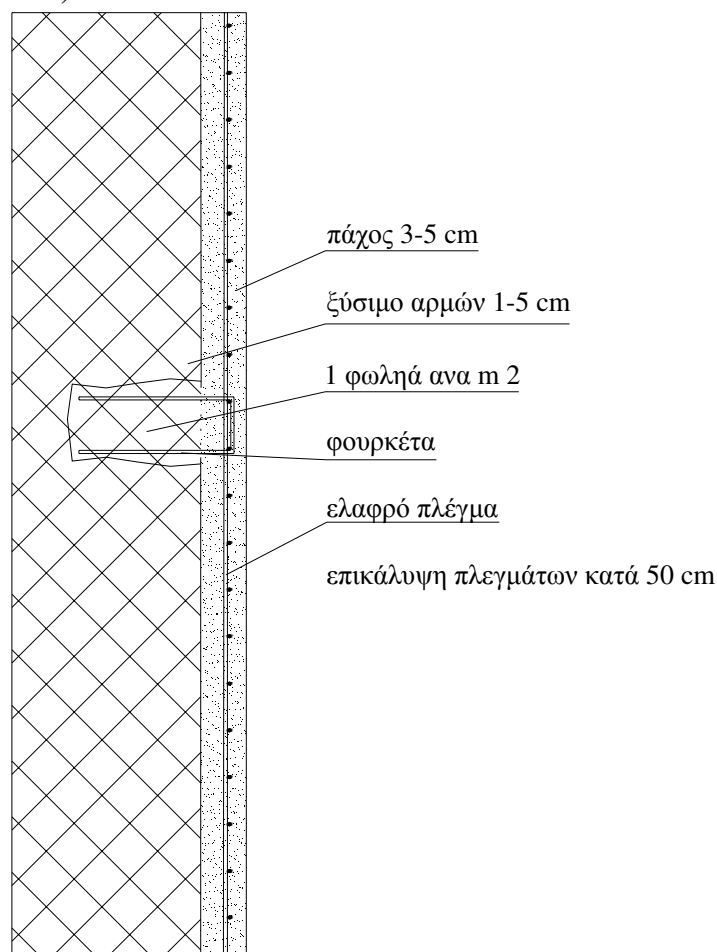
Πότε εφαρμόζεται: Σε περίπτωση εκτεταμένων ζημιών στους τοίχους, όπου κρίνεται απαραίτητη η καθολική επέμβαση επισκευής - ενίσχυσής τους. Διακρίνονται σε μονόπλευρους και αμφίπλευρους μανδύες. Γενικώς οι αμφίπλευροι κρίνονται ως καλύτεροι λόγω της συμμετρίας της διατομής τους. Οι μονόπλευροι μανδύες συνήθως εφαρμόζονται όταν υπάρχουν περιορισμοί ή πρακτικές δυσκολίες κατασκευής μανδύων και στις δύο πλευρές, όπως π.χ. έλλειψη δυνατότητας εκτέλεσης εργασιών στους εσωτερικούς χώρους ή διατήρηση των εξωτερικών όψεων της τοιχοποιίας για αρχιτεκτονικούς ή αισθητικούς

λόγους. Η πιο απλή μορφή μανδύα είναι αυτή με ελαφρά όπλιση. Διακρίνονται τρεις τύποι μανδύα:

- **Ελαφρά οπλισμένοι μανδύες** (όπλιση με ελαφρό πλέγμα, κατασκευή μανδύα με διαδοχικές επιχρίσεις τσιμεντοκονιάματος κατά προτίμηση με εκτόξευση, συνολικού πάχους 3-5cm) (Σχ. 6.5.19).

- **Μονόπλευροι μανδύες** (ελάχιστος οπλισμός σχάρας Φ8/25, κατασκευή πεδίου στη βάση του μανδύα, ελάχιστο πάχος μανδύα 10cm, χρήση εκτοξευόμενου σε αλληπάλληλες στρώσεις ή επιτόπου χυτού σκυροδέματος) (Σχ. 6.5.20).

- **Αμφίπλευροι μανδύες** (ελάχιστος οπλισμός σχάρας Φ8/25, ελάχιστο πάχος μανδύα 5cm, χρήση εκτοξευόμενου τσιμεντοκονιάματος (400Kg/m³) ανά στρώσεις, σύνδεση δύο πλευρών μανδύα ανά 4m² τοίχου με δοκαράκια 20X20cm που φέρουν οπλισμούς 4Φ8 και συνδετήρες Φ6/10) (Σχ. 6.5.21).



Σχ. 6.5.19 Ελαφρά οπλισμένος μανδύας [2]

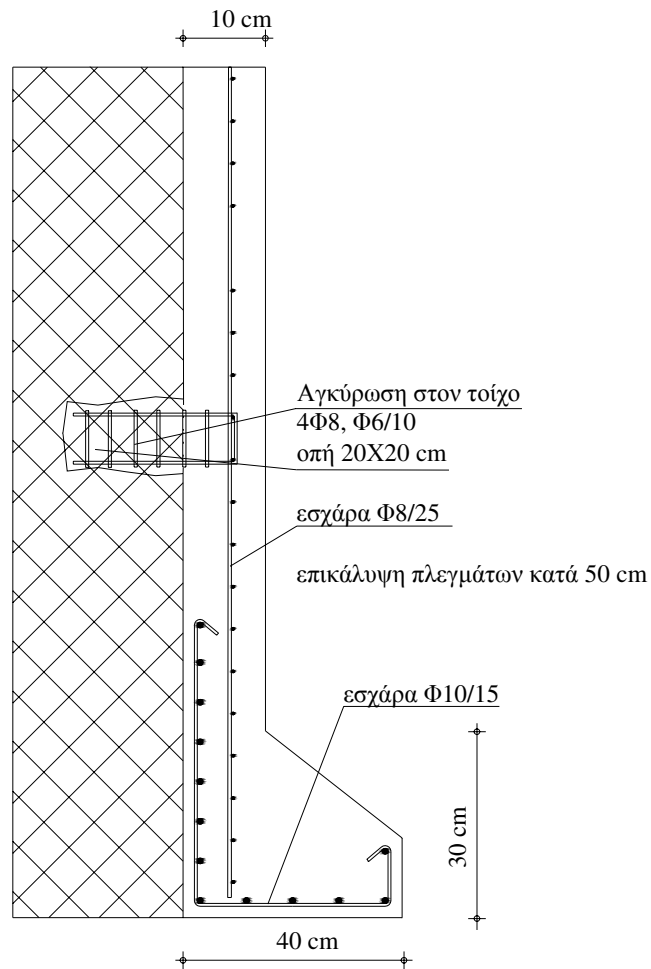
Στάδια υλοποίησης:

Στάδιο 1: Καθαίρεση όλων των επιχρισμάτων

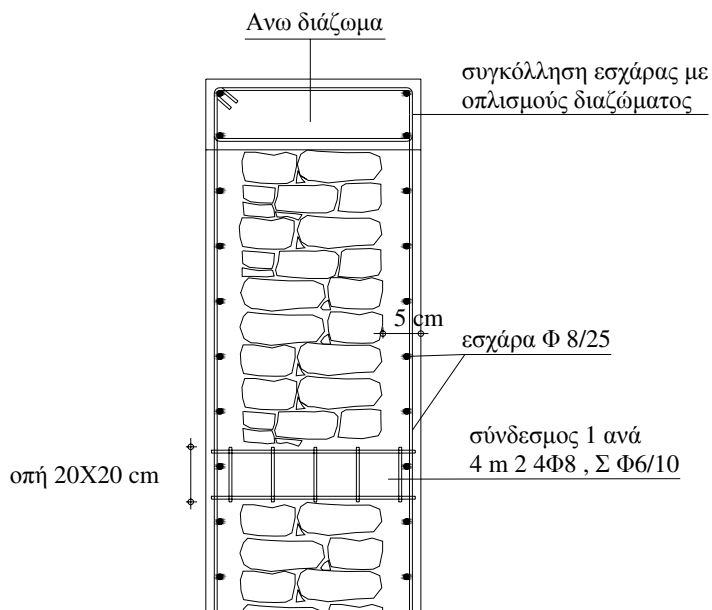
Στάδιο 2: Αφαίρεση του κονιάματος σε όσο το δυνατό μεγαλύτερο βάθος, άνοιγμα φωλιών για αγκύρωση του μανδύα.

Στάδιο 3: Διαμόρφωση αυλακιών ή οπών για σύνδεση του μανδύα με άλλα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος (π.χ. θεμελίωση, συνέχεια στον άνω όροφο (Σχ. 6.5.22), πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα κ.λ.π.).

Στάδιο 4: Πλύσιμο με νερό υπό πίεση.



Σχ. 6.5.20 Μονόπλευρος μανδύας [2]



Σχ. 6.5.21 Αμφίπλευρος μανδύας [2]

Στάδιο 5: Τοποθέτηση οπλισμού και αγκύρωσή του μέσα στην τοιχοποιία.

Στάδιο 6: Εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος ανά στρώσεις ή χυτού σκυροδέματος.

Στάδιο 7: Διαμόρφωση τελικής όψης μανδύα.

Σημείωση: Στις περιπτώσεις τοίχων μεγάλου μήκους διαμορφώνονται τοπικές ενισχύσεις (Σχ. 6.5.23).

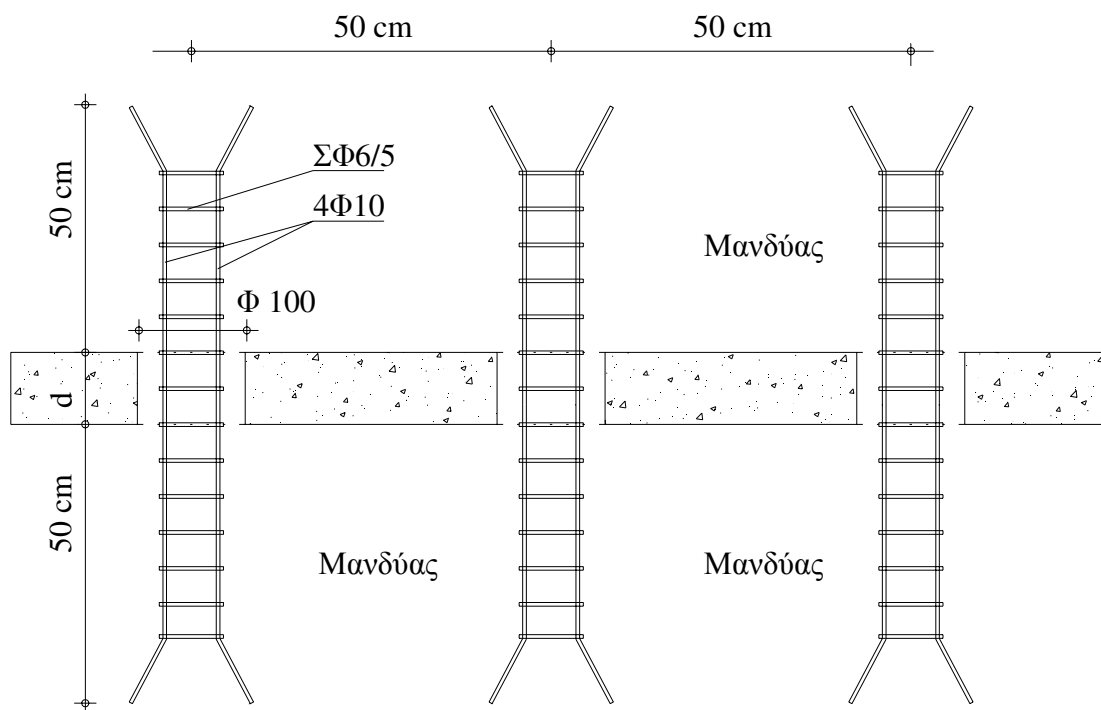
Υλικά:

- Σχετικός εξοπλισμός για καθαίρεση επιχρισμάτων
- Τρυπάνι για διάνοιξη φωλιών
- Πλέγματα
- Αναμικτήρας και αντλία εκτόξευσης σκυροδέματος

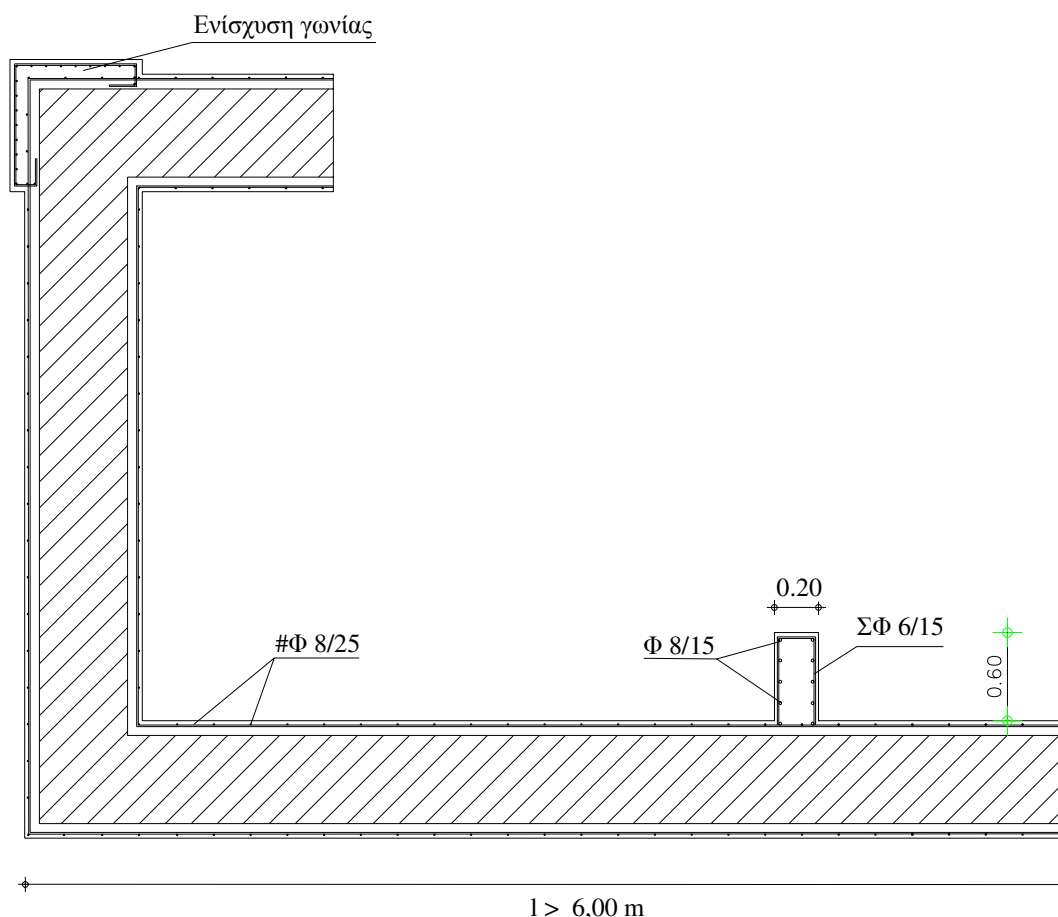
Βαθμός αποτελεσματικότητας: Γενικώς, με τους μανδύες αυξάνονται σημαντικά η θλιπτική, εφελκυστική και διατμητική αντοχής της τοιχοποιίας. Όταν οι μανδύες εκτείνονται σε όλη την κατασκευή, προσδίδεται σε μεγάλο βαθμό μονολιθικότητα στην κατασκευή, γεγονός που βελτιώνει τη σεισμική της συμπεριφορά και συμβάλλει στην καλύτερη κατανομή της έντασης.

Μειονεκτήματα: Εκτεταμένες εργασίες υψηλού κόστους, αλλοίωση όψεων τοιχοποιίας, πιθανά προβλήματα από εγκλωβισμό υγρασίας πίσω από τους μανδύες. Για την απομάκρυνση της υγρασίας θα πρέπει να λαμβάνεται ειδική πρόνοια.

Αναδιαστασιολόγηση: Η αναδιαστασιολόγηση των μανδυών γίνεται όπως και στα οπλισμένα επιχρίσματα, δηλαδή η εκτίμηση της αντοχής βασίζεται σε λύση οριακού φορτίου. Προτείνεται η ίδια σχέση.



Σχ. 6.5.22 Συνέχεια μανδύα από όροφο σε όροφο [4], [6], [10], [11]



Σχ. 6.5.23 Τοπικές ενισχύσεις μανδύα στην περίπτωση τοίχων μεγάλου μήκους [4], [6], [10], [11]

6.6 ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΥΨΗΛΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ

6.6.1 Ενέσεις σε ρωγμές

Πότε εφαρμόζεται: Η τεχνική αυτή εφαρμόζεται σε περιπτώσεις που το άνοιγμα των ρωγμών της τοιχοποιίας δεν υπερβαίνει τα 10mm. Σε αντίθεση με το βαθύ αρμολόγημα (βλέπε τεχνικές επεμβάσεων μέσης στάθμης) το οποίο συνιστάται για μικρού πάχους τοιχοποιία ($t < 300-400\text{mm}$), η τεχνική αυτή συνιστάται και για τοιχοποιίες μεγαλύτερου πάχους [11].

Στάδια υλοποίησης:

Στάδιο 1: Καθαίρεση του επιχρίσματος σε μεγάλο πλάτος γύρω από τις ρωγμές.

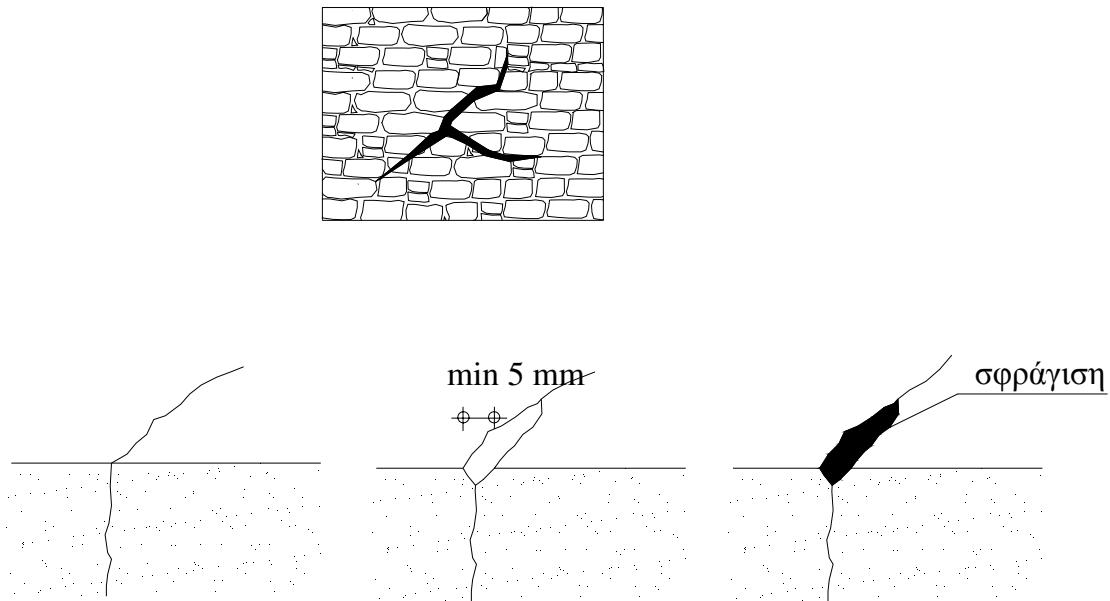
Στάδιο 2: Διεύρυνση της ρωγμής στην επιφάνεια της τοιχοποιίας (Σχ. 6.6.1).

Στάδιο 3: Διάνοιξη οπών κατά το πάχος του τοίχου, ανά αποστάσεις κατά μήκος της ρωγμής (η διάμετρος, οι αποστάσεις και το βάθος αυτών των οπών εξαρτώνται από το εύρος της ρωγμής και από το πάχος της τοιχοποιίας, καθώς και από το εάν οι ενέσεις πρόκειται να γίνουν μόνον από την μια όψη του τοίχου ή και από τις δύο).

Στάδιο 4: Καθάρισμα της ρωγμής στο εσωτερικό της τοιχοποιίας, με εισαγωγή ύδατος υπό πίεση.

Στάδιο 5: Τοποθέτηση πλαστικών σωληνίσκων μέσα στις διανοιγείς οπές.

Στάδιο 6: Σφράγιση της εξωτερικής επιφάνειας της ρωγμής με τσιμεντοκονίαμα ή με γύψο (συνιστάται να γίνεται η σφράγιση των ρωγμών περίπου δύο ημέρες προ της εφαρμογής του ενέματος, κατά τις οποίες η επιφάνεια της τοιχοποιίας στην οποία θα εφαρμοστούν τα ενέματα πρέπει να διατηρείται υγρή) (Σχ. 6.6.1).



Σχ. 6.6.1 Προετοιμασία της τοιχοποιίας για την εφαρμογή ενέματος [2], [4], [11]

Στάδιο 7: Προετοιμασία του ενέματος. Τα υλικά του ενέματος τοποθετούνται στον αναμκτήρα και αναμιγνύονται με μεγάλη ταχύτητα για περιορισμένη διάρκεια προς αποφυγή πρόωρης σκλήρυνσης του μίγματος. Ακολούθως το ένεμα μεταγγίζεται σε άλλο αναμκτήρα μικρής ταχύτητας απ' όπου και αντλείται για την εισαγωγή του στην τοιχοποιία. Η αργή ανάμιξη συνεχίζεται καθ' όλη τη διάρκεια της εφαρμογής του, έτσι ώστε να αποφεύγεται η απόμιξη.

Στάδιο 8: Εφαρμογή του ενέματος. Οι ενέσεις εφαρμόζονται από κάτω προς τα πάνω. Η πίεση στο ακροφύσιο δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0.1MPa, προς αποφυγή του κινδύνου βλάβης στην τοιχοποιία λόγω υπερβολικής εσωτερικής πίεσης. Η εφαρμογή του ενέματος διακόπτεται κάθε φορά που εμφανίζεται ένεμα στον αμέσως υπερκείμενο σωληνίσκο. Στην περίπτωση που το ένεμα αντλείται, απαιτείται ταυτόχρονη μείωση της πίεσης στην αντλία. Απομακρύνεται το ακροφύσιο και φράσσεται ο σωληνίσκος εισαγωγής του ενέματος. Μετά από διακοπή 10-20 λεπτών η διαδικασία επαναλαμβάνεται στην επόμενη ανώτερη στάθμη ή (εάν υπάρχουν πολλά σημεία εισαγωγής στην ίδια στάθμη) στο επόμενο σημείο εισόδου κατά μήκος του τοίχου, μέχρις ότου ολοκληρωθεί η πλήρωση και φραγούν όλοι οι σωληνίσκοι. Όταν η τσιμεντένεση προχωρεί κατακορύφως, είναι σημαντικό να αποφεύγεται η ανάπτυξη μεγάλης υδροστατικής πίεσης στο ένεμα που έχει ήδη εισαχθεί. Γι' αυτό το λόγο, το μέγιστο ύψος στο οποίο εφαρμόζονται ενέματα δεν πρέπει να υπερβαίνει το ένα μέτρο ανά ημέρα.

Στάδιο 9: Τελικό επίχρισμα ή διάταξη κοτετσοσύρματος και τελικό επίχρισμα.

Υλικά - Εξοπλισμός:

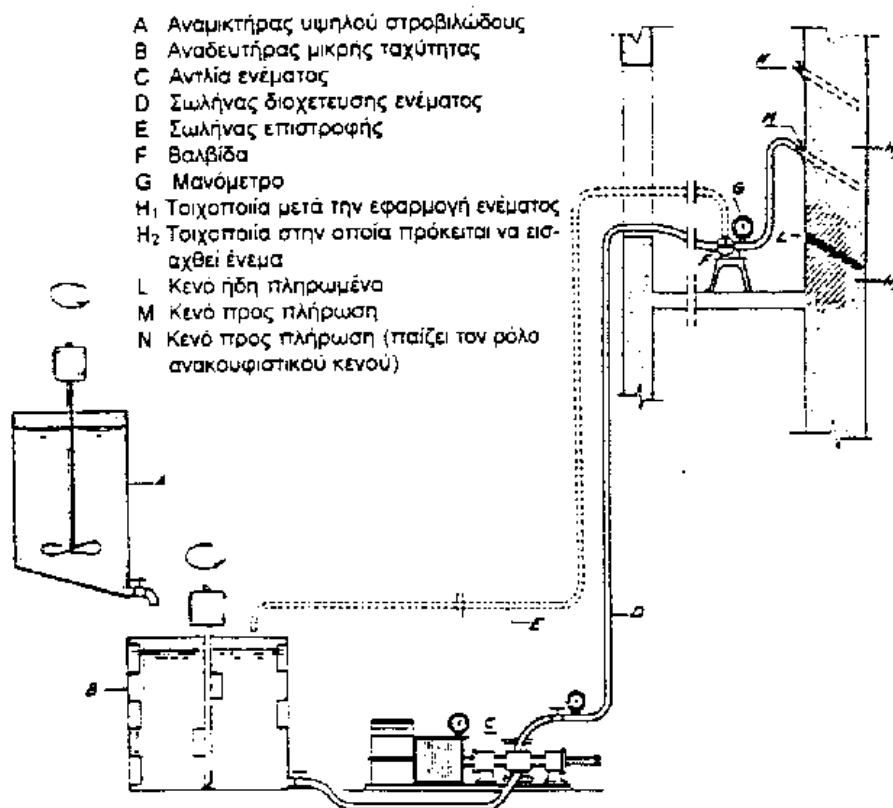
- Αναμκτήρας υψηλού στροβιλώδους (Σχ. 6.6.2)
- Αντλία εμβολοφόρος (συνήθως χειροκίνητη)
- Τρυπάνι για διάνοιξη οπών
- Πλαστικοί σωληνίσκοι

- Ενέματα, τα οποία γενικώς είναι δύο κατηγοριών: τα ενέματα με βάση το τσιμέντο (τσιμεντενέματα) και τα ενέματα με βάση τις ρητίνες (ρητινενέματα)

Τσιμεντενέματα: τα τσιμεντενέματα είναι κονιάματα συντιθέμενα από:

- Τσιμέντο
- Νερό
- Ασβέστη (για τη βελτίωση της ενεσιμότητας)
- Λεπτόκοκκα υλικά (τα οποία καθιστούν το ένεμα σταθερό και τα οποία είναι είτε φυσικές πουζολάνες είτε τεχνητές, όπως π.χ. πυριτιακή παιπάλη (silica fume))
- Υπερρευστοποιητή
- Πρόσθετα (για τη μείωση της συστολής ξήρανσης)
- Άμμο (στην περίπτωση ρωγμών με μεγάλο άνοιγμα)

Σημείωση: Τα τσιμεντενέματα τα οποία περιέχουν ασβέστη παρουσιάζουν βελτιωμένη ενεσιμότητα, αλλά η σκληρυνσή τους αργεί πολύ, ενώ παρουσιάζουν και σημαντική συστολή ξήρανσης (έτσι επηρεάζεται δυσμενώς η συνάφεια μεταξύ των επιφανειών της ρωγμής και του ενέματος). Τα τσιμεντενέματα χωρίς ασβέστη σκληρύνονται πολύ γρήγορα (ιδίως στην περίπτωση κατά την οποία το νερό που δεν είναι αναγκαίο για την δημιουργία του πήγματος απορροφάται από την τοιχοποιία). Πρόκειται για ιδιότητα πολύ σημαντική τόσο διότι αυξάνει την ταχύτητα με την οποία μπορεί να εφαρμόζεται η μέθοδος, αλλά και διότι η ταχεία τοπική αύξηση αντοχής της τοιχοποιίας επιτρέπει την ταχεία και ασφαλή εφαρμογή των άλλων μεθόδων, οι οποίες ενδεχομένως προβλέπονται από την μελέτη. Επιπλέον τα τσιμεντενέματα χωρίς ασβέστη έχουν μικρότερη συστολή ξήρανσης, οπότε εξασφαλίζουν καλύτερη συνάφεια μεταξύ ενέματος και επιφανειών της ρωγμής. Τα τσιμεντενέματα χωρίς ασβέστη έχουν μικρότερη ενεσιμότητα από εκείνα τα οποία περιέχουν ασβέστη. Όμως, αυτό το μειονέκτημά τους αντιμετωπίζεται με την προσθήκη υπερρευστοποιητή.



Σχ. 6.6.2 Σχηματική παράσταση του εξοπλισμού για την προετοιμασία και την εφαρμογή ενεμάτων [11]

Ρητινενέματα: τα ρητινενέματα αποτελούνται από:

- Τα υλικά A + B

- Λεπτή άμμο (για ρωγμές μεγαλύτερου ανοίγματος)

Σημείωση: Τα ρητινενέματα παρουσιάζουν την υψηλότερη ενεσιμότητα από όλα τα ενέματα. Εισχωρούν και σε ιδιαίτερος λεπτές ρωγμές, έχουν δε και πολύ μεγάλη αντοχή. Παρ' όλα αυτά παρουσιάζουν μερικά μειονεκτήματα τα οποία περιορίζουν την χρήση τους. Ως τέτοια αναφέρονται η κακή συμπεριφορά τους σε υψηλές θερμοκρασίες, η πιθανή αποσύνθεσή τους σε περίπτωση μεγάλων ρωγμών, υψηλό κόστος κ.λ.π.

Βαθμός αποτελεσματικότητας: Η τεχνική αυτή οδηγεί σε αποκατάσταση της αρχικής αντοχής της τοιχοποιίας και όχι σε σημαντική αύξησή της, εκτός εάν το ένεμα εισχωρήσει και πληρώσει τα κενά της τοιχοποιίας, οπότε λαμβάνει χώρα ομογενοποίηση μάζας (βλέπε επόμενη παράγραφο). Για την επιτυχή εφαρμογή αυτής της τεχνικής θα πρέπει το ένεμα να είναι σταθερό καθ' όλη τη διάρκεια της διαδικασίας, να αποφεύγεται η απόμιξη, να έχει επαρκή ενεσιμότητα ώστε να εισχωρεί και στις λεπτότερες ρωγμές, να μη παρουσιάζει σημαντική συστολή ξήρανσης διότι ενδέχεται να ανοίξουν οι ρωγμές πριν από οποιαδήποτε επιβολή φορτίου και να έχει επαρκή αντοχή. Η βέλτιστη σύνθεση του ενέματος είναι συνάρτηση του τύπου της τοιχοποιίας, του εύρους των ρωγμών, καθώς και του σκοπού της επέμβασης. Συνήθως, πραγματοποιούνται δοκιμαστικά ενέματα και η τελική σύνθεση του ενέματος αποφασίζεται βάσει των αποτελεσμάτων αυτών των δοκιμαστικών εφαρμογών.

Μειονεκτήματα: Πρόκειται για τεχνική ιδιαίτερα υψηλού κόστους η οποία απαιτεί την ύπαρξη σχετικού εξοπλισμού και πολύ σχολαστικής εργασίας.

Ανασχεδιασμός: Θεωρείται ότι μέσω της μεθόδου αυτής αποκαθίστανται τα αρχικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας. Επομένως, λαμβάνεται γενικώς:

$$R_w = R_{w,0}$$

6.6.2 Ομογενοποίηση μάζας

Πότε εφαρμόζεται: Η τεχνική αυτή εφαρμόζεται στις περιπτώσεις όπου επιδιώκεται η εισαγωγή ενέματος στη μάζα της τοιχοποιίας όχι μόνον για την πλήρωση ενδεχόμενων ρωγμών αλλά όλων των κενών στο εσωτερικό της τοιχοποιίας.

Στάδια υλοποίησης: Ακολουθούνται όλα τα στάδια όπως και στην περίπτωση των ενέσεων (βλέπε προηγούμενο κεφάλαιο).

Υλικά - εξοπλισμός: Χρησιμοποιούνται τα αντίστοιχα των ενέσεων.

Αποτελεσματικότητα: Πρόκειται για μια μέθοδο ιδιαίτερος αποδοτική στην περίπτωση αργολιθοδομών με μεγάλο ποσοστό κονιάματος χαμηλής ποιότητας, καθώς και στην περίπτωση τρίστρωτων τοιχοποιιών.

Από πειραματικά αποτελέσματα ξένων ερευνητών προκύπτει ότι:

- Για κατανάλωση και απορρόφηση περίπου 50 lt ενέματος ανά m³ τοίχου, η αύξηση των αντοχών κυμαίνεται από 20% έως 60%, ανάλογα με την ποιότητα δόμησης.

- Για κατανάλωση και απορρόφηση 150 lt ενέματος ανά m³ τοίχου, η αύξηση των αντοχών κυμαίνεται από 200% έως 400%.

Από πειραματικά αποτελέσματα σχετικής έρευνας στο Εργαστήριο Ω.Σ. του ΕΜΠ σε δοκίμια τρίστρωτης τοιχοποιίας, όπου χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω τσιμεντενέματα, πολύ συνοπτικά, προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

Ένεμα	Τσιμέντο (Kg)	Πυριτιακή παιπάλη (Kg)	Ασβέστης (Kg)	Υπερρευ- στοποιητής (Kg)	Νερό (Kg)	Θλιπτική αντοχή (Mpa)
A	75	25	0	1.33	90	30
B	60	22.5	27.5	1.66	100	13

- Η μέση κατανάλωση ενέματος ήταν 105 lt/m^3 τοίχου. Αυτή η κατανάλωση είναι ίση με εκείνη που έχει μετρηθεί σε εφαρμογές της τεχνικής σε πραγματικές κατασκευές, πράγμα το οποίο αποτέλεσε επιβεβαίωση της ικανοποιητικής προσομοίωσης των τοιχοποιιών στο Εργαστήριο, ώστε να είναι τα αποτελέσματα αξιόπιστα. Οι δοκιμές των τοιχίσκων απέδειξαν ότι η ομογενοποίηση μάζας οδήγησε σε αύξηση της αντοχής πρακτικώς στο διπλάσιο της αρχικής. Ομοίως, αυξήθηκε το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας, ενώ αντιθέτως μειώθηκε η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας. Εκείνο που είναι ιδιαίτερος σημαντικό είναι ότι η εφαρμογή της μεθόδου οδήγησε σε μεταβολή του τρόπου αστοχίας των τοιχίσκων.

Μειονεκτήματα: Το κόστος ενός κυβικού μέτρου ενέματος είναι υψηλό (περίπου 300.000 δραχμές κατά το χρόνο εφαρμογής του). Επομένως, είναι σαφές ότι η τεχνική αυτή είναι δαπανηρή και θα πρέπει να εφαρμόζεται με φειδώ. Είναι πάντως δυνατό να εφαρμόζεται όχι στο σύνολο της τοιχοποιίας, αλλά σε επιλεγμένες περιοχές, κρίσιμες για τη συμπεριφορά της κατασκευής (π.χ. στις περιοχές μεγάλης βλάβης, στις γωνίες των κτιρίων κ.λ.π.). Επίσης, πρέπει να αναφερθεί ότι απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στην περίπτωση κατά την οποία η ομογενοποίηση μάζας πρόκειται να εφαρμοσθεί σε τοιχοποιία στην επιφάνεια της οποίας υπάρχουν έργα τέχνης (νωπογραφίες, εικόνες κ.λ.π.). Σε τέτοιες περιπτώσεις ενδέχεται να απαιτηθεί προσωρινή αποτοίχιση των τοιχογραφιών. Εάν τούτο δεν είναι δυνατόν, ενδέχεται να απαιτηθεί περιορισμός του εμποτισμού μόνον σε περιοχές όπου δεν υπάρχουν τοιχογραφίες ή εφαρμογή του σε περιορισμένο πάχος.

Ανασχεδιασμός: Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας μετά από τον εμποτισμό μάζας, είχε προταθεί παλιότερα (Τάσιος, 1982) η ακόλουθη εμπειρική σχέση, η οποία βασιζόταν στα τότε διατιθέμενα πειραματικά αποτελέσματα.

$$f_{wc,s} = f_{wc,0} \left(1 + 20 \frac{\gamma_f - \gamma_0}{\gamma_0} \right) \quad \text{όπου}$$

$f_{wc,s}$ και $f_{wc,0}$ η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μετά και πριν απ' την επέμβαση αντιστοίχως. γ_f και γ_0 το ειδικό βάρος της τοιχοποιίας μετά και πριν απ' την επέμβαση.

Με βάση νεώτερα πειραματικά αποτελέσματα προτείνεται (Βιντζηλαίου, Τάσιος 1995) η ακόλουθη σχέση, για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής τρίστρωτης τοιχοποιίας :

$$f_{wc,s} = f_{wc,0} \left[1 + 1.25 \left(\frac{V_{mf}}{V_w} \right) \left(\frac{f_{gr}^{1/2}}{f_{wc,0}} \right) \right] [\text{MPa}] \quad \text{όπου}$$

V_{mf} και V_w ο όγκος της ενδιάμεσης στρώσης και ο συνολικός όγκος της τοιχοποιίας αντιστοίχως, ενώ f_{gr} η θλιπτική αντοχή του ενέματος

Εξ άλλου, η αξιολόγηση των πειραματικών αποτελεσμάτων των Tomazevic, Sheppard (1982), Tomazevic, Arin (1993), Bettio et al. (1993) από την εφαρμογή της μεθόδου σε αργολιθοδομές, έδωσε την ακόλουθη εμπειρική σχέση για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της ενισχυμένης τοιχοποιίας :

$$f_{wc,s} = f_{wc,0} \left[1 + 0.013 (100G_{gr} / G_0)^3 \right]$$

όπου G_{gr} είναι ο όγκος του ενέματος που εισάγεται σε τοιχοποιία όγκου G_0 .

6.6.3 Ελκυστήρες - τένοντες

Πότε εφαρμόζονται: Χρησιμοποιούνται σε περίπτωση αποκόλλησης διασταυρούμενων τοίχων ή αποδιοργάνωσης γωνιών τοίχων (Σχ. 6.6.3). Εφαρμόζονται επίσης για τη βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής συνδέοντας τα τμήματά της, μέσω της εφαρμογής ευνοϊκής χαμηλής θλιπτικής τάσης. Μπορεί να είναι οριζόντιοι ή και κατακόρυφοι (Σχ. 6.6.4). Τέλος, μπορούν να εφαρμοστούν και για ενίσχυση της θεμελίωσης.

Στάδια υλοποίησης:

Στάδιο 1: Επιλέγονται οι θέσεις προσαρμογής των ελκυστήρων και ελέγχεται η καταλληλότητα επάρκειας αυτών των θέσεων της τοιχοποιία (έλεγχος τοπικής θλίψης) για παραλαβή των δυνάμεων προέντασης. Σε αντίθετη περίπτωση, γίνεται τοπική ενίσχυση.

Στάδιο 2: Διάνοιξη των οπών (δίοδοι) στη μάζα του τοίχου, σε απέναντι θέσεις και στο ίδιο ύψος (περίπτωση οριζόντιων τενόντων). Συνήθως τοποθετούνται κάτω από τη στάθμη των δαπέδων ή της έδρασης της στέγης.

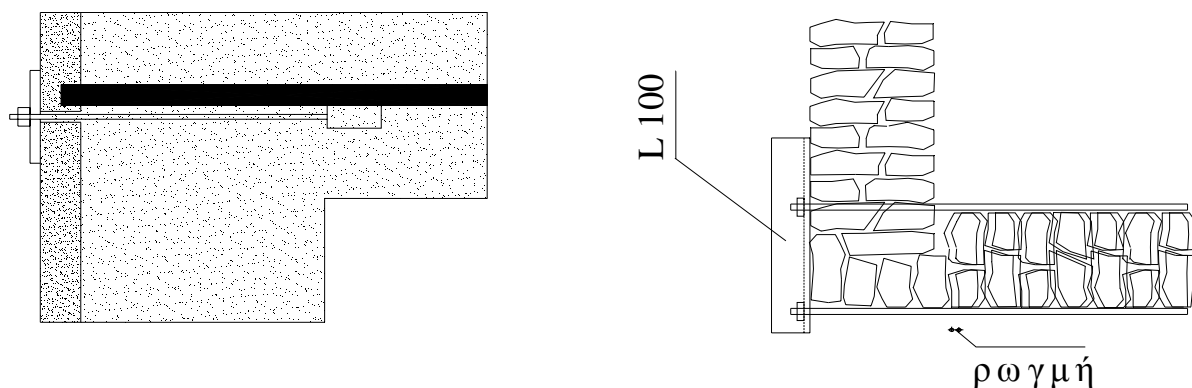
Στάδιο 3: Αγκύρωση των τενόντων (ράβδοι υψηλής αντοχής και μεγάλης διαμέτρου) σε κατάλληλα διαστασιολογημένες πλάκες αγκύρωσης.

Στάδιο 4: Επιβολή προέντασης με δυναμόκλειδα (απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή κατά την επιβολή της προέντασης, η οποία πρέπει να είναι ήπια και διαρκώς ελεγχόμενη).

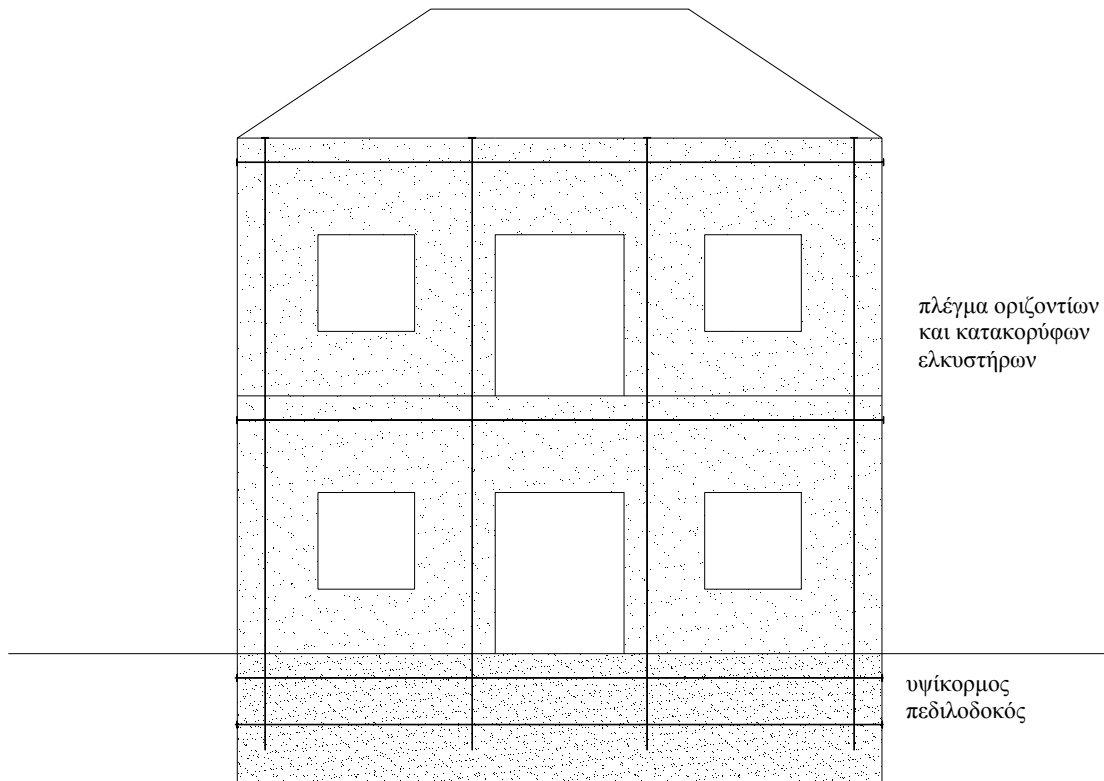
Στάδιο 5: Οι αγκυρώσεις (μετά την εφαρμογή κατάλληλης βαφής) παραμένουν ακάλυπτες (και επομένως επισκέψιμες). Εναλλακτικώς, καλύπτονται με επίχρισμα ή με ελαφρύ μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Υλικά:

- Τρυπάνι
- Μεταλλικές ράβδοι υψηλής αντοχής και μεγάλης διαμέτρου
- Πλάκες αγκύρωσης κατάλληλα διαμορφωμένες
- Δυναμόκλειδα



Σχ. 6.6.3 Χρήση ελκυστήρων για τη σύνδεση τοίχων σε γωνία [11]



Σχ. 6.6.4 Διάταξη οριζόντιων και κατακόρυφων ελκυστήρων [7], [10], [11]

Αποτελεσματικότητα: Επιτυγχάνεται βελτίωση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας σε οριζόντιες μετακινήσεις λόγω κυρίως σεισμικής φόρτισης. Η μέθοδος αυτή είναι εύκολα αναστρέψιμη.

Μειονεκτήματα: Λόγω ερπυσμού οι ελκυστήρες υπόκεινται σε χαλάρωση με την πάροδο του χρόνου γι' αυτό και επιβάλλεται συστηματικός έλεγχος. Ως μέθοδος επέμβασης δεν επιλύει ριζικά το πρόβλημα αποκατάστασης από μόνη της γι' αυτό συνήθως αποτελεί συμπληρωματική μορφή επέμβασης.

Ανασχεδιασμός: Πρέπει να σημειωθεί ότι παρατηρούνται μεγάλες απώλειες προέντασης και λόγω ολίσθησης στις αγκυρώσεις των ελκυστήρων, αλλά και λόγω άμεσων και ερπυστικών παραμορφώσεων της τοιχοποιίας. Απαιτείται επί πλέον έλεγχος των τοπικών τάσεων θλίψης στις αγκυρώσεις, ώστε να αποφεύγεται τοπική αστοχία της τοιχοποιίας (άρα, και της αγκύρωσης των ελκυστήρων). Ο υπολογισμός της έντασης στους ελκυστήρες γίνεται ως εξής [8], [11]:

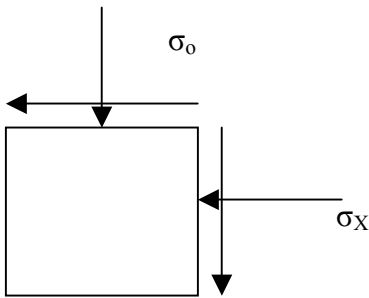
(α) Οριζόντιοι ελκυστήρες

Γίνεται η δυσμενής παραδοχή της πλήρους αποσύνδεσης των τοίχων από τους εγκάρσιους προς αυτούς, αλλά και από τα πατώματα και τη στέγη. Έτσι, οι χαλύβδινες ράβδοι μόνες καλούνται να προλαμβάνουν την αποκόλληση των τοίχων, αναλαμβάνοντας πλήρως τη δράση του σεισμού καθέτως προς το επίπεδο του τοίχου. Πρέπει, επίσης, να εμποδίζουν και τις αντίστοιχες παραμορφώσεις. Γι' αυτόν το λόγο υπολογίζονται ώστε να έχουν τάση σημαντικά μικρότερη από το όριο διαρροής τους, ενώ πρέπει να δίνεται και προσοχή στις θέσεις των αγκυρώσεων, ώστε να αποφεύγεται το "ξέσπρωμα".

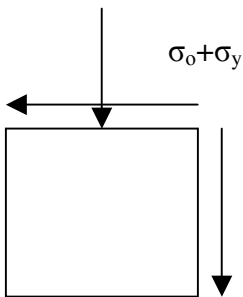
(β) Κατακόρυφοι ελκυστήρες

Η έντασή τους υπολογίζεται μέσω της επίλυσης απλών επίπεδων δικτυωμάτων, στα οποία οι οριζόντιες και οι κατακόρυφες ράβδοι είναι οι ελκυστήρες, ενώ οι διαγώνιες αποτελούνται από στοιχεία τοιχοποιίας. Τα δικτυώματα φορτίζονται με συμβατικά σεισμικά φορτία.

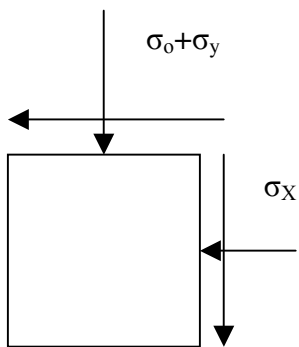
Επί πλέον, η παρουσία ενός συστήματος οριζόντιων και κατακόρυφων ελκυστήρων έχει ως συνέπεια και μια αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας σε θλίψη και σε διάτμηση (χάρη στην περίσφιγξη την οποία προσφέρουν οι ράβδοι). Οι αυξημένες αντοχές της τοιχοποιίας μπορούν να υπολογισθούν από τις ακόλουθες σχέσεις :



$$f_{wv} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} * \frac{2}{3} * f_{wt} * \sqrt{1 + \frac{0,75 * \sigma_o + \sigma_x}{f_{wt}} + \frac{0,75 * \sigma_o * \sigma_x}{f_{wt}^2}}$$



$$f_{wx} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} * \frac{2}{3} * f_{wt} * \sqrt{1 + \frac{0,75 * \sigma_o + \sigma_x}{f_{wt}}}$$



$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} * \frac{2}{3} * f_{wt} * \sqrt{1 + \frac{0,75 * \sigma_o + \sigma_y + \sigma_x}{f_{wt}} + \frac{(0,75 * \sigma_o + \sigma_y) * \sigma_x}{f_{wt}^2}}$$

6.6.4 Ριζοπλισμοί

Πότε εφαρμόζονται: Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται συνήθως σε παλιές λιθοδομές μεγάλου πάχους για βελτίωση της μάζας, τοπικές ενισχύσεις (σχήμα 6.6.5) ή και καθολική ενίσχυση (σχήμα 6.6.6) (βελτίωση της συμπεριφοράς ολόκληρου φατώματος ή πεσσών, δημιουργία υψίκορμων δοκών κ.λ.π.).

Στάδια υλοποίησης:

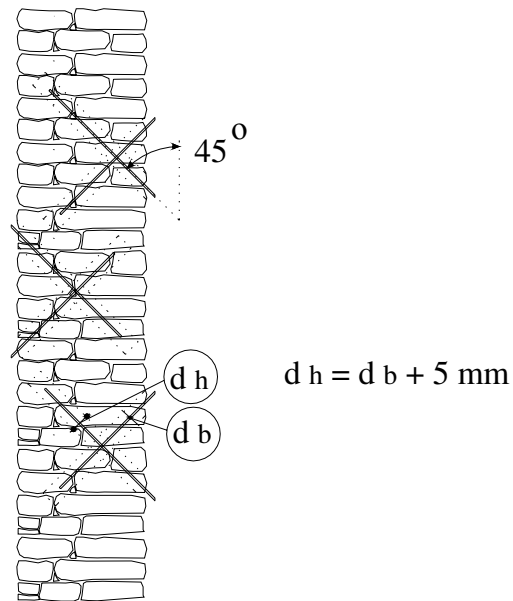
Στάδιο 1: Διάνοιξη αλληλοτεμνόμενων οπών σε προεπιλεγμένες θέσεις της περιοχής ενίσχυσης της τοιχοποιίας. Η διάμετρος των οπών θα πρέπει να είναι ελαφρά μεγαλύτερη από τη διάμετρο του οπλισμού κατά τρόπο που να μπορεί να εισχωρεί το ένεμα (ειδικές τσιμεντοκονίες) και να περιβάλλει τον οπλισμό.

Στάδιο 2: Τοποθέτηση και προσωρινή στερέωση των ράβδων οπλισμού.

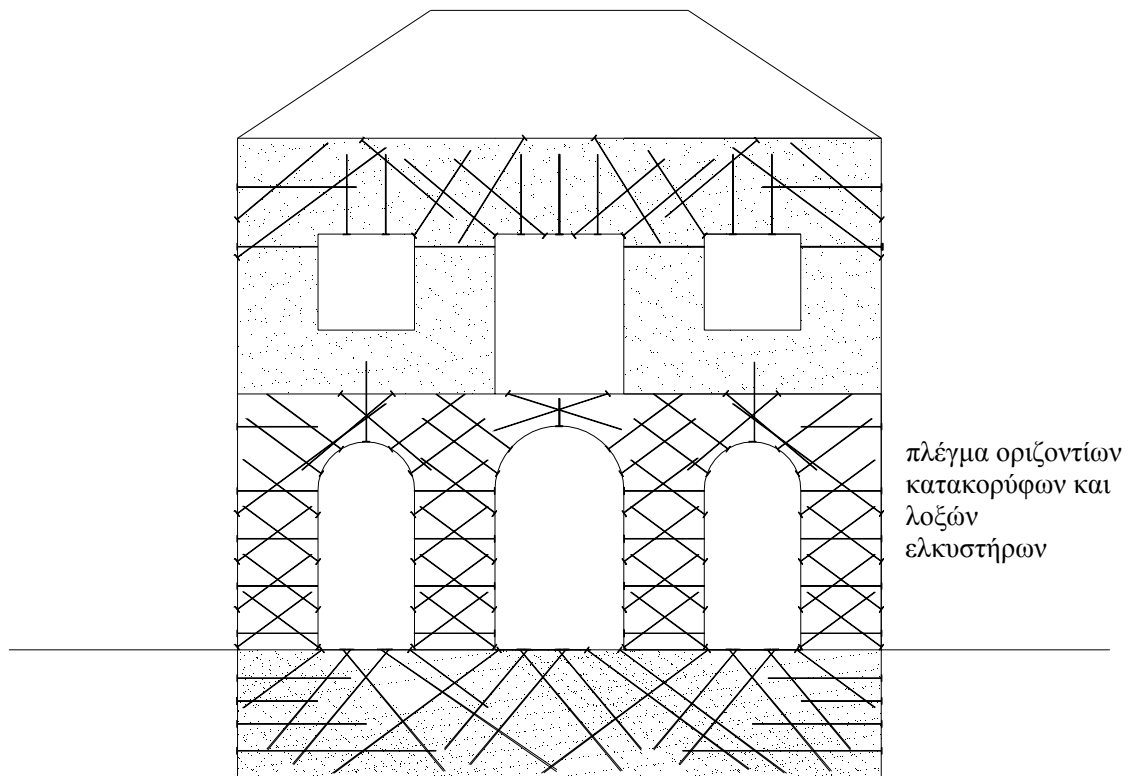
Στάδιο 3: Πλήρωση των οπών με ειδικές τσιμεντοκονίες (π.χ. μη συστελλόμενες) ή με ειδικά κονιάματα (π.χ. κονιάματα τσιμέντου - πλαστικών υλών / τροποποιημένα ή ρητινικά κονιάματα) που έχουν ως αδρανές χαλαζιακή άμμο.

Υλικά:

- Τρυπάνι
- Ράβδοι χάλυβα
- Τσιμεντοκονιάματα ή ειδικά κονιάματα



Σχ. 6.6.5 Τοπική ενίσχυση [7] (οριζόντια ή και κατακόρυφη τομή)



Σχ. 6.6.6 Καθολική ενίσχυση [7]

Αποτελεσματικότητα: Στην περίπτωση τοιχοποιιών με πολύ χαμηλή αντοχή (είτε λόγω γήρανσης είτε λόγω κακής ποιότητας υλικών) η διαμόρφωση ενός δικτύου ριζοπλισμών κατά το πάχος ή κατά το μήκος της τοιχοποιίας αποτελεί μια επέμβαση, αποτέλεσμα της οποίας είναι μια σημαντική αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας. Γενικώς, στις θέσεις εφαρμογής των ριζοπλισμών επέρχεται σχετικά μικρή αύξηση της θλιπτικής αντοχής και σημαντική αύξηση της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας ανάλογα με την πυκνότητα τοποθέτησης και των διαμέτρων των ριζοπλισμών.

Μειονεκτήματα: Μειονεκτήματα της τεχνικής αυτής, τα οποία συνδέονται κυρίως με τη χρήση της σε μνημεία, είναι η αλλοίωση της δομής της τοιχοποιίας και μάλιστα κατά τρόπο μη αναστρέψιμο και ότι σε περίπτωση διάβρωσης των ράβδων του οπλισμού είναι εξαιρετικά δυσχερής η αντικατάστασή τους (απαιτεί διατρήσεις μεγάλης διαμέτρου), ενώ υπάρχει κίνδυνος να προκληθούν βλάβες λόγω της διόγκωσης από τη διάβρωση.

Ανασχεδιασμός: Για την εκτίμηση της μεταβολής της θλιπτικής και διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας στις θέσεις έμπηξης των ριζοπλισμών προτείνονται οι πιο κάτω σχέσεις [11]:

$$\rho_0 = A_s / A_h$$

$$\Delta f_{wc} \approx \frac{V_h}{V_w} (1 + 10\rho_0) f_{mt}$$

$$\Delta f_{wv} \approx \frac{V_h}{V_w} (1 + 10\rho_0) f_{sy}$$

Όγκος οπής, $V_h = A_h d$

Όγκος τοίχου, $V_w = A_w t$

6.7 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

6.7.1 Εισαγωγή

Οι βλάβες στη θεμελίωση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία παρουσιάζουν τα ακόλουθα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά έναντι των βλαβών στην ανωδομή:

- Είναι κατά κανόνα αφανείς και τεκμαίρονται από τις επιπτώσεις τους στην ανωδομή
- Είναι δυνατόν να προκαλούνται από πολλά αίτια
- Στην ένταση και έκτασή τους συμβάλλει όχι μόνον το υλικό κατασκευής και η διάταξη της θεμελίωσης αλλά και τα χαρακτηριστικά του εδάφους

Από τα παραπάνω συνάγεται ότι η διάγνωση και η θεραπεία προβλημάτων θεμελίωσης αποτελούν πιο σύνθετη διεργασία από την αντίστοιχη της ανωδομής. Για το λόγο αυτό αναφέρονται παρακάτω εν συντομία τα συνήθη αίτια των βλαβών, οι απαιτούμενες διαγνωστικές ενέργειες και ορισμένα κριτήρια επεμβάσεων στη θεμελίωση. Ακολουθεί η περιγραφή των μεθόδων επέμβασης.

6.7.1.1 Αίτια πρόκλησης βλαβών που αποδίδονται στο έδαφος ή σε ανεπαρκή θεμελίωση

Ένας από τους σημαντικούς λόγους πρόκλησης βλαβών σε κτίρια από λιθοδομή είναι η μετακίνηση των θεμελίων. Τούτο μπορεί να οφείλεται σε ένα ή περισσότερα από τα παρακάτω αίτια [9]:

- Μη προβλεφθείσα υπερφόρτιση (π.χ. προσθήκη ορόφων, αλλαγή χρήσης και υπέρβαση κινητού φορτίου κ.λ.π.)
- Διόγκωση ή συρρίκνωση του εδάφους εξαιτίας μεταβολών της υγρασίας, κυρίως όταν το έδαφος είναι διογκούμενη άργιλος
- Συμπύκνωση χαλαρών επιχωματώσεων (π.χ. πρόσφατων και ικανού πάχους ανθρωπογενών αποθέσεων)

- Ύπαρξη υπογείων κενών (π.χ. φυσικές καταβόθρες ή στοές)
- Διάνοιξη υπογείων έργων (σήραγγες, υπόγειοι αγωγοί κ.λ.π.)
- Ταπείνωση της στάθμης του υπογείου νερού με συνέπεια την αύξηση των ενεργών τάσεων (π.χ. λόγω συνεχών αντλήσεων)
- Διαβροχή του εδάφους με συνέπειες την αύξηση του βάρους του, την ανάπτυξη δυνάμεων διήθησης προς τα κάτω και ακόμη την αύξηση της συμπιεστότητας εδαφών αργιλικής σύστασης
- Διάνοιξη εκσκαφής σε γειτονικό οικόπεδο και ανεπαρκής αντιστήριξη του μετώπου της
- Ερπυστική κίνηση αργιλικών πρανών ακόμη και πολύ μικρής κλίσης
- Γήρανση και εξασθένηση του θεμελίου (π.χ. παλιά τοιχοδομή, υγρασία, επιρροή των ριζών γειτονικών δέντρων κ.α.) ή και ανεπαρκής εξ' αρχής κατασκευή
- Υποχώρηση των στηρίξεων κατά τη διάρκεια εργασιών υποστήριξης θεμελίων
- Οριζόντια υπερφόρτωση της κατασκευής από ορμητικά νερά με πιθανή ρευστοποίηση του εδάφους στο επίπεδο της θεμελίωσης (π.χ. υπερχείλιση γειτονικού χειμάρρου)
- Αστοχία πασσάλων (σάπισμα ξύλινων πασσάλων, ανάπτυξη αρνητικών τριβών κ.λ.π.)

6.7.1.2 Διαγνωστικές ερευνητικές εργασίες

Στη φάση μελέτης της παθολογίας του κτιρίου και του προσδιορισμού των αιτίων που την προκάλεσαν, ανάμεσα στ' άλλα θα πρέπει να συνεκτιμώνται και τα παραπάνω αίτια και να ερευνάται αν και κατά πόσο κάποιο από αυτά συνέβαλε στη διαμόρφωση της παθολογίας του κτιρίου. Για να καταστεί τούτο δυνατό θα πρέπει να είναι γνωστές οι εδαφοτεχνικές συνθήκες στη θέση του έργου και το είδος, η γεωμετρία και η διάταξη της θεμελίωσης. Για μεν τις εδαφοτεχνικές συνθήκες, αν οι οικονομικές δυνατότητες το επιτρέπουν ή η σπουδαιότητα του έργου το επιβάλλει, θα πρέπει να διενεργείται γεωτεχνική έρευνα που να περιλαμβάνει καλή αποτύπωση της στρωματογραφίας, δοκιμές οιδημέτρου και τριαξονικές δοκιμές κατάλληλου τύπου. Για τη διάγνωση του τύπου, της γεωμετρίας αλλά και της κατάστασης της θεμελίωσης είναι χρήσιμη η διάνοιξη ερευνητικών σκαμμάτων σε ορισμένες κρίσιμες θέσεις.

6.7.1.3 Κριτήρια επεμβάσεων ενίσχυσης θεμελίωσης

Σε περίπτωση που έχει τεκμηριωθεί ότι κάποιο από τα πιο πάνω αίτια δημιουργεί βλάβες στο κτίριο, τότε προτείνονται εργασίες επέμβασης στη θεμελίωση στις εξής περιπτώσεις:

- Όταν οι βλάβες που προκλήθηκαν στο φέροντα οργανισμό είναι σημαντικές και οι μετακινήσεις (διεύρυνση ρωγμών, καθιζήσεις) συνεχίζονται
- Όταν, παρότι ο ρυθμός των μετακινήσεων έχει περιορισθεί, οι βλάβες έχουν προξενήσει τέτοια εξασθένηση και αποδιοργάνωση της θεμελίωσης ή/και της ανωδομής, ώστε άλλοι κίνδυνοι (όπως π.χ. ο σεισμός) να επιβάλλουν την ενίσχυση της θεμελίωσης
- Εάν πρόκειται να γίνει αλλαγή χρήσης ή προσθήκη ορόφων στο κτίριο και επιβάλλεται ενίσχυση της θεμελίωσης ώστε να φέρει τα νέα φορτία

6.7.1.4 Μέθοδοι ενίσχυσης της θεμελίωσης και του εδάφους

Οι μέθοδοι ενίσχυσης της θεμελίωσης μπορούν να χωριστούν σε τρεις κατηγορίες:

- Αβαθής υποθεμελίωση
- Βαθιά υποθεμελίωση με την κατασκευή μικροπασσάλων
- Βελτίωση και ενίσχυση του εδάφους με ενέσεις

Για κάθε μια κατηγορία ενίσχυσης της θεμελίωσης και του εδάφους διατίθενται αρκετές τεχνικές μεταξύ των οποίων ο μελετητής μπορεί να επιλέξει εκείνη που συνάδει με τις ιδιαίτερες συνθήκες του προβλήματος, την προτεινόμενη συνολική λύση επέμβασης, τα

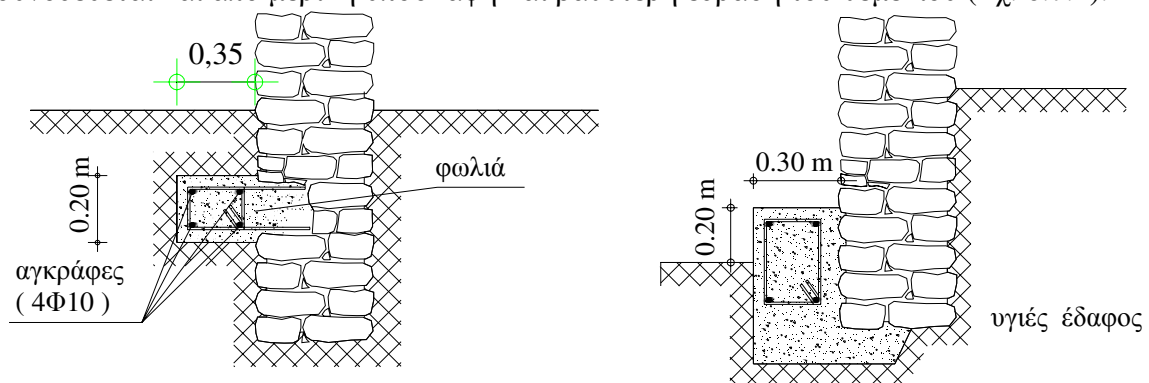
τεχνικά μέσα που διαθέτει για την υλοποίησή της και τις οικονομικές δυνατότητες του έργου. Εν πάση περιπτώσει η λύση που θα επιλεγεί θα πρέπει να αίρει ή τουλάχιστον να αναχαιτίζει τα αίτια που προκάλεσαν βλάβες στο κτίριο. Στη συνέχεια παρατίθενται και περιγράφονται ορισμένες τεχνικές από κάθε κατηγορία μεθόδων ενίσχυσης της θεμελίωσης και του εδάφους.

6.7.2 Αβαθής υποθεμελίωση

Πότε εφαρμόζεται: Είναι η πιο διαδεδομένη τεχνική στην πράξη, κυρίως για κτίρια όχι υψηλής σπουδαιότητας, λόγω του χαμηλού κόστους συγκριτικά με τις άλλες μεθόδους. Εφαρμόζεται κυρίως σε περιπτώσεις όπου επιβάλλεται ενίσχυση της θεμελίωσης αλλά δεν παρατηρούνται ιδιαίτερα προβλήματα εδάφους. Σε περίπτωση εδαφών με ιδιαίτερα προβλήματα θα πρέπει να εφαρμόζεται μια από τις άλλες δύο μεθόδους (βαθιές θεμελιώσεις ή ενέσεις εδάφους). Επίσης, η μέθοδος αυτή δεν μπορεί να εφαρμοστεί σε περιπτώσεις που ο υδροφόρος ορίζοντας είναι στο επίπεδο της θεμελίωσης. Η τεχνική αυτή παρουσιάζεται με διάφορες παραλλαγές:

Μονόπλευρη αύξηση της επιφάνειας του θεμελίου (ενισχύσεις με χαλινούς)

Η περίπτωση αυτή εφαρμόζεται, συνήθως εξωτερικά, όταν δεν υπάρχουν ιδιαίτερες απαιτήσεις ενίσχυσης της θεμελίωσης ή όταν είναι αδύνατη (ή ασύμφορη) η καταστροφή του δαπέδου στο εσωτερικό του κτιρίου για την ενίσχυση της θεμελίωσης (Σχ. 6.7.1). Ενδέχεται να συνοδεύεται και από μερική υποσκαφή και βαθύτερη έδραση του θεμελίου (Σχ. 6.7.2).

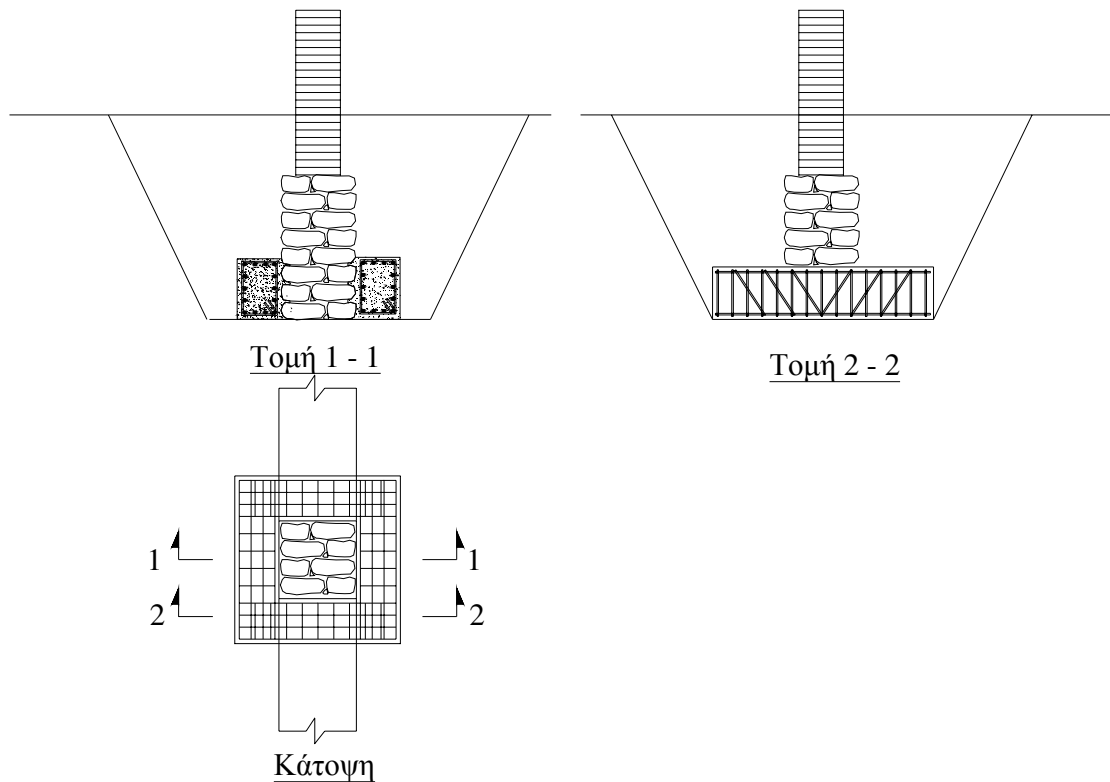


Σχ. 6.7.1 Εξωτερική περιμετρική δοκός Ο.Σ. για την αύξηση της επιφάνειας του θεμελίου [4], [6], [10], [11]

Σχ. 6.7.2 Εξωτερική περιμετρική δοκός Ο.Σ. σε συνδυασμό με υποσκαφή θεμελίου [4], [6], [10], [11]

Αμφίπλευρη υποθεμελίωση (κατασκευή ντουλαπιών)

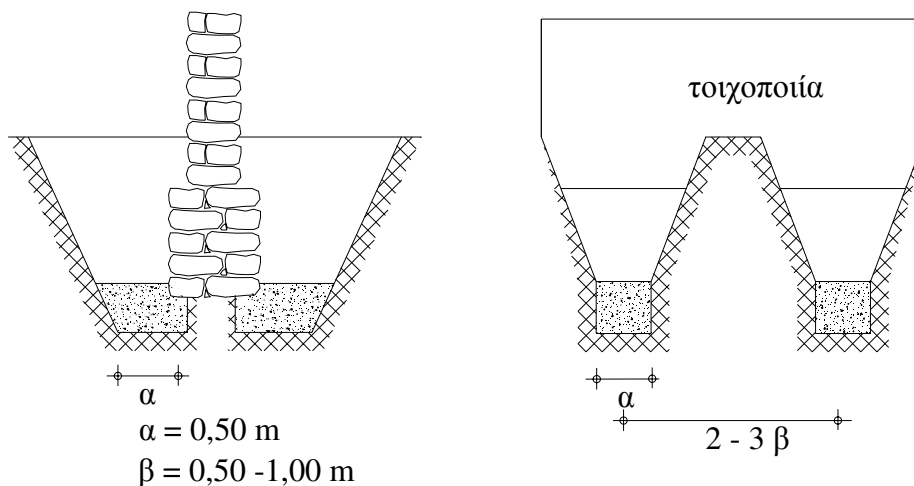
Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται στις περιπτώσεις που υπάρχουν ιδιαίτερες απαιτήσεις διαπλάτυνσης της θεμελίωσης με χρήση οπλισμένου (Σχ. 6.7.3) ή άοπλου σκυροδέματος (Σχ. 6.7.4) υπό την προϋπόθεση ότι οι συνθήκες επιτρέπουν ανάπτυξη εργασιών και στις δύο πλευρές του τοίχου (μη γειτνίαση με άλλο κτίριο).



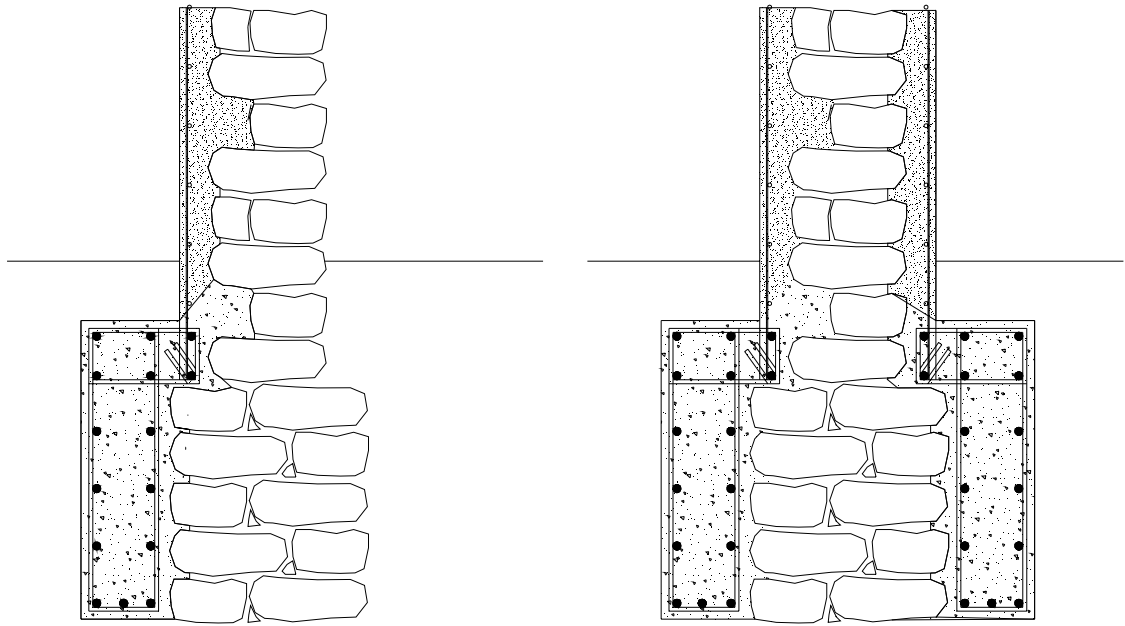
Σχ. 6.7.3 Αμφίπλευρη υποθεμελίωση με χρήση οπλισμένου σκυροδέματος [9]

Υψίκορμες πεδιλοδοκοί

Η περίπτωση αυτή εφαρμόζεται όταν πρόκειται να κατασκευασθεί μανδύας (αμφίπλευρος ή μονόπλευρος) στις τοιχοποιίες (Σχ. 6.7.5). Συμβάλλει κυρίως στην παραλαβή των φορτίων που μεταφέρονται από τους μανδύες, συγχρόνως όμως συμβάλλει στην ενίσχυση του υφισταμένου θεμελίου.



Σχήμα 6.7.4 Αμφίπλευρη υποθεμελίωση με χρήση άοπλου σκυροδέματος [7]



Σχήμα 6.7.5 Υψίκορμες πεδילוδοκοί έδρασης μονόπλευρων και αμφίπλευρων μανδύων [7], [11]

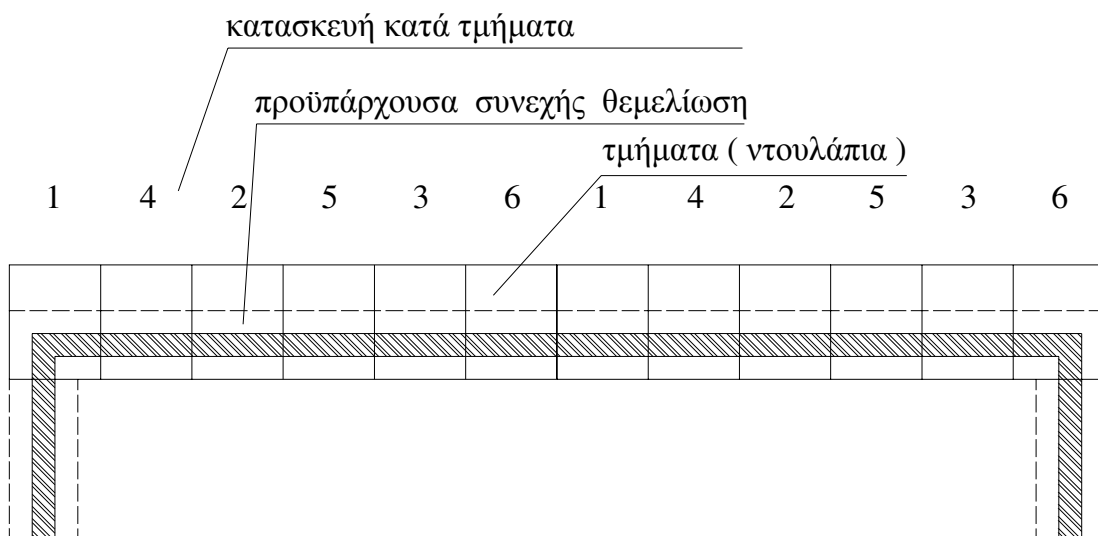
Στάδια υλοποίησης:

Γενικώς, για την εφαρμογή όλων των περιπτώσεων αβαθούς υποθεμελίωσης, οι εργασίες ακολουθούν τα παρακάτω διαδοχικά στάδια:

Στάδιο 1: Προσωρινή πλευρική αντιστήριξη των τοίχων κατά μήκος της θεμελίωσης όπου πρόκειται να γίνουν εργασίες ενίσχυσης.

Στάδιο 2: Τμηματική διάνοιξη φρεατίων στη θεμελίωση και εκσκαφή μέχρι το επιθυμητό βάθος (Σχ. 6.7.6). Κρίνεται σκόπιμη η επιτόπου αξιολόγηση της θεμελίωσης μετά από κάθε εκσκαφή και λήψη σχετικών μέτρων όπου κριθεί απαραίτητο. Η τμηματική κατασκευή αυτών των εργασιών επιβάλλεται προς αποφυγή πιθανών αστοχιών λόγω της σχετικής εξασθένησης της θεμελίωσης στη φάση κατασκευής των εργασιών ενίσχυσης.

Στάδιο 3: Τοποθέτηση οπλισμών και σκυροδέτηση (κατά προτίμηση σκυρόδεμα υψηλής αντοχής) σύμφωνα με τα σχέδια λεπτομερειών τα οποία ενδέχεται να τροποποιούνται κατά την τμηματική εκσκαφή, ανάλογα με την εικόνα των ευρημάτων.



Σχ. 6.7.6 Σειρά εργασιών ενίσχυσης θεμελίωσης κατά τμήματα [9]

Σημείωση: Πρέπει να σημειωθεί ότι στην περίπτωση των υποθεμελιώσεων εμφανίζεται συνήθως το πρόβλημα της ανεπαρκούς συμπίκνωσης του νέου εδάφους θεμελίωσης, απ' όπου προκύπτει και ο κίνδυνος εκδήλωσης μεγάλων καθιζήσεων. Η προφόρτιση του νέου εδάφους στη θέση της θεμελίωσης (κυρίως πλευρικά του θεμελίου) είναι σκόπιμη και χρήσιμη.

Υλικά – εξοπλισμός:

- Ξυλεία για πλευρικές υποστηρίξεις τοίχων
- Μέσα εκσκαφής
- Σκυρόδεμα υψηλής αντοχής και οπλισμοί
- Πρόβλεψη απαραίτητων μέσων για πιθανή προφόρτιση

Βαθμός αποτελεσματικότητας: Η τεχνική της αβαθούς υποθεμελίωσης μπορεί να εκτελεσθεί σχετικά γρήγορα και με μικρό κόστος, συγκριτικά με τις άλλες μεθόδους ενίσχυσης της θεμελίωσης. Κατανέμει σε μεγαλύτερο πλάτος τις αναπτυσσόμενες τάσεις στο επίπεδο της θεμελίωσης, λόγω διαπλάτυνσης του πέλματος του πεδύλου. Με τον τρόπο αυτό περιορίζεται η πιθανότητα εκδήλωσης μετακινήσεων στο επίπεδο της θεμελίωσης.

Μειονεκτήματα: Η βελτίωση της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης εξαρτάται από το βαθμό συνεργασίας των νέων τμημάτων οπλισμένου σκυροδέματος με την υφιστάμενη θεμελίωση. Η συνεργασία αυτή απαιτεί σχολαστική εργασία, συνήθως σε μεγάλη έκταση, κυρίως σε περίπτωση αμφίπλευρης ενίσχυσης.

Αναδιαστασιολόγηση: Μετά την κατασκευή της υποθεμελίωσης, ένα τμήμα του φορτίου της ανωδομής μεταφέρεται σταδιακά σ' αυτήν και η σύνθετη διατομή οδηγείται σε μια κατάσταση τελικής “ηρεμίας”. Μέχρι σήμερα δεν έχει προταθεί ικανοποιητική μέθοδος αποτίμησης αυτής της μεταβαλλόμενης με το χρόνο ανακατανομής. Στην πράξη, κατά το σχεδιασμό των υποθεμελιώσεων, κατά κανόνα ακολουθείται η πολύ συντηρητική αρχή να σχεδιάζεται η υποθεμελίωση ώστε να παραλαμβάνει το σύνολο του φορτίου.

6.7.3 Βαθιά υποθεμελίωση με τη μέθοδο των μικροπασσάλων

Πότε εφαρμόζεται: Η μέθοδος κατασκευής μικροπασσάλων για την ενίσχυση της θεμελίωσης έχει προταθεί από τις αρχές της δεκαετίας του 50 και με την πάροδο του χρόνου έχει υποκαταστήσει όχι μόνο τη μέθοδο των βαθιών θεμελιώσεων (φρεατοπάσσαλοι μεγάλης διαμέτρου και μεγάλου βάθους) αλλά και σε αρκετές περιπτώσεις τη μέθοδο της αβαθούς υποθεμελίωσης. Τα κύρια πλεονεκτήματα των μικροπασσάλων είναι η άμεση εφαρμογή και η ταχύτητα κατασκευής τους, η αποφυγή εργασιών υποσκαφής και κατά συνέπεια των συνεπαγόμενων κινδύνων, η δυνατότητα αποφυγής κεφαλόδεσμου και η ικανότητά τους, με την προϋπόθεση καλής κατασκευής τους, να παραλάβουν σταδιακά τμήμα των φορτίων και να οδηγήσουν στη σταθεροποίηση των μετακινήσεων. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή αυτής της μεθόδου (μικροπάσσαλοι) είναι η διάθεση ενός ισχυρού και ευέλικτου γεωτρύπανου ικανού να διατρήσει κάθε είδος εδάφους αλλά και θεμελίωσης. Ανάλογα με το είδος του εδάφους γίνεται χρήση ή όχι σωλήνα για τη διασωλήνωση της οπής. Στην αρκετά συνηθισμένη περίπτωση όπου δεν γίνεται χρήση σωλήνα (συνεκτικά εδάφη), μετά τη σκυροδέτηση, στο σώμα του πασσάλου δημιουργούνται ανωμαλίες και ριζώματα και ο πάσσαλος στην περίπτωση αυτή ονομάζεται “ριζοπάσσαλος”. Η κατασκευή ριζοπασσάλων εφαρμόζεται και για τη βελτίωση του εδάφους, συνήθως όταν είναι κατακερματισμένο.

Η διάμετρος των πασσάλων κυμαίνεται μεταξύ 75 και 250mm και ο οπλισμός που χρησιμοποιείται, όταν η διάμετρος είναι μικρή (π.χ. <120 – 140mm), αποτελείται από μία μόνο κεντρική ράβδο ενώ όταν η διάμετρος είναι μεγάλη, αποτελείται από καλάθι (κλωβό) παρόμοιο με το καλάθι των έγχυτων πασσάλων.

Πριν από οποιαδήποτε εργασία κατασκευής των μικροπασσάλων εξετάζονται κατά σειρά τα εξής θέματα, τα οποία καθορίζουν και τον τελικό σχεδιασμό της επέμβασης:

- Κατάσταση θεμελίωσης και εδαφικών συνθηκών. Καλή θεμελίωση και συνεκτικά εδάφη επιτρέπουν τη χρήση μικροπασσάλων χωρίς κεφαλόδεσμο και διασωλήνωση (ριζοπάσσαλοι), ενώ σε αντίθετη περίπτωση επιβάλλεται η διασωλήνωση των οπών και η κατασκευή κεφαλόδεσμου

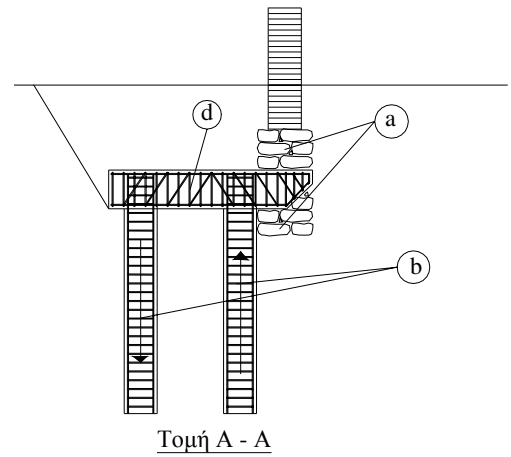
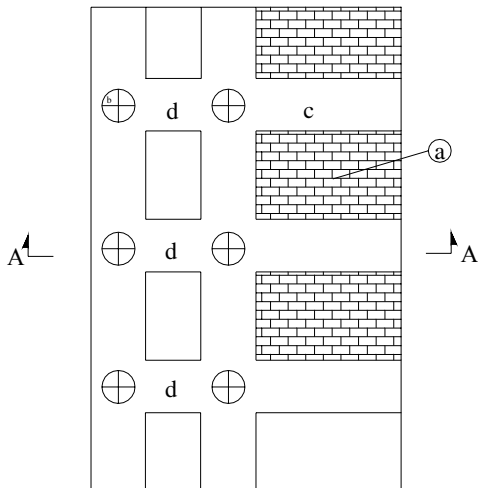
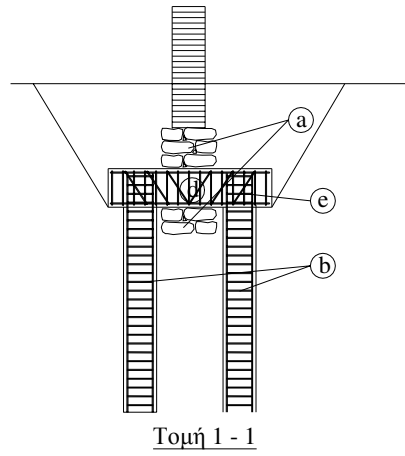
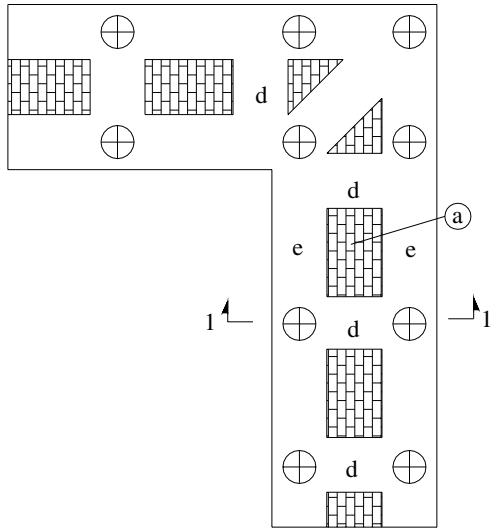
- Δυνατότητα πρόσβασης του γεωτρήπανου και από τις δύο πλευρές του τοίχου. Θα πρέπει να τονιστεί ότι η είσοδος του γεωτρήπανου στο κτίριο δημιουργεί συνήθως προβλήματα προσπέλασης, το τελικό όμως αποτέλεσμα (συμμετρική υποθεμελίωση με ή χωρίς κεφαλόδεσμο) είναι κατά κανόνα, έναντι άλλων λύσεων, ιδιαίτερα ικανοποιητικό και μερικές φορές οικονομικό

Μικροπάσσαλοι με κεφαλόδεσμο

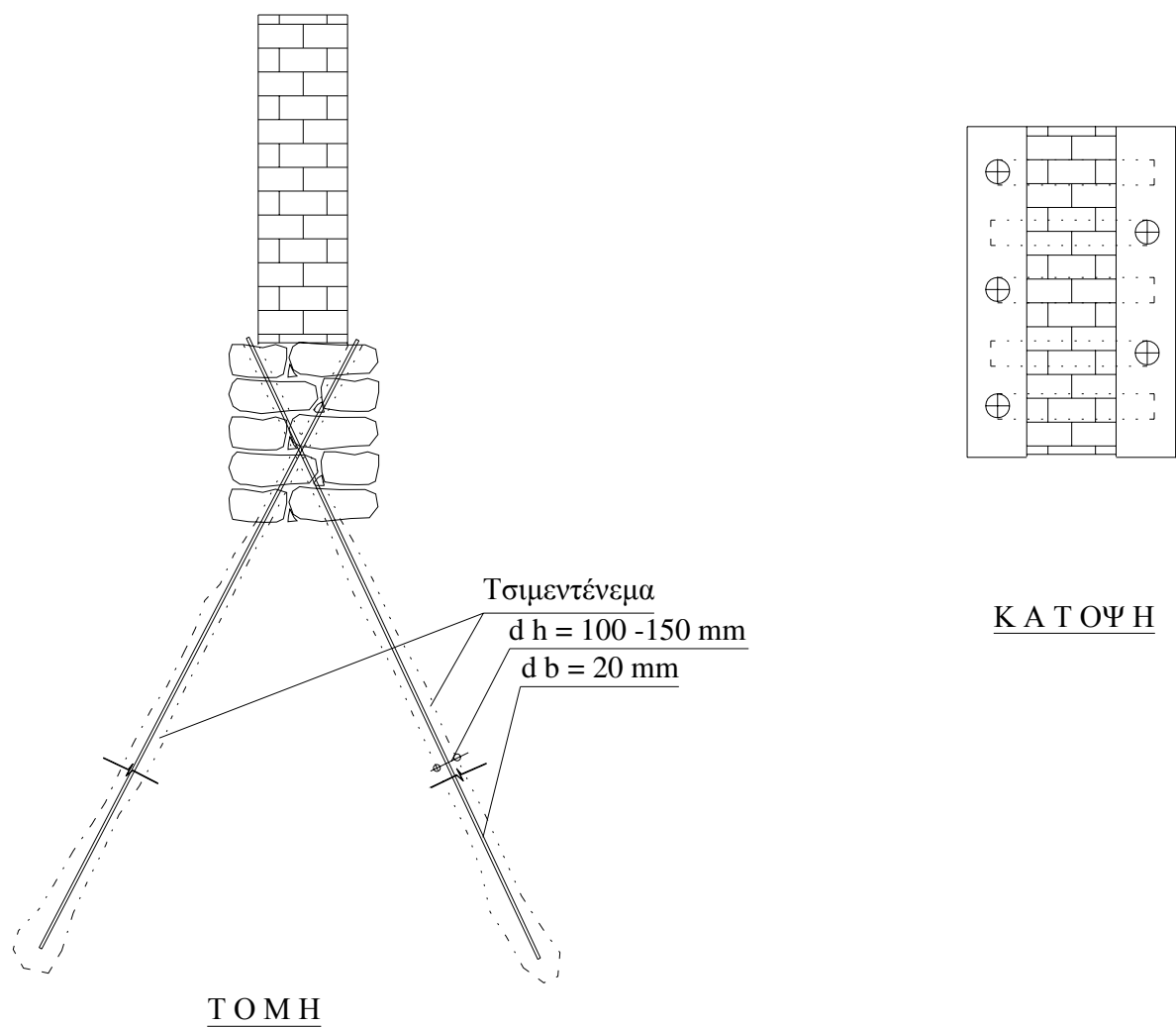
Η κατασκευή κεφαλόδεσμου συνιστάται σε περιπτώσεις όπου η κατάσταση της θεμελίωσης δεν είναι καλή ή η απόσταση των μικροπασσάλων από το θεμέλιο είναι σχετικά μεγάλη. Η κατασκευή κεφαλόδεσμου εξασφαλίζει καλύτερη μεταφορά των φορτίων της θεμελίωσης στους μικροπασσάλους και ως ένα βαθμό δημιουργεί σχετική μονολιθικότητα του συστήματος θεμελίωσης. Η διάταξη των μικροπασσάλων εξαρτάται κυρίως από τη δυνατότητα πρόσβασης του γεωτρήπανου στις θέσεις ενίσχυσης της θεμελίωσης. Έτσι λοιπόν διακρίνονται οι περιπτώσεις που φαίνονται στο Σχ. 6.7.7.

Μικροπάσσαλοι χωρίς κεφαλόδεσμο

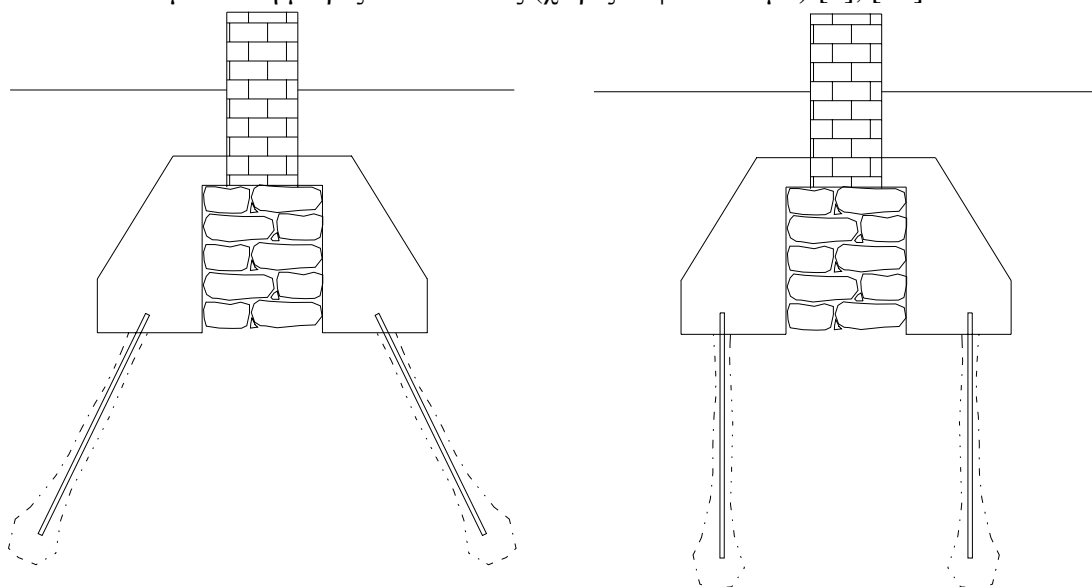
Η κατασκευή μικροπασσάλων χωρίς κεφαλόδεσμο συνιστάται στις περιπτώσεις σχετικά συνεκτικής θεμελίωσης και συνεκτικών εδαφών. Είναι σαφές ότι υπό τέτοιες συνθήκες (συνεκτικά εδάφη και καλή θεμελίωση) εννοείται η χρήση ριζοπασσάλων, δεδομένου ότι, όπως έχει προαναφερθεί, δεν χρειάζεται διασωλήνωση της οπής. Η διάταξη των ριζοπασσάλων γίνεται συνήθως υπό κλίση, με διάτρηση του κορμού της θεμελίωσης και σε ικανοποιητικό βάθος κάτω απ' αυτή. Σε περίπτωση που είναι δυνατή η πρόσβαση του γεωτρήπανου και από τις δύο πλευρές του τοίχου, τότε οι ριζοπάσσαλοι μπορούν να διαταχθούν ανά σταθερές αποστάσεις (κατά το δυνατό) και με αντιστοίχιση του μέσου της απόστασης δύο πασσάλων της ίδιας πλευράς με τη θέση πασσάλου της άλλης πλευράς του τοίχου (Σχ. 6.7.8). Σε περίπτωση που δεν είναι δυνατή η πρόσβαση του γεωτρήπανου και στις δύο πλευρές του τοίχου, η κατασκευή ριζοπασσάλων μπορεί να συνδυασθεί με τη μέθοδο κατασκευής αβαθούς υποθεμελίωσης (σχήμα 6.7.9).



Σχ. 6.7.7 Διατάξεις μικροπασσάλων με κεφαλόδεσμο. Άνω κεντρική διάταξη (καλή στατική λειτουργία, δυσκολία κατασκευής), κάτω έκκεντρη διάταξη (κακή στατική λειτουργία, ευκολία κατασκευής) [9]



Σχήμα 6.7.8 Υποθεμελίωση με ριζοπασσάλους (χωρίς κεφαλόδεσμο) [7], [11]



Σχήμα 6.7.9 Συνδυασμός αβαθούς υποθεμελίωσης με ριζοπασσάλους [7], [11]

Στάδια υλοποίησης:

Στάδιο 1: Γίνεται διάτρηση στο έδαφος. Σε περίπτωση ριζοπασσάλου δεν απαιτείται καταβιβασμός σωλήνα, σε αντίθετη περίπτωση επιβάλλεται. Ολοκληρώνεται η διάτρηση.

Στάδιο 2: Τοποθετείται ο κλωβός του οπλισμού (προκατασκευασμένος) στο εσωτερικό της οπής. Στην περίπτωση ριζοπασσάλων με διάμετρο μέχρι 140mm τοποθετείται μόνο μια ράβδος. Για μεγαλύτερες διαμέτρους χρησιμοποιούνται κλωβοί οπλισμού. Γενικώς όμως, σε περίπτωση ριζοπασσάλων, λόγω μη διασωλήνωσης, προτιμώνται μικρές διαμέτροι διατομής.

Στάδιο 3: Γίνεται η χύτευση του τσιμεντοκονιάματος στο εσωτερικό του σωλήνα. Χρησιμοποιείται κονίαμα υψηλής αντοχής (συνήθως 600-800 Kg τσιμέντου ανά κυβικό μέτρο κοσκινισμένης άμμου).

Στάδιο 4: Ανασύρεται ο σωλήνας (στην περίπτωση που είχε τοποθετηθεί).

Στάδιο 5: Στην περίπτωση κατασκευής κεφαλόδεσμου ή συνδυασμού ριζοπασσάλων με αβαθή υποθεμελίωση, ακολουθεί η διαδοχική εκτέλεση όλων των σταδίων όπως περιγράφηκαν για τις αβαθείς υποθεμελιώσεις.

Υλικά – εξοπλισμός:

- Ισχυρό και ευέλικτο μικρών διαστάσεων γεωτρήπανο, ικανό να διατηρήσει κάθε είδους έδαφος, αλλά και κάθε είδους και αντοχής θεμέλιο
- Σωλήνες και διασωλήνωση των οπών (σε περίπτωση που απαιτούνται)
- Σκυρόδεμα υψηλής αντοχής και απαραίτητοι οπλισμοί
- Εξοπλισμός παρασκευής σκυροδέματος και εισαγωγής του υπό πίεση στο διάτρημα
- Σε περίπτωση που απαιτείται κατασκευή κεφαλόδεσμου, όλος ο απαραίτητος εξοπλισμός και τα υλικά για κατασκευή αβαθούς υποθεμελίωσης

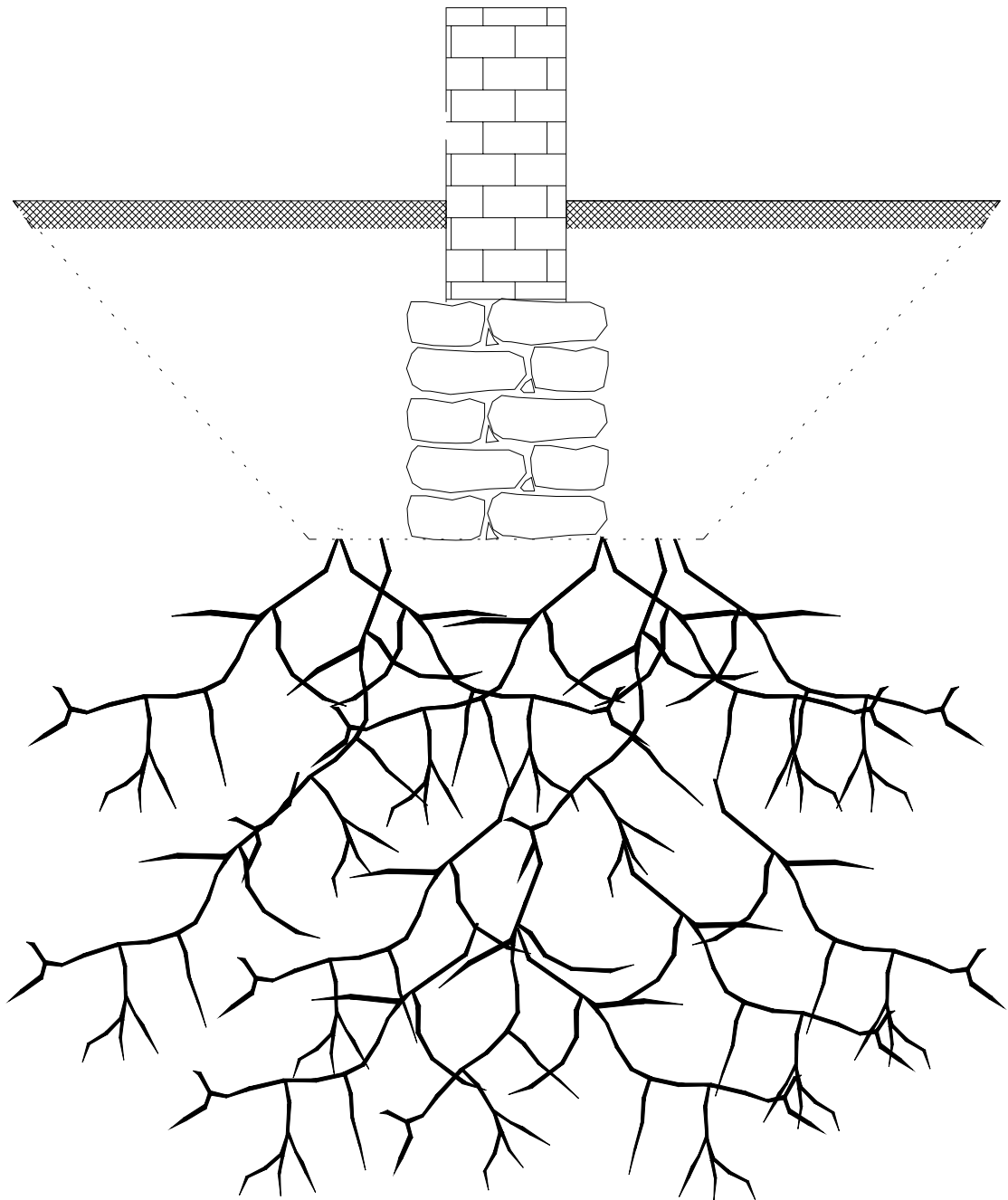
Βαθμός αποτελεσματικότητας: Λόγω αποφυγής εργασιών υποσκαφής (σε περίπτωση μη κατασκευής κεφαλόδεσμου) κατά κανόνα δεν υπάρχει κίνδυνος πρόσθετων ρηγματώσεων στην τοιχοποιία. Γίνεται σταδιακή παραλαβή φορτίων των τοίχων και μεταφορά τους σε μεγαλύτερο βάθος με αποτέλεσμα το σημαντικό περιορισμό των τάσεων στο επίπεδο της θεμελίωσης και τη σταθεροποίηση των μετακινήσεων των θεμελίων. Σε περίπτωση κατασκευής κεφαλόδεσμου ή ακόμα και πυκνής διάταξης ριζοπασσάλων, προσφέρεται και κάποιας μορφής μονολιθικότητα της θεμελίωσης που ελαχιστοποιεί πιθανές διαφορικές καθιζήσεις. Τέλος, η συμμετρική διάταξη μικροπασσάλων, δηλ. η κατασκευή και από τις δύο πλευρές του τοίχου, επαυξάνει το βαθμό αποτελεσματικότητας.

Μειονεκτήματα: Απαιτείται σχετικός εξοπλισμός (γεωτρήπανο) η εισαγωγή του οποίου στο κτίριο πολλές φορές συνεπάγεται δυσκολία στην υλοποίηση αυτής της μεθόδου. Επιπλέον είναι διερευνητέα η πρόσθετη οικονομική επιβάρυνση.

Αναδιαστασιολόγηση: Για τον υπολογισμό του φορτίου που μπορούν να φέρουν οι μικροπασσαλοι χρησιμοποιούνται συνήθως απλές μέθοδοι, όπως η υποδεικνυόμενη στο DIN 4128 υπολογιστική διαδικασία. Το μέγεθος του φορτίου εξαρτάται από τις εδαφικές συνθήκες και τη διάμετρο του πασσάλου κυμαίνεται συνήθως μεταξύ 100 και 500 KN. Σύμφωνα με το ίδιο DIN, η φέρουσα ικανότητα των μικροπασσάλων ελέγχεται και επιβεβαιώνεται με κατάλληλη δοκιμαστική φόρτιση σε αριθμό μικροπασσάλων ίσο με το 3% του συνολικού αριθμού και όχι λιγότερων από δύο. Επίσης, συνιστάται η είσοδος τους σε ικανής αντοχής στρώση εδάφους σε μήκος 3m.

6.7.4 Βελτίωση και ενίσχυση εδάφους με ενέσεις

Πότε εφαρμόζεται: Στις περιπτώσεις όπου κρίνεται αναγκαία η βελτίωση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης με την εισαγωγή ενεμάτων υψηλής αντοχής (σχήμα 6.7.10). Τέτοιες μπορεί να είναι οι περιπτώσεις εδαφών χαμηλής αρχικής φέρουσας ικανότητας, η προσθήκη ορόφων η οποία επαυξάνει τις τάσεις στο έδαφος θεμελίωσης, η περίπτωση εκσκαφής δίπλα από θεμέλια η οποία δημιουργεί σχετική αστάθεια του εδάφους κάτω από το επίπεδο θεμελίωσης (σχήμα 6.7.11). Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοσθεί τόσο σε συνεκτικά όσο και μη συνεκτικά εδάφη καθώς και σε βράχο υπό τον όρο ότι ο βράχος είναι ρηγματωμένος με τις ρωγμές του επικοινωνούσες. Αντίθετα, δεν είναι δυνατό να εφαρμοσθεί σε εδάφη με μικρή διαπερατότητα όπως π.χ. οι άργιλοι. Η μέθοδος αυτή καθίσταται ολοένα και πιο ελκυστική για το λόγο ότι διατίθενται κονιάματα με μικρό ιξώδες (κοντά σ' αυτό του νερού), δηλ. κονιάματα με βελτιωμένη ενεσιμότητα.



Σχ. 6.7.10 Ενέσεις στο έδαφος [11]

Στάδια υλοποίησης:

Στάδιο 1: Εκσκαφή μέχρι το επίπεδο της θεμελίωσης.

Στάδιο 2: Διάνοιξη οπών και εισαγωγή σωλήνων μέσω των οποίων θα διοχετευθεί το ένεμα σε επαρκές βάθος.

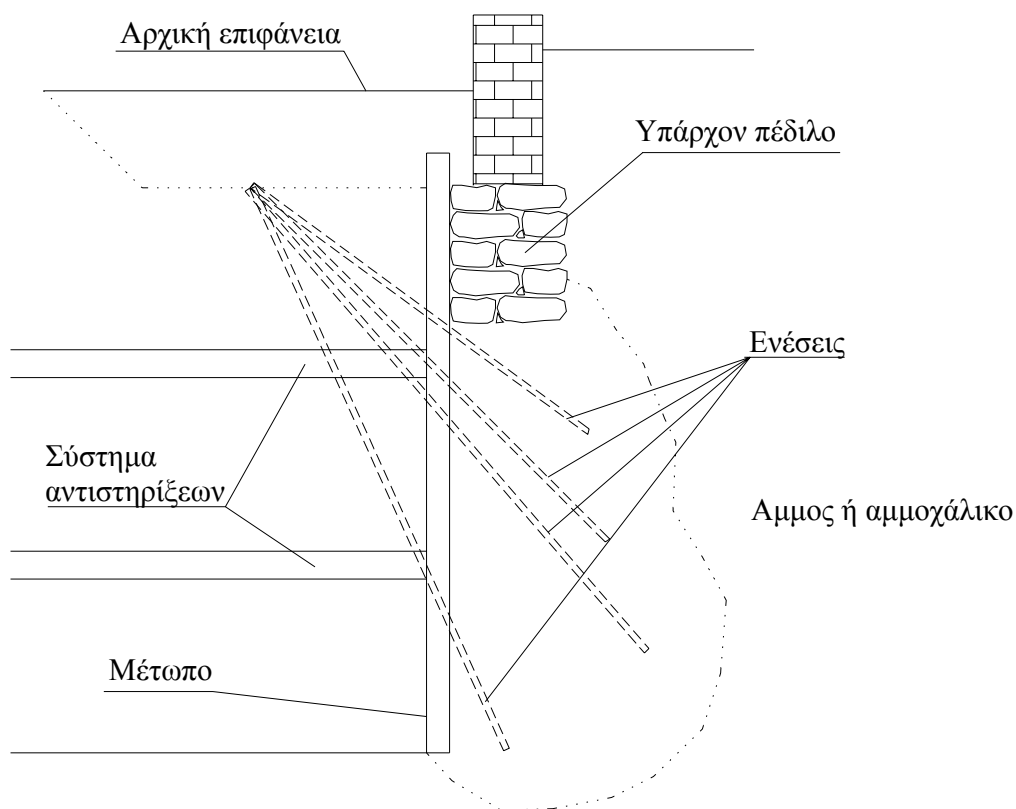
Στάδιο 3: Εισαγωγή του ενέματος με σύστημα υψηλής πίεσης.

Υλικά – εξοπλισμός:

- Εξοπλισμός διάνοιξης οπών για την εισαγωγή ενέματος
- Υλικά παρασκευής ενεμάτων: Η επιλογή του τύπου και η σύσταση του ενέματος εξαρτώνται από το είδος του εδάφους και την επιθυμητή τελική αντοχή. Γενικά στην περίπτωση διαπερατών αμμωδών εδαφών, χρησιμοποιούνται αιωρήματα τσιμέντου με υψηλές τιμές του λόγου τσιμέντο προς νερό όταν επιδιώκεται υψηλή αντοχή ενώ προτιμώνται χημικά διαλύματα ειδικών πυριτικών ή πολυμερών προϊόντων όταν η διαπερατότητα είναι μικρότερη

Βαθμός αποτελεσματικότητας: Η αποτελεσματικότητα της μεθόδου εξαρτάται από την ομοιομορφία της διασποράς του ενέματος κάτω από τη θεμελίωση. Θα πρέπει ωστόσο να τονισθεί ότι με τη μέθοδο αυτή βελτιώνονται τα χαρακτηριστικά του εδάφους και όχι η μονολιθικότητα της θεμελίωσης. Ενδεχομένως η μέθοδος αυτή να συνδυάζεται και με μια από τις προηγούμενες μεθόδους ενίσχυσης της θεμελίωσης.

Μειονεκτήματα: Η ανομοιογένεια πολλών εδαφών καθιστά την ομοιόμορφη διασπορά του ενέματος ιδιαίτερα δυσχερή. Η διείσδυση του ενέματος σε μεγάλη έκταση του εδάφους ενδέχεται να συνεπάγεται σημαντική οικονομική επιβάρυνση.



Σχήμα 6.7.11 Βελτίωση του εδάφους κάτω από θεμέλιο και δίπλα σε εκσκαφή [9]

6.8 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Υπουργείο Δημ. Έργων, Επισκευές βλαβών σε κτίρια που έχουν πληγεί από τους σεισμούς, Έκδοση Υ.Δ.Ε., Θεσσαλονίκη, 1978.
2. Υπουργείο Δημ. Έργων, Κατευθυντήριες προδιαγραφές και οδηγίες για επισκευές κτιρίων με βλάβες από σεισμό, Έκδοση Υ.Δ.Ε., Θεσσαλονίκη, 1978.
3. Α.Π.Θ., Επισκευή ζημιών από σεισμό σε κτίρια - Οδηγίες, Έκδοση Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη, 1978.
4. Ε.Μ.Π., Συστάσεις για τις επισκευές κτιρίων βλαμμένων από σεισμό, Έκδοση Ε.Μ.Π., Αθήνα, 1978.
5. UNDP/UNIDO, Manual for building construction under seismic conditions in the balkan region: Design and Construction of Stone and Brick - Masonry Buildings, UNDP/UNIDO, Project RER 79/015, Vol. 3, Vienna, 1983.
6. UNDP/UNIDO, Manual for building construction under seismic conditions in the balkan region: Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick - Masonry Buildings, UNDP/UNIDO, Project RER 79/015, Vol. 5, Vienna, 1983.
7. Τάσιος, Θ., Η Μηχανική της Τοιχοποιίας, Έκδοση Ε.Μ.Π., Αθήνα, 1986.
8. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, Επισκευές – Ενισχύσεις – Παραδείγματα διαστασιολογήσεως, Έκδοση Τ.Ε.Ε., Αθήνα, 1987.
9. Τσότσος, Σ., Ενίσχυση των θεμελιώσεων μνημείων - Κριτήρια, αρχές σχεδιασμού, εφαρμογή και τεχνολογικές εξελίξεις. Τόμος σεμιναρίου με τίτλο “Διατήρηση - Αποκατάσταση - Αναστήλωση”. Σύλλογος Αποφοίτων Πολυτεχνικής Σχολής Α.Π.Θ. και Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη, 1994, σελ. 271 - 293.
10. Καραντώνη – Μαραγκού, Τ., Σχεδιασμός και Ανασχεδιασμός Κατασκευών από Φέρουσα Τοιχοποιία, Έκδοση Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα, 1997.
11. Βιντζηλαίου, Ε., Σημειώσεις για το μάθημα Προχωρημένη Μηχανική της Τοιχοποιίας (ωπλισμένης και άοπλης), Έκδοση Ε.Μ.Π., Αθήνα, 1998.
12. Ιγνατάκης, Χ., Σύνθεση και παθολογία κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία εξ αιτίας σεισμικών δράσεων. Επισκευή και ενίσχυση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία. Σημειώσεις μεταπτυχιακού προγράμματος σπουδών Α.Σ.Τ.Ε., Έκδοση Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη, 1999.

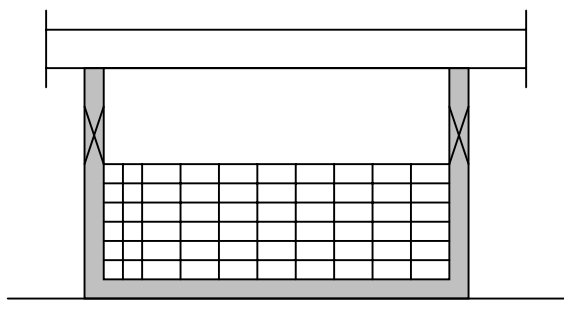
7 ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΤΟΝ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ ΠΛΗΡΩΣΕΩΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

7.1 ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ-ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ.

Στην Ελλάδα δεν εφαρμόζονται με συστηματικό τρόπο προδιαγραφές τοιχοπληρώσεων, αλλά και των συνιστώντων στοιχείων (κονίαμα, πλίνθοι, τσιμεντόλιθοι). Οι πλίνθοι και οι τσιμεντόλιθοι είναι βιομηχανικό προϊόν και θεωρούνται ως δομικά στοιχεία οτι καλύπτουν τις ελάχιστες απαιτούμενες αντοχές. Είναι γνωστό ότι τόσο κατά την διάρκεια της κατασκευής, όσο και κατά την χρήση γίνονται εκτεταμένες μετατροπές των τοιχοπληρώσεων, κάτι που έχει δυσμενή επίπτωση σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης, εφόσον ο Μελετητής Μηχανικός έχει κάνει σωστή διάταξη των τοιχοπληρώσεων κατά την μελέτη του κτιρίου.

Η τοιχοποιία έχει γενικά ψαθυρό χαρακτήρα που εαν συνδυασθεί και με τον κυκλικό χαρακτήρα της σεισμικής καταπόνησης, τότε η αξιοπιστία της για συνυπολογισμό στην ανάληψη σεισμικών φορτίσεων είναι γενικά μειωμένη. Αυτό δεν σημαίνει ότι οι τοιχοποιίες πράγματι σε ισχυρούς σεισμούς δεν παίζουν καθοριστικό ρόλο, με το να συμβάλλουν σε μεγάλο βαθμό στη διάσωση πολλών κατασκευών. Όταν μάλιστα εμφανιστούν αστοχίες στο φέροντα οργανισμό, τότε οι τοιχοποιίες ενεργούν ως δεύτερη γραμμή άμυνας για να μην καταρρεύσει το κτίριο. Βέβαια αυτό είναι χρήσιμο για ισχυρούς σεισμούς μικρής διάρκειας, επειδή οι περισσότεροι κύκλοι φόρτισης αποδιοργανώνουν την τοιχοποιία, λόγω του ψαθυρού της χαρακτήρα.

Ετσι τόσο ο Ελληνικός Αντισεισμικός κανονισμός (NEAK)-ΕΑΚ2000 όσο και οι διεθνείς κανονισμοί δεν λαμβάνουν υπόψη την τοιχοποιία στην ανάληψη σεισμικών δράσεων. Επιβάλλουν όμως να αντιμετωπισθούν οι ενδεχόμενες δυσμενείς επιδράσεις των τοιχοπληρώσεων στον φέροντα οργανισμό.

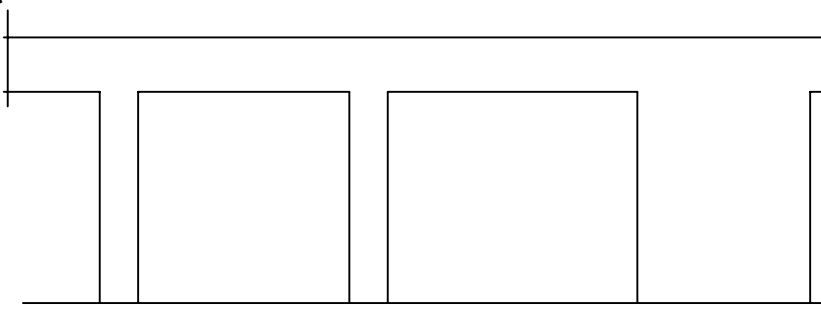


Σχ.7.1 Επικίνδυνη διακοπή τοιχοπλήρωσης καθ' ύψος.

Οι τοιχοπληρώσεις είναι δυνατόν να διαθέτουν πολύ μεγάλη αρχική διατμητική ακαμψία που μπορεί να μεταβάλλει ριζικά την κατανομή των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων, σε σχέση με εκείνη που προκύπτει από θεώρηση γυμνού σκελετού, στα πρώτα στάδια της σεισμικής απόκρισης. Η κατανομή αυτή μπορεί να εκτιμηθεί με κάποιο βαθμό αξιοπιστίας, αλλά αυτό δεν οφείλει ιδιαίτερα, επειδή στο στάδιο αυτό η ανακουφιστική δράση της τοιχοπλήρωσης είναι έντονη, ώστε η καταπόνηση του σκελετού να είναι πολύ χαμηλή. Στα επόμενα στάδια απόκρισης σε μια ισχυρή σεισμική δράση, προκαλείται προοδευτική εξουδετέρωση της αντίστασης των έντονα καταπονομένων στοιχείων της τοιχοπλήρωσης, που αρχίζει από τα ασθενέστερα και μπορεί να επεκταθεί στο σύνολο των στοιχείων ενός ορόφου. Η διαγώνια μορφή αστοχίας της τοιχοπλήρωσης πλεονεκτεί έναντι οριζόντιας (Βλ. Σχετ. βιβλιογραφία).

Ετσι, προκαλούνται νέες μεταβολές της κατανομής των δυνάμεων, που είναι ιδιαίτερα έντονες στους ορόφους που υπόκεινται σε σημαντική διατμητική παραμόρφωση. Η φάση αυτή είναι η πιο επικίνδυνη, επειδή έχει μειωθεί σημαντικά η ανακουφιστική δράση των τοιχοπληρώσεων, ενώ μπορεί να προκαλείται έντονη παραμορφωτική επιρροή στην κατανομή των δυνάμεων. Συνέπεια της επιρροής αυτής των τοιχοπληρώσεων είναι η σημαντική αύξηση της αβεβαιότητας στην ελαστική και κυρίως στην μετελαστική συμπεριφορά του κτιρίου.

Μια απο τις δυσμενέστερες περιπτώσεις είναι εκείνη της αφαίρεσης των τοιχοπληρώσεων απο ένα μόνο όροφο, (συνήθως στο ισόγειο), στον οποίο και περιορίζεται (εντοπίζεται) στην συνέχεια η δημιουργία του ελαστοπλαστικού μηχανισμού του σκελετού, με συνέπεια την εμφάνιση μαλακού ορόφου. Στην περίπτωση αυτή, ο ικανοτικός υπολογισμός των υποστυλωμάτων (πρόβλεψη πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς), όπως προδιαγράφεται στο ΝΕΑΚ και ΕΑΚ 2000 κεφ.4, δεν εξασφαλίζει επαρκώς την αποφυγή δημιουργίας μαλακού ορόφου.



Σχ.7.2 Απουσία τοιχοπληρώσεων απο το το ΙΣΟΓΕΙΟ.

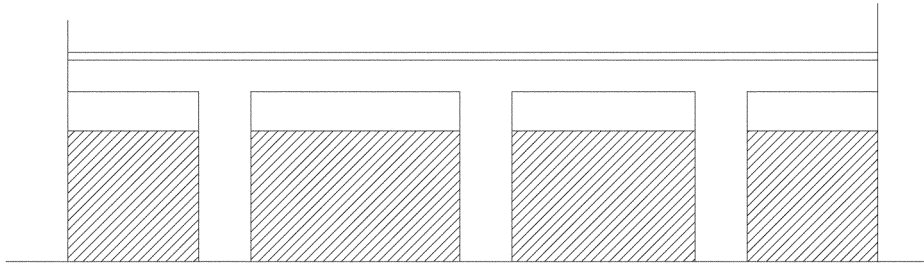
Η πιθανότητα εμφάνισης τέτοιων φαινομένων είναι ιδιαίτερα μεγάλη, όταν ο οργανισμός πλήρωσης έχει εκ σχεδιασμού (η είναι δυνατόν να αποκτήσει ύστερα απο μετατροπές) ασυνέχεια σε ένα όροφο (PILOTIS ή καταστήματα χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο). Η επιλογή μικτού συστήματος τοιχωμάτων και πλαισίων, σύμφωνα με το ΝΕΑΚ και ΕΑΚ 2000 είναι σε αυτές τις περιπτώσεις το μοναδικό αξιόπιστο μέσο εξασφάλισης ικανοποιητικής μετελαστικής συμπεριφοράς.

Ο ρόλος που καλείται να «παίξει» η τοιχοποιία περιγράφεται και στο κεφ. 4 του ΝΕΑΚ, παρ.4.1.7.1, όπου αναφέρεται ότι: «Για την ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων στη μετελαστική αλληλεπίδραση του φέροντα οργανισμού με οργανισμό πλήρωσης που διαθέτει σημαντική ακαμψία, είναι σκόπιμη η επιλογή μικτού συστήματος πλαισίων και τοιχωμάτων σύμφωνα με το ΝΕΑΚ (κεφ. 4). Η επιλογή αυτή είναι υποχρεωτική σε κτίρια με 4 και πλέον ορόφους όταν ο οργανισμός πλήρωσης έχει εκ σχεδιασμού ή είναι δυνατό να αποκτήσει στο μέλλον, ασυνέχεια σε έναν όροφο (π.χ. Pilotis ή καταστήματα χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο).»

Στον όροφο που εμφανίζεται η ασυνέχεια και στις περιπτώσεις που επιτρέπεται να μην χρησιμοποιηθούν τοιχώματα η υπολογιστική σεισμική ένταση θα αυξάνεται κατά 50%. Επίσης ο κανονισμός συστήνει να υπάρχει συνεχής και κανονική (συμμετρική) κατανομή της μάζας και των τοιχοπληρώσεων κατά την διαμόρφωση τόσο καθ' ύψος όσο και κατά επιφάνεια ορόφου.

Ακόμη λόγω του ότι η διακοπή των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος είναι δυνατό να προκαλέσει τη **δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων**, τα οποία είναι πολύ δύσκολο να «επιβιώσουν» σε περίπτωση ισχυρού σεισμού, γι'αυτό ο αντισεισμικός κανονισμός συστήνει ότι πρέπει να

αποφεύγεται η διακοπή καθ' ύψος των τοιχοπληρώσεων σε φατνώματα μεταξύ υποστυλωμάτων κατά τρόπο που η διατμητική δράση των τοιχοπληρώσεων να δημιουργεί ενδιάμεση πλευρική αντιστήριξη του υποστύλωματος. Σε περίπτωση που για αρχιτεκτονικούς λόγους αυτό είναι απαραίτητο τότε το υποστύλωμα υπολογίζεται με σεισμική ροπή διπλάσια από αυτή που προκύπτει από τη ανάλυση ή τις ικανοτικές απαιτήσεις, καθώς επίσης και ο όπλισμός πρέπει να διατηρείται σταθερός στο ύψος του ορόφου και να γίνεται περίσφιξη του υποστύλωματος σε μήκη $2d$ εκατέρωθεν της διακοπής (d =πλάτος υποστύλωματος). Ο προηγούμενος αντισεισμικός κανονισμός του 1985 θεωρούσε ότι ο κανόνας όπλισης του κρίσιμου μήκους με πυκνούς συνδετήρες ($\alpha \leq 10$ cm για ζώνες II, III) πρέπει να εφαρμόζεται σε όλο το μήκος του υποστύλωματος, όταν «δημιουργείται» κοντό υποστύλωμα.



Σχ.7.3 Δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων λόγω διακοπής της τοιχοποιίας καθ' ύψος.

Οι παραπάνω είναι μερικές από τις διατάξεις που διατυπώνονται σε σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς για να μειώσουν τις δυσμενείς επιδράσεις της τοιχοποιίας πάνω στο πλαισιακό σύστημα απλό ή μικτό. Εφόσον οι επιδράσεις αυτές μηδενισθούν τότε οι τοιχοποιία ως οργανισμός πλήρωσης θα συμβάλλει θετικά στην συνολική αντίσταση του κτιρίου σε ισχυρό σεισμό. Στην Ελληνική και διεθνή βιβλιογραφία για σεισμικά συμβάντα αναφέρεται ότι, παρόλο που τα σεισμικά φορτία πολλές φορές υπερβαίνουν σημαντικά τους σεισμικούς συντελεστές των κανονισμών, όμως οι βλάβες των κατασκευών είναι σημαντικά μικρότερες από αυτές που αναμενόταν. Αυτό κυρίως οφείλεται στην ευνοϊκή επίδραση των τοιχοποιιών πλήρωσης του φέροντα οργανισμού, με τη σημαντική απόσβεση της κινητικής ενέργειας που επιτυγχάνεται.

7.2 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΗΣ ΣΤΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ (ΣΑΡΗΓΙΑΝΝΗΣ, Δ. 1989).

Είναι σήμερα κοινά αποδεκτό ότι τα στατικά και δυναμικά χαρακτηριστικά ενός πλαισιακού φορέα αλλάζουν σημαντικά από την ύπαρξη των τοιχοποιιών πλήρωσης. Το γεγονός αυτό οδήγησε σε δυο λογικές σχεδιασμού των κατασκευών. Η πρώτη απαιτεί τον αποχωρισμό της τοιχοποιίας από τον φέροντα οργανισμό ώστε η επίδραση των τοίχων στη συμπεριφορά της κατασκευής να είναι αμελητέα ενώ η δεύτερη θέλει την τοιχοποιία να έχει τέλεια σύνδεση με το φέροντα οργανισμό ώστε να μετέχει στην αντίσταση της κατασκευής στο σεισμό και να λαμβάνεται έμμεσα υποψη στο σχεδιασμό και στον υπολογισμό των κτιρίων. Η πρακτική απέδειξε ότι η δεύτερη λογική απέβει σωτήρια για πολλές περιπτώσεις ισχυρών σεισμών για τον περιορισμό των καταρρεύσεων. Η συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε σεισμικά φορτία καθορίζεται από πολλές παραμέτρους όπως η ανομοιογένεια, η ανισοτροπία των υλικών, οι διαφορετικές τοπικές συνθήκες κατασκευής, οι διαφορετικές πειραματικές διατάξεις κ.ο.κ.

Κατά κανόνα η ενίσχυση του τοίχου πλήρωσης είτε με αύξηση της αντοχής του είτε με αύξηση των γεωμετρικών του διαστάσεων, οδηγεί σε αύξηση της αντοχής των τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Η αύξηση όμως της αντοχής των τοιχοπληρωμένων πλαισίων έχει σαν επακόλουθο την ανάπτυξη στους στύλους των πλαισίων υψηλών διατμητικών

τάσεων που είναι δυνατό να προκαλέσουν διατμητική αστοχία ψαθυρής μορφής. Τέτοιες μορφές αστοχίας είναι γενικά ανεπιθύμητες και πολύ περισσότερο για τα κατακόρυφα στοιχεία μιας κατασκευής. Η κατασκευή ισχυρού πλαισίου σε σχέση με τον τοίχο είναι λογικό να αποτρέπει τις προηγούμενες ανεπιθύμητες αστοχίες, δεν υπάρχουν όμως αρκετές εκφράσεις στη διεθνή βιβλιογραφία που να προσδιορίζουν ποσοτικά αυτή τη σχέση μεταξύ τοίχου και πλαισίου. Μερικές από αυτές τις εκφράσεις δίδονται στο Παράρτημα αυτής της ενότητας. Αποτελέσματα ερευνητικών εργασιών αποδεικνύουν (σχ. Βιβλιογραφία Σαρηγιάννης Δ. και Στυλιανίδης Βλ. Καλευράς) ότι:

- α) Η μορφή αστοχίας του τοίχου πλήρωσης επηρεάζει άμεσα τη μορφή αστοχίας των στύλων του πλαισίου.
- β) Η μορφή αστοχίας του τοίχου πλήρωσης εξαρτάται από την αντοχή του σε σύνθλιψη και σε διάτμηση καθώς και από τον λόγο των αρχικών ακαμψιών του τοίχου προς το πλαίσιο.
- γ) Γενικά πρέπει να επιδιώκεται η διαγώνια ρηγμάτωση του τοίχου, επειδή η αστοχία του τοίχου από ολίσθηση στο μέσο του ύψους του ή από σύνθλιψη στην περιοχή των κόμβων του πλαισίου, είναι πολύ πιθανό να οδηγήσει σε τελείως ανεπιθύμητες μορφές αστοχίας των στύλων.

Υπάρχει αναμφισβήτητη συνεισφορά των τοίχων πλήρωσης στην αύξηση της αντοχής και της ακαμψίας, οι οποίες είναι δυνατό να αυξηθούν πολύ περισσότερο με απλές μορφές ενίσχυσης της τοιχοποιίας, όπως π.χ. με οπλισμένο επίχρισμα. Αναμφισβήτητη είναι και η μείωση του δείκτη πλαστιμότητας λόγω των τοιχοπληρώσεων. Επομένως οι διάφορες μορφές τοιχοπλήρωσης θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν *ευρύτατα και στη διαδικασία της προσεισμικής ή μετασεισμικής ενίσχυσης* των κτιρίων με την επισήμανση όμως των εξής προϋποθέσεων:

1. Να υπολογίζεται η διαφοροποίηση της συμπεριφοράς των πλαισιακών κατασκευών από την παρουσία της τοιχοπλήρωσης. Επειδή μέχρι σήμερα δεν υπάρχει γενικά αποδεκτή μέθοδος που να περιγράφει τη συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων, θα πρέπει να χρησιμοποιούνται απλοποιημένα μοντέλα.
2. Να υπάρχει άμεση σχέση μεταξύ της μορφής αστοχίας του τοίχου πλήρωσης και της μορφής αστοχίας των στύλων του πλαισίου. Η αστοχία του τοίχου πλήρωσης από ολίσθηση στο μέσο του ύψους του ή από σύνθλιψη στην περιοχή των κόμβων του πλαισίου είναι πιθανόν να οδηγήσει σε διατμητική αστοχία των στύλων. Γι' αυτό πρέπει να επιδιώκεται η διαγώνια ρηγμάτωση του τοίχου. Αυτό επιτυγχάνεται με σχετικά ασθενή στοιχεία πλήρωσης και ταυτόχρονα ισχυρά και καλοσχεδιασμένα πλαίσια. Υπάρχει βιβλιογραφία με ποσοτικές σχέσεις για μηχανισμούς θραύσης και αντίστοιχες αναλυτικές σχέσεις.
3. Στην περίπτωση ισχυρών τοίχων πλήρωσης συνιστάται η κατασκευή επιμελημένης σύνδεσης του τοίχου με το πλαίσιο. Η σύνδεση τοίχου-πλαισίου αποτρέπει τοπικές αστοχίες του τοίχου, διατμητικές αστοχίες των στύλων και αυξάνει σημαντικά την πλαστιμότητα και την ικανότητα απόσβεσης ενέργειας.
4. Η επισκευή με ενέσεις κόλλας των ορατών ρωγμών των πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος που έπαθαν ζημιές από σεισμό αποκαθιστά με κάποια μικρή υστέρηση τα αρχικά χαρακτηριστικά των πλαισίων (αντοχή, ακαμψία, πλαστιμότητα, δυνατότητα απόσβεσης ενέργειας). Η υστέρηση αυτή πολύ εύκολα μπορεί να υπερκαλυφθεί με κατάλληλη τοιχοπλήρωση.
5. Να υπάρχει μία αξιοσημείωτη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας από τα τοιχοπληρωμένα πλαίσια που οφείλεται στη ρηγμάτωση των τοίχων και στην τριβή που αναπτύσσεται κατά το μήκος των ρηγμάτων καθώς και στην διεπιφάνεια τοίχου – πλαισίου.

6. Πρέπει να γίνεται κατάλληλος σχεδιασμός ώστε να αποφεύγεται ο κίνδυνος πρόωρης αστοχίας του πλαισίου.
7. Τοπική αστοχία μπορεί να εμφανιστεί στα μέλη του πλαισίου (ή κοντά στους κόμβους ή στα μέσα περίπου των στύλων) που οφείλεται στην αλληλεπίδραση τοίχου – πλαισίου .
8. Ο συνδυασμός εύκαμπτου πλαισίου με άκαμπτο αλλά χαμηλής ποιότητας τοίχο μπορεί να οδηγήσει σε πρόωρη αστοχία. Η αστοχία των άοπλων τοίχων είναι συνήθως εκρηκτικού τύπου.

7.3 ΣΤΑΔΙΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΥΠΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ (ΣΤΥΛΙΑΝΙΔΗΣ, Κ., 1985)

Λόγω της μεγάλης ποικιλίας των χρησιμοποιημένων διατάξεων και υλικών οι μορφές αστοχίας δεν είναι πάντα ίδιες. Σε γενικές γραμμές όταν δεν υπάρχει σύνδεση του στοιχείου πλήρωσης με το περιβάλλον πλαίσιο διακρίνονται τα παρακάτω στάδια παραμόρφωσης:

- α. Κάτω από πολύ μικρά οριζόντια φορτία, που συνακόλουθα προκαλούν πολύ μικρές μετατοπίσεις, το σύστημα συμπεριφέρεται σαν δίσκος. Το στάδιο αυτό είναι κατά κανόνα αμελητέο.
- β. Μόλις η οριζόντια δύναμη υπερβεί το παραπάνω όριο παρατηρείται αποκόλληση στην διεπιφάνεια στοιχείου πλήρωσης – πλαισίου εκτός από τις περιοχές όπου, εξ αιτίας της οριζόντιας φόρτισης, οι διαγώνιως απέναντι κόμβοι τείνουν να πλησιάσουν. Είναι φανερό ότι το στοιχείο πλήρωσης ενεργοποιείται υπό μορφή θλιβόμενης διαγωνίου μεταξύ των κόμβων αυτών. Κατά τη διάρκεια του σταδίου αυτού αρχίζει η ρηγμάτωση του πλαισίου που συνεπάγεται διαδοχική μείωση ακαμψίας του συστήματος.
- γ. Το επόμενο στάδιο αρχίζει με τη ρηγμάτωση του στοιχείου πλήρωσης. Η ρηγμάτωση αυτή είναι είτε διαγώνια κατά τη διεύθυνση της θλιβόμενης διαγωνίου, είτε οριζόντια, είτε μεικτής μορφής. Η ύπαρξη οπλισμού στο στοιχείο πλήρωσης μειώνει το εύρος και κατανέμει καλύτερα τα ρήγματα. Η περίσφιξη επίσης του τοίχου από το περιβάλλον πλαίσιο προκαλεί το ίδιο αποτέλεσμα. Έτσι η παρουσία του οπλισμού στο στοιχείο πλήρωσης δεν είναι τόσο αισθητή όσο θα περίμενε κανείς έχοντας υπόψη τη μεγάλη διαφοροποίηση στη συμπεριφορά των οπλισμένων από τους άοπλους φέροντες τοίχους. Στο στάδιο αυτό η ρηγμάτωση του πλαισίου και η μείωση ακαμψίας συνεχίζονται.
- δ. Με την περαιτέρω επιβολή μετατόπισης τα ρήγματα του στοιχείου πλήρωσης διευρύνονται και πληθαίνουν ενώ στο πλαίσιο σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις μέχρι σχηματισμού μηχανισμού κατάρρευσης. Πρέπει να σημειωθεί ότι στο στάδιο αυτό δεν είναι δυνατόν να προκαθορισθεί με ακρίβεια αν η δύναμη που απαιτείται για να προκαλέσει αύξηση μετατόπισης μεγαλώνει ή μικραίνει. Αυτό συμβαίνει γιατί η διαδοχική αποδιοργάνωση του στοιχείου πλήρωσης συνεπάγεται μείωση της φέρουσας ικανότητας του ενώ το πλαίσιο, μέχρι να σχηματισθεί μηχανισμός κατάρρευσης είναι σε θέση να αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα του. Γενικά όταν το πλαίσιο είναι ισχυρό σε σχέση με το στοιχείο πλήρωσης ο κλάδος του διαγράμματος δυνάμεων μετατοπίσεων είναι ανερχόμενος ενώ στην αντίθετη περίπτωση είναι κατερχόμενος.
- ε. Με την επιβολή ακόμη μεγαλύτερης μετατόπισης ο κλάδος του διαγράμματος δυνάμεων μετατοπίσεων καθίσταται κατερχόμενος καθώς το στοιχείο πλήρωσης αποδιοργανώνεται συνεχώς ενώ το πλαίσιο, με την προϋπόθεση ότι είναι προσχεδιασμένο για μεγάλες πλαστιμότητες και κατασκευασμένο με επιμέλεια, παραμορφώνεται υπό σταθερό σχεδόν φορτίο.

Όταν υπάρχουν ισχυροί σύνδεσμοι μεταξύ στοιχείου συμπλήρωσης και πλαισίου το σύστημα συμπεριφέρεται διαφορετικά. Ο αποχωρισμός που παρατηρήθηκε προηγουμένως δεν εμφανίζεται πάντα ενώ η ρηγμάτωση του στοιχείου πλήρωσης είναι γενικά εκτεταμένη, εκτός εάν πρόκειται για στοιχείο χάλυβα. Στην τελευταία περίπτωση συνήθως αστοχούν οι

σύνδεσμοι χωρίς όμως να αποκλείεται, ιδίως όταν οι σύνδεσμοι είναι πολύ ισχυροί, η αστοχία του πλαισίου στις περιοχές αλληλεπίδρασης συνδέσμων – πλαισίου.

7.4 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΗΣ ΣΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ (ΣΑΡΗΓΙΑΝΝΗΣ, Δ., 1989)

Η ύπαρξη της τοιχοπλήρωσης αλλάζει σημαντικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά των γυμνών πλαισίων. Τα συμπεράσματα από πειραματικές και θεωρητικές αναλύσεις [17][29] σε πολυόροφα κυρίως και πολλών ανοιγμάτων πλαίσια είναι τα εξής:

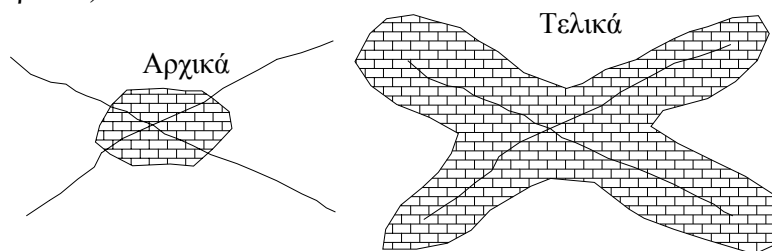
- α. Η προσθήκη τοίχων πλήρωσης, ενώ πολλαπλασιάζει την ακαμψία δεν προκαλεί και τη αντίστοιχη αύξηση στη μάζα της κατασκευής. Συγκεκριμένα σε 11όροφο κτίριο αποτελούμενο από 11 παράλληλα πλαίσια τριών ανοιγμάτων (συνεπώς χωρίς στροφή) [17], ενώ η μάζα αυξήθηκε κατά 10%, η αύξηση της ακαμψίας ήταν από $366 \div 994\%$ όταν τοιχοπληρώθηκαν και τα 11 πλαίσια και από $136 \div 353\%$ όταν τοιχοπληρώθηκαν μόνο τα 4.
- β. Στην ίδια κατασκευή η ιδιοπερίοδος μειώθηκε κατά 40% με την τοιχοπλήρωση των 4 από τα 11 πλαίσια.
Σημαντικό ρόλο στη μεταβολή της ιδιοπεριόδου έχει και η θέση των τοίχων πλήρωσης στην κατασκευή .
- γ. Η ιδιοπερίοδος του τοιχοπληρωμένου πλαισίου αυξάνεται με τη ρηγμάτωση του τοίχου κατά 2÷3 φορές περισσότερο από την ιδιοπερίοδο που είχε η κατασκευή πριν από τη ρηγμάτωση .

7.5 ΑΠΛΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ ΤΟΙΧΩΝ

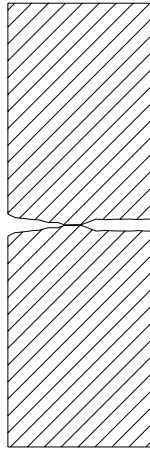
Πρόκειται για ρωγμές ανοίγματος λίγων χιλιοστών (<10 mm). Η επισκευή απλών ρωγμών εξαρτάται από τη διατεθέμενη τεχνολογία και πείρα

Διαδοχικές φάσεις εργασίας :

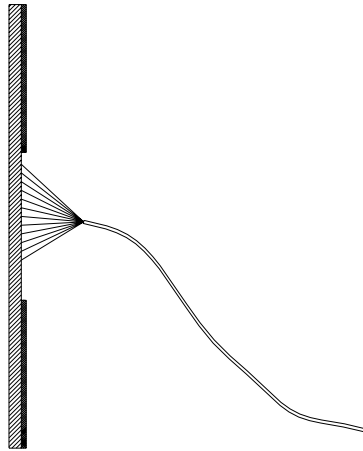
- A) Καθαίρεση επιχρίσματος σε μεγάλο πλάτος γύρω από τις ρωγμές (συνολικά 50 cm περίπου)



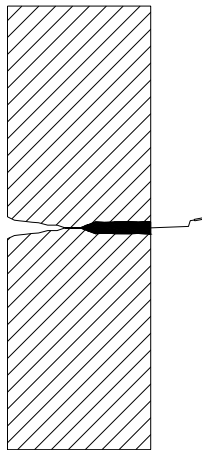
- B) Διεύρυνση των χειλιών των ρωγμών (τοπικό σπάσιμο πλίνθων)



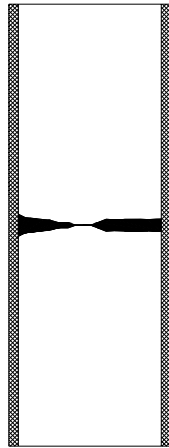
Γ) Πλύσιμο με νερό υπό πίεση (μάνικα ή στην ανάγκη τενεκέδες νερό με ορμή)



Δ) Εισαγωγή πλούσιου τσιμεντοκονιάματος (με ψιλό μυστρί) όσο γίνεται βαθύτερα μέσα στη ρωγμή



Ε) Εξωτερικό αρμολόγημα και τελικό επίχρισμα.



7.6 ΕΝΤΟΝΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ ΤΟΙΧΩΝ

Πρόκειται για ρωγμές μεγάλες και ανοιχτές. Στην περίπτωση αυτή επειδή δεν μπορεί να δοθεί εμπιστοσύνη στο υλικό πληρώσεως για την μεταφορά ορθών και ιδίως διατμητικών τάσεων, ακολουθείται η παραπάνω τεχνική με την προϋπόθεση βέβαια ότι συμφέρει σε σύγκριση με το ενδεχόμενο καθαιρέσεως και ανακατασκευής:

7.6.1 Α) Καθολική καθαίρεση επιχρίσματος

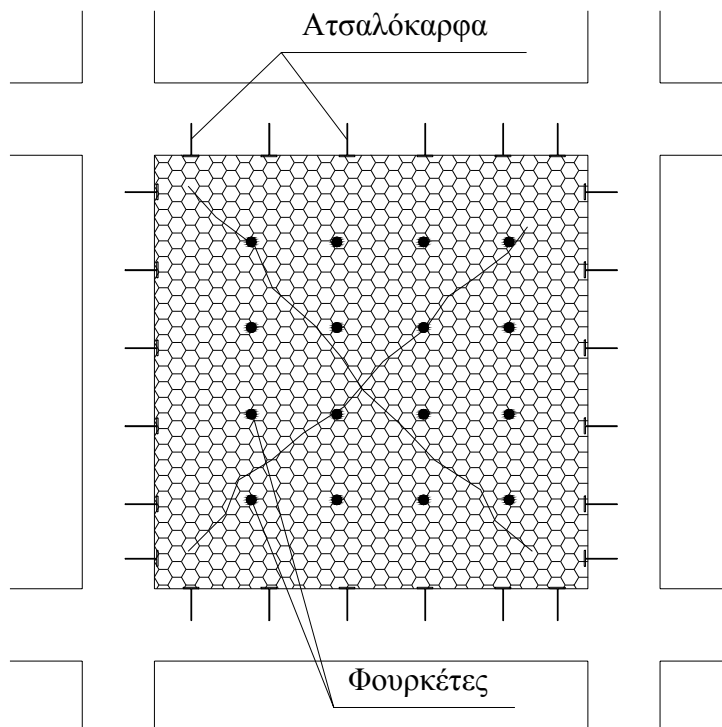
Β) Διευρύνση των χειλιών της ρωγμής (τοπικό σπάσιμο πλίνθων)

Γ) Πλύσιμο με νερό υπό πίεση (μάνικα ή στην ανάγκη τενεκέδες νερό με ορμή)

Δ) Εισαγωγή πλούσιου τσιμεντοκονιάματος (με ψιλό μυστρί) όσο γίνεται βαθύτερα μέσα στη ρωγμή

Ε) Τοποθέτηση κοτετσosύρματος πολύ τεντωμένου σε επαφή με τον τοίχο, το οποίο καρφώνεται πάνω στον σκελετό με ατσαλόκαρφα και πάνω στον τοίχο με φουρκέτες μπηγμένες στο κονίαμα των αρμών του και

ΣΤ) Κάλυψη του συνόλου με πηχτό πεταχτό τσιμεντοκονίασμα.



7.7 ΑΠΟΣΥΝΔΕΣΗ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΠΛΗΡΩΣΕΩΣ ΚΑΙ ΣΚΕΛΕΤΟΥ

Στην περίπτωση αποσυνδέσεως οργανισμού πληρώσεως και σκελετού (υποστυλωμάτων) η επισκευή εφόσον η απότμηση δεν επιβάλλεται για λόγους ανάγκης μείωσης της ακαμψίας του κτιρίου (ιδιοπερίοδος κτιρίου γειτονική προς μικρή δεσπόζουσα περίοδο σεισμού), γίνεται με την ακόλουθη τεχνική:

- A) Καθαίρεση επιχρίσματος σε μεγάλο πλάτος γύρω από τις αποτμήσεις (συνολικά 50 cm περίπου)
- B) Διευρύνση των χειλιών της ρωγμής (τοπικό σπάσιμο πλίνθων)
- Γ) Πλύσιμο με νερό υπό πίεση (μάνικα ή στην ανάγκη τενεκέδες νερό με ορμή)
- Δ) Εισαγωγή πλούσιου τσιμεντοκονιάματος (με ψιλό μυστρί) όσο γίνεται βαθύτερα μέσα στην απότμηση
- E) Τοποθέτηση κοτετσόσυρματος πολύ καλά τεντωμένου σε επαφή με τον τοίχο και το υποστήλωμα, το οποίο καρφώνεται πάνω στον σκελετό με ατσαλόκαρφα και πάνω στον τοίχο με φουρκέτες μπηγμένες στο κονίαμα των αρμών του και
- ΣΤ) Κάλυψη του συνόλου με πηχτό πεταχτό τσιμεντοκονίασμα.

Εναλλακτικά, αντί για κοτετσόσυρμα μπορούν να χρησιμοποιηθούν επίπεδα και γωνιακά ελάσματα, τα οποία καρφώνονται πάνω στο υποστήλωμα και στον τοίχο . **Οπου δεν υπάρχουν αξιόπιστα σεισμολογικά στοιχεία** για να γίνει η αποσύνδεση οργανισμού πληρώσεως και σκελετού, τότε πρέπει να λαμβάνονται μέτρα ώστε ο οργανισμός πληρώσεως να επισκευασθεί όσο γίνεται πιο καλά «σφηνωτά» , μέσα στα ανοίγματα του σκελετού.

7.8 ΔΙΑΚΟΣΜΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ, ΥΛΙΚΑ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

7.8.1 Επενδύσεις

Σε περίπτωση επενδύσεων των κατακόρυφων στοιχείων ενός κτιρίου με πλάκες φυσικές ή τεχνητές ή σύνθετες κατά το πάχος τους (μάρμαρα, μαρμαρίνες, τσιμεντόπλακες κ.λ.π), πρέπει να γίνεται λεπτομερής έλεγχος κατά τεμάχιο πλάκας, για να διαπιστωθεί:

- Η αρτιότητα της πλάκας (θραύσεις, ρηγμάτωση)
- Η κατάσταση της συγκολλήσεως της, αν είναι στερεωμένη με συγκόλληση
- Η κατάσταση της αγκυρώσεως της, αν είναι στερεωμένη με αγκύρωση.

Αν οι βλάβες εκτείνονται σε επιφάνεια μεγαλύτερη από το 35% της ολικής επιφάνειας επενδύσεως ή σε αριθμό τεμαχίων μεγαλύτερο από το 50% του ολικού αριθμού, ανεξάρτητα από την επιφάνεια επιβάλλεται η καθολική αφαίρεση της επενδύσεως. Στην περίπτωση αυτή η ανακατασκευή της ή η αντικατάσταση της από το επίχρισμα θα αποφασιστεί σε συνάρτηση με τους παράγοντες που συντέλεσαν στη βλάβη της επενδύσεως.

Αν οι βλάβες εκτείνονται σε επιφάνεια ή σε αριθμό τεμαχίων μικρότερα από τα παραπάνω ποσοστά, επιτρέπεται η επισκευή της επενδύσεως.

A) Επισκευές σε επενδύσεις στερεωμένες με συγκόλληση:

- Αφαίρεση όλων των τεμαχίων που έχουν βλάβη
- Αφαίρεση του παλιού κονιάματος συνδέσεως ή κόλλας

- Αντικατάσταση των τεμαχίων με νέα χωρίς ελαττώματα, και στερέωση με νέο κονίαμα ή κόλλα
- Καθολική συστηματική αγκύρωση όλων των τεμαχίων, παλιών και νέων με βίδες ορειχάλκινες ή από ανοξείδωτο χάλυβα, μήκους τουλάχιστον τριπλασίου του πάχους της πλάκας συν το πάχος του κονιάματος (οποσδήποτε μεγαλύτερο από 10 cm). Η αγκύρωση θα γίνει έτσι ώστε να αντιστοιχούν 8 βίδες ανά τετραγωνικό μέτρο επιφάνειας ή τουλάχιστον 2 ανά τεμάχιο, ανεξαρτήτως επιφάνειας. Οι βίδες θα τοποθετηθούν σε τρύπες που θα ανοιχθούν με τρυπάνι, σε απόσταση τουλάχιστον 5 cm από οποιαδήποτε ακμή πλάκας. Μέσα στις τρύπες θα τοποθετηθούν εφαρμοστά ειδικές υποδοχές περισφίξεως (UPAT), αφού προηγουμένως γεμισθούν με κόλλα, εκτός αν χρησιμοποιηθούν υποδοχές UPAT με γόμωση κόλλας.

B) Επισκευές σε επενδύσεις στερεωμένες με αγκύρωση ή με συγκόλληση και αγκύρωση:

- Αφαίρεση όλων των τεμαχίων που έχουν βλάβη.
- Αφαίρεση των αγκυρώσεων και του παλιού κονιάματος συνδέσεως η κόλλας αν υπάρχει.
- Αντικατάσταση των παλιών τεμαχίων με νέα χωρίς ελαττώματα και στερέωση τους με κονίαμα ή κόλλα καθώς και με νέες αγκυρώσεις από ορείχαλκο ή ανοξείδωτο χάλυβα, σε θέσεις που απέχουν τουλάχιστον 5 cm από τις ακμές της πλάκας. Ο αριθμός των αγκυρώσεων πρέπει να είναι 8 βίδες ανά τετραγωνικό επιφάνειας ή τουλάχιστον 2 ανά τεμάχιο, ανεξαρτήτως επιφάνειας.

Γ) Ενίσχυση επενδύσεων

Μη βλαμμένες επενδύσεις ενισχύονται με αγκυρώσεις από ορείχαλκο ή ανοξείδωτο χάλυβα έτσι ώστε να αντιστοιχούν τελικά 4 βίδες ανά τετραγωνικό μέτρο επιφάνειας ή 2 βίδες ανά τεμάχιο κατ'ελάχιστο.

7.8.2 Άλλα διακοσμητικά στοιχεία

Πριν από την επισκευή του οργανισμού πληρώσεως, πρέπει να ελέγχεται η σταθερότητα όλων των λοιπών διακοσμητικών στοιχείων για λόγους ασφαλείας του εργαζομένου προσωπικού. Σε περίπτωση διαπιστώσεως βλάβης, το διακοσμητικό στοιχείο πρέπει να καθαρίζεται ή τουλάχιστον να επισκευάζεται επιμελώς σύμφωνα με τους κανόνες της τεχνικής.

7.8.3 Εγκαταστάσεις

Σε περίπτωση αποκολλήσεως σωληνώσεων υδραυλικών ή ηλεκτρικών εγκαταστάσεων, πρέπει κατά την επισκευή να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στην καλή και ισχυρή αγκύρωση των σωληνώσεων στον οργανισμό πληρώσεως ή στον φέροντα οργανισμό σύμφωνα με τους κανόνες της τεχνικής.

7.8.4 Πατάρια κλπ

Ο μελετητής πρέπει να ελέγξει με επιμέλεια τις θέσεις στηρίξεως όλων των παταριών και λοιπών δευτερευουσών δομικών κατασκευών πάνω σε πλινθοδομές. Ανάλογος έλεγχος

πρέπει να γίνει και στην περίπτωση παταριών που έχουν στηριχθεί με ανάρτηση από σημεία του σκελετού. Σε κάθε περίπτωση η στήριξη των δευτερευουσών αυτών κατασκευών πρέπει να γίνει κανονικά.

7.9 ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΤΟΥ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 7

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΜΟΝΤΕΛΑ ΓΙΑ ΣΥΝΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ ΥΠΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ (Σαρηγιάννης, Δ., 1989)

Ενώ είναι κοινά αποδεκτό ότι η ύπαρξη των τοίχων πλήρωσης έχει καθοριστική συμβολή στη διαμόρφωση των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής, δεν λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό του φέροντα οργανισμού από τους περισσότερους ίσως ισχύοντες Αντισεισμικούς Κανονισμούς. Το γεγονός αυτό οφείλεται, στη μη ύπαρξη ενός αξιόπιστου κοινά αποδεκτού μοντέλου συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων πλαισίων, κυρίως σε εναλλασσόμενη φόρτιση. Η μεταφορά της συμπεριφοράς του συστήματος πλαίσιο σκυροδέματος – στοιχείο πλήρωσης σε αναλυτικό μοντέλο είναι εξαιρετικά δύσκολη. Οι κυριότεροι λόγοι της δυσκολίας αυτής είναι η αναξιοπιστία υλικών και μεθόδων σύνδεσης, ο σύνθετος χαρακτήρας των δυνάμεων στις περιοχές επαφής, η επίδραση της ολίσθησης και στροφής του στοιχείου πλήρωσης, η διαδικασία σχηματισμού ρηγμάτων στο στοιχείο και πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο.

Τα ευρύτερης αποδοχής μοντέλα που έχουν αναπτυχθεί μέχρι τώρα είναι τα παρακάτω [18],.

- α. *Η μέθοδος της συνάρτησης τάσης:* Χρησιμοποιείται μια γενική συνάρτηση τάσης συνήθως με τη μορφή σειράς Fourier. Το σύστημα θεωρείται επίπεδο και ελαστικό. Η μέθοδος αυτή είναι κατάλληλη για μονολιθικές κατασκευές και μικρές μετατοπίσεις.
- β. *Η μέθοδος της ισοδύναμης διαγωνίου:* Η δράση του στοιχείου πλήρωσης αντικαθίσταται με τη δράση μίας ισοδύναμης διαγωνίου [62], Η μέθοδος αυτή είναι κατάλληλη για τις συνηθισμένες περιπτώσεις στοιχείων πλήρωσης από τοιχοποιία ασύνδετη με το πλαίσιο. Θετικό χαρακτηριστικό της είναι η απλότητα εφαρμογής και η σχετικά χαμηλή απαίτηση σε υπολογιστικές δυνατότητες. Η χρήση της περιορίζεται βέβαια στην ελαστική περιοχή παρ'όλο που έχει γίνει προσπάθεια μεταφοράς της και σε μετελαστικές παραμορφώσεις με ικανοποιητικά αποτελέσματα [41], [42], [22]. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή και με βάση το συντελεστή

$$\lambda = \lambda_n h = h^4 \sqrt{\frac{E_w t \sin 2\theta}{4E_c I h'}} \quad (2.2.1)$$

υπολογίζεται το ισοδύναμο πλάτος w από κατάλληλο νομοδιάγραμμα. Για τον προσδιορισμό του ισοδύναμου πλάτους έχουν προταθεί και οι παρακάτω απλουστευμένες σχέσεις:

$$\text{Mainstone [41],[42]: } w = 0.175 d \lambda^{-0.4} \quad (2.2.2)$$

$$\text{Mainstone [69] : } w = 0.21 \cos \theta \quad (2.2.3)$$

$$\text{Τάσσιος [69] : } w = 3k_t \frac{f_w t}{E_w} I \quad (2.2.4)$$

$$\text{όπου } k_t = \left(\frac{t_{cr}}{f_{wt}} \right) : \gamma_{cr} \cong 500 (50\%)$$

$$\text{Bazan –Meli [13], [69]: } w=0.2h_4\sqrt{\frac{E_c A_c}{G_w A_w}} \quad (2.2.5)$$

$$\text{για } 1 < \frac{E_c A_c}{G_w A_w} < 5 \quad (2.2.6)$$

Οι διαφορές που προκύπτουν στον προσδιορισμό της τιμής του ισοδύναμου πλάτους σύμφωνα με τις διάφορες σχέσεις είναι λιγότερο σημαντικές από την αβεβαιότητα προσδιορισμού των κυριότερων παραμέτρων που περιγράφουν την τοιχοποιία (μέτρο ελαστικότητας, αντοχές τοίχου, ποιότητα εργασίας, κ.λ.π.).

Η ένταση του τοιχοπληρωμένου πλαισίου μπορεί να υπολογιστεί προσθέτοντας στο μοντέλο του πλαισίου σκυροδέματος και την ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνιο. Δεδομένου όμως ότι η τελευταία δεν μπορεί να παρασταθεί με γραμμικό στοιχείο, μία που διαθέτει ορισμένο πλάτος, είναι σκόπιμο να ληφθεί η αλληλεπίδραση διαγωνίου – πλαισίου [61]. Από ανάλυση που έγινε με τις παραπάνω παραδοχές, χρησιμοποιώντας τις τιμές του ισοδύναμου πλάτους, για μονόροφο δίστυλο πλαίσιο προκύπτουν [65] τα παρακάτω συμπεράσματα:

- Η καμπτική ένταση των στύλων του τοιχοπληρωμένου πλαισίου μειώνεται ενώ αντίθετα η διατμητική αυξάνεται .
- Οι μετατοπίσεις του τοιχοπληρωμένου πλαισίου μειώνονται (:αύξηση ακαμψίας του συστήματος) .

Τα φαινόμενα αυτά είναι εντονότερα με την αύξηση του συντελεστή λ υποδηλώνει ισχυρότερο τοίχο. Το συμπέρασμα που βγαίνει από τα παραπάνω είναι ότι όσο ισχυρότερος είναι ο τοίχος σε σχέση με το πλαίσιο τόσο μεγαλώνει η πιθανότητα διατμητικού τύπου αστοχίας του πλαισίου, η ένταση όμως του οριζοντίου φορτίου που απαιτείται για να οδηγήσει σε αστοχία του συστήματος είναι πολλαπλάσια αυτής του γυμνού.

- γ. Η μέθοδος του ισοδύναμου πλαισίου: Στην περίπτωση ύπαρξης συνδέσμων μεταξύ πλαισίου – στοιχείου πλήρωσης η διατομή θεωρείται σύνθετη και το σύστημα μετατρέπεται σε ισοδύναμο πλαίσιο που αναλύεται με συμβατικές μεθόδους . Η μέθοδος αυτή οδηγεί σε αποδεκτά αποτελέσματα όταν υπάρχουν μεγάλα κανονικά ανοίγματα στο στοιχείο πλήρωσης.
- δ. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων: Τόσο το στοιχείο πλήρωσης όσο και το πλαίσιο αναλύονται σαν πεπερασμένα στοιχεία, επίπεδα και γραμμικά αντίστοιχα. Οι κοινοί κόμβοι στα σημεία επαφής οφείλουν να έχουν τις ίδιες μετατοπίσεις όταν υπάρχουν σύνδεσμοι πλαισίου – στοιχείου πλήρωσης. Όταν αντίθετα τέτοιοι σύνδεσμοι δεν υπάρχουν τότε μπορεί να επιτρέπεται αποχωρισμός και ολίσθηση σύμφωνα με απλούς καταστατικούς νόμους.

Σε γενικές γραμμές το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων του στοιχείου πλήρωσης καθορίζει και τις δυνατότητες της μεθόδου. Όταν ο κάρναβος είναι πυκνός [45] τότε η ακρίβεια προσδιορισμού της έντασης τόσο του πλαισίου όσο και του στοιχείου πλήρωσης είναι ικανοποιητική ενώ η δυνατότητα της μεθόδου μικρή (ανάλυση π.χ. ενός μόνο μικρού πλαισίου και όχι όλων των πλαισίων μίας κατασκευής, δηλ. η μέθοδος είναι κατάλληλη περισσότερο για έρευνα παρά για ανάλυση κατασκευών). Αντίθετα όταν ο κάρναβος είναι αραιός (π.χ. ένα στοιχείο συμπλήρωσης αντιστοιχεί με ένα πεπερασμένο επιφανειακό στοιχείο) υπάρχει η δυνατότητα ανάλυσης κατασκευών αλλά η ένταση του συστήματος δεν προσδιορίζεται με ικανοποιητική ακρίβεια, [12]. Μπορούν πάντως να προσδιορισθούν ικανοποιητικά οι μετακινήσεις καθώς και οι περιοχές συγκέντρωσης έντασης.

Απαραίτητη προϋπόθεση επιτυχίας των διαφόρων μεθόδων πεπερασμένων στοιχείων είναι η επιλογή κατάλληλου μοντέλου τ-γ για την απεικόνιση της συμπεριφοράς του συγκεκριμένου συστήματος που μελετάται, πράγμα εξαιρετικά δύσκολο αφ'ενός επειδή τα πειραματικά

δεδομένα δεν καλύπτουν όλες τις περιπτώσεις στοιχείων πλήρωσης και αφ' ετέρου λόγω της διαφοροποίησης που επιβάλλεται σ' αυτό το περιβάλλον πλαίσιο.

Η μεταφορά της συμπεριφοράς του συστήματος πλαίσιο-στοιχείο πλήρωσης υπό εναλλασσόμενη φόρτιση είναι προφανώς ακόμη δυσκολότερη από την αντίστοιχη υπό μονότονη φόρτιση. Βέβαια έχουν γίνει πολλές προσπάθειες και τα αναλυτικά μοντέλα που έχουν προταθεί, εντάσσονται σε δύο κατηγορίες: *στα μοντέλα συνολικής συμπεριφοράς του συστήματος του τοιχοπληρωμένου πλαισίου και στα μοντέλα αλληλεπίδρασης του στοιχείου πλήρωσης και του πλαισίου* .

A : ΜΟΝΤΕΛΑ ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ.

1) **Wei L.et al.** [120] για άοπλη τοιχοποιία.

$$K_1 = \alpha_1 K_0 = \alpha_1 \frac{E_w A_w}{2.35h \left(\frac{1}{1-\gamma} + \frac{\bar{A}_w h_2}{7I_z} \right)}$$

$$K_2 = 0.25K_0$$

$$K_3 = 0$$

όπου

$$\alpha_1 = 0.55 + 0.15(1/h - 1)$$

$$\bar{A}_w = 1.1A_w = 1.1tl$$

I_z : μετασχηματισμένη ροπή αδράνειας της σύνθετης διατομής.

α : μήκος ανοίγματος πόρτας ή παραθύρου.

γ : $\alpha/1$: συντελεστής επιρροής ανοίγματος.

t, h, l : πάχος, ύψος μήκος αντίστοιχα τοίχου.

E_w : μέτρο ελαστικότητας τοίχου.

$$\text{Φορτίο ρηγμάτωσης : } H_{cr} = \tau_{cr} A_w \left(1 + \frac{2h_c}{1} \right)$$

$$\text{Φορτίο διαρροής : } H_y = \tau_{cr} \bar{A}_w + \frac{M_{ub} + \xi M_{uc}}{h}$$

$$\text{όπου: } \tau_{cr} = \tau_{cro} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{\tau_{cro}}}$$

$$\xi = 3.5 + 0.5 \left(\frac{1}{h} - 1 \right)$$

τ_{cro} : διατμητική αντοχή τοίχου.

σ_0 : κατακόρυφη θλιπτική τάση τοίχου.

H_c : ύψος διατομής στύλου.

M_{ub} , M_{uc} : ροπές διαρροής δοκού, στύλου, αντίστοιχα με συνεκτίμηση του αξονικού φορτίου του στύλου.

2. **Xihui L. et al** [122], για άοπλη τοιχοποιία.

$$K_0 = \frac{\lambda G_w A_z}{\xi_1 h}$$

$$K_1 = \alpha K_0$$

$$K_2 = -\alpha K_0$$

$$\text{όπου } \alpha = (24 - 3.9\sigma_0) / 1500, \sigma_0 \leq 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{1}{1 + \frac{G_w A_z h^2}{12 E_w I_z \xi_1}}$$

$$I_z = 2A_c n \frac{E_c}{E_w} \left(\frac{1}{2}\right)^2 + \frac{1}{12} t l^3$$

$$A_z = A_w (1+S)$$

$$S = n \cdot \frac{G_c}{G_w} \cdot \frac{2A_c}{A_w}$$

$$n = 0.26, \xi_1 = 1.2$$

G_c , G_w , E_c , E_w : μέτρα ολίσθησης και ελαστικότητας σκυροδέματος και τοίχου.

A_c , A_w : διατομές στύλου και τοίχου

t , h , l : πάχος, ύψος, μήκος τοίχου.

$$\text{Φορτίο ρηγμάτωσης: } H_{cr} = (1+S) \frac{\tau_{cr} A_w}{\xi_2} = \frac{\tau_{cr} A_z}{\xi_2}$$

$$\text{Οριακό φορτίο: } Hu = \beta_1 (\beta_2 \tau_{crd} + \mu \sigma_0) A_w + \beta_3 f_{sy} A_s$$

$$\text{όπου } \tau_{cr} = \tau_{cro} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{\tau_{cro}}}$$

τ_{cro} : διατμητική αντοχή τοίχου

A_s , A_{sy} : διατομή και όριο διαρροής οπλισμού στύλων

μ : συντελεστής τριβής τοίχου

σ_0 : κατακόρυφη θλιπτική τάση τοίχου

$$\beta_1 = 1 - 0.52\sigma_0, \beta_2 = 0.69, \beta_3 = 0.41, \xi_2 = 1.2$$

3. Zarnic R. –Tomazevic M. [126]

Προτείνεται μοντέλο της περιβάλλουσας των κύκλων υστέρησης, μονόροφων δίστυλων τοιχοπληρωμένων πλαισίων με σχέσεις για τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών μεγεθών.

$$H_{cr} = A_w \frac{f_{t,w}}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_{t,w}} + 1}$$

Φορτίο θραύσης $H_u = H_{cr} + A_s f_y$

$$\text{όπου : } \sigma_0 = \frac{3H_{cr} h_w}{2A_w I_w}$$

$$\text{Αρχική ακαμψία } K = \left(\frac{h^3}{3E_w I_e} + \frac{kI_w}{G_w A_e} \right)^{-1}$$

$$\text{Ακαμψία μετά τη ρηγμάτωση } K_{cr} = \frac{24E_c I_c}{h^3}$$

$$\text{όπου: } A_e = 2A_c \frac{G_c}{G_w} + A_w$$

A_w, A_c, A_s : η διατομή του τοίχου, του στύλου και του εγκάρσιου οπλισμού της διατομής αντίστοιχα.

A_e : Εγκάρσια διατομή του πλαισίου.

E_w, E_c, G_w, G_c : μέτρα ελαστικότητας και ολίσθησης του τοίχου και του σκυροδέματος αντίστοιχα.

I_e : ροπή αδράνειας του πλαισίου.

I_c : ροπή αδράνειας ενός στύλου.

$F_{t,w}$: εφελκυστική αντοχή του τοίχου.

F_y : τάση διαρροής του οπλισμού.

4. Tassios T.P. [109]

Για τον προσεγγιστικό προσδιορισμό της αντοχής του συστήματος πλαισίου-τοίχου έχει προταθεί η σχέση:

$$H_{u,m} = \beta_n (H_{u,0} + H_{u,w})$$

όπου:

$H_{u,m}$: η οριακή τέμνουσα του συστήματος.

$H_{u,0}$: η οριακή τέμνουσα του γυμνού πλαισίου.

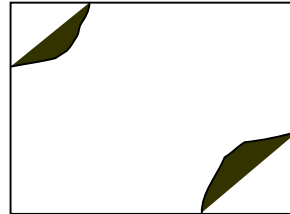
$H_{u,w}$: η οριακή τέμνουσα του τοίχου χωρίς περίσφιγξη.

β_n : ψευδοσταθερά που εξαρτάται από τη σχετική ακαμψία πλαισίου-τοίχου πλήρωσης. Οι τιμές που έχουν προσδιοριστεί κυμαίνονται από 1,10 ÷ 1,40

Ο συνδυασμός ισχυρού πλαισίου ψαθυρό τοίχο ή ισχυρού τοίχου με μη πλάστιμο πλαίσιο, οδηγεί σε άθροιση μεγεθών που δεν αναπτύσσονται ταυτόχρονα οπότε δεν αποκλείονται και τιμές του β_n μικρότερες από τη μονάδα.

Ο ίδιος μελετητής για τις τρεις χαρακτηριστικές μορφές αστοχίας πρότεινε αντίστοιχες μαθηματικές εκφράσεις.

Για τη μορφή αστοχίας του διπλανού σχήματος:



$$H_u = \sqrt{2(M_{cs} + M_{cf}) \cdot f_{wc} \cdot f_w}$$

όπου:

H_u : Η οριακή τέμνουσα του συστήματος.

M_{cs} : Οριακή ροπή του στύλου, μειωμένη λόγω της διατμητικής αλληλεπίδρασης.

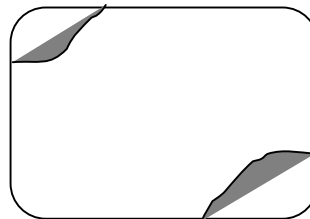
M_{cf} : Κανονική οριακή ροπή του στύλου.

T_w : Το πάχος του τοίχου.

F_{cw} : Αντοχή σε θλίψη του τοίχου.

Θ : Η γωνία διαγωνίου με την οριζόντια .

Για τη μορφή αστοχίας του διπλανού σχήματος :



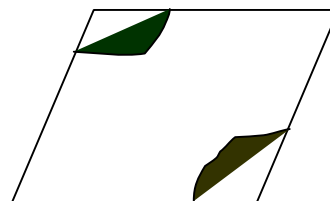
$$H_u = \frac{2}{\tan \theta} \sqrt{M_{bf} \cdot f_{wc} \cdot t_w}$$

όπου:

M_{bf} : Η οριακή ροπή της δοκού.

Για τη μορφή αστοχίας του διπλανού σχήματος.

$$H_u = \frac{2(M_{j1} + M_{j2})}{h} + \frac{f_{wc} t_w h}{6}$$



όπου:

M_{j1}, M_{j2} : υποδηλώνουν τις οριακές ροπές του κόμβου στύλου-πλαισίου στο άνοιγμα και το κλείσιμο αντίστοιχα.

5) Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων:

Για την εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, τόσο το στοιχείο πλήρωσης όσο και το πλαίσιο, αναλύονται σαν πεπερασμένα στοιχεία επίπεδα και γραμμικά αντίστοιχα. Τέτοια μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων έχουν εφαρμόσει αρκετοί ερευνητές όπως οι:

Mallick and Severn [75], Mallick and Garg [77], Kost, Weaver and Barber [59], Tanaka, Kaneko and Mizutani [106], Axley and Bertero [13], Thiruvengadam V. [114], Dhanasekar M., Page A. [32].

B : ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ.

Από τη βιβλιογραφία φαίνεται ότι η συντριπτική πλειοψηφία των μελετητών, προσανατολίζεται στην αντικατάσταση της δράσης του στοιχείου πλήρωσης, με τη δράση μίας ισοδύναμης διαγωνίου. Χαρακτηριστικά αυτής της παραδοχής είναι η απλότητα εφαρμογής. Τα αποτελέσματα είναι πολύ ικανοποιητικά για την ελαστική περιοχή και γίνεται προσπάθεια μεταφοράς της εφαρμογής της και στην περιοχή των μετελαστικών παραμορφώσεων.

Βασικό στοιχείο αυτής της μεθόδου είναι ο προσδιορισμός του ισοδύναμου πλάτους w της διαγωνίου. Για το σκοπό αυτό έχουν προταθεί πολλές σχέσεις, μερικές από τις οποίες αναφέρονται στη συνέχεια.

Smith R.S. [94] : με βάση το συντελεστή $\lambda = \lambda_n h = h^4 \sqrt{\frac{E_w \cdot t \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E_c \cdot I \cdot h}}$

Klingner –Bertero [55][57][73] : $w = 0,175 d \lambda^{-0,4}$

Mainstone R. [73] : $w = 0,21 \cos\theta$

Tassios T. [109] : $w = 3K_t \frac{f_{wt}}{E_w} l$

όπου $K_t = \left(\frac{T_{cr}}{f_{wt}} \right) : \gamma_{cr} \cong 500 (\pm 50\%)$

Bazan –Meli [16] : $w = 0,2 h^4 \sqrt{\frac{E_c A_c}{G_w A_w}}$ για $1 < \frac{E_c A_c}{G_w A_w} < 5$

Syrmakizis –Vratsanou [104] : $\frac{w}{h} = 0,64 \frac{l}{h} + 3,0 \left(\frac{d_c}{l} - 0,1 \right)$

όπου d_c το πλάτος του στύλου.

Οι διαφορές που προκύπτουν στον προσδιορισμό της τιμής του ισοδύναμου πλάτους, σύμφωνα με τις προηγούμενες σχέσεις, είναι λιγότερο σημαντικές από την αβεβαιότητα προσδιορισμού των παραμέτρων που περιγράφουν την τοιχοποιία (μέτρο ελαστικότητας, αντοχή σε σύνθλιψη και διάτμηση του τοίχου κ.λ.π.).

Η ένταση του τοιχοπληρωμένου πλαισίου, μπορεί να υπολογιστεί προσθέτοντας στο μοντέλο του πλαισίου, την ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνιο. Επειδή η τελευταία διαθέτει ένα ορισμένο πλάτος και δεν μπορεί να παρασταθεί σαν γραμμικό στοιχείο, είναι σκόπιμο να λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση διαγωνίου πλαισίου.

Η αστοχία του τοίχου πλήρωσης επέρχεται, είτε λόγω υπέρβασης της θλιπτικής αντοχής της ισοδύναμης διαγωνίου, είτε λόγω ολίσθησης κατά μήκος αρμού. Ο προσδιορισμός των αντιστοίχων οριακών φορτίων μπορεί να γίνει ως εξής [112]:

α) θλιπτική αντοχή ισοδύναμης διαγωνίου: Η μέγιστη αξονική δύναμη που μπορεί να φέρει η θλιβόμενη διαγώνιος είναι:

$$H_u \cos \theta = f_{wc} w t_w$$

όπου:

H_u : η οριζόντια δύναμη που προκαλεί αστοχία στον τοίχο

w : το ισοδύναμο πλάτος

t_w : το πάχος του τοίχου

f_{wc} : η θλιπτική αντοχή του τοίχου πλήρωσης, μειωμένη λόγω του εγκάρσιου εφελκυσμού που εμφανίζεται ταυτόχρονα με τη σύνθλιψη της διαγωνίου (σχ.3.12). Για $\sigma_{wt} \cong 0,30\sigma_{wc}$ είναι:

$$f_{wc} = \left[1 : \left(1 + \frac{0,30}{\lambda} \right) \right] f_{wc} \quad (\lambda = f_{wt}:f_{wc})$$

β) Στην περίπτωση που η συνάφεια κονιάματος και τούβλων είναι μικρή, υπάρχει πιθανότητα να εμφανιστεί αστοχία στον τοίχο. Στην περίπτωση αυτή εμφανίζεται η πρόσθετη διατμητική δύναμη ΔV_{sd} , που με ορισμένες προϋποθέσεις μπορεί να οδηγήσει σε πρόωρη διατμητική αστοχία του στύλου. Η μορφή αυτή αστοχίας πρέπει να αποφεύγεται.

Η οριζόντια δύναμη που αντιστοιχεί στην ολίσθηση του τοίχου δίνεται από τη σχέση:

$$H_u = c_{mb} l_w t_w$$

όπου:

c_{mb} : η αντοχή σε συνάφεια τούβλων – κονιάματος.

Klingner R.E. –Bertero V.V [55][57]

Το στοιχείο πλήρωσης αντικαθίσταται από ισοδύναμη διαγώνιο, που η συμπεριφορά της περιγράφεται, σε διάγραμμα δυνάμεων – παραμορφώσεων. Η περιβάλλουσα περιλαμβάνει τον ελαστικό κλάδο OA, τον κατερχόμενο κλάδο AB εκθετικής μορφής και τον κλάδο εφελκυσμού C'D'. Για άοπλη τοιχοποιία ισχύει ο κλάδος OE μηδενικής εφελκυστικής αντοχής.

Η αποφόρτιση περιλαμβάνει τους κλάδους E'O και BC'. Η μείωση της ακαμψίας με την αύξηση των κύκλων φόρτισης αποδίδεται με τη μετακίνηση του B πάνω στη περιβάλλουσα αντοχής.

Δουδούμης Ι.- Μητσοπούλου Ε. [37]

Το στοιχείο πλήρωσης και εδώ αντικαθίσταται από ισοδύναμη διαγώνιο που η συμπεριφορά της περιγράφεται στο ως εξής:

- Το πλαίσιο έρχεται σε επαφή με τον τοίχο .
- Ελαστικός κλάδος φόρτισης .
- Πρώτη διαρροή στο B (φορτίο διαρροής S_0). Το αξονικό φορτίο παραμένει σχεδόν σταθερό για κάποιο διάστημα.
- Βαθμιαία ρηγμάτωση.
- Αποφόρτιση.

- Ενώ το αξονικό φορτίο παραμένει μηδενικό, η παραμόρφωση μειώνεται μέχρι το Ο .
- Το αξονικό φορτίο παραμένει μηδενικό, ενώ αυξάνεται η θετική παραμόρφωση.
- Το αξονικό φορτίο παραμένει μηδενικό κατά την επαναφόρτιση μέχρι το σημείο Α.
- Κατά το δεύτερο κύκλο φόρτισης με δεδομένο το νέο φορτίο διαρροής $|S'_0| < |S_0|$, ακολουθούνται τα ίδια βήματα.

Βαλιάσης Θ. [15]

Αντοχή σε διάτμηση περισφιγμένου τοίχου : $t_u = 1,1\sqrt{f_{wc}} \text{ (kg / cm}^2\text{)}$

Προτεινόμενες σχέσεις:

$$K_w^1 = a \cdot 2,72 \cdot \frac{f_{wc} (80 + h/t)}{h}$$

$$\tau_u = b \cdot 1,1\sqrt{f_{wc}}$$

$$\delta_{cr} = c \cdot 0,29 \frac{h}{\sqrt{f_{wc} (80 + h/t)}}$$

$$\begin{aligned} \tau_{cr} / \tau_u &= 0,71 \\ \delta_{cr} / \delta_u &= 0,22 \end{aligned} \quad \text{ανεξάρτητα από παραμέτρους}$$

Δύο είναι τα βασικά μεγέθη του μοντέλου αυτού που μαζί με τη γνώση της περιβάλλουσας κάνουν δυνατή τη χάραξη των κύκλων υστέρησης του τοίχου πλήρωσης. Η τιμή της παραμέτρου ψ της σχέσης $\tau = \psi \tau_u$ (ευθεία ολίσθησης) και ο νόμος που δίνει την πτώση της διατμητικής τάσης ($\Delta\tau$). Η ολίσθηση (μ) και η διεύθυνση φόρτισης του κάθε κύκλου προσδιορίζονται σαν συνάρτηση της (ΔT). Βρέθηκε πως η τιμή της ψ εξαρτάται μόνο από την αξονική δύναμη των στύλων N δε ($\Delta\tau$) είναι συνάρτηση της μετατόπισης δ και πλήθους (n) κύκλων σε μία μετατόπιση.

7.10 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ACI 318-77: ‘Building Code Requirements for Reinforced Concrete’ ACI, Detroit, 1977.
2. ACI –ASCE Com. 326: ‘Shear and Diagonal Tension’ Proceedings, American Concrete Institute, Vol.59, 1962.
3. Alongi C. et al: ‘Modelling of Brick Masonry’, 7ECEE, Athens, 1982.
4. Αναγνωστόπουλος Σ.: ‘Πλαστικότητα: Μία Βασική Ιδιότητα της Αντισεισμικής Κατασκευής με Πολλούς ορισμούς και Συχνές Παρερμηνείες’. Σ.Π.Μ.Ε, Συνέδριο. Σεισμοί και Κατασκευές Αθήνα, Φεβρ. 1984.
5. ASCE-ACI Com. 426: ‘The Shear Strength of Reinforced Concrete Members’
6. ASTM C 67: ‘Standard Methods of Sampling and Testing Brick and Structural Clay Tile’.
7. ASTM C 270: ‘Specification for Mortar for Unit Masonry’.
8. ASTM E 149: ‘Standard Test Method for Bond Strength of Mortar to Masonry Units’.
9. ASTM E 447: ‘Standard Test Methods for Compressive Strength of Masonry Prisms’.
10. ASTM E 519: ‘Standard Test Methods for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages’.
11. A.T.C. 3 –06: ‘Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings’ NSF/USA, 1978.
12. Avramidou –Maio N. and Fei C.: ‘An Investigation of Mechanical Behavior of Repaired R.C. Frames Under Severe Repeated Load’ 7WCEE, Istanbul, 1980.
13. Axley J.M and Bertero V.V.: ‘Infill Panels: Their Influence on Seismic Response of Buildings’ EERC Report No 79-28, Sept. 1979.
14. Axley J.M.: ‘Modelling the Stiffness Contribution of Infill Panels to Framed Structures by a Constrained Approach’, 7WCEE, Istanbul, 1980.
15. Βαλιάσης Θ.: ‘Πειραματική Έρευνα της συμπεριφοράς Τοιχοπληρωμένων Πλαισίων Ο.Σ. σε Ανακυκλιζόμενη Οριζόντια Φόρτιση – Αναλυτικό Μοντέλο του Τοίχου Πλήρωσης “ Διδακτορική Διατριβή Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή Α.Π.Θ., 1989.
16. Bazan E.- Meli R.: ‘Seismic Analysis of Structures With Masonry Walls’ 7WCEE, Istanbul, 1980.
17. Bertero V.V. and Brokken S.: ‘Infills in Seismic Resistant Building’ Proceedings ASCE, STRD, June 1983.
18. Bertero V.V.: ‘Seismic Performance of Reinforced Concrete Structures’ Anales de la Academia Nacional de Ciencia Exactas, Fisicas Naturales, Buenos Aires, Argentina Vol.31, 1979.
19. Βιντζηλαίου Ε.: ‘Σεισμική Συμπεριφορά Τοιχοποιιών’ Σεμινάριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Αθήνα, 1981.
20. Bonvalet Ch., Girard J., Ilantzis A., Wianecki J.: ‘Influence des Remplissages dans les Batiments a Ossature Soumis aux Efforts Horizontaux dus au vent et aux Seismes’, Annales del’ ITBTP, Decembre, 1970.

21. Brokken S., Bertero V.V.: ‘Studies on Effects of Infills in Seismic Resistant R.C. Construction’. Report UCB/EERC-81/12, October 1981, University of California, Berkeley.
22. Castellani A. and Vitiello E.: ‘Hollow Bricks in Bearing Walls: An Experimental and Theoretical Investigation’, 7WCEE, Istanbul.
23. Causevic M.: ‘Full-scale Forced Vibration Tests and Computer Analysis of the Seven Story Composite Reinforced Concrete and Clay Blocks Building Structure’, 8EAEE, Lisbon, 1986.
24. CEB: ‘Model Code for Seismic Design of Concrete Structures’ Final Draft CEB B.I., No 160, Oct. 1983.
25. CEB: ‘Seismic Design of Concrete Structures’, Second Draft, CEB B.I. No 149, March 1982.
26. Chinwah J.G. ‘Shear Strength of Brick –Mortar Couplets’ 7ECEE, Athens, 1982.
27. Chuxian S.: ‘Analysis of the Strength for Compressive Members of Brick Masonry Under Eccentric Loads’ CIB 3th International Symposium on Wall Structures, Warsaw, 1984.
28. Ciongradi C.: ‘Estimation of Framework –Infill Wall Interaction for Multistorey Buildings Subjected to Code Seismic Loadings’ 7WCEE, Istanbul, 1980.
29. Ciongradi I et al.: ‘Theoretical and Experimental Study of Prestressed Concrete, Prefabricated, Multistoried Spatial Frame Model (1/3) Subjected to Seismic Actions, Considering the Influence of Non-structural Elements’, 8EAEE, Lisbon, 1986.
30. Clough R.W.: ‘Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements’ Rep. No 66-16, Str. Eng. Lab Univ. of California, Oct 1966.
31. Dawson R.V. –Ward M.A.: ‘Dynamic Response of Framed Structures With Infill Walls’, 5WCEE, Rome 1972.
32. Dhanasekar M. –Page A.: ‘The Influence of Brick Masonry Infill Properties on the Behaviour of Infilled Frames’ Proc. Inst. Civ. ‘Eng. Part. 2, 1986, Vol.81.
33. DIN 105: ‘Mauerziegel. Vollziegel und Lochziegel’.
34. DIN 1053: Blatt 1: ‘Mauerwerk. Berechnung und Ausführung’.
35. DIN 18554: ‘Mauerwerk. Ermittlung der Tragfähigkeit von Wänden und Pfeilern’.
36. DIN 18555: ‘Mortel aus Mineralischen Bindemitteln. Prüfung’.
37. Doudoumis I. –Mitsopoulou E.: ‘Nonlinear Analysis of Multistorey Infilled Frames for Unilateral Contact Conditions’, 8EAEE, Lisbon, 1986.
38. Drakopoulos J. and Makropoulos K.: ‘Seismicity and Hazard Analysis Studies in the Area of Greece’ Univ. of Athens Seismological Laboratory. Publ. No1, 1983.
39. Drysdale R.G. et al. . ‘Tensile Strength of Concrete Masonry’, Proceedings ASCE, STRD, July 1979.
40. Focardi F. –Manzini E.: ‘Diagonal Tension Tests on Reinforced and non-Reinforced Brick Panels’ 8WCEE, San Francisco, 1984.
41. Focardi F. –Manzini E.: ‘Cyclic and Monotonic Diagonal Tension Tests on Various Shape Reinforced and non-Reinforced Brick Walls’ 8EAEE Lisbon, 1986.

42. Govindan P. et al. : ‘Effect of Openings in Infilled Frames Subjected to Lateral Reversed Cyclic Load’ 8EAE, Lisbon, 1986.
43. Grimm C.T.: ‘Strength and Related Properties of Brick Masonry’ Proceedings ASCEE, STRD, Jan. 1975.
44. Hamid A.A. and Drysdale R.G.: ‘Concrete Masonry Under Combined Shear and Compression Along the Mortar Joints’, ACI Journal, Sep. - Oct. 1980.
45. Hamid A.A. et al. : ‘Shear Strength of Concrete Masonry Joints’ Proceedings ASCEE, STRD, July 1979.
46. Hayashi T. et al. : ‘The Strengthening Methods of the Existing Reinforced Concrete Buildings’ 7WCEE, Istanbul 1980.
47. Henry A.W.: ‘The Shear Strength of Brickwork’, Reinforced and Prestressed Masonry. Inst. Struct. Eng London, 1981.
48. Higashi Y. et al.: ‘Experimental Study on Strengthening Reinforced Concrete Structure by Adding Shear Wall’ 7WCEE Istanbul 1980.
49. Jingqian X. et al.: ‘Experimental Study on Behaviour of Earthquake Resistance of Brick Masonry Under Cyclic Loading’ 8 EAE, Lisbon 1986.
50. Jolley R.: ‘Shear Strength: A Predictive Technique for Masonry Walls’ 1976.
51. Jurina L.: ‘Pareti in Muratura Soggete ad Azioni Sismiche’, Rivista ‘Construire’, n. 100, 1977.
52. Kahn L.F. and Hanson R.D.: ‘Infilled Walls for Earthquake Strengthening’ Proceedings ASCEE, STRD, Feb. 1979.
53. Καλευράς Βλ.: “Μαθήματα Οπλισμένου σκυροδέματος” Τομ. Ι, Ξάνθη 1981
54. Κάππος Α.: “Διερεύνηση της Ανελαστικής Σεισμικής Συμπεριφοράς Πολυόροφων Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα” Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή Α.Π.Θ. 1986.
55. Klingner R.E. and Bertero V.V.: ‘Infilled Frames in Earthquake Resistant Construction’, Rep. No EERC 76-32 Dec. 1976, University of California, Berkeley.
56. Klingner R.E., Bertero V.V.: ‘Infilled Frames in Aseismic Regions’, Proc. of the 6th WCEE, New Delhi, India 1977.
57. Klingner R.E. and Bertero V.V.: ‘Earthquake Resistance of Infilled Frames’, Proceedings ASCE, STRD, June 1978.
58. Klingner R.E.: ‘Discussion of paper by Kahn and Hanson’, ASCE, STRD, Nov. 1979.
59. Kost E.G., Weaver W. and Russel R.: ‘Nonlinear Dynamic Analysis of Frames With Filler Panels’, ASCE, Structural Division Journal, Apr. 1974.
60. Lamar S., Fortoul C.: ‘Brick Masonry Effect in Vibrations of Frames’, Proc. 4WCEE, Vol. II.
61. Leonhardt F.: ‘Reducing the Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Beams and Slabs’ Magazine of Concrete Research, Vol. 17, No 53, Dec. 1965.
62. Liauw T.C.: ‘Elastic Behaviour of Infilled Frames’ ICE, May / August 1970, Vol. 46.
63. Liauw T.C.: ‘Stress Analysis for Panel of Infilled Frames’, Building Science, Vol. 8, 1973.

64. Liauw T.C and Lee S.W.: ‘On the Behaviour and the Analysis of Multistorey Infilled Frames Subjected to Lateral Loadind’; Proc. ICE, Part 2, Vol. 63, Sept. 1977
65. Liauw T.C.: ‘Tests on Multistorey Infilled Frames Subjected to Dynamic Lateral Loading’; ACI Journal, Vol 76, No 4 April 1979.
66. Liauw T.C.: ‘An Effective Structural System Against Earthquakes - Infilled Frames 7WCEE Istanbul 1980.
67. Liauw T.C.: ‘Discussion to paper by Kahn and Hanson’; ASCE Structural Division Journal, January 1980.
68. Liauw T.C., Kwan K.H.: ‘Plastic Theory of Non-integral Infilled Frames Proc. Institution of Civil Engineers , Part 2, Vol. 75, Sept. 1983.
69. Liauw T.C Kwan K.H.: ‘Plastic Theory of Infilled Frames with Finite Interface Shear Strength’; Proc. Institution of Civil Engineers , Part 2, Vol. 75, Dec. 1983.
70. Liauw T.C Kwan K.H.: ‘Cyclic Characteristics of Multistorey Infill Frames’ CIB, Int. Symposium on Wall Structures, Warsaw, June 1984.
71. Liauw T.C and Lo C.Q.: ‘Tests on Multibay and Multistorey Infilled Frames’; Institution of Engineers, Australia Civ. Eng. Trans. 1985.
72. Liauw T.C, Tian Q.L., Cheung Y.K.: ‘Dynamic Response of Infilled Frames Incorporating a Sliding Base Device’ Proc. Inst. Civ. Eng. Part. 2, 1986, Vol. 81.
73. Mainstone R.J.: ‘On the Stiffnesses and Strengths of Infilled Frames’ Current Paper CP 2/72, Building Research Station, Febr. 1972, Reprinted from Proc. ICE , 1971 Suppl. (iv).
74. Makino M. et al.: ‘An investigation for the Design of Framed Structures with Infill Walls’; 7WCEE, Istanbul 1980.
75. Mallick D.V. and Severn R.T.: ‘The Behaviour of Infilled Frames under Static Loading’; Proc. ICE, Sept./Dec. 1967, Vol.39.
76. Mallick D.V. and Severn R.T.: ‘Dynamic Characteristics of Infilled Frames’; Proc. ICE Jan./Apr. 1968, Vol.39.
77. Mallick D.V. and Garg. R.P.: ‘Effects of Openings, on the Lateral Stiffness of Infilled Frames’; Proc. ICE, 1971 Vol.49, Paper No 7371.
78. Mallick D.V.: ‘Infilled Frame Construction in Seismic Regions’; 7WCEE, Istanbul 1980.
79. Meli R.: ‘Behaviour of Masonry Walls Under Lateral Loads’; 5WCEE, Rome, 1972.
80. Meli R.: ‘Comportamiento Sismico de Muros de Mamposteria’ Universidad Nacional de Mexico, 2nda Edition, 1979.

Παράρτημα

Υλικά και Τεχνολογίες Επεμβάσεων

Το παράρτημα είναι απόσπασμα από το βιβλίου του κ. Δρίτσου Στέφανου, Αναπλ. Καθηγητή Παν. Πατρών, τον οποίο και ευχαριστούμε.

ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

1 ΓΕΝΙΚΑ

Η επιλογή της κατάλληλης λύσης για την επισκευή ή την ενίσχυση μιας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, 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 την λύση, έστω και αν εξακολουθούν να παίζουν πρωτεύοντα ρόλο στην 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.
- Επικολητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRP_s).
- Διατμητικοί σύνδεσμοι-Αγκύρια.
- Αγκυρώσεις και συγκολλήσεις νέων ράβδων οπλισμού.

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

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.

Στην 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.

2.1 ΕΓΧΥΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΤΑΘΕΡΟΥ ΟΓΚΟΥ

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 την 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 [17].

2.2 ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΠΟΛΥΜΕΡΗ

Τα σκυροδέματα με πολυμερή παράγονται είτε με αντικατάσταση του τσιμέντου με πολυμερές (χρησιμοποιώντας πολυεστερικές ή κόλλες), είτε με μερική αντικατάσταση του νερού με υδατοδιαλυτό πολυμερές (latex), είτε εμποτίζοντας σκληρυμένο συμβατικό σκυρόδεμα με μονομερές που στην 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 δοκιμίων σε θερμοκρασίες της τάξεως των 70° C προέκυψαν αντοχές μέχρι 140 MPa σε διάστημα 5 ωρών από το χρόνο σκυροδέτησης ενώ με θερμοκρασία περιβάλλοντος (200°C) οι αντίστοιχες αντοχές προέκυψαν μέχρι και 100MPa σε διάστημα 7 ημερών [11].
- 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.

2.3 ΣΚΥΡΟΤΣΙΜΕΝΤΟΠΗΓΜΑ

Το σκυροτσιμεντόπηγμα δημιουργείται με αρχική διάστρωση αδρανών μεγάλης διαμέτρου στα καλούπια του προς σκυροδέτηση στοιχείου και στην 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.

2.4 ΕΚΤΟΞΕΥΟΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (shotcrete ή gunite) είναι σκυρόδεμα λεπτής διαβάθμισης αδρανών που σκυροδετείται με εκτόξευση. Η εφαρμογή του απαιτεί πάντα, ειδικό εξοπλισμό και κατάλληλα εκπαιδευμένο προσωπικό. Η ευρέως διαδεδομένη χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στις επισκευές / ενισχύσεις κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος ή ακόμα και κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία οφείλεται κυρίως στα παρακάτω τέσσερα χαρακτηριστικά του:

1. 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 70 MPa βρίσκονται μέσα στα πλαίσια συνήθους εφαρμογής της τεχνικής. Πάντως στην καθ' ημέρα πράξη, οι αντοχές που επιδιώκονται δεν ξεπερνούν τα 50 MPa, ενώ αξίζει να σημειωθεί ότι αντοχές μέχρι 35 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 διείσδυσης μέσα στις μικροανωμαλίες της επιφάνειας βάσης.
3. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αυτοστηρίζεται δηλαδή δεν απαιτείται ξυλότυπος και μπορεί να χρησιμοποιηθεί ακόμα και στο κάτω μέρος οριζοντίων στοιχείων σε στρώσεις πάχους μέχρι και 50 mm.
4. Η εγκατάσταση είναι κινητή και σε συνδυασμό με το είδος του εξοπλισμού που χρησιμοποιείται επιτρέπει την σκυροδέτηση σε δύσκολες και δυσπρόσιτες θέσεις. Χαρακτηριστικά μπορεί να αναφερθεί ότι "αν υπάρχει χώρος για έναν άνθρωπο και ένα λάστιχο, μπορούμε να σκυροδετήσουμε".

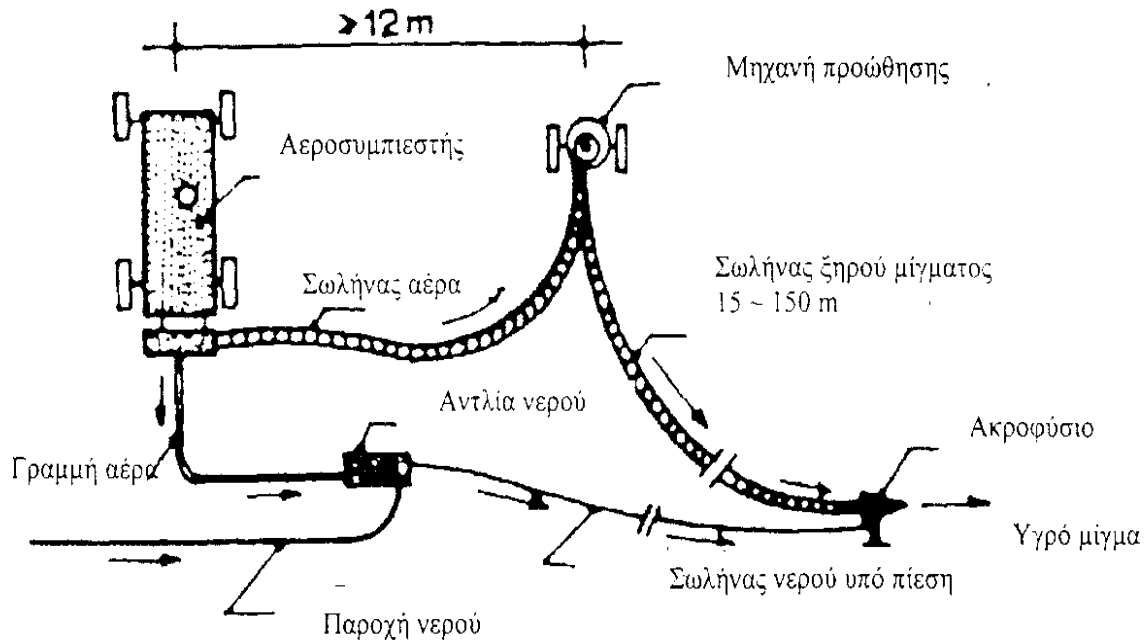
2.4.1 Διαδικασίες ξηράς και υγράς ανάμιξης

Σήμερα στην πράξη χρησιμοποιούνται δύο διαδικασίες ανάμιξης: Η ξηρά και η υγρά ανάμιξη.

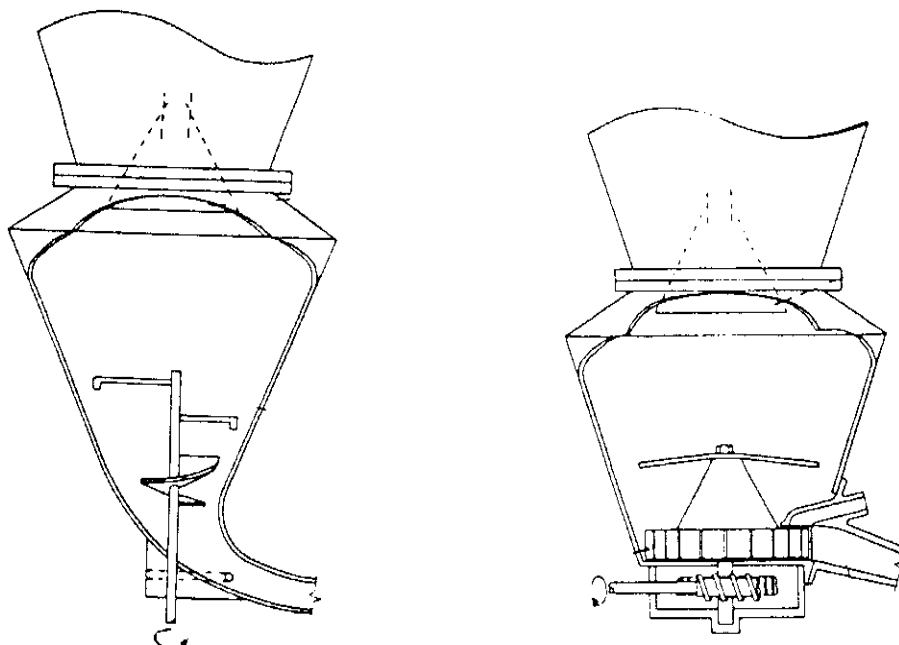
Στην διαδικασία ξηράς ανάμιξης ο εξοπλισμός αποτελείται από έναν αεροσυμπιεστή, μια δεξαμενή νερού, την μηχανή προώθησης το ακροφύσιο και φυσικά τους σωλήνες παροχής αέρα, νερού και υλικού. Στο Σχήμα 1 παρουσιάζεται μια σχηματική αναπαράσταση μιας τυπικής διάταξης της παραπάνω εγκατάστασης.

Αρχικά το τσιμέντο και τα αδρανή αναμιγνύονται εν ξηρώ και το μίγμα εισάγεται στην μηχανή προώθησης (Σχ.2). Η προώθηση του μίγματος γίνεται με την βοήθεια πεπιεσμένου αέρα στο λαστιχένιο σωλήνα διανομής και στη συνέχεια στο ακροφύσιο (Σχ.3). Στην είσοδο του ακροφυσίου είναι προσαρμοσμένο το άκρο μιας παροχής νερού, που ελέγχεται από τον 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.

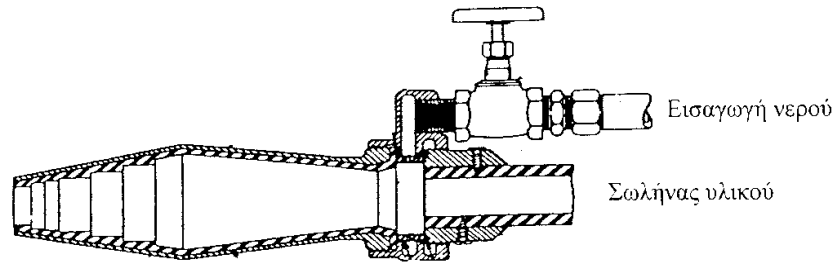
Στην διαδικασία υγρής ανάμιξης, αρχικά αναμιγνύονται πλήρως τα αδρανή, το τσιμέντο, νερό και το μίγμα εισάγεται στη μηχανή προώθησης. Η προώθηση του μίγματος προς το ακροφύσιο γίνεται όπως και στην ξηρά ανάμιξη με την βοήθεια πεπιεσμένου αέρα μέσα από το σωλήνα διανομής. Εκεί προστίθεται κάποιο επιταχυντικό υλικό, ενώ πρόσθετος πεπιεσμένος αέρας που εισάγεται στο ακροφύσιο αυξάνει την ταχύτητα και βελτιώνει τη διαδικασία εκτόξευσης που ακολουθεί.



Σχήμα 1 Τυπική εγκατάσταση για ξηρά διαδικασία



Σχήμα 2 Σχηματικές τομές ενός τύπου μηχανής προώθησης



Σχήμα 3 Τομή ακροφυσίου

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

Στην **ξηρά διαδικασία** ο έλεγχος της ποσότητας του νερού ανάμιξης γίνεται στο ακροφύσιο εμπειρικά από τον 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 διαδικασία** η ποσότητα νερού ελέγχεται στον αναμκτήρα 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 να παρατηρηθεί 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 1 [15] 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 No.	Θλιπτική Αντοχή Εκτοξευόμενου Σκυροδέματος (MPa)	Διατμητική Αντοχή Διεπιφάνειας (MPa)
------------	--	--------------------------------------

Α. 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

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

Β. Εκτοξευόμενο Ξηράς ανάμιξης πάνω σε παλαιό εκτοξευόμενο υγράς ανάμιξης

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

Γ. Εκτοξευόμενο Υγράς ανάμιξης πάνω σε παλαιό εκτοξευόμενο υγράς ανάμιξης

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

Πίνακας 1 : Πειραματικά αποτελέσματα δοκιμών εκτοξευόμενου σκυροδέματος

2.4.2 Σύνθεση

Η σύνθεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ακολουθεί αντίστοιχους κανόνες με αυτούς που ισχύουν για το συμβατικό έγχυτο σκυρόδεμα, και για τον έλεγχο της ποιότητας ισχύουν τα κριτήρια συμμόρφωσης που προβλέπονται στον Κανονισμό Τεχνολογίας Σκυροδέματος [12]. Η κοκκομετρική διαβάθμιση των αδρανών εξαρτάται από το μέγεθος του μεγίστου κόκκου όπως φαίνεται και στον Πίνακα 2 [15] 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 2 Όρια κοκκομετρικής διαβάθμισης αδρανών για εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Αξίζει πάντως να επισημανθεί ότι το ανακλώμενο υλικό είναι σημαντικά αυξημένο όταν χρησιμοποιούνται χονδρόκοκκα αδρανή, και προφανώς η σύστασή του περιλαμβάνει αυξημένα ποσοστά από χονδρόκοκκα αδρανή. 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.

Επισημαίνεται ότι στην 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 στην θέση εκκίνησης.

Στον Πίνακα 3 δίνεται μία συσχέτιση συνήθων τιμών του λόγου T/A για την τελική θέση και την θέση εκκίνησης [15]. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι σε μία εφαρμογή με σύνθεση εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατηγορίας C 30/35, 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 Σχέση λόγου T/A στην εκκίνηση και στην τελική θέση

Ο λόγος N/T παίρνει τιμές μικρότερες απ' ότι στο συμβατικό σκυρόδεμα και κυμαίνεται μεταξύ 0,30 και 0,50. Οι αντίστοιχες τιμές για την περίπτωση που χρησιμοποιείται υγρά ανάμιξη είναι 0,40 και 0,55.

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

α) Για ποσότητες τσιμέντου 300-380 kg/m³ η μέση κυλινδρική αντοχή εκτιμήθηκε 21 MPa.

β) Για ποσότητες τσιμέντου 325-425 kg/m³ η μέση κυλινδρική αντοχή εκτιμήθηκε 28 MPa

γ) Για ποσότητες τσιμέντου 380-500 kg/m³ 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' ότι στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται χονδρόκοκκα αδρανή.

Εν γένει, η συστολή ξήρανσης $\epsilon_{cs,\infty}$ 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 αμέσως μετά το πέρας της εκτόξευσης και τελικής διαμόρφωσης της επιφάνειάς του να τηρούνται εξαιρετικά σχολαστικά. Εξάλλου η παρουσία οπλισμού είναι ιδιαίτερα ευεργετική επειδή έτσι μειώνονται οι παραμορφώσεις λόγω συστολής ξήρανσης.

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

2.4.3 Παράγοντες που επηρεάζουν την επιτυχία της τεχνικής

Η επιτυχία της τεχνικής εξαρτάται από ένα πλήθος παραγόντων. Στην συνέχεια επισημαίνονται οι σημαντικότεροι παράγοντες όπου η επίβλεψη του Μηχανικού πρέπει να

δώσει ιδιαίτερη προσοχή και διατυπώνονται πρακτικοί κανόνες που διευκολύνουν το παραπάνω έργο.

Προδιαγραφές αεροσυμπιεστή

Κρίσιμα χαρακτηριστικά του αεροσυμπιεστή για την επιτυχία εκτέλεσης της εργασίας είναι η επαρκής παροχή και συμπίεση του αέρα.

Η απαιτούμενη συμπίεση εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως το μήκος του σωλήνα παροχής του υλικού (l), η διαφορά ύψους ακροφυσίου και θέσης εγκατάστασης (h), το ειδικό βάρος του ξηρού μίγματος, το πλήθος και οι γωνίες των καμπυλών του σωλήνα παροχής κ.α.

Μία πρακτική εκτίμηση της απαιτούμενης συμπιεστικής ικανότητας (P) του αεροσυμπιεστή, έχει δοθεί στη βιβλιογραφία [15], λαμβάνοντας υπόψη μόνο τους δύο κύριους παράγοντες l και h: $P = 200 + 2.5 (l + 2h)$

όπου: l και h τίθενται σε m και το αποτέλεσμα λαμβάνεται σε kPa.

Η απαιτούμενη παροχή αέρα εξαρτάται από την εσωτερική διάμετρο του σωλήνα παροχής του υλικού και είναι συνάρτηση της συμπιεστικής ικανότητας του αεροσυμπιεστή. Στον Πίνακα 4 παρουσιάζεται ενδεικτικά η απαιτούμενη παροχή αέρα για αεροσυμπιεστή, ικανότητας 700 kPa με εσωτερική διάμετρο σωλήνα παροχής από 25 mm έως 64 mm.

Εσωτ. Διάμετ. Σωλήνα	M ³ αέρα /min
25 mm	10.0
32 mm	12.5
38mm	17.0
51mm	21.0
64mm	28.0

Πίνακας 4 Απαιτούμενη παροχή αέρα για αεροσυμπιεστή ικανότητας 700 kPa

Προετοιμασία επιφάνειας βάσης.

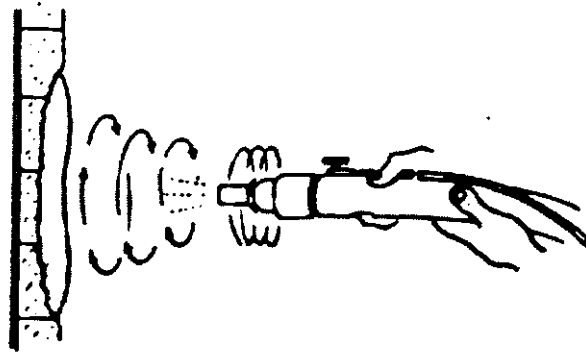
Η προετοιμασία της επιφάνειας βάσης περιλαμβάνει όλες τις εργασίες που σχεδόν πάντοτε απαιτείται να προηγηθούν της επαφής νέου και παλαιού σκυροδέματος. Έτσι θα πρέπει να απομακρυνθεί κάθε τμήμα αποσαθρωμένου σκυροδέματος, να απομακρυνθεί η εξωτερική μεμβράνη του τσιμεντοπολτού (χρησιμοποιώντας κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό ή υδροβολή), αποκαλύπτοντας έτσι τα αδρανή του υλικού βάσης, και τέλος να διαβραχεί το υλικό βάσης αρκετό χρόνο πριν την εκτόξευση. Εδώ θα πρέπει να επισημανθεί ότι η χρήση (ξύλινων ή μεταλλικών) "οδηγών" αποτελεί κρίσιμη προϋπόθεση για την ακρίβεια των διαστάσεων και της μορφής του υπό κατασκευή στοιχείου.

Χειρισμός εκτόξευσης

Παρακάτω σημειώνονται μερικά κρίσιμα σημεία για την επιτυχή εκτέλεση της εκτόξευσης:

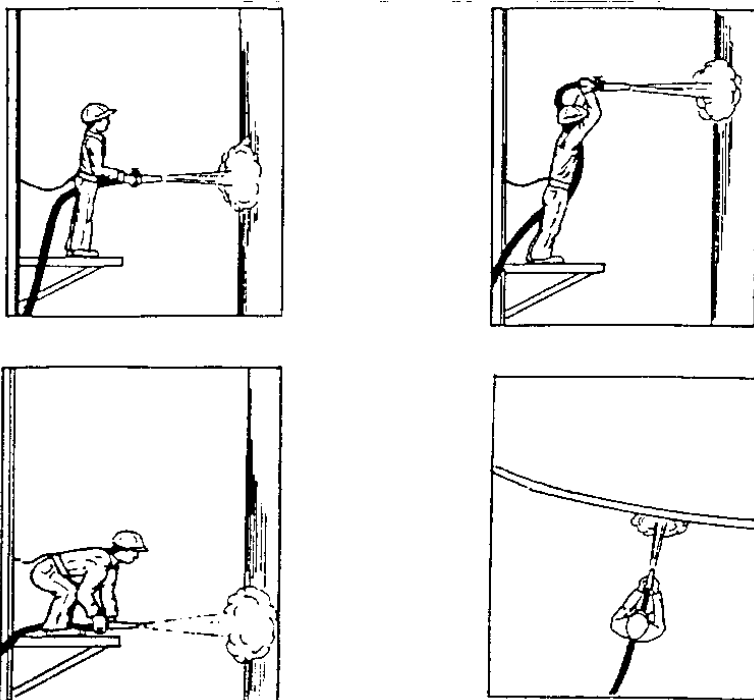
- Για μεγάλα σχετικά πάχη η εκτόξευση του σκυροδέματος γίνεται σε στρώσεις οι οποίες πρέπει να είναι κατά το δυνατό λιγότερες. Η πρώτη στρώση πρέπει να είναι περισσότερο υγρή από τις άλλες.
- Η ροή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος πρέπει να διατηρείται σταθερή χωρίς διακυμάνσεις.
- Η απόσταση της εκτόξευσης κυμαίνεται από 0,60 m έως 1 ,80 m και επιλέγεται έτσι ώστε το ανακλώμενο υλικό να είναι ελάχιστο.

- Η χρήση του ακροφυσίου από το χειριστή γίνεται με μικρές κυκλικές περιστροφές (Σχ.4) σε σταθερή απόσταση από την επιφάνεια διάστρωσης χωρίς κινήσεις μπρος-πίσω.

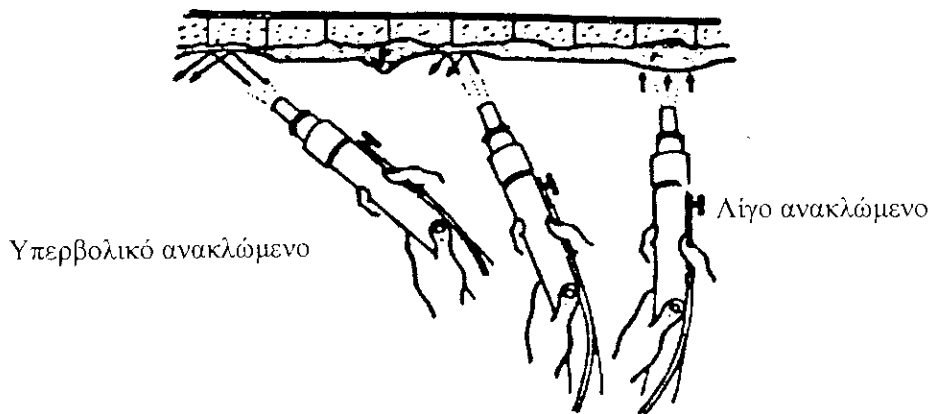


Σχήμα 4 Μικρές κυκλικές κινήσεις

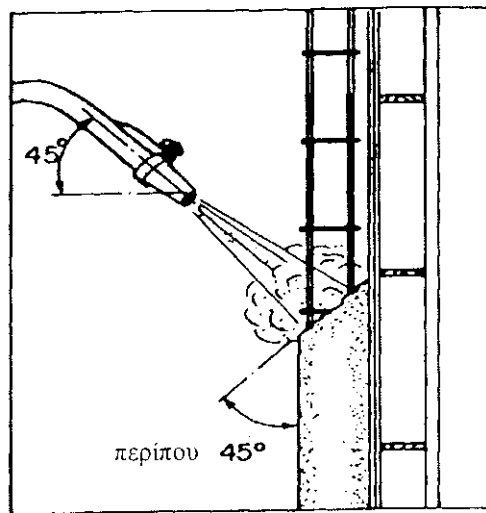
- Ο χειρισμός του ακροφυσίου γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε η εκτόξευση να είναι κατά το δυνατόν κάθετη και ποτέ υπό γωνία μικρότερη από 45° ως προς την επιφάνεια διάστρωσης (Σχ.5). Έτσι το ανακλώμενο υλικό είναι ελάχιστο (Σχ.6).
- Για μεγάλα πάχη, η εκτόξευση του σκυροδέματος μπορεί να γίνει υπό γωνία 45° ως προς την επιφάνεια βάσης αλλά όμως κάθετα προς την επιφάνεια του προηγούμενως διαστρωθέντος υλικού (Σχ.7).
- Εφόσον υπάρχουν εσωτερικές γωνίες, η εκτόξευση ξεκινάει από εκεί. Στο Σχήμα 8 παρουσιάζεται παραστατικά η διαδικασία εκτέλεσης της εργασίας γι' αυτή την περίπτωση [15].
- Όταν η δέσμη της εκτόξευσης συναντά οπλισμούς, χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή έτσι ώστε το υλικό να πάει καλά πίσω από τις ράβδους και να μην δημιουργούνται συσσωματώματα με αυτές. Στο Σχήμα 9 [15] απεικονίζεται η εκτέλεση της εκτόξευσης συγκρίνοντας τον σωστό και τον λανθασμένο τρόπο.



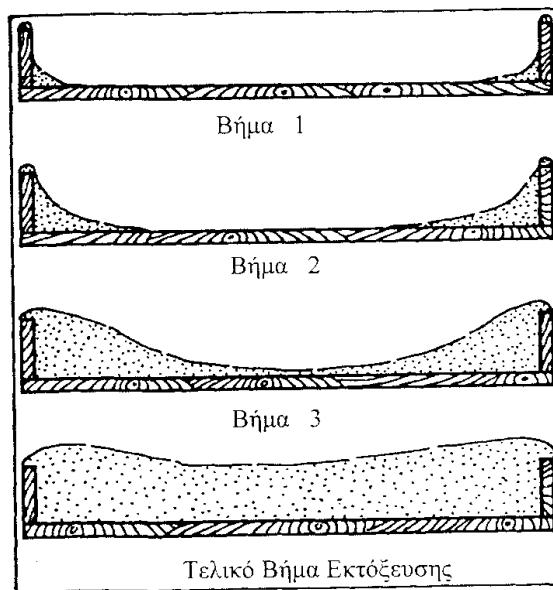
Σχήμα 5 Σωστές θέσεις εκτόξευσης



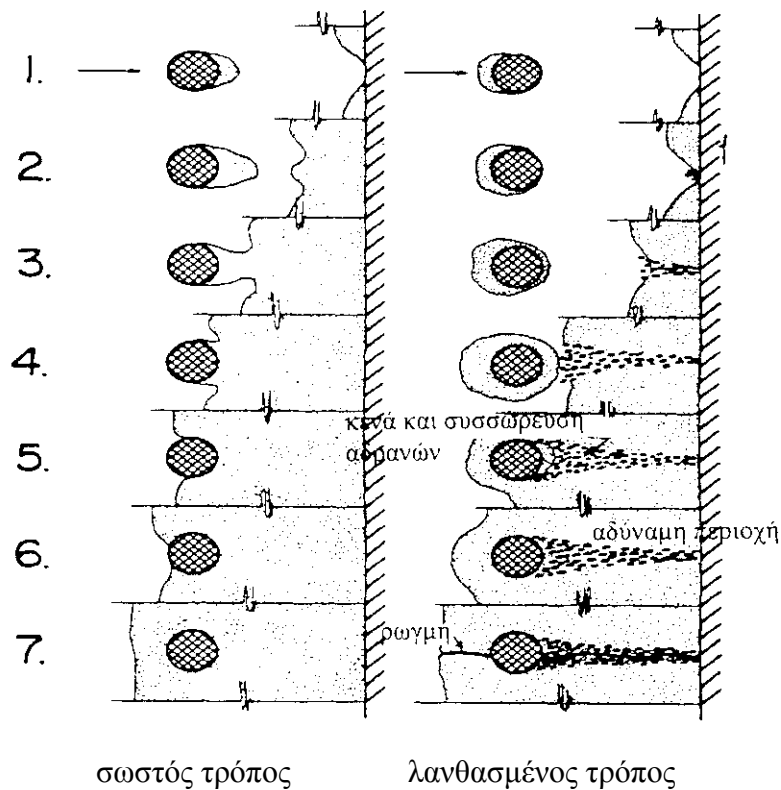
Σχήμα 6 Σχέση ανακλώμενου υλικού και γωνίας πρόσπτωσης



Σχήμα 7 Σωστός τρόπος εκτόξευσης για μεγάλα πάχη



Σχήμα 8 Κατάλληλη διαδικασία εκτόξευσης σε εσωτερικές γωνίες



Σχήμα 9 Εκτόξευση παρουσία οπλισμού

Όπως μπορεί να παρατηρηθεί στο σχήμα, ο λανθασμένος τρόπος εκτόξευσης ξεκινάει όταν το υλικό επικολλάται στην εξωτερική πλευρά του οπλισμού.

- Εν γένει, παρουσία οπλισμού, συνίσταται μικρότερη απόσταση εκτόξευσης, περισσότερο υγρό μίγμα και μικρή απόκλιση της γωνίας πρόσπτωσης από την προβλεπόμενη καθετότητα. Έτσι για οριζόντιες ράβδους η εκτόξευση πρέπει να γίνεται από στάθμη λίγο υψηλότερα από αυτήν της αντίστοιχης ράβδου, ενώ για κατακόρυφες ράβδους λίγο αριστερότερα ή δεξιότερα από την θέση της αντίστοιχης ράβδου. Όταν η δέσμη συναντά δύο στρώσεις οπλισμού τα προβλήματα εντείνονται, και μάλιστα ακόμα περισσότερο όταν οι οπλισμοί είναι πυκνοί. Γι' αυτό συνιστάται όπως οι αποστάσεις των ράβδων της εξωτερικής στρώσης είναι μικρότερες από 12Φ ενώ για τις ράβδους της εσωτερικής στρώσης η απόσταση πρέπει να είναι μικρότερη από 6Φ.
- Ο έλεγχος της ποσότητας του νερού από τον χειριστή απαιτεί ειδική εκπαίδευση και εμπειρία. Εξάλλου η πίεση εκτόξευσης του νερού θα πρέπει να είναι υψηλότερη κατά 100-200 kPa από την πίεση του αέρα.
- 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. Δηλαδή λόγω των δυνάμεων βαρύτητας το υλικό "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 πιθανό πλεονέκτημα για την αντοχή επειδή ο λόγος N/T προκύπτει μειωμένος. Αντίθετα, έχει ως συνέπεια την κατά περιοχές συσσώρευση αδρανών, την αδυναμία 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.

2.4.4 Ανακλώμενο και υπερψεκαζόμενο υλικό

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

Το ανακλώμενο υλικό περιέχει μεγάλο ποσοστό από τα χονδρότερα αδρανή και μειώνεται προοδευτικά όσο αυξάνει το πάχος της στρώσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Είναι υλικό που δεν μπορεί να επαναχρησιμοποιηθεί και επομένως αυξάνει το κόστος παραγωγής του τελικού προϊόντος. Επιπρόσθετα σημειώνεται, ότι το αυξημένο ποσοστό του ανακλώμενου υλικού, όπως και του υπερψεκαζόμενου, δημιουργούν δυσμενείς συνθήκες εργασίας 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.

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 5 παρουσιάζονται τα ποσοστά του ανακλώμενου υλικού για διάφορες θέσεις της επιφάνειας βάσης [15].

Επιφάνεια	Ξηρή Ανάμιξη	Υγρή Ανάμιξη
Δάπεδα	5-15 %	0-5 %
Κεκλιμένοι και κατακόρυφοι τοίχοι	15-25 %	5-10 %
Εργασίες οροφής	25-50 %	10-20 %

Πίνακας 5 Ποσοστό ανακλώμενου υλικού

Το υπερψεκαζόμενο υλικό είναι υλικό που διαχέεται πέρα από την θέση διάστρωσης 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.

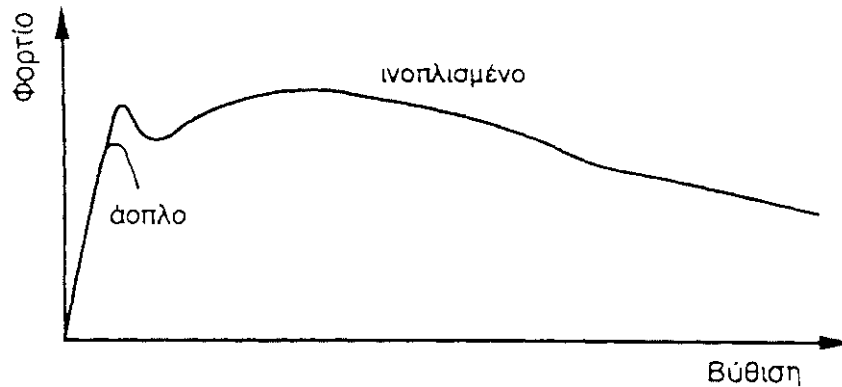
2.4.5 Ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

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 την διάμετρο τους, δεν

πρέπει να ξεπερνάει το 100. Εξάλλου η τυχόν διάβρωση των ιών χάλυβα δεν έχει δυσμενείς επιπτώσεις στην ανθεκτικότητα του υλικού [15].

Εκτός από τον περιορισμό της ρηγματώσης, η προσθήκη των ιών έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της παραμόρφωσης του υλικού κατά την αστοχία και μια μικρή αύξηση της εφελκυστικής αντοχής (Σχ.10).



Σχήμα 10: Επίδραση ιών 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 [15]. Προφανώς η παραπάνω εξαιρετικά θετική συμβολή των ιών στην απορρόφηση ενέργειας πρέπει να αξιολογηθεί ιδιαίτερα στην περίπτωση επεμβάσεων που στοχεύουν στην αντισεισμική ενίσχυση των κατασκευών .

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 ανάμιξη 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 την ρητινοειδή κόλλα. Στην 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 κόλλες 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.

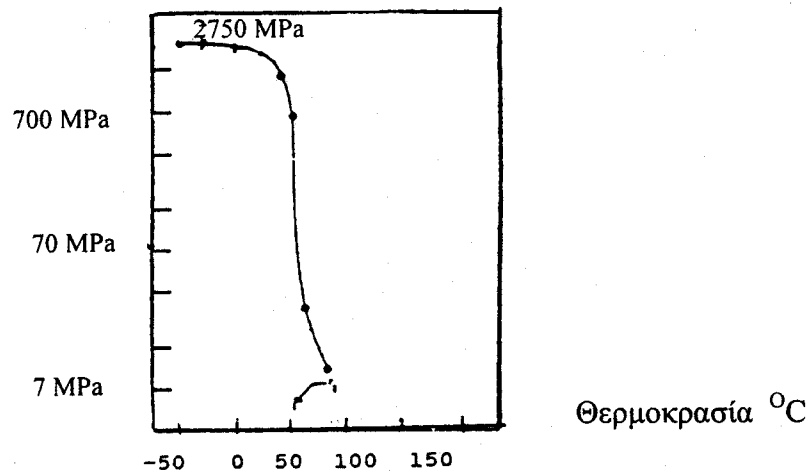
Εξάλλου δεν πρέπει να λησμονούνται τα βασικά προβλήματα, όλων των ρητινοειδών υλικών, που οφείλονται στο γεγονός ότι τα χαρακτηριστικά τους είναι διαφορετικά από αυτά του σκυροδέματος και πολλές φορές καθορίζουν τα όρια εφαρμογής της παραπάνω τεχνικής.

Ως τέτοια μπορούν να επισημανθούν :

- α) Η μικρή αντοχή του υλικού σε υψηλές θερμοκρασίες. Όπως είναι γνωστό από την βιβλιογραφία τα χαρακτηριστικά της κόλλας, αρχίζουν να αλλάζουν και η αντοχή της μειώνεται σε θερμοκρασίες μεγαλύτερες των 50° C [16,18,19,22]. Στο Σχήμα 11 [16], δείχνεται αυτή η επίδραση στο Μέτρο Ελαστικότητας. Τελικά η κόλλα καίγεται σε θερμοκρασίες υψηλότερες από 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.

Μέτρο Ελαστικότητας (MPa)



Σχήμα 11 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 της κόλλας στο τομέα των επισκευών και ενισχύσεων είναι:

- (α) η συγκόλληση νεπού 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 [8]. Επειδή μάλιστα η εφαρμογή της παραπάνω τεχνικής στην πράξη κρύβει πολλά "μυστικά", στην συνέχεια το θέμα αναπτύσσεται εκτενώς.

3.1 Επισκευή ρωγμών με ρητινενέσεις

Με τον όρο ρητινένωση, 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 στον 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 .

3.1.1 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 τον 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 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 .

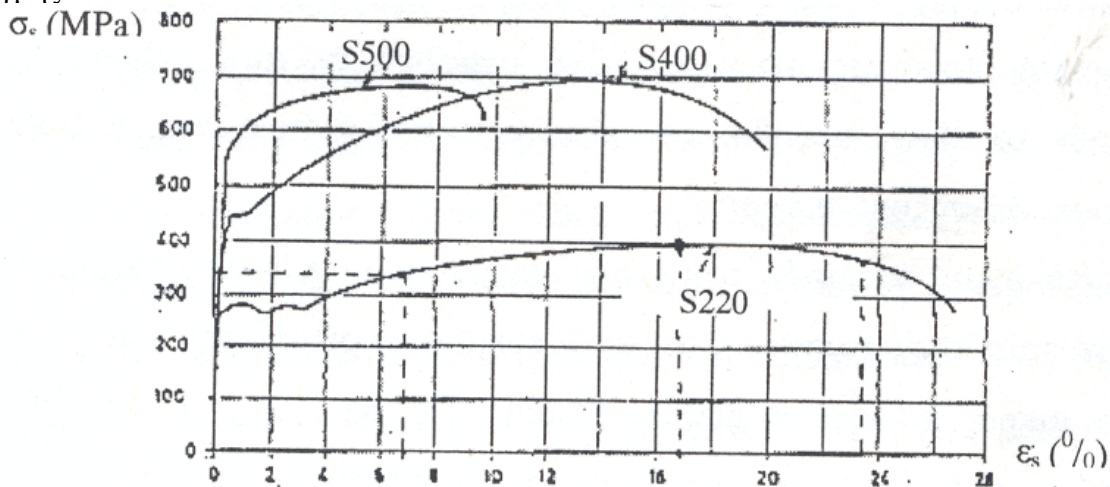
Κάθε παραπέρα ενέργεια, ξεκινάει από την ανάλυση του φορέα, με βάση τα πραγματικά φορτία και τις αντοχές των υλικών (σκυροδέματος και χάλυβα), έτσι "όπως πραγματικά δομήθηκαν" με στόχο τον προσδιορισμό των αιτιών της ρωγμής.

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 τον 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 υπό-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.12) και επομένως, νέες ρωγμές στη γειτονιά της παλιάς ρωγμής.



Σχήμα 12 Διαγράμματα σ_s - ε_s χάλυβων S 220, S 400, S 500

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 6 παρουσιάζονται λεπτομερέστερα τα μέγιστα αποδεκτά όρια εύρους ρωγμών, για διάφορες συνθήκες περιβάλλοντος, έτσι όπως προτείνονται από το [14]

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 6 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.

3.1.2 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 την 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 τον χρόνο . Παρακάτω αναφέρονται μερικά από τα βασικά πλεονεκτήματα της τεχνικής των ρητινενέσεων:

- α) Οι κόλλες 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 κόλλες 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

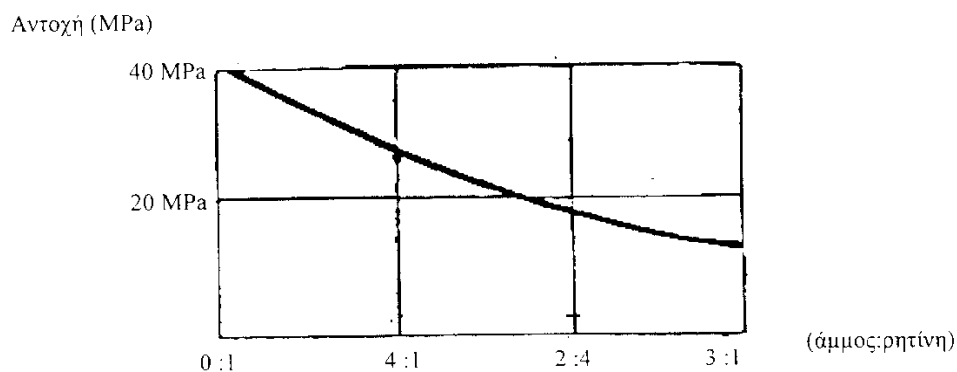
άνοιγμα και κλείσιμο των παρειών, λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών του περιβάλλοντος, είναι πολύ μικρότερο από ότι στην επιφάνεια του στοιχείου.

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 κόλλας στην συμπεριφορά του επισκευασμένου στοιχείου θα πρέπει να επισημανθούν τα εξής: το Μέτρο Ελαστικότητας της κόλλας 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 [6].

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 [9] όπως εξάλλου φαίνεται και στο διάγραμμα του Σχ. 13 [6].



Σχήμα 13 Επίδραση προσθήκης αδρανών στην αντοχή ρητινοκονιαμάτων

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 οπλισμένο

σκυρόδεμα. Στην συνέχεια αναφέρονται τα επιμέρους στάδια εκτέλεσης της επέμβασης, όπως αυτά προτείνονται σε διάφορα εγχειρίδια [1.4] 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 [20], προτείνουν αποφυγή της διάνοιξης των οπών. Ένας ακόμη λόγος που συνηγορεί 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 κόλλας.
- ε) Σφραγίζεται επιφανειακά, η ρωγμή με ρητινόστοκο ταχείας σκλήρυνσης ή άλλο αντίστοιχο υλικό που θα εμποδίσει τη διαφυγή της κόλλας έξω από την 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. " Συνίσταται, 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 [1,4].
- ζ) Εκτελείται η ρητινέωση, αρχίζοντας από το χαμηλότερο επιστόμιο, μέχρις ότου η κόλλα 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 την μέτρηση της πίεσης έγχυσης του μίγματος. Στη δεύτερη διαδικασία, χρησιμοποιούνται μηχανές αυτόματης συνεχούς ανάμιξης με ελεγχόμενη τροφοδοσία. Έτσι επιτυγχάνεται πλήρης εκμετάλλευση του χρόνου εργασιμότητας.

3.1.4 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 αναίρεση της αιτίας που τις προκαλεί, πρέπει αφ' ενός να ληφθούν μέτρα, έτσι ώστε οι μετακινήσεις αυτές να μην προκαλούν βλάβες στο φορέα και αφ' ετέρου 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 κόλλας 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 ημί-παραμορφώσιμες κόλλες. Χρειάζεται βέβαια να τονιστεί ότι εν γένει δεν διατίθενται στην αγορά, κόλλες με μεγάλη παραμορφωσιμότητα και ότι η τεχνική των ρητινένεσεων εφαρμόζεται σχεδόν πάντοτε, σε μη-ενεργές ρωγμές.

Στον Πίνακα 7 [5] 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					
		A 1	A 2	A 3	A 4	A 5	A 6
Θλιπτική αντοχή [MPa]	ASTM D695	68,9	61,1	110	117	85,8	103,4
Χρόνος ** εργασιμότητας [min]	*	60 για 106 5 gr	300 για 106 5 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

Ιδιότητες Χαρακτηριστικά	Μέθοδος Δοκιμής	Συμβατική Ονομασία Υλικού					
		A 1	A 2	A 3	A 4	A 5	A 6
Αντοχή λοξής διάτμησης [MPa]	AASTHO T-237	48,2	*	34,5	*	*	34,5
Μέτρο ελαστικότητας [MPa]	ASTM D695	965	827	1585	1379	1372	2785
Αντοχή σε εφελκυσμό [MPa]	ASTM D638	41,4	34,5	62	27,5 – 41,4	57,2	55,2
Παραμόρφωση θραύσεως [%]	ASTM D638	2,0	2,5	2,5	0,5-1,2	1,5	2
Εφελκυστική αντοχή σε κάμψη [MPa]	ASTM 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							

Ιδιότητες Χαρακτηριστικά	Μέθοδος Δοκιμής	Συμβατική Ονομασία Υλικού				
		B 1	B 2	B 3	B 4	B 5
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 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 7 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 στον χρόνο εργασιμότητας του υλικού, σε συνάρτηση με το είδος της βλάβης και τα διατιθέμενα μέσα.

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.

Στην συνέχεια εξετάζονται αναλυτικά οι παραπάνω παράγοντες.

Η γεωμετρία της ρωγμής, σε συνάρτηση με την γεωμετρία του φορέα είναι καθοριστική για την επιλογή των σημείων έγχυσης της κόλλας. 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 [20]. Επιλέγονται δηλαδή αποστάσεις, ίσες περίπου με το πάχος του στοιχείου. Αυτό στηρίζεται στην υπόθεση, ότι η κόλλα 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 την 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 την διάρκεια της επέμβασης.

Χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή στην 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 κόλλες για τις οποίες η απαιτούμενη εισαγόμενη πίεση ενέματος, είναι μικρή. Οριακά μάλιστα σε περιπτώσεις με σχετικά ευρείς ρωγμές, χωρίς πιθανές αποφράξεις, η κόλλα 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 την συσκευή έγχυσης προσαρμόζεται ένα σύστημα δημιουργίας κενού [20].

Έτσι αποφεύγεται ο εγκλωβισμός αέρα και επομένως όλη η ρωγμή γεμίζει με κόλλα.

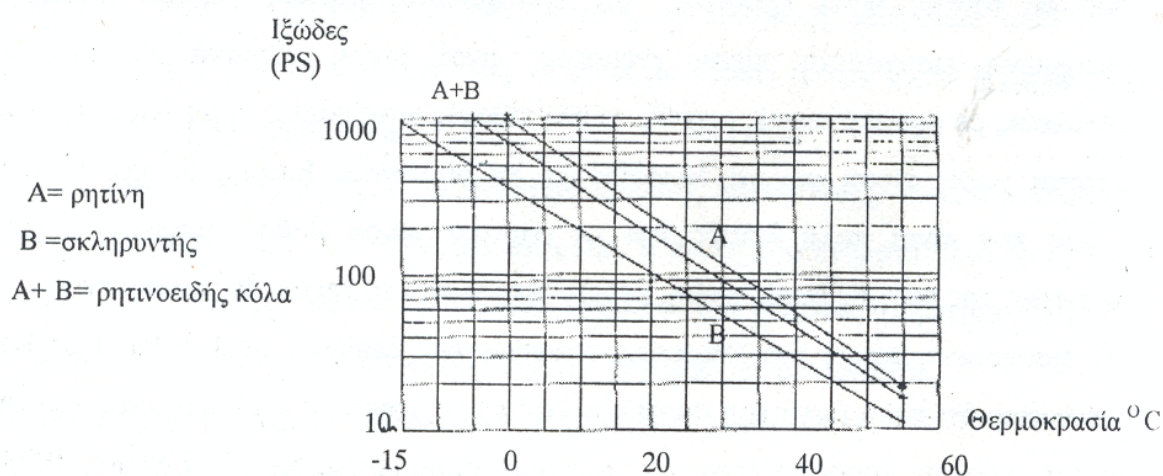
Το σύστημα αυτό είναι ιδιαίτερα απαραίτητο σε "τυφλές" ρωγμές. Το ιξώδες της κόλλας είναι ένας άλλος σοβαρός παράγοντας που επηρεάζει την επιτυχία της επέμβασης.

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 την διάρκεια εκτέλεσης της εργασίας.

Όσο μικρότερο είναι το ιξώδες του υλικού, τόσο μεγαλύτερη είναι η διείσδυση της κόλλας 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 κόλλας 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 [14], 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 8 και το Σχήμα 14, η μείωση του ιξώδους με την αύξηση της θερμοκρασίας είναι ιδιαίτερα σημαντική για κάθε τύπο κόλλας [5].



Σχήμα 14 Επίδραση θερμοκρασίας στο ιξώδες

Συμβατική ονομασία ρητινοειδούς κόλλας	T = 4° C	T = 25° C	T = 37° C
A 3	44	3,5	1,5
A 5	24	4	*
A 6	6	1,4	0,55
A 7	7,5	1,6	*
	T = 5° C	T = 2° C	T = 35° C
B 1	19	4,5	*
B 2	*	2	0,8
B 3	*	2,8	1,1
B 6	45	8,5	*
B 7	*	8	4,5

* δεν διατίθενται στοιχεία

Πίνακας 8 Ιξώδες ενέσιμων ρητινών (σε PS) για διαφορετικές θερμοκρασίες

Ο χρόνος εργασιμότητας, είναι ένα στοιχείο που πάντοτε δίνεται από τον προμηθευτή (βλ. Πιν. 7).

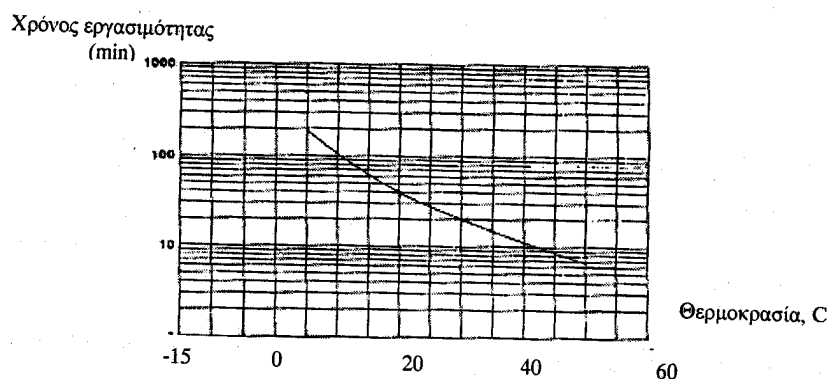
Γενικά μπορεί να λεχθεί ότι για ποσότητες του ενός λίτρου οι εποξειδικές κόλλες έχουν χρόνο εργασιμότητας της τάξεως των 45 min. Ο αντίστοιχος χρόνος στις πολυεστερικές κόλλες είναι της τάξης των 60 min. Αυτός ο χρόνος μπορεί να επιμηκυνθεί αν επιμεριστεί το μίγμα

σε μικρότερες ποσότητες ή αναμιγνύοντας μικρότερες ποσότητες ρητίνης και σκληρυντή. Αντίθετα, σε μεγαλύτερες ποσότητες, ο χρόνος εργασιμότητας γίνεται μικρότερος. Στον Πίνακα 9, παρουσιάζονται ενδεικτικά στοιχεία για δύο τύπους κόλλας, 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
I	50 min	60 min
II	120 min	300 min

Πίνακας 9 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.15). Στον Πίνακα 10 [5] δίνονται ενδεικτικά στοιχεία από μερικά υλικά για τα οποία διατίθενται στοιχεία.



Σχήμα 15 Ενδεικτικό διάγραμμα για την επίδραση της θερμοκρασίας στο χρόνο εργασιμότητας

Συμβατική ονομασία ρητινοειδούς κόλλας	T = 4° C				Ποσότητα μίγματος
	T = 4° C	T = 4° C	T = 4° C	T = 4° C	
A 3	*	*	19 min	8,5 min	60 gr
A 6	210 min	62 min	28 min	12 min	60 gr
B 1	380 min	72 min	25 min	*	200 gr
B 2	*	300 min	80 min	*	200 gr
B 3	*	61 min	35 min	*	200 gr

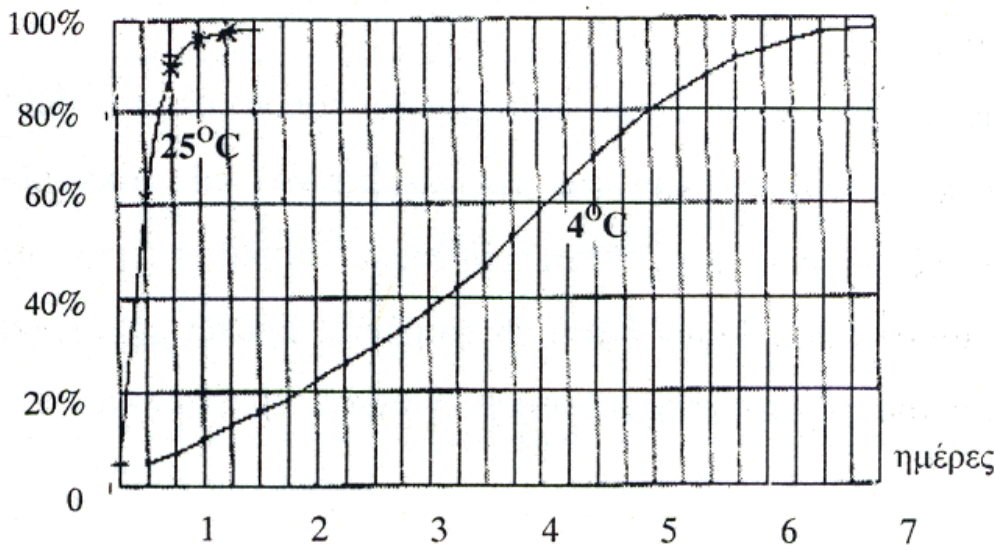
* δεν υπάρχουν στοιχεία

Πίνακας 10 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. 3.16 [5]. Οι καμπύλες αυτές

αφορούν ένα τύπο εποξειδικής κόλλας που έχει εφαρμογή στις χαμηλές θερμοκρασίες, μπορεί όμως να θεωρηθεί ότι εκφράζουν ποιοτικά κάθε τύπο κόλλας.

ποσοστό αντοχής



Σχήμα 16 Ενδεικτικό διάγραμμα για την επίδραση της θερμοκρασίας στο χρόνο απόκτησης αντοχής.

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.

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.

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 την 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 συμπύκνωση.

Τα μεγάλα πλεονεκτήματα αυτών των κονιαμάτων είναι :

α) Οι υψηλές αντοχές που οφείλονται στο χαμηλό υδατοτσιμεντοσυντελεστή. Στον Πίνακα 11 [5] 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 C 16/20 και C25/30.

Ιδιότητες Χαρακτηριστικά	Συμβατική ονομασία υλικού						Κατηγορία σκυροδέματος	
	MA	MB	MC	MD	ME	MF	C 16/20	C 25/30
Θλιπτική αντοχή [MPa]	74	70	75	63	68	42	24	33
Μέτρο ελαστικότητας σε θλίψη [MPa]	25.000	25.000	30.000	*	*	27.500	30.500	*
Παραμόρφωση αστοχίας [‰]	6	6	6	*	*	*	3,7	3,5
Εφελκυστική αντοχή σε κάμψη [MPa]	8,8	8	8,5	8	11,3	6,3	2,1	2,8
Συνάφεια με παλαιό σκυρόδεμα [MPa]	6	6	6,5	*	*	*	1,5	1,5
Συνάφεια με χάλυβα [MPa] Για λείους ράβδους Για ράβδους με ραβδώσεις	3 20	3 20	4 30	*	*	*	*	*

* δεν διατίθενται στοιχεία

Πίνακας 11 Ιδιότητες και χαρακτηριστικά επισκευαστικών κονιαμάτων με βάση το τσιμέντο

β) Η ταχεία ανάπτυξη αντοχής, όπως μπορεί εύκολα να παρατηρηθεί στον Πίνακα 12 .

Θλιπτική αντοχή [MPa]	Συμβατική ονομασία υλικού				
	MA	MB	MC	MD	ME
1 ημέρα	33	26	30	3	16
4 ημέρα	*	40	45	33	38
8 ημέρα	*	5	60	48	48
28 ημέρα	74	70	75	63	68

* δεν διατίθενται στοιχεία

Πίνακας 12 Εξέλιξη της ανάπτυξης της αντοχής επισκευαστικών κονιαμάτων με βάση το τσιμέντο

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.

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 την 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 παρόδου 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.

5 ΕΠΙΚΟΛΛΗΤΑ ΦΥΛΛΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ Η ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ

Η χρήση επικολλητών φύλλων , από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRP), 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 πράγματι πλεονεκτήματα) η χρήση φύλλων από ινοπλισμένα πολυμερή.

Στην συνέχεια αναπτύσσονται και σχολιάζονται συγκριτικά και οι δύο τεχνικές.

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 κόλλα, 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 υποστρωμάτων με τη τεχνική της περίσφιγξης.

Τα τελευταία 30 χρόνια η τεχνική εφαρμόστηκε ευρύτατα σε περιπτώσεις ενίσχυσης του εφελκυσμένου πέλματος καταστροφικών γεφυρών. Οι πρώτες εφαρμογές έγιναν στην 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 πλάσσιμη 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 στην 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 κόλλας εάν κριθεί ότι είναι ιδιαίτερα πορώδης ή υπάρχουν μικρορηγματώσεις.
5. Η επιφάνεια αναμονής επαλείφεται με εποξειδική κόλλα 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 στην 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 .

Στην συνέχεια αναπτύσσεται η εφαρμογή της παραπάνω τεχνικής.

5.2 ΦΥΛΛΑ ΑΠΟ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ (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 [2]. 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 υποστρωμάτων με μανδύα και οι ενισχύσεις κόμβων δοκών-υποστρωμάτων. 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.

Τα ινοπλισμένα πολυμερή είναι στην πραγματικότητα σύνθετα υλικά που αποτελούνται από ίνες υψηλής εφελκυστικής αντοχής εμποτισμένες με θερμοσκληρυνόμενη κόλλα, της οποίας τα χαρακτηριστικά δεν είναι ευαίσθητα σε θερμοκρασίες κάτω των 80° C. Οι συνήθεις τύποι ινών είναι από γυαλί ή αραμίδη (που συχνά αναφέρεται ως κέβλαρ) ή από άνθρακα με πολύ μικρή διάμετρο της τάξης των 5-25 μm. Στον Πίνακα 13 [11] δίνονται τυπικά χαρακτηριστικά των ινών, σε σύγκριση με τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά του χάλυβα. Η διαδικασία επικόλλησης των ινοπλισμένων φύλλων πολυμερών συνήθως συνιστάται από τους προμηθευτές. Πάντως μια τυπική διαδικασία εφαρμογής της τεχνικής μπορεί να είναι η εξής:

Ίνες	Ποκνότητα [Kg/m ³ X 10 ³]	Μέτρο Ελαστικότητας [GPa]	Λόγος Poisson	Εφελκυστική αντοχή [MPa]	Παραμόρφωση αστοχίας [%]
Ανθρακα					
Υψηλού E	1,90	380	0,35	1800	0,5
Υψηλής f _t	1,90	230	0,35	2600	1,2
Γυαγιού					
Γυαλί E	2,54	72-75	0,25	3500	4,8
Γυαλί AR	2,27	70-76	0,25	2000-3500	3-4,6
Αραμίδιο					
Κέβλαρ 29	1,44	70	0,32	2900	4
Κέβλαρ 49	1,45	135	0,32	2900	2,1
Χάλυβας	7,86	200	0,28	400-1700	10

Πίνακας 13 Τυπικές ιδιότητες ινών

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 κόλλας 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 την 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 κόλλα 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 κόλλας.
9. Αν προβλέπεται η τοποθέτηση περισσότερων του ενός φύλλου, η διαδικασία επαναλαμβάνεται, προετοιμάζοντας με ανάλογο τρόπο την εξωτερική επιφάνεια του προηγούμενου ελάσματος.
10. Τελικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα "πεταχτό" 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 περιεκτικότητα τους σε ίνες. Ειδικά για το Μέτρο Ελαστικότητας, η σχέση που ισχύει για σύνθετα υλικά με συνεχείς ίνες μιας διεύθυνσης είναι η εξής [11]:

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

όπου:

E_{FRP} , E_r , E_f είναι τα Μέτρα Ελαστικότητας του σύνθετου υλικού, της κόλλας και των ινών αντίστοιχα.

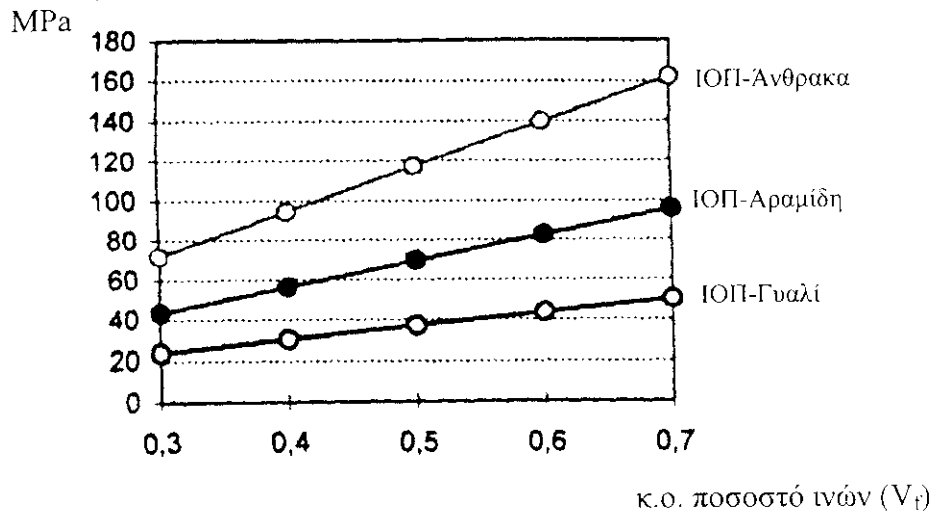
V_r , V_f είναι τα κ.ο. ποσοστά κόλλας και ινών .

Προφανώς ισχύει $V_r + V_f = 1$

Εξάλλου, επειδή $E_f \gg E_r$ μπορεί να θεωρηθεί προσεγγιστικά $E_{FRP} = V_f \cdot E_f$

Στο Σχήμα 17 αναπαριστάται γραφικά η παραπάνω σχέση για τους τρεις τύπους ινών .

Μέτρο Ελαστικότητας (E_{FRP})



Σχήμα 17 Εξάρτηση Μέτρου Ελαστικότητας από το ποσοστό των ινών .

Η εφελκυστική αντοχή των σύνθετων υλικών είναι 3-4 φορές μεγαλύτερη από αυτή του κοινού χάλυβα S500, και για βραχυχρόνια φόρτιση κυμαίνεται σε 1500-2500 MPa.

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 για μακροχρόνια φόρτιση η εφελκυστική αντοχή μπορεί να μειωθεί σημαντικά. Για υλικά με ίνες γυαλιού η αντοχή μειώνεται μέχρι και το 40-60 % της αρχικής τιμής, ενώ για υλικά με ίνες αραμιδίου ή άνθρακα μέχρι το 50-65% και 75-95% αντίστοιχα.

Στον Πίνακα 14 παρουσιάζονται τυπικές τιμές για το Μέτρο Ελαστικότητας και τη παραμόρφωση αστοχίας των σύνθετων υλικών [11].

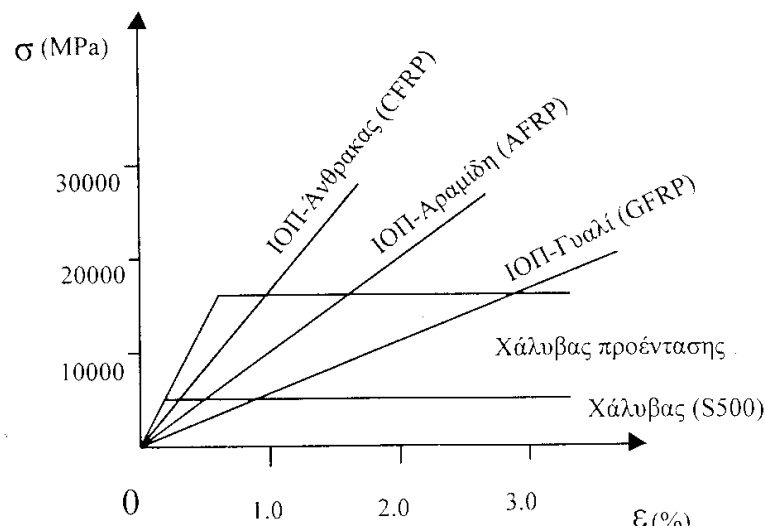
Στο Σχήμα 18 παρουσιάζονται τυπικές καμπύλες τάσεων-παραμορφώσεων για σύνθετα υλικά μαζί με την αντίστοιχη καμπύλη για χάλυβα. Όπως μπορεί εύκολα να παρατηρηθεί, τα σύνθετα υλικά συμπεριφέρονται πλήρως ελαστικά, μέχρι την αστοχία τους. Η παντελής έλλειψη πλάστιμης συμπεριφοράς, που συνεπάγεται και αδυναμία απορρόφησης ενέργειας από το υλικό, αποτελεί ένα από τα βασικά μειονεκτήματα των σύνθετων υλικών .Ομως 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 την μορφή κλειστού μανδύα σε υποστυλώματα, η αύξηση της πλαστιμότητας αποτελεί την κύρια επιδίωξη 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.

Υλικό	Μέτρο Ελαστικότητας [GPa]	Παραμόρφωση αστοχίας [%]
Σύνθετο υλικό με ίνες γυαλιού (GFRP)	50	3 %
Σύνθετο υλικό με ίνες αραμιδίου (AFRP)	65 –120	2-3 %
Σύνθετο υλικό με ίνες άνθρακα (CFRP)	35 –190	1-1,5 %
Χάλυβας	200	10 %

Πίνακας 14 Τυπικές τιμές Μέτρου ελαστικότητας και παραμορφώσεως αστοχίας συνθέτων υλικών και χάλυβα



Σχήμα 18 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 κόλλα καίγεται σε θερμοκρασίες υψηλότερες από 250° C.
- (β) Η ευαισθησία τους σε περιβαλλοντικές δράσεις όπως η υπεριώδης ακτινοβολία, η υγρασία, οι αυξομειώσεις της θερμοκρασίας και η δράση χημικών. Σε γενικές γραμμές η παραπάνω ευαισθησία εξαρτάται από τον τύπο των ινών του υλικού. Έτσι για παράδειγμα η υπεριώδης ακτινοβολία επιδρά ιδιαίτερα στα υλικά με ίνες αραμιδίη ενώ η δράση αλκαλίων είναι περισσότερο έντονη σε υλικά με ίνες γυαλιού. Πάντως τα υλικά με ίνες άνθρακα, θεωρούνται περισσότερο ανθεκτικά, ενώ τα υλικά με ίνες γυαλιού είναι τα λιγότερο ανθεκτικά και τα υλικά με ίνες αραμιδίη βρίσκονται ενδιάμεσα.

Στον Πίνακα 15 παρουσιάζεται μια ποιοτική αξιολόγηση των χαρακτηριστικών σύνθετων υλικών. Για λόγους σύγκρισης έχουν βαθμολογηθεί σε μία κλίμακα με άριστα το 10 [11].

Χαρακτηριστικό	ΙΟΠ - Ανθρακας	ΙΟΠ - Αραμίδη	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
Ανθεκτικότητα σε διάρκεια	6	4	2
Πυκνότητα	4	6	2
Κόστος	6	6	9

Πίνακας 15 Ποιοτική αξιολόγηση ινοπλισμένων πολυμερών

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.

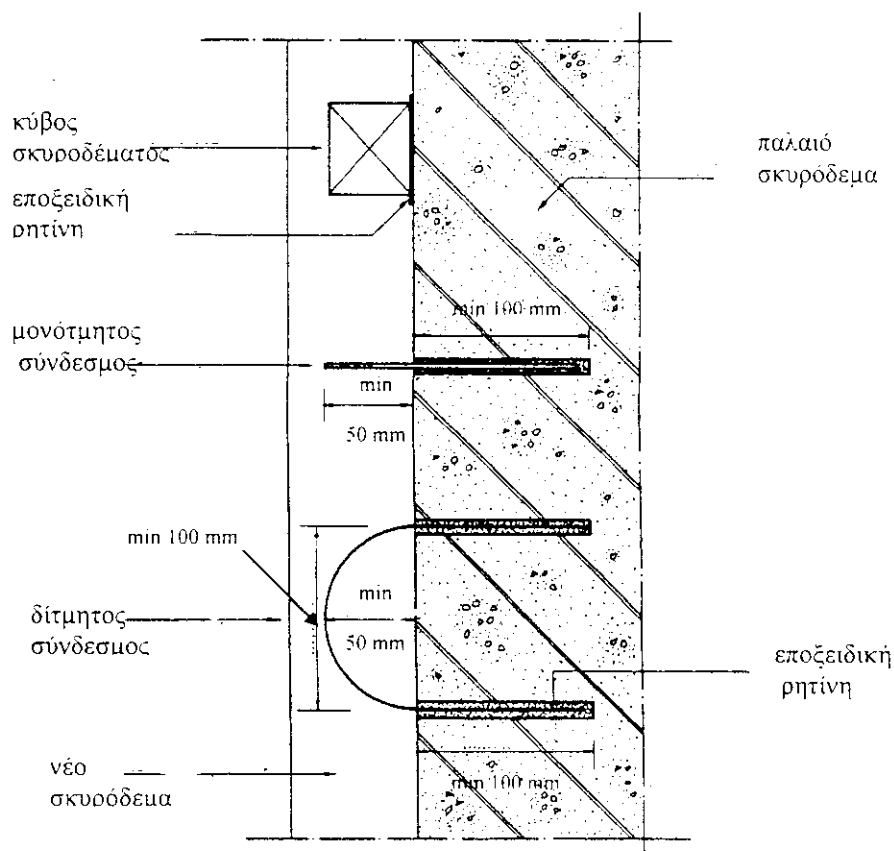
Στην πράξη, διατίθενται ένα πλήθος από βιομηχανοποιημένους συνδέσμους που αγκυρώνονται στα στοιχεία σκυροδέματος με χημικό ή μηχανικό τρόπο. Επίσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν και τμήματα ράβδων οπλισμού ή δομικού χάλυβα που πακτώνονται με χημικό τρόπο σε τρύπες που διανοίγονται στα υφιστάμενα στοιχεία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

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

- (α) Η διάμετρος της οπής της τρύπας γίνεται 2-6 mm μεγαλύτερη από την διάμετρο του συνδέσμου για να υπάρξει ο απαραίτητος χώρος για την κόλλα.
- (β) Όπως έχει προκύψει πειραματικά [21], 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 συρματόβουρτσα.
- (γ) Γενικά προτιμώνται κόλλες με μικρό ιξώδες (μεγάλη ρευστότητα).
- (δ) Για οριζόντιες αγκυρώσεις, ο άξονας της τρύπας είναι ελαφρώς κεκλιμένος για να μην χάνεται η κόλλα έξω από την τρύπα.
- (ε) Για κατακόρυφες αγκυρώσεις οροφής χρησιμοποιούνται ειδικές κάψουλες κόλλας που τοποθετούνται με κατάλληλο εξοπλισμό.
- (στ) Επαρκής ποσότητα κόλλας θα πρέπει να τοποθετηθεί στην τρύπα πριν την είσοδο του συνδέσμου, έτσι ώστε στην τελική φάση η κόλλα 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 κόλλα ή ρητινοστοκο σε μήκος όσο απαιτείται για την αγκύρωση του, και στην συνέχεια τοποθετείται στην θέση του. Η τεχνική αυτή είναι άκρως επικίνδυνη και απαγορεύεται επειδή έτσι η κόλλα δεν μπορεί να γεμίσει πλήρως το κενό μεταξύ συνδέσμου και τοιχωμάτων της τρύπας.

Εναλλακτικά, όταν στο έργο εφαρμόζεται η τεχνική των ρητινενέσεων (για την επισκευή ρωγμών) αυτή μπορεί να επεκταθεί και στην χημική πάκτωση των συνδέσμων .Κάθε τρύπα σφραγίζεται εξωτερικά με ρητινόστοκο και η κόλλα εισπίζεται 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.

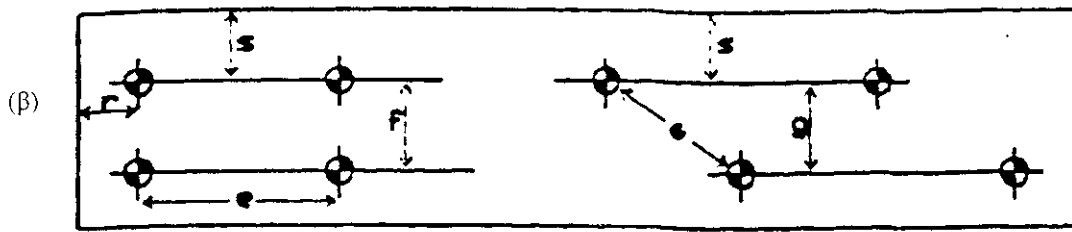
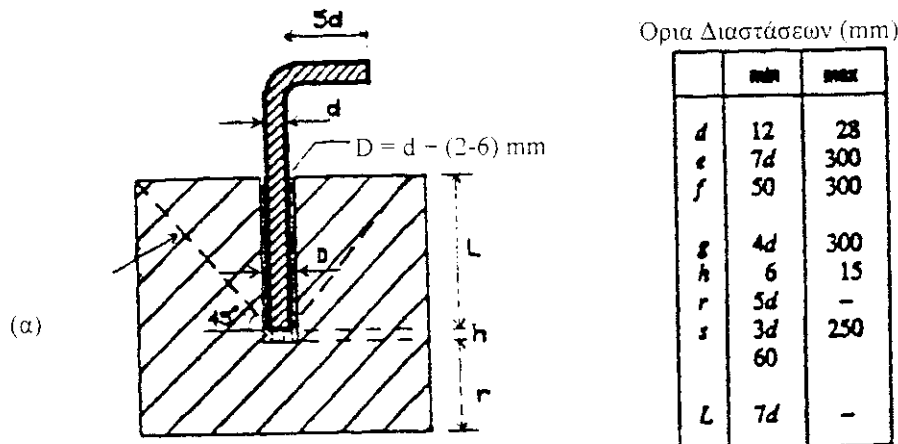
Τέλος επισημαίνεται ότι σε κάθε περίπτωση που χρησιμοποιούνται βιομηχανοποιημένοι σύνδεσμοι θα πρέπει να ακολουθούνται πιστά οι οδηγίες των προμηθευτών. Στις ενισχύσεις των κατασκευών η χρήση διατμητικών συνδέσμων αποτελεί την πλέον διαδεδομένη διαδικασία ανάληψης τέμνουσας στις διεπιφάνειες παλαιού νέου στοιχείου. Στο Σχήμα 19 παρουσιάζονται τρεις τύποι διατμητικών συνδέσμων που χρησιμοποιούνται στις διεπιφάνειες παλαιού και νέου σκυροδέματος [17].



Σχήμα 19 Προτεινόμενοι τρόποι διατμητικής σύνδεσης

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 κόλλα στην επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος. Προφανώς αν από την 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 20 παρουσιάζεται μια τυπική μορφή των βλήτρων αυτού του τύπου. Στο ίδιο

σχήμα παρουσιάζονται κατασκευαστικές διατάξεις σύμφωνα με πρακτικές συστάσεις που έχουν προταθεί στην βιβλιογραφία για συνήθεις εφαρμογές της πράξης [23].



Σχήμα 20 α) Τυπική μορφή μονόμητου βλήτρου μορφής Γ
β) Τυπικές διατάξεις μονόμητων βλήτρων

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 οπλισμένο σκυρόδεμα.

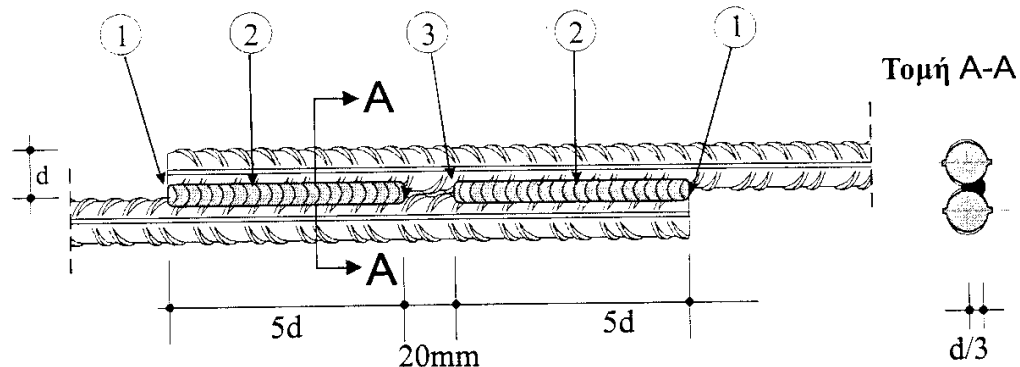
Οι αγκυρώσεις ράβδων οπλισμού σε σκληρυμένο σκυρόδεμα γίνονται με χημικό τρόπο, χρησιμοποιώντας κάποια εποξειδική κόλλα. Η όλη διαδικασία εκτέλεσης της εργασίας είναι ίδια ακριβώς με αυτή που αναπτύχθηκε, στην προηγούμενη ενότητα, για μεταλλικούς συνδέσμους, και δεν θα επαναληφθεί.

Για τις συγκολλήσεις παλαιών και νέων ράβδων οπλισμού εφαρμόζονται πιστά οι διατάξεις περί συγκολλήσεων του Κανονισμού Τεχνολογίας Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος [13].

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 στον χάλυβα τύπου St III (σήμερα S 400) όπου η περιεκτικότητα σε άνθρακα ξεπερνά το 0.30%. Παρόλα αυτά ο χάλυβας St III (S 400) 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

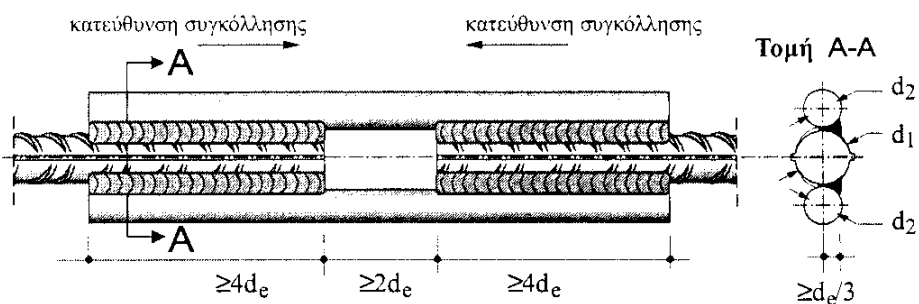
που περιγράφονται στον Κανονισμό Χαλύβων [13]. Η πλέον ενδεδειγμένη διαδικασία συγκόλλησης είναι η ηλεκτροσυγκόλληση. Η οξυγονοκόλληση φαίνεται να είναι ιδιαίτερα προβληματική και πρέπει να αποφεύγεται.

Εφόσον οι ράβδοι μπορούν να παρατεθούν σε επαφή, η ηλεκτροσυγκόλληση γίνεται από την μία μόνο πλευρά, με δύο ραφές συγκόλλησης μήκους $5d_b$ όπως φαίνεται στο Σχήμα 21. 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.



Σχήμα 21 Συγκόλληση κατά παράθεση

Οι μετωπικές ηλεκτροσυγκολλήσεις (άκρο με άκρο) ή όπως συχνά αναφέρονται «κατά κεφαλή», δεν επιτρέπονται [13,10]. Αντ' αυτών, για ηλεκτροσυγκολλήσεις ράβδων με μηδενική εκκεντρότητα μπορεί να επιλεγεί η λύση της συγκόλλησης με λωρίδες, όπου χρησιμοποιούνται δύο τμήματα ράβδων μήκους τουλάχιστον $10 d_b$ το καθένα, τα οποία τοποθετούνται συμμετρικά εκατέρωθεν των ράβδων και ηλεκτροσυγκολλούνται στα άκρα σε μήκος τουλάχιστον $4d_b$ όπως φαίνεται στο Σχήμα 22.



Σχήμα 22 Συγκόλληση με λωρίδες

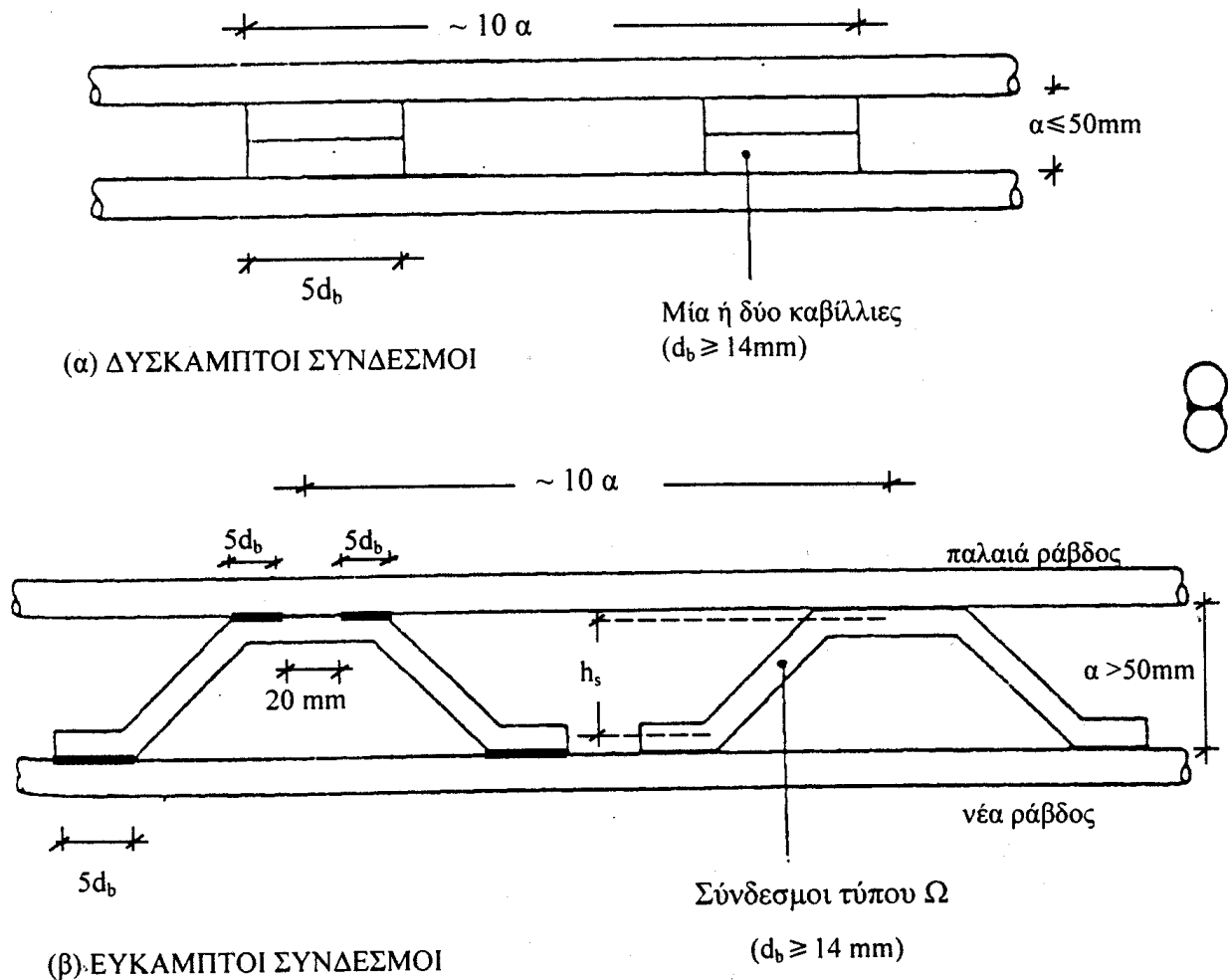
Και σ' αυτήν την περίπτωση οι ραφές των συγκολλήσεων γίνονται μόνο από την μία πλευρά και ξεκινούν από τα εξωτερικά σημεία (σημεία 1 στο Σχήμα 21) και προχωρούν προς το εσωτερικό (σημεία 3 στο σχήμα 21), αφήνοντας ένα κενό ίσο περίπου με $2d_b$.

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 [13] 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 σε 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, ή 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 23: (α) οι «δύσκαμπτοι» σύνδεσμοι και (β) οι «εύκαμπτοι» σύνδεσμοι [17]. Σε κάθε περίπτωση η διατομή των συνδέσμων δεν πρέπει να υπολείπεται της μικρότερης διατομής των συγκολλούμενων ράβδων. Στο Σχήμα 23, d_b είναι η μικρότερη από τις διαμέτρους των ράβδων.



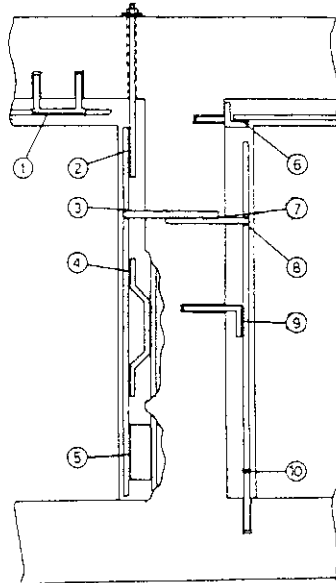
Σχήμα 23 Σύνδεσμοι παλαιών-νέων ράβδων οπλισμού
α) Δύσκαμπτοι σύνδεσμοι, β) Εύκαμπτοι σύνδεσμοι

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 ανάλογο προς το υπάρχον κενό. Εάν το κενό δεν μπορεί να καλυφθεί από την διάμετρο μιας ράβδου, μπορούν να ηλεκτροσυγκολληθούν σε σειρά δύο τμήματα ράβδων. Η τελευταία περίπτωση απεικονίζεται στο Σχήμα 23α

Όταν η απόσταση είναι μεγαλύτερη από 50 mm, χρησιμοποιούνται οι «εύκαμπτοι» σύνδεσμοι, με μορφή Z ή Ω. Στο Σχήμα 23β 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. § 5.4.1.2.2).

Στο Σχήμα 24 απεικονίζονται διάφοροι τύποι συγκολλήσεων που είναι πιθανόν να χρησιμοποιηθούν στις επεμβάσεις [23]. Ο τρόπος εκτέλεσης των συγκολλήσεων αυτών ποικίλει ανάλογα με τη θέση που βρίσκονται τα προς συγκόλληση τμήματα. Αυτό επηρεάζει την ικανότητα διείσδυσης της «πάστας» του ηλεκτροδίου και ως εκ τούτου και την πρόσφυση της συγκόλλησης στο μέταλλο.



Σχήμα 24 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 διείσδυση 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 διείσδυση 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 [10] 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) Μικρή προθέρμανση των προς συγκόλληση οπλισμών 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 ειδικευση.

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

- (α) Ηλεκτροσυγκόλληση ράβδων οπλισμού μπορεί να γίνει ακόμα και στην περίπτωση που οι παλαιές ράβδοι οπλισμού είναι οξειδωμένες. Προϋποτίθεται βέβαια ότι απομακρύνεται προηγουμένως επιμελώς η σκουριά και η ηλεκτροσυγκόλληση γίνεται πάνω στο υγιές τμήμα των ράβδων .
- (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.

Γενικά για συγκολλήσεις ισχύει ο Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλύβων [13].

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Α.Π.Θ., (1987) "Επισκευή Ζημιών από Σεισμό σε Κτίρια-Οδηγίες", Θεσσαλονίκη.
2. Δέμης Σ., Πηλακούτας Κ., Δρίτσος Σ., Τριανταφύλλου Θ., (1999) "Ανθεκτικότητα Ινοπλισμένων Πολυμερών στο Σκυρόδεμα", Πρακτικά 13^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου, Ρέθυμνο.
3. Δρίτσος Σ., (1994) "Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο σκυρόδεμα", Εκδόσεις Παν .Πατρών , Πάτρα.
4. Ε.Μ.Π., (1978) "Συστάσεις για τις Επισκευές Κτιρίων Βλαμμένων από Σεισμό", Αθήνα.
5. (Ε.Π.Ρ.Κ.), (1994) Εταιρείες Παραγωγής Ρητινών και Κονιαμάτων "Φύλλα Πληροφοριών".
6. Ζαβλιάρης Κ., (1983) "Επισκευές Φερουσών Κατασκευών Σκυροδέματος με τις Τεχνικές των Ενέσεων Εποξειδικών Ρητινών και του Εκτοξευόμενου Σκυροδέματος".
7. Δελ.Συλ.Πολιτ.Μηχανικών, Νο 152.
8. Καρέλα Ν., Αναστασοπούλου Θ., (1998) "Κόστος Επισκευών στην Πόλη του Αιγίου, μετά τον Σεισμό της 15/6/95", Διπλωματική Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Παν . Πατρών , Πάτρα.
9. 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.
10. Τζωρτζάκης Ι., Λαμπίρης Γ., Δρίτσος Σ., (1990) "Προβλήματα στις Συγκολλήσεις Οπλισμού για την Επισκευή και Ενίσχυση των Κατασκευών", Πρακτικά 9^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Καλαμάτα.
11. Τριανταφύλλου Θ., (1998) "Προηγμένες Τεχνολογίες Υλικών και Κατασκευών", Εκδόσεις Παν.Πατρών, Πάτρα.
12. ΥΠΕΧΩΔΕ, (1997) Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων "Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος-97" Υπ.Απόφ. Δ14/19164, 28-3-1997, ΦΕΚ 315B/17-4-1997.
13. ΥΠΕΧΩΔΕ, (2000) Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων "Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος", ΦΕΚ 381/B/24-3-2000 και Εν.Δελτ.ΤΕΕ τεύχ.2100, Αθήνα.
14. 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 .
15. ACI Committee 506, (1990) "Guide to Shotcrete", ACI 506R-85, ACI Manual of Concrete Practice, Part 5.
16. ACI Committee 503, (1992) "Guide for the Selection of Polymer Adhesives with Concrete", ACI Materials Journal, Vol.89(1).
17. CEB Bulletin No 162, (1983) "Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading", Paris.
18. Dritsos S., Plakoutas K., (1992) "Temperature Effects on the Bond of Resin Anchored Reinforcement", Proc. of International Conference: Bond in Concrete, Riga, Latvia.
19. Dritsos S., Pilakoutas K., (1994) "Strengthening Existing RC Structures by Additional Reinforcement", Proc. of International Conference on Rehabilitation, Renovation and Repairs of Structures, Visakhapatnam, India.
20. Edwards S., (1993) "Crack Injection, The most Appropriate Repair Technique", Proc. of 5th International Conference on Structural Faults and Repair, Edinburg.
21. 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.

22. 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.
23. Tezcan S., Ikizogullari S., (1998) "Stresses Along the Periphery of Infilled Shear Walls in Retrofitted Frames", Proc. of 2nd Japan- Turkey Workshop on Earthquake Engineering, Istanbul.

