

**Α.Τ.Ε.Ι ΠΑΤΡΩΝ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ**

**ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΘΕΜΑ: ΟΙ ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ ΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ**



**ΕΙΣΗΓΗΤΗΣ: Δρ. ΚΑΘΡΕΠΤΑΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ
ΣΠΟΥΔΑΣΤΡΙΑ: ΑΘΑΝΑΣΙΟΥ ΚΑΝΤΙΩ
Α.Μ: 3427**

ΠΑΤΡΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2007

ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	5
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	5
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ^ο	9
ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ.....	9
1.1 Εισαγωγή	9
1.2 Είδη Φυσικών Καταστροφών	9
1.3 Σεισμός.....	11
1.4 Πού Γεννιέται ο Σεισμός;	12
1.5 Πώς Μετράμε τους Σεισμούς;.....	17
1.5.1 Μακροσεισμική Κλίμακα Mercalli-Sieberg	19
1.6 Ένταση Σεισμού - Ισόσειστες Καμπύλες	20
1.7 Οι Σεισμοί στην Ελλάδα.....	21
1.8 Μακροσεισμικά Αποτελέσματα Σεισμών	23
1.9 Εδαφικές Κατολισθήσεις.....	26
1.9.1 Υψομετρικές Μεταβολές	28
1.10 Αποτελέσματα των Σεισμών στο Νερό Ξηράς.....	29
1.10.1 Θαλάσσιοι Σεισμοί.....	30
1.10.2 Αποτελέσματα Σεισμών στη Θάλασσα	30
1.10.3 Αίτια Γένεσης των Κυμάτων Τσουνάμι.....	31
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ^ο	34
Η ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ ΣΤΑ ΚΤΙΡΙΑ ΚΑΙ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ.....	34
2.1 Εισαγωγή	34
2.2 Διάκριση σεισμικών βλαβών.....	34
2.3 Εκτίμηση Μακροσεισμικών Αποτελεσμάτων	36
2.4 Η Συμπεριφορά των Κατασκευών	36
2.4.1 Αστοχία Αγκύρωσης Διαμήκων Οπλισμών.....	38
2.4.2 Διατμητικές Αστοχίες	39
2.5 ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΔΙΑΣΠΑΣΗΣ ΑΠΟ ΣΥΝΑΦΕΙΑ.....	45
2.5.1 Αστοχίες Κόμβων	46
2.5.2 Άλλες Περιπτώσεις Αστοχιών	47
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ^ο	49
ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΣΗ - ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΚΑΙ ΑΠΟΦΟΡΤΙΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΠΟΥ ΕΧΟΥΝ ΥΠΟΣΤΕΙ ΒΛΑΒΗ ΑΠΟ ΣΕΙΣΜΟ.....	49
3.1 Εισαγωγή	49

3.2 Σύλληψη του Προβλήματος.....	49
3.2.1 Υλικά-Τρόποι Υποστήλωσης.....	50
3.3 Σχόλια επί των Μεθόδων – Υπολογιστικές Συστάσεις.....	52
3.3.1 Υποσύλωση με Μεταλλικούς Στύλους ή Βιομηχανικά Ικριώματα	54
3.3.2 Υποστήλωση με Σιδηρές Διατομές	55
3.4 Τρόποι Αντιστήριξης-Υλικά.....	56
3.5 Σχόλια επί των Μεθόδων – Υπολογιστικές Συστάσεις.....	58
3.5.1 Λοξή Αντιστήριξη.....	58
3.5.2 Αντιστήριξη με Διαγώνιους Συνδέσμους.....	59
3.5.3 Αντιστήριξη με Εσωτερικές Αγκυρώσεις ή με Ελκυστήρες (Δακτυλίου) – Ιπτάμενη Αντιστήριξη	60
3.5.4 Συνδυασμός Υποστήλωσης-Αντιστήριξης	60
3.6 Ειδική Μέθοδος Αντιστήριξης Κατασκευών από Τοιχοποιία.....	60
3.7 Οριζόντιες Κατακόρυφες Αντηρίδες σε Τοιχοποιία	62
3.8 Βασικές Απαιτήσεις Προσωρινών Αντιστηρίξεων-Υποστηλώσεων	62
3.9 Στοιχεία Αποφόρτισης Μελών Κατασκευών που έχουν υποστεί βλάβη από Σεισμό.....	64
3.9.1 Εκτίμηση Μηχανικών Χαρακτηριστικών της Κατασκευής	64
3.10 Επιρροή Υποστήλωσης στο Φαινόμενο της Ανακατανομής.....	65
3.11 Σύλληψη Προβλήματος-Στοιχεία Αποφόρτισης	65
3.12 Αποτελέσματα Πειράματος.....	66
3.13 Σχόλια επί των Αποτελεσμάτων-Συστάσεις.....	67
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ^ο	69
ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ.....	69
4.1 Εισαγωγή	69
4.2 Τεχνικές Προσθήκης Τοιχωμάτων	69
4.3 Πειραματική Έρευνα της Μεθόδου	70
4.4 Πλεονεκτήματα της Μεθόδου.....	72
4.5 Μειονεκτήματα της Μεθόδου	73
4.6 Σχεδιασμός Τοιχωμάτων	74
4.7 Θεμελίωση.....	78

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5ο.....	81
ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΑΓΩΝΙΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΕΚΚΡΕΜΟΥΣ ΤΡΙΒΗΣ ΣΕ ΣΧΕΣΗ ΜΕ ΑΛΛΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ.....	81
5.1 Εισαγωγή.....	81
5.2 Θεωρητικό Υπόβαθρο.....	83
5.3 Τύποι Διατάξεων Σεισμικής Μόνωσης και Τεχνικά Χαρακτηριστικά αυτών.....	85
5.3.1 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα.....	85
5.3.2 Συστήματα ολίσθησης- Εκκρεμές Τριβής.....	88
5.4 Σημαντικές Παράμετροι που πρέπει να Λαμβάνονται κατά το Σχεδιασμό.....	91
5.5 Δύο Σημαντικές Εφαρμογές του Συστήματος για Σεισμική Ενίσχυση Υπαρχόντων Κτιρίων.....	95
5.5.1 Ιστορικό Κτίριο του Εφετείου Του San Francisco.....	95
5.5.2 Εκτίμηση Υπάρχοντος Κτιρίου.....	96
5.5.3 Επιλογή Θέσης του Μονωτή.....	98
5.5.4 Επιλογή Συστήματος Μόνωσης.....	99
5.5.5 Τοποθέτηση των Εκκρεμών Τριβής.....	100
5.6 Σύγχρονο Κτίριο Τερματικού Σταθμού Διεθνούς Αερολιμένα Κωνσταντινουπόλεως Κ. Ataturk.....	101
5.6.1 Περιγραφή του Κτιρίου.....	101
5.6.2 Σεισμική Αποτίμηση του Κτιρίου.....	102
5.6.3 Επιλογή Τρόπου Παρέμβασης στο Υπάρχον Κτίριο.....	102
5.6.4 Επεμβάσεις Ενίσχυσης.....	103
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6ο.....	106
ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ.....	106
6.1 Εισαγωγή.....	106
6.2 Μέτρηση της Πλαστιμότητας.....	106
6.3 Η Σπουδαιότητα της Πλαστιμότητας.....	107
6.4 Ιδιότητες & Πλαστιμότητα Υλικών.....	111
6.4.1 Άοπλο Σκυρόδεμα.....	111
6.4.2 Χάλυβας Όπλισης.....	113

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 ^ο	114
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	114
7.1 Μέτρα κατά του Σεισμού.....	114
7.2 Τεχνικά Θέματα Αντιμετώπισης του Σεισμού.....	117
7.3 Ατενίζοντας το Μέλλον	121
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	123

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο πλαίσιο της εργασίας που αφορά τις επιδράσεις των σεισμών στις κατασκευές, το τεράστιο γνωστικό πεδίο της ανάλυσης των κατασκευών είναι εύλογο να περιορισθεί σε ορισμένα μόνο θέματα. Δεδομένου μάλιστα, ότι πρόκειται για μια εργασία που αφορά κατ' εξοχήν τον Ελληνικό χώρο, είναι λογικό να δοθεί έμφαση στην ανάλυση έναντι σεισμικών δράσεων και να αντλήσει παραδείγματα από την Ελληνική πραγματικότητα. Και με αυτούς όμως τους περιορισμούς το εύρος του αντικειμένου της παρούσας εργασίας, παραμένει πάρα πολύ μεγάλο και είναι αδύνατο να καλυφθεί πλήρως στα κεφάλαια αυτά.

Έτσι, στα κεφάλαια που ακολουθούν αναφέρονται επιλεκτικά ορισμένα μόνο θέματα, τα οποία πιστεύω ότι είναι ιδιαίτερου ενδιαφέροντος για τον Έλληνα μηχανικό, τον Έλληνα φοιτητή, και τον Έλληνα αναγνώστη γενικά. Σκοπός της εργασίας αυτής δεν είναι να υποκαταστήσει διδακτικά εγχειρίδια και βιβλία, στόχος της είναι να παρουσιάσει συγκεκριμένα ερευνητικά αποτελέσματα, να διατυπώσει ορισμένες σκέψεις, να θέσει κάποιους προβληματισμούς και κυρίως, να επανατοποθετήσει το πρόβλημα της αντισεισμικής ανάλυσης κατασκευών μέσα στο σύγχρονο γνωστικό περιβάλλον της αντισεισμικής τεχνολογίας.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ξεκινώντας, στο πρώτο κεφάλαιο κρίθηκε σκόπιμο να περιγραφεί το φαινόμενο του σεισμού, όπως επίσης και κάποιες έννοιες, σημαντικές για την κατανόηση των κεφαλαίων που ακολουθούν.

Τα τελευταία είκοσι χρόνια, έχουν σημειωθεί στην Ελλάδα δέκα μεγάλοι σεισμοί, με πιο πρόσφατο το σεισμό της 7^{ης} Σεπτεμβρίου 1999 στην Αθήνα. Πολλές κατασκευές υπέστησαν σοβαρές ζημιές, από τις οποίες, άλλες ενισχύθηκαν και άλλες κατεδαφίστηκαν. Η εκτίμηση και επάρκεια μιας κατασκευής έναντι συγκεκριμένης σεισμικής δράσης, καλείται Σεισμική Αποτίμηση ή Προσεισμικός Έλεγχος.

Στον Ελληνικό χώρο, αλλά και στις χώρες του εξωτερικού, δεν έχει θεσμοθετηθεί επίσημος κανονισμός για τη σεισμική αποτίμηση των υφιστάμενων κατασκευών, πλην των Δημοσίων Κτιρίων. Αυτό οφείλεται κυρίως στο ότι οι κανονισμοί επικεντρώνονται στις νέες κατασκευές, χωρίς αναφορές στα υφιστάμενα κτίρια, γιατί το κόστος αποκατάστασης και ενίσχυσης ενός φορέα είναι πολύ υψηλό και συχνά υπερβαίνει το κόστος της καθαίρεσης και ανακατασκευής του φορέα. Παράλληλα, παρουσιάζονται σημαντικές δυσκολίες αποκατάστασης και ενίσχυσης των βλαβέντων στοιχείων από τεχνικής απόψεως.

Έτσι, στο δεύτερο κεφάλαιο, εξετάζονται οι βλάβες από το σεισμό της Αθήνας του 1999 σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι βλάβες κατηγοριοποιούνται, εξηγείται η αιτία τους και εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα. Επιβεβαιώνεται η σημασία της σωστής διαστασιολόγησης και όπλισης των μελών και των κόμβων των κτιρίων, καθώς και η ανάγκη αυστηρής υλοποίησης τους στην κατασκευή.

Το τρίτο κεφάλαιο, αναφέρεται στα ιδιαίτερης σημασίας θέματα υποστυλώσεων-αντιστηρίξεων μελών, ή και τμημάτων, που έχουν υποστεί βλάβη από σεισμό. Ειδικότερα, παρουσιάζονται κάποιες βασικές κατασκευαστικές μέθοδοι σχετικά με την προσωρινή-άμεση υποστύλωση ή αντιστήριξη, με τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματά τους, δίνοντας παράλληλα κάποιες υπολογιστικές συστάσεις. Επιπλέον, γίνεται μια μικρή αναφορά στη διαδικασία της αποφόρτισης που μπορεί να ακολουθεί μια προσωρινή υποστύλωση, δίνοντας έμφαση σε στοιχεία δοκού.

Στόχος του τέταρτου κεφαλαίου, είναι να παρουσιαστεί όσο το δυνατόν πληρέστερα η μέθοδος της ενίσχυσης κτιρίων με τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος. Στο πλαίσιο αυτό, αναφέρονται οι τεχνικές που χρησιμοποιούνται για την εφαρμογή της μεθόδου, παρουσιάζονται τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της, καθώς επίσης και ορισμένα σημαντικά στοιχεία που αφορούν το σχεδιασμό. Ακόμη, προτείνονται ορισμένες κατασκευαστικές λεπτομέρειες που έχουν προκύψει από πειραματικά και παραμετρικά αποτελέσματα. Τέλος, στα συμπεράσματα γίνεται μια προσπάθεια αποτίμησης της αποτελεσματικότητας της μεθόδου αυτής.

Στο πέμπτο κεφάλαιο, εξετάζεται η σεισμική μόνωση ως τεχνική ενίσχυσης κτιρίων και η σύγκριση του συστήματος του εκκρεμούς τριβής με άλλα διαδεδομένα συστήματα. Στην εισαγωγή, αναφέρονται οι πιο συνηθισμένες περιπτώσεις, στις οποίες η σεισμική μόνωση είναι η ενδεικνυόμενη μέθοδος ενίσχυσης και γίνεται μια σύντομη ιστορική αναδρομή. Ακολουθεί η ανάπτυξη του αναγκαίου θεωρητικού υπόβαθρου και στη συνέχεια παρουσιάζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των πλέον διαδεδομένων συστημάτων (ελαστομεταλλικά εφέδρανα, εφέδρανα τύπου εκκρεμούς τριβής). Η παρουσίαση γίνεται κυρίως μέσα από αποτελέσματα πειραματικών δοκιμών. Στην συνέχεια, αναπτύσσεται μια γενικότερη θεώρηση των προβλημάτων που σχετίζονται με τη σεισμική μόνωση. Τέλος, παρουσιάζονται δυο περιπτώσεις εφαρμογής του συστήματος εκκρεμούς τριβής, με έμφαση στις παραμέτρους που οδήγησαν στην πρόκριση του συστήματος αυτού έναντι των άλλων και στις κατασκευαστικές πρακτικές που εφαρμόστηκαν.

Ο οικονομικός σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμικών δράσεων, με βάση όλους τους σύγχρονους κανονισμούς, βασίζεται στην πλαστιμότητά τους. Στο έκτο κεφάλαιο, εξετάζεται η πλαστιμότητα του σκυροδέματος και του χάλυβα, η πλαστιμότητα των διατομών, η πλαστιμότητα δοκών και υποστυλωμάτων, καθώς και οι παράμετροι που την επηρεάζουν.

Τέλος, στα συμπεράσματα παρουσιάζονται κάποιες προτάσεις όσον αφορά την αντισεισμική προστασία, τα μέτρα που θα πρέπει να λάβει η πολιτεία και όλοι οι εμπλεκόμενοι φορείς. Δεδομένου ότι ο πρώτος Αντισεισμικός Κανονισμός εφαρμόστηκε στην Ελλάδα το 1959 και η πρώτη σημαντική βελτίωσή του έγινε το 1985, γεννάται εύλογα το ερώτημα του κατά πόσο ασφαλή μπορεί να είναι τα κτίρια που κατασκευάστηκαν πριν το 1959 ή ακόμα και πριν το 1985. Γι' αυτό η τεχνική επέμβαση της ενίσχυσης των κτιρίων είναι επιβεβλημένη, τόσο στα κτίρια που έχουν υποστεί βλάβη από σεισμό, όσο και σε αυτά που φαίνεται πως χρειάζονται επισκευή.

Αυτός είναι και ο λόγος που ένα μεγάλο μέρος της εργασίας αναφέρεται στους πιο γνωστούς και συνηθισμένους τρόπους αντισεισμικής ενίσχυσης των κτιρίων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1°

ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ

1.1 Εισαγωγή

Ο όρος καταστροφή χρησιμοποιείται για να περιγράψει το σύνολο των αρνητικών αποτελεσμάτων μεγάλης κλίμακας, ως αποτέλεσμα της εκδήλωσης ενός φαινομένου. Χαρακτηρίζουμε ένα φαινόμενο καταστροφικό όταν προκαλεί ευρείας κλίμακας, είτε κοινωνικής, είτε οικονομικής φύσεως απώλειες. Βέβαια, δεν προκαλούν καταστροφές όλα τα φαινόμενα ακόμα και αν αυτά, λόγω μεγέθους, χαρακτηρίζονται εν δυνάμει ακραία καταστροφικά φαινόμενα.

Για παράδειγμα, ένας σεισμός με μέγεθος μεγαλύτερο των 7 βαθμών της κλίμακας Richter, όταν έχει την εστία του σε υποθαλάσσιο χώρο ή μακριά από κατοικημένες περιοχές, δεν αναμένεται να προξενήσει καταστροφές. Σε αυτό το σημείο βρίσκεται η διαφορά μιας δυνητικής καταστροφής, από την καταγεγραμμένη τελικά καταστροφή, μετά την εκδήλωση του φυσικού φαινομένου.

Ανάλογα με τα αίτια του φαινομένου, διακρίνουμε τις καταστροφές σε φυσικές και ανθρωπογενείς ή τεχνολογικές και είναι αποτελούν εκδήλωση Φυσικών ή Τεχνολογικών δραστηριοτήτων αντίστοιχα. Αυτές οι δραστηριότητες, είναι ικανές να προκαλέσουν βλάβες ή καταστροφές στον άνθρωπο ή το περιβάλλον.

Όσον αφορά τους τεχνολογικούς κινδύνους και τις καταστροφές που συνήθως αυτοί προκαλούν, ορισμένα χαρακτηριστικά παραδείγματα είναι οι Αστοχίες Μεγάλων Τεχνικών Έργων, όπως Φραγμάτων, Γεφυρών, Πετροχημικών Εργοστασίων, ή ακόμη και Πυρηνικών Εργοστασίων. Άλλες περιπτώσεις τεχνολογικών καταστροφών είναι το φαινόμενο του θερμοκηπίου, η μείωση του στρώματος του Όζοντος και η ερημοποίηση.

1.2 Είδη Φυσικών Καταστροφών

Οι φυσικές καταστροφές είναι αποτέλεσμα της εκδήλωσης φυσικών φαινομένων ικανών να τις προκαλέσουν, δηλαδή εν δυνάμει φυσικών

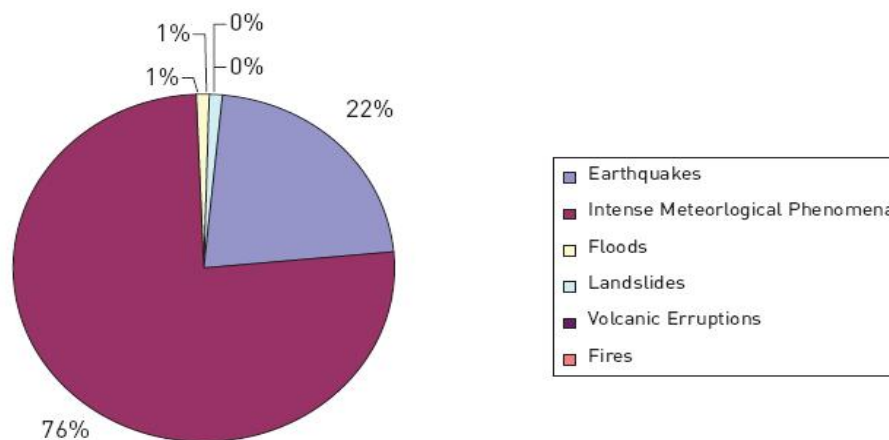
κινδύνων. Το τελικό αποτέλεσμα, δηλαδή ο κίνδυνος, άρα και το μέγεθος της καταστροφής, εξαρτάται από το μέγεθος και την ένταση του Φυσικού φαινομένου. Δηλαδή εξαρτάται από το κατά πόσο είναι ευάλωτο ή τρωτό το σύστημα που θα υποστεί την εκδήλωση του φαινομένου και από την αξία του στοιχείου που εκτίθεται στον κίνδυνο.

Το κόστος στην παγκόσμια οικονομία σήμερα υπερβαίνει τα 60 δισεκατομμύρια δολάρια ετησίως, από τα οποία τα 20 αντιστοιχούν σε έξοδα για την πρόβλεψη, την πρόληψη και την αποφυγή των φυσικών καταστροφών, ενώ τα υπόλοιπα 40 αντιστοιχούν στις άμεσες ζημιές από τις καταστροφές και στην αποκατάστασή τους.

Επιπλέον, οι φυσικές καταστροφές προκαλούν περίπου 140.000 νεκρούς ετησίως. Τέτοια φυσικά, επικίνδυνα φαινόμενα, τουλάχιστον σε επίπεδο Ελληνικού αλλά και Ευρωπαϊκού ενδιαφέροντος είναι: Πλημμύρες, Πυρκαγιές, Κατολισθήσεις, Ηφαίστεια, Κλιματικές Μεταβολές, Ακραία Καιρικά Φαινόμενα και τέλος, Σεισμοί.

Τα φαινόμενα αυτά αποτελούν τους Φυσικούς Κινδύνους (Natural Hazards) σε αντιδιαστολή με τους ανθρωπογενείς κινδύνους (Man-made/Technological Hazard). Στο διάγραμμα της Εικόνας 1, παρουσιάζεται η κατανομή των θανάτων που προκλήθηκαν στην Ευρώπη ανά είδος φυσικής καταστροφής. Το μεγαλύτερο ποσοστό θανάτων οφείλεται σε ακραία καιρικά φαινόμενα (παγετοί, καύσωνες, καταιγίδες), ενώ τη δεύτερη θέση κατέχουν οι σεισμοί.

Όσον αφορά τον Ελληνικό χώρο και κατά την περίοδο 1928-2004(όπως προκύπτει από διεθνή βάση δεδομένων), 1.341 άνθρωποι έχασαν τη ζωή τους εξαιτίας των φυσικών καταστροφών. Από τους θανάτους αυτούς, οι



Εικόνα 1.
Κατανομή θανάτων στις χώρες της Ευρώπης ανά είδος Φυσικής Καταστροφής

1.036 προκλήθηκαν από σεισμούς, 115 από καταιγίδες, 84 από καύσωνες, 78 από πλημμύρες και 28 από πυρκαγιές. Κατά την ίδια περίοδο, την πρώτη θέση σε αυτή τη λίστα φυσικών καταστροφών, κατέχει ο σεισμός της Κεφαλονιάς (12 Αυγούστου 1953), που προκάλεσε 455 θανάτους και τη δεύτερη, ο σεισμός της Αθήνας (7 Σεπτεμβρίου 1999), που προκάλεσε 140 θανάτους. Παρόλα αυτά, την πρώτη θέση σε πληγέντες (νεκρούς, τραυματίες, άστεγους και οικονομικά ζημιωμένους), κατέχει ο σεισμός της Θεσσαλονίκης (20 Ιουνίου 1978) με 600.100 πληγέντες (48 νεκροί και 220 τραυματίες).

Τα ανωτέρω στοιχεία, καθιστούν προφανή την αναγκαιότητα μελέτης όλων των μηχανισμών και των διαδικασιών που προκαλούν μία φυσική καταστροφή. Απαιτείται ανάπτυξη τεχνολογιών και μεθόδων, που μπορούν να συμβάλλουν στην πρόγνωση και την πρόληψη φυσικών καταστροφών, στην εκτίμηση και αποκατάσταση των ζημιών που επιφέρουν, καθώς επίσης και στη διαχείρισή τους.

1.3 Σεισμός

Η λιθόσφαιρα της Γης δεν είναι ενιαία, αλλά απαρτίζεται από ένα σύνολο μεγάλων και μικρότερων πλακών που ολισθαίνουν πάνω στο υποκείμενο παχύρρευστο μανδουακό υλικό (ασθενόσφαιρα), πραγματοποιώντας σχετικές μεταξύ τους κινήσεις. Οι πλάκες αυτές λέγονται λιθοσφαιρικές. Τα αίτια κίνησής τους, πιθανόν να είναι οι οριζόντιες εφαπτομενικές κινήσεις που ασκούνται στον πυθμένα τους από τα θερμικά ρεύματα μεταφοράς, τα οποία δημιουργούνται στον ασθενοσφαιρικό μανδύα.

Η θεωρία που ερμηνεύει ικανοποιητικά το σύνολο των γεωλογικών και γεωφυσικών παρατηρήσεων, που σχετίζονται με την ενεργό τεκτονική δράση και κατά συνέπεια και με τη σεισμική δράση, είναι αυτή που περιγράφει την κίνηση των λιθοσφαιρικών πλακών.

Οι λιθοσφαιρικές πλάκες αλλού αποκλίνουν, αλλού συγκλίνουν και αλλού η μία κινείται παράλληλα – εφαπτομενικά, σε σχέση με τη διπλανή της. Στις περιοχές που αποκλίνουν οι λιθοσφαιρικές πλάκες -μεσοωκεάνιες ράχεις- θερμό ασθενοσφαιρικό υλικό βγαίνει στην επιφάνεια, ψύχεται, στερεοποιείται και οδηγεί έτσι στη δημιουργία νέας λιθόσφαιρας, κατά μήκος των δύο

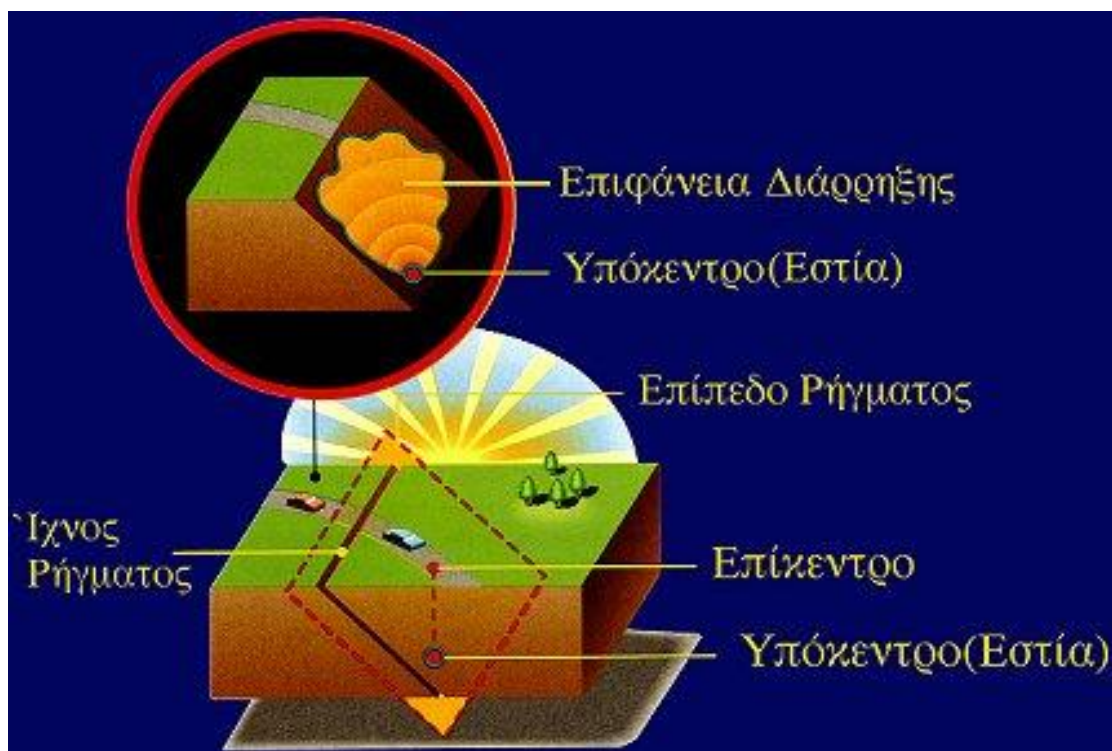
πλευρών των ράχων (π.χ. μεσοωκεάνια ράχη Ατλαντικού ωκεανού, απομάκρυνση Αμερικανικής - Αφρικανικής πλάκας).

Αποτέλεσμα της σχετικής κίνησης των λιθοσφαιρικών πλακών, είναι η αργή παραμόρφωση των πετρωμάτων στις παρυφές τους. Για το λόγο αυτό, στα πετρώματα που βρίσκονται κοντά στις περιοχές αυτές, συσσωρεύονται τεράστια ποσά δυναμικής ενέργειας (ενέργεια ελαστικής παραμόρφωσης πετρωμάτων), και αναπτύσσονται μεγάλες τάσεις που συνεχώς αυξάνουν. Όταν οι τάσεις αυξηθούν τόσο, ώστε να υπερβούν το όριο αντοχής του λιθοσφαιρικού υλικού, επέρχεται θραύση στο σημείο αυτό, ενώ ταυτόχρονα πραγματοποιείται απότομη σχετική κίνηση των δύο τμημάτων που έχουν προκύψει κατά μία επιφάνεια, έως ότου ισορροπήσουν σε νέες θέσεις. Η επιφάνεια αυτή είναι το σεισμικό ρήγμα. Τη χρονική αυτή στιγμή γεννιέται ένας σεισμός.

Ο σεισμός είναι ένα φυσικό φαινόμενο, άρρηκτα συνδεδεμένο με τη ζωή και την ιστορία της γης, που εκδηλώνεται τις περισσότερες φορές ξαφνικά, ενώ συνήθως, δεν υπάρχουν πολλά περιθώρια για προφύλαξη και δράση. Στο πλαίσιο της εμπέδωσης της "αντισεισμικής συμπεριφοράς", απαραίτητη θεωρείται η γνώση βασικών εννοιών σχετικών με το φαινόμενο του σεισμού, καθώς και η προσέγγιση των σύγχρονων απόψεων της γεωλογίας και των γεωλογικών - σεισμολογικών δεδομένων - γεγονότων του Ελλαδικού χώρου. Σεισμός, είναι η εδαφική δόνηση που γεννιέται κατά τη διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των πετρωμάτων που βρίσκονται στο εσωτερικό της γης, από φυσικές αιτίες.

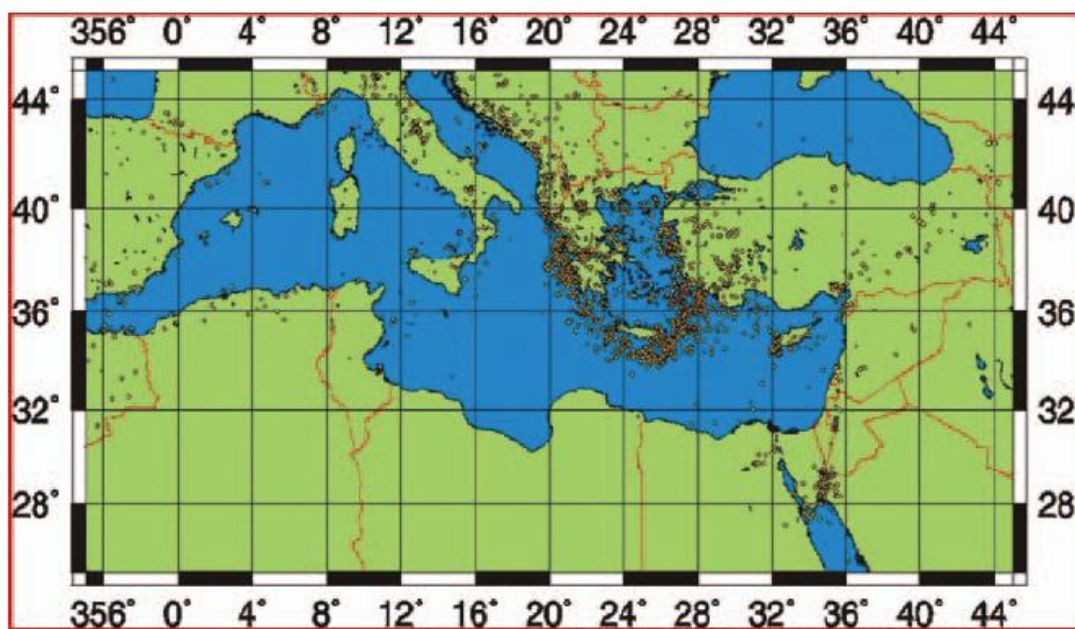
1.4 Πού Γεννιέται ο Σεισμός;

Ο χώρος που πρωτοεκδηλώνεται η διάρρηξη των πετρωμάτων, (σεισμογόνος χώρος) μπορεί κατά προσέγγιση να θεωρηθεί ως σημείο και ονομάζεται εστία ή υπόκεντρο του σεισμού. Το ίχνος της κατακόρυφης προβολής της εστίας πάνω στην επιφάνεια της γης ονομάζεται επίκεντρο, ενώ η απόστασή του από την εστία (βάθος της εστίας), λέγεται εστιακό βάθος. Σύμφωνα με όσα έχουν ήδη αναφερθεί, είναι αυτονόητο ότι οι σεισμοί γεννιούνται μόνο μέσα στη λιθόσφαιρα και εντοπίζονται κατά κύριο λόγο στα όρια των λιθοσφαιρικών πλακών.

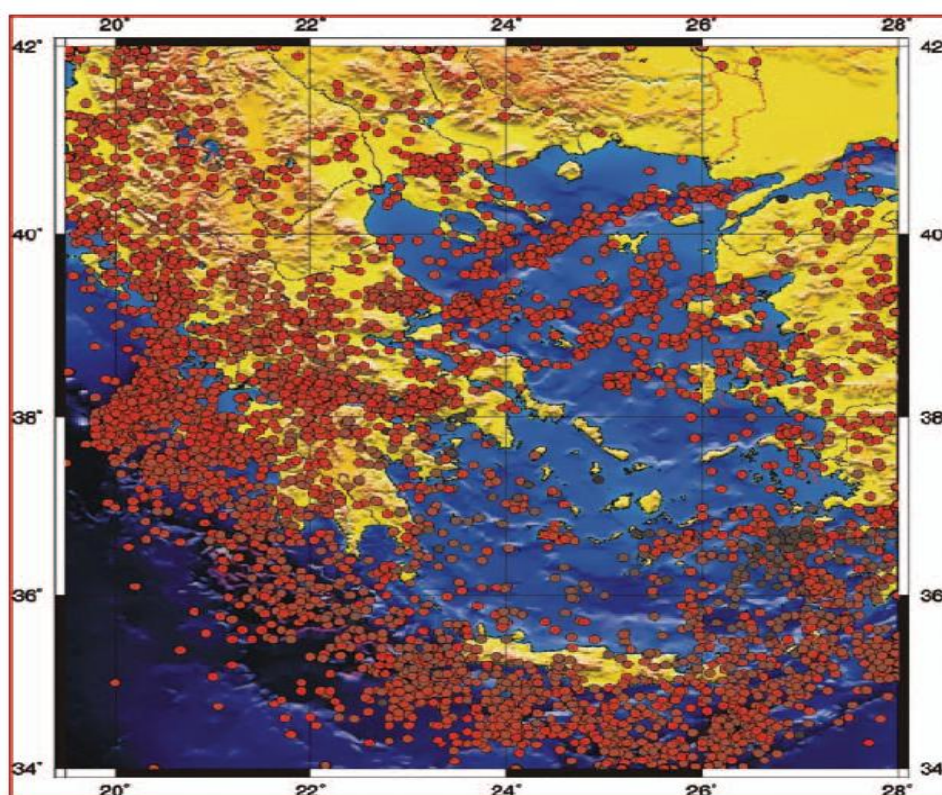


Η Ελλάδα, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 2, παρουσιάζει τα μεγαλύτερα ποσοστά σεισμικότητας στην Ευρώπη. Στη χώρα μας, απελευθερώνεται το μισό της ενέργειας που παράγεται από τους σεισμούς όλης της Ευρώπης, ενώ δεν υπάρχει Ελληνική επαρχία που να μη φιλοξενεί σεισμικές εστίες, (όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 3).

Ο τόπος μας έχει θυσιάσει εκατόμβες στον εγκέλαδο από αρχαιοτάτων χρόνων. Μέσα στην ατυχία μας όμως, έχουμε και κάτι παρήγορο. Τα $\frac{3}{4}$ των σεισμών μας είτε γίνονται στη θάλασσα, μακριά από κατοικημένες περιοχές, είτε έχουν αρκετά χιλιόμετρα βάθος, ώστε δεν προκαλούν καταστροφές. Η Χώρα μας, πέρα από το μέτωπο σύγκρουσης και λόγω της συγκριτικά μικρής της έκτασης, είναι κατακερματισμένη με πλήθος από σεισμογόνες ζώνες.



Εικόνα 2.
Κατανομή των επικέντρων των σεισμών της Μεσογείου από την οποία φαίνεται η μεγάλη σεισμικότητα της Ελλάδας.



Εικόνα 3.
Επίκεντρα σεισμών στην Ελλάδα τα τελευταία 90 χρόνια (πάνω από 4.5R).

Ο σεισμός αποτελεί ένα διαχρονικό Ελληνικό πρόβλημα με σημαντικότερες επιπτώσεις στην Εθνική Οικονομία. Χαρακτηριστικό

παράδειγμα είναι ο σεισμός της Αθήνας (7 Σεπτεμβρίου 1999), που παρά το σχετικά μικρό του μέγεθος (5.9 Richter), στοίχισε στην Ελληνική Οικονομία περισσότερο από 3 δισεκατομμύρια EURO όσο και - το σπουδαιότερο - πολλές ανθρώπινες ζωές.

Για να μειωθεί το μέγεθος των καταστροφών, θα πρέπει να ελαχιστοποιηθεί ο σεισμικός κίνδυνος (Σ.Κ.), δηλαδή οι επιπτώσεις από την εκδήλωση ενός καταστρεπτικού σεισμού. Ο σεισμικός κίνδυνος (Σ.Κ.) είναι ο συνδυασμός, η συνέλιξη στη μαθηματική γλώσσα, του κατά πόσο αναμένεται ένας μεγάλος σεισμός σε μια περιοχή στα προσεχή T χρόνια, δηλαδή της Σεισμικής Επικινδυνότητας (Σ.Ε.) της περιοχής και του βαθμού τρωτότητας (T_p). Η σχέση αυτή παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.

Η τρωτότητα εξαρτάται από το πόσο ευάλωτος είναι ο κοινωνικός ιστός και το δομημένο περιβάλλον της περιοχής σε ενδεχόμενο μεγάλο σεισμό και βέβαια από το πόσο υπάρχουν σημαντικές κατασκευές, τόσο από οικονομικής όσο και κοινωνικής άποψης, και επομένως βρίσκονται εκτεθειμένες στον κίνδυνο να υποστούν σοβαρές βλάβες. Οι βλάβες αυτές μπορούν να προκαλέσουν από προσωρινή διακοπή λειτουργίας έως ολική καταστροφή.



Μείωση Σ.Κ. ΑΠΑΙΤΕΙ Μείωση T_p

Εικόνα 4.

Ορισμός Σεισμικού Κινδύνου.

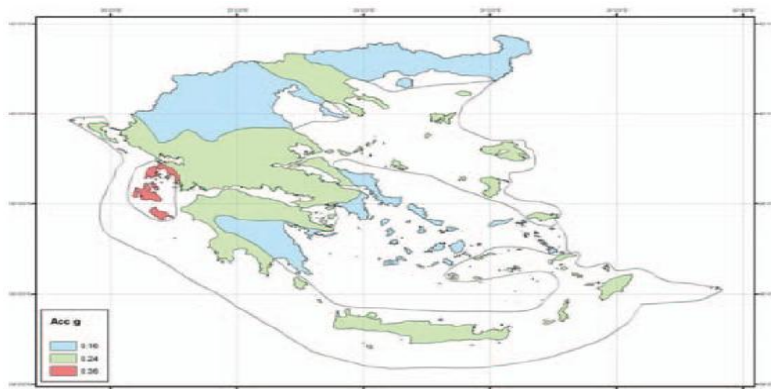
Η Σεισμική Επικινδυνότητα (Σ.Ε.), δηλαδή η πιθανότητα να γίνει ένας μεγάλος σεισμός και ο χρόνος εκδήλωσής του σε μια περιοχή, είναι ένας από τους τρεις παράγοντες που καθορίζουν το μέγεθος του κινδύνου, άρα και το μέγεθος της αναμενόμενης καταστροφής. Σε αυτόν τον τομέα έχουν γίνει σοβαρά βήματα προόδου σε διεθνές και Ελληνικό επίπεδο, προκειμένου να

αποτυπωθούν και να δοθούν στους μηχανικούς τα απαραίτητα στοιχεία για ένα σωστό αντισεισμικό σχεδιασμό.

Θα πρέπει να σημειωθεί, ότι ακόμη και να φτάσουμε να προβλέψουμε έναν σεισμό, γεγονός ανέφικτο μέχρι σήμερα, δεν είναι δυνατόν να αποφευχθεί. Επομένως, η σημαντικότερη συνεισφορά εκ μέρους των γεωεπιστημόνων, πρέπει να είναι η όσο το δυνατόν αξιόπιστη εκτίμηση της Σεισμικής Επικινδυνότητας (Σ.Ε).

Σήμερα, ο κίνδυνος πρόκλησης καταστροφών από έναν σεισμό, ίσως τον ίδιο με εκείνον που ξανάγινε πριν από 100 ή 200 χρόνια, είναι πολλές φορές μεγαλύτερος. Ο συνωστισμός στις μεγάλες πόλεις και η μεγάλη ζήτηση οικοπέδων δεν αφήνει περιθώρια για να διαλέξει κανείς το γερό έδαφος, δηλαδή το βράχο. Κανείς δεν ενδιαφέρεται αν εκεί όπου θα χτίσει ήταν πρώτα βάλτος ή μπαζωμένη θάλασσα ή ρέμα ή στοές που έβγαζαν κάποτε κάρβουνο. Οι πιέσεις στην πολιτεία για μεγαλύτερους συντελεστές δόμησης και ψηλότερα κτίρια μέρα με τη μέρα γίνονται αφόρητες. Αλλά δε φτάνει αυτό; γεμίσαμε με πολυκατοικίες χωρίς καμιά σχεδόν αντισεισμική προστασία, πέρα από έναν τυπικό και γενικό αντισεισμικό συντελεστή που προέβλεπε, με ελάχιστες τροποποιήσεις, ο μέχρι το 1995 αντισεισμικός κανονισμός του 1959.

Το 1995, τέθηκε σε υποχρεωτική εφαρμογή ο Νέος Αντισεισμικός Κανονισμός (NEAK) και στη συνέχεια ο NEAK-2000, που ήταν αυστηρότερος αλλά και πλήρης. Από τις αρχές του 2004 τέθηκε σε εφαρμογή νέος Κανονισμός, με την Ελλάδα να χωρίζεται σε τρεις, αντί τέσσερις ζώνες (Εικόνα 5).



Εικόνα 5.
Οι τρεις
σεισμικές
ζώνες
σύμφωνα με
τον ισχύοντα
Αντισεισμικό
Κανονισμό.

Ο τρίτος παράγοντας που επηρεάζει τον σεισμικό κίνδυνο (Σ.Κ.), δηλαδή ποια είναι η οικονομική αλλά και η κοινωνική αξία των στοιχείων ή υποδομών

που εκτίθενται σε κίνδυνο, είναι λίγο πολύ δεδομένος στο συγκεκριμένο τόπο. Επομένως, η μείωση του Σεισμικού Κινδύνου (Σ.Κ.) είναι πρωταρχικά θέμα μείωσης της Τρωτότητας (Τρ) ή της ευαισθησίας, τόσο των τεχνικών υποδομών όσο και του κοινωνικού ιστού, και θέμα ενίσχυσης της ικανότητάς τους να αντιμετωπίσουν με τις λιγότερες δυνατές απώλειες, την εκδήλωση ενός τέτοιου φυσικού φαινομένου.

Ο σημαντικότερος ίσως παράγοντας στο θέμα των φυσικών καταστροφών είναι τα μέτρα που πρέπει να ληφθούν. Η διεθνής πείρα, έδειξε ότι η σωστή εφαρμογή τους, μείωσε δραστικά το βαθμό καταστρεπτικότητας των φυσικών φαινομένων, όπως είναι ο σεισμός.

1.5 Πώς Μετράμε τους Σεισμούς;

Τα όργανα καταγραφής των σεισμικών δονήσεων είναι τα σειμοσκόπια, οι σειμογράφοι, και τα σεισμόμετρα. Την καταγραφή των δονήσεων την ονομάζουμε σειμογράφημα ή σεισμόγραμμα.

Στον ελληνικό χώρο, στην Αθήνα, αλλά και στην περιφέρεια, υπάρχουν μόνιμα εγκατεστημένοι σειμογράφοι σε σεισμολογικούς σταθμούς, για την καταγραφή των σεισμικών δονήσεων. Υπάρχει όμως και η δυνατότητα εγκατάστασης φορητών δικτύων σειμογράφων, για κάποιο χρονικό διάστημα, σε περιοχές με αυξημένη σεισμική δραστηριότητα. Αξίζει να αναφερθεί, ότι οι ενόργανες καταγραφές των σεισμών στην Ελλάδα ξεκινούν στην αρχή του αιώνα (1911) με την εγκατάσταση του πρώτου σεισμόμετρου στην Αθήνα. Τα προγενέστερα του 1911 στοιχεία, που αφορούν τη σεισμική δραστηριότητα, βασίζονται σε περιγραφές κυρίως μακροσεισμικών αποτελεσμάτων.

Για να υπάρχει κάποιο μέτρο σύγκρισης των σεισμών δημιουργήθηκε η ανάγκη υπολογισμού μίας ποσότητας που να τους χαρακτηρίζει. Έτσι, ορίστηκε το μέγεθος (M) του σεισμού, που είναι το μέτρο της ενέργειας που εκλύεται από την εστία κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης. Το μέγεθος προσδιορίζεται με μετρήσεις διαφόρων παραμέτρων των σεισμικών κυμάτων, όπως το πλάτος, η περίοδος και η διάρκεια.

Για τον υπολογισμό του μεγέθους των σεισμών επινοήθηκαν διάφορες κλίμακες. Οι πιο γνωστές είναι: η κλίμακα τοπικού μεγέθους M_L (κλίμακα

Richter - πήρε το όνομά της από τον Ch. Richter το 1935) και η κλίμακα επιφανειακού μεγέθους M_S , ενώ υπάρχουν και οι κλίμακες: χωρικού μεγέθους m_b , μεγέθους διάρκειας M_T , μεγέθους σεισμικής ροπής M_W . Στην Ελλάδα, συνήθως, οι αναφορές στο μέγεθος γίνονται σε M_S .

Οι σεισμοί που προκαλούν βλάβες έχουν τις περισσότερες φορές μέγεθος μεγαλύτερο από 5 βαθμούς της κλίμακας Richter. Θα πρέπει όμως να σημειωθεί, ότι οι επιπτώσεις ενός σεισμού στους ανθρώπους και στις κατασκευές, εξαρτώνται, εκτός από το μέγεθος και από άλλους παράγοντες, όπως το βάθος της εστίας, τη θέση του επικέντρου, την κατασκευή, το έδαφος θεμελίωσης της κατασκευής, τη γεινίαση με ενεργά ρήγματα.

Ο σεισμός της Πάρνηθας (7-9-1999) είχε σχετικά μικρό μέγεθος ($M=5,9$), προκάλεσε όμως μεγάλες καταστροφές σε πολλές περιοχές του λεκανοπεδίου της Αττικής, γιατί το επίκεντρο ήταν κοντά σε πυκνοκατοικημένη περιοχή, ορισμένα κτίρια ήταν κακές κατασκευές ή με ανεξέλεγκτες επεμβάσεις στο φέροντα οργανισμό τους, ενώ κάποια άλλα ήταν κτισμένα σε μη κατάλληλο έδαφος θεμελίωσης.

Το μεγαλύτερο μέγεθος σεισμού που έχει μετρηθεί έως σήμερα, σε παγκόσμια κλίμακα, είναι 8,9 Richter (κατά άλλους 9,2 Richter). Για να γίνει κατανοητή η αντιστοιχία των εννοιών μέγεθος - ενέργεια που εκλύεται από έναν σεισμό, αρκεί να αναφερθεί ότι για μεγάλους σεισμούς (μέγεθος 8,7 Richter - 8,9 Richter), η ενέργεια που εκλύεται είναι περίπου 900 φορές μεγαλύτερη από αυτήν της βόμβας στη Χιροσίμα. Ο μεγαλύτερος ίσως σεισμός ($M=8,2$) που έπληξε τον ελληνικό χώρο ήταν στις 21 Ιουλίου του 365 μ.Χ. και προκάλεσε μεγάλες καταστροφές σε περιοχές της Μεσογείου (Πελοπόννησο, Κρήτη, Αίγυπτο, Σικελία, Δαλματία). Το συχνότερα παρατηρούμενο μέγιστο μέγεθος σεισμού -ετησίως- στη χώρα μας είναι το 6,3 Richter.

Μία άλλη ποσότητα που αποτελεί μέτρο των μακροσεισμικών αποτελεσμάτων και πιο συγκεκριμένα μέτρο των βλαβών της σεισμικής δόνησης στους ανθρώπους και στις τεχνικές κατασκευές, είναι η ένταση του σεισμού.

Οι εμπειρικές κλίμακες, που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της έντασης, είναι: η τροποποιημένη 12βάθμια κλίμακα Mercalli (MM, 1931), η επίσης 12βάθμια MSK (1964), που προτάθηκε από τους Medvedev,

Sponheuer και Karnik, καθώς και η 8βάθμια JMA (Japanese Meteorological Agency), που χρησιμοποιείται από τους Ιάπωνες. Το 1992, το Συμβούλιο της Ευρώπης υιοθέτησε μία νέα κλίμακα που αποτελεί εξέλιξη της MSK και έχει προσαρμοστεί σε ευρωπαϊκά δεδομένα. Η κλίμακα αυτή είναι η EMS (European Macroseismic Scale).

1.5.1 Μακροσεισμική Κλίμακα Mercalli-Sieberg

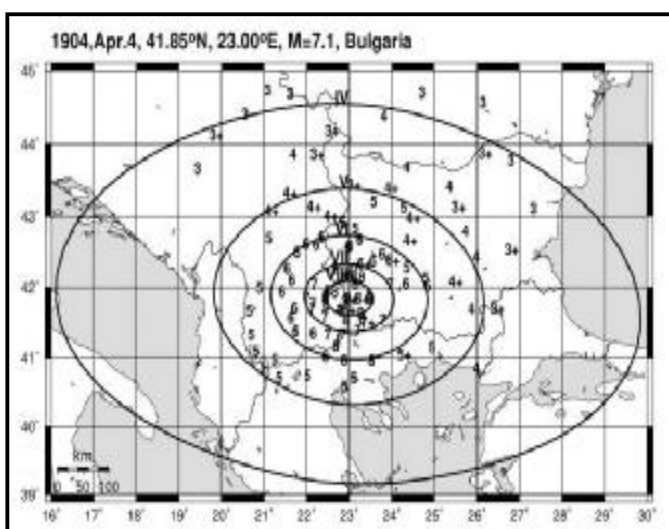
Βαθμοί	Μακροσεισμικά Αποτελέσματα
I	Γράφεται μόνο από τα σεισμικά όργανα.
II	Αισθητός από μερικούς σε ησυχία στους ψηλότερους ορόφους.
III	Αισθητός από λίγους στα σπίτια.
IV	Αισθητός από πολλούς στα σπίτια, από μερικούς στο ύπαιθρο. Ξύπνημα λίγων. Φυγή λίγων στο ύπαιθρο. Κρότος παραθύρων, χτύπος στις πόρτες.
V	Αισθητός από όλους στα σπίτια και στο ύπαιθρο. Ξύπνημα πολυάριθμων. Φυγή πολυάριθμων στο ύπαιθρο. Αιώρηση ελεύθερα κρεμασμένων αντικειμένων. Ήχηση κουδουνιών ρολογιών. Ανατροπή μερικών μικρών αντικειμένων.
VI	Ήχηση μικρών καμπάνων. Ανατροπή πολυάριθμων μεγάλων αντικειμένων. Πτώση λίγων κεραμιδιών, καπνοδόχων. Βλάβες λίγες, ελαφρές.
VII	Ήχηση μεγάλων καμπάνων. Πτώση πολυάριθμων κεραμιδιών, καπνοδόχων. Βλάβες μέτριες, πολλές. Μερική καταστροφή λίγων οικοδομών.
VIII	Μερική καταστροφή σε ποσοστό μεγαλύτερο του 25% του ολικού αριθμού των κανονικών οικοδομών. Ολική καταστροφή λίγων κτιρίων.
IX	Μερική καταστροφή σε ποσοστό μεγαλύτερο του 50% του ολικού αριθμού των κανονικών οικοδομών. Ολική καταστροφή σε ποσοστό μεγαλύτερο του 25% του ολικού αριθμού των κτιρίων.
X	Μερική καταστροφή όλων των κανονικών οικοδομών. Ολική καταστροφή σε ποσοστό μεγαλύτερο του 50% του ολικού αριθμού των κτιρίων.
XI	Ολική καταστροφή όλων των κτιρίων.
XII	Κατάρρευση όλων των οικοδομών μέχρι τα θεμέλια.

1.6 Ένταση Σεισμού - Ισόσειστες Καμπύλες

Η ένταση ενός σεισμού είναι διαφορετική από περιοχή σε περιοχή και εξαρτάται κυρίως από την απόσταση της περιοχής αυτής από την εστία του σεισμού καθώς και από εδαφικούς παράγοντες. Στο σεισμό της Πάρνηθας (7-7-1999), οι εντάσεις έφτασαν το IX ή IX+ της κλίμακας Mercalli στους Θρακομακεδόνες, στη Φυλή, στα Άνω Λιόσια και στις Αχαρνές, ενώ μόλις το VI στο Νέο Ψυχικό, στη Νέα Σμύρνη και στο Παλαιό Φάληρο.

Ο προσδιορισμός της έντασης ενός σεισμού σε διάφορες περιοχές επιτρέπει τη χάραξη ισόσειστων καμπυλών, ώστε να εντοπιστούν οι περιοχές στις οποίες ο σεισμός προκάλεσε τις ίδιες βλάβες, είχε δηλαδή την ίδια ένταση. Ισόσειστες καμπύλες, είναι οι καμπύλες που χωρίζουν τόπους της ίδιας έντασης και χρησιμοποιούνται για την παράσταση της γεωγραφικής κατανομής των μακροσεισμικών εντάσεων.

Ισόσειστες
καμπύλες για
το σεισμό του
Αιγίου το 1995.
(Papazachos
B.C. 1997).



Ισόσειστες καμπύλες του προσεισμού που έγινε στη νοτιοδυτική Βουλγαρία (Kresna) στις 4 Απριλίου 1904 (M=7.1). Ο σεισμός αυτός έγινε 23 λεπτά πριν από τον κύριο σεισμό που είχε μέγεθος M=7.3 (Papazachos et al., 1997).

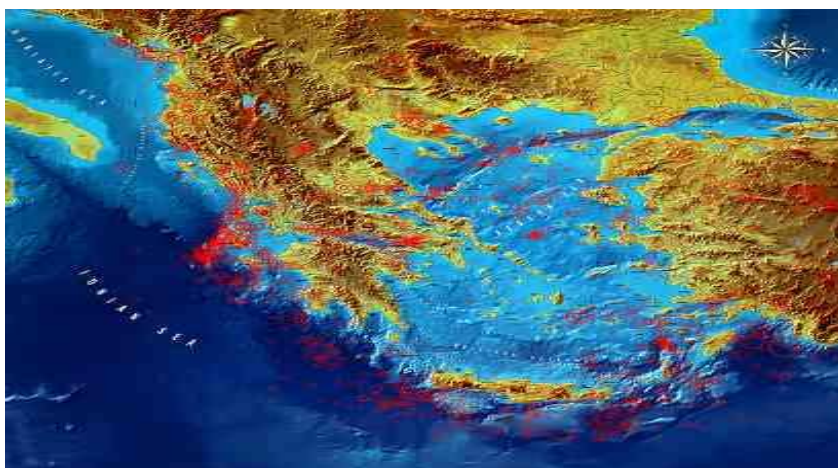
Πλειόσειστη περιοχή, είναι το τμήμα της επιφάνειας της Γης, στο οποίο η ένταση του σεισμού έχει τη μέγιστη τιμή. Μακροσεισμικό επίκεντρο, είναι το κατά προσέγγιση κέντρο συμμετρίας της πλειόσειστης περιοχής. Επικεντρική ένταση, είναι η μέγιστη ένταση του σεισμού και παριστάνεται με το I_0 . Για την Ελλάδα, ισχύει η ακόλουθη σχέση μεταξύ της επικεντρικής έντασης και του μεγέθους M του σεισμού: $I_0 = 1.23 + 1.18M^1$

Η διαφορά της έντασης, I_i σε απόσταση Δ_i , από το μακροσεισμικό επίκεντρο, από τη μέγιστη ένταση I_0 , είναι ανεξάρτητη από το μέγεθος του σεισμού και δίνεται από σχέσεις της μορφής: $I_0 - I_i = k_1 + k_2 \log(\Delta_i + k_3)$

Για την Ελλάδα, ισχύει: $I_0 - I_i = -5.36 + 4.50 \log(\Delta_i + 17)$. Υπάρχει γραμμική σχέση μεταξύ του λογάριθμου της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης που προκαλεί ένας σεισμός σε ορισμένο τόπο και της έντασης του σεισμού στον τόπο αυτό. Για την Ελλάδα ισχύει: $\log a(\text{cm/sec}^2) = 0.27 I + 0.25^2$

1.7 Οι Σεισμοί στην Ελλάδα

Ο ελληνικός χώρος βρίσκεται στα όρια επαφής και σύγκλισης της Ευρασιατικής πλάκας με την Αφρικανική, γι' αυτό και είναι χώρος μεγάλης σεισμικότητας (η σεισμικότητα ενός τόπου καθορίζεται από τη συχνότητα εμφάνισης των σεισμών και τα μεγέθη τους). Σύμφωνα με στατιστικά στοιχεία η Ελλάδα, από άποψη σεισμικότητας, κατέχει την πρώτη θέση στη Μεσόγειο και την Ευρώπη, καθώς και την έκτη θέση σε παγκόσμιο επίπεδο, μετά την Ιαπωνία, τις Νέες Εβρίδες, το Περού, τα νησιά Σολομώντα και τη Χιλή.



Κατανομή των
επικέντρων των
επιφανειακών σεισμών
στον ελληνικό χώρο.
(Papazachos B.C.
1997).

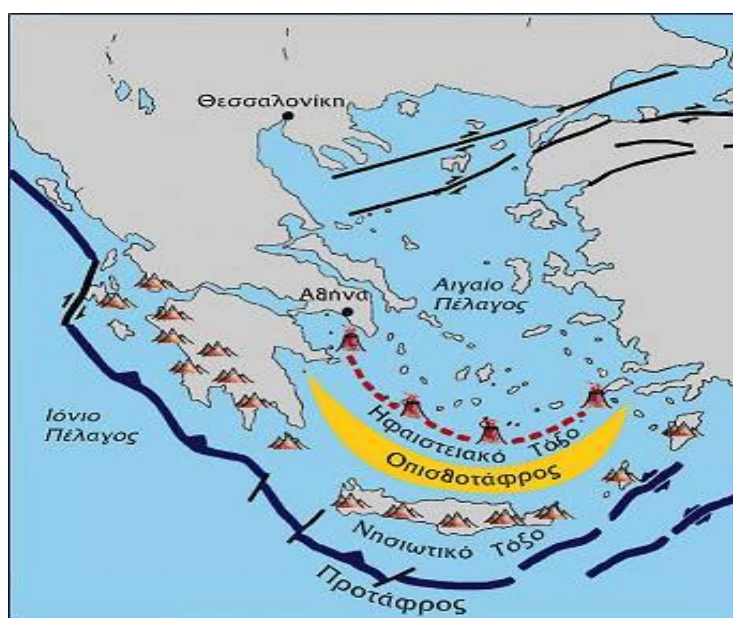
¹ (Παπαϊωάννου, 1984)

² (Theodulidis and Papazachos, 1992)

Βασικό τεκτονικό γνώρισμα του Ελληνικού χώρου είναι το Ελληνικό τόξο. Το Ελληνικό τόξο, (τόξο του Αιγαίου) αποτελεί το όριο επαφής της Ευρασιατικής λιθосφαιρικής πλάκας, τμήμα της οποίας είναι το Αιγαίο, και της Αφρικανικής πλάκας, τμήμα της οποίας είναι η λιθόσφαιρα της Ανατ. Μεσογείου. Οι δύο λιθосφαιρικές πλάκες συγκλίνουν στην περιοχή αυτή με σχετική ταχύτητα 2,5 εκατοστά το χρόνο, με συνέπεια την καταβύθιση της ωκεάνιας πλάκας της Ανατ. Μεσογείου, λόγω μεγαλύτερης πυκνότητας, κάτω από την ηπειρωτική πλάκα του Αιγαίου.

Το τόξο που δημιουργείται στην περίπτωση αυτή, αποτελείται από την ελληνική τάφρο, το νησιωτικό τόξο, την οπισθοτάφρο και το ηφαιστειακό τόξο. Η τάφρος δημιουργείται κατά μήκος της επαφής των δύο πλακών. Πρόκειται για ένα σύστημα τάφρων, μία σειρά από βαθιές θαλάσσιες λεκάνες, από τη Ρόδο έως και την Κεφαλονιά (γνωστή και ως ελληνική διάυλος). Το μέγιστο βάθος της, εντοπίστηκε νοτιοδυτικά της Πελοποννήσου, στο Ιόνιο πέλαγος (βάθος περίπου 4.500m). Αυτό είναι και το βαθύτερο σημείο της Μεσογείου.

Το νησιωτικό τόξο, αποτελείται από μία σειρά διαδοχικών νησιών, όπως η Ρόδος, η Κρήτη, τα Κύθηρα, και η Πελοπόννησος. Τοποθετείται παράλληλα ως προς την τάφρο και σε μικρή απόσταση από αυτήν. Το τόξο αυτό δημιουργείται από την παραμόρφωση και ανύψωση των πετρωμάτων (κυρίως ιζηματογενών) του περιθωρίου της Ευρασιατικής πλάκας και περιλαμβάνει τα πολύ παραμορφωμένα πετρώματα της Αλπικής πτύχωσης.



Το Ελληνικό τόξο. (Παπανικολάου Δ., 1998).

Η οπισθοτάφρος είναι μία θαλάσσια λεκάνη (Κρητικό πέλαγος), μικρότερου βάθους από την τάφρο. Το μέγιστο βάθος της φτάνει τα 2.000m περίπου. Η λεκάνη αυτή βρίσκεται μπροστά από το νησιωτικό τόξο και πάνω στην Ευρασιατική πλάκα.

Το ηφαιστειακό τόξο, αποτελείται από διαδοχικά ηφαίστεια (ενεργά και ανενεργά): Σουσάκι, Μέθανα, Μήλος, Σαντορίνη, Νίσυρος. Η δημιουργία τους, οφείλεται σε ανάτηξη του υλικού της υποβυθιζόμενης Αφρικανικής πλάκας. Κατά την άνοδό του, το υλικό αυτό διαπερνά την Ευρασιατική πλάκα και σχηματίζει τα ηφαίστεια. Όσον αφορά την περιοχή του Β. Αιγαίου, βασικό μορφολογικό της χαρακτηριστικό είναι η τάφρος του Βορείου Αιγαίου, με βάθος 1.500m περίπου.



Σχηματική απεικόνιση (τομή) του ελληνικού τόξου (Παπανικολάου Δ., 1998).

1.8 Μακροσεισμικά Αποτελέσματα Σεισμών

Μακροσεισμικά αποτελέσματα, λέγονται οι μεταβολές που προκαλούνται από τους σεισμούς στο έδαφος, στο επιφανειακό και υπόγειο νερό, στις τεχνικές κατασκευές κλπ, καθώς και η επίδραση αυτών των μεταβολών στους ανθρώπους και στα ζώα. Πρωταρχικά, λέγονται ορισμένα από τα μακροσεισμικά αποτελέσματα τα οποία είναι άμεσες συνέπειες των αιτίων, στα οποία οφείλεται η γένεση των σεισμικών κυμάτων, όπως είναι η σχετική κίνηση των πλευρών του σεισμικού ρήγματος.

Επακόλουθα, λέγονται τα υπόλοιπα αποτελέσματα τα οποία προκαλούνται από σεισμικά κύματα κατά τη διέλευσή τους από τον τόπο παρατήρησης. Μόνιμα, χαρακτηρίζονται τα πρωταρχικά και ορισμένα από τα επακόλουθα μακροσεισμικά αποτελέσματα που μπορούμε να τα παρατηρήσουμε και μετά από το σεισμό. Παροδικά, χαρακτηρίζονται ορισμένα επακόλουθα αποτελέσματα που παρατηρούνται μόνο κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Οι μικρές εδαφικές διαρρήξεις λέγονται εδαφικές ρωγμές, που οφείλονται συνήθως σε ολισθήσεις ή σε μικρές κατακόρυφες κινήσεις μικρών τεμαχίων του εδάφους. Οι μεγάλες εδαφικές διαρρήξεις, λέγονται εδαφικά χάσματα με μήκος δεκάδων ή και εκατοντάδων χιλιομέτρων και είναι συνήθως τα επιφανειακά ίχνη των σεισμικών ρηγμάτων που παρατηρούνται σε περιπτώσεις ισχυρών σεισμών ($M \geq 6.5$)



Εδαφικές ρωγμές που παρατηρήθηκαν αμέσως μετά το σεισμό της 17ης Αυγούστου 1999 ($M=7.5$) στην περιοχή της Νικομήδειας (Izmit) της Τουρκίας (USGS).

Εδαφικές ρωγμές κοντά στην Αταλάντη μετά το σεισμό της 27ης Απριλίου 1894 ($M=7.0$) (Earthquake Engineering Research Center).



LE TREMBLEMENT DE TERRE DE GRÈCE. — La grande fissure près d'Atalante.



Το ρήγμα που προκάλεσε τον ισχυρό μετασεισμό (M=6.3, 4.3.1981) ο οποίος ακολούθησε τον κύριο σεισμό της 24ης Φεβρουαρίου 1981 (M=6.7) στον κόλπο των Αλκυονίδων (ανατολικός Κορινθιακός Κόλπος).

Το ρήγμα του μεγάλου σεισμού που έγινε στο Nobi (Mino-Owari) στην κεντρική Ιαπωνία (28 Οκτωβρίου 1891, M=8.0). Η κατακόρυφη μετάθεση είναι 6.5-8.5 m.



Οριζόντια μετάθεση φράκτη (στην περιοχή Sakaraya), κάθετου στο ρήγμα του σεισμού του Izmit της Τουρκίας (Νικομήδεια, 17.8.1999, M=7.5) (Tom Rockwell, Southern California Earthquake Center, SCEC).

Το ρήγμα του σεισμού Chi-Chi στην Taiwan (20 Σεπτεμβρίου 1999, M=7.5) (USGS).





Το ρήγμα του σεισμού του Kunlun στην Κίνα (14 Νοεμβρίου 2001, $M=7.7$).

1.9 Εδαφικές Κατολισθήσεις

Οι εδαφικές κατολισθήσεις που παράγονται κατά τη γένεση των σεισμών, οφείλονται στην προκαλούμενη από τη σεισμική κίνηση ελάττωση της τριβής που συγκρατεί σε επαφή τα διάφορα στρώματα.



Σχηματικές παραστάσεις εδαφικών κατολισθήσεων.

Οι εδαφικές βαθύνσεις, έχουν συνήθως σχήμα σκάφης ή χωνιού και σχηματίζονται πάνω από ρήγματα που δεν φαίνονται στην επιφάνεια ή πάνω από υπόγειες καταπτώσεις.



Εδαφικές βαθύνσεις στη Niigata της Ιαπωνίας που παρατηρήθηκαν αμέσως μετά το σεισμό της 16ης Ιουνίου 1964 (Steinbrugge Collection, E.E.R.C., University of California, Berkeley)

Η ρευστοποίηση εδάφους, παρατηρείται αρκετές φορές, κυρίως σε αμμώδη εδάφη, τα οποία είναι κορεσμένα με νερό, και οφείλεται στην αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων, λόγω του σεισμού. Το γεγονός αυτό, έχει ως συνέπεια τη μείωση της τριβής μεταξύ των κόκκων του υλικού, έτσι ώστε αυτό να συμπεριφέρεται ως ρευστό. Έτσι, οι κατασκευές σε τέτοιες περιοχές υφίστανται σημαντικές βλάβες λόγω μερικής βύθισης, κλίσης, κλπ.



Αποτελέσματα της ρευστοποίησης του εδάφους σε κατασκευές της πόλης Niigata της Ιαπωνίας, λόγω του σεισμού της 16ης Ιουνίου 1964 με μέγεθος $M=7.5$ (Steinbrugge Collection, E.E.R.C., University of California, Berkeley).



Βλάβες σε κτίρια λόγω ρευστοποίησης εδάφους από τους σεισμούς του Kobe (αριστερά) στην Ιαπωνία (17.1.1995, $M=6.9$) και του Izmit (δεξιά) στη Τουρκία (17.8.1999, $M=7.5$) (System and Data Research Co.,Ltd.).

1.9.1 Υψομετρικές Μεταβολές

Οι υψομετρικές μεταβολές, δημιουργούνται κατά τη γένεση μεγάλων σεισμών και οφείλονται σε έξαρση ή καθίζηση τεμαχών σημαντικών διαστάσεων. Στις παράκτιες περιοχές, οι εξάρσεις αυτές παρατηρούνται εύκολα λόγω της μόνιμης μετάθεσης των ακτών πάνω από τη στάθμη της θάλασσας και λόγω της ύπαρξης μιας λευκής γραμμής που σχηματίζουν στην ακτή, τα λείψανα οστράκων και φυκιών, τα οποία ζούσαν πριν την έξαρση κάτω από τη θάλασσα.



Φωτογραφία της καθίζησης, ύψους 3-3.5 m, που παρατηρήθηκε στην περιοχή Halape Beach Park στο νησί της Χαβάης μετά τον σεισμό του Kalamata (29 Νοεμβρίου 1975, $M=7.2$) (National Park Service).

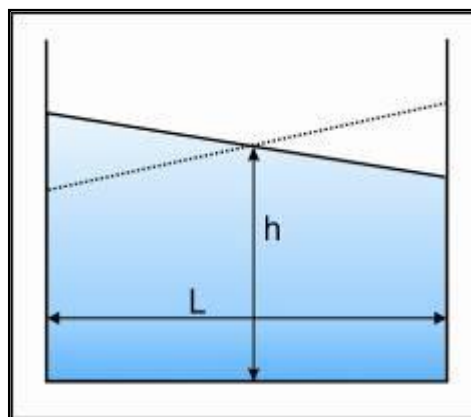
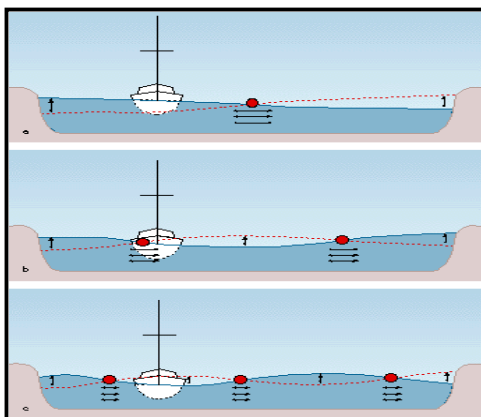
1.10 Αποτελέσματα των Σεισμών στο Νερό Ξηράς

Οι μεγάλοι σεισμοί προκαλούν άμεσες και έμμεσες μεταβολές στα νερά της ξηράς. Άμεσες μεταβολές, είναι οι διάφορες ταλαντώσεις του επιφανειακού νερού λόγω της διέλευσης απ' αυτό σεισμικών κυμάτων, ενώ οι έμμεσες μεταβολές οφείλονται σε διαταράξεις του επιφανειακού ή εδαφικού νερού λόγω παραμορφώσεων ή μεταθέσεων των γήινων πετρωμάτων που βρίσκονται κοντά στο νερό.

Μια από τις σημαντικότερες άμεσες μεταβολές είναι η γένεση κυμάτων *seiches*, δηλαδή η διάδοση στην επιφάνεια του νερού που βρίσκεται σε κλειστούς ή σχεδόν κλειστούς χώρους (λίμνες, λιμάνια, χαντάκια, ποτάμια, κανάλια, κλπ), στάσιμων κυμάτων μεγάλης περιόδου, τα οποία προκαλούν ελεύθερη ταλάντωση του νερού.

Η περίοδος, T (sec), του θεμελιώδους κύματος *seiche*, σε χώρο που έχει σχήμα ορθογωνίου παραλληλεπιπέδου, του οποίου το ύψος του είναι h και η βάση του τετράγωνο πλευράς L δίνεται από τη σχέση: $T = \frac{2L}{\sqrt{gh}}$

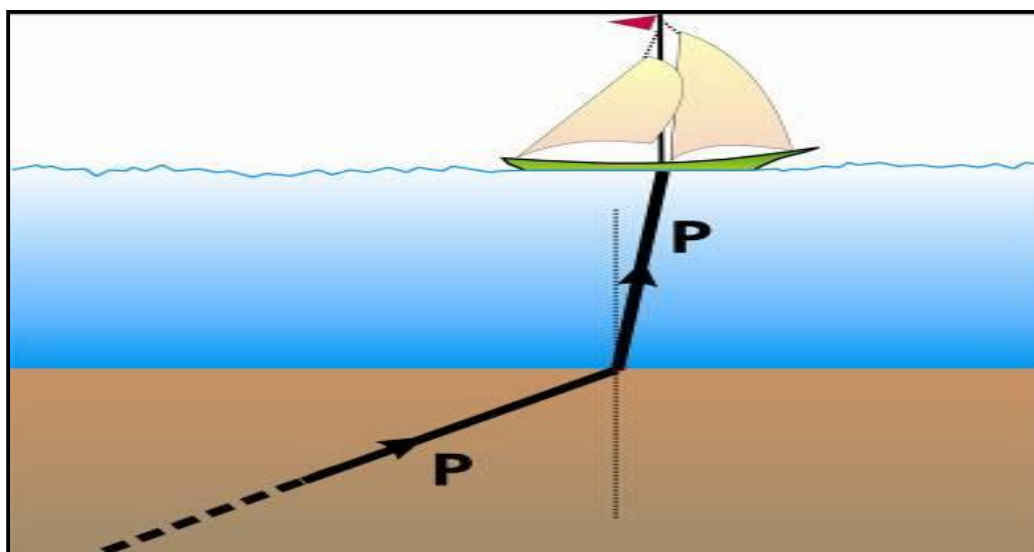
Τα *seiches*, διεγείρονται από τα κύματα Rayleigh. Το σημαντικότερο έμμεσο αποτέλεσμα των σεισμών στο εδαφικό νερό είναι η μεταβολή της παροχής πηγών. Σε πολλές περιπτώσεις, επέρχεται πλήρης στέρηση πηγών και σε άλλες η δημιουργία νέων πηγών.



1.10.1 Θαλάσσιοι Σεισμοί

Οι θαλάσσιοι σεισμοί είναι δονήσεις μικρής περιόδου που οφείλονται στη διάδοση επιμηκών κυμάτων μέσα στο θαλάσσιο νερό. Τα κύματα αυτά, οφείλονται κυρίως σε υποθαλάσσιους σεισμούς.

Οι θαλάσσιοι σεισμοί γίνονται συνήθως αισθητοί στα πλοία και στις βάρκες ως ωθήσεις προερχόμενες από κάτω. Αυτό οφείλεται, στο γεγονός ότι τα επιμήκη κύματα που προσπίπτουν από κάτω στον πυθμένα της θάλασσας, διαθλώνται και υφίστανται ισχυρή απόκλιση προς την κατακόρυφο, λόγω του ότι η ταχύτητα αυτών είναι πολύ μικρότερη στο νερό απ' ό τι στο πέτρωμα κάτω από τη θάλασσα.



1.10.2 Αποτελέσματα Σεισμών στη Θάλασσα

Τα θαλάσσια κύματα βαρύτητας (tsunami), έχουν σχετικά μεγάλο μήκος κύματος (μερικές εκατοντάδες χιλιόμετρα) και διαδίδονται στην επιφάνεια της θάλασσας. Κατά τη διάδοσή τους μεταφέρουν σημαντικές ποσότητες νερού από το χώρο γένεσης αυτών, σε άλλους χώρους.

Τα τσουνάμι, συμπεριφέρονται διαφορετικά από τα ελαστικά κύματα δεδομένου ότι η δύναμη επαναφοράς τους, είναι η βαρύτητα, ενώ τα ελαστικά κύματα οφείλονται σε αλληλεπίδραση μεταξύ γειτονικών υλικών σημείων. Έτσι, το 95% της ενέργειας των τσουνάμι οφείλεται στη βαρύτητα. Μόνο το

5% της ενέργειας αυτής οφείλεται στη μικρή συμπίεση του νερού, καθώς και στη συμπίεση και διατμητική παραμόρφωση των πετρωμάτων του θαλάσσιου πυθμένα.

Το πλάτος ενός τσουνάμι, ελαττώνεται με την απόσταση r από την πηγή του, αντιστρόφως αναλόγως της τετραγωνικής ρίζας της απόστασης αυτής. Στην ανοικτή θάλασσα τα κύματα αυτά δεν είναι επικίνδυνα. Όταν όμως προσβάλλουν τις ακτές προκαλούν μεγάλες ζημιές σε πλοία, λιμάνια, καθώς και σε παράκτιους χώρους. Τα μεγαλύτερα θαλάσσια κύματα βαρύτητας προκαλούν σημαντικές καταστροφές και γίνονται αισθητά σε πολύ μεγάλες αποστάσεις.

Η ταχύτητα των τσουνάμι καθορίζεται από το πεδίο βαρύτητας και δίνεται από τη σχέση: $u = \sqrt{gh}$, όπου h , είναι το πάχος του νερού. Η ενέργεια, E_t , ενός τσουνάμι εξαρτάται από το μέγεθος M του σεισμού, στον οποίο οφείλεται αυτό και δίνεται (σε erg) από την ακόλουθη σχέση του Iida (1958): $\log E_t = 10.3 + 1.5 M$. Η ενέργεια αυτή είναι κατά μέσο όρο, ίση με το 1/10 της ενέργειας του σεισμού που προκάλεσε το κύμα.

Η μέση περίοδος T_m (σε sec), του θαλάσσιου κύματος βαρύτητας, εξαρτάται επίσης από το μέγεθος του σεισμού και δίνεται από τη σχέση: $\log T_m = 2.97 + 0.057 M$. (Hatori, 1969)

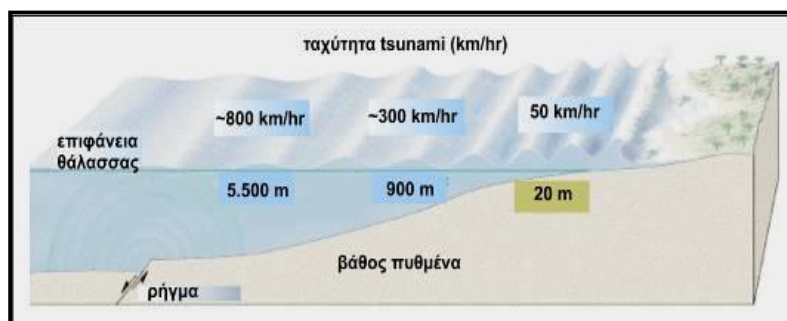
1.10.3 Αίτια Γένεσης των Κυμάτων Τσουνάμι

Αιτίες εμφάνισης των κυμάτων τσουνάμι είναι:

(α) κατακρημνίσεις τεμαχών του θαλάσσιου πυθμένα, οι οποίες παράγονται από υποθαλάσσιους σεισμούς,

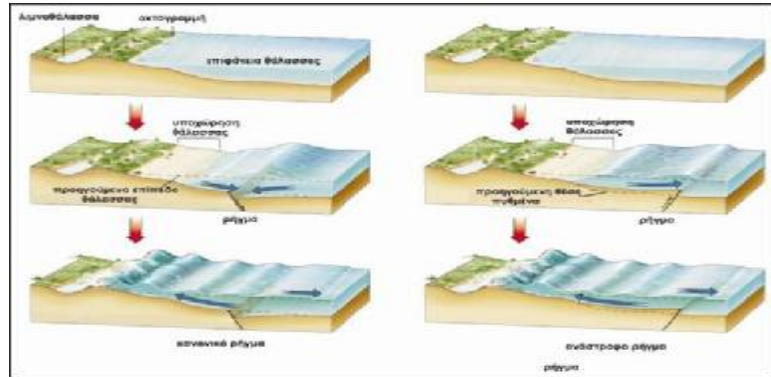
(β) κατολισθήσεις μεγάλων μαζών χαλαρών υλικών στις μεγάλες ωκεάνιες τάφρους και

(γ) εκσφενδόνιση νερού λόγω υποθαλασσίων εκρήξεων.

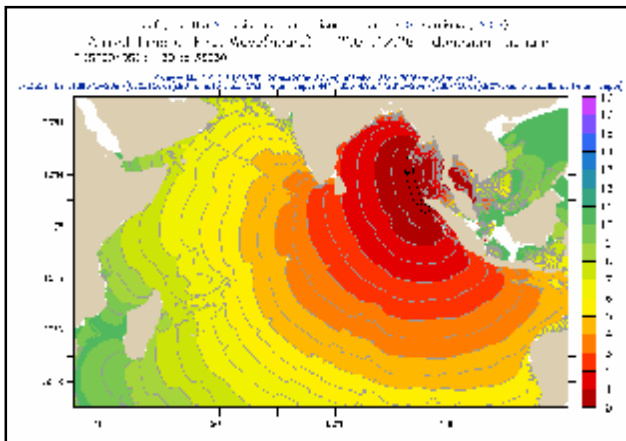


Στην περιοχή γένεσής τους τα τσουνάμι έχουν μικρά πλάτη και οι ταχύτητες διάδοσής τους είναι μεγάλες (στους ωκεανούς είναι της τάξης των 200 m/sec).

Τρόπος γένεσης κυμάτων τσουνάμι.

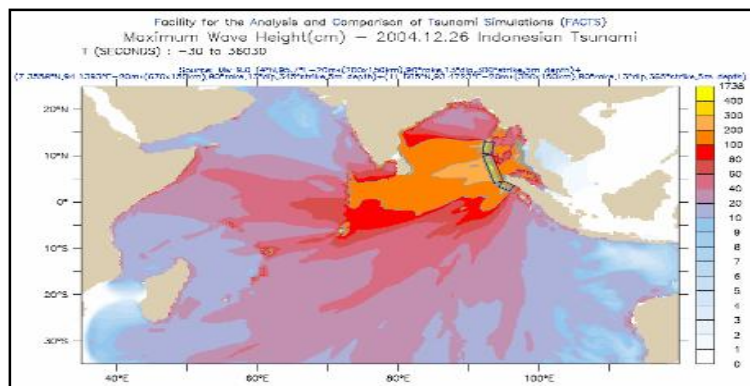


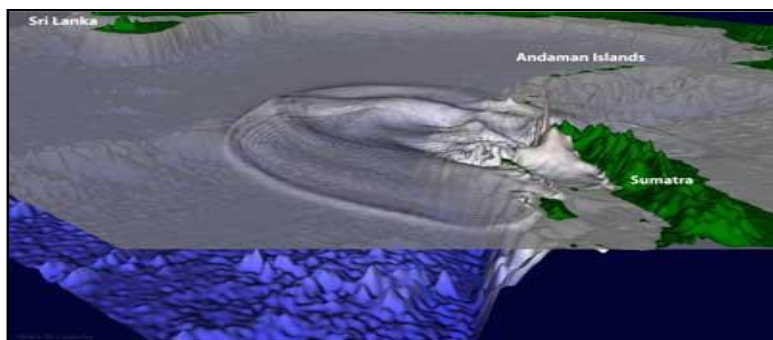
Σε αβαθή νερά, οι ταχύτητες των κυμάτων αυτών γίνονται πολύ μικρότερες και γι' αυτό τα πλάτη αυξάνονται, για να διατηρηθεί η κινητική ενέργεια σταθερή. Για το λόγο αυτό, στο ανοικτό πέλαγος, τα πλάτη των κυμάτων αυτών είναι μικρότερα του 1m, ενώ αναφέρθηκαν περιπτώσεις κατά τις οποίες τέτοια κύματα στις ακτές, απέκτησαν ύψη αρκετών δεκάδων μέτρων. Στις 26 Δεκεμβρίου 2004 έγινε ένας πολύ μεγάλος σεισμός (M=9.0) δυτικά της Σουμάτρα, ο οποίος προκάλεσε τσουνάμι με εξαιρετικά καταστροφικές συνέπειες στην ευρύτερη περιοχή.



(α) θέσεις άφιξης του πρώτου κύματος σε συνάρτηση με το χρόνο (ώρες)

(β) μέγιστο ύψος (σε cm) των κυμάτων αυτών στην περιοχή





(γ) προσομοίωση της διάδοσης του τσουνάμι (USGS).

Αποτελέσματα του τσουνάμι, το οποίο δημιουργήθηκε από το σεισμό της Χιλής στις 22 Μαΐου 1960 ($M_w=9.5$) και προκάλεσε το θάνατο σε 61 κατοίκους της πόλης Hilo της Χαβάης. Το σπίτι μεταφέρθηκε από τα κύματα πάνω στα αυτοκίνητα (Pacific Tsunami Museum).

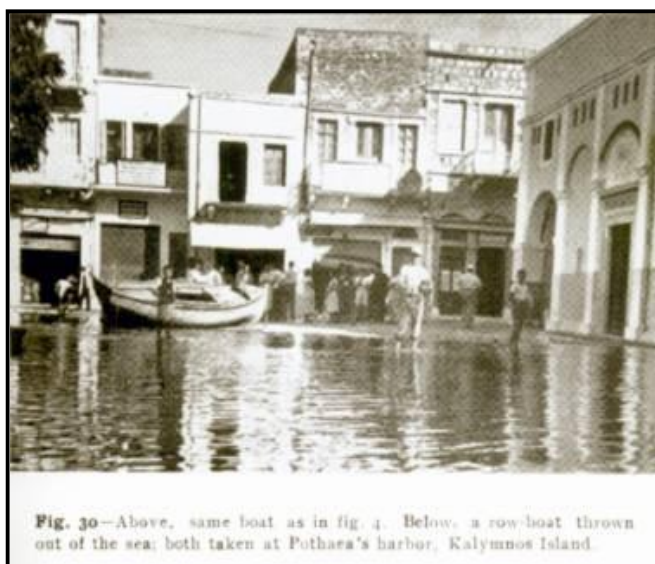


Fig. 30—Above, same boat as in fig. 4. Below, a row-boat thrown out of the sea; both taken at Pothara's harbor, Kalymnos Island.

Αποτελέσματα στην Κάλυμνο από το κύμα που γεννήθηκε κατά το μεγάλο σεισμό ($M=7.5$) της Αμοργού την 9η Ιουλίου 1956 (Κουρουζίδης, προσ. επικ.).

Το τσουνάμι στο λιμάνι Hilo της Χαβάης που έφτασε 5 ώρες μετά το σεισμό της 11ης Απριλίου 1946 στα Αλεούτια νησιά ($M=7.4$) (USC, Tsunami Research Center).



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2°

Η ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ ΣΤΑ ΚΤΙΡΙΑ ΚΑΙ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

2.1 Εισαγωγή

Η παρατήρηση της συμπεριφοράς των κατασκευών κατά την διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού, είναι πρωταρχικής σημασίας για την εκπαίδευση των μηχανικών στη γνώση δοκιμών αντισεισμικών δομικών συστημάτων. Καλές και χρήσιμες όλες οι θεωρίες και τα πειράματα στα εργαστήρια, αλλά η μητέρα όλων των πειραμάτων είναι η ίδια η φύση.

Σήμερα, οι μηχανικοί έχουν στη διάθεσή τους μια ευρεία βάση δεδομένων σε παρατηρήσεις βλαβών κτιρίων, που έχουν καταγραφεί συστηματικά μετά από πρόσφατους ισχυρούς σεισμούς. Από τέτοιες παρατηρήσεις, εξάγονται πολύ χρήσιμα συμπεράσματα ως προς το τι πρέπει να αποφεύγεται κατά το σχεδιασμό και την κατασκευή των κτιρίων. Παρατηρήσεις επί της «καλής συμπεριφοράς κτιρίων» είναι επίσης χρήσιμες, αφού υποδεικνύουν σωστές μορφές δομημάτων.

Σκοπός αυτού του κεφαλαίου είναι να παρουσιάσει μερικές από αυτές τις παρατηρήσεις βλαβών από το σεισμό της Αθήνας του 1999 και να εξάγει συμπεράσματα χρήσιμα για το σχεδιασμό κατασκευών από Ω.Σ.

2.2 Διάκριση σεισμικών βλαβών

Οι σεισμικές βλάβες διακρίνονται σε: άμεσες βλάβες, οι οποίες οφείλονται στη διάδοση των σεισμικών κυμάτων από το έδαφος στα θεμέλια, στους τοίχους και στη στέγη των κτιρίων. Σε έμμεσες βλάβες, οι οποίες προκαλούνται από πυρκαγιές που δημιουργούνται κατά τη διάρκεια των μεγάλων σεισμών. Αυτές οφείλονται σε εστίες που υπάρχουν πριν από τους σεισμούς, σε γένεση ηλεκτρικών βραχυκυκλωμάτων, σε διάρρηξη αγωγών, κλπ.

Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής κίνησης προκαλεί μικρότερες βλάβες από την οριζόντια συνιστώσα, και έχει ως άμεση συνέπεια την ελάττωση της κατακόρυφης αντίδρασης, με αποτέλεσμα την ελάττωση της τριβής και την ολίσθηση αντικειμένων που συγκρατούνται με την τριβή

(κεραμίδια, καπνοδόχοι). Άλλο αποτέλεσμα της κατακόρυφης συνιστώσας είναι η γένεση τάσεων συμπίεσης στα κτίρια, με συνέπεια τη θραύση των πάνω γωνιών αυτών και την πτώση της στέγης.

Η οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής κίνησης, έχει ως αποτέλεσμα τη διατμητική παραμόρφωση των διαφόρων στοιχείων ενός κτιρίου. Αυτό έχει ως συνέπεια τη δημιουργία τάσεων συμπίεσης και τάσεων εφελκυσμού, που έχουν διευθύνσεις κάθετες μεταξύ τους. Για το λόγο αυτό παρατηρούνται πολλές φορές στα κτίρια διαρρήξεις, που σχηματίζουν ορθές γωνίες μεταξύ τους.



Κατάρρευση σπιτιού σε χωριό της περιοχής Κοζάνης-Γρεβενών από το σεισμό της 15ης Μαΐου 1995 (M=6.6)

Τα απομεινάρια της οικοδομής που κατέρρευσε στην πλατεία Ιπποδρομίου στη Θεσσαλονίκη από το σεισμό της 20ης Ιουνίου 1978 (M=6.5). Στη θέση της βρίσκεται σήμερα το Κέντρο Ιστορίας Θεσσαλονίκης.



Αστοχία κολώνας 5όροφης οικοδομής στην περιοχή των Άνω Λιοσίων (έτος κατασκευής 1997) που προκλήθηκε από το σεισμό της 7ης Σεπτεμβρίου 1999 (M=5.9) (Anastasiadis et al., 1999).

2.3 Εκτίμηση Μακροσεισμικών Αποτελεσμάτων

Η σύγκριση των μακροσεισμικών αποτελεσμάτων με βάση τη μέτρηση ενός φυσικού μεγέθους (όπως είναι η σεισμική επιτάχυνση) από το οποίο εξαρτώνται τα αποτελέσματα αυτά, παρουσιάζει σημαντικές δυσκολίες για δύο βασικούς λόγους.

Πρώτον, τα μακροσεισμικά αποτελέσματα δεν εξαρτώνται από ένα μόνο φυσικό μέγεθος αλλά από περισσότερα.

Δεύτερον γιατί το μετρούμενο μέγεθος, αφορά μόνο το σημείο στο οποίο γίνεται η μέτρηση. Είναι δυνατόν, ακόμη και, όχι μακριά από το σημείο αυτό, η τιμή του μεγέθους αυτού να είναι πολύ διαφορετική λόγω διαφορετικών εδαφικών συνθηκών.

Επειδή τα μακροσεισμικά αποτελέσματα εξαρτώνται από τη σεισμική επιτάχυνση, πίστευαν παλιότερα ότι μόνο η σεισμική επιτάχυνση περιγράφει τα αποτελέσματα αυτά καλύτερα από κάθε άλλο φυσικό μέγεθος. Έτσι, έγινε προσπάθεια εκτίμησής της, βάσει διαφόρων παρατηρήσεων, όπως είναι η ανατροπή και εκσφενδόνιση αντικειμένων.

Ακριβής μέτρηση της σεισμικής επιτάχυνσης με τη δυνατότητα σύγχρονου καθορισμού της ταχύτητας, της μετάθεσης, της συχνότητας και της διάρκειας της σεισμικής κίνησης πραγματοποιείται με τις αναγραφές των επιταχυνσιογράφων.

Η εκτίμηση των μακροσεισμικών αποτελεσμάτων γίνεται ακόμη και σήμερα, με βάση ορισμένες μακροσεισμικές κλίμακες που κάθε μια από αυτές αποτελείται από ορισμένους βαθμούς μακροσεισμικής έντασης. Οι βαθμοί αυτοί παριστάνονται με τους λατινικούς αριθμούς I, II, κλπ. Έτσι, γίνεται δυνατή η σύγκριση των μακροσεισμικών αποτελεσμάτων σε έναν τόπο και η εξαγωγή συμπερασμάτων σε σχέση με το έδαφος θεμελίωσης των οικοδομών, αφού σε κάθε τόπο ο τρόπος οικοδομής είναι ο ίδιος.

2.4 Η Συμπεριφορά των Κατασκευών

Σήμερα είναι αποδεκτό, ότι είναι αντιοικονομικός ο σχεδιασμός μιας συνήθους κατασκευής για να αντέξει τον μεγαλύτερο πιθανό σεισμό (σεισμό

σχεδιασμού) χωρίς βλάβες, δηλαδή να συμπεριφερθεί γραμμικά ελαστικά. Ο ΕΑΚ 2000, όπως όλοι οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί, υιοθετεί την φιλοσοφία ότι βλάβες στον φέροντα οργανισμό είναι αποδεκτές κατά την διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού, αλλά ότι η πιθανότητα κατάρρευσης πρέπει να είναι επαρκώς μικρή.

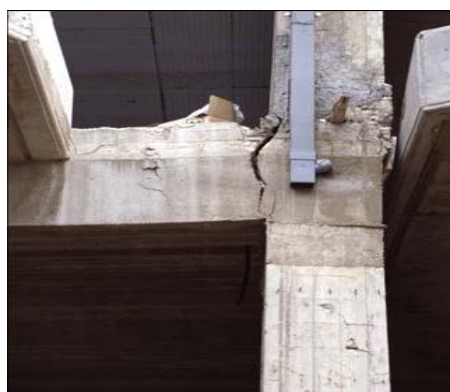
Έχει παρατηρηθεί επανειλημμένα, ότι η σωστή επιλογή του φέροντος οργανισμού είναι πρωταρχικής σημασίας για την καλή συμπεριφορά ενός κτιρίου υπό οποιαδήποτε δράση. Ένας σωστά επιλεγμένος φέροντας οργανισμός τείνει εν γένει να καλύπτει σχετικές ανακρίβειες στην ανάλυση, στη διαστασιολόγηση, στη διαμόρφωση λεπτομερειών και στην κατασκευή. Αντιθέτως, μεγάλη ακρίβεια στην ανάλυση και στην διαμόρφωση λεπτομερειών, δεν βελτιώνουν σημαντικά την συμπεριφορά ενός φέροντος οργανισμού με κακή εξαρχής μόρφωση (Moehle & Mahin)³. Πολύπλοκοι φέροντες οργανισμοί που εισάγουν αβεβαιότητες στην ανάλυση και τη διαστασιολόγηση, ή που δεν επιτρέπουν ανακατανομές της εντάσεως μπορεί να οδηγήσουν σε απρόβλεπτη και μη επιθυμητή συμπεριφορά.

Εκτός όμως από τη γενικότερη συμπεριφορά του κτιρίου, έχει παρατηρηθεί ότι ο σωστός σχεδιασμός αντισεισμικών κατασκευών βασίζεται στην πλαστιμότητα των επιμέρους μελών του φορέα, τα οποία πρέπει να επιτρέπουν την ανακατανομή της εντάσεως και κατά συνέπεια την μείωση των εσωτερικών εντάσεων και την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας. Παρατηρήσεις έχουν αποδείξει την σημασία που έχουν, αφενός μεν, η διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής, ώστε να εξασφαλίζεται η ανελαστική συμπεριφορά σε ορισμένες επιθυμητές θέσεις της κατασκευής, αφ' ετέρου δε, οι λεπτομέρειες όπλισης των μελών, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται επαρκώς η πλαστιμότητα στις θέσεις αυτές όπου δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις.

³ Observations on the Behavior of Reinforced Concrete Buildings During Earthquakes J.P. Moehle and S.A. Mahin, NISEE, University of California, Berkeley, 1991.

2.4.1 Αστοχία Αγκύρωσης Διαμήκων Οπλισμών

Ο διαμήκης οπλισμός ακραίων δοκών, πρέπει να αγκυρωθεί μέσα στον κόμβο δοκού – υποστυλώματος. Σε πολλές περιπτώσεις το πλάτος του υποστυλώματος, δεν επαρκεί για αυτή την αγκύρωση ακόμα και εάν χρησιμοποιηθεί άγκιστρο στο άκρο της ράβδου.



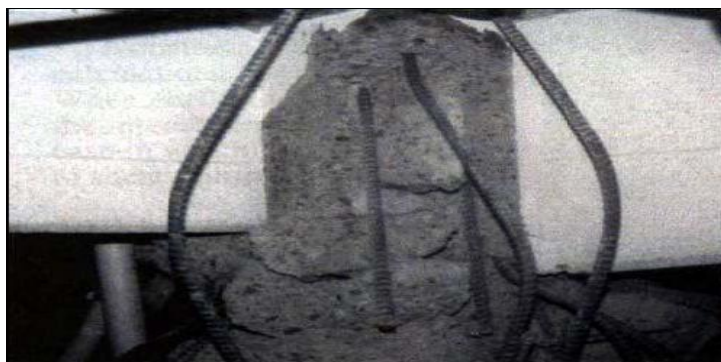
Ανεπαρκής αγκύρωση πάνω & κάτω ράβδων δοκού

Συνήθης περίπτωση ανεπαρκούς αγκύρωσης, είναι οι κάτω ράβδοι δοκών που αγκυρώνονται σε μικρό βάθος μέσα στον κόμβο. Όταν το μήκος αγκύρωσης δεν επαρκεί, τότε οι ράβδοι ολισθαίνουν και δημιουργείται ρωγμή κάθετα προς τη διεύθυνση ολίσθησης.

Εδώ, η σκυροδέτηση του υποστυλώματος έφτασε σε στάθμη πάνω από τη μασχάλη της δοκού, με αποτέλεσμα οι κάτω οπλισμοί της δοκού να μην μπορούν εύκολα να αγκυρωθούν μέσα στον κόμβο και να προκύψει κατά το σεισμό κατακόρυφη ρωγμή στη σύνδεση δοκού και κόμβου.(βλ. εικόνα)



Σε ακραίους κόμβους υποστυλωμάτων οι διαμήκεις οπλισμοί αγκυρώνονται μέσα στον κόμβο. Σε παλαιότερες κατασκευές, δεν τοποθετούνταν συνδετήρες μέσα στον κόμβο, οπότε οι οπλισμοί του υποστυλώματος αγκυρώνονταν σε ουσιαστικά άοπλο σκυρόδεμα. Υπό τη δράση κυκλικών ανελαστικών φορτο-αποφορτίσεων, αναπτύσσονται τάσεις διαρρήξεως στις ζώνες αγκύρωσης, οι οποίες μπορούν να δημιουργήσουν διάρρηξη του απερίσφιγκτου σκυροδέματος του κόμβου. Όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί απαιτούν την τοποθέτηση εγκάρσιων οπλισμών στις περιοχές των αγκυρώσεων και στους κόμβους.



Διάρρηξη απερίσφιγκτου
σκυροδέματος κόμβου (Fib Bulletin
24)

2.4.2 Διατμητικές Αστοχίες

Η πιο φαθυρή μορφή αστοχίας μελών, είναι από διάτμηση και συμβαίνει στις θέσεις μέγιστης διάτμησης, δηλαδή στα άκρα των στοιχείων. Ένα φαθυρό μέλος αστοχεί απότομα μόλις αναλάβει τη μέγιστη έντασή του, δηλαδή χωρίς προειδοποίηση της επικείμενης αστοχίας. Ειδικά για τα υποστυλώματα, μια φαθυρή αστοχία μπορεί να οδηγήσει σε τοπική απώλεια ευστάθειας και στη συνέχεια, σε πλήρη κατάρρευση ενός κτιρίου, χωρίς να δοθεί ο χρόνος για την εκκένωσή του. Επομένως, υπάρχει αυξημένος κίνδυνος απώλειας ζωής και αυξημένο οικονομικό κόστος.



Διατμητική αστοχία υποστυλώματος πάνω & κάτω με λυγισμό ράβδων και θραύση λεπτών & αραιών συνδετήρων

Διατμητικές αστοχίες στα υποστυλώματα εμφανίζονται στις περιοχές μέγιστης διάτμησης, δηλαδή στα άκρα τους (κρίσιμες περιοχές). Διατμητική αστοχία σε ένα υποστύλωμα, μπορεί να εμφανισθεί στο πάνω ή στο κάτω άκρο ή, λιγότερο συχνά και στα δύο άκρα.



Οι διατμητικές αστοχίες οφείλονται σε ανεπάρκεια των συνδετήρων / εγκάρσιων συνδέσμων σε μέγεθος διαμέτρου, πυκνότητα και αντοχή

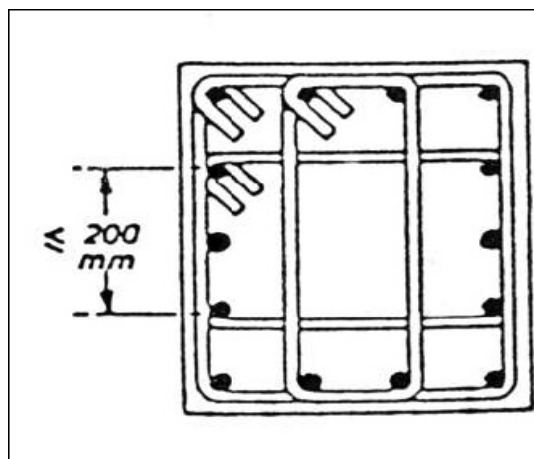
Το σκυρόδεμα και οι συνδετήρες σε αυτές τις περιπτώσεις, δεν επαρκούν για να αναλάβουν τις μεγάλες διατμητικές δυνάμεις από το σεισμό στα άκρα των υποστυλωμάτων και αυτό οδηγεί σε διαγώνια εφελκυστική αστοχία του σκυροδέματος. Σε όλες αυτές τις περιπτώσεις έχουμε και θραύση συνδετήρων.



Διατμητικές αστοχίες υποστυλωμάτων, οφειλόμενες σε χρήση συνδετήρων μικρής διαμέτρου σε μεγάλες αποστάσεις. (λυγισμός ράβδων και θραύση λεπτών & αραιών συνδετήρων)

Για να αποφευχθεί ο λυγισμός των κατακόρυφων οπλισμών, όπως συνέβει παραπάνω, λόγω θλίψης από την εναλλασόμενη ένταση του σεισμού, απαιτείται από τους σημερινούς κανονισμούς να συγκρατούνται οι οπλισμοί αυτοί από πυκνούς συνδετήρες ή εγκάρσιους συνδέσμους κατάλληλης διαμέτρου και να διατάσσονται κατά μήκος της περιμέτρου της διατομής, έτσι ώστε η απόστασή τους να μην ξεπερνά τα 200 mm.

Τέτοιες απαιτήσεις δεν υπήρχαν στους παλαιότερους κανονισμούς και είναι ένας από τους κύριους λόγους αστοχιών υποστυλωμάτων σε διάτμηση. Τα άκρα των συνδετήρων πρέπει να αγκυρώνονται στον πυρήνα της διατομής καμπτόμενα κατά 135° τουλάχιστον ή να συγκολλούνται μεταξύ τους. Στις παλαιότερες κατασκευές, η κάμψη των άκρων γινόταν κατά 90° , δηλαδή μέσα στην επικάλυψη των οπλισμών, οπότε κατά την αποφλοίωση αυτής, που είναι σύνηθες φαινόμενο στα αρχικά στάδια του σεισμού, μειώνεται δραστικά η περίσφιγξη των συνδετήρων.





Άνοιγμα συνδετήρων με κάμψη άκρων κατά 90° μετά την αποφλοίωση της επικάλυψης των οπλισμών.



Διατμητική αστοχία πάνω άκρου υποστυλωμάτων λόγω απουσίας συνδετήρων. Ο μανδύας συνδετήρων έφτανε μέχρι 0.50 m κάτω από τις δοκούς

Στις παραπάνω εικόνες, φαίνεται η περίπτωση διατμητικής αστοχίας του πάνω άκρου υποστυλώματος οπλισμένου με μανδύα συνδετήρων, που έφθανε, λόγω κακής κατασκευής και άγνοιας, μέχρι 0.50 m περίπου κάτω από τη δοκό. Η κρίσιμη περιοχή, δεν είχε κανένα συνδετήρα σε όλα τα υποστυλώματα του ισογείου, με αποτέλεσμα την θεαματική αστοχία όλων των υποστυλωμάτων στην κεφαλή τους, ενώ στη βάση τους δεν εμφανίστηκε καμιά αστοχία.

Εκτίναξη γωνίας διατομής σκυροδέματος λόγω μη συγκράτησης του κατακόρυφου οπλισμού στη γωνία συνδετήρα.



Παραπάνω, ο κατακόρυφος οπλισμός δεν συγκρατείται στη γωνία του συνδετήρα, με αποτέλεσμα κατά το σεισμό να εκτιναχθεί η γωνία της διατομής του σκυροδέματος, λόγω της παραμόρφωσης του κατακόρυφου οπλισμού και σε επόμενα στάδια να κινδυνεύει να λυγίσει ο κατακόρυφος οπλισμός, να ανοίξουν οι συνδετήρες και να μειωθεί δραστικά η περίσφιγξη.

Η σωστή κατασκευή και τοποθέτηση πυκνών συνδετήρων, κατάλληλης διαμέτρου και αντοχής, συνεισφέρει στην εξασφάλιση επαρκούς διατμητικής αντοχής, στην περίσφιγξη του σκυροδέματος για να εξασφαλισθεί ικανοποιητική πλαστιμότητα, στην αποτροπή λυγισμού των διαμήκων ράβδων και στη βελτίωση της αγκύρωσής τους.

Σε πολλές κατασκευές, χρησιμοποιούνται τοιχοποιίες μεταξύ υποστυλωμάτων από το επίπεδο της πλάκας του ορόφου μέχρι το κάτω μέρος του παραθύρου, αφήνοντας έτσι ελεύθερο ένα σχετικά μικρό τμήμα του υποστυλώματος στο πάνω μέρος του.



Αστοχία κοντού υποστυλώματος

Η διατμητική δύναμη που αναλαμβάνει το υποστύλωμα με ουσιαστικά μικρότερο ύψος, είναι μεγαλύτερη από αυτή που θα αναλάμβανε το αντίστοιχο υποστύλωμα με πλήρες ύψος. Εάν αυτό δεν ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς, και δεν τοποθετηθούν πολλοί και πυκνοί συνδετήρες, μπορεί να δημιουργηθεί διατμητική αστοχία στο «κοντό υποστύλωμα», που σε πολλές περιπτώσεις οδηγεί σε πλήρη αστοχία και κατάρρευση της κατασκευής.

Αστοχία σειράς κοντών υποστυλωμάτων



Εδώ φαίνεται η αποτελεσματικότητα επισκευής με τοπικό μανδύα κοντού υποστυλώματος με αστοχία από προηγούμενο σεισμό. Τα τοιχώματα είναι πιο ευάλωτα σε διατμητική αστοχία από τα υποστυλώματα, διότι αναλαμβάνουν ανάλογα με την ακαμψία τους, αυξημένο ποσοστό της συνολικής τέμνουσας ορόφου.



Στους παλαιότερους κανονισμούς δεν προβλεπόταν ουσιαστικά ιδιαίτερη όπλιση των τοιχωμάτων σε σχέση με τα υποστυλώματα. Για το λόγο αυτό τα τοιχώματα παλαιότερων κατασκευών αστοχούν σε διάτμηση με μεγάλες παραμορφώσεις.



Διατμητική αστοχία τοιχωμάτων με μεγάλες παραμορφώσεις

Στους σύγχρονους κανονισμούς προβλέπονται, εκτός των συνήθων οπλισμών κορμού, κρίσιμες περιοχές στο πάνω και κάτω άκρο με πολλούς και πυκνούς συνδετήρες, και στο δεξιό και αριστερό άκρο, διαμόρφωση και όπλιση σαν περισφιγμένα υποστυλώματα.

2.5 ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΔΙΑΣΠΑΣΗΣ ΑΠΟ ΣΥΝΑΦΕΙΑ

Οι τάσεις συνάφειας που δρουν κατά μήκος των νευροχαλύβων, δημιουργούν περιμετρικές εφελκυστικές τάσεις στο γύρω σκυρόδεμα. Σε μέλη με έντονες μεταβολές ροπών κατά το μήκος τους, λόγω σεισμικών δράσεων, μπορούν να υπάρχουν υψηλές τάσεις συνάφειας. Εάν οι διαμήκεις οπλισμοί μιας δοκού ή ενός υποστυλώματος δεν περιβάλλονται από πυκνούς συνδετήρες ή εγκάρσιους συνδέσμους, μπορούν να δημιουργηθούν ρωγμές διάσπασης κατά μήκος των ράβδων, κυρίως όταν χρησιμοποιούνται νευροχάλυβες μεγάλης διαμέτρου, ή όταν το πάχος της επικάλυψης είναι

μικρό. Αυτές οι ρωγμές διάσπασης μπορεί να οδηγήσουν σε αποφλοίωση του σκυροδέματος επικάλυψης (Φωτ.1) και σε μείωση της συνάφειας, των διαμήκων και εγκάρσιων οπλισμών.

Εάν στη ζώνη αποφλοίωσης βρίσκονται τα άκρα συνδετήρων, τότε υπάρχει κίνδυνος να ανοίξει ο συνδετήρας και να χαθεί η περίσφιγξη, όπως περιγράφεται αναλυτικότερα παρακάτω. Επομένως, έχουμε εξασθένηση του υποστυλώματος και αυξημένες πιθανότητες δημιουργίας περαιτέρω αστοχιών κατά τη διάρκεια του σεισμού. Τα παραπάνω φαινόμενα επιδεινώνονται στην περίπτωση που προϋπάρχει διάβρωση του οπλισμού.

2.5.1 Αστοχίες Κόμβων

Οι κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων, δεν προβλεπόταν κατά τους παλαιότερους κανονισμούς να ελέγχονται για διατμητικές τάσεις και δεν τοποθετούνταν συνδετήρες μέσα σε αυτούς. Για το λόγο αυτό, σε εξωτερικούς κόμβους, όπου η δοκός και τα υποστυλώματα που συντρέχουν σε αυτούς δεν παρουσιάζουν αστοχία, μπορεί να εμφανιστεί διαγώνια εφελκυστική αστοχία.



Διαγώνια ρηγμάτωση εξωτερικού κόμβου με μείωση ακαμψίας του



Αστοχία εξωτερικού κόμβου και πρακτική απώλεια στήριξης δοκού

Αυτή η διαγώνια ρηγμάτωση, λόγω της απουσίας συνδετήρων, είναι ψαθυρής μορφής και μειώνει την ακαμψία της κατασκευής. Το εύρος της ρηγμάτωσης και οι επιπτώσεις της βλάβης του κόμβου, εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες και σε μερικές περιπτώσεις μειώνεται πολύ η ακαμψία του κόμβου ή χάνεται η στήριξη της δοκού στο υποστυλωμα και ακολουθεί κατάρρευση της κατασκευής. Σε όλους τους σύγχρονους κανονισμούς, απαιτείται, οι συνδετήρες που τοποθετούνται στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων πάνω και κάτω από τον κόμβο, να συνεχίζονται και μέσα σε αυτόν.

2.5.2 Άλλες Περιπτώσεις Αστοχιών

Η τοποθέτηση υδρορροών εντός των υποστυλωμάτων απαγορεύεται, διότι μπορεί να προκληθεί τοπική αστοχία και να μην μπορούν να λειτουργήσουν οι συνδετήρες δημιουργώντας περίσφιγξη.



Αστοχία κόμβου και απώλεια περίσφιγξης συνδετήρων λόγω τοποθέτησης υδρορροής εντός του υποστυλώματος

Όταν κατασκευάζονται κτίρια σε επαφή, ή πολύ κοντά μεταξύ τους, μπορεί να προκληθεί αστοχία από εμβολισμό. Αυτό συμβαίνει κυρίως όταν οι πλάκες των δύο γειτονικών κτιρίων δεν είναι στο ίδιο ύψος και η πάνω πλάκα του χαμηλότερου κτιρίου εμβολίζει τα υποστυλώματα του γειτονικού κτιρίου.

Εμβολισμός υποστυλώματος από την πλάκα γειονικού χαμηλότερου κτιρίου



Σε κτίρια με εκτεταμένη κάτοψη, όπου επιλέγεται η χρήση αρμών διαστολής, για περιορισμό των επιβαλλόμενων παραμορφώσεων από συστολή ξηράνσεως και θερμοκρασιακές μεταβολές, χρειάζεται ειδική διαμόρφωση και όπλιση των αρμών αυτών, ώστε τα μέλη που συντρέχουν σε αυτούς να μην κινδυνεύουν να χάσουν τη στήριξή τους, όταν δημιουργηθεί μεγάλο άνοιγμα των αρμών από τις οριζόντιες σεισμικές μετακινήσεις.



Μικρό άνοιγμα αρμού διαστολής από οριζόντια σεισμική μετακίνηση σε κτίριο μεγάλης κάτοψης

Στο ίδιο κτίριο, απώλεια στήριξης δοκού αρμού διαστολής λόγω μεγάλου ανοίγματος αρμού



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3ο

ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΣΗ - ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΚΑΙ ΑΠΟΦΟΡΤΙΣΗ

ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΠΟΥ ΕΧΟΥΝ ΥΠΟΣΤΕΙ ΒΛΑΒΗ ΑΠΟ ΣΕΙΣΜΟ

3.1 Εισαγωγή

Είναι αυτονόητο ότι το πρώτο πράγμα που απαιτείται μετά από ένα σεισμό μεγάλου μεγέθους, είναι η οπτική διαπίστωση των βλαβών που έχει υφισταθεί μια κατασκευή, με απώτερο σκοπό τη σύλληψη ενός συστήματος επισκευής-ενίσχυσης που θα την καταστήσει, αφενός μη εκτεθειμένη σε κατάρρευση, αν οι βλάβες ήταν σοβαρές, και αφετέρου κατοικήσιμη, αν λόγω σεισμού είχε χάσει την παραπάνω ιδιότητα της.

Για όλα αυτά απαιτείται μεγάλη σοβαρότητα, ειδίκευση και πείρα, καθώς και η επιστράτευση των επιστημονικών και ψυχολογικών ικανοτήτων του μηχανικού μέσα σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα (μισής ώρα ή μισής μέρας). Ενδέχεται δηλαδή, να πρέπει να ληφθούν άμεσα ορισμένα μέτρα τα οποία αφορούν την ασφάλεια:

- α) των ενοίκων (αν θα γίνει εκκένωση του κτιρίου ή όχι)
 - β) των γειτόνων (αν θα γίνει κατεδάφιση μέρους ή όλου του κτιρίου που έχει υποστεί βλάβη)
 - γ) του κτιρίου (αν θα γίνει άμεση υποστύλωση-αντιστήριξη ορισμένων στοιχείων ή του συνόλου της κατασκευής με σκοπό την αποφυγή αυξήσεως των βλαβών με το χρόνο, λόγω έντονων μεταβολών στη στατική λειτουργία)⁴.
- Προς τούτο, καλείται ο μηχανικός να σχεδιάσει ένα προσωρινό σύστημα υποστύλωσης-αντιστήριξης.

3.2 Σύλληψη του Προβλήματος

Ο σχεδιασμός μιας προσωρινής υποστύλωσης ή αντιστήριξης γίνεται συνήθως άμεσα και χονδρικά. Πριν από οτιδήποτε άλλο, χρειάζεται μια

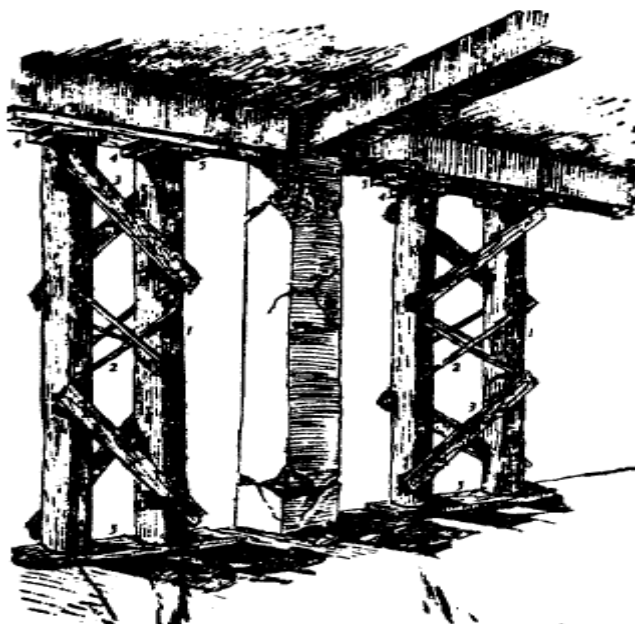
⁴ Πρακτικά Πανελληνίου Συνεδρείου Πολιτικών Μηχανικών, 1992.

διαπίστωση της επικινδυνότητας της κατασκευής και η αναγνώριση των σημείων της, που έχουν υποστεί βλάβη με σκοπό την ανεύρεση γρήγορων λύσεων για μείωση της τρωτότητας του κτιρίου. Σημαντικό ρόλο παίζει όμως η αναγνώριση και η ανεύρεση υλικών και μέσων, που θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν. Γενικά, θα μπορούσαμε να πούμε ότι, όσο πιο σοβαρή είναι μια βλάβη, τόσο υψηλότερης ποιότητας θα πρέπει να είναι το χρησιμοποιούμενο υλικό ή μέσο.

3.2.1 Υλικά-Τρόποι Υποστήλωσης

Με τον όρο υποστύλωση, εννοούμε τον τρόπο εκείνο με τον οποίο επιτυγχάνεται η ασφαλής λειτουργία του φέροντος οργανισμού σε κτίρια που έπαθαν σοβαρές ζημιές στα κατακόρυφα στοιχεία τους, όπως θραύση υποστυλωμάτων, ρηγματώσεις τοιχοποιιών ή στα οριζόντια στοιχεία τους, όπως βλάβες σε δοκούς ή πλάκες. Σε γενικές γραμμές τα χρησιμοποιούμενα υλικά για υποστύλωση είναι:

- α) κορμοί δένδρων ή βιομηχανική ξυλεία,
- β) μεταλλικοί στύλοι ή βιομηχανικά ικριώματα,
- γ) μεταλλικές διατομές (σιδηρά νορμάλ προφίλ).

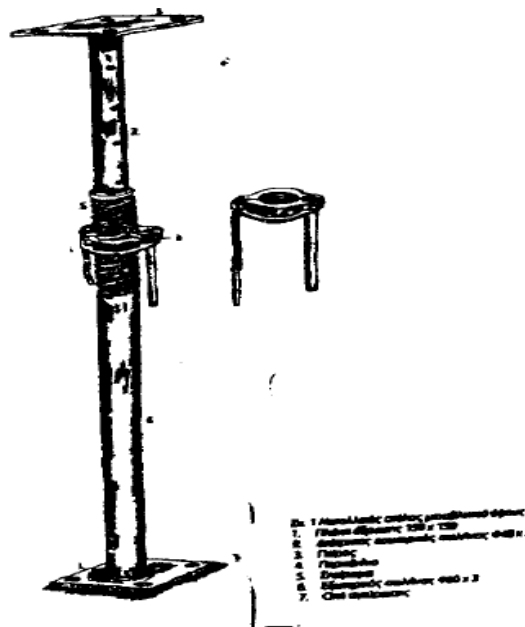


Εικόνα 1

Η υποστύλωση με ξυλεία, εφαρμόζεται για την παραλαβή κατακόρυφων φορτίων, ή για την ανακούφιση στοιχείων που έχουν υποστεί βλάβη. Συνίσταται σε υποστύλωση με α) ξύλινα λατάκια και β) κορμούς δένδρων. Ξύλινα λατάκια ή καδρόνια, συνήθως περιβάλλουν το στοιχείο που έχει υποστεί βλάβη, π.χ. ένα υποστύλωμα, ενώ αν συνδεθούν με σύνδεσμο τύπου Z ή χιαστί εξασφαλίζουν καλύτερη υποστήριξη του στοιχείου. Κορμοί δένδρων

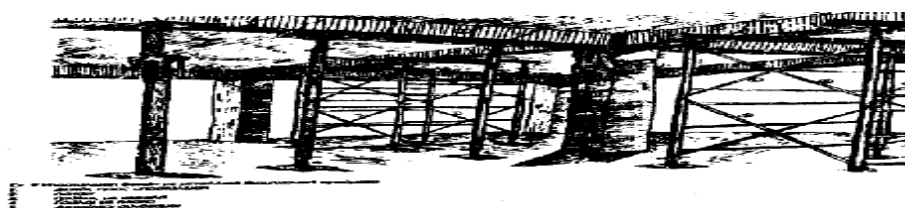
μπορούν να βρίσκονται εκατέρωθεν του στοιχείου που έχει υποστεί βλάβη και επίσης συνδέονται με χιαστί συνδέσμους, πάνω και κάτω με την ύπαρξη μαδεριών (Εικ.1)⁵⁶.

Η υποστύλωση μέσω μεταλλικών στύλων ή βιομηχανικών ικριωμάτων χρησιμοποιείται κυρίως για την ανάληψη μικρών κατακόρυφων φορτίων, είτε αυτά είναι μεμονωμένα (κολώνες), είτε είναι εκτεταμένα (φορτία πλακών), ή ακόμα και για την ανακούφιση καμπτόμενων στοιχείων (δοκοί). Οι μεταλλικοί στύλοι είναι μεταλλικές σωληνώσεις μεταβλητού ύψους, οι οποίοι σφηνώνονται με ειδικούς βιδωτούς γρύλους (Εικ.2).



Εικόνα 2

Τα μεταλλικά ικριώματα, συναρμολογούνται συνήθως σε πύργους, με τη βοήθεια προκατασκευασμένων διαγωνίων, σε συνδυασμό με ξύλινα καθρόνια που τοποθετούνται στο πάνω μέρος αυτών. Εδράζονται σε βάσεις ρυθμιζόμενες καθ' ύψος (Εικ.3)⁷⁸.



Εικόνα 3

⁵ ΕΜΠ, 'Συστάσεις για τις επισκευές κτιρίων βλαμμένων από σεισμό', Αθήνα, 1988

⁶ ΥΠΕΧΩΔΕ, 'Τεχνικές επεμβάσεις έκτακτης ανάγκης μετά από καταστροφικό σεισμό. Άρση επικινδυνότητων, προσωρινές υποστυλώσεις – αντιστηρίξεις', Αθήνα, 2000.

⁷ ΕΜΠ, 'Συστάσεις για τις επισκευές κτιρίων βλαμμένων από σεισμό', Αθήνα, 1988

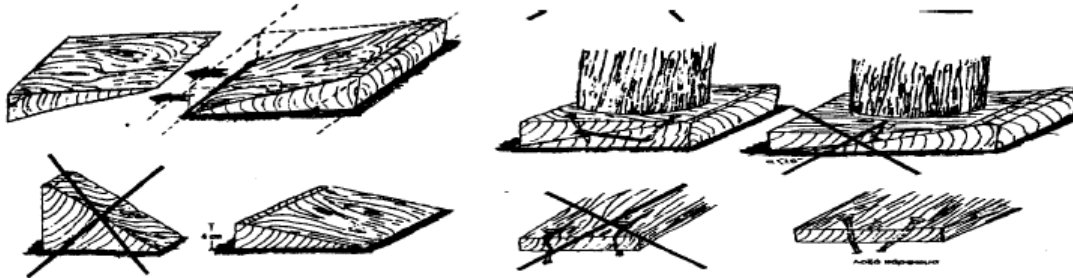
⁸ ΥΠΕΧΩΔΕ, 'Τεχνικές επεμβάσεις έκτακτης ανάγκης μετά από καταστροφικό σεισμό. Άρση επικινδυνότητων, προσωρινές υποστυλώσεις – αντιστηρίξεις', Αθήνα, 2000.

Η υποστύλωση με σιδηρές διατομές (νορμάλ προφίλ), χρησιμοποιείται συνήθως για άμεση ενίσχυση, με μορφή περίσφιγξης του υποστυλώματος που έχει υποστεί βλάβη, είτε για την δημιουργία μεταλλικών στύλων (υποστύλωση με κοιλοδοκούς).

3.3 Σχόλια επί των Μεθόδων – Υπολογιστικές Συστάσεις

3.3.1 Υποστύλωση με Ξυλεία

Η υποστύλωση με λατάκια ή καδρόνια είναι φθηνή μέθοδος και συνίσταται για μικρές ζημιές. Η υποστύλωση μέσω κορμών, είναι πολύ εύκολη και γρήγορη, αφού μπορεί να γίνει από μη ειδικευμένα άτομα. Για το ξύλο, είναι σημαντικό να ληφθεί υπόψη η τάση που έχει να συστελοδιαστέλεται, κάτι που μπορεί να οδηγήσει σε χαλάρωση τμήματος της ξύλινης κατασκευής, ή ακόμη και σε ένα είδος αυτεντάσεως αυτής, με σημαντικές συνέπειες από πλευράς παραμορφώσεων για το βλαμμένο-υποστηριζόμενο στοιχείο.



Εικόνα 5

Εξίσου σημαντική, κρίνεται η σωστή εφαρμογή των σφηνώσεων, οι οποίες πρέπει να εδράζονται σε σταθερό υπόβαθρο για την επίτευξη ικανοποιητικής στήριξης.

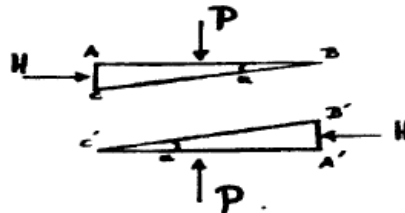
Συνοπτικά, η σφήνωση επιτυγχάνεται με χρήση ξύλινων σφηνών, οι οποίες θα αναλάβουν το θλιπτικό φορτίο της υποστύλωσης. Στην παραπάνω Εικ.5, φαίνονται τα είδη της και οι τρόποι σφήνωσης μιας σφήνας, οι οποίοι πρέπει να τηρούνται, ώστε αυτή να μην καταπονείται καμπτικά όταν σφηνώνεται. Επιπλέον, φαίνεται η σωστή σύνδεση δυο σφηνών για εξασφάλιση έναντι ολίσθησης (με καρφιά ή μεταλλικά τζινέτια).

Οι σφήνες παρακάτω, υπολογίζεται ότι λαμβάνουν φορτίο P , με χρήση των εξής τύπων: α) αν θεωρηθεί τριβή κατά την επιφάνεια μεταξύ των σφηνών $BC-B'C'$, καθώς και η τριβή μεταξύ των οριζοντίων επιφανειών $AB, A'B'$ με τον ίδιο συντελεστή τριβής f , τότε ισχύει η [1], β) αν αγνοηθεί η τριβή μεταξύ των οριζοντίων επιφανειών $AB, A'B'$ και ληφθεί υπόψη μόνο η τριβή μεταξύ των σφηνών $BC-B'C'$, τότε ισχύει η [2].

Ο πρώτος τύπος είναι δυσμενέστερος του δεύτερου, καθώς $P_1 < P_2$. Η γωνία της σφήνας κυμαίνεται από 5 έως 15 μοίρες. Όπου, H το άθροισμα των αλληπάλληλων κρουστικών οριζοντίων δυνάμεων, μετρούμενων εμπειρικά. Για τον συντελεστή τριβής, ισχύουν περίπου οι εξής τιμές: ξύλο με ξύλο $f = 0.30$, ξύλο με μέταλλο $f = 0.20$, μέταλλο με μέταλλο $f = 0.15$.

$$1 \quad P = H \frac{1 - f \operatorname{tga}}{2f + \operatorname{tga}}$$

$$2 \quad P = H \frac{1 - f \operatorname{tga}}{f + \operatorname{tga}}$$



Η ποιότητα του ξύλου της σφήνας, πρέπει να είναι καλύτερη και να έχει μεγαλύτερη αντοχή από εκείνη της ξυλείας της αντιστήριξης. Το μήκος της σφήνας, πρέπει να είναι αρκετό, ώστε να επαρκεί για μεγαλύτερη σφήνωση μετά από αλληπάλληλες κρούσεις. Οι σφήνες πάντως, πρέπει να χρησιμοποιούνται, εφόσον τα φορτία της κατασκευής είναι στατικά. Αν στην κατασκευή επενεργούν και οριζόντιες δυνάμεις, οι δυνάμεις τριβής δεν επαρκούν για να συγκρατήσουν τη σφήνα και έτσι η σφήνωση αχρηστεύεται.

Οι χρησιμοποιούμενοι κορμοί, όπως και οι σφήνες, πρέπει να είναι όσο το δυνατόν αυτοτελή τμήματα δένδρων απαλλαγμένα από ρόζους (υγιή). Οι κορμοί δε, πρέπει να είναι όσο το δυνατόν πιο ευθύγραμμοι και να έχουν μεγάλη αντοχή σε θλίψη. Η διατομή του κορμού που θα βοηθήσει στην υποσύλωση, υπολογίζεται αφού εκτιμηθεί χονδρικά το φορτίο που καλείται να αναλάβει ο κορμός, δοθείσας της επιτρεπόμενης τάσης του ξύλου κατά τη διεύθυνση φόρτισης.

Η επιτρεπόμενη τάση του ξύλου, εξαρτάται τόσο από το είδος και την ποιότητα ξυλείας, όσο και από την παλαιότητα της. Αν οι διατιθέμενοι κορμοί έχουν μικρή διατομή ή το ύψος τους είναι μεγάλο, λόγω ύψους του στοιχείου

που έχει υποστεί βλάβη, τότε απαιτείται και κατάλληλος έλεγχος λυγισμού αφού ληφθεί υπόψη ότι τα μαδέρια στήριξης, εξασφαλίζουν το ανένδοτο της βάσης – συνθήκες πάκτωσης – με κάποιο συντελεστή ασφαλείας φυσικά. Για κάθε υποστύλωμα π.χ. θα πρέπει να τοποθετούνται δυο τουλάχιστον κορμοί, διαμέτρου 25cm, εκατέρωθεν. Το επιτρεπόμενο φορτίο για την παραπάνω διάμετρο και για ύψος ορόφου μέχρι 3.00m, θα πρέπει να εκτιμάται για υγιή ξυλεία στους 30 tons/στύλο. Η φέρουσα ικανότητα για ξύλινη ορθογωνική διατομή, υπολογίζεται σύμφωνα με το σύγγραμμα της βιβλιογραφίας⁹, με τις εξής επιτρεπόμενες τάσεις: τάση εφελκυσμού ή θλίψεως, παράλληλα προς την διεύθυνση των ινών $\sigma = +$ ή $- 70\text{kg/cm}$, τάση διάτμησης 14kg/cm , μέτρο ελαστικότητας $E = 85000\text{kg/cm}$. Τέλος, αν η διατομή του κορμού είναι κυκλική μπορεί να ανάγεται σε ισοδύναμη τετραγωνική με το ίδιο εμβαδόν¹⁰¹¹.

3.3.2 Υποστύλωση με Μεταλλικούς Στύλους ή Βιομηχανικά Ικριώματα

Η υποστύλωση με μεταλλικούς στύλους ή βιομηχανικά ικριώματα, όπως προαναφέρθηκε, χρησιμοποιείται για την ανάληψη μικρών φορτίων ή πολύ ελαφρών ζημιών ή ακόμα και για την ανακούφιση καμπτόμενων στοιχείων (δοκών ή κυρίως πλακών). Οι στύλοι αντέχουν φορτίο 2.0 tons, ενώ το σύννηθες ύψος τους είναι 3.00 m.

Αντίθετα, τα βιομηχανικά ικριώματα που συναρμολογούνται σε πύργους έχουν φέρουσα ικανότητα 8.0 tons. Η συναρμολόγηση των ικριωμάτων γίνεται απλά και γρήγορα από ανειδίκευτο εργατικό προσωπικό. Απαιτείται έλεγχος ευστάθειας, ειδικά εάν το ύψος υποστύλωσης είναι μεγάλο, ενώ οι μηχανισμοί σφήνωσης επιτελούνται με τη χρήση ειδικών κοχλιών, ενσωματωμένων στο στέλεχος κάθε ικριώματος. Η σφήνωση εδώ γίνεται με μηχανικούς ή υδραυλικούς γρύλους. Οι μηχανικοί γρύλοι, χρησιμοποιούνται για φορτία μέχρι 30 tons, ενώ οι υδραυλικοί, για φορτία μέχρι και 300 tons. Οι παράμετροι που απαιτούνται προ της χρησιμοποίησης του γρύλου, φαίνονται

⁹ ΑΠΘ, 'Επισκευή ζημιών από σεισμό σε κτίρια – Οδηγίες', Θεσσαλονίκη, 1978

¹⁰ Πενέλης – Κάππος, 'Αντισεισμικές κατασκευές από σκυρόδεμα', Θεσσαλονίκη, 1990

¹¹ Τριανταφύλλου, 'Δομικά Υλικά', Πάτρα, 1999

στον παρακάτω πίνακα. Οι παράμετροι αυτοί δίνονται από την κατασκευάστρια εταιρεία του γρύλου.

Φέρουσα ικανότητα	30tons	45tons	91tons
Ύψος γρύλου	116mm	122mm	141mm
Ύψος εμβόλου	62mm	60mm	57mm
Διάμετρος γρύλου	102mm	127mm	165mm
Διάμετρος εμβόλου	51mm	57mm	86mm

Οι γρύλοι εξασφαλίζουν το ομοιόμορφο της φόρτισης και της αποφόρτισης, αλλά χρησιμοποιούνται κυρίως όταν τα επιβαλλόμενα φορτία είναι μεγάλα. Η επιφάνεια έδρασης πρέπει να είναι ικανοποιητική, ώστε να εξασφαλιστεί η βάση έναντι διάτρησης και κατάλληλη, ώστε να ευσταθεί ο γρύλος έναντι ανατροπής.

Ενδεικτικά, για την πλάκα εδράσεως απαιτείται επιφάνεια κατ' ελάχιστον 50cm ανά διαβιβαζόμενο τόνο φορτίου, για δε το ελεύθερο μήκος του κοχλία του γρύλου, μήκος 20cm. Η φέρουσα ικανότητα των μεταλλικών ικριωμάτων δίνεται από τους κατασκευαστές τους. Η χρησιμοποίηση των γρύλων για την υποστύλωση ενός κτιρίου, προϋποθέτει σχετική επάρκεια της αντοχής του κτιρίου για την ανάληψη των δυνάμεων σφηνώσεως, ώστε να εξασφαλίζεται και η ασφάλεια του συνεργείου που θα εργαστεί για την υποστύλωση.

Τέλος να σημειωθεί, ότι ανάλογα με την παλαιότητα τους, η φέρουσα ικανότητα στύλων ή ικριωμάτων μπορεί να μειωθεί και αυτό πρέπει να λαμβάνεται σοβαρά υπόψη.

3.3.3 Υποστύλωση με Σιδηρές Διατομές

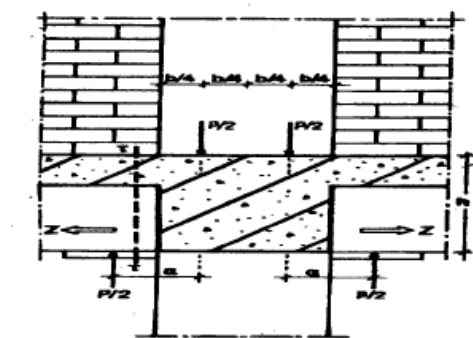
Η προσωρινή αυτή υποστύλωση, μπορεί να γίνει και μόνιμη αν σκυροδετηθεί, με την προϋπόθεση μεγάλου πάχους έγχυτου σκυροδέματος. Σαν μέθοδος, είναι ιδανική για προσωρινή υποστύλωση. Είναι όμως χρονοβόρα στην διεκπεραίωση της, αφού απαιτεί μεγάλο χρόνο παραμονής του συνεργείου στο χώρο εργασίας. Κλειδί για την επιτυχία είναι η δημιουργία ισχυρής τριβής μεταξύ γωνιακών και σκυροδέματος του στοιχείου που έχει υποστεί βλάβη ή τουλάχιστον ένα μέρος αυτού στα γωνιακά της περίσφιγξης. Κατά τους κανονισμούς, η επιτρεπόμενη τάση του χρησιμοποιούμενου

χάλυβα εφόσον αυτός είναι δομικός, είναι 1000kg/cm , ενώ ο συντελεστής τριβής χάλυβα – σκυροδέματος, δεν πρέπει να ξεπερνά το 0.40.

Ως μέθοδος, επιπλέον προσφέρει τη δυνατότητα παραλαβής ενός τμήματος του αξονικού φορτίου του υποστυλώματος με βλάβη και ενδείκνυται εάν απαιτείται αύξηση της πλαστιμότητας του υποστυλώματος.

Στην κατηγορία αυτή ανήκει όπως προαναφέρθηκε και ο μεταλλικός κλωβός, ο οποίος αποτελεί μια από τις πιο διαδεδομένες τεχνικές περίσφιγξης. Η μέθοδος αυτή, σε περίπτωση ανάγκης μπορεί να εφαρμοστεί ταχεία και δίνει την αποτελεσματικότερη προσωρινή λύση για την ανάληψη και μεταφορά κατακορύφων στοιχείων βλαβέντων από σεισμό, αφού τους δίνει την δυνατότητα να μεταφέρουν το φορτίο, δίχως τη χρήση άλλων στοιχείων που θα συμβάλλουν στην ανακούφιση αυτών και αυτή τους η ιδιότητα είναι αμφισβητήσιμη (κορμοί δένδρων, μεταλλικά ικριώματα). Και τούτο, γιατί με κομούς ή ικριώματα, δεν είμαστε απολύτως σίγουροι αν επιτυγχάνεται ανακούφιση του στοιχείου που έχει υποστεί βλάβη, αφού παρεμβαίνουμε σε απόσταση από το στοιχείο και όχι πάνω σε αυτό¹²¹³.

2.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΙΣ ΘΕΣΕΙΣ ΣΦΗΝΩΣΕΩΣ



Εικόνα 6

Ανεξάρτητα από τη χρησιμοποιούμενη τεχνική υποστυλώσεως και την τεχνική της σφήνωσεως, είναι απαραίτητο (κυρίως όταν η υποστύλωση γίνεται σε ένα μόνο όροφο) να γίνεται έλεγχος διάτμησης στην διατομή τ – τ της Εικ.6. Αν ο παραπάνω έλεγχος δείξει ότι η μεταφορά του φορτίου σφήνωσεως δεν είναι εφικτή τότε μπορεί να εφαρμοστεί μερική σφήνωση ή η υποστύλωση να επεκταθεί και στους πάνω ορόφους ή οι υπερκείμενοι τοίχοι πλήρωσης να μεταφέρουν το φορτίο σφήνωσεως στους πάνω ορόφους δίχως να ενταθεί η δοκός [1].

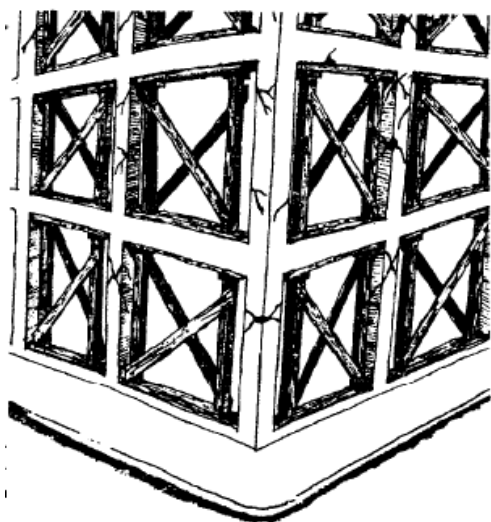
3.4 Τρόποι Αντιστήριξης-Υλικά

Με τον όρο αντιστήριξη, εννοούμε τον τρόπο εκείνο κατά τον οποίο επιτυγχάνεται εκ νέου η πλευρική ευστάθεια ενός κτιρίου. Η αντιστήριξη, ενδείκνυται κυρίως σε κατασκευές με εύκαμπτους ορόφους, λόγω μικρού

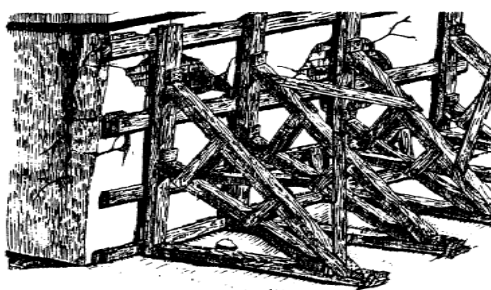
¹² Πρακτικά Πανελληνίου Συνεδρείου Πολιτικών Μηχανικών, 1992.

¹³ ΑΠΘ, 'Επισκευή ζημιών από σεισμό σε κτίρια – Οδηγίες', Θεσσαλονίκη, 1978

αριθμού τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος ή σε κατασκευές ήδη ευαίσθητες σε οριζόντια φορτία, χτυπημένες ή και όχι από σεισμό. Η παραλαβή οριζοντίων φορτίων γίνεται μέσω αντιστήριξης με: α) αντηρίδες β) διαγώνιους συνδέσμους γ)εσωτερικές αγκυρώσεις δ) ελκυστήρες ή δακτυλίους. Για την αντιστήριξη με αντηρίδες, ή αλλιώς λοξή αντιστήριξη χρησιμοποιείται χονδροξυλεία ή σπανιότερα μεταλλική κατασκευή (Εικ.7).



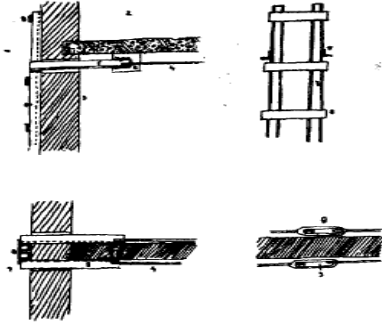
Εικόνα 7



Εικόνα 8

γωνιακά ή διπλά ταυ (Εικ.8).

Για την αντιστήριξη με εσωτερικές αγκυρώσεις, χρησιμοποιούνται μεταλλικές αγκυρώσεις, οι οποίες προεντείνονται με αρμοκλείδες (μούφες, Εικ.9). Τέλος, η αντιστήριξη με ελκυστήρες ή δακτυλίους, γίνεται με χρήση προεντεταμένων ελκυστήρων σε ειδικές κατασκευές (θόλοι, τόξα). Ένα άλλο είδος αντιστήριξης που χρησιμοποιείται όταν η λοξή αντιστήριξη δεν είναι εφικτή, είναι αυτό της ιπτάμενης, η οποία αποτελείται από οριζόντιες δοκούς, συνδέσμους και σφήνες από ξύλο (Εικ.10).



Εικόνα 9



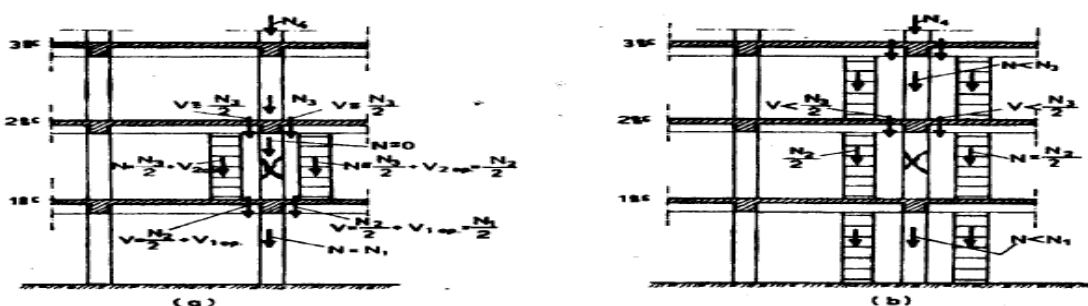
Εικόνα 10

3.5 Σχόλια επί των Μεθόδων – Υπολογιστικές Συστάσεις

3.5.1 Λοξή Αντιστήριξη

Είναι η πιο συνηθισμένη μέθοδος για την παραλαβή οριζοντίων δυνάμεων. Οριζόντιες δυνάμεις αναπτύσσονται σε ένα κτίριο, λόγω απώλειας ευστάθειας – απόκλισης από την κατακόρυφο, ή λόγω θραύσης κατακόρυφων στοιχείων ή λόγω υποχώρησης των θεμελίων.

Συνίσταται σωστή αγκύρωση των αντηρίδων στο έδαφος για την παραλαβή των οριζοντίων ωθήσεων και σύνδεση του κτιρίου με το κατακόρυφο σκέλος της αντηρίδας, για την αποφυγή σχετικής ολίσθησης. Το κεκλιμένο σκέλος της κατασκευής της αντηρίδας, πρέπει να ελέγχεται σε λυγισμό κάθετα ή στο επίπεδο της. Επιπλέον, η αντηρίδα ή οι αντηρίδες, πρέπει να τοποθετούνται εντός του ύψους του ορόφου και όχι μεταξύ δύο ορόφων, ώστε να παραλαμβάνει το βάρος του (Εικ.16).

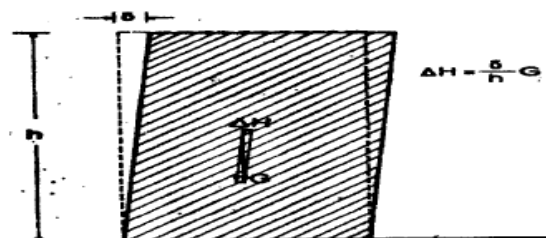


Σχ. 16.1. Υποτύλωση κολυφόρου κτιρίου με σκεπμένο στύλο. Πορεία φορτίων προς τη θεμελίωση.

α) Υποτύλωση ενός μόνο ορόφου. β) Υποτύλωση περισσότερων ορόφων.

Εικόνα 16

Η κλίση του κεκλιμένου σκέλους, πρέπει να είναι μεταξύ 60 και 70 μοιρών. Οι δε οριζόντιες δυνάμεις που καλείται να παραλάβει το σύστημα των αντηρίδων, για μικρές αποκλίσεις από την κατακόρυφο υπολογίζονται προσεγγιστικά από τη σχέση, $\Delta H = \delta \cdot G / h$, όπου δ/h η απόκλιση από την κατακόρυφο και G το συνολικό κατακόρυφο φορτίο του έργου (Εικ.11)¹⁴.



Εικόνα 11

3.5.2 Αντιστήριξη με Διαγώνιους Συνδέσμους

Η αντιστήριξη με διαγώνιους συνδέσμους χρησιμοποιείται όταν δεν είναι εύκολη η αντιστήριξη με αντηρίδες. Οι συνδέσεις εντός των πλαισίων που προαναφέρθηκαν, πρέπει να γίνονται στην περίμετρο της οικοδομής και σε ζεύγη για κάθε μια από τις διευθύνσεις των αξόνων συμμετρίας της οικοδομής. Είναι παρόμοια με τη λογική της διάταξης των τοιχωμάτων ακαμψίας στην κατασκευή. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι εμποδίζουν τις πλευρικές παραμορφώσεις, ενώ επιτρέπουν τη μεταφορά φορτίων σε υποστυλώματα ή δοκούς, που δεν έχουν αστοχήσει. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι στο σημείο τομής, πρέπει να εξασφαλίζονται έναντι λυγισμού. Απαιτείται έλεγχος των σφηνώσεων, ώστε να εξασφαλιστεί η λειτουργία του πλαισίου¹⁵.

¹⁴ Rybicki, 'Βλάβες δομικών έργων, ανάλυση και βελτίωση', Τόμος Α, Duesseldorf, 1978

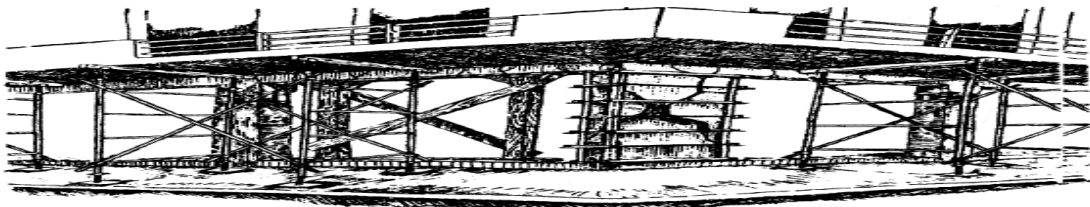
¹⁵ Πρακτικά Πανελληνίου Συνεδρείου Πολιτικών Μηχανικών, 1992.

3.5.3 Αντιστήριξη με Εσωτερικές Αγκυρώσεις ή με Ελκυστήρες (Δακτυλίους) – Ιπτάμενη Αντιστήριξη

Οι πρώτες χρησιμοποιούνται για μικτές κατασκευές, (πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος ή φέρουσες τοιχοποιίες) για συγκράτηση τοίχων που έχουν αποκολληθεί και αποκλίνουν από την κατακόρυφο, ενώ οι δεύτερες σε περιπτώσεις απόκλισης από την κατακόρυφο, λόγω απωθητικών δυνάμεων τόξου. Η ιπτάμενη αντιστήριξη υλοποιείται όταν υπάρχει έλλειψη χώρου, απαιτείται διέλευση πεζών ή άλλων από το σημείο βλάβης, ή δεν μπορούν να στερεωθούν αντηρίδες κοντά στο βλαμμένο κτίριο. Σαν κατασκευή είναι δύσκολη και πρέπει να αποφεύγεται ενώ δεν ενδείκνυται για μεγάλες αποστάσεις τοίχων (>7 m).

3.5.4 Συνδυασμός Υποστήλωσης-Αντιστήριξης

Όταν οι ζημιές είναι εκτεταμένες και ποικίλες, εφαρμόζεται συνδυασμός των παραπάνω μεθόδων, (όπως φαίνεται στην Εικ.12).

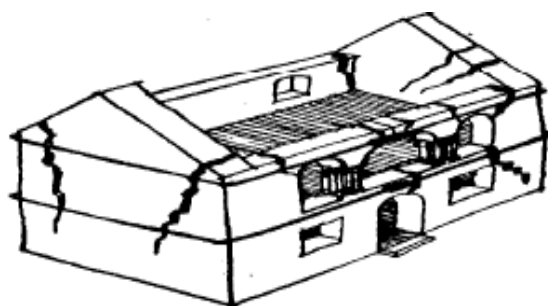


Εικόνα 12

Ικρίωματα για βλάβες στις πλάκες και διαγώνιοι σύνδεσμοι για την αποφυγή περαιτέρω απόκλισης.

3.6 Ειδική Μέθοδος Αντιστήριξης Κατασκευών από Τοιχοποιία

Η μέθοδος αυτή, γνωστή ως strapping, ουσιαστικά προσπαθεί να ξαναδώσει στην κατασκευή τη χαμένη κατασκευαστική της συνέχεια, βελτιώνοντας προσωρινά την ευστάθεια της με χρήση σφικτών μεταλλικών καλωδίων γύρω από συγκεκριμένες θέσεις όπως στις κορυφές των τοίχων ή στα επίπεδα των πατωμάτων (Εικ.13).



Εικόνα 13

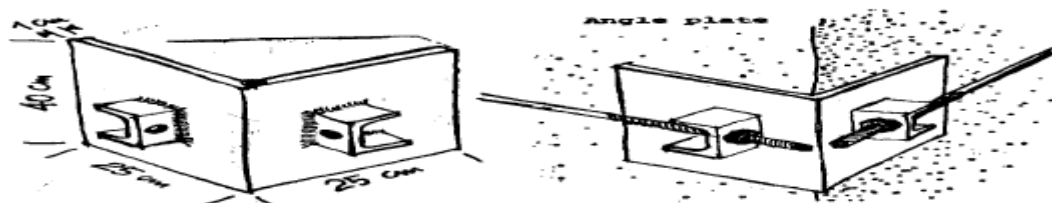
Η ελαστικότητα των καλωδίων αυτών δίνει την δυνατότητα στη κατασκευή να αποκτήσει ικανότητα απόσβεσης. Εντούτοις, δεν πρέπει να παραληφθεί το σημαντικό μειονέκτημα, ότι οι αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις, τείνουν να επιμηκύνουν το χάλυβα στα σημεία σύνδεσης, οπότε είναι σημαντική η προένταση των καλωδίων για την αποφυγή δημιουργίας πρόσθετης έντασης (Εικ.14).

Αλλιώς μπορεί με χρήση ράβδων οπλισμού, κοχλιωμένων γωνιακά σε κάθε πλευρά του κτιρίου, (Εικ.15) να επιτευχθεί το επιθυμητό δέσιμο της κατασκευής. Να σημειωθεί ότι η μέθοδος

strapping
χρησιμοποιείται κατά



Εικόνα 14



Εικόνα 15

κόρον για την προστασία αρχιτεκτονικών κτισμάτων με την πρόσθετη βοήθεια ξυλείας¹⁶.

¹⁶ UNESCO, 'Emergency measures and damage assessment after an earthquake'

3.7 Οριζόντιες Κατακόρυφες Αντηρίδες σε Τοιχοποιία

Δεδομένου ότι η φορτοικανότητα του τοίχου δεν είναι πρόβλημα αντοχής υλικού, αλλά πρόβλημα ευστάθειας, χρειάζεται κατάλληλη κατασκευαστική τεχνική, ώστε να αρθεί η αστάθεια μιας τοιχοποιίας με βλάβη. Γερμανικοί Οικοδομικοί Κανονισμοί, υποδεικνύουν την χρήση οριζοντίων ή κατακορύφων αντηρίδων, δίνοντας παράλληλα συγκεκριμένες τεχνικές αντιστήριξης. Οι οριζόντιες αντηρίδες, είναι χρήσιμες για την ελάττωση του μήκους λυγισμού σε κτίρια με μεγάλο ύψος ορόφων, ή για την εγκατάσταση πρόσθετων στηριγμάτων, όταν η στήριξη του τοίχου γίνεται κατά την κατακόρυφη έννοια.

Οι κατακόρυφες αντηρίδες είναι χαλύβδινα ή από οπλισμένο σκυρόδεμα πλαίσια, σε άμεση επαφή με την τοιχοποιία, με την οποία ενώνονται με μπουλόνια ή λάμες¹⁷.

3.8 Βασικές Απαιτήσεις Προσωρινών Αντιστηρίξεων-Υποστηλώσεων

Μια προσωρινή υποστύλωση ή αντιστήριξη, πρέπει να εξασφαλίζει τον φέροντα οργανισμό που υπέστη βλάβη από σεισμό, έναντι πιθανής κατάρρευσης ή πιθανής επιδείνωσης των ζημιών του, από ισχυρούς μετασεισμούς. Η αντιστήριξη ή η υποστύλωση, θα πρέπει να είναι πιο ισχυρή από την προηγούμενη, αφού αποβλέπει στην επιδιόρθωση ή την τέλεια αντικατάσταση των φερόντων στοιχείων που έχουν υποστεί βλάβη.

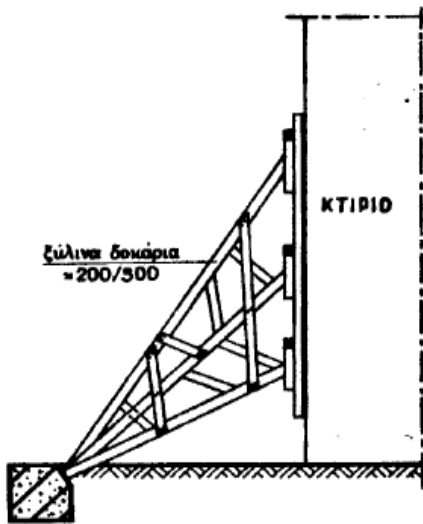
Μια σειρά από μέτρα που πρέπει να τηρούνται είναι τα ακόλουθα:

- i) Κατάλληλη τοποθέτηση των στοιχείων ώστε να αναλαμβάνεται μέρος ή το σύνολο των φορτίων του στοιχείου υπό βλάβη.
- ii) Η υποστύλωση πρέπει να γίνεται εντός του ορόφου που βρίσκεται το στοιχείο υπό βλάβη. Αν κριθεί αναγκαίο ότι η υποστύλωση πρέπει να γίνει και σε άλλους ορόφους, τούτο δημιουργεί ευνοϊκότερη κατάσταση, αφού δίνεται η δυνατότητα κατανομής

¹⁷Rybicki, 'Βλάβες δομικών έργων, ανάλυση και βελτίωση', Τόμος Α, Duesseldorf, 1978

του φορτίου του στοιχείου υπό βλάβη στα άλλα μη βλαβέντα στοιχεία. Φαίνεται επίσης δε, ότι έτσι, εξουδετερώνεται η επιρροή της διατμητικής τάσης στις διατομές τ-τ της Εικ.6, που σχολιάστηκαν στην 3.3.

- iii) Η απόσταση της υποστύλωσης, πρέπει να είναι μικρή για να μην δημιουργούνται προβλήματα κατά την επισκευή ή αντικατάσταση του στοιχείου.
- iv) Προτεραιότητα πρέπει να δίνεται στα κατακόρυφα στοιχεία.



Εικόνα 17

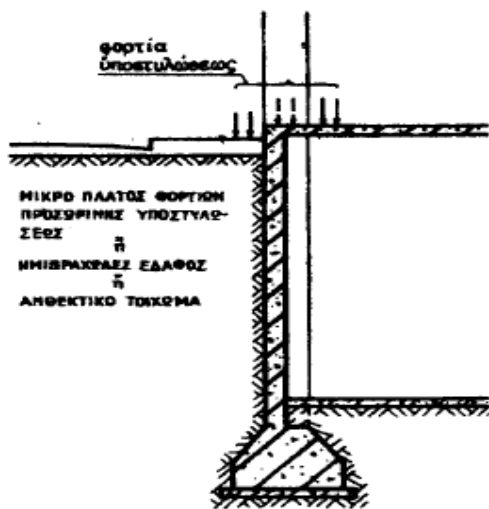
v) Αν υπάρχει αμφιβολία για την ευστάθεια της κατασκευής επιβάλλεται ο σχεδιασμός λοξής στήριξης όπως στην Εικ.17.

vi) Η αντιστήριξη, πρέπει να εξασφαλίζεται στον πόδα της από μετατοπίσεις ή καθιζήσεις.

vii) Αν απαιτείται η επισκευή πολλών στοιχείων, συνίσταται πρώτα η υποστύλωση όλων και κατόπιν σταδιακά η επισκευή καθενός.

viii) Κατά το στάδιο των επισκευών πρέπει να αποφεύγεται η αποξύλωση όλων των υποστυλώσεων πριν την επισκευή.

ix) Απαραίτητη προϋπόθεση για την αποτελεσματικότητα μιας υποστύλωσης είναι η καλή σφήνωση.



Εικόνα 18

x) Ειδική μνεία θα πρέπει να δίδεται κατά την μεταφορά των φορτίων της προσωρινής υποστύλωσης στο έδαφος, αν υπάρχει υπόγειο (Εικ.18).

xi) Πρέπει να εξασφαλίζεται η ασφάλεια των μελών των συνεργείων σε περίπτωση μετασεισμών, εν ώρα εργασίας. Πρέπει δηλαδή, να ελαχιστοποιείται ο χρόνος παραμονής του συνεργείου στο έργο. Αυτό, επιτυγχάνεται με την προκατασκευή των

διαφόρων στοιχείων μακριά από την κατασκευή, ώστε να ακολουθεί μια απλή συναρμολόγηση,

xii) Όλα τα χρησιμοποιούμενα υλικά θα πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά πριν την χρησιμοποίησή τους, από άποψη ποιότητας, ενώ τα σχέδια πρέπει να είναι πλήρως συνοδευόμενα από τις απαραίτητες λεπτομέρειες.

3.9 Στοιχεία Αποφόρτισης Μελών Κατασκευών που έχουν υποστεί βλάβη από Σεισμό

3.9.1 Εκτίμηση Μηχανικών Χαρακτηριστικών της Κατασκευής

Ο μηχανικός, καλείται να αναγνωρίσει και να εκτιμήσει την αντοχή και την φέρουσα ικανότητα ενός βλαβέντος στοιχείου, ή αλλιώς να υπολογίσει με κάποιο τρόπο τις αντοχές και τις ακαμψίες των κρίσιμων μετά την βλάβη διατομών. Και τούτο ενδιαφέρει άμεσα, γιατί με την εκτίμηση των μειωμένων δυσκαμψιών, θα προσδιοριστεί η ανακατανομή της έντασης που συμβαίνει μετά τις ζημιές, (αύξηση έντασης για τα μη βλαβέντα στοιχεία) ενώ με την εκτίμηση της αντοχής, θα προσδιοριστεί ο συντελεστής ασφαλείας που διαθέτει κάθε διατομή. Οι απομένουσες ακαμψίες υπολογίζονται με ακριβείς τρόπους, οι οποίοι αναφέρονται λεπτομερώς στο CEB Bulletin 162, ή εμπειρικά με βάση διαγράμματα του συγγράμματος¹⁸.

Οι απομένουσες αντοχές της διατομής, υπολογίζονται μόνο εμπειρικά αν γνωρίζουμε την ιστορία των πλαστικών μετακινήσεων τις οποίες υπέστη ένα στοιχείο, με βάση συγκεκριμένα διαγράμματα και λαμβάνοντας υπόψη την παραμένουσα μετατόπιση ενός στοιχείου που σημαίνει αύξηση της εκκεντρότητας, άρα και αυξημένη τρωτότητα σε λυγισμό¹⁹.

Αν γνωρίζουμε τα παραπάνω, ή τελοσπάντων, αν μπορούμε να τα εκτιμήσουμε, τότε είναι δυνατόν να βρούμε πως έχει ανακατανεμηθεί η ένταση λόγω κατακόρυφων φορτίων, καθώς και την νέα ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Έτσι γίνεται εκ νέου στατική – δυναμική ανάλυση, λαμβάνοντας πλέον τις μειωμένες δυσκαμψίες στα συγκεκριμένα δομικά στοιχεία.

¹⁸ Cairns, 'Load relief during structural repairs to reinforced concrete beams', Edinburgh, 1992.

¹⁹ Άρση επικινδυνότητων, προσωρινές υποστυλώσεις – αντιστηρίξεις', Αθήνα, 2000.

3.10 Επιρροή Υποστίλωσης στο Φαινόμενο της Ανακατανομής

Συνήθως μετά από μια προσωρινή υποστίλωση, θα ακολουθήσει επισκευή του βλαμμένου δομικού στοιχείου. Για να γίνει η επισκευή, θα πρέπει το στοιχείο να ανακουφιστεί από το φορτίο το οποίο φέρει, δηλαδή να αποφορτιστεί. Η διαδικασία της αποφόρτισης, είναι σαφώς μια διαδικασία δύσκολη και απαιτεί την κρίση του μηχανικού για το αν θα πρέπει να γίνει ή όχι. Είναι σίγουρο ότι, όταν σε ένα στοιχείο με βλάβη γίνεται υποστίλωση, τότε το ενδεχόμενο ανάπτυξης πρόσθετης έντασης, άρα και ανακατανομής αυτής, είναι τόσο μεγάλο όσο μεγαλύτερες είναι οι προς ανάληψη δυνάμεις.

Η πρόσθετη ένταση, είναι κυρίως αποτέλεσμα της σφήνωσης και ιδιαίτερα με χρήση γρύλων. Ανακατανομή των δυνάμεων έχουμε και κατά την επισκευή ενός μέλους και μάλιστα τούτο, είναι κάτι για το οποίο ο μηχανικός δεν έχει πάντα σωστή καθοδήγηση και βεβαιότητα. Αυτό ισχύει επίσης, τόσο για την αποτελεσματικότητα του σπλισμού ενίσχυσης, όσο και για την κατασκευαστική ακεραιότητα του μέλους με βλάβη.

3.11 Σύλληψη Προβλήματος-Στοιχεία Αποφόρτισης

Με την υποστίλωση, επιτυγχάνεται εναλλακτικός δρόμος φόρτισης και ανακούφιση φορτίου από το στοιχείο με βλάβη. Βασική προϋπόθεση κατά την ανακούφιση φορτίου από την δοκό, είναι η ελαχιστοποίηση των αλλαγών των παραμορφώσεων και η εξασφάλιση ότι η συμπεριφορά του προς επισκευή μέλους, θα είναι η ίδια με αυτή που είχε το μέλος πριν βλαφθεί.

Για να έχει το στοιχείο την ίδια συμπεριφορά, μετά την επισκευή με αυτή που είχε αρχικά, θα πρέπει το νεκρό φορτίο του στοιχείου να αντιστηρίζεται πλήρως μέσω των υποστυλώσεων. Οι υποστυλώσεις με τις οποίες επιτυγχάνεται τούτο, λέγονται ενεργητικές (passive propping). Οι αντίθετες δυνάμεις που ασκούνται από την υποστίλωση, είναι ικανές να εκμηδενίσουν τις προκύπτουσες εκ νεκρών φορτίων τάσεις, αλλά δεν είναι δυνατόν να ανακουφίσουν πλήρως τις τάσεις που εισάγονται από άλλα

φορτία που ασκούνται στην κατασκευή, όταν αυτή είναι εν λειτουργία κατά τη διάρκεια επισκευών.

Υπάρχουν και οι παθητικές υποστυλώσεις, (active propping) οι οποίες μπορούν να πάρουν το φορτίο καθώς το στοιχείο παραμορφώνεται. Όμως, η βασική απαίτηση για ίδια συμπεριφορά αρχικού και επισκευασμένου στοιχείου, ικανοποιείται μόνο με χρήση ενεργητικών αντιστηρίξεων. Το μεταφερόμενο φορτίο εξαρτάται από τη σχετική ακαμψία υποστυλώσεων και του προς επισκευή μέλους, ενώ η δύναμη που εφαρμόζεται από τις υποστυλώσεις πρέπει να είναι ελεγχόμενη. Το ερώτημα όμως, είναι εάν πάντα χρειάζονται ενεργητικές υποστυλώσεις για την ανακούφιση φορτίου ενώ το στοιχείο επισκευάζεται. Η απάντηση λαμβάνεται μέσω πειραματικών διαδικασιών, που συγκρίνουν την οριακή αντοχή και λειτουργικότητα του στοιχείου που επισκευάζεται με ή χωρίς αποφόρτιση. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν αφορούν δοκούς²⁰.

3.12 Αποτελέσματα Πειράματος

Η πειραματική διαδικασία που εκτελέστηκε από τον Cairns, έδειξε ότι η αποφόρτιση δεν είναι πάντα απαραίτητη κατά τη διάρκεια επισκευών, εφόσον η βλάβη και άρα η επισκευή γίνει στην εφελκυστική πλευρά της δοκού. Συγκεκριμένα, δοκοί που επισκευάστηκαν δίχως αποφόρτιση, παρουσίασαν εν συγκρίσει με δοκούς που επισκευάστηκαν με αποφόρτιση, μικρή αύξηση της ακαμψίας τους, μεγαλύτερη ολική παραμόρφωση, λιγότερες ρωγμές στην εφελκυστική περιοχή, τάση να αστοχήσουν καμπτικά και μειωμένη ικανότητα πλαστιμότητας.

Η οριακή αντοχή μιας δοκού που επισκευάζεται με αποφόρτιση, δεν είναι διαφορετική από αυτή μιας δοκού που επισκευάζεται δίχως ανακούφιση φορτίου, με την προϋπόθεση βέβαια να τηρείται ένας ικανοποιητικός συντελεστής ασφαλείας όταν η δοκός στο στάδιο της επισκευής έχει αποδυναμωθεί λόγω της αποφόρτισης. Τούτο, δεν σημαίνει βέβαια ότι η αντοχή μιας δοκού που επισκευάζεται, θα είναι η ίδια με μια ισοδύναμη νέα δοκό γιατί η επισκευή μπορεί να εισάγει αδυναμίες, που δεν εμφανίζονται στο

²⁰Cairns, 'Load relief during structural repairs to reinforced concrete beams', Edinburgh, 1992

νέο στοιχείο. Συνεπώς, είναι απαραίτητος ο έλεγχος σχετικά με την τελική αντοχή του μέλους που θα επισκευαστεί, αλλά και την αντοχή αυτού τη στιγμή που αυτό αποδυναμώνεται λόγω αποφόρτισης.

3.13 Σχόλια επί των Αποτελεσμάτων-Συστάσεις

Τα παραπάνω αποτελέσματα, περιορίζονται σε δοκούς στατικά ορισμένες. Λαμβάνοντας όμως υπόψη, το γεγονός μειωμένης πλαστιμότητας σε δοκούς που επισκευάζονται δίχως αποφόρτιση, είναι αμφισβητήσιμο αν τα συμπεράσματα αυτά μπορούν να αναχθούν και σε στατικά αόριστες κατασκευές, ιδιαίτερα όταν σε αυτές λαμβάνει χώρα ανακατανομή έντασης και επιπλέον οι απαιτήσεις πλαστιμότητας είναι απαραίτητες κατασκευαστικά. Για απλές λοιπόν υποστηριζόμενες δοκούς, η υποσύλωση δεν επηρεάζει την τελική καμπτική αντοχή, αλλά μόνο την λειτουργικότητα του στοιχείου. Πρέπει δηλαδή, να λαμβάνεται περιθώριο ασφαλείας, αν η προς επισκευή δοκός βρίσκεται σε αδύναμη κατάσταση.

Όπου είναι δυνατόν ο επιπρόσθετος οπλισμός που τοποθετείται, πρέπει να ματίζεται με τις ράβδους του υπάρχοντα οπλισμού, ώστε να γίνεται η μεταβίβαση των δυνάμεων. Στις περιοχές που δεν υπάρχει μάτισμα, η διεπιφάνεια θα πρέπει να ελέγχεται. Επιπλέον, κατά τον έλεγχο διατμήσεως θα πρέπει να λαμβάνεται και η κατανομή των εφελκυστικών δυνάμεων κατά μήκος των ράβδων που μπαίνουν κατά την ενίσχυση.

Σε περίπτωση που χρειάζεται επιπλέον ενίσχυση κατά τη διάρκεια επισκευών, το σκυρόδεμα το οποίο εγκιβωτίζει τους ήδη σε ένταση ράβδους οπλισμού, συνίσταται να μην σπάζεται αν τα εφαρμοζόμενα φορτία δεν λαμβάνονται από κατάλληλο μηχανισμό ανακούφισης φορτίου. Και αυτό, γιατί οι νέοι ράβδοι που θα μπουν λόγω του γεγονότος ότι δεν έχουν ένταση, δεν θα βοηθήσουν στην ανάληψη των νεκρών φορτίων της κατασκευής αν αυτή δεν ανακουφιστεί από τα φορτία αυτά.

Να σημειωθεί ότι η ανακούφιση φορτίου είναι διαφορετική όταν η επισκευή σε μια δοκό γίνεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μη αποκολλημένο από το σκυρόδεμα αυτής. Ακόμα και αν η υποσύλωση έχει προσεχθεί από το συνεργείο, είναι δυνατόν το μέλος να μην ανακουφιστεί πλήρως από το φορτίο. Η φύση της κατασκευής μπορεί να είναι τέτοια ώστε η

δύναμη υποστύλωσης να μοιράζεται μεταξύ του μέλους που θα επισκευαστεί και των άλλων μελών της κατασκευής. Τότε, θα είναι δύσκολο να εξασφαλιστεί ότι ένα μέλος δεν είναι σε ένταση, χωρίς να καταφύγει κανείς σε τεχνικές ανακούφισης έντασης.

Η μη γραμμικότητα του υλικού σκυροδέματος, καθώς και ο ερπυσμός και η συστολή ξήρανσης αυτού, οξύνουν τη διαφορά μεταξύ αφόρτιστων και φορτιζομένων μελών, αφού ακόμα και αν ένα μέλος δεν εντείνεται, μπορεί να παραμορφώνεται. Οπότε ανεξάρτητα αν η δουλειά έχει γίνει τέλεια, η υπόθεση κατασκευαστικής ακεραιότητας είναι αμφισβητήσιμη.

Μεγαλύτερη έμφαση θα πρέπει να δοθεί στους επικείμενους κώδικες όσον αφορά την ανακατανομή έντασης σε μια κατασκευή, ώστε κατά τις επισκευές να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις πλαστιμότητας. Επιπλέον, απαιτείται μεγαλύτερη έρευνα στα θέματα αποφόρτισης σε κατασκευές πολλαπλά υπερστατικές, για να διαπιστωθεί αν, όντως ο ρόλος αυτής είναι απαραίτητος. Σε περίπτωση όμως που οι ζημιές σε ένα στοιχείο είναι εκτεταμένες, η καλύτερη επιλογή, εφόσον αυτό είναι εφικτό, είναι η μετακίνηση και αντικατάσταση του στοιχείου αυτού με ένα άλλο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4°

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

4.1 Εισαγωγή

Οι επιπτώσεις των σεισμικών δράσεων στις κατασκευές οδήγησαν στην εξεύρεση και ανάπτυξη μεθόδων και τεχνικών για την ενίσχυση τους. Μια από τις πιο διαδεδομένες μεθόδους, είναι η προσθήκη τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος, μέθοδος που επιδρά στο σύνολο της κατασκευής. Τα τοιχώματα τοποθετούνται είτε περιμετρικά στην κατασκευή, είτε στο εσωτερικό της και έχουν ως βασικό στόχο την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, ενώ παράλληλα μειώνεται η ένταση στα αδύναμα στοιχεία της σε επίπεδα χαμηλότερα από τα ανεκτά όρια αντοχής τους.

Η μέθοδος της ενίσχυσης με τοιχώματα, είναι από τις πρώτες μεθόδους που χρησιμοποιήθηκαν πρακτικά, χωρίς όμως να υπάρχει ούτε πειραματικό ούτε θεωρητικό υπόβαθρο. Για το λόγο αυτό, οι αρχικές παρεμβάσεις βασίζονταν στην κρίση των μηχανικών, οι οποίοι στόχευαν να μειώσουν τις μετακινήσεις του κτιρίου κάνοντάς το πιο δύσκαμπτο.

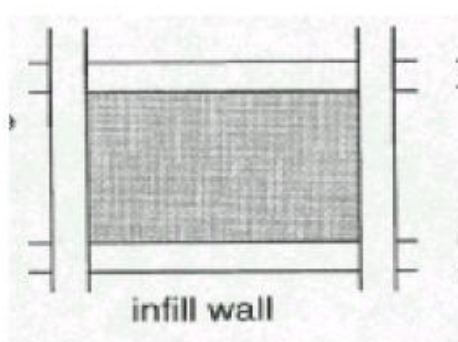
4.2 Τεχνικές Προσθήκης Τοιχωμάτων

Οι τεχνικές προσθήκης τοιχωμάτων που χρησιμοποιούνται σήμερα στην πράξη, ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους είναι οι ακόλουθες τρεις:

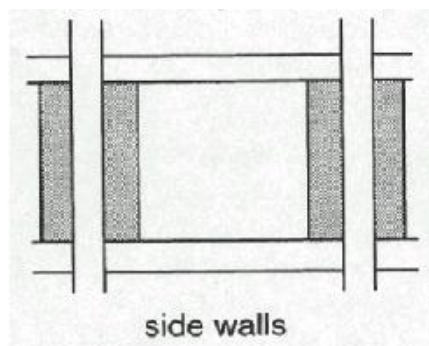
1) Τοιχώματα από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατασκευαζόμενα επί τόπου. (σχήμα α). Τα τοιχώματα αυτά, τοποθετούνται σε επιλεγμένα πλαίσια εσωτερικά ή περιμετρικά της κάτοψης. Η πλήρωση αυτή γίνεται είτε κατά μήκος όλου του ανοίγματος, είτε σε ένα μέρος αυτού, ενώ η σύνδεση γίνεται κατά μήκος της περιμέτρου. Με την τεχνική αυτή προσδίδεται αντοχή και δυσκαμψία στη κατασκευή, αν όμως απαιτείται πλάσιμη συμπεριφορά, η σύνδεση γίνεται μόνο στις δοκούς, αφήνοντας μικρά κενά μεταξύ τοιχώματος και υποστυλωμάτων.

2) Προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels) (σχήμα α). Η τεχνική αυτή είναι πιο εύκολη κατασκευαστικά και οικονομικότερη σε σχέση με την προηγούμενη. Η τοποθέτηση των τοιχωμάτων γίνεται όπως και πριν, αλλά η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας είναι μικρότερη.

3) Πλευρικά τοιχώματα σε συνέχεια υποστυλωμάτων (σχήμα β). Τα τοιχώματα αυτά, προστίθενται με στόχο την αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής, με ταυτόχρονη μικρή αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της. Τοποθετούνται σε γωνιακά υποστυλώματα σε δύο διευθύνσεις ή σε εσωτερικά υποστυλώματα κατά μία διεύθυνση. Για την κατασκευή τους χρησιμοποιείται έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ή ακόμη και προκατασκευασμένα στοιχεία (Δρίτσος)²¹.



Σχήμα α



Σχήμα β

4.3 Πειραματική Έρευνα της Μεθόδου

Η συμπεριφορά των ενισχυμένων πλαισίων με τοιχώματα εξετάστηκε πειραματικά κατά κύριο λόγο, πρώτα στην Ιαπωνία. Στα πειράματα αυτά, τα πλαίσια ήταν ενός ανοίγματος, ενός ή ακόμα και τριών ορόφων. Εξετάστηκαν επίσης και οι τρόποι σύνδεσης, ενώ τα αποτελέσματα χρησιμοποιήθηκαν ως υπόβαθρο για σχεδιαστικές οδηγίες. Γενικά, τα ενισχυμένα με τοιχώματα πλαίσια, όταν υπήρχε επαρκής σύνδεση, συμπεριφέρθηκαν παρόμοια με τα μονολιθικά, παρόλο που η αντοχή ήταν ελάχιστα μικρότερη. Τα προκατασκευασμένα τοιχώματα με τη σειρά τους παρουσίασαν καλή πλαστιμότητα, αλλά όπως αναμενόταν, αρκετά μικρότερη αντοχή.

²¹ Δρίτσος Σ., (2002) “Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, Εκδόσεις Παν.Πατρών, Πάτρα.

Οι Sugano και Endo, το 1984 έκαναν μια σειρά από πειράματα χρησιμοποιώντας τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος. Παρατήρησαν ότι, η αντοχή του ενός ορόφου τοιχώματος ήταν 1.5 με 7.0 Μρα, σε σχέση με την ονομαστική διατμητική αντοχή, και ήταν φανερό ότι αυξανόταν με την αντοχή της σύνδεσης.

Είχαν 0.6 με 1.0 φορές την αντοχή του μονολιθικού και 2.0 με 5.0 φορές την αντοχή του αρχικού πλαισίου. Αυτά τα τοιχώματα είχαν μετατόπιση από 0.3 μέχρι 1.0%, όταν η αντοχή ήταν η τελική. Άλλα τοιχώματα των τριών ορόφων και αυτά με κενό μεταξύ υποστυλώματος και τοιχώματος και με προκατασκευασμένα στοιχεία, έδειξαν διαφορετική συμπεριφορά λόγω της καμπτικής ιδιότητας, δηλαδή είχαν μικρότερη αντοχή αλλά αρκετά μεγαλύτερη πλαστιμότητα (Essentials of Current Evaluation and Retro Fitting for Existing and Damaged Buildings in Japan)²².

Όσον αφορά την μελέτη πραγματικών κτιρίων ενισχυμένων με τοιχώματα ύστερα από κάποιο σεισμό δεν υπάρχουν αρκετά δεδομένα. Ωστόσο, υπάρχουν ελάχιστα παραδείγματα τέτοιων κτιρίων στην Ιαπωνία. Πιο συγκεκριμένα, ένα τριώροφο ενισχύθηκε με τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος μόνο στον πρώτο όροφο ύστερα από τον σεισμό του Tokachi-oki το 1968. Παρουσίασε όμως σημαντικές βλάβες (διατμητικές ρωγμές) στα υποστυλώματα του δευτέρου ορόφου, μετά από ένα σεισμό το 1994 (Nakano 1995). Παράλληλα, γειτονικό κτίριο ενισχυμένο με τον ίδιο τρόπο και στο δεύτερο όροφο, δεν εμφάνισε σημαντικές βλάβες (Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken–Nanbu Earthquake)²³.

Από τα παραπάνω, γίνεται φανερό ότι η τοποθέτηση των τοιχωμάτων επέδρασε θετικά στην συμπεριφορά του κτιρίου, όταν όμως αυτή δεν επέφερε ανομοιομορφία στην δυσκαμψία του.

²² Shunsuke Sugano, Masaya Hirose and Takashi Kaminosono “Essentials of Current Evaluation and Retro Fitting for Existing and Damaged Buildings in Japan”.

²³ Hiroshi Fukuyama and Shunsuke Sugano, (2000) “Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken –Nanbu Earthquake”, Elsevier, Cement and Concrete Composites 22 (2000) 59 – 79, Japan

4.4 Πλεονεκτήματα της Μεθόδου

Η προσθήκη τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος είναι μια μέθοδος που έχει τη μορφή ριζικής παρέμβασης σε ένα κτίριο, όταν η ανάλυση δείξει γενικότερες ατέλειες σε αυτό. Τα τοιχώματα μειώνουν τις συνολικές μετατοπίσεις του κτιρίου κατά τη σεισμική κίνηση σε επίπεδα ανεκτά για την παραμορφωσιακή ικανότητα των υπαρχουσών μελών. Με τον τρόπο αυτό, ένα κτίριο που μπορεί να χαρακτηριστεί εύκαμπτο, γίνεται πιο ευσταθές, μειώνεται η επιρροή των φαινομένων δευτέρας τάξεως, ενώ πιθανά προβλήματα σε δευτερεύοντα στοιχεία (τοίχοι πληρώσεως, υαλοστάσια) ή με γειτονικά κτίρια αποφεύγονται σε πιθανό μελλοντικό σεισμό.

Παράλληλα, τα τοιχώματα συμβάλλουν στη αύξηση της αντοχής των επιμέρους πλαισίων, η έλλειψη αντοχής και πλαστιμότητας των οποίων μπορεί να οδηγήσει σε σημαντικές βλάβες και απώλεια αντοχής στα υποστυλώματα του ορόφου. Επίσης προσδίδουν έναν διαφορετικό τρόπο μεταφοράς των δυνάμεων.

Παραλαμβάνουν μέρος των επιβαλλόμενων δυνάμεων, μειώνοντας τα φορτία στα υποστυλώματα, οδηγώντας έτσι στην αύξηση της αντοχής του συνόλου της κατασκευής. Οι δυνάμεις μεταφέρονται έτσι με έναν πιο σταθερό τρόπο στη θεμελίωση, καταργώντας πιθανές αβεβαιότητες για τη συμπεριφορά του κτιρίου σε σεισμό (π.χ. προσθήκη τοιχώματος στην αδύναμη πλευρά ενός κτιρίου) (Φαρδής 1998)²⁴.

Η προσθήκη τοιχωμάτων επιδρά επίσης και στη δυσκαμψία της κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα, η μέθοδος αυτή αρχικά αυξάνει την συνολική δυσκαμψία ενώ συνεισφέρει στην αντιμετώπιση προβλημάτων που έχουν σχέση με ασυνέχειες στη δυσκαμψία μεταξύ των ορόφων. Για παράδειγμα, αν ένας όροφος είναι σημαντικά πιο δύσκαμπτος από τον επόμενο, ενδεχόμενη σεισμική διέγερση θα δημιουργήσει βλάβες στα υποστυλώματα του λιγότερο δύσκαμπτου ορόφου. Και αυτό γιατί η απορρόφηση ενέργειας συγκεντρώνεται στον λιγότερο δύσκαμπτο, δημιουργώντας στα υποστυλώματα πλαστικές αρθρώσεις.

²⁴ Φαρδής Μ., “Seismic retrofitting technics”, παρ 5.5.1 – 5.5.2, Πάτρα.

Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι τα κτίρια με πυλωτή ή τα κτίρια στα οποία τα τοιχώματα διακόπτονται σε κάποια στάθμη και τα κατακόρυφα φορτία μεταβιβάζονται στα υποστυλώματα. Για το λόγο αυτό, μετά την ενίσχυση με τοιχώματα πρέπει να ελέγχεται πιθανή απότομη μεταβολή καθ' ύψος του κτιρίου (Χρονόπουλος, ΤΕΕ)²⁵.

Επίσης, τα τοιχώματα βοηθούν στην αντιμετώπιση προβλημάτων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού από την έκκεντρη τοποθέτηση των δύσκαμπτων στοιχείων στην κάτοψη. Ειδικότερα, η προσθήκη των τοιχωμάτων μπορεί να συμβάλλει στο να πλησιάσουν το κέντρο μάζας και το κέντρο δυσκαμψίας. Με τον τρόπο αυτό αποφεύγεται η επιβολή πρόσθετων δυνάμεων λόγω στρέψης στα μέλη του φορέα, οι οποίες οδηγούν σε μεγαλύτερες διατμητικές δυνάμεις και στην πιθανότητα διατμητικής αστοχίας στα υποστυλώματα.

Τέλος, η προσθήκη των τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να συνεισφέρει στην αντιμετώπιση προβλημάτων που έχουν να κάνουν με σφάλματα κατά τον σχεδιασμό. Για παράδειγμα, είναι πιθανόν οι δυνάμεις που δέχονται ορισμένα μέλη στο σεισμό σχεδιασμού να είναι μεγαλύτερες από αυτές που μπορούν να παραλάβουν σύμφωνα με τον αρχικό σχεδιασμό (έλλειψη οπλισμού, μικρές διαστάσεις).

4.5 Μειονεκτήματα της Μεθόδου

Βασικό μειονέκτημα της μεθόδου αποτελεί η μεταφορά μεγάλων δυνάμεων και ροπών στη θεμελίωση. Η προσθήκη τοιχώματος, έχει ως αποτέλεσμα την επιβάρυνση της κατασκευής με πρόσθετο βάρος, ουσιαστικά με αύξηση των κατακόρυφων δυνάμεων. Ακόμη δημιουργούνται αρκετά μεγάλες ροπές ανατροπής που θα πρέπει να αναληφθούν με ένα σωστά δομημένο σύστημα θεμελίωσης. Για αυτό είναι αναγκαίο να αυξηθεί η αντοχή της θεμελίωσης, ώστε να παραληφθούν με ασφάλεια οι παραπάνω δυνάμεις και ροπές. Αυτό όμως έχει μεγάλο κόστος, είναι ιδιαίτερα δύσκολο ως προς την κατασκευή του, χρειάζεται ειδικούς υπολογισμούς, και τέλος δεν είναι βολικό για κτίρια με ανεπαρκές σύστημα θεμελίωσης.

²⁵ Χρονόπουλος, (1987) “Επισκευές – Ενισχύσεις: Παραδείγματα διαστασιολόγησης”, ΤΕΕ, Αθήνα

Στην περίπτωση που ένα καινούριο τοίχωμα κατασκευάζεται με την πλήρωση ενός πλαισίου, το κατακόρυφο φορτίο είναι δυσανάλογα μικρό σε σύγκριση με την ροπή ανατροπής. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα το “σήκωμα” και την εμφάνιση μεγάλων στροφών στο στοιχείο της θεμελίωσης, γεγονός που μειώνει την υπολογισθείσα φέρουσα ικανότητα. Μετατόπιση του τοιχώματος στη βάση θα αυξήσει τις μετατοπίσεις στα επίπεδα των ορόφων και θα μειώσει την αποτελεσματικότητα του νέου μέλους ως προς την προστασία των υπάρχοντων στοιχείων από μεγάλες παραμορφώσεις. Ειδικότερα, παρόλο που το τοίχωμα θα λειτουργούσε σαν δύσκαμπτο στοιχείο αποφεύγοντας τον σχηματισμό μηχανισμού ορόφου, θα εισάγει μεγάλες στροφικές μετατοπίσεις στις δοκούς του συστήματος, ειδικά σε αυτές που συνορεύει. Αυτές οι δοκοί μπορεί να μην είναι ικανές να ικανοποιήσουν τις απαιτήσεις, ιδιαίτερα αν δεν έχουν ενισχυθεί (Φαρδής)²⁶.

Επίσης ένα άλλο μειονέκτημα της προσθήκης τοιχωμάτων είναι ότι έχει μεγαλύτερο κόστος από τις μεθόδους που βασίζονται στην ενίσχυση επιμέρους μελών. Εκτός από τη θεμελίωση που αναφέρθηκε προηγουμένως, κατά την χρονική διάρκεια που γίνεται η ενίσχυση, το κτίριο δεν είναι κατοικήσιμο, γεγονός που προσμετράται στο κόστος. Αυτό, συμβαίνει κυρίως όταν προστίθενται τοιχώματα στο εσωτερικό της κάτοψης και όχι στην περίμετρο, γιατί καταστρέφονται διαχωριστικοί τοίχοι, διάφορες αρχιτεκτονικές κατασκευές και άλλα μη φέροντα μέλη, που είναι απαραίτητο να επισκευαστούν αργότερα. Επιπλέον, η προσθήκη τοιχωμάτων εσωτερικά οδηγεί σε μείωση των χώρων και κατά συνέπεια στον περιορισμό της λειτουργικότητας του.

4.6 Σχεδιασμός Τοιχωμάτων

Παρακάτω θα αναπτυχθούν μερικά βασικά σημεία της μεθόδου που αφορούν τον σχεδιασμό των τοιχωμάτων, ενώ παράλληλα θα δοθούν και ορισμένες κατασκευαστικές διατάξεις. Οι διατάξεις αυτές, προέρχονται από παραμετρική μελέτη σε συνδυασμό με πειραματικές παρατηρήσεις από διάφορα πειραματικά προγράμματα, (τα οποία συστηματικά συνοψίζονται και

²⁶ Φαρδής Μ., “Seismic retrofitting technics”, παρ 5.5.1 – 5.5.2, Πάτρα.

αναφέρονται στο [Phan et al, 1993, 1994]) και έχουν ως στόχο την βελτίωση των οδηγιών για την σεισμική ενίσχυση πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος με την τεχνική της προσθήκης τοιχωμάτων.

Οι πειραματικές αυτές παρατηρήσεις είναι σημαντικές γιατί επιβεβαιώνουν τα αναλυτικά αποτελέσματα και δίνουν πληροφορίες για σχεδιαστικές λεπτομέρειες που είναι δύσκολο να εξαχθούν από τα αναλυτικά μοντέλα (NIST). Τα νέα τοιχώματα σχεδιάζονται και διαστασιοποιούνται όπως ακριβώς και στις νέες κατασκευές. Αυτό σημαίνει, ότι η πρώτη αστοχία λαμβάνει χώρα στην περιοχή της βάσεως, με την δημιουργία πλαστικής άρθρωσης (ΕΚΩΣ 2000). Το πάχος του τοιχώματος δεν πρέπει να είναι μικρότερο από τα 2/5 του πάχους του συνοριακού υποστρώματος ή της άνω δοκού του πλαισίου, το οποίο είναι μικρότερο, και δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το πάχος της άνω δοκού.

Όσον αφορά τον οπλισμό κάμψης, το ποσοστό του δεν ήταν μεταβλητή στα περισσότερα από τα πειράματα που εκτελέστηκαν. Πάντως, η συμπεριφορά του τοιχώματος παρατηρήθηκε ικανοποιητική σε πειράματα που το ποσοστό του οπλισμού, στην κατακόρυφη αλλά και στην οριζόντια διεύθυνση, ήταν μεγαλύτερο ή ίσο του 0,75%. Η παραμετρική μελέτη έδειξε ότι ο οπλισμός δεν επηρέαζε τη συμπεριφορά τοιχώματος-πλαισίου. Ωστόσο, η ικανότητα των μοντέλων που χρησιμοποιήθηκαν στην παραμετρική ανάλυση για να προβλέψουν την επίδραση του οπλισμού διάτμησης είναι περιορισμένη. Και αυτό γιατί τα μοντέλα αναπτύχθηκαν με βάση αποτελέσματα πειραμάτων που δεν θεωρούσαν τον οπλισμό του τοιχώματος μεταβλητή.

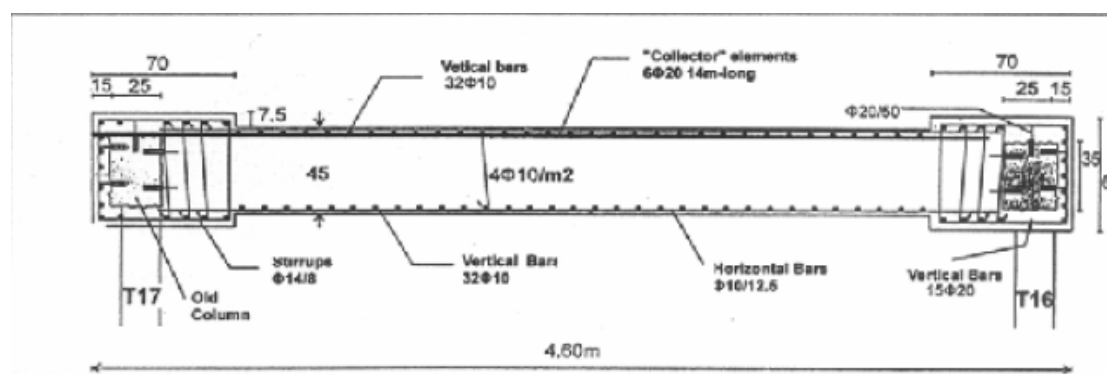
Για το λόγο αυτό, τα ποσοστά οπλισμού για όλες τις τεχνικές, προτείνονται και στις δύο διευθύνσεις να μην είναι μικρότερα από 0,75%. Οπλισμός διάτμησης της τάξεως του 0,25-1% (αναλογίες που χρησιμοποιήθηκαν στα προηγούμενα πειράματα) πρέπει να τοποθετούνται στα τοιχώματα. Τα τοιχώματα πρέπει να κατασκευάζονται χρησιμοποιώντας σκυρόδεμα συμβατό με αυτό του υπάρχοντος πλαισίου (θλιπτική αντοχή 14 – 50 MPa) (NIST).

Κύριος στόχος της τεχνικής, είναι η ενίσχυση πλαισίων που είτε έχουν υποστεί βλάβες από σεισμό, είτε η υπολογισμένη αντοχή τους προέκυψε μικρότερη από την αναγκαία. Τα πειράματα έδειξαν ότι εάν είναι διαθέσιμη η

επιλογή ανάμεσα σε προκατασκευασμένο τοίχωμα ή τοίχωμα από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, η απόφαση πρέπει να βασίζεται στο εάν απαιτείται αυξημένη αντοχή και δυσκαμψία ή αυξημένη πλαστιμότητα. Ένα επί τόπου κατασκευαζόμενο τοίχωμα αυξάνει σημαντικά την αντοχή και την δυσκαμψία του πλαισίου, ενώ ένα προκατασκευασμένο είναι πιθανό να αυξήσει ελάχιστα την αντοχή, αλλά μπορεί να είναι πιο πλάστιμο σε σχέση με την προηγούμενη περίπτωση.

Επιπλέον, πρέπει να αποφεύγεται η έκκεντρη τοποθέτησή τους γιατί προκαλείται στροφή του κτιρίου, επιβάλλοντας με τον τρόπο αυτό πρόσθετες δυνάμεις στα υπόλοιπα φέροντα μέλη της κατασκευής. Η συμμετρία αυτή άλλωστε, προτείνεται και από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό, στο κεφάλαιο που αναφέρεται στη διαμόρφωση του συστήματος σε κάτοψη (σελ 133 – 134).

Απαραίτητος είναι επίσης και ο έλεγχος της επίδρασης του νέου τοιχώματος στα υποστυλώματα του πλαισίου. Και αυτό γιατί τα υπάρχοντα υποστυλώματα συνήθως δεν έχουν την απαιτούμενη παραμορφωσιακή ικανότητα εξαιτίας της έλλειψης απαιτούμενου οπλισμού, της ύπαρξης μικρών ματίσεων κτλ²⁷. Ακόμη τα υποστυλώματα αυτά λειτουργούν ως άκρα του τοιχώματος και δέχονται αυξημένη ένταση²⁸. Συνίσταται λοιπόν η κατασκευή μανδύων στις κολώνες αυτές με νέο διαμήκη και διαγώνιο οπλισμό. Οι μανδύες αυτοί πρέπει να συνεχίζονται από όροφο σε όροφο. Στο παρακάτω σχήμα (Φαρδής) δίνεται ένα τέτοιο παράδειγμα αυτού του τρόπου ενίσχυσης:

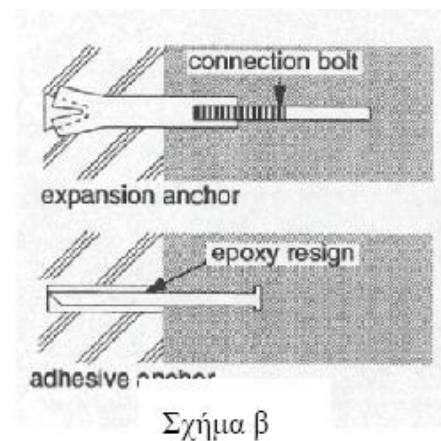
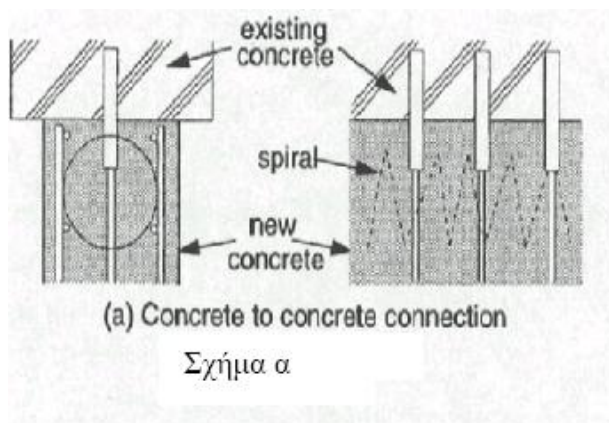


²⁷ Φαρδής Μ., “Seismic retrofitting technics”, παρ 5.5.1 – 5.5.2, Πάτρα.

²⁸ Δρίτσος Σ., (2002) “Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, Εκδόσεις Παν.Πατρών, Πάτρα.

Η διασφάλιση της μεταφοράς των οριζοντίων δυνάμεων στα τοιχώματα είναι μία βασική παράμετρος. Αν διαπιστωθεί ότι οι δοκοί δεν έχουν επαρκή διαμήκη οπλισμό, απαιτείται προσθήκη νέου, η οποία μπορεί να γίνει με την συγκόλληση μεταλλικών πλακών πάνω σε αυτές. Οι πλάκες αγκυρώνονται κατάλληλα στις δοκούς και καλύπτονται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (collector beams, Φαρδής).

Κρίσιμο σημείο της μεθόδου αποτελεί η σύνδεση του τοιχώματος με τα υπάρχοντα μέλη. Αυτό αποδεικνύεται και από τα πειραματικά δεδομένα, που όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, έδειξαν ότι η αντοχή του ενισχυμένου πλαισίου είναι ανάλογη με τον βαθμό σύνδεσης. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος χρησιμοποιούνται βλήτρα ή αγκύρια όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα. Στο σχήμα α η σύνδεση του παλαιού με το νέο σκυρόδεμα και η μεταφορά των δυνάμεων γίνεται με την χρήση βλήτρων. Στο σχήμα β, η σύνδεση και η μεταφορά αυτή γίνεται με αγκύρια μηχανικά σφηνωμένα στην πρώτη περίπτωση και με την χρήση εποξειδικής ρητίνης στη δεύτερη.



Σύμφωνα με τις οδηγίες του NIST προκύπτει ότι για την σύνδεση τοιχωμάτων κατασκευαζόμενων επί τόπου, μπορούν να χρησιμοποιηθούν μηχανικά σφηνωμένα αγκύρια ή βλήτρα με εποξειδική ρητίνη. Για τα προκατασκευασμένα προτείνεται να χρησιμοποιούνται μόνο βλήτρα με εποξειδική ρητίνη. Οι σύνδεσμοι, πρέπει να τοποθετούνται όσο πιο κεντρικά γίνεται στην κατά μήκος διεύθυνση έτσι ώστε να ελαχιστοποιήσουμε την εκκεντρότητα της μεταφερόμενης διατμητικής δύναμης στο τοίχωμα.

Βασισμένη σε πειραματική παρατήρηση, η αναλογία της συνολικής επιφάνειας των συνδετικών αγκυρώσεων προς το εμβαδόν της διεπιφάνειας τοιχώματος-πλαϊσίου (Ac/Aw) δεν πρέπει να είναι μικρότερη από 0,8% για επιτυχή σύνδεση του τοιχώματος και του υπάρχοντος πλαϊσίου. Ωστόσο, πειραματικά αποτελέσματα έδειξαν δύο λόγους, 0,3% και 0,81%. Συνεπώς, πιστεύεται ότι η τιμή 0,81% είναι μάλλον συντηρητική. Η παραμετρική μελέτη έδειξε μία σταθερή αύξηση στη μέγιστη μετατόπιση ορόφου και στη διατμητική αντοχή όταν ο λόγος είναι 0,45%, και η αύξηση έγινε λιγότερο σημαντική για λόγους 0,9%. Επιπλέον, για να είμαστε συντηρητικοί ο αριθμός των συνδετικών αγκυρίων καθώς και το μέγεθός τους προτείνονται να είναι περίπου 0.8% όπως παρατηρήθηκε στα προηγούμενα πειράματα.

Επίσης, η απόσταση μεταξύ των συνδέσμων πρέπει να μην είναι μικρότερη από 7Db και όχι μεγαλύτερη από 30 cm (Db είναι η εξωτερική διάμετρος των συνδέσμων), ενώ όταν πάνω από μια σειρά συνδέσμων απαιτείται στη διεπιφάνεια, η μεταξύ τους απόσταση δεν πρέπει να είναι μικρότερη από 5Db. Τέλος, το βάθος έμπηξης των συνδέσμων δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 5Db ή το πάχος της επικάλυψης, όποιο είναι μεγαλύτερο (Recommended Design Guidelines For Strengthening With Infill Walls, NIST).

Στην ενότητα αυτή πρέπει επίσης να αναφερθεί και ένα πιθανό κατασκευαστικό πρόβλημα. Αυτό αποτελεί συνέπεια της συστολής ξήρανσης στη διεπιφάνεια παλαιού-νέου σκυροδέματος (ρηγμάτωση), πρόβλημα που μπορεί να αντιμετωπισθεί είτε με χρήση κατάλληλου τύπου σκυροδέματος είτε με σκυροδέτηση σε ένα ύψος και μετά χρήση διάφορων υλικών για την πλήρωση του κενού (Δρίτσος).

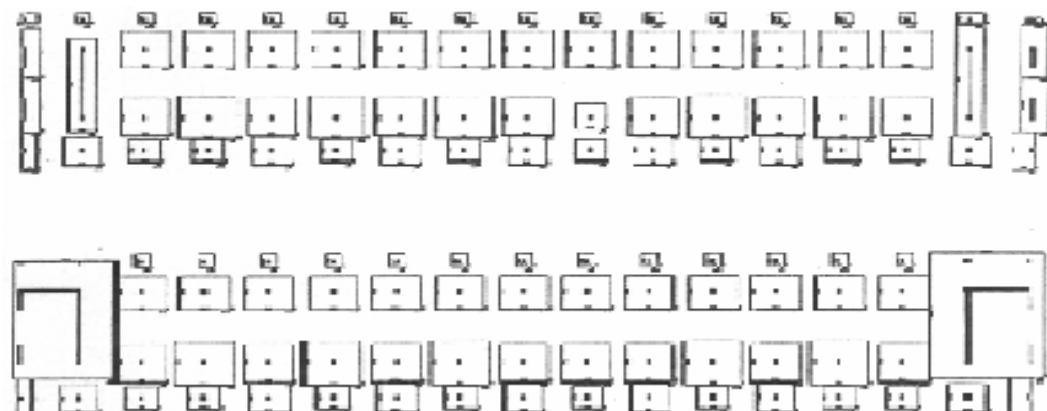
4.7 Θεμελίωση

Για να επιτρέψουμε στο τοίχωμα να λειτουργήσει όπως επιθυμούμε, είναι αναγκαίο να ενισχύσουμε και την θεμελίωση, γεγονός που λόγω της δυσκολίας του αποτελεί το κύριο μειονέκτημα της μεθόδου. Η ενίσχυση αυτή μπορεί να επιτευχθεί με τους εξής τρόπους:

α) Με το να αυξήσουμε το μέγεθος του πεδίου, έτσι ώστε να αυξηθεί το βάρος του και η αντίσταση του εδάφους ή με το να δημιουργήσουμε ένα ενιαίο

πέδιλο με τα γειτονικά του (π.χ. πεδילוδοκός), μεταβάλλοντας τον τρόπο μεταβίβασης των κατακόρυφων φορτίων και ροπών στο έδαφος.

Στο παρακάτω σχήμα (Φαρδής) φαίνεται η μεταβολή στη θεμελίωση ενός τριώροφου κτιρίου λόγω της ενίσχυσης με τοιχώματα στην διαμήκη διεύθυνση. Παρατηρούμε τη δημιουργία δύο ενιαίων πεδίων στην βάση των τοιχωμάτων καθώς και την μικρή αύξηση των διαστάσεων και ορισμένων εσωτερικών πεδίων έτσι ώστε να αποφευχθούν ανακατανομές στην αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης.

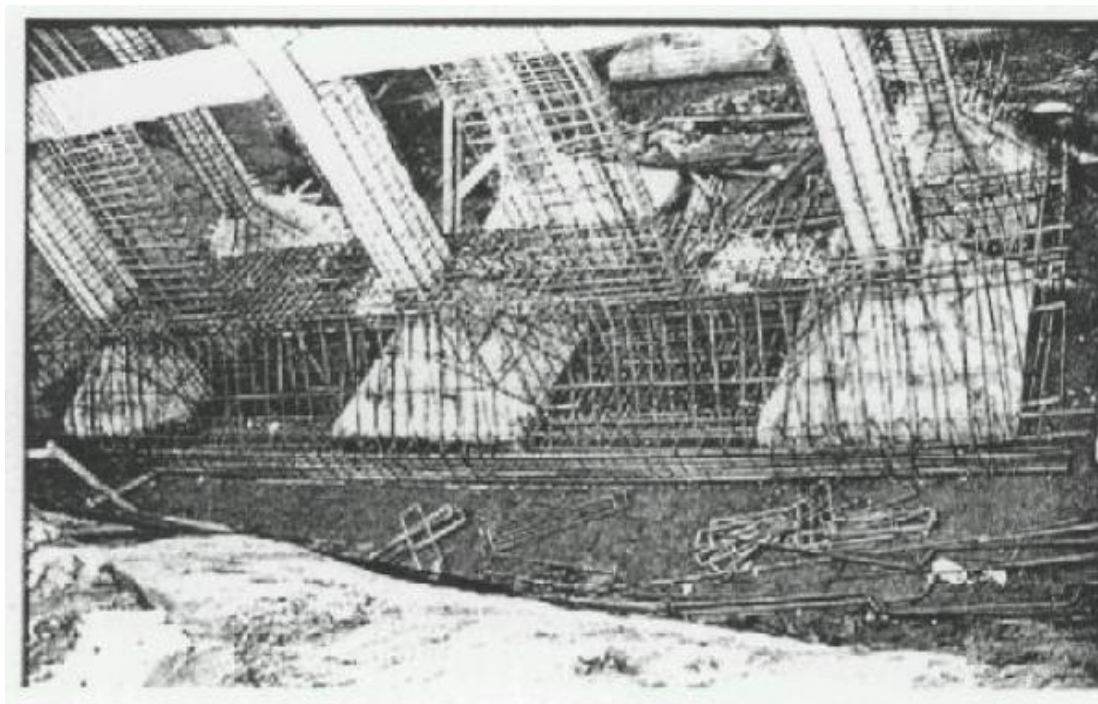


β) Συνδέοντας το νέο πέδιλο με τα διπλανά του με δύσκαμπτα μέλη ή με συνδετήρια δοκό.

γ) Χρησιμοποιώντας μικροπασσάλους, αγκύρια ή κάποια άλλη τεχνική με στόχο να αποφύγουμε το “σήκωμα” της θεμελίωσης.

Αξίζει να σημειωθεί όμως, ότι η εφαρμογή οποιασδήποτε από τις παραπάνω προτεινόμενες λύσεις είναι εξαιρετικά ακριβή και δύσκολη, τόσο υπολογιστικά όσο και κατασκευαστικά. Είναι ακόμη δυσκολότερη για κτίρια που δεν έχουν ήδη μία δύσκαμπτη συνδετήρια δοκό στην περίμετρο, στην οποία μπορεί το νέο τοίχωμα να συνδεθεί (Φαρδής).

Στην παρακάτω φωτογραφία, φαίνεται ο τρόπος με τον οποίο γίνεται η ενίσχυση μιας θεμελίωσης. Παρατηρούμε ότι η προσθήκη του τοιχώματος οδηγεί σε δημιουργία πεδילוδοκού, ενώ ταυτόχρονα ενισχύονται και τα υποστυλώματα, πιθανότατα με μανδύες.



Από τα παραπάνω, προκύπτει ότι, η προσθήκη τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος είναι μια τεχνική που επηρεάζει ριζικά την συμπεριφορά του συνόλου της κατασκευής. Αλλάζει σημαντικά τον τρόπο μεταφοράς των δυνάμεων και τον τρόπο μεταβίβασης τους στη θεμελίωση. Συνίσταται λοιπόν να χρησιμοποιείται όταν υπάρχουν σοβαρές βλάβες στο κτίριο και όταν η δυσκαμψία και η αντοχή της κατασκευής δεν είναι επαρκής. Άλλωστε, η μέθοδος αυτή είναι η αποτελεσματικότερη για την αύξηση αυτών των δύο παραμέτρων.

Σε αντίθετη περίπτωση, είναι προτιμότερο να ενισχύονται τα επιμέρους μέλη ανάλογα με την βλάβη που έχουν αυτά ή και με τον τύπο ενίσχυσης που έχουμε επιλέξει (κάμψη, διάτμηση κτλ). Για την σωστή εφαρμογή της μεθόδου πρέπει να διασφαλίζεται η όσο το δυνατόν παρόμοια συμπεριφορά του τοιχώματος-πλαisiού με το αντίστοιχο μονολιθικό. Έτσι, επιβάλλεται να δίνεται ιδιαίτερη βαρύτητα στον τρόπο σύνδεσης και στον τρόπο της μεταφοράς των δυνάμεων από τις δοκούς και τα υποστυλώματα τόσο υπολογιστικά όσο και κατά την διάρκεια της κατασκευής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5ο
ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ
ΚΑΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΑΓΩΝΙΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΕΚΚΡΕΜΟΥΣ
ΤΡΙΒΗΣ ΣΕ ΣΧΕΣΗ ΜΕ ΑΛΛΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ

5.1 Εισαγωγή

Η σεισμική μόνωση ως τεχνική ενίσχυσης των κτιρίων παρουσιάζει μία ιδιαιτερότητα. Αντί να επεμβαίνει στα δομικά στοιχεία τις κατασκευής με στόχο την αύξηση του ποσού ενέργειας που αυτά μπορούν να δεχθούν με ασφάλεια, περιορίζει το ποσό της ενέργειας που μπορεί να εισαχθεί στην κατασκευή από μια δεδομένη διέγερση. Λόγω αυτής της ιδιαιτερότητας η σεισμική μόνωση, μέθοδος όχι ευρέως εφαρμοζόμενη λόγω του σχετικά υψηλού της κόστους, εμφανίζεται ιδιαίτερα πλεονεκτική έναντι των άλλων μεθόδων σε τέσσερις κυρίως περιπτώσεις:

α) Στην περίπτωση κτιρίων μεγάλης ιστορικής και καλλιτεχνικής αξίας στον αρχιτεκτονικό ιστό των οποίων, οποιαδήποτε σημαντική επέμβαση θα αλλοίωνε ουσιαστικά το χαρακτήρα τους και θα μείωνε την αξία τους.

β) Στην περίπτωση κτιρίων των οποίων τα περιεχόμενα ή τα μη φέροντα αρχιτεκτονικά στοιχεία (π.χ γλυπτός και ζωγραφικός διάκοσμος) είναι πιο πολύτιμα και πιο ευαίσθητα στις επιταχύνσεις απ' ότι ο ίδιος ο φέρων οργανισμός. (μουσεία, δημόσια μέγαρα, κρίσιμα υπολογιστικά κέντρα).

γ) Στην περίπτωση κατασκευών για τις οποίες απαιτείται υψηλό επίπεδο λειτουργικότητας ακόμα και μετά από ένα πολύ ισχυρό σεισμό (νοσοκομεία, πυροσβεστικές εγκαταστάσεις, εγκαταστάσεις τηλεπικοινωνιών, δεξαμενές καυσίμων κοκ).

δ) Στη περίπτωση που αντιμετωπίζονται ιδιαίτερα προβλήματα με τη θεμελίωση και επιθυμούμε να μειώσουμε τις δυνάμεις που θα ασκηθούν σε αυτή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Σε κάθε περίπτωση, όμως, τα τεχνικά προβλήματα που ανακύπτουν κατά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης σε υπάρχοντα κτίρια είναι πολλά. Κάποια από αυτά θα επιχειρήσουμε να

προσεγγίσουμε σε αυτό το κεφάλαιο με τη βοήθεια παραδειγμάτων από εφαρμογές.

Παρόλο που η ιδέα της σεισμικής μόνωσης φαίνεται αρκετά απλή χρειάστηκε περίπου ένας αιώνας για να ωριμάσει τόσο θεωρητικά όσο και τεχνολογικά. Έχει ιστορικό ενδιαφέρον να παρουσιάσουμε συνοπτικά την εξέλιξή της²⁹.

Στα τέλη του 19ου αιώνα εμφανίζονται οι πρώτες σκέψεις για την αντισεισμική προστασία κτιρίων με χρήση ειδικών διατάξεων. Η πρώτη σχετική πρόταση φαίνεται ότι διατυπώθηκε το 1891 στην Ιαπωνία και προέβλεπε τη στήριξη ενός κτιρίου σε δύο επάλληλες στρώσεις κορμών κάθετα τοποθετημένων μεταξύ τους ώστε να επιτρέπεται η κύλιση του κτιρίου σε δύο διευθύνσεις.

Στις αρχές 20ου αιώνα παρουσιάστηκαν πολλές παραλλαγές της ιδέας της απομόνωσης οι οποίες εστιάζονταν κυρίως στη διαμόρφωση ενός απλού επιπέδου κύλισης ή ολίσθησης μεταξύ θεμελίωσης και ανοδομής με τοποθέτηση σκληρών σφαιρών, σκόνης ορυκτού μαγνησίου και άλλα παρόμοια. Καμία από τις παραπάνω ιδέες δεν υλοποιήθηκε.

Το 1928 στην Ιαπωνία πραγματοποιήθηκε η πρώτη εφαρμογή η οποία περιελάμβανε την τοποθέτηση κατακόρυφων σφαιρικών στηρίξεων κινούμενων σε μεταλλικούς οδηγούς.

Στις αρχές της δεκαετίας του 1960 στην Ευρώπη απομονώθηκαν κτίρια με χρήση ελαστικών σφαιρών. Το κύριο πρόβλημα στη σύλληψη αυτών των διατάξεων ήταν ότι δεν εξασφάλιζαν καμία δύναμη επαναφοράς στην κατασκευή ώστε να περιορίζονται οι μετακινήσεις σε ανεκτά μεγέθη. Επιπλέον, η παρεχόμενη απόσβεση ήταν μάλλον ανεπαρκής ενώ σε κάποιες περιπτώσεις οι αρχικές δυνάμεις τριβής που έπρεπε να υπερνικηθούν για να ενεργοποιηθεί η διάταξη ήταν πολύ μεγάλες.

Το 1969 στα Σκόπια εφαρμόζονται ελαστικά εφέδρανα σε τριώροφο σχολείο ενώ στις αρχές της δεκαετίας του 1970 εμφανίζονται τα σύγχρονα ελαστομεταλλικά εφέδρανα τα οποία προσφέρουν και απόσβεση με τρόπους

²⁹ Η Σεισμική Απομόνωση Βάσης ως Μέθοδος Προστασίας Ιστορικών Κτιρίων. Κ. Χ. Στυλιανίδης, Π. Πριντζης, Α. Σερταρίδης. pp491-502

που θα αναπτυχθούν παρακάτω. Τη δεκαετία του 1980 εφαρμόστηκε η σεισμική μόνωση σε κτίρια στις Ηνωμένες Πολιτείες.

Το 1985 αναπτύσσεται το εκκρεμές τριβής, το οποίο αποτελεί τον κυριότερο εκπρόσωπο μιας νέας γενιάς συστημάτων ολίσθησης, τα οποία εξασφαλίζουν και δύναμη επαναφοράς.

5.2 Θεωρητικό Υπόβαθρο

Η τεχνική της σεισμικής μόνωσης περιλαμβάνει την εγκατάσταση ειδικών διατάξεων στο κτίριο οι οποίες μεταβάλλοντας ριζικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής εξασφαλίζουν την ευνοϊκότερη απόκρισή της κατά τις αναμενόμενες δυναμικές διεγέρσεις. Η ευνοϊκή αυτή απόκριση είναι το αποτέλεσμα της επίτευξης τριών πιο άμεσων στόχων:

α) Να προσδώσουμε στην κατασκευή μια συγκεκριμένη επιθυμητή ιδιομορφή με όσο το δυνατό μεγαλύτερο συντελεστή συμμετοχής

β) Ας υπενθυμίσουμε ορισμένες χρήσιμες εξισώσεις. Η απόκριση της κατασκευής (σε μία διεύθυνση) εκφράζεται ως επαλληλία των ιδιομορφών.

$$\bar{u}(t) = \sum_{j=1}^n Y_j(t) \bar{\phi}_j \quad [a]$$

όπου $u(t)$ είναι το διάνυσμα των μετακινήσεων των κόμβων σε σχέση με το έδαφος, n ο αριθμός των βαθμών ελευθερίας του συστήματος, j τα διανύσματα των ιδιομορφών και $Y_j(t)$ προσδιορισταίες συναρτήσεις του χρόνου. Αυτές, με χρήση των ιδιοτήτων των ιδιομορφών, αποδεικνύεται ότι προκύπτουν από τη λύση της διαφορικής εξίσωσης:

$$\ddot{Y}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{Y}_j + \omega_j^2 Y_j = -\Gamma_j \ddot{u}_g(t) \quad [b]$$

όπου ξ_j το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης για την ιδιομορφή j , ω_j η κυκλική ιδιοσυχνότητα που αντιστοιχεί στη ιδιομορφή j και

$$\Gamma_j = \frac{\bar{\phi}_j^T M \bar{e}}{\bar{\phi}_j^T M \bar{\phi}_j} \quad [c]$$

όπου M το μητρώο μάζας και e το μοναδιαίο διάνυσμα.

Όταν εφαρμόζεται σεισμική μόνωση μια από τις βασικές επιδιώξεις είναι η προστασία των μη φερόντων στοιχείων με μείωση της σχετικής μετακίνησης των ορόφων. Επομένως επιθυμητή ιδιομορφή θεωρείται αυτή κατά την οποία το μεγαλύτερο μέρος της μετακίνησης στην κορυφή εμφανίζεται ως σχετική

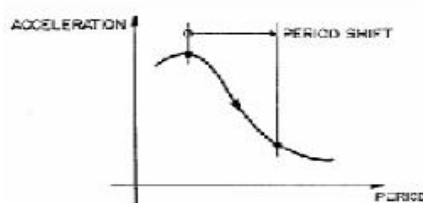
μετακίνηση δύο τμημάτων της κατασκευής σε κάποιο επίπεδο μόνωσης, ενώ η κίνηση του άνω τμήματος είναι σε μεγάλο βαθμό αυτή του άκαμπτου σώματος. Η σχετική μετακίνηση στο επίπεδο μόνωσης παραλαμβάνεται με παραμορφώσεις ή ολίσθηση στις συσκευές μόνωσης οι οποίες είναι ειδικά σχεδιασμένες για το σκοπό αυτό.

Αποδεικνύεται ότι όσο μικρότερη είναι η δυσμησία των στοιχείων μόνωσης σε σχέση με τη συνολική δυσπαραμορφωσιμότητα της κατασκευής τόσο ο συντελεστής Γ για την πρώτη ιδιομορφή τείνει στη μονάδα. Στη περίπτωση αυτή η κίνηση του άνω τμήματος μπορεί να περιγραφεί σε μεγάλο βαθμό από μοντέλο ενός βαθμού ελευθερίας.

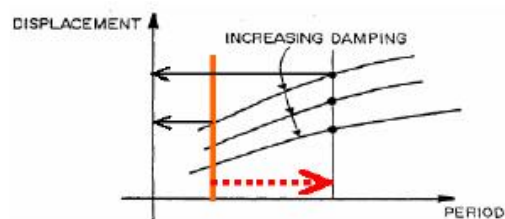
β) Η ιδιοσυχνότητα που αντιστοιχεί σε αυτή την ιδιομορφή πρέπει να είναι επαρκώς απομακρυσμένη από τις κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες της διέγερσης, έτσι ώστε, η επιτάχυνση απόκρισης, και κατά συνέπεια και οι αντίστοιχες ελαστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται επί της κατασκευής, να είναι αρκετά μικρές. Στο διάγραμμα 1 φαίνεται ένα τυπικό φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων (επιταχύνσεων που αντιστοιχούν σε ελαστικές δυνάμεις). Είναι φανερό ότι επιλέγοντας μια μεγάλη ιδιοπερίοδο δηλαδή, μια μικρή δυσμησία των στοιχείων της μόνωσης μειώνεται δραστικά το μέγεθος των ελαστικών δυνάμεων. Υπενθυμίζεται ότι σε ένα μονοβάθμιο ταλαντωτή η ιδιοπερίοδος συνδέεται με τη δυσπαραμορφωσιμότητα μέσω της απλής σχέσης:

$$T = 2\pi\sqrt{m/k}$$

[d]



διάγραμμα 1



διάγραμμα 2

γ) Ο τρίτος στόχος είναι η απορρόφηση ενέργειας (απόσβεση) από στοιχεία σεισμικής μόνωσης ειδικά σχεδιασμένα για το σκοπό αυτό. Η απόσβεση είναι πολλαπλώς ευεργετική για την κατασκευή. Καταρχήν, τα

φάσματα ψευδοεπιταχύνσεων για διάφορες τιμές του ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης δείχνουν ότι όσο αυτό αυξάνεται τόσο μειώνεται η μέγιστη ελαστική επιτάχυνση απόκρισης.

Παρατηρώντας, εξάλλου, τα φάσματα μετακινήσεων (διάγραμμα 2) διαπιστώνουμε ότι η επιμήκυνση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής οδηγεί σε αύξηση των μετατοπίσεων, οι οποίες παίρνουν μεγάλες τιμές για μικρά ποσοστά κρίσιμης απόσβεσης. Για τον περιορισμό αυτών των μετακινήσεων ενδείκνυται η αύξηση της απόσβεσης πάντα, όμως, με μέτρο για τους λόγους που θα εξηγήσουμε παρακάτω.

5.3 Τύποι Διατάξεων Σεισμικής Μόνωσης και Τεχνικά Χαρακτηριστικά αυτών

Γενικά, τρία είναι τα στοιχεία που πρέπει να διαθέτει μια διάταξη σεισμικής μόνωσης :

- α) Να εξασφαλίζει κάποιου είδους αποσύνδεση των τμημάτων της κατασκευής (πάνω και κάτω από το επίπεδο μόνωσης).
- β) Να παρέχει κάποια δύναμη επαναφοράς και
- γ) Να προκαλεί κάποια απόσβεση.

Κάθε μία από τις παραπάνω απαιτήσεις μπορεί να καλύπτεται από μια ξεχωριστή συσκευή, πρακτική που εφαρμόζεται κυρίως στην Ιαπωνία, αλλά είναι επίσης δυνατό, και μάλιστα αποτελεί την κυρίαρχη πρακτική σε Ευρώπη και Αμερική, μία συσκευή να παρέχει και τα τρία στοιχεία της σεισμικής μόνωσης. Οι δύο τύποι διατάξεων που κυρίως χρησιμοποιούνται σήμερα στην Αμερική και την Ευρώπη είναι:

- α) τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα και
- β) εφέδρανα ολίσθησης.

5.3.1 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα

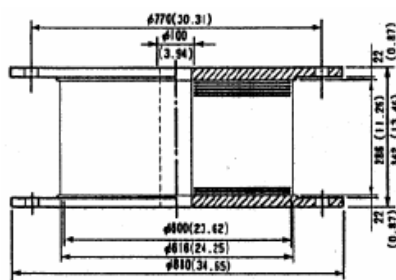
Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα, αποτελούνται από επάλληλα στρώματα ελαστικού και χάλυβα. Οι στρώσεις του ελαστικού παρέχουν την οριζόντια (διατμητική) ευπαραμορφωσιμότητα, ενώ τα χαλύβδινα φύλλα εμποδίζοντας

την πλευρική διόγκωση του ελαστικού, εξασφαλίζουν υψηλή κατακόρυφη δυστένεια. Η ευπαράμορφωσιμότητα ελέγχεται επιλέγοντας καταλλήλως το πάχος κάθε στρώσης ελαστικού και τον αριθμό των στρώσεων.

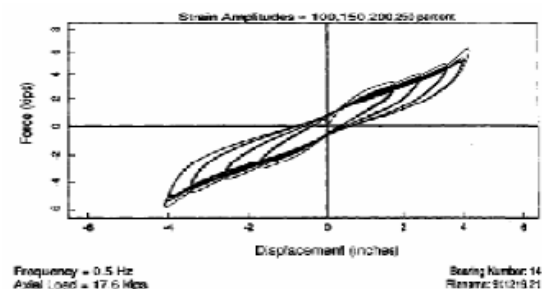
Οι περιορισμοί που τίθενται στις επιλογές μας είναι ότι με την αύξηση του αριθμού των στρώσεων και άρα και του ύψους του εφεδράνου δύνανται να προκληθούν σοβαρά προβλήματα αστάθειας σε μεγάλες γωνιακές παραμορφώσεις, ενώ με την αύξηση του πάχους κάθε στρώσης μειώνεται η κατακόρυφη δυστένεια. Το τελευταίο δεν είναι κατ' ανάγκη ανεπιθύμητο. Η πρακτική αυτή εφαρμόζεται όταν θέλουμε να πετύχουμε σε κάποιο βαθμό και κατακόρυφη μόνωση, κυρίως σε κτίρια που στεγάζουν ευαίσθητες ηλεκτρονικές συσκευές.

Για την εξασφάλιση και κάποιας απορρόφησης ενέργειας εφαρμόζονται κυρίως δύο εναλλακτικές πρακτικές:

α) Η χρήση ελαστομερούς υψηλής απόσβεσης (σχ. 1). Στα ελαστομερή υψηλής απόσβεσης η απορρόφηση ενέργειας οφείλεται στην κατάλληλη χημική σύνθεση του υλικού. Η απόσβεση που επιτυγχάνεται κυμαίνεται μεταξύ 7% και 14% της κρίσιμης. Το μέτρο ελαστικότητας σε διάτμηση των ελαστομερών αυτών είναι μεταξύ 0.35 και 1.4 MPa. Η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση στην οποία μπορούν να υποβληθούν τα εφεδράνα του τύπου αυτού κυμαίνεται μεταξύ 200% και 350%³⁰. Η σχέση δύναμης –μετατόπισης για ένα τέτοιο εφεδράνο φαίνεται στο διάγραμμα 3.



σχήμα 1



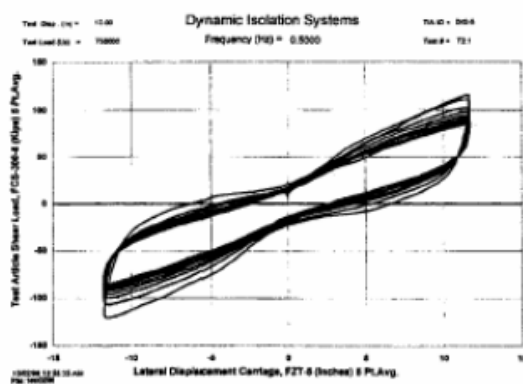
διάγραμμα 3

β) Η χρήση πυρήνων μολύβδου. Στα εφεδράνα αυτού του τύπου χρησιμοποιούνται κανονικά ελαστομερή χαμηλής απόσβεσης, ενώ η απόσβεση προκύπτει από την υστερική συμπεριφορά ενός κυλίνδρου από

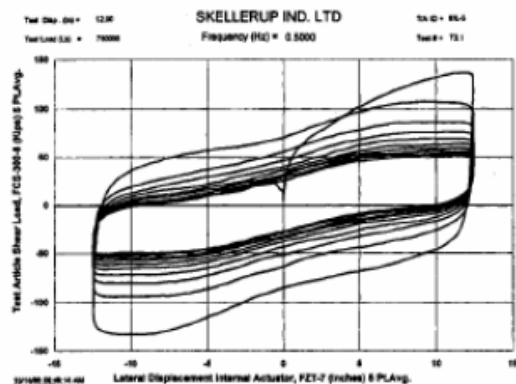
³⁰ HITEC, Technical Evaluation Report, Summary of Evaluation Findings for the Testing of Seismic Isolation and Energy Dissipation Devices. July 1999

μόλυβδο ο οποίος ενσωματώνεται στο κέντρο του εφεδράνου και εξαναγκάζεται έτσι να ακολουθεί τις διαμηθικές παραμορφώσεις αυτού. Η διάμετρος του κυλίνδρου είναι συνήθως μεταξύ 15% και 33% της διαμέτρου του εφεδράνου και από αυτή εξαρτάται και το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης που επιτυγχάνεται. Το ποσοστό αυτό μπορεί να ξεπεράσει το 40% για μεγάλες διαμέτρους πυρήνα. Η μέγιστη διαμηθική παραμόρφωση για τα εφέδρανα αυτά είναι μικρότερη από ότι για την προηγούμενη κατηγορία και κυμαίνεται από 125% έως 200%³¹.

Στα διαγράμματα 4,5 φαίνονται οι σχέσεις δύναμης-μετατόπισης για δύο εφέδρανα τα οποία έχουν τα ίδια χαρακτηριστικά εκτός από τη διάμετρο του πυρήνα. Τα διαγράμματα προέκυψαν από δυναμικές δοκιμές συχνότητας ανακυκλιζόμενης φόρτισης 0.5 Hz



διάγραμμα 4 (μικρή διάμετρος πυρήνα)



διάγραμμα 5 (μεγάλη διάμετρος πυρήνα)

Ας προχωρήσουμε τώρα σε ορισμένες χρήσιμες παρατηρήσεις και συγκρίσεις:

α) Τα ελαστομερή εφέδρανα με πυρήνα έχουν γενικώς μικρές παραμορφώσεις και η συμπεριφορά τους δεν παρουσιάζει δυσκολίες στην προσομοίωση. Αντιθέτως, τα εφέδρανα χωρίς πυρήνα λόγω των ελαστικών υψηλής απόσβεσης που χρησιμοποιούν και των μεγαλύτερων παραμορφώσεων που επιδέχονται, παρουσιάζουν αύξηση της δυστημής στις ακραίες τιμές αυτών, φαινόμενο που δυσχεραίνει την ανάλυση³².

β) Σε όλα τα διαγράμματα παρατηρείται ότι η πλευρική δύναμη που αντιτάσσουν τα εφέδρανα για δεδομένες τιμές παραμόρφωσης μειώνεται από

³¹ HITEC, Technical Evaluation Report, Summary of Evaluation Findings for the Testing of Seismic Isolation and Energy Dissipation Devices. July 1999

³² Seismic Protective Systems. Andrew Whittaker. Lectures on Earthquake Engineering and Structures

κύκλο σε κύκλο φόρτισης, φαινόμενο το οποίο είναι ανεπιθύμητο. Η μείωση είναι σχετικά μικρή για τα εφέδρανα με μικρό ή χωρίς πυρήνα αλλά αυξάνεται σημαντικά καθώς η διάμετρος του πυρήνα μεγαλώνει.

γ) Η συμπεριφορά των εφεδράνων με μικρό ή χωρίς πυρήνα διαμορφώνεται κυρίως από τη βισκοελαστική συμπεριφορά του ελαστομερούς, η οποία δίνει μικρούς σχετικά βρόχους απορρόφησης ενέργειας, ενώ η ύπαρξη ενός μεγάλου πυρήνα οδηγεί σε υστερική συμπεριφορά του εφεδράνου, χαρακτηριστικό του μολύβδου, ή οποία εξασφαλίζει μεγαλύτερους βρόχους απορρόφησης ενέργειας.

Από αυτή και την προηγούμενη παρατήρηση συμπεραίνουμε ότι είναι μάλλον δύσκολο να πετύχει κάποιος ταυτόχρονα υψηλά ποσοστά απόσβεσης και σταθερότητα συμπεριφοράς από κύκλο σε κύκλο με χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

δ) Η δυστημήςια των ελαστομεταλλικών εφεδράνων εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τη θερμοκρασία και αυτό είναι ένα ακόμη πρόβλημα, καθώς σε θερμοκρασίες μικρότερες των 0ο τα εφέδρανα γίνονται αρκετά δύστημητα ώστε να μειώνεται σημαντικά η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης της κατασκευής και η απόκριση αυτής να απομακρύνεται από την αναμενόμενη και επιθυμητή. Αναφέρεται ότι κατά το σεισμό του Χιογκόκεν – Νανμπου στην Ιαπωνία το κτίριο του ινστιτούτου τεχνολογικών ερευνών της Matsumura-Gumi Construction Company το οποίο είχε μονωθεί σεισμικά με σύστημα ελαστομεταλλικών εφεδράνων, ταλαντώθηκε με θεμελιώδη ιδιοπεριόδου περίπου 1.5 sec ενώ η προβλεπόμενη από την ανάλυση ήταν περίπου 2 sec . Η απόκλιση αποδόθηκε στη θερμοκρασία των 0ο που επικρατούσε τις πρώινές ώρες που εκδηλώθηκε ο σεισμός³³.

5.3.2 Συστήματα Ολίσθησης- Εκκρεμές Τριβής

Σήμερα, έχουν αναπτυχθεί αρκετά συστήματα σεισμικής μόνωσης με συσκευές ολίσθησης. Τα περισσότερα από αυτά όμως προορίζονται για τη γεφυροποιία ενώ στα οικοδομικά έργα χρησιμοποιείται σχεδόν αποκλειστικά το εκκρεμές τριβής στο οποίο και θα αναφερθούμε στη συνέχεια.

³³Response of Base Isolated Buildings. P. Clark. <http://nisee.berkeley.edu/kobe/clark.html>

Τα εκκρεμή τριβής είναι κατασκευαστικές στηρίξεις που χρησιμοποιούν έναν

πρωτοποριακό τρόπο για να επιτύχουν κίνηση εκκρεμούς μιας κατασκευής. Έχουν την μορφή εφεδράνων, καθένα από τα οποία αποτελείται από μια αρθρωτή κύλιση μορφής αντεστραμμένου bowl που εδράζεται μέσα σε μια κοίλη, ανοξεϊδωτη επιφάνεια μορφής σφαιρικού τομέα (σχ. 2). Η επιφάνεια της κύλισης αποτελείται από ειδικό υλικό (αυτολιπαινόμενο υλικό που χρησιμοποιείται στην αεροναυπηγική πάνω από 40 έτη), το οποίο μόλις έρθει σε επαφή με την γυαλιστερή χρωμιωμένη επιφάνεια, δίνει ως αποτέλεσμα έναν μέγιστο συντελεστή τριβής της τάξεως του 0,1 (ή μικρότερο) σε μεγάλες ταχύτητες κύλισης και έναν ελάχιστο της τάξεως του 0,05 (ή μικρότερο) σε πολύ μικρές ταχύτητες κύλισης³⁴³⁵.

Αυτή η εξάρτηση του συντελεστή τριβής από την ταχύτητα, η οποία φαίνεται στο διάγραμμα 7 είναι ένα χαρακτηριστικό των υλικών τύπου Teflon. Η τριβή ολίσθησης στην διεπιφάνεια παρέχει την απαραίτητη δύναμη απόσβεσης για την απορρόφηση. Τα εκκρεμή τριβής λειτουργούν ως ασφάλειες οι οποίες ενεργοποιούνται μόνο όταν οι σεισμικές δυνάμεις, που ασκούνται στο εφέδρανο πλευρικά, υπερβούν την τιμή της στατικής τριβής στην διεπιφάνεια. Όταν αυτό συμβεί, η κατασκευή αρχίζει να κινείται με μικρές παλινδρομικές κινήσεις διαγράφοντας μικρά τόξα όπως ακριβώς τα εκκρεμή. Υπενθυμίζεται ότι στα απλά εκκρεμή η περίοδος ταλάντωσης δίνεται από τη σχέση:

$$T_b = 2\pi\sqrt{R/g} \quad [ε]$$

όπου R είναι η ακτίνα καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας.

Από την στιγμή που η κατασκευή τίθεται σε κίνηση, στα εφέδρανα αναπτύσσεται πλευρική δύναμη που προκύπτει από τον συνδυασμό της δύναμης τριβής που ενεργοποιείται στην διεπιφάνεια και της δύναμης επαναφοράς, που είναι αποτέλεσμα της προκαλούμενης ανύψωσης της κατασκευής κατά μήκος της σφαιρικής επιφάνειας. Η δύναμη επαναφοράς

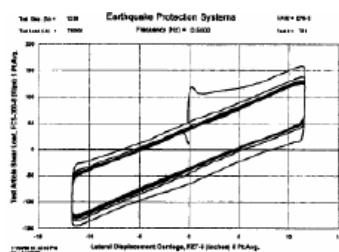
³⁴ Seismic Retrofit of Large Historic Building. A. Mokha, N. Amin, M . C. Constandinou, V. Zayas. ASCE J. Str. Eng., Vol. 122, No 3, March 1996. pp 298-307

³⁵ Seismic Protective Systems. Andrew Whittaker. Lectures on Earthquake Engineering and Structures Dynamics II. <http://overlord.eng.buffalo.edu/>

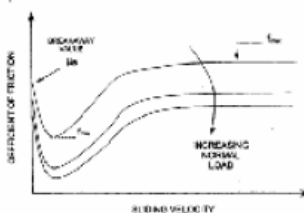
είναι ανάλογη της μετακίνησης καθώς και του βάρους που εφαρμόζεται στο εφέδρανο, ενώ είναι αντιστρόφως ανάλογη της ακτίνας καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας. Η συνολική δύναμη που αντιτάσσει το σύστημα δίδεται από την ακόλουθη σχέση ο πρώτος όρος της οποίας αντιστοιχεί στη δύναμη επαναφοράς ενώ ο δεύτερος στην τριβή³⁶.

$$F = (W / R)u + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{u}) \quad [f]$$

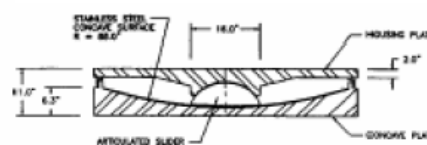
όπου W είναι το κατακόρυφο φορτίο κάθε εφεδράνου μ ο συντελεστής τριβής και u η συνάρτηση μετατόπισης. Η θεωρητική αυτή σχέση επαληθεύεται επαρκώς και από πειραματικές δυναμικές δοκιμές. Τα αποτελέσματα μιας τέτοιας δυναμικής δοκιμής (συχνότητα 0.5Hz) φαίνονται στο διάγραμμα 6.



διάγραμμα 6



διάγραμμα 7



σχήμα 2

Σύμφωνα με τα παραπάνω το σύστημα έχει τις ακόλουθες σημαντικές ιδιότητες:

α) Παραμένει αμετακίνητο για δυνάμεις μικρότερες του γινομένου του συντελεστή στατικής τριβής επί του βάρους που αναλογεί στο κάθε εφέδρανο (στατική τριβή). Φαίνεται μάλιστα από το διάγραμμα ότι κατά τον πρώτο κύκλο φόρτισης, και ιδιαίτερα στην αρχή του κύκλου, ο συντελεστής τριβής που εμφανίζεται είναι αρκετά μεγαλύτερος από ότι στους επόμενους κύκλους³⁷. Το φαινόμενο αυτό χαρακτηρίζεται ως παρθενική διαδρομή, δεν προβλέπεται από το θεωρητικό μοντέλο που προηγουμένως παρουσιάσαμε και πρέπει να λαμβάνεται σοβαρά υπόψη καθώς μπορεί να έχει ως αποτέλεσμα τη μη ενεργοποίηση του συστήματος σε σεισμούς μικρής και μεσαίας έντασης.

³⁶ Experimental Study of Friction – Pendulum Isolation System. A. Mokha, M. C. Constantinou, A. M. Reinhorn, V. A. Zayas. ASCE J. Str. Eng., Vol. 117, No. 4, April 1991. pp 1201-1217

³⁷HITEC, Technical Evaluation Report, Evaluation Findings for the Testing of EPS Seismic Isolation Device. July 1999

β) Αναπτύσσει πλευρικές δυνάμεις ανάλογες του βάρους που φέρει το εφέδρανο. Αποτέλεσμα αυτής της συγκεκριμένης ιδιότητας είναι ότι η συνισταμένη πλευρική δύναμη στο κτίριο ασκείται στο κέντρο μάζας αυτού, εξαφανίζοντας έτσι, τις εκκεντρότητες³⁸³⁹⁴⁰.

γ) Η περίοδος της ταλάντωσης στην φάση με τα «ενεργοποιημένα» εφέδρανα είναι ανεξάρτητη της μάζας της κατασκευής και σχετίζεται μόνο με την ακτίνα καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας (βλ. εξ. ε).

δ) Επιπλέον αυτών των ιδιοτήτων, το σύστημα εκκρεμούς τριβής έχει ιδιότητες κοινές με τα συστήματα απομόνωσης μέσω ολίσθησης, όπως μικρή ευαισθησία στα εύρη συχνοτήτων της διέγερσης και μεγάλο βαθμό σταθερότητας⁴¹.

Ενδεικτικά αναφέρουμε κάποια χαρακτηριστικά σχεδιασμού: Περίοδος ταλάντωσης του εκκρεμούς 2 έως 5 sec, αντοχή στα κατακόρυφα φορτία μέχρι 30·106 rounds, εύρος μετακινήσεων μέχρι 53 inches, συντελεστής τριβής ολίσθησης από 0,03 έως 0,2. Οι τιμές των παραμέτρων αυτών επιλέγονται ανεξάρτητα.

5.4 Σημαντικές Παράμετροι που πρέπει να Λαμβάνονται κατά το Σχεδιασμό

Η εφαρμογή σεισμικής μόνωσης μεταβάλλει με ιδιαίτερα δραστικό τρόπο τη συμπεριφορά και τη λειτουργία του κτιρίου από κάθε άποψη οδηγώντας σε καταστάσεις μη οικείες οι οποίες απαιτούν προσεκτικό χειρισμό. Ας ξεκινήσουμε με κάποιες επισημάνσεις πάνω στις διαθέσιμες μεθόδους ανάλυσης.

³⁸Torsional Coupling in Sliding Base – Isolation Structures. S. Nagarajaiah, A. M. Reinhorn, M. C. Constantinou. ASCE J. Str. Eng., Vol. 119, No. 1, January 1993.

³⁹Torsion in Base – Isolated Structures with Elastomeric Isolation Systems. S. Nagarajaiah, A. M. Reinhorn, M. C. Constantinou. ASCE J. Str. Eng., Vol. 119, No. 10, October 1993. pp 2932-2951

⁴⁰Seismic Retrofit of Large Historic Building. A. Mokha, N. Amin, M. C. Constantinou, V. Zayas. ASCE J. Str. Eng., Vol. 122, No 3, March 1996. pp 298-307

⁴¹ Experimental Study of Friction – Pendulum Isolation System. A. Mokha, M. C. Constantinou, A. M. Reinhorn, V. A. Zayas. ASCE J. Str. Eng., Vol. 117, No. 4, April 1991. pp 1201-1217

Σύμφωνα με τις συστάσεις του FEMA ⁴² η ανάλυση κατασκευών με σεισμική μόνωση μπορεί να γίνει με μία από τις παρακάτω μεθόδους: γραμμική ισοδύναμη στατική, φασματική και μη γραμμική ανάλυση στο πεδίο του χρόνου. Λόγω όμως των σημαντικών παραδοχών που ενέχονται στις δύο πρώτες μεθόδους το FEMA θέτει περιορισμούς στην εφαρμογή τους. Οι περιορισμοί αυτοί σχετίζονται τόσο με τη γεωμετρία του κτιρίου όσο και με το βαθμό μη γραμμικότητας των εφεδράνων, κι επιπλέον πρέπει οι ιδιότητες τους να έχουν μικρή εξάρτηση από τη συχνότητα.

Καθώς σε αρκετές περιπτώσεις οι περιορισμοί αυτοί δεν ικανοποιούνται, συχνά είναι αναγκαία η εφαρμογή μιας μη γραμμικής ανάλυσης στο πεδίου του χρόνου. Επειδή μια τέτοια ανάλυση με θεώρηση μη γραμμικότητας σε όλα τα μέλη είναι ιδιαίτερα απαιτητική υπολογιστικά έχουν αναπτυχθεί μέθοδοι με θεώρηση μη γραμμικότητας σε ορισμένα μόνο μέλη οι οποίες είναι αποτελεσματικότερες για τέτοιου είδους αναλύσεις ^{43,44}. Θα πρέπει επίσης να χρησιμοποιούνται ειδικά στοιχεία για την προσομοίωση των συστημάτων μόνωσης τα οποία να έχουν κατάλληλα συζευγμένους τους βαθμούς ελευθερίας τους. Τέτοια κατάλληλα στοιχεία είναι ενσωματωμένα σε αρκετά εμπορικά προγράμματα.

Μία ιδιαίτερα κρίσιμη φάση του σχεδιασμού είναι ασφαλώς η επιλογή της πρώτης ιδιοπεριόδου η οποία εξαρτάται από τη δυστημσία των εφεδράνων. Η επιλογή αυτή πρέπει να γίνει επί τη βάση φασμάτων προσεκτικά επιλεγμένων και αντιπροσωπευτικών της περιοχής του έργου και των εδαφικών της συνθηκών.

Ο σχεδιαστής οφείλει να εξασφαλίσει ότι δεν πρόκειται να συμβεί συντονισμός της πρώτης τουλάχιστον ιδιομορφής καθώς δεδομένου του μεγάλου συντελεστή συμμετοχής αυτής το αποτέλεσμα θα είναι καταστρεπτικό. Θα πρέπει επιπλέον να εξετάζεται σοβαρά το ενδεχόμενο σημαντικής ενεργοποίησης της δεύτερης και των ανώτερων ιδιομορφών

⁴² FEMA 273, Seismic Rehabilitation Guidelines. Chapter 9: Seismic Isolation and Energy Dissipation (Systematic Rehabilitation)

⁴³Response of Base Isolated USC Hospital Building In Northeridge Earthquake. S. Nagarajaiah, S. Xiaohong. ASCE J. Str. Eng., Vol. 126, No 10, October 2000. pp 1177-1186

⁴⁴Base – Isolated FCC Building: Impact Response in Northeridge Earthquake. S. Nagarajaiah, X. Sun. ASCE J. Str. Eng., Vol. 127, No 9, September 2001. pp 1063-1075

καθώς η συνεισφορά τους ακόμα και σε σεισμικά μονωμένα κτίρια μπορεί να είναι σημαντική⁴⁵⁴⁶.

Αυτές οι παρατηρήσεις μας οδηγούν στο συμπέρασμα ότι στην περίπτωση της ενίσχυσης κτιρίων με σεισμική μόνωση είναι κρίσιμος ο όσο το δυνατό ακριβέστερος προσδιορισμός των πραγματικών δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής πριν την επέμβαση. Η πιο αξιόπιστη μέθοδος για το σκοπό αυτό, ιδιαίτερα στην περίπτωση ιστορικών κτιρίων, είναι οι πλήρους κλίμακας δυναμικές δοκιμές επί του ίδιου του κτιρίου.

Μεγάλη σύνεση απαιτείται και κατά την επιλογή του ποσοστού απόσβεσης που θα εισαχθεί επιπλέον στην κατασκευή. Έχει παρατηρηθεί ότι η τοποθέτηση συσκευών με πολύ μεγάλους συντελεστές απόσβεσης με στόχο την απορρόφηση μεγάλων ποσών ενέργειας σε περίπτωση ισχυρού σεισμού προκαλεί δυσμενή απόκριση του κτιρίου σε περίπτωση σεισμών μεσαίας και μικρής έντασης⁴⁷.

Αυτό συμβαίνει διότι οι συσκευές αυτές αυξάνουν σημαντικά τη συνολική δυσπαραμορφωσιμότητα του συστήματος μόνωσης, μειώνουν την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και ασκώντας στο κτίριο μεγάλες δυνάμεις προκαλούν αύξηση του μεγέθους των επιταχύνσεων (ελαστικών+απόσβεσης). Για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού πραγματοποιείται εντατική έρευνα αυτή την περίοδο σε όλο τον κόσμο για την ανάπτυξη ενεργών και ημιενεργών συστημάτων απόσβεσης. Δηλαδή συστημάτων ικανών να προσαρμόζουν τη δυσπαραμορφωσιμότητά τους ανάλογα με την ένταση της δόνησης λαμβάνοντας και αξιοποιώντας δεδομένα εδαφικών επιταχύνσεων σε πραγματικό χρόνο.

Αξίζει να σημειωθεί ότι στην υποεκτίμηση της πιθανότητας ενεργοποίησης των ανώτερων ιδιόμορφων και των επιδράσεων της υψηλής απόσβεσης αποδίδεται κυρίως η πολύ χειρότερη από την αναμενόμενη απόκριση πολλών μονωμένων κτιρίων σε σεισμούς μικρότερης έντασης από το σεισμό σχεδιασμού.

⁴⁵Response of Base Isolated USC Hospital Building In Northeridge Earthquake. S. Nagarajaiah, S. Xiaohong. ASCE J. Str. Eng., Vol. 126, No 10, October 2000. pp 1177-1186

⁴⁶Base – Isolated FCC Building: Impact Response in Northeridge Earthquake. S. Nagarajaiah, X. Sun. ASCE J. Str. Eng., Vol. 127, No 9, September 2001. pp 1063-1075

⁴⁷“Smart” Isolation for Seismic Control. J. A.Q. Johnson, B. F. Spencer, Jr. http://www.usc.edu/dept/civil_eng/johnsone/papers/older/em2000_baseisolation_final.pdf

Ενδεικτικά μπορούμε να αναφέρουμε ότι κατά το σεισμό του Northridge στις 17 Ιανουαρίου 1994 τα κτίρια L. A. Fire Command and Control Facility, USC Hospital, Los Angeles townhouse , Rockwell International Building, τα οποία είναι σεισμικά μονωμένα εμφάνισαν αντίστοιχα μέγιστες επιταχύνσεις 3.6, 4.7, 5.2 και 17 φορές μεγαλύτερες από τις αναμενόμενες. Μάλιστα σε δύο από αυτά, λόγω κακής χρήσης των συστημάτων μόνωσης, οι μέγιστες επιταχύνσεις ήταν 1.3 και 1.7 φορές μεγαλύτερες από αυτές ενός υποθετικού αντίστοιχου μη μονωμένου κτηρίου⁴⁸.

Θα πρέπει επίσης να περιορίζεται και η επίδραση των διαφόρων τύπων εκκεντροτήτων στη στρεπτική απόκριση του κτιρίου καθώς αυτή μεγεθύνει σημαντικά τις μετατοπίσεις στις γωνίες του κτιρίου. Η επίδραση της εκκεντρότητας μάζας αναιρείται όπως είδαμε με τη χρήση εφεδράνων τύπου εκκρεμούς τριβής. Η επίδραση της εκκεντρότητας στην κατανομή των εφεδράνων είναι επίσης αμελητέα στην περίπτωση χρήσης εκκρεμών τριβής ενώ γίνεται σημαντική αν χρησιμοποιηθούν ελαστομεταλλικά εφέδρανα (οι λόγοι είναι παρόμοιοι).

Η επίδραση της εκκεντρότητας στην κατανομή της δυσκαμψίας του κτιρίου, όμως, δύσκολα μπορεί να περιοριστεί⁴⁹. Ο μόνος τρόπος για να καταστήσουμε την επίδραση αυτή αμελητέα είναι, όπου έχουμε τη δυνατότητα, να σχεδιάζουμε κτίρια μεγάλης δυστρεψίας (δηλαδή λόγος στρεπτική ιδιοσυχνότητας προς ιδιοσυχνότητα πλευρικής μετακίνησης μεγαλύτερος του 2)⁵⁰.

Θα αναφερθούμε τέλος σε ορισμένες πολύ σημαντικές παραμέτρους οικοδομικής και αρχιτεκτονικής φύσης οι οποίες πρέπει οπωσδήποτε να συνεκτιμώνται κατά το σχεδιασμό. Καταρχήν είναι προφανές ότι για να είναι δυνατή η ενίσχυση ενός κτιρίου με σεισμική μόνωση πρέπει γύρω από αυτό να υπάρχει αρκετός ελεύθερος χώρος για να μπορούν να εκδηλωθούν ανεμπόδιστα οι μεγάλες μετακινήσεις του κτιρίου οι οποίες στη βάση μπορεί να φτάνουν τα 30εκ. Η σύγκρουση με γειτονικές κατασκευές (πχ γέφυρες πρόσβασης) πρέπει να αποφεύγεται τόσο για τους προφανείς λόγους, όσο

⁴⁸ Briefing on the 1994 Northridge Earthquake Experience: Seismic Isolation. V. Shustov.
<http://www.ecs.csun.edu/~shustov/>

⁴⁹Torsional Coupling in Sliding Base – Isolation Structures. S. Nagarajaiah, A. M. Reinhorn, M. C. Constantinou. ASCE J. Str. Eng., Vol. 119, No. 1, January 1993.

⁵⁰Torsional Coupling in Sliding Base – Isolation Structures. S. Nagarajaiah, A. M. Reinhorn, M. C. Constantinou. ASCE J. Str. Eng., Vol. 119, No. 1, January 1993.

διότι μια τέτοια σύγκρουση κατά κανόνα ενεργοποιεί σημαντικά ανώτερες ιδιομορφές ταλάντωσης, όπως στην περίπτωση του L. A. Fire Command and Control Facility ⁵¹.

Είναι βέβαια ευνόητο ότι στην περίπτωση μόνωσης βάσης πρέπει γύρω από το κτίριο να κατασκευαστεί μια τάφρος και να καθοριστούν οι οικοδομικές λεπτομέρειες για την πρόσβαση στο κτίριο. Στην περίπτωση πάλι που το επίπεδο μόνωσης δεν είναι στη βάση αλλά διαπερνάται από αγωγούς κατακόρυφης επικοινωνίας (π.χ. κλιμακοστάσια και φρέατα ανελκυστήρων), δημιουργούνται ακόμα μεγαλύτερα προβλήματα η λύση των οποίων δε μπορεί παρά να είναι απολύτως εξειδικευμένη για το κάθε κτίριο.

Είναι, τέλος, αναγκαίο να τοποθετηθούν νέες συνδέσεις των διαφόρων παροχών (ηλ. ρεύμα, νερό, φυσικό αέριο) οι οποίες να εξασφαλίζουν την απαραίτητη ευκαμψία ώστε να μη καταστρέφονται από τις μεγάλες μετακινήσεις⁵². Όλες αυτές οι επεμβάσεις συμβάλουν σημαντικά στην αύξηση του συνολικού κόστους της επέμβασης.

5.5 Δύο Σημαντικές Εφαρμογές του Συστήματος για Σεισμική Ενίσχυση Υπαρχόντων Κτιρίων

5.5.1 Ιστορικό Κτίριο του Εφετείου Του San Francisco⁵³

Το Εφετείο του San Francisco είναι ένα από τα καλλιτεχνικά αριστουργήματα του αρχιτέκτονα James Knox Taylor. Το αρχικό κτίριο σχήματος Π κατασκευάστηκε το 1905. Το 1906 καταπονθήθηκε από δυνατό σεισμό που έλαβε χώρα στην περιοχή του San Francisco και από τον οποίο εξήλθε με ελάχιστες ζημιές. Το 1933 προστέθηκε και τέταρτη πτέρυγα στην ελεύθερη πλευρά του Π σχηματίζοντας αίθριο στο εσωτερικό του. Το κτίριο υπέστη νέες ζημιές κατά τον σεισμό Loma Prieta του 1989, μεγέθους 7,1 της κλίμακας Ρίχτερ, οπότε αποφασίστηκε η διακοπή λειτουργίας του.

⁵¹Base – Isolated FCC Building: Impact Response in Northeridge Earthquake. S. Nagarajiah, X. Sun. ASCE J. Str. Eng., Vol. 127, No 9, September 2001. pp 1063-1075

⁵²Practical Solutions for Seismic Isolation, Lessons Learned. S. Naaseh, Proceedings of the 5th World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures. Rome Italy, 7-11 October 2001.

⁵³Seismic Retrofit of Large Historic Building. A. Mokha, N. Amin, M . C. Constandinou, V. Zayas. ASCE J. Str. Eng., Vol. 122, No 3, March 1996. pp 298-307



Το εφετείο του San Francisco

Κατά το έτος 1994 ολοκληρώθηκε η επέμβαση απομόνωσης βάσης στο κτίριο, που το κατέστησε το μεγαλύτερο ιστορικό κτίριο που υπέστη ενίσχυση αυτής της μορφής, μέχρι τουλάχιστον το 1995. Είναι ένα 5-όροφο κτίριο με γενικές διαστάσεις: μήκος 100m, πλάτος 81m και ύψος 24m περίπου και συνολικού εμβαδού 350.000 ft².

Από πλευράς δόμησης είναι μια σύμμεικτη κατασκευή. Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από μεταλλικά πλαίσια, ενώ τα οριζόντια διαφράγματα είναι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος. Εξωτερικά, τα μεταλλικά υποστυλώματα στηρίζουν άοπλη τοιχοποιία από επιμελώς λαξευμένο γρανίτη, ενώ τα εσωτερικά χωρίσματα είναι από κλασικά διάτρητα τούβλα. Η θεμελίωση του αρχικού κτιρίου αποτελείται από χαλύβδινα grillage πέλματα εγκιβωτισμένα σε άοπλο σκυρόδεμα. Το συνολικό βάρος της κατασκευής (μόνιμα + μειωμένα κινητά) είναι 534MN.

5.5.2 Εκτίμηση Υπάρχοντος Κτιρίου

Η εκτίμηση των κατασκευαστικών ορίων και των δυναμικών χαρακτηριστικών ήταν πολύ σημαντική στην περίπτωση του κτιρίου του εφετείου, από την στιγμή που, εκτός από ένα δημόσιας χρήσης οικοδόμημα, αποτελεί και αρχιτεκτονικό μνημείο της πόλης. Συνεπώς, επιδιώκονται ταυτόχρονα και η ασφάλεια των χρηστών αλλά και η διατήρηση των αρχιτεκτονικών του ιδιαιτεροτήτων.

Για τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών του υφιστάμενου κτιρίου εφαρμόστηκαν τόσο αναλυτικές τεχνικές όσο και πειραματικές δοκιμές σε μοντέλα και επί τόπου. Για τις επί τόπου δοκιμές χρησιμοποιήθηκε δονητική μηχανή που παρήγαγε ταλαντώσεις πολύ μικρού εύρους (σχεδόν ανεπαίσθητες). Για την προβολή των πειραματικών μετρήσεων στις συνθήκες μιας ισχυρής δόνησης η συμβολή της ανάλυσης ήταν αναγκαία. Αυτή έδειξε ότι η δυσκαμψία του κτιρίου καθοριζόταν σε μεγάλο βαθμό από τη δυσκαμψία των εξωτερικών γρανιτένιων τοίχων.

Παρατηρήσεις μετά τους σεισμούς του 1906 και του 1989 έδειξαν ότι οι τοίχοι αυτοί υπέστησαν σημαντικές ζημιές. Το συμπέρασμα ήταν ότι οι μετρημένες τιμές των δυναμικών μεγεθών για το κτήριο πριν την επισκευή δε θα άλλαζαν σημαντικά στην περίπτωση ισχυρού σεισμού όσο οι εξωτερικοί τοίχοι δεν υπόκειντο σε εκτεταμένες αστοχίες. Η συμπεριφορά που αναμενόταν ήταν μια ήπια μείωση της δυσκαμψίας και αύξηση της περιόδου κατά 25% και του λόγου απόσβεσης κατά 50-100% καταλήγοντας σε τιμές 0.7 s και 5-10% αντίστοιχα.

Η αποκατάσταση και ενίσχυση του κτιρίου του εφετείου περιελάμβανε, εκτός από σεισμική μόνωση και ενίσχυση της υπερκατασκευής. Έτσι, τοποθετήθηκαν διατμητικοί τοίχοι σε επιλεγμένα σημεία (για ελαχιστοποίηση της επιρροής στα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά) που θα παρελάμβαναν το 50% περίπου της υπολογισθείσας διατμητικής φόρτισης υπό ελαστικές συνθήκες, καθώς επίσης και ένα πλαίσιο για ενίσχυση σε κάμψη, στο χώρο του αίθριου. Συνολικά, η υπερκατασκευή ενισχύθηκε σε σημείο που θα μπορούσε να συμπεριφερθεί ελαστικά ή σχεδόν ελαστικά για τις σεισμικές δράσεις που υπολογίσθηκαν. Τα δυναμικά χαρακτηριστικά της ενισχυμένης κατασκευής αναμενόταν να είναι παραπλήσια με αυτά που προέκυψαν πειραματικά, εντούτοις, για τον σχεδιασμό χρησιμοποιήθηκαν οι αναλυτικές τιμές που απλώς συγκρίθηκαν με τις πειραματικές για να επιβεβαιωθεί η ορθότητα των υπολογισμών.

5.5.3 Επιλογή Θέσης του Μονωτή

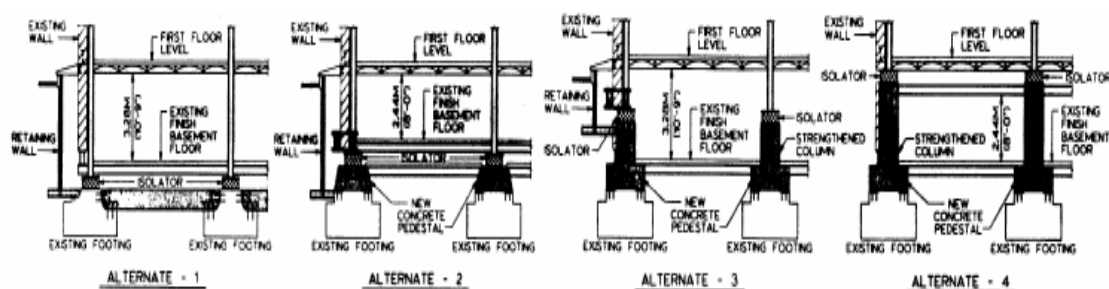
Για την επιλογή θέσης του μονωτή συγκρίθηκαν 4 εναλλακτικές λύσεις οι οποίες παρουσιάζονται στο σχήμα 3. Οι επεμβάσεις που συνεπάγεται κάθε επιλογή προκύπτουν κυρίως:

α) από την απαίτηση για εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας σε δύο επίπεδα λίγο πιο πάνω και λίγο πιο κάτω από το επίπεδο μόνωσης, (είτε με κατασκευή νέων πλακών και συνδετήριων δοκών στα θεμέλια είτε με κατάλληλη αξιοποίηση των υφιστάμενων πλακών)

β) την απαίτηση για εκσκαφή περιμετρικής τάφρου και κατασκευή τοίχου αντιστήριξης μέχρι τη στάθμη μόνωσης στην περίπτωση που αυτή είναι χαμηλότερα από τη στάθμη του εδάφους

γ) την απαίτηση για κατασκευή πυλώνων έδρασης των μονωτών από τα θεμέλια έως τη στάθμη μόνωσης στην περίπτωση που οι συσκευές δεν εδράζονται κατευθείαν πάνω στα θεμέλια και

δ) τις απαιτήσεις για ενίσχυση της υπερκατασκευής που προκύπτουν από κάθε περίπτωση. Τα κριτήρια επιλογής αφορούσαν το κόστος και την ευκολία πραγματοποίησης των παραπάνω επεμβάσεων και την επίδραση στην αρχιτεκτονική λειτουργία και τις μηχανολογικές εγκαταστάσεις.



σχήμα 3.

Τελικά, επιλέχθηκε η λύση 1 (πάνω από την θεμελίωση και κάτω ακριβώς από την πλάκα υπογείου) γιατί παρείχε ικανοποιητικό χώρο για τις εργασίες επέμβασης, εξασφάλιζε εφικτή και ευκολότερη εγκατάσταση των μονωτών, προκαλούσε ελάχιστη επίδραση στις υπάρχουσες μηχανολογικές, ηλεκτρικές και υδραυλικές εγκαταστάσεις και κυρίως εξασφάλιζε σημαντικό

ελεύθερο ύψος στο υπόγειο επιτρέποντας την εφαρμογή του κτιριολογικού προγράμματος.

Οι εναλλακτικές λύσεις 2, 3 και 4 απορρίφθηκαν γιατί ήταν λιγότερο επιθυμητές αρχιτεκτονικά και θα δυσκόλευαν αρκετά τις εργασίες. Επίσης, θα απαιτούσαν περισσότερη ενίσχυση της υπερκατασκευής και σε γενικές γραμμές μεγαλύτερο τελικό κόστος και χρονοδιάγραμμα εργασιών.

5.5.4 Επιλογή Συστήματος Μόνωσης

Τρεις εναλλακτικές λύσεις εξετάστηκαν: **Ελαστομερή εφέδρανα υψηλής απόσβεσης, ελαστομεταλλικά εφέδρανα** και το σύστημα **εκκρεμούς τριβής**. Για κάθε ένα από τα παραπάνω συστήματα εξετάστηκαν παράμετροι όπως, το κόστος ανά τεμάχιο και ο απαιτούμενος αριθμός τεμαχίων, καθώς και τα αποτελέσματα προκαταρκτικών ελέγχων. Όσο προχωρούσε η ανάλυση ο αρχικός σχεδιασμός των συστημάτων επαναπροσδιορίστηκε ώστε να εκτιμηθεί η επίδραση των αποδεκτών τύπων μονωτών στην απόκριση της υπερκατασκευής και στην αρχιτεκτονική της μορφή.

Για κάθε τύπο διενεργήθηκε μη γραμμική δυναμική ανάλυση με δεδομένα τα χαρακτηριστικά τριών σεισμών της περιοχής. Σημαντικός αποδείχθηκε ο παράγοντας «ύψος μονωτή» με ουσιαστική επίδραση στο κόστος και την διαδικασία κατασκευής. Τελικά, προκρίθηκε το σύστημα εκκρεμούς τριβής ως το αποδοτικότερο από τα τρία.

Ο τελικός σχεδιασμός απαιτούσε την τοποθέτηση 256 εκκρεμών τριβής 8 διαφορετικών τύπων. Επιλέχθηκε ακτίνα καμπυλότητας 1880 mm για να επιτευχθεί η περίοδος σχεδιασμού των 2,75 sec. Επίσης αποφασίστηκε η τοποθέτηση των εκκρεμών τριβής με την κοίλη επιφάνεια προς τα κάτω τόσο για λόγους συντήρησης και απόδοσης, όσο και διότι κατ' αυτόν τον τρόπο το σημείο εφαρμογής των κατακόρυφων φορτίων στα θεμέλια θα παρέμενε σταθερό κατά την πλευρική μετακίνηση της κατασκευής, μειώνοντας τις απαιτήσεις ενίσχυσής τους.

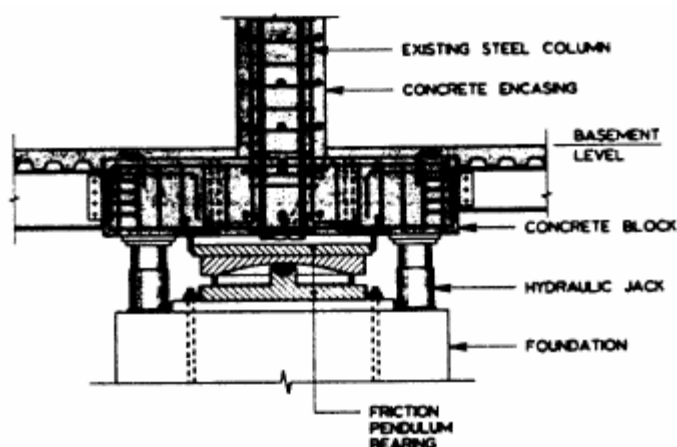
5.5.5 Τοποθέτηση των Εκκρεμών Τριβής

Η τοποθέτηση των εκκρεμών τριβής (σχ. 4) περιελάμβανε τα εξής στάδια:

α) Εγκιβωτισμός των υποστυλωμάτων του υπογείου σε οπλισμένο σκυρόδεμα.

β) Κατασκευή ορθογωνικού στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος με διαστάσεις 2 επί 2,4 m, ακριβώς κάτω από την πλάκα θεμελίωσης και πάνω από το σημείο τοποθέτησης των μονωτών.

Στόχος των δύο πρώτων βημάτων ήταν η βελτίωση της συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων έναντι του φαινομένου P-delta κατά τον σεισμό καθώς και η παροχή μόνιμης δυνατότητας ανύψωσης για μελλοντική συντήρηση ή αντικατάσταση των μονωτών.



σχήμα 4.

γ) Ανύψωση των υποστυλωμάτων του

υπογείου που μετέφεραν στα θεμέλια αξονικά φορτία με εύρος τιμών από 2700 έως 4000 kN. Για τη ανύψωση χρησιμοποιήθηκαν 4 υδραυλικοί γρύλοι ανά εφέδρανο που τοποθετήθηκαν ανάμεσα στα θεμέλια και στα κιβώτια σκυροδέματος που προαναφέραμε και σε απόσταση μεταξύ τους 1,83 m. Ειδικά μετρητικά ρολόγια προσδιόριζαν τη στιγμή που η κολώνα αποφορτιζόταν ενώ παράλληλα οι γρύλοι κλειδώνονταν και η υδραυλική πίεση ελευθερωνόταν. Οι γρύλοι ήταν σχεδιασμένοι για φορτία τρεις φορές μεγαλύτερα από τα υπολογισμένα αξονικά φορτία.

δ) Ακολουθεί κόψιμο του υποστυλώματος 20 mm περίπου κάτω από το block σκυροδέματος μέχρι τα θεμέλια και απομάκρυνση του αποκοπέντος τμήματος.

ε) Τοποθέτηση του μονωτή στο κενό μεταξύ θεμελίου και block σκυροδέματος. Η τοποθέτηση γινόταν με ρυθμό 8 συσκευών ανά ημέρα (6 μήνες για τους 256 μονωτές) από ένα συνεργείο τεσσάρων ατόμων.

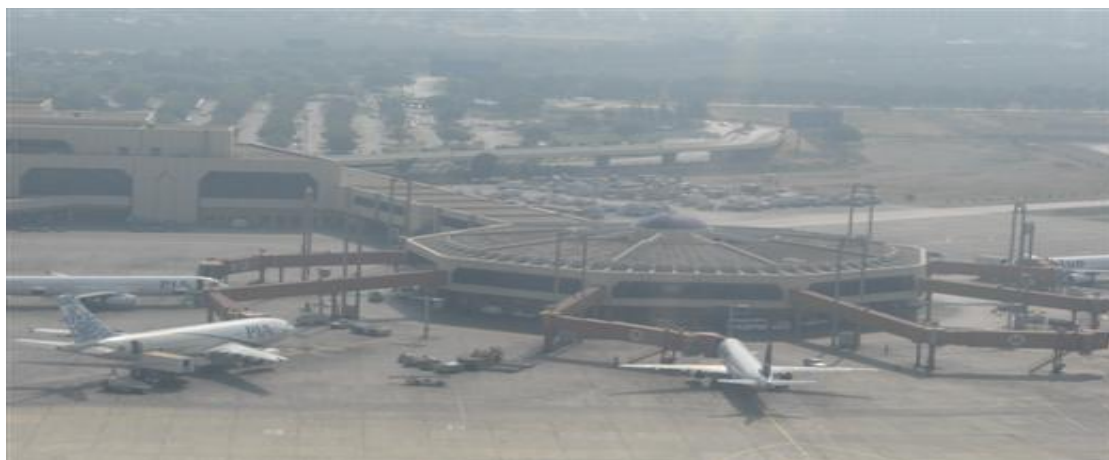
5.6 Σύγχρονο Κτίριο Τερματικού Σταθμού Διεθνούς Αερολιμένα Κωνσταντινουπόλεως K. Ataturk⁵⁴

5.6.1 Περιγραφή του Κτιρίου

Το τερματικό κτίριο του αεροδρομίου Ataturk της Κωνσταντινούπολης είναι ένα νέο κτίριο του οποίου η κατασκευή ολοκληρώθηκε περίπου στα τέλη του 1999. Είναι μια τριώροφη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα που στεγάζεται με χαλύβδινο χωροδικτύωμα. Το κτίριο έχει διαστάσεις σε κάτοψη 240 m επί 168 m και αποτελείται από 20 ανεξάρτητα πλαίσια διαστάσεων 48 επί 48 m, που διαχωρίζονται με κατασκευαστικούς αρμούς εύρους 50 mm. Το χωροδικτύωμα της οροφής είχε αρχικά κατάλληλους συνδέσμους ανά αποστάσεις για να επιτρέπεται η θερμική διαστολή και συστολή των μελών του. Οι όροφοι διαχωρίζονται με δοκιδοτές πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Το κτίριο υπέστη ζημιές κατά τον σεισμό της 19ης Αυγούστου 1999 με επίκεντρο τον κόλπο του Μαρμαρά. (μέγιστη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση 0.1g) Καταγράφηκαν ζημιές στις βάσεις των υποστυλωμάτων του 3ου ορόφου με την μορφή αποτίναξη της επικάλυψης και λυγισμού του διαμήκους οπλισμού οι οποίες έδειξαν επίσης μικρά μήκη ματίσεων και ανεπαρκή εγκάρσιο οπλισμό. Επίσης, παρατηρήθηκε απώλεια σκυροδέματος στις συνδέσεις των υποστυλωμάτων αυτών με την οροφή, μετακίνηση των μεταλλικών πλακών έδρασης της οροφής σε σχέση με τα υποκείμενα υποστυλώματα, καθώς και διαγώνιες ρωγμές και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος στους κόμβους, αποτέλεσμα μη ύπαρξης εγκάρσιου οπλισμού σε αυτούς.

⁵⁴Seismic Evaluation and Retrofit of the Ataturk International Airport Terminal Building. M. C. Constantinou, A. S. Whittaker, E. Velivasakis



5.6.2 Σεισμική Αποτίμηση του Κτιρίου

Αρχικά έγινε μη γραμμική στατική ανάλυση σε ένα από τα 20 ανεξάρτητα πλαίσια διαστάσεων 48 m επί 48 m για να διαπιστωθεί αν τα σημεία αδυναμίας που προκύπτουν από αυτή συμπίπτουν με τις παρατηρηθήσες ζημιές και για να εκτιμηθεί η παραμορφωσιμότητα του υπάρχοντος συστήματος πλαισίων. Για την push-over ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν σχέδια του κατασκευασθέντος κτιρίου και όχι τα σχέδια της μελέτης.

5.6.3 Επιλογή Τρόπου Παρέμβασης στο Υπάρχον Κτίριο

Για την αποκατάσταση και ενίσχυση του κτιρίου εξετάστηκαν τόσο οι κλασικές μέθοδοι ενίσχυσης όσο και νεότερες τεχνικές. Οι συμβατικές τεχνικές αφορούσαν την χρήση ενός όλκιμου συστήματος αντίστασης στην πλευρική φόρτιση και περιλαμβάνουν χαλύβδινα διασυνδεδεμένα πλαίσια, ειδικούς διατμητικούς τοίχους και πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος. Όλες οι παραπάνω τεχνικές θα απαιτούσαν θεμελίωση των προσθέτων μελών (ώστε να επιτευχθεί μεταφορά των δυνάμεων και των ροπών στο έδαφος), επισκευή και ανακατασκευή των υποστυλωμάτων του τρίτου ορόφου, κατάργηση των αρμών μεταξύ των πλαισίων καθώς και πλήρη ενοποίηση με μανδύες, των χωρισμένων, σε μισά ή τέταρτα τμήματα, υποστυλωμάτων στην συμβολή των πλαισίων.

Η προσθήκη συμβατικών συστημάτων (τοιχία, πλαίσια) κρίθηκε μη υλοποιήσιμη επειδή νέα κατακόρυφα μέλη δεν θα μπορούσαν να

τοποθετηθούν από τον 1ο όροφο και κάτω. Στην συνέχεια εξετάστηκαν νεότερες τεχνολογίες για την ενίσχυση του κτιρίου, όπως η σεισμική μόνωση και πρόσθετη απόσβεση. Επειδή η εφαρμογή πρόσθετης απόσβεσης θα απαιτούσε την προσθήκη χιαστί συνδέσμων οι εμφανιζόμενων τοιχωμάτων στους κατώτερους δύο ορόφους του κτιρίου η επιλογή τους δεν εξετάστηκε. Απέμειναν δύο εναλλακτικές λύσεις σεισμικής μόνωσης:

- α) Απομόνωση βάσης ολόκληρου του κτιρίου και
- β) μόνωση του δικτυώματος της οροφής.

Η πρώτη από τις δύο λύσεις θα απαιτούσε αρχικά την μετακίνηση όλου του μηχανολογικού υλικού του πρώτου ορόφου καθώς και των συστημάτων μεταφοράς αποσκευών και στην συνέχεια την καταστροφή της πλάκας ισογείου για την τοποθέτηση του συστήματος ακριβώς πάνω από τα θεμέλια. Επειδή, όμως, οι εργασίες βρίσκονταν σε προχωρημένο στάδιο την περίοδο εκείνη, ο ιδιοκτήτης του έργου επέλεξε την δεύτερη εναλλακτική λύση, την σεισμική μόνωση, δηλαδή της οροφής.

5.6.4 Επεμβάσεις Ενίσχυσης

Το τελικό σχέδιο επέμβασης θα περιελάμβανε, καταρχάς, την μόνωση του χωροδικτυώματος της οροφής ώστε να μειωθούν οι απαιτήσεις αντοχής στα υποστυλώματα του τρίτου ορόφου (που υπέστησαν εξάλλου ζημιές κατά τον σεισμό) και στα πλαίσια των κατωτέρων ορόφων. Επίσης, αποφασίστηκε η κατάργηση των ειδικών συνδέσμων που χώριζαν την οροφή σε μερικώς ανεξάρτητα τμήματα, ώστε να επιτευχθεί διαφραγματική λειτουργία της οροφής σε περίπτωση σεισμικής δόνησης. Τέλος, σχεδιάστηκε η ενίσχυση της πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος. Πιο αναλυτικά:

α) Ασφάλειες με την μορφή εκκρεμών τριβής χρησιμοποιήθηκαν για να περιορίσουν τις πλευρικές δυνάμεις που θα ασκούσαν στις κολώνες του τρίτου ορόφου από την δικτυωτή οροφή σε περίπτωση σεισμού. Τα εφέδρανα αυτά επιλέχθηκαν έναντι άλλων διότι μπορούν να μονώσουν και ελαφρές κατασκευές με κατάλληλη επιλογή του συντελεστή τριβής της διεπιφάνειάς τους. Οι αρχικοί υπολογισμοί υπέδειξαν περίοδο ταλάντωσης 3,00 sec (με κατάλληλη επιλογή ακτίνας καμπυλότητας), συντελεστή τριβής 0,09 και δυνατότητα μετατόπισης μέχρι 260 mm.

β) Οι χωρισμένες σε μισά ή τέταρτα, κολώνες στις συμβολές των πλαισίων ενώθηκαν σε ενιαία τμήματα με χρήση οπλισμένου σκυροδέματος. Επιπρόσθετος κατακόρυφος οπλισμός τοποθετήθηκε στους κόμβους συμβολής των διαχωρισμένων υποστυλωμάτων και περιμετρικά αυτών κατά την ενοποίησή τους, για επιπλέον ενίσχυση. Ο στόχος αυτής της ενίσχυσης ήταν να αυξηθεί ο λόγος της αντοχής των υποστυλωμάτων προς την αντοχή των δοκών (ικανοτικός). Στα υποστυλώματα του δευτέρου και του τρίτου ορόφου κατασκευάστηκαν μανδύες σκυροδέματος με χρήση κυκλικών μεταλλότυπων οι οποίοι παρέμειναν ως οπλισμοί μετά την ένχυση του σκυροδέματος, προσδίδοντας κατ' αυτόν τον τρόπο μεγαλύτερη διαμητική αντοχή και πλαστιμότητα στα υποστυλώματα.

γ) Στα πλαίσια των δύο ανωτέρων ορόφων, καταργήθηκαν οι αρμοί διαστολής. Τα πλαίσια διασυνδέθηκαν με οπλισμένο σκυρόδεμα για επιπλέον ενίσχυση της κατασκευής έναντι των πλευρικών φορτίσεων.

δ) Να σημειώσουμε, τέλος, ότι δεν πραγματοποιήθηκε καμία επέμβαση ενίσχυσης στους δύο κατωτέρους ορόφους, όπως εξάλλου είχε απαιτήσει απο την αρχή ο ιδιοκτήτης του έργου λόγω του προχωρημένου των εργασιών.

Η απόκριση του ενισχυμένου κτιρίου εκτιμήθηκε εκ νέου με push-over ανάλυση που υπέδειξε μέγιστη μετατόπιση στο επίπεδο οροφής τα 190 mm. Οι απαιτήσεις παραμόρφωσης των δοκών και υποστυλωμάτων στο ενισχυμένο κτίριο γι' αυτήν την μετατόπιση της οροφής, κρίθηκαν αποδεκτές για επίπεδο απόδοσης την αποφυγή κατάρευσης.

Τέλος συμπερασματικά θα λέγαμε ότι:

1) Η σεισμική μόνωση παρά το ότι εμφανίζεται σα μια σχεδόν ιδεώδης λύση, ενέχει αρκετές αβεβαιότητες οι περισσότερες από τις οποίες δεν είναι από την πλευρά της ασφάλειας. Για το λόγο αυτό απαιτείται αυξημένη ακρίβεια στον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών του κτιρίου, στην πιστοποίηση των συστημάτων μόνωσης και στην ανάλυση καθώς και η χρήση αυξημένων συντελεστών ασφαλείας.

2) Οι αυξημένες απαιτήσεις ανάλυσης και προκαταρκτικών δοκιμών, οι σημαντικές τροποποιήσεις που πρέπει να γίνουν στις προσβάσεις του κτιρίου και στις συνδέσεις των παροχών, και το κόστος των ίδιων των συστημάτων είναι οι κύριοι παράγοντες που συμβάλλουν στο κόστος της ενίσχυσης με σεισμική μόνωση. Από την άλλη πλευρά ελαχιστοποιούνται οι οικονομικές

απώλειες λόγω διακοπής λειτουργίας του κτιρίου κατά τις εργασίες ενίσχυσης. Οι εργασίες μπορούν να πραγματοποιηθούν με το κτίριο σε πλήρη λειτουργία. Τελικά το κόστος της μόνωσης για μεγάλα κτίρια προκύπτει οριακά υψηλότερο (2%) από το κόστος μιας αντίστοιχης συμβατικής ενίσχυσης η οποία όμως δε θα εξασφάλιζε το ίδιο επίπεδο μετασεισμικής λειτουργικότητας. Η διαφορά αντισταθμίζεται συνήθως από μειωμένα ασφάλιστρα.

3) Το εκκρεμές τριβής εμφανίζεται πλεονεκτικότερο έναντι των ελαστομεταλλικών εφεδράνων για τους ακόλουθους κυρίως λόγους: α) Τα μηχανικά του χαρακτηριστικά μεταβάλλονται ελάχιστα στο χρόνο και σε ακραίες θερμοκρασίες. β) Η δύναμη που αντιτάσσει παραμένει σχεδόν σταθερή από κύκλο σε κύκλο φόρτισης ενώ παράλληλα διατηρεί μια πολύ ικανοποιητική υστερική συμπεριφορά που εξασφαλίζει απορρόφηση μεγάλων ποσών ενέργειας. γ) Επιτρέπει μεγάλη ευελιξία στην επιλογή ιδιοπεριόδου καθώς το ύψος του εφεδράνου διατηρείται σταθερό. δ) Μεγαλύτερη ευελιξία επιτρέπει επίσης στην κατανομή των συσκευών στη βάση του κτιρίου αφού έχει την ιδιότητα να αναιρεί την επίδραση της εκκεντρότητας της κατανομής των εφεδράνων και της μάζας του κτιρίου.

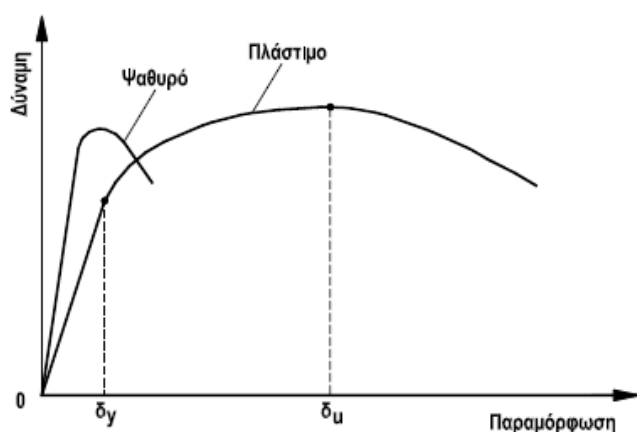
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6ο

ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

6.1 Εισαγωγή

Ένα υλικό χαρακτηρίζεται πλάστιμο εάν μπορεί να αντέξει μεγάλες παραμορφώσεις κατά τη φόρτισή του (π.χ. λάστιχο). Για μέλη και κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, πλαστιμότητα είναι η ικανότητα τους να παραμορφώνονται πέραν του ορίου διαρροής, δηλαδή μεγάλες σχετικά παραμορφώσεις, χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής τους.

Ένα ψαθυρό υλικό (π.χ. κιμωλία) ή μια ψαθυρή κατασκευή αστοχούν απότομα (δηλαδή χωρίς προειδοποίηση της επικείμενης αστοχίας) μόλις αναλάβουν το μέγιστο φορτίο τους. Επομένως υπάρχει αυξημένος κίνδυνος απώλειας ζωής κατά την κατάρρευση ψαθυρών κατασκευών. Τυπικά διαγράμματα δύναμης – παραμόρφωσης μελών με πλάστιμη ή ψαθυρή συμπεριφορά δίνονται στο Σχ. 1.



Σχ. 1 Τυπικά διαγράμματα δύναμης – παραμόρφωσης μελών με πλάστιμη ή ψαθυρή συμπεριφορά

6.2 Μέτρηση της Πλαστιμότητας

Για το πλάστιμο μέλος που δίνεται στο Σχ. 1, δ_y είναι η παραμόρφωση διαρροής που αντιστοιχεί στη διαρροή του χάλυβα και δ_u είναι η οριακή παραμόρφωση που αναπτύσσεται χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής. Η

Δύναμη μπορεί να είναι φορτίο, ροπή ή τάση, ενώ η παραμόρφωση μπορεί να είναι επιμήκυνση, καμπυλότητα, βέλος ή στροφή.

Πιο συνήθης τρόπος ορισμού / μετρήσεως της πλαστιμότητας είναι:

1. Η απόλυτη τιμή της οριακής παραμόρφωσης δ_u ή της ανελαστικής παραμόρφωσης ($\delta_u - \delta_y$).

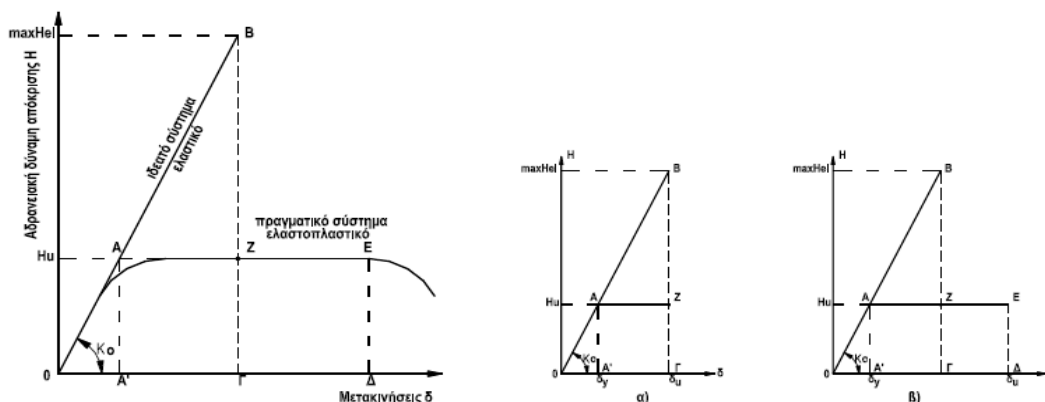
2. Ο «δείκτης πλαστιμότητας» $\mu = \delta_u / \delta_y$, ή κάποια άλλη μορφή του (φ_u / φ_y , θ_u / θ_y). Ο δείκτης πλαστιμότητας προσδιορίζεται εύκολα και χρησιμοποιείται ευρέως.

3. Η ενέργεια που απορροφάται από το μέλος ή την κατασκευή και η οποία δίνεται από το εμβαδόν της επιφάνειας κάτω από το διάγραμμα δύναμης – παραμόρφωσης.

Οι παραπάνω ορισμοί αναφέρονται σε μονοτονική φόρτιση μέχρι αστοχίας. Κύκλοι φορτίσεως και ταχύτητα φορτίσεως, αν και επηρεάζουν την πλαστιμότητα, δεν λαμβάνονται συνήθως υπόψη στους ορισμούς.

6.3 Η Σπουδαιότητα της Πλαστιμότητας

Στο Σχ. 2 δίνεται η απόκριση μιας κατασκευής σε σεισμική δράση για την περίπτωση που αυτή συμπεριφέρεται ελαστικά, καθώς και για την περίπτωση που συμπεριφέρεται ελαστοπλαστικά. Η μέγιστη αδρανειακή δύναμη απόκρισης της ελαστικής κατασκευής δίνεται από την $\max H_{el}$, και η αντίστοιχη της ελαστοπλαστικής κατασκευής από την H_u . Ο λόγος των δύο αυτών δυνάμεων δίνεται από το $\xi = \max H_{el} / H_u$.



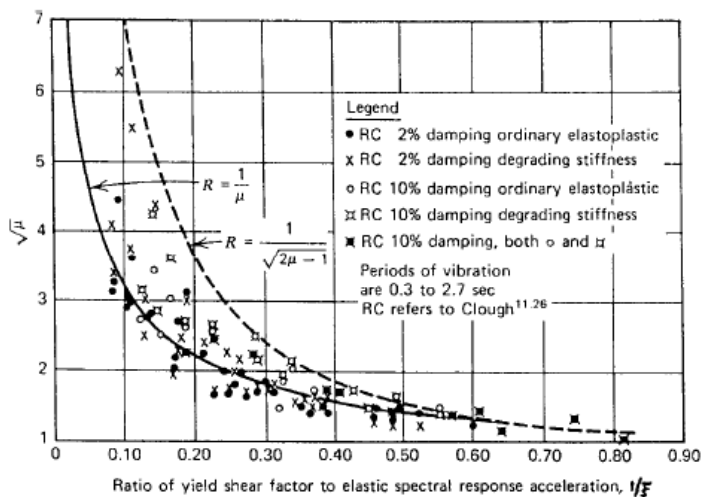
Σχ. 2 Ελαστική και ελαστοπλαστική απόκριση κατασκευής σε σεισμική δράση
 α) απόκριση με ίδια μέγιστη παραμόρφωση ($\xi = \mu$)
 β) απόκριση με ίδια απορρόφηση ενέργειας ($\xi = \sqrt{2\mu - 1}$)

Βάσει αποτελεσμάτων δυναμικών αναλύσεων του Blume (1961, 1970) σε μονοβάθμια συστήματα έχουν προκύψει δύο συμπεριφορές (Σχ. 2):

- απόκριση με ίδια μέγιστη παραμόρφωση
- απόκριση με ίδια απορρόφηση ενέργειας

Στην πρώτη περίπτωση προκύπτει ότι $\xi = \mu$, όπου $\mu = \delta_u / \delta_y$, ενώ στη δεύτερη $2\mu = 1/\xi$. Στο Σχ. 3 γίνεται από τον Blume (1970) σύγκριση αυτών των δύο εξισώσεων με τα αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων σε μονοβάθμια συστήματα που έγιναν από τον Clough (1966). Παρατηρείται ότι αυτές οι δύο εξισώσεις περιγράφουν ικανοποιητικά τα αποτελέσματα. Τα παραπάνω ισχύουν για μονοβάθμια συστήματα, αλλά ισχύουν κατ' αναλογία προσεγγιστικά και για πολυώροφα κτίρια.

Εφαρμογή του Σχ. 3 σε μια κατασκευή με $\mu = 4$, ($2\mu = 1/\xi$), δίνει $1/\xi = 0.30$. Δηλαδή η σεισμική δύναμη που απαιτείται για το σχεδιασμό του ελαστοπλαστικού συστήματος είναι μόνο το 30% της σεισμικής δύναμης που απαιτείται για το σχεδιασμό του ελαστικού συστήματος, πράγμα που αποδεικνύει την οικονομικότητα της ελαστοπλαστικής κατασκευής.



Σχ. 3 Διάγραμμα πλαστιμότητας – λόγω αδρανειακής δύναμης απόκρισης ελαστοπλαστικού προς ελαστικό μονοβάθμιο σύστημα, για το σεισμό El Centro 1940 (Clough 1966, Blume 1970)

Είναι λοιπόν προφανές ότι είναι αντιοικονομικός ο σχεδιασμός μιας συνήθους κατασκευής για να αντέξει τον μεγαλύτερο πιθανό σεισμό χωρίς βλάβες, δηλαδή να συμπεριφερθεί γραμμικά - ελαστικά.

Το κόστος σχεδιασμού 'χωρίς βλάβες' πρέπει να εξαρτηθεί από:

- την σπουδαιότητα της κατασκευής
 - τον τύπο της κατασκευής (π.χ. η υπερστατικότητα μιας κατασκευής, στην οποία διαρρέουν ορισμένα μέλη, οδηγεί σε ανακατανομή της έντασης σε γειτονικά μέλη)

- την πιθανότητα σεισμών

Κριτήρια συμπεριφοράς συνήθων κατασκευών που υπάρχουν στους περισσότερους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς:

- Ασθενείς σεισμοί: κατασκευές χωρίς βλάβες (εντός του ελαστικού εύρους των τάσεων)

- Μεσαίοι σεισμοί: κατασκευές με ελάχιστες βλάβες στα φέροντα στοιχεία και μερικές βλάβες στα μη φέροντα

- Ισχυροί σεισμοί (σεισμός σχεδιασμού): κατασκευές με περιορισμένες αλλά επιδιορθώσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό, αλλά πιθανότητα κατάρρευσης επαρκώς μικρή.

Για αποφυγή κατάρρευσης μιας κατασκευής στην περίπτωση του σεισμού σχεδιασμού πρέπει τα μέλη και οι συνδέσεις τους να σχεδιαστούν κατάλληλα, έτσι ώστε να μπορούν να αναλάβουν μεγάλες μετελαστικές παραμορφώσεις (βλάβες) χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής τους, δηλαδή να είναι πλάστιμα. Έτσι επιτυγχάνεται απορρόφηση και κατανάλωση σημαντικής ποσότητας ενέργειας.

Στους κανονισμούς ΕΚΩΣ και ΕΑΚ δίνεται διαδικασία σχεδιασμού (υπολογισμοί, κατασκευαστικές λεπτομέρειες και λεπτομέρειες όπλισης) που εξασφαλίζει ικανοποιητικό βαθμό πλαστιμότητας χωρίς να απαιτείται άμεσος υπολογισμός της απαιτούμενης και της διαθέσιμης πλαστιμότητας. Επιπλέον επιδιώκονται τα ακόλουθα:

- Βλάβες στα μη φέροντα στοιχεία (“ισχυρό υποστύλωμα - ασθενής δοκός”).

- Ψαθυρές αστοχίες (από Διάτμηση, Αγκυρώσεις) να μην προηγούνται των πλάστιμων αστοχιών (από Κάμψη), δηλαδή Ικανοτικός Σχεδιασμός.

- Εξασφάλιση πλαστιμότητας (αντοχή σκυροδέματος και χάλυβα, ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού, περίσφιγξη)

Μη αναμενόμενες υπερβάσεις φορτίων, κρούσεις, θερμοκρασιακές μεταβολές, καθιζήσεις θεμελίων, που συνήθως αγνοούνται στο σχεδιασμό, αναλαμβάνονται από τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των κατασκευών.

Συντελεστής συμπεριφοράς q :

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q^* (ΕΚΩΣ § 6.1.3)	$\max q$ (ΕΑΚ § 2.3.5)
1. Ωπλισμένο Σκυρόδεμα	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	1.50	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	1.50	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στι ανώτερο 1/3 του ύψους	1.00	2.00

Φορείς χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας: $q \leq q^*$

Φορείς με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας: $q < q^* \leq \max q$

Δομικά στοιχεία όπως πλάκες, υπόγεια και θεμελίωσή τους, δευτερεύουσες δοκοί (όχι πάνω σε υποστυλώματα), κόμβοι στους οποίους δεν συντρέχουν κατακόρυφα στοιχεία, θεωρούνται δομικά στοιχεία χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας ασχέτως αν ανήκουν σε φορείς με ή χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας.

Η πλαστιμότητα μπορεί να αναφέρεται είτε σε όλη την κατασκευή ή μόνο σε τμήμα της. Το μέγεθος του δείκτη πλαστιμότητας θα διαφέρει σε κάθε περίπτωση:

- Υλικό: π.χ. σκυρόδεμα $\mu=1-2$
- Διατομή: π.χ. διατομή ελαφρά ωπλισμένη $\mu=10-20$
- Δοκός ή Υποστύλωμα: συνήθως μικρότερο μ . Κίνδυνος αστοχίας της συνάφειας ή διάτμησης ή επιβάρυνση από ετερόσημους κύκλους φόρτισης.
- Κατασκευή: μ μπορεί να είναι μεγάλο. Εξαρτάται από τη θέση των πλαστικών αρθρώσεων και τη συμπεριφορά των κόμβων.

Η πλαστιμότητα των κατασκευών ωπλισμένου σκυροδέματος εξαρτάται από την πλαστιμότητα των υλικών, το σχεδιασμό των μελών και κόμβων, και τις λεπτομέρειες όπλισης (κατασκευαστικές διατάξεις). Πιο εύκολη η θεώρηση

και ο υπολογισμός της πλαστιμότητας Διατομών Ω.Σ. από την πλαστιμότητα Δοκών Ω.Σ.

Παράμετροι που επηρεάζουν την πλαστιμότητα Διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος:

- Υλικά
- Γεωμετρία (σχήμα διατομής, ρ , ρ')
- Φορτία (αξονικά, έκκεντρα)
- Άλλα (τύπος και ταχύτητα φορτίσεως)

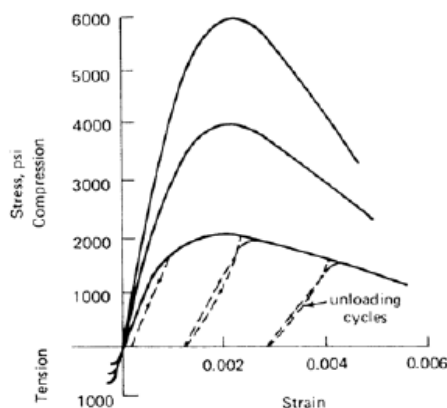
Παράμετροι που επηρεάζουν την πλαστιμότητα Δοκών ωπλισμένου σκυροδέματος:

- Παράμετροι που επηρεάζουν την πλαστιμότητα Διατομών
- Διάτμηση
- Συνάφεια (αγκυρώσεις, ενώσεις)

6.4 Ιδιότητες & Πλαστιμότητα Υλικών

6.4.1 Άοπλο Σκυρόδεμα

Το άοπλο σκυρόδεμα είναι σχετικά ψαθυρό υλικό, ιδίως σε εφελκυσμό. Καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων δίνονται στο Σχ. 5 για σκυρόδεμα σε εφελκυσμό, σε θλίψη, και σε επαναλαμβανόμενη θλίψη. Οι καμπύλες σε θλίψη είναι προσεγγιστικά γραμμικές μέχρι περίπου 40% της αντοχής και επομένως η πλαστιμότητα του άοπλου σκυροδέματος είναι σχετικά μικρή ($\mu \cong 1-2$).

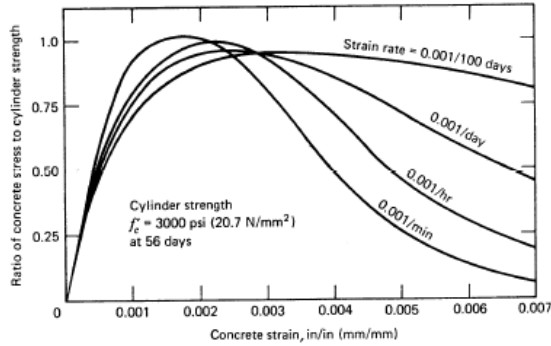


Σχ. 5 Τυπικές καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων σκυροδέματος (MacGregor 1972)

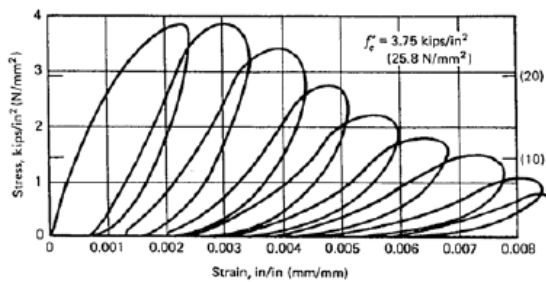
Μεγάλα θλιπτικά φορτία μακράς διάρκειας, οδηγούν σε μείωση της αντοχής του σκυροδέματος κατά 20% περίπου. Αυτό αντισταθμίζεται εν μέρει από την αύξηση της αντοχής με το χρόνο, και στην πράξη από την ύπαρξη έκκεντρων φορτίσεων και παρουσία θλιβόμενου οπλισμού. Σαν αποτέλεσμα η διάρκεια φόρτισης έχει μικρή επιρροή στην πλαστιμότητα.

Με αύξηση της ταχύτητας φόρτισης επέρχεται αύξηση της αντοχής και μείωση της αντίστοιχης παραμόρφωσης (Σχ. 6). Για σεισμικά φορτία η αντοχή αυξάνεται κατά 10% περίπου. Η συμπεριφορά σκυροδέματος υπό επαναλαμβανόμενη θλιπτική φόρτιση δίνεται στο Σχ. 7.

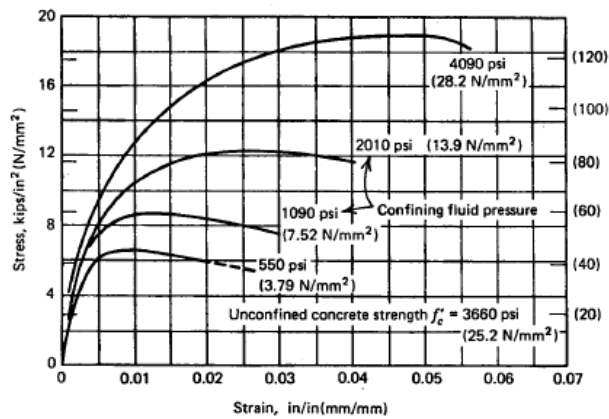
Η συμπεριφορά σκυροδέματος υπό τριαξονική θλιπτική πίεση δίνεται στο Σχ. 8. Παρατηρείται μεγάλη αύξηση της αντοχής και των παραμορφώσεων. Η αύξηση της αντοχής είναι περίπου 4 φορές την τιμή της πλευρικής πίεσης (Richart et al), ενώ έχουν μετρηθεί τιμές μέχρι και 7 φορές. Αυτή η αύξηση συνοδεύεται από σημαντική αύξηση της παραμόρφωσης στη μέγιστη αντοχή, δηλαδή η πλευρική πίεση οδηγεί σε σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας του σκυροδέματος.



Σχ. 6 Καμπύλες $\sigma - \epsilon$ σκυροδέματος για διάφορες ταχύτητες αξονικής θλιπτικής φόρτισης (Rüsch 1960)



Σχ. 7 Καμπύλες $\sigma - \epsilon$ σκυροδέματος υπό επαναλαμβανόμενη αξονική φόρτιση (Sinha et al 1964)



Σχ. 8 Καμπύλες $\sigma - \epsilon$ κυλίνδρων σκυροδέματος υπό τριαξονική θλιπτική πίεση (Richart et al 1928)

6.4.2 Χάλυβας Όπλισης

Ο χάλυβας όπλισης είναι πολύ πιο πλαστικός από το σκυρόδεμα, όπως φαίνεται από τις καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων στο Σχ. 9. Αυτός είναι ο λόγος που οι διατομές ωπλισμένου σκυροδέματος είναι πλαστικές. Η πλαστικότητα και το εύρος του ορίου διαρροής μειώνονται με αύξηση της αντοχής του χάλυβα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7° ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

7.1 Μέτρα κατά του Σεισμού

Η αντισεισμική δόμηση των κτιρίων αποτελεί αναμφισβήτητα τον κύριο και καθοριστικό παράγοντα για την αντιμετώπιση του σεισμικού κινδύνου. Στη χώρα μας, η οποία παρουσιάζει την υψηλότερη σεισμική επικινδυνότητα στην Ευρώπη, ο σχεδιασμός και η κατασκευή κτιρίων ικανών να δέχονται με ασφάλεια τις σεισμικές καταπονήσεις, αποτελούσε και αποτελεί βασική προτεραιότητα της Πολιτείας.

Προς την κατεύθυνση αυτή έχουν γίνει τα τελευταία χρόνια πολλά και σημαντικά βήματα, κυρίως με τη θεσμοθέτηση αυστηρών Αντισεισμικών Κανονισμών, που παρέχουν στα σύγχρονα κτίρια υψηλό επίπεδο αντισεισμικής ασφάλειας.

Δεδομένου όμως ότι ο πρώτος Αντισεισμικός Κανονισμός εφαρμόστηκε στην Ελλάδα το 1959 και η πρώτη σημαντική βελτίωσή του έγινε το 1985, δημιουργείται εύλογα το ερώτημα για το πόσο ασφαλή μπορεί να είναι τα κτίρια που κατασκευάστηκαν πριν το 1959 ή ακόμα και πριν το 1985. Το ερώτημα αυτό αποκτά ιδιαίτερη σημασία όταν αφορά κτίρια συνάθροισης κοινού ή κρίσιμων λειτουργιών, όπως κατά κανόνα είναι τα κτίρια Δημόσιας και κοινωφελούς χρήσης, και κυρίως τα νοσοκομεία, σχολεία, κτίρια διοίκησης, τηλεπικοινωνίας, παραγωγής και μεταφοράς ενέργειας, πυροσβεστικοί σταθμοί, κ.ά.

Είναι προφανές ότι η χρονική περίοδος που μελετήθηκε και κατασκευάστηκε ένα κτίριο, μολονότι αποτελεί κρίσιμο στοιχείο (γιατί παραπέμπει άμεσα στον ισχύοντα τότε αντισεισμικό κανονισμό, στην ποιότητα των υλικών και στην τεχνολογία που χρησιμοποιήθηκε), δεν αρκεί για την εκτίμηση της αντισεισμικής του επάρκειας.

Υπάρχουν πάρα πολλοί παράγοντες που επηρεάζουν την σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων που έχουν κατασκευαστεί στην ίδια χρονική περίοδο, η αναζήτηση και ο εντοπισμός των οποίων, αποτελεί μια εξαιρετικά δύσκολη και δαπανηρή εργασία. Και αυτό, διότι σε πολλές περιπτώσεις οι

μελέτες των κτιρίων έχουν χαθεί ή είναι δύσκολο να ευρεθούν, άλλα στην περίπτωση που είναι διαθέσιμες, είναι δύσκολο να διαπιστωθεί η ακριβής εφαρμογή τους.

Αυτό σημαίνει ότι πολλά κατασκευαστικά στοιχεία, που είναι καθοριστικά για τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου, όπως για παράδειγμα οι οπλισμοί, οι διατομές στοιχείων που έχουν επενδυθεί, η ποιότητα των υλικών, η θεμελίωση, κ.α., είναι αδύνατο να ελεγχθούν οπτικά, οπότε απαιτείται η χρήση δαπανηρών μεθόδων και προϋποθέτουν τη μερική ή ολική διακοπή της λειτουργίας του κτιρίου.

Ένας άλλος κρίσιμος παράγοντας για την σεισμική ασφάλεια των κτιρίων είναι και το αναμενόμενο μέγεθος του σεισμικού κινδύνου που τα απειλεί. Η σεισμική επικινδυνότητα μιας περιοχής μόνον πιθανολογικά μπορεί να εκτιμηθεί και η μέγιστη αναμενόμενη σεισμική δράση σε ένα συγκεκριμένο σημείο αλλά και η σφοδρότητα με την οποία θα καταπονήσει ένα συγκεκριμένο κτίριο, ενέχει πολλές αβεβαιότητες, όπως έχει αποδειχτεί και από τους πρόσφατους σεισμούς στην Ελλάδα αλλά και διεθνώς.

Η αβεβαιότητα αυτή καθιστά το εγχείρημα της εκτίμησης της σεισμικής ασφάλειας ενός κτιρίου ακόμα πιο δύσκολο. Στις παραπάνω δυσκολίες και αβεβαιότητες οφείλεται το γεγονός ότι σε καμία χώρα του κόσμου δεν υφίσταται μέχρι σήμερα κανονιστικό πλαίσιο υποχρεωτικής εφαρμογής προσεισμικού ελέγχου του συνόλου των κτιρίων. Αλλά και για τα Δημόσια κτίρια ο προσεισμικός έλεγχος έτυχε μέχρι σήμερα πολύ περιορισμένης εφαρμογής διεθνώς.

Η μόνη σοβαρή και (σχετικά) ευρείας κλίμακας επιχείρηση προσεισμικού ελέγχου Δημοσίων κτιρίων είναι αυτή που καθιερώθηκε στις ΗΠΑ το 1994.

Στην Ελλάδα, το θέμα του προσεισμικού ελέγχου των κτιρίων Δημόσιας και κοινωφελούς χρήσης τέθηκε το 1997 (λίγο μετά την εφαρμογή του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού) με την Εγκύκλιο 53 του ΥΠΕΧΩΔΕ με θέμα "Σχεδιασμός Έκτακτης Ανάγκης για κοινωφελή κτίρια σε επίπεδο Νομού". Παράλληλα, τον ίδιο χρόνο, το ΥΠΕΧΩΔΕ ανέθεσε στον ΟΑΣΠ την επεξεργασία σχετικού κανονιστικού πλαισίου.

Η εργασία της διαμόρφωσης μιας εφικτής, προσαρμοσμένης στις Ελληνικές συνθήκες και επιστημονικά τεκμηριωμένης πρότασης για τον Προσεισμικό Έλεγχο των Δημοσίων Κτιρίων ανατέθηκε από τον ΟΑΣΠ σε

επιστημονική ομάδα, στην οποία συμμετείχαν επιστήμονες από τα μεγαλύτερα πανεπιστημιακά ιδρύματα της χώρας. Η επιστημονική ομάδα που συγκροτήθηκε από τον ΟΑΣΠ, αξιοποιώντας την εμπειρία από την εφαρμογή μεθόδων προσεισμικού ελέγχου σε άλλες χώρες, κυρίως στις ΗΠΑ και λαμβάνοντας υπ' όψη τις συνθήκες δόμησης κτιρίων στη χώρα μας, επεξεργάστηκε και διαμόρφωσε ένα κανονιστικό πλαίσιο αναφοράς για τον προσεισμικό έλεγχο, το οποίο περιλαμβάνει τρία στάδια ελέγχου:

Οι κύριες Οριζόντιες δράσεις σε επίπεδο Πολιτείας πρέπει, κατά σειρά να είναι: Πρόληψη, Ετοιμότητα, Αντιμετώπιση και τέλος Αποκατάσταση. Σ' αυτή την κατεύθυνση η πολιτική πρέπει να εστιάζεται στους ακόλουθους τρεις άξονες:

A. Διοικητική Οργάνωση – Συντονισμός – Διαλειτουργικότητα. Η δράση αυτή με έντονο αποκεντρωτικό χαρακτήρα θα πρέπει να διατρέχει αμφίδρομα όλο τον διοικητικό ιστό μέχρι και το Δήμο ή την Κοινότητα και ακόμα πιο κάτω μέσω του εθελοντισμού.

B. Η επιστημονική γνώση και εμπειρία τόσο σε διεθνές όσο και σε Ελληνικό επίπεδο. Αυτή υπάρχει και είναι πλούσια και διαθέσιμη. Αυτά που απουσιάζουν συνήθως και μπορούν να επιτευχθούν μόνο με τη βοήθεια της πολιτείας, είναι ο συντονισμός και ο στρατηγικός σχεδιασμός.

Γ. Οι ειδικές δράσεις προστασίας ιδιώτη. Είναι απαραίτητη η δημιουργία Μητρώου Κατασκευαστών Ιδιωτικών έργων, καθώς και η ανάπτυξη μηχανισμού ελέγχου ποιότητας δομικών υλικών για ιδιώτες. Η Ελλάδα είναι η μόνη χώρα στην Ευρώπη που μέχρι σήμερα δεν έχει ένα τέτοιο μητρώο, παρά τις κατά καιρούς προσπάθειες και το γεγονός ότι η δημιουργία του είναι μόνιμο αίτημα του Τ.Ε.Ε.

Ένας από τους σημαντικότερους παράγοντες μείωσης του σεισμικού κινδύνου είναι η σωστή εκπαίδευση. Η εκπαίδευση πρέπει να ξεκινά από τις πρώτες βαθμίδες και να γίνεται σε μόνιμη βάση και όχι περιστασιακά και αποσπασματικά. Το πρόβλημα «σεισμός» και η αντιμετώπισή του πρέπει να καθιερωθούν ως μάθημα, από το Νηπιαγωγείο μέχρι το Πανεπιστήμιο με αντίστοιχα επιλεγμένο εκπαιδευτικό υλικό.

Πρέπει να μάθουμε όσο πιο πολλά γίνεται για το φαινόμενο «σεισμός», μια και η πλατιά ενημέρωσή μας καθώς και η γνώση πρακτικών τρόπων προφύλαξης πριν - κατά τη διάρκεια του σεισμού και μετά το σεισμό, είναι

αποφασιστικοί παράγοντες μείωσης των εμμέσων αποτελεσμάτων που πολλές φορές είναι χειρότερα από τις καταστροφές που προκαλεί ο ίδιος ο σεισμός.

Τέτοιοι πρακτικοί τρόποι προφύλαξης που έχουν προέλθει από τη διεθνή και Ελληνική εμπειρία, είναι και αυτοί που αναφέρονται παραπέρα στις οδηγίες 1, 2 και 3. Είναι από τα πιο σημαντικά στοιχεία ώστε να αποφύγουμε τις δευτερογενείς επιπτώσεις και τον πανικό που είναι ο χειρότερος σύμβουλος. Αυτή είναι η έννοια του να μάθουμε να ζούμε με τους σεισμούς. Δεν είναι μοιρολατρία, το αντίθετο μάλιστα, είναι επαγρύπνηση και φροντίδα για τη περιουσία μας αλλά και κυρίως για τους ανθρώπους μας, για την οικογένειά μας.

Είναι τελικά και αυτό θέμα εκπαίδευσης. Πρέπει πρώτα οι εκπαιδευτικοί όλων των βαθμίδων να δώσουν στους μαθητές και φοιτητές με απλά λόγια να καταλάβουν τι είναι σεισμός και πως πρέπει να αντιδράσουν όταν συμβεί. Σε αυτούς εναπόκειται να τα μεταδώσουν σωστά και στη πραγματική τους διάσταση, απλά, χωρίς κενά, αλλά και χωρίς υπερβολές. Είναι το ελάχιστο που μπορούν να προσφέρουν στο κοινωνικό σύνολο ως σεισμολόγοι και δάσκαλοι σε μια χώρα με τη μεγαλύτερη σεισμικότητα στην Ευρώπη.

Στην πολιτεία εναπόκειται η αξιοποίηση της υπάρχουσας αλλά και της διαρκώς εξελισσόμενης επιστημονικής γνώσης, η σωστή οργάνωση της διοικητικής μηχανής της, και η βέλτιστη ενεργοποίηση των ελεγκτικών μηχανισμών, ώστε σε κάθε κρίση να είναι σε θέση να προστατεύει τη ζωή και την περιουσία του Έλληνα πολίτη.

7.2 Τεχνικά Θέματα Αντιμετώπισης του Σεισμού

Δεδομένου ότι ο πρώτος Αντισεισμικός Κανονισμός εφαρμόστηκε στην Ελλάδα το 1959 και η πρώτη σημαντική βελτίωσή του έγινε το 1985, δημιουργείται εύλογα το ερώτημα για το πόσο ασφαλή μπορεί να είναι τα κτίρια που κατασκευάστηκαν πριν το 1959 ή ακόμα και πριν το 1985. Γι'αυτό θα λέγαμε πως η τεχνική και τεχνολογική αντισεισμική προστασία είναι πολύ σημαντική όχι μόνο σε κτίρια που έχουν υποστεί ζημιές αλλά και σε κτίρια που χρειάζονται ενίσχυση.

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η προσθήκη τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος είναι μια τεχνική που επηρεάζει ριζικά την συμπεριφορά του συνόλου της κατασκευής. Αλλάζει σημαντικά τον τρόπο μεταφοράς των δυνάμεων και τον τρόπο μεταβίβασης τους στη θεμελίωση. Συνίσταται λοιπόν να χρησιμοποιείται όταν υπάρχουν σοβαρές βλάβες στο κτίριο και όταν η δυσκαμψία και η αντοχή της κατασκευής δεν είναι επαρκής. Άλλωστε, η μέθοδος αυτή είναι η αποτελεσματικότερη για την αύξηση αυτών των δύο παραμέτρων.

Σε αντίθετη περίπτωση είναι προτιμότερο να ενισχύονται τα επιμέρους μέλη ανάλογα με την βλάβη που έχουν αυτά ή και με τον τύπο ενίσχυσης που έχουμε επιλέξει (κάμψη, διάτμηση κτλ). Για τη σωστή εφαρμογή της μεθόδου πρέπει να διασφαλίζεται η όσο το δυνατόν παρόμοια συμπεριφορά του τοιχώματος-πλαisiού με το αντίστοιχο μονολιθικό. Έτσι, επιβάλλεται να δίνεται ιδιαίτερη βαρύτητα στον τρόπο σύνδεσης και στον τρόπο της μεταφοράς των δυνάμεων από τις δοκούς και τα υποστυλώματα τόσο υπολογιστικά όσο και κατά την διάρκεια της κατασκευής.

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην τοποθέτηση των τοιχωμάτων με τέτοιο τρόπο στην κάτοψη έτσι ώστε να μην δημιουργούνται εκκεντρότητες και κατά συνέπεια πρόσθετες δυνάμεις στα υπόλοιπα μέλη. Επιπλέον, τα τοιχώματα πρέπει να συνεχίζονται καθ' ύψος για να μην έχουμε απότομη μεταβολή της δυσκαμψίας. Κάτι τέτοιο θα δημιουργήσει προβλήματα στον πιο εύκαμπτο όροφο.

Βασικό μειονέκτημα αυτής της τεχνικής αποτελεί η αναγκαία θεμελίωση του νέου τοιχώματος ή η ενίσχυση της θεμελίωσης. Το γεγονός αυτό καθιστά την μέθοδο ιδιαίτερα δύσκολη και απαγορευτική για κτίρια που δεν έχουν ήδη αξιόπιστο σύστημα θεμελίωσης. Όσον αφορά την υπάρχουσα γνώση, αυτή είναι περιορισμένη και είναι απαραίτητο να υπάρξουν περισσότερα πειραματικά δεδομένα καθώς επίσης και παρατηρήσεις συμπεριφοράς ήδη ενισχυμένων κτιρίων σε σεισμό.

Τέλος, πρέπει να αναφερθεί ότι υπάρχει και η δυνατότητα συνδυασμού των τοιχωμάτων με άλλες τεχνικές ενίσχυσης, εφόσον όμως διασφαλίζεται πάντα η σωστή συνεργασία τους. Για παράδειγμα, σε ένα κτίριο μπορεί να αυξηθεί η δυσκαμψία και η αντοχή του τοποθετώντας κατάλληλα περιμετρικά

τοιχώματα και η πλαστιμότητά του χρησιμοποιώντας φύλλα FRP σε εσωτερικά υποστυλώματα.

Η σεισμική μόνωση παρά το ότι εμφανίζεται σα μια σχεδόν ιδεώδης λύση, ενέχει αρκετές αβεβαιότητες οι περισσότερες από τις οποίες δεν είναι από την πλευρά της ασφάλειας. Για το λόγο αυτό απαιτείται αυξημένη ακρίβεια στον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών του κτιρίου, στην πιστοποίηση των συστημάτων μόνωσης και στην ανάλυση καθώς και η χρήση αυξημένων συντελεστών ασφαλείας.

Οι αυξημένες απαιτήσεις ανάλυσης και προκαταρκτικών δοκιμών, οι σημαντικές τροποποιήσεις που πρέπει να γίνουν στις προσβάσεις του κτιρίου και στις συνδέσεις των παροχών, και το κόστος των ίδιων των συστημάτων είναι οι κύριοι παράγοντες που συμβάλλουν στο κόστος της ενίσχυσης με σεισμική μόνωση. Από την άλλη πλευρά ελαχιστοποιούνται οι οικονομικές απώλειες λόγω διακοπής λειτουργίας του κτιρίου κατά τις εργασίες ενίσχυσης. Οι εργασίες μπορούν να πραγματοποιηθούν με το κτίριο σε πλήρη λειτουργία. Τελικά το κόστος της μόνωσης για μεγάλα κτίρια προκύπτει οριακά υψηλότερο (2%) από το κόστος μιας αντίστοιχης συμβατικής ενίσχυσης η οποία όμως δε θα εξασφάλιζε το ίδιο επίπεδο μετασεισμικής λειτουργικότητας. Η διαφορά αντισταθμίζεται συνήθως από μειωμένα ασφάλιστρα.

Το εκκρεμές τριβής εμφανίζεται πλεονεκτικότερο έναντι των ελαστομεταλλικών εφεδράνων για τους ακόλουθους κυρίως λόγους. α) Τα μηχανικά του χαρακτηριστικά μεταβάλλονται ελάχιστα στο χρόνο και σε ακραίες θερμοκρασίες. β) Η δύναμη που αντιτάσσει παραμένει σχεδόν σταθερή από κύκλο σε κύκλο φόρτισης, ενώ παράλληλα διατηρεί μια πολύ ικανοποιητική υστερική συμπεριφορά που εξασφαλίζει απορρόφηση μεγάλων ποσών ενέργειας. γ) Επιτρέπει μεγάλη ευελιξία στην επιλογή ιδιοπεριόδου καθώς το ύψος του εφεδράνου διατηρείται σταθερό. δ) Μεγαλύτερη ευελιξία επιτρέπει επίσης στην κατανομή των συσκευών στη βάση του κτιρίου αφού έχει την ιδιότητα να αναιρεί την επίδραση της εκκεντρότητας της κατανομής των εφεδράνων και της μάζας του κτιρίου.

Το μέγεθος της σεισμικής επικινδυνότητας δεν μπορεί να προβλεφθεί με ακρίβεια. Μπορεί όμως, με την έγκαιρη προειδοποίηση και το σωστό σχεδιασμό να ελαχιστοποιηθούν οι απώλειες [Dheri, 2002]. Με την κατάλληλη πληροφορία και τη σωστή χρήση της, μπορούμε θεωρητικά, να επιτύχουμε

ένα βέλτιστο επίπεδο διαχείρισης της σεισμικής επικινδυνότητας, εξισορροπώντας σε μεγάλο βαθμό το κόστος αντιμετώπισης της με τις πιθανές απώλειες. [Organization of American States, 1990].

Το παρόν σύστημα μπορεί να αποτελέσει μέρος ενός μεγαλύτερου και πιο ολοκληρωμένου συστήματος, με όλους τους νομούς ή τους δήμους της Ελλάδας. Λόγω του ότι το σύστημα θα παραμείνει ανοιχτό, μπορεί κάθε χρήστης του (κρατικός ή ιδιωτικός φορέας) να το προσαρμόσει ανάλογα με τις ανάγκες του, επεμβαίνοντας στη βάση δεδομένων, προσθέτοντας και εμπλουτίζοντάς την με επιπλέον πληροφορίες.

Επίσης, το σύστημα μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως βάση για την εκπόνηση μικροζωνικών μελετών τοπικής κλίμακας σε επίπεδο τοπικής αυτοδιοίκησης οι οποίες παρέχουν όλα τα απαραίτητα σεισμικά χαρακτηριστικά του εδάφους για τον καλύτερο αντισεισμικό σχεδιασμό. Είναι προφανές ότι, ένα τέτοιο σύστημα είναι αξιόπιστο εργαλείο, στο βαθμό που εμείς από πριν έχουμε αξιολογήσει σωστά τα κριτήρια που υπεισέρχονται σε αυτό κι έχουμε καθορίσει επακριβώς τους στόχους μας.

Ο σεισμός της 7ης Σεπτεμβρίου 1999 που έπληξε την ευρύτερη περιοχή της Αθήνας έφερε στην επιφάνεια ζητήματα ασφάλειας στον αστικό χώρο από έκτακτα περιστατικά. Προέκυψε έτσι η ανάγκη επιχειρησιακής σχεδίασης, οργάνωσης και ετοιμότητας του αστικού χώρου σε επίπεδο τοπικής αυτοδιοίκησης, τόσο στην αντιμετώπιση φυσικών καταστροφών όσο και στη μείωση των επιπτώσεων που αυτές θα επιφέρουν, δίνοντας έμφαση στο σχεδιασμό πρόληψης απέναντι στο σεισμικό κίνδυνο, όπως αυτός πρέπει να υλοποιείται στο πλαίσιο της αντισεισμικής πολιτικής.

Ιδιαίτερο ρόλο διαδραματίζει το ευρύτερο χωροταξικό, πολεοδομικό και οικιστικό πλαίσιο του υπό μελέτη αστικού χώρου, κυρίως με την έννοια της κατάστασης στην οποία βρίσκεται σήμερα, αλλά και των επεμβάσεων που θα μπορούσαν να γίνουν σε αυτό, είτε αυτές αφορούν στον ήδη υπάρχοντα πολεοδομικό ιστό, είτε σε επίπεδο κατάρτισης νέων κανονισμών και προδιαγραφών για περαιτέρω μελλοντική ανάπτυξη.

7.3 Ατενίζοντας το Μέλλον

Οι επιστήμονες, αξιοποιώντας τις τελευταίες εξελίξεις στην έρευνα και στην τεχνολογία, προσπαθούν να βρουν τρόπους για να κατανοήσουν πλήρως το φαινόμενο του σεισμού κι έτσι να ελαχιστοποιήσουν τις επιπτώσεις του. Παράλληλα τα κράτη και οι διεθνείς οργανισμοί εργάζονται για τη βελτίωση των διαδικασιών σε ό,τι αφορά την πρόληψη, τη διαχείριση της έκτακτης ανάγκης και την αποκατάσταση των περιοχών που έχουν πληγεί.

Στην προσπάθεια αυτή συμβάλλουν η συνεχώς αυξανόμενη ευαισθητοποίηση και η ενεργοποίηση των πολιτών σε θέματα σχετικά με το σεισμό και την προστασία.

Η συνεχής πρόοδος στην έρευνα και στην τεχνολογία έχει οδηγήσει σε εξελίξεις σε διάφορους τομείς που σχετίζονται με την αντισεισμική προστασία, όπως:

- δημιουργία προηγμένων υλικών τεχνικών για την ενίσχυση των κτιρίων,
- δημιουργία συστημάτων σεισμικής μόνωσης για κτίρια και γέφυρες,
- κατασκευή και χρήση νέων διασωστικών συσκευών,
- ανάπτυξη εξελιγμένων συστημάτων επικοινωνιών και διαχείρισης κρίσεων,
- εφαρμογή συστημάτων έγκαιρης προειδοποίησης.

Η τοποθέτηση σε τροχιά γύρω από τη Γη δορυφόρων έχει αλλάξει τη ζωή μας από πολλές απόψεις. Οι εικόνες του πλανήτη μας από το διάστημα έχουν γίνει ισχυρά επιστημονικά εργαλεία και συμβάλλουν στην καλύτερη κατανόηση και τη βελτίωση της διαχείρισης του περιβάλλοντος.

Στις αρχές της δεκαετίας του '90 μια νέα τεχνική άρχισε να εφαρμόζεται με βάση εικόνες από δορυφόρους τύπου ραντάρ. Πρόκειται για την τεχνική της συμβολομετρίας, η οποία καθιστά εφικτή τη χαρτογράφηση της εδαφικής παραμόρφωσης, πριν, κατά τη διάρκεια και μετά από ένα σεισμικό γεγονός.

Η καταγραφή της παραμόρφωσης είναι χωρικά συνεχής για μια εκτεταμένη περιοχή. Μπορεί να καταγραφεί παραμόρφωση ακόμα και λίγων

χιλιοστών. Κατά τη διάρκεια του διεθνούς συνεδρίου για τη μείωση των καταστροφών, που πραγματοποιήθηκε στο Κόμπε της Ιαπωνίας τον Ιανουάριο του 2005 υπό την αιγίδα του ΟΗΕ, υιοθετήθηκε ένα πλαίσιο ενεργειών για τη δεκαετία 2005-2015 με το γενικό τίτλο: Ανάπτυξη της ικανότητας προσαρμογής των εθνών και των κοινοτήτων στις καταστροφές. Συμφωνά με αυτό τα κράτη, οι τοπικοί και οι διεθνείς οργανισμοί θα πρέπει να επικεντρωθούν στις ακόλουθες πέντε δράσεις:

- Να θέσουν ως εθνική και τοπική προτεραιότητα τη μείωση του κίνδυνου των καταστροφών δημιουργώντας ένα ισχυρό θεσμικό πλαίσιο.
- Να εκτιμήσουν τους κίνδυνους των καταστροφών και να βελτιώσουν τα συστήματα έγκαιρης προειδοποίησης.
- Να χρησιμοποιήσουν τις γνώσεις και την εκπαίδευση, ώστε να αποκτηθεί η σχετική παιδεία σε όλα τα επίπεδα.
- Να μειώσουν τους παράγοντες κινδύνου.
- Να ενισχύσουν τα μέτρα ετοιμότητας για πιο αποτελεσματική ανταπόκριση σε όλα τα επίπεδα.

Σε αρκετά εργαστήρια ερευνητικών ιδρυμάτων σε όλο τον κόσμο χρησιμοποιούνται σεισμικοί προσομοιωτές για επιστημονικούς σκοπούς. Στόχος των εργαστηρίων αυτών είναι να διερευνήσουν πειραματικά την απόκριση κτιρίων υπό κλίμακα, στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος κ.ά., υιοθετώντας τις παραμέτρους πραγματικών ή υποθετικών σεισμών. Τα τελευταία χρόνια όλο και πιο συχνά, για την υποστήριξη της εκπαιδευτικής διαδικασίας - η οποία, ως γνωστόν, συμβάλλει σημαντικά στη μείωση των επιπτώσεων ενός σεισμού - εκτός από τις κλασικές μεθόδους, χρησιμοποιούνται και σύγχρονες τεχνολογίες.

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ΑΠΘ, *Επισκευή ζημιών από σεισμό σε κτίρια – Οδηγίες*, Θεσσαλονίκη, 1978.
2. Δρίτσος Σ., *Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα*, Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2002.
3. Δρίτσος Σ. Η., *Ενισχύσεις / Επισκευές Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα*, Πάτρα 2004.
4. ΕΜΠ, *Συστάσεις για τις επισκευές κτιρίων βλαμμένων από σεισμό*, Αθήνα 1988.
5. *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000*, ΟΑΣΠ & ΣΠΜΕ.
6. Bolt A.Bruce, *Σεισμοί*, Επιμέλεια, Μετάφραση: Ελένη Ιωαννίδου, Εκδόσεις Τροχαλία, Πανεπιστήμιο Berkeley 1991
7. Παπαζάχος Κ. Βασίλης, Παπαζάχου Κατερίνα, *Οι Σεισμοί Της Ελλάδας*, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη, 1999
8. Παπαζάχος Κ. Βασίλης, *Εισαγωγή στη Σεισμολογία*, Εκδόσεις ΖΗΤΗ, Θεσσαλονίκη, 1997²,
9. Πενέλης – Κάππος, *Αντισεισμικές κατασκευές από σκυρόδεμα*, Θεσσαλονίκη, 1990, και στο *Πρακτικά Πανελληνίου Συνεδρείου Πολιτικών Μηχανικών*, 1992.
10. Πενέλης – Κάππος, *Αντισεισμικές κατασκευές από σκυρόδεμα*, Θεσσαλονίκη, 1990, και στο *Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000*, ΟΑΣΠ & ΣΠΜΕ.
11. Rybicki, *Βλάβες δομικών έργων, ανάλυση και βελτίωση*, Τόμ. Α', Duesseldorf, 1978.
12. Στυλιανίδης Κ. Χ., Π. Πρίντζης, Α. Σερταρίδης, *Η Σεισμική Απομόνωση Βάσης ως Μέθοδος Προστασίας Ιστορικών Κτιρίων.*, σελ. 491-502
13. Τριανταφύλλου, *Δομικά Υλικά*, Πάτρα, 1999
14. ΥΠΕΧΩΔΕ, *Τεχνικές επεμβάσεις έκτακτης ανάγκης μετά από καταστροφικό σεισμό – Άρση επικινδυνότητας, προσωρινές υποστυλώσεις – αντιστηρίξεις*, Αθήνα, 2000.
15. Φαρδής Μ., *Seismic retrofitting technics*, παρ 5.5.1 – 5.5.2, Πάτρα.
16. Φυτρολάκης Ν., *Γενική Γεωλογία*, Ε.Μ.Π. Αθήνα 1990

17. Χρονόπουλος, “Επισκευές – Ενισχύσεις: Παραδείγματα διαστασιολόγησης”, ΤΕΕ, Αθήνα 1987.

ΞΕΝΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Cairns, *Load relief during structural repairs to reinforced concrete beams*, Edinburgh, 1992.
2. Dheri S., *Disaster management preparedness: A plan for action. Proceedings of the GIS Development Congress Map Asia*. Bangkok Thailand 2002, available at www.gisdevelopment.net
3. Gulliver R.M., *Summary of Recommendations for Development of Seismic Hazard Maps for Use in Planning and Policy Development*, 1989, p.p.1-13, available at <http://www.sgi.ursus.maine.edu/gisweb/spatdb/urisa/ur94059.html>.
4. Gupta A., *Information Technology and Natural Disaster Management in India. Proceedings of the GIS Development Congress Map Asia*, Bangkok Thailand 2002, available at www.gisdevelopment.net
5. Hiroshi Fukuyama and Shunsuke Sugano, *Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken –Nanbu Earthquake*, Elsevier, Cement and Concrete Composites 22, Japan 2000, p.p. 59 – 79.
6. Johnson G.O., *The Value of Computer Methods for Hazards Vulnerability Analysis Urban and Regional Information Association*, 1994, p.p. 661-674.
7. Leonard G. et al, *GIS as a Tool for Seismological Data Processing Pure and Applied Geophysics*, 2002.
8. Long T. Phan, Geraldine S. Cheock and Diana R. Todd, *Recommended Design Guidelines For Strengthening With Infill Walls*, NIST, Gaithersburg , July 1995, p.p. 49-51.
9. Makropoulos K.C., Drakopoulos J.K. and Latousakis J.B. «A Revised and Extended Earthquake Catalogue for Greece since 1900», *Geophys. Journal Int.* 98, 1989, p.p.391-394.

10. Maria Oing Feng. J. Eng. Mechanics *Application of Hybrid Sliding Isolation System to Buildings..* Vol.119, No 10, October 1993. pp 2090-2108.
11. Moehle J.P. and S.A. Mahin, *Observations on the Behavior of Reinforced Concrete Buildings During Earthquakes*, NISEE, University of California, Berkeley, 1991.
12. Mokha, M. C. Constantinou, A. M. *Experimental Study of Friction – Pendulum Isolation System.*
13. Mokha A., N. Amin, M , C. Constandinou, V. Zayas . «Seismic Retrofit of Large Historic Building». *ASCE J. Str. Eng.*, Vol. 122, No 3, March 1996. pp 298-307.
14. Naaseh S., «Practical Solutions for Seismic Isolation, Lessons Learned». *Proceedings of the 5th World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures.* Rome Italy, 7-11 October 2001.
15. Nagarajaiah S., A. M. Reinhorn, M. C. Constantinou, «Torsional Coupling in Sliding Base – Isolation Structures», *ASCE J. Str. Eng.*, Vol. 119, No. 1, January 1993.
16. Nagarajaiah S., A. M. Reinhorn, M. C. Constantinou, «Torsion in Base – Isolated Structures with Elastomeric Isolation Systems», *ASCE J. Str. Eng.*, Vol. 119, No. 10, October 1993, p.p. 2932-2951.
17. Nagarajaiah S., S. Xiaohong, «Response of Base Isolated USC Hospital Building in Northeridge Earthquake», *ASCE J. Str. Eng.*, Vol. 126, No 10, October 2000, p.p. 1177-1186.
18. Nagarajaiah S., X. Sun, «Base – Isolated FCC Building: Impact Response in Northeridge Earthquake», *ASCE J. Str. Eng.*, Vol. 127, No 9, September 2001, p.p. 1063-1075.
19. Organization of American States, *Disaster, Planning and Development: Managing Natural Hazards to Reduce Loss.* Department of Regional Development and Environment p.p.80. 1990, available at <http://www.oas.org/usde/publications/Unit/oea54e/begin.htm#Content>
s.

20. Papanikolaou D.I. , in collaboration with: Dr. E.Lekkas, Dr. Ch. Sideris, Dr. I. Fountoulis, Dr. G.Danamos, Dr. Ch.Kranis, Dr. L.Loizios and at the contribution of: I.Antoniou, E.Vassilakis, S.Vasilopoulou, P.Nomikou, I.Papanikolaou, E.Skourtsos and K.Soukis, *Geology and tectonics of Western Attica in relation to the 7-9-99 earthquake* , Department of Dynamic, Tectonic and Applied Geology, University of Athens.
21. Papanikolaou D.I. , in collaboration with: Dr. E.Lekkas, Dr. Ch. Sideris, Dr. I. Fountoulis, Dr. G.Danamos, Dr. Ch.Kranis, Dr. L.Loizios and at the contribution of: I.Antoniou, E.Vassilakis, S.Vasilopoulou, P.Nomikou, I.Papanikolaou, E.Skourtsos and K.Soukis, *Geology and tectonics of Western Attica in relation to the 7-9-99 earthquake*, Department of Dynamic, Tectonic and Applied Geology, University of Athens.
22. Reinhorn, V. A. Zayas. *ASCE J. Str. Eng.*, Vol. 117, No. 4, April 1991, p.p. 1201-1217.
23. «Seismic Assessment and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings FIB», *Bulletin 24*, state-of-art report, May 2003.
24. Shunsuke Sugano, Masaya Hirosawa and Takashi Kaminosono *Essentials of Current Evaluation and Retro Fitting for Existing and Damaged Buildings in Japan*.
25. Stavrakakis N. George, *Some seismological aspects of the Athens earthquake of September 7, 1999*
26. Theofili C., Vetere Arellano A.L. *Lessons Learnt from Earthquake Disasters that Occurred in Greece. NEDIES Project*, European Commission Dg Joint Research Center, Institute for the Protection and Security of the Citizen Ispra (VA) Italy, 2001.
27. Triantafyllidis P. *Study of the Seismic Waves Propagation in Heterogeneous Media to Estimate the Local Site Effects*, 2002. PhD thesis Extended Abstract, in <http://lemnos.geo.auth.gr/>
28. Tselentis A. and Zahradnik J. «The Athens Earthquake of September 7», *Bulletin of the Seismological Society of America*, October 2000, Vol.90, No 5, pp. 1143-1160.

29. UNESCO, *Emergency measures and damage assessment after an earthquake.*