



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΕΣ ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗΣ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ, ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΩΝ & ΚΡΙΣΕΩΝ

POST GRADUATE PROGRAM
ENVIRONMENTAL, DISASTER & CRISES MANAGEMENT STRATEGIES

Μεταπτυχιακή Διατριβή Ειδίκευσης

Master Thesis

Βλάβες σε δομικά και μη δομικά στοιχεία από σεισμό. Τύποι και παράγοντες που επηρεάζουν τα κτίρια

Damage to structural and non-structural elements from an earthquake. Types and factors which affect the buildings

ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ ΜΑΝΙΚΑΣ / PANAGIOTIS MANIKAS

A.M. / R.N. : 16118

Ειδικές Εκδόσεις / Special Publications:

No. 2018061

Αθήνα, Φεβρουάριος 2018

Athens, February 2018



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΕΣ ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗΣ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ, ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΩΝ & ΚΡΙΣΕΩΝ



POST GRADUATE PROGRAM
ENVIRONMENTAL, DISASTER & CRISES MANAGEMENT STRATEGIES

Μεταπτυχιακή Διατριβή Ειδίκευσης

Master Thesis

Βλάβες σε δομικά και μη δομικά στοιχεία από σεισμό. Τύποι και παράγοντες που επηρεάζουν τα κτίρια

Damage to structural and non-structural elements from an earthquake. Types and factors which affect the buildings

ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ ΜΑΝΙΚΑΣ / PANAGIOTIS MANIKAS

A.M. / R.N. : 16118

Τριμελής Εξεταστική Επιτροπή:

Δρ. Ι. Κασσάρας,
Επικ. Καθηγ. ΕΚΠΑ

Δρ. Ν. Βούλγαρης,
Καθηγ. ΕΚΠΑ

Δρ. Γ. Καβύρης,
Επικ. Καθηγ. ΕΚΠΑ

Εξειδικευμένη Επιστημονική Καθοδήγηση:

Β. Μαρτζάκης
M.Sc. Αξιωματικός Πυροσβεστικού Σώματος
Πτυχιούχος Δημόσιας Διοίκησης Παντείου
Πανεπιστημίου Expert E.U. Civil Protection
Mechanism

Περιεχόμενα

Περιεχόμενα.....	ii
Περίληψη	iv
Abstract	v
Κατάλογος Πινάκων	vi
Κατάλογος Εικόνων	vii

Κεφάλαιο 1. Εισαγωγή..... 12

1.1. Δομή της Γής.....	12
1.1.1. Δομή του Εσωτερικού της Γής.....	12
1.1.2. Λιθοσφαιρικές Πλάκες	13
1.1.3. Όρια και κινήσεις λιθοσφαιρικών πλακών.....	14
1.2. Σεισμός.....	16
1.2.1. Ορισμός Σεισμού.....	16
1.2.2. Δημιουργία Σεισμού	16
1.2.3. Χαρακτηριστικά ταυτότητας ενός σεισμού	16
1.2.4. Κλίμακες μέτρησης των σεισμών.....	17
1.2.5. Τύποι σεισμών που γεννώνται στον γήινο φλοιό.....	21
1.3. Οι σεισμοί στην Ελλάδα	23
1.4. Σεισμικά κύματα	25
1.5. Υπολογισμός της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης γ_m , της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας u_m και της μικροσεισμικής έντασης I (Σχέσεις απόσβεσης).	27
1.6. Σχέση εκτίμησης της σεισμικής επικινδυνότητας	28
1.7. Φάσματα απόκρισης	30
1.7.1. Ελαστικά φάσματα απόκρισης.....	32
1.7.2. Ανελαστικά φάσματα απόκρισης	35
1.8. Επιπτώσεις από σεισμούς στον Ελλαδικό χώρο	37

Κεφάλαιο 2. Τρωτότητα Κατασκευών (Vulnerability Building)..... 41

2.1. Ορισμός	41
2.2. Ημιεμπειρική μέθοδος	41
2.2.1. Μέθοδος της Αμερικάνικης FEMA	42
2.2.2. Ελληνική μέθοδος κατά ΥΠΕΧΩΔΕ – ΟΑΣΠ,2001.....	42
2.2.3. Νεοζηλανδικές μέθοδοι της NZSEE.....	44
2.2.4. Ιαπωνική Μέθοδος της JBDPA.....	45
2.2.5. Ιταλική Μέθοδος του GNDT	47
2.3. Αναλυτική μέθοδος.....	49

Κεφάλαιο 3. Βλάβες από σεισμό: Παράγοντες που επηρεάζουν την έκτασή τους στα κτίρια..... 52

3.1. Παράγοντες που επηρεάζουν τις κατασκευές από σεισμική δόνηση.....	52
3.2. Απόκλιση του φάσματος σχεδιασμού από το φάσμα αποκρίσεως.....	54
3.3. Εύθραυστα Υποστυλώματα.....	55
3.4. Ασύμμετρη διάταξη στοιχείων ακαμψίας σε κάτοψη	55
3.5. Εύκαμπτο ισόγειο (Πιλοτή)	56
3.6. Κοντά υποστυλώματα	56
3.7. Κάτοψη κτιρίου	58

3.8. Ύπαρξη εσοχών.....	59
3.9. Ευαισθησία των πλαισίων στους κόμβους.....	59
3.10. Ύψος κτιρίων	60
3.11. Θέση του κτιρίου στο οικοδομικό τετράγωνο	60
3.12. Στάθμες πλακών των γειτονικών κτιρίων	60
3.13. Προσθήκες – Επεμβάσεις	61

Κεφάλαιο 4. Είδη βλαβών σε δομικά και μη δομικά στοιχεία λόγω σεισμού 62

4.1. Τυπικοί βαθμοί βλάβης.....	63
4.1.1. Θεμελίωση	63
4.1.2. Ανωδομή.....	64

Κεφάλαιο 5. Μέθοδοι Πρόληψης – Επισκευής Βλαβών λόγω Σεισμού..... 79

5.1. Στρατηγικές επεμβάσεων	79
5.2. Αποτίμηση αντοχής και πρόταση επέμβασης σε υφιστάμενες κατασκευές	80
5.3. Συστήματα επεμβάσεων.....	82
5.3.1. Βελτίωση του Φορέα με Τοπικές Επεμβάσεις.....	83
5.3.2. Αύξηση της Αντοχής και της Δυσκαμψίας του Φορέα	84
5.3.3. Αύξηση της Ικανότητας Παραμόρφωσης	86
5.3.4. Μείωση της Σεισμικής Απαίτησης.....	88
5.4. Μέθοδοι Επισκευών	88
5.4.1. Επισκευή και ενίσχυση δοκών.....	88
5.4.2. Επισκευή και ενίσχυση υποστυλωμάτων.....	100
5.4.3. Επισκευή και ενίσχυση τοιχωμάτων	109
5.4.4. Ενίσχυση πλαισιακού φορέα με δικτυωτούς συνδέσμους.....	111
5.4.5. Επισκευή Πλακών	115
5.4.6. Επισκευή προβόλων	117
5.4.7. Επισκευή πεδίλων.....	117

Κεφάλαιο 6. Επίλογος - Συμπεράσματα..... 119

6.1. Συμπεράσματα.....	119
6.2. Προτάσεις	120

Βιβλιογραφία 121

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την περιγραφή των παραγόντων και των τύπων βλάβης σε δομικά και μη δομικά στοιχεία που επηρεάζουν τα κτίρια μετά την εκδήλωση σεισμικού γεγονότος.

Στο Κεφάλαιο 1 γίνεται αρχικά μια περιγραφή της δομής της γης και πως δημιουργούνται τα ρήγματα από τα οποία προκύπτουν οι σεισμοί. Στη συνέχεια δίνεται ο ορισμός του σεισμού και αναφέρονται τα χαρακτηριστικά που ορίζουν την ταυτότητα ενός σεισμού. Επιπλέον, αναφέρονται οι κλίμακες μέτρησης των σεισμών, οι τύποι τους και οι επιπτώσεις τους στον Ελλαδικό χώρο, ενώ αναλύονται κατά φάσματα απόκρισης και η σχέση εκτίμησης της σεισμικής επικινδυνότητας.

Στο Κεφάλαιο 2 αναλύεται η τρωτότητα μίας κατασκευής. Αρχικά δίνεται ο ορισμός της τρωτότητας και αναλύονται οι βασικότερες μέθοδοι υπολογισμού της.

Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζονται οι παράγοντες που επηρεάζουν τις κατασκευές μετά από ένα σεισμικό γεγονός. Αναλύονται 12 παράγοντες, όπως είναι η απόκλιση του φάσματος σχεδιασμού από το φάσμα απόκρισης, τα εύθραυστα υποστυλώματα, η ασύμμετρη διάταξη στοιχείων ακαμψίας σε μία κάτοψη, τα εύκαμπτα ισόγεια, τα κοντά υποστυλώματα, η ύπαρξη εσοχών, η ευαισθησία των πλαισίων στους κόμβους, το ύψος των κτιρίων, η θέση του κτιρίου στο οικοδομικό τετράγωνο, οι στάθμες των πλακών των γειτονικών κτιρίων και οι διάφορες προσθήκες – επεμβάσεις στα κτίρια.

Στο Κεφάλαιο 4 αναλύονται τα είδη βλαβών σε δομικά και μη δομικά στοιχεία λόγω σεισμού, όπως οι βλάβες που παρουσιάζονται λόγω θεμελίωσης, οι βλάβες που παρουσιάζονται στον φέροντα οργανισμό ενός κτιρίου, στον οργανισμό πλήρωσης και σε δευτερεύουσες κατασκευές.

Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται οι κυριότερες μέθοδοι πρόληψης και επισκευής των βλαβών από σεισμό σε δομικά και μη δομικά στοιχεία ενός κτιρίου. Αρχικά αναλύεται ο ορισμός των στρατηγικών επεμβάσεων, τα στάδια αποτίμησης της αντοχής και προτάσεις επεμβάσεων σε υφιστάμενη κατασκευή. Ακολούθως αναφέρονται ποια είναι τα κυριότερα συστήματα επεμβάσεων και τέλος αναλύονται οι βασικότερες μέθοδοι επισκευών των δομικών στοιχείων ενός κτιρίου.

Λέξεις κλειδιά: Σεισμός, Δομική Βλάβη, Τρωτότητα, Στρατηγικές επεμβάσεων

Abstract

The present dissertation discusses the description of the factors and types of damage to structural and non-structural elements that affect the buildings after the occurrence of a seismic event.

Chapter 1 initially describes the structure of the earth and how the earthquakes are generated. Then the definition of the earthquake is given and the characteristics defining the identity of an earthquake are reported. In addition, the quantification scales, their types and their effects in Greece are reported, and are analyzed by response spectra and the seismic risk assessment relation.

Chapter 2 analyzes the vulnerability of a construction. Initially the definition of vulnerability is given and the basic methods of its calculation are analyzed.

Chapter 3 presents the factors that affect construction after a seismic event. 12 factors are analyzed, such as the response spectrum diffraction spectrum, fragile columns, asymmetric stiffness elements in a plan view, flexible ground floor, short columns, the presence of recesses, frame sensitivity in nodes, height of the buildings, the location of the building in the building block, the levels of the slabs of neighboring buildings and the various additions - interventions in the buildings.

Chapter 4 analyzes the types of damage to structural and non-structural elements due to an earthquake, such as damages due to foundation, damage to the load-bearing structure of a building, filling body and secondary structures.

Chapter 5 presents the main methods of preventing and repairing earthquake damage in structural and non-structural elements of a building. Initially we analyze the definition of strategic interventions, the stages of resistance assessment and proposals for interventions in an existing construction. Then describe what are the main intervention systems and finally analyze the basic methods of repairing the building elements of a building.

Key words: Earthquake, Structural damage, Vulnerability, Strategic Interventions

Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 1.1.	Η κλίμακα Ρίχτερ.....	18
Πίνακας 1.2.	Η κλίμακα Μερκάλι.....	19
Πίνακας 1.3.	Αντιστοιχία κλίμακας Ρίχτερ με κλίμακα Μερκάλι.....	20
Πίνακας 1.4.	Διατμητική ταχύτητα Vs30 ανάλογα με τον τύπο του εδάφους κατά Eurocode 8	25
Πίνακας 1.5.	Φιλοσοφία σχεδιασμού των κατασκευών με κριτήρια επιτελεστικότητας..	28
Πίνακας 1.6.	Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ	28
Πίνακας 1.7.	Στόχοι σεισμική ικανότητας κατά Eurocode 8.....	29
Πίνακας 1.8.	Τιμές ενεργούς επιτάχυνσης σύμφωνα με ΕΑΚ.....	31
Πίνακας 1.9.	Κατηγορίες εδάφους κατά Ε.Α.Κ	32
Πίνακας 1.10.	Οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T1 και T2 κατά Ε.Α.Κ.....	32
Πίνακας 1.11.	Οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων TB,TCκαι TD κατά Eurocode 8.....	34
Πίνακας 1.12.	Οι δέκα πιο φονικοί σεισμοί στην Ελλάδα	37
Πίνακας 2.1.	Στάδια καθορισμού της τρωτότητας κτιρίων σύμφωνα με FEMA.....	42
Πίνακας 2.2.	Στάδια καθορισμού της τρωτότητας κτιρίων σύμφωνα με ΟΑΣΠ 2001...	47
Πίνακας 2.3.	Βαθμολογίες των στοιχείων ανάλογα με την κατηγορία τους και συντελεστές βαρύτητας.....	47
Πίνακας 2.4.	Επίπεδα βλάβης κατά τους Γ. Παναγόπουλο και Α. Κάππο.....	49

Κατάλογος Εικόνων

Εικόνα 1.1.	Η δομή του εσωτερικού της γής	12
Εικόνα 1.2.	Ένα απλοποιημένο μοντέλο της δομής του εσωτερικού της Γης.....	13
Εικόνα 1.3.	Οι λιθοσφαιρικές πλάκες της γής	14
Εικόνα 1.4.	Διαδικασία απόκλισης λιθοσφαιρικών πλακών.....	14
Εικόνα 1.5.	Δημιουργία νησιωτικού τόξου στην περίπτωση κατάδυσης ωκεάνιας πλάκας κάτω από ωκεάνια	15
Εικόνα 1.6.	Δημιουργία ηφαιστειακού τόξου στην περίπτωση κατάδυσης ωκεάνιας πλάκας κάτω από ηπειρωτική.....	15
Εικόνα 1.7.	Η οριζόντια κίνηση των πλακών συμβαίνει κατά μήκος ενός ρήγματος μετασχηματισμού	16
Εικόνα 1.8.	Παγκόσμια κίνηση των τεκτονικών πλακών	21
Εικόνα 1.9.	Κινήσεις λιθοσφαιρικών πλακών που καθορίζουν την ενεργό τεκτονική στο Αιγαίο και τις γύρω περιοχές	23
Εικόνα 1.10.	Σεισμικά κύματα	24
Εικόνα 1.11.	Μεταβολή των ταχυτήτων διάδοσης των επιμηκών και εγκάρσιων σεισμικών κυμάτων ανάλογα με το βάθος της γής	25
Εικόνα 1.12.	Φάσμα απόκρισης για τον σεισμό της Καλαμάτας 1986.....	30
Εικόνα 1.13.	Φάσματα απόκρισης για διαφορετικές τιμές απόσβεσης ζ	30
Εικόνα 1.14.	Φάσματα σχεδιασμού οριζοντίων συνιστωσών του σεισμού κατά ΕΑΚ.....	31
Εικόνα 1.15.	Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά Ε.Α.Κ	33
Εικόνα 1.16.	Ελαστικό φάσμα κατά Eurocode 8	33
Εικόνα 1.17.	Σχέση δύναμης- μετακίνησης για ελαστική – ανελαστική συμπεριφορά / παραδοχή ίσων μετακινήσεων	35
Εικόνα 1.18.	Γραφική παράσταση της μεθόδου εκτίμησης του σημείου επιτελεστικότητας με χρήση ανελαστικών φασμάτων	36
Εικόνα 1.19.	Το τσουνάμι της Αμοργού εισχωρεί στην προκυμαία της Καλύμνου.....	39
Εικόνα 2.1.	Κατάταξη κτιρίων σύμφωνα με την μέθοδο ΟΑΣΠ	42
Εικόνα 2.2.	Καμπύλες τρωτότητας	49
Εικόνα 2.3.	Καμπύλη τρωτότητας επιπέδου εκτεταμένης βλάβης για τύπο κτιρίου C1M, μελετημένο με υψηλού επιπέδου αντισεισμικό κανονισμό.....	50
Εικόνα 3.1.	Γωνιακή οικοδομή με ασύμμετρη διάταξη τοιχοποιίας	54
Εικόνα 3.2.	Πολυκατοικία με πιλοτή	55
Εικόνα 3.3.	Αστοχία κοντού υποστυλώματος	56
Εικόνα 3.4.	Αστοχία κοντού υποστυλώματος	56
Εικόνα 3.5.	Αστοχία σειράς κοντών υποστυλωμάτων	56
Εικόνα 3.6.	Απλοί κανόνες για τη διάταξη κατόψεων και αντισεισμικών κτιρίων . (Αυτοί οι κανόνες μπορούν να παραβιαστούν μόνο με δυναμική ανάλυση και προσεκτικό σχεδιασμό λεπτομερειών)	57

Εικόνα 3.7.	Μικρό άνοιγμα αρμού διαστολής από οριζόντια σεισμική μετακίνηση σε κτίριο μεγάλης κάτοψης.....	57
Εικόνα 3.8.	Κτίριο με εσοχές (ρετιρέ)	58
Εικόνα 3.9.	Αστοχία εξωτερικού κόμβου με μείωση ακαμψίας του.....	58
Εικόνα 3.10.	Απλοί κανόνες για τη διαμόρφωση όψεων αντισεισμικών κτιρίων.....	59
Εικόνα 3.11.	Εμβολισμός υποστυλώματος από την πλάκα γειτονικού κτιρίου.....	60
Εικόνα 3.12.	Απώλεια στήριξης δοκού αρμού διαστολής λόγω μεγάλου ανοίγματος αρμού	60
Εικόνα 4.1.	Βλάβη Γ βαθμού στο κοντό υποστύλωμα που φαίνεται στον κύκλο ενώ με το βέλος διαπιστώνουμε την αποτελεσματικότητα επισκευής με τοπικό μανδύα κοντού υποστυλώματος βλαμμένου από προηγούμενο σεισμό.....	62
Εικόνα 4.2.	Ταξινόμηση βλαβών σε βαθμούς στα δομικά στοιχεία	62
Εικόνα 4.3.	Βλάβη σε κτίριο λόγω θεμελίωσης	63
Εικόνα 4.4.	Αποφλοίωση σκυροδέματος επικάλυψης σε υποστύλωμα	64
Εικόνα 4.5.	Εκτίναξη γωνίας διατομής σκυροδέματος λόγω μη συγκράτησης του κατακόρυφου οπλισμού στη γωνία συνδετήρα	64
Εικόνα 4.6.	Βλάβες σε υποστυλώματα. (α) Ισχυρή αξονική σύνθλιψη και εναλλασσόμενη καμπτική ροπή.(β) Ισχυρή αξονική σύνθλιψη και τέμνουσα	65
Εικόνα 4.7.	Διατμητική αστοχία υποστυλώματος πάνω και κάτω με λυγισμό ράβδων....	65
Εικόνα 4.8.	Διατμητική αστοχία υποστυλωμάτων με λυγισμό ράβδων και θραύση λεπτών και αραιών συνδετήρων	66
Εικόνα 4.9.	Διατμητική αστοχία υποστυλώματος	66
Εικόνα 4.10.	Αστοχία υποστυλωμάτων στη συνέχεια μονόπλευρων τοιχοπληρώσεων....	67
Εικόνα 4.11.	Διατμητική αστοχία υποστυλώματος πάνω & κάτω με λυγισμό ράβδων.....	67
Εικόνα 4.12.	Διατμητική αστοχία πάνω άκρου υποστυλωμάτων λόγω απουσίας συνδετήρων. Ο μανδύας συνδετήρων έφτανε μέχρι 0.50 m κάτω από τις δοκούς	68
Εικόνα 4.13.	Άνοιγμα συνδετήρων με κάμψη άκρων κατά 90ο μετά την αποφλοίωση της επικάλυψης των οπλισμών	68
Εικόνα 4.14.	Κατάρρευση κτιρίου	69
Εικόνα 4.15.	Απώλεια Ισογείου	69
Εικόνα 4.16.	Καμπτικές βλάβες στις δοκούς. (α) Καμπτικές ρωγμές στο εφελκόμενο πέλμα. (β) Καμπτική αστοχία στο άνω πέλμα και ολίσθηση οπλισμών στο κάτω	70
Εικόνα 4.17.	Διατμητική αστοχία δοκού	70
Εικόνα 4.18.	Ανεπαρκής αγκύρωση πάνω & κάτω ράβδων δοκού	71
Εικόνα 4.19.	Ανεπαρκής αγκύρωση κάτω ράβδων δοκού λόγω σκυροδέτησης υποστυλώματος πάνω από τη μασχάλη δοκού	71

Εικόνα 4.20.	Αστοχία εξωτερικού κόμβου και πρακτική απώλεια στήριξης δοκού.....	72
Εικόνα 4.21.	Βλάβες σε ακραίους κόμβους πλαισίων.....	72
Εικόνα 4.22.	Διαγώνια ρηγμάτωση εξωτερικού κόμβου.....	73
Εικόνα 4.23.	Αστοχία κόμβου και απώλεια περίσφιγξης συνδετήρων λόγω τοποθέτησης υδρορροής εντός του υποστυλώματος	73
Εικόνα 4.24.	Αστοχία εξωτερικού κόμβου με μείωση ακαμψίας του	73
Εικόνα 4.25.	Βλάβες σε μεσαίους κόμβους πλαισίων	74
Εικόνα 4.26.	Διατμητική βλάβη τοιχώματος	75
Εικόνα 4.27.	Διατμητική αστοχία τοιχώματος με μεγάλες παραμορφώσεις.....	75
Εικόνα 4.28.	Καμπτική βλάβη σε τοίχωμα	76
Εικόνα 4.29.	Βλάβη σε τοίχωμα ενός κτιρίου λόγω σεισμού	76
Εικόνα 4.30.	Βλάβη πλάκας λόγω διάτρησης	77
Εικόνα 5.1.	Στρατηγικές ενίσχυσης	82
Εικόνα 5.2.	Ενίσχυση κατασκευής με προσθήκη τοιχωμάτων ή δικτυωτών συνδέσμων.....	83
Εικόνα 5.3.	Κατασκευή τοιχώματος σε υφιστάμενο πλαίσιο	84
Εικόνα 5.4.	Τοιχωματοποίηση πλαισίου χωρίς ενίσχυση των υποστυλωμάτων και με σύγχρονη κατασκευή μανδύα στα ακραία υποστυλώματα.....	85
Εικόνα 5.5.	Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.....	86
Εικόνα 5.6.	Ρητινενέσεις για συγκόλληση ρωγμών σε δοκό.....	88
Εικόνα 5.7.	Επισκευή δοκού με ελαφρύ δομικό πλέγμα	88
Εικόνα 5.8.	Επισκευή δοκού με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος	89
Εικόνα 5.9.	Μανδύας για επισκευή δοκού σε κάμψη	89
Εικόνα 5.10.	Επισκευή δοκού με καθαίρεση και αποκατάσταση ίσης διατομής. (α) Ρηγματωμένη διατομή	90
Εικόνα 5.11.	Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος.....	91
Εικόνα 5.12.	Προσθήκη μεταλλικών δοκών στο μέσο του ανοίγματος της πλάκας.....	92
Εικόνα 5.13.	Προσθήκη νέων μεταλλικών μελών στις παρειές υφιστάμενης δοκού. (α) Δύσκαμπτες διατομές. (β) Εύκαμπτες διατομές	93
Εικόνα 5.14.	Μείωση του ανοίγματος δοκού με χρήση μεταλλικού υποστυλώματος.....	94
Εικόνα 5.15.	Κοχλιωτή σύνδεση συγκολλητής μεταλλικής διατομής για αύξηση της καμπτικής αντοχής υφιστάμενης δοκού από σκυρόδεμα	95
Εικόνα 5.16.	Ενίσχυση καμπτικής αντοχής δοκού με επικολλητά χαλυβδόφυλλα.....	97
Εικόνα 5.17.	Αστοχία στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων ελάσματος.....	97
Εικόνα 5.18.	Διατμητική ενίσχυση δοκού με διαγώνιους εξωτερικούς συνδετήρες.....	98
Εικόνα 5.19.	Διατμητική ενίσχυση δοκού με διαγώνιους εξωτερικούς συνδετήρες.....	98
Εικόνα 5.20.	Αύξηση διατμητικής αντοχής δοκού με σοβαρές διατμητικές βλάβες μέσω συσφιγμένων κοχλιών	99
Εικόνα 5.21.	Επισκευή υποστυλώματος με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα.....	100

Εικόνα 5.22.	Αποκατάσταση υποστυλώματος με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της βλαμμένης περιοχής	101
Εικόνα 5.23.	Όπλιση μανδύα στην περιοχή του κόμβου δοκού – υποστυλώματος.....	103
Εικόνα 5.24.	Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. (α) Εσωτερικό μεμονωμένο υποστύλωμα. (β) Περιμετρικό υποστύλωμα σε επαφή με τοίχωμα	104
Εικόνα 5.25.	Λεπτομέρεια αγκύρωσης διαμήκους οπλισμού μανδύα	105
Εικόνα 5.26.	Κατασκευή ανοικτού μανδύα υποστυλώματος στην περιοχή αντισεισμικού αρμού	105
Εικόνα 5.27.	Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα ανοικτού τύπου. (α) Αγκύρωση συνδετήρων με διαμπερή οπή και συγκόλληση. (β) Αγκύρωση συνδετήρων με συγκόλληση σε γωνιακά βλητρωμένα στο υπάρχον στοιχείο	105
Εικόνα 5.28.	Εφαρμογή της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού για ενίσχυση υποστυλώματος με επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης	106
Εικόνα 5.29.	Ενίσχυση υποστυλώματος με επικολλητά χαλύβδινα κολάρα.....	107
Εικόνα 5.30.	Σύνδεση νέου υποστυλώματος σε υπάρχουσα θεμελίωση	108
Εικόνα 5.31.	Ενίσχυση τοιχωμάτων με αύξηση της διατομής τους. (α) Διατμητική ενίσχυση. (β) Καμπτική ενίσχυση. (γ) Διατμητική και καμπτική ενίσχυση με κλειστό μανδύα.....	110
Εικόνα 5.32.	Διαγώνιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι. (α) Απλοί. (β) Χιαστί.....	112
Εικόνα 5.33.	Αντισεισμική ενίσχυση κατασκευής με χιαστί διαγωνίους συνδέσμου.....	112
Εικόνα 5.34.	Τύποι δικτυωτών συνδέσμων με εκκεντρότητα. (α) Έκκεντρη διαγώνιος. (β) Έκκεντροι τύπου Λ.....	112
Εικόνα 5.35.	Εφαρμογή δικτυωτών συνδέσμων με εκκεντρότητα στο Κέντρο Τύπου των Ολυμπιακών Αγώνων του 2004.....	113
Εικόνα 5.36.	(α) Δικτυωτοί σύνδεσμοι τύπου V. (β) Δικτυωτοί σύνδεσμοι τύπου Λ.....	113
Εικόνα 5.37.	Δικτυωτοί σύνδεσμοι τύπου Κ	114
Εικόνα 5.38.	Κατασκευή ενισχύσεως στην πάνω επιφάνεια της πλάκας με πάχος έως 3 cm.....	114
Εικόνα 5.39.	Κατασκευή ενισχύσεως στην πάνω επιφάνεια της πλάκας με πάχος μεγαλύτερο από 5 cm	115
Εικόνα 5.40.	Ενίσχυση στην κάτω επιφάνεια της πλάκας	115
Εικόνα 5.41.	Αποκατάσταση πλάκας τοπικά σε όλο το πάχος της.....	116
Εικόνα 5.42.	Τεχνική επισκευής εξωστών	116
Εικόνα 5.43.	Επισκευή πεδίου με μανδύα.....	117

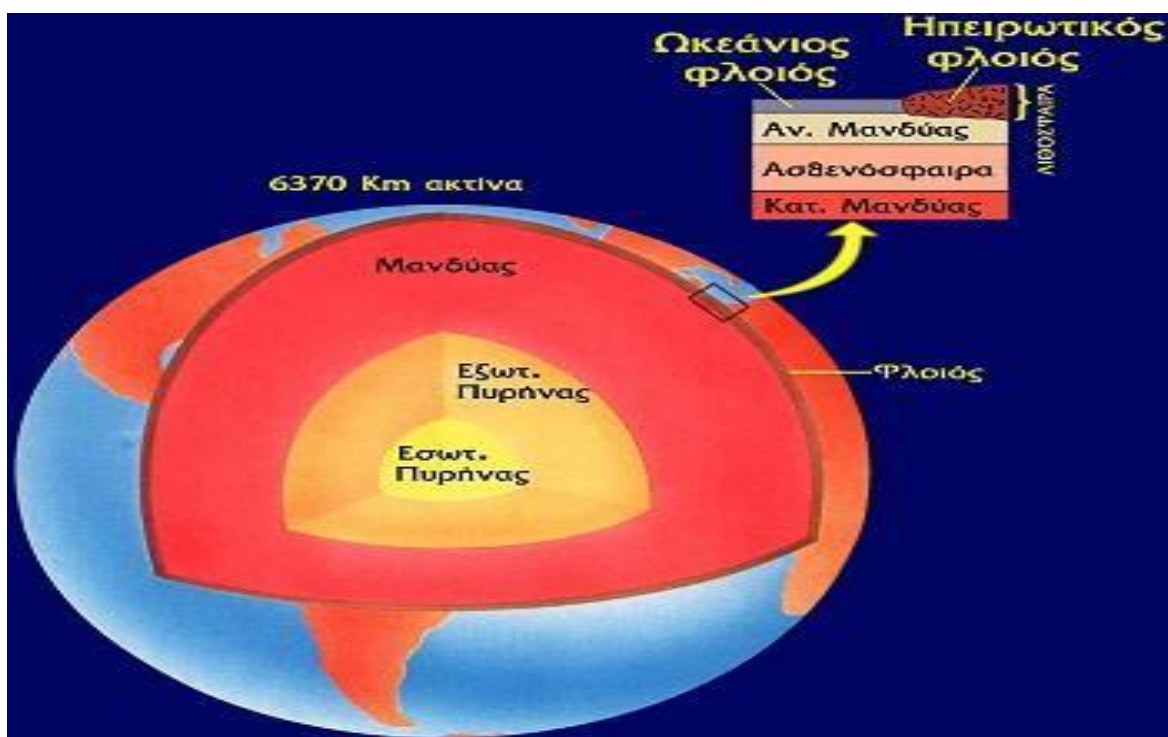
Κεφάλαιο 1.

Εισαγωγή

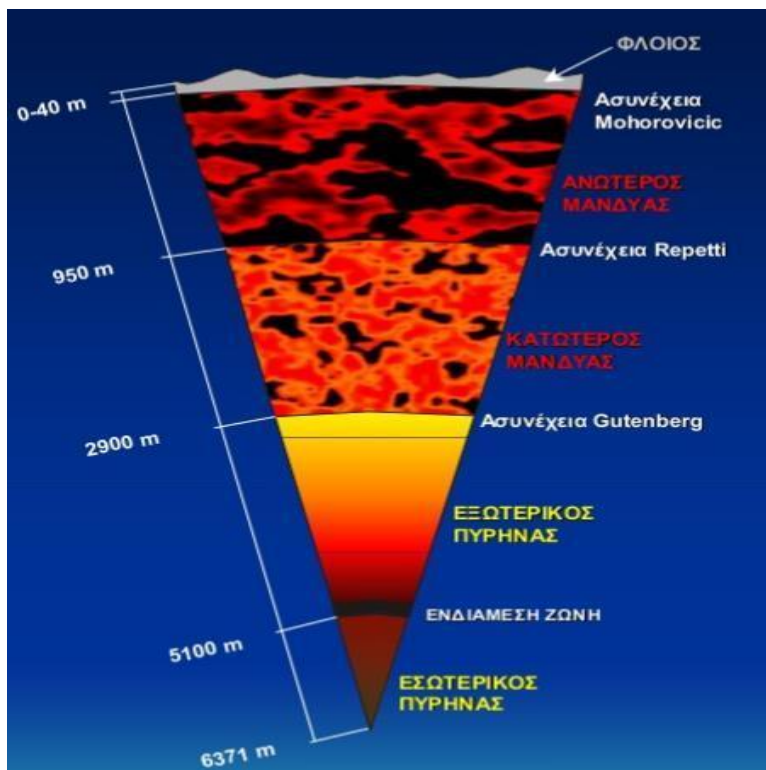
1.1. Δομή της Γής

1.1.1. Δομή του Εσωτερικού της Γής

Η Γη αποτελείται από τρία διαφορετικά στρώματα το **φλοιό**, το **μανδύα** και τον **πυρήνα**, συνολικού πάχους 6.370km περίπου. Ο **φλοιός** είναι το στερεό, εξωτερικό περίβλημα της Γης. Υπάρχουν δύο είδη φλοιού, ο ηπειρωτικός και ο ωκεάνιος. Το μέσο πάχος του ηπειρωτικού είναι περίπου 35km, κάτω όμως από τις μεγάλες οροσειρές μπορεί να φτάσει τα 60 - 70km. Το μέσο πάχος του ωκεάνιου είναι 7km. Ο **μανδύας** είναι το αμέσως επόμενο στρώμα και φτάνει μέχρι το βάθος των 2.900km. Η επιφάνεια που χωρίζει το φλοιό από τον μανδύα, είναι γνωστή με το όνομα ασυνέχεια Mohorovicic..Κάτω από το μανδύα υπάρχει ο **πυρήνας** που φτάνει έως το κέντρο της γης. Ο πυρήνας διακρίνεται σε εξωτερικό (υγρή/ρευστή κατάσταση) και σε εσωτερικό (στερεή κατάσταση) (<http://www.oasp.gr/node/202>).



Εικόνα 1.1: Η δομή του εσωτερικού της γης (Πηγή: <http://www.oasp.gr/node/202>)

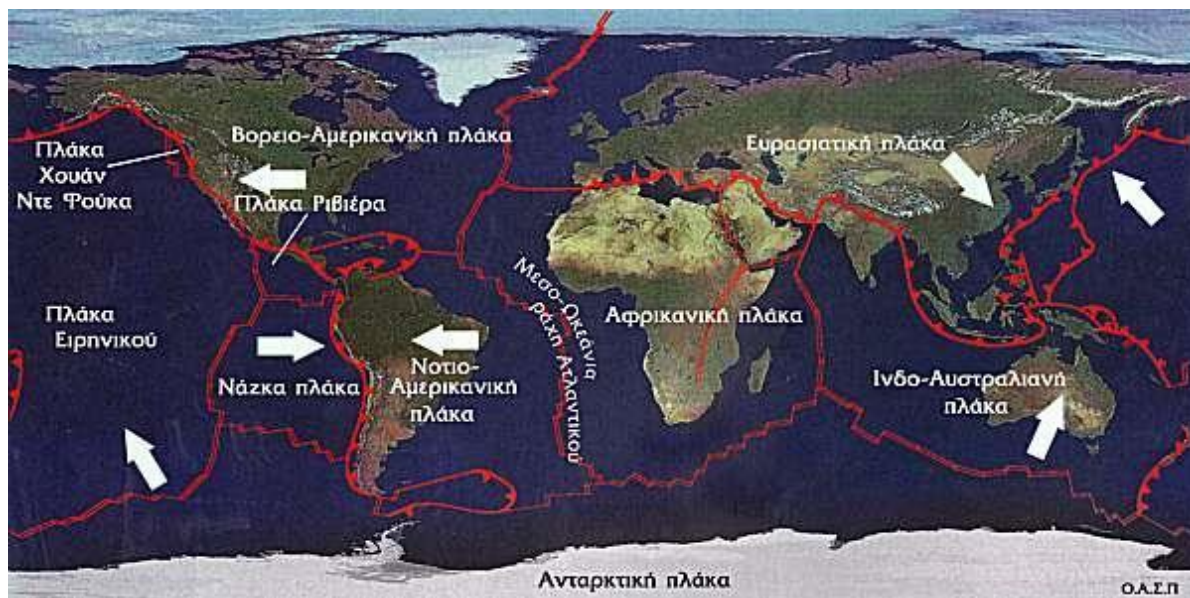


Εικόνα 1.2 : Ένα απλοποιημένο μοντέλο της δομής του εσωτερικού της Γης. Η γήινη σφαίρα αποτελείται από ομόκεντρα στρώματα διαφορετικού πάχους, σύστασης και πυκνότητας. Η μεγεθυσμένη τομή του εσωτερικού της Γής, (Λυκούδης Ε., 2005).

1.1.2. Λιθοσφαιρικές Πλάκες

Ως **λιθόσφαιρα** χαρακτηρίζεται το εξωτερικό δύσκαμπτο περίβλημα της Γης, με μεγάλη διατμητική αντοχή. Περιλαμβάνει το φλοιό και μέρος του στερεού ανώτερου μανδύα. Το πάχος της λιθόσφαιρας κυμαίνεται ανάλογα του πάχους του φλοιού. Στις ωκεάνιες περιοχές το πάχος της λιθόσφαιρας είναι περίπου 80 km, ενώ στις ηπειρωτικές κυμαίνεται μεταξύ 100 και 150 km. Η λιθόσφαιρα δεν είναι ενιαία αλλά απαρτίζεται από επτά (7) μεγάλες πλάκες (Αφρικανική, Ευρασιατική, Ινδο-Αυστραλιανή, Ανταρκτική, πλάκα του Ειρηνικού, Βόρειο-Αμερικανική, Νότιο-Αμερικανική) και πολλές άλλες μικρότερες, που ολισθαίνουν πάνω στο υποκείμενο παχύρρευστο μανδυακό υλικό την ασθενόσφαιρα, πραγματοποιώντας σχετικές μεταξύ τους κινήσεις. Οι πλάκες αυτές λέγονται **λιθοσφαιρικές πλάκες**. (<https://el.wikipedia.org/wiki/Λιθόσφαιρα>).

Ως **ασθενόσφαιρα** χαρακτηρίζεται το στρώμα που αρχίζει αμέσως κάτω από τη λιθόσφαιρα και εκτείνεται μέχρι το βάθος των 700 km. Η ασθενόσφαιρα αποτελείται από υλικό αρκετά θερμό, ώστε να παραμορφώνεται εύκολα και να είναι σε θέση να παρουσιάζει εσωτερική ροή. Η υψηλή κινητικότητα του υλικού της ασθενόσφαιρας επιτρέπει στις λιθοσφαιρικές πλάκες να κινούνται πάνω σε αυτό που λειτουργεί σαν λιπαντικό στρώμα. Οι λιθοσφαιρικές πλάκες αλλού αποκλίνουν, αλλού συγκλίνουν και αλλού η μία κινείται παράλληλα – εφαπτομενικά σε σχέση με τη διπλανή της. Επομένως τριών ειδών κινήσεις μπορούν να συμβούν στα όρια μεταξύ πλακών. (<https://el.wikipedia.org/wiki/Ασθενόσφαιρα>).

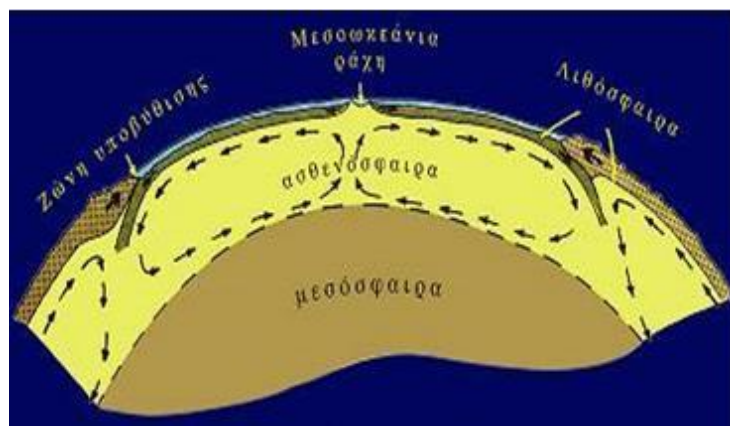


Εικόνα 1.3: Οι λιθοσφαιρικές πλάκες της γής (Πηγή: <http://www.oasp.gr/node/203>)

1.1.3. Όρια και κινήσεις λιθοσφαιρικών πλακών

1.1.3.1. Περιοχές απόκλισης λιθοσφαιρικών πλακών ή όρια εφελκυσμού

Η διαδικασία αυτή συντελείται στις μεσσωκεάνιες ράχες (μεσσωκεάνιο ρήγμα) των μεγάλων ωκεανών και οδηγεί σε απομάκρυνση των πλακών κατά μερικά εκατοστά ανά έτος και άνοδο ασθενοσφαιρικού-μαγματικού υλικού, το οποίο στη συνέχεια ψύχεται και δημιουργείται νέα λιθόσφαιρα ή νέο ωκεάνιο δάπεδο κατά μήκος των δύο πλευρών των ράχων (π.χ. μεσσωκεάνια ράχη Ατλαντικού ωκεανού, απομάκρυνση Αμερικανικής -Αφρικανικής πλάκας). Στο όριο αυτό δημιουργείται μια οροσειρά (μεσσωκεάνια ράχη), η οποία αποτελεί το τελευταίο αναδυόμενο πέτρωμα.



Εικόνα 1.4: Διαδικασία απόκλισης λιθοσφαιρικών πλακών (Πηγή: <http://www.oasp.gr/node/203>)

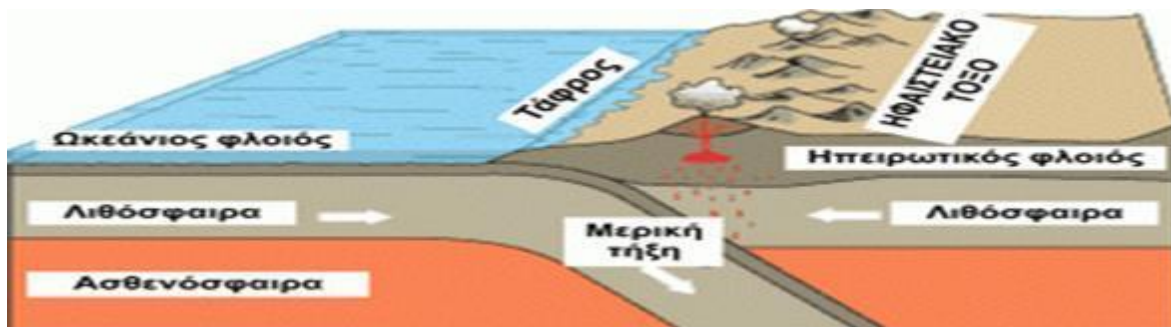
1.1.3.2. Σύγκλιση λιθοσφαιρικών πλακών

Στην περίπτωση της σύγκλισης των πλακών η πυκνότερη από τις δύο βυθίζεται κάτω από την άλλη, μέχρις ότου λιώσει η πρώτη μέσα στο θερμό μανδουακό υλικό κι έτσι καταστρέφεται λιθοσφαιρικό υλικό. Η δημιουργία νέου ωκεάνιου φλοιού στις μεσοωκεάνιες ράχες αντισταθμίζεται λοιπόν με την καταστροφή αντίστοιχης ποσότητας στις περιοχές σύγκλισης πλακών, οπότε η συνολική επιφάνεια της Γης παραμένει «σταθερή».

Αυτή η περιοχή ονομάζεται ζώνη καταβύθισης και δημιουργεί μεσοωκεάνιες τάφρους. Όπου τα ελαφρότερα μέρη της καταβυθιζόμενης πλάκας λιώνουν αυτά ανερχονται στην επιφάνεια και δημιουργούν ηφαίστεια. Όταν ηπειρωτικά τμήματα από αντίθετες πλάκες συμπιέζονται σε μία ζώνη καταβύθισης, επειδή είναι ελαφρότερα από το βυθιζόμενο υπόστρωμα, αναγκάζονται να καμφθούν και σχηματίζουν οροσειρές.



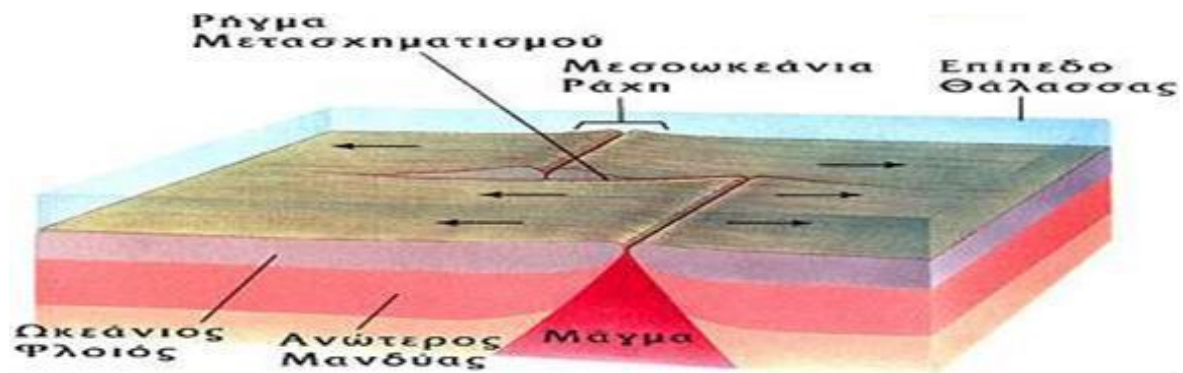
Εικόνα 1.5: Δημιουργία νησιωτικού τόξου στην περίπτωση κατάδυσης ωκεάνιας πλάκας κάτω από ωκεάνια. (Πηγή: http://www.geo.auth.gr/765/1_dynamics/14_convergent.htm)



Εικόνα 1.6: Δημιουργία ηφαιστειακού τόξου στην περίπτωση κατάδυσης ωκεάνιας πλάκας κάτω από ηπειρωτική. (Πηγή: http://www.geo.auth.gr/765/1_dynamics/14_convergent.htm)

1.1.3.3. Ρήγματα μετασχηματισμού

Στις περιοχές που ολισθαίνουν οριζόντια η μία πλάκα σε σχέση με την άλλη χωρίς να συγκρούονται ή να αποχωρίζονται, η κίνηση γίνεται κατά μήκος κατακόρυφων ρηγμάτων μετασχηματισμού. Τα όρια αυτά όπου έχουμε μόνο οριζόντια κίνηση λέγονται ζώνες θραύσης (ή ρήγματα μετασχηματισμού). Εκεί οι σεισμοί είναι συχνό φαινόμενο λόγω της τριβής ανάμεσα στα όρια των πλακών.



Εικόνα 1.7: Η οριζόντια κίνηση των πλακών συμβαίνει κατά μήκος ενός ρήγματος μετασχηματισμού (Πηγή: <http://www.oasp.gr/node/203>)

1.2. Σεισμός

1.2.1. Ορισμός Σεισμού

Σεισμός είναι η εδαφική δόνηση που γεννιέται κατά τη διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των πετρωμάτων από φυσικές αιτίες που βρίσκονται στο εσωτερικό της γης (<http://www.oasp.gr/node/201>). Ο σεισμός είναι φαινόμενο το οποίο εκδηλώνεται συνήθως χωρίς σαφή προειδοποίηση, δεν μπορεί να αποτραπεί και παρά τη μικρή χρονική διάρκεια του, μπορεί να προκαλέσει μεγάλες υλικές ζημιές στις ανθρώπινες υποδομές με επακόλουθα σοβαρούς τραυματισμούς και απώλειες ανθρώπινων ζωνών. (<http://www.earthquakenet.gr/tieinaiseismos.htm>).

1.2.2. Δημιουργία Σεισμού

Όπως αναφέραμε προηγουμένως, 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. 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 πολύ, ώστε να υπερβούν το όριο αντοχής του λιθοσφαιρικού υλικού στο σημείο αυτό επέρχεται θραύση. 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 (<http://www.oasp.gr/node/203>).

1.2.3. Χαρακτηριστικά ταυτότητας ενός σεισμού

Κάθε σεισμός έχει τη δική του ταυτότητα που τη προσδιορίζουν φυσικά χαρακτηριστικά, επαγόμενα φαινόμενα και επιπτώσεις. Αυτά είναι:

1.2.3.1. Μέγεθος

Το μέγεθος του σεισμού φανερώνει το πόσο μεγάλος είναι ένας σεισμός, υπολογισμένο με βάση την κλίμακα Richter, η οποία ξεκινά από το 0, με μεγαλύτερο καταγεγραμμένο μέγεθος σεισμού 9,5. Σεισμοί πάνω από αυτό το μέγεθος δεν είναι πιθανό να γίνουν, επειδή η απελευθέρωση της τοπικά συσσωρευμένης ενέργειας θα ήταν τόσο μεγάλη, ώστε να προκαλέσει πλαστική αντί για ελαστική παραμόρφωση των περιβαλλόντων πετρωμάτων. Η κλίμακα Richter είναι λογαριθμική, που σημαίνει ότι ένας σεισμός με μέγεθος 5 είναι 10 φορές περισσότερο καταστροφικός από ότι ένας σεισμός με μέγεθος 4.

1.2.3.2. Ένταση

Ένταση είναι η έκταση των καταστροφών που δημιουργούνται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, και μετριέται με βάση την τροποποιημένη κλίμακα Mercalli, η οποία κυμαίνεται από το 0 έως το 12. Η ένταση ενός σεισμού σε μία συγκεκριμένη θέση αποτελεί μία μέτρηση της βίαιης κίνησης του εδάφους που δημιουργείται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η ένταση καθορίζεται από τις επιπτώσεις της δόνησης στους ανθρώπους, στα κτίρια, στις γεωλογικές δομές κ.α. Αντίθετα με το μέγεθος του σεισμού το οποίο έχει μία μοναδική τιμή για ένα συγκεκριμένο σεισμό, η ένταση του σεισμού σε μία θέση εξαρτάται από την απόσταση αυτής της θέσης από το επίκεντρο του σεισμού, το βάθος της εστίας, τις παρεμβαλλόμενες τοπικές δομές και το είδος της κίνησης που προκαλείται από τη δραστηριοποίηση του ρήγματος κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.

1.2.3.3. Εστία

Η πηγή ενός σεισμού κατανέμεται γύρω από ένα σημείο από το οποίο τα σεισμικά κύματα φαίνεται να ξεκινούν το «ταξίδι τους». Αυτό το σημείο ονομάζεται «εστία» και συνήθως αποτελεί το σημείο από το οποίο ξεκίνησε η διάρρηξη στο ρήγμα. Η θέση της εστίας είναι γνωστή και ως «υπόκεντρο» και η προβολή της εστίας στην επιφάνεια της Γης αποτελεί το «επίκεντρο» του σεισμού.

1.2.3.4. Επίκεντρο

Είναι η κάθετη προβολή του υπόκεντρου-εστίας του σεισμού στην επιφάνεια της Γης. (<http://www.earthquakenet.gr/seismikhorologia.htm>) .

1.2.4. Κλίμακες μέτρησης των σεισμών

Για την μέτρηση μιας σεισμικής δόνησης χρησιμοποιούνται κυρίως δύο κλίμακες:

1.2.4.1. Κλίμακα Ρίχτερ

Στην κλίμακα αυτή μετράτε το μέγεθος ενός σεισμού στην εστία του. Ουσιαστικά στην κλίμακα μετράτε η ενέργεια που εκλύεται στον εστιακό χώρο με τη σεισμική θραύση και την ολίσθηση των πετρωμάτων. Παρότι η κλίμακα δεν έχει ανώτατο όριο, σεισμοί μεγαλύτεροι από 9,5 Ρίχτερ δεν έχουν παρατηρηθεί στη Γη. Επίσης, στην κλίμακα μετρούνται και αρνητικές τιμές, καθώς όταν ορίστηκε δεν ήταν δυνατόν με τα όργανα της τότε εποχής να καταγραφούν μικρότερα μεγέθη σεισμών. Η κλίμακα είναι λογαριθμική.

Πίνακας 1.1: Η κλίμακα Ρίχτερ (Πηγή: https://el.wikipedia.org/wiki/Κλίμακα_Ρίχτερ)

<0 R Μικροσεισμός	Δεν γίνεται αισθητός. Καταγράφεται μόνο από σειсмоγράφους.
0-0.9R Μικροσεισμός	Δεν γίνεται αισθητός. Καταγράφεται μόνο από σειсмоγράφους.
1-1.9 R Μικροσεισμός	Δεν γίνεται αισθητός. Καταγράφεται μόνο από σειсмоγράφους.
2-2.9 R Μικροσεισμός	Σχεδόν πάντα μη αισθητός. Πιθανώς αισθητός από μερικούς ανθρώπους κοντά στο επίκεντρο.
3-3.9 R Ασήμαντος	Αισθητός κοντά στο επίκεντρο, χωρίς ζημιές.
4-4.9 R Ασθενής	Αισθητός στο μεγαλύτερο μέρος του πληθυσμού σε τοπικό επίπεδο, με ελαφρές συνήθως ζημιές στο εσωτερικό των κτιρίων κοντά στο επίκεντρο, χωρίς θύματα.
5-5.9 R Μέτριος	Αισθητός στο σύνολο του πληθυσμού σε τοπικό επίπεδο. Μέτριες έως σημαντικές ζημιές στα κτίρια ανεπαρκούς σχεδίασης σε ακτίνα 10 km από το επίκεντρο, πιθανώς και με ανθρώπινες απώλειες. Συνήθως καμία έως ελαφρές ζημιές σε όλα τα άλλα κτίρια
6 -6.9 R Ισχυρός	Σοβαρές ζημιές σε ακτίνα 100 km από το επίκεντρο, ισχυρές έως βίαιες δονήσεις κοντά στο επίκεντρο. Μέτριες έως σοβαρές ζημιές στα κτίρια ανεπαρκούς σχεδίασης, ελάχιστες ζημιές στα ανθεκτικά και αντισεισμικά κτίρια. Ο ανθρώπινος απολογισμός κυμαίνεται συνήθως από μηδέν έως 25.000 θάνατοι.
7-7.9 R Καταστροφικός	Μεγάλες καταστροφές και ανθρώπινες απώλειες, σε ακτίνα άνω των 100 km μακριά από το επίκεντρο. Σοβαρές ζημιές ή μερική κατάρρευση αρκετών κτιρίων, ολική κατάρρευση ορισμένων κτιρίων ανεπαρκούς σχεδίασης. Πιθανές ζημιές στα ανθεκτικά και αντισεισμικά κτίρια. Επίσης, αν το επίκεντρο είναι στη θάλασσα, πιθανότητα δημιουργίας τσουνάμι. Ο ανθρώπινος απολογισμός κυμαίνεται συνήθως από μηδέν έως 250.000 θάνατοι.
8-8.9 R Εξαιρετικά καταστροφικός	Εξαιρετικά μεγάλες καταστροφές και ανθρώπινες απώλειες, πολλές εκατοντάδες χιλιόμετρα μακριά από το επίκεντρο. Μέτριες έως βαρύτατες ζημιές στα ανθεκτικά και αντισεισμικά κτίρια, ολική κατάρρευση στα κτίρια ανεπαρκούς σχεδίασης. Πιθανώς ολική καταστροφή κοντά στο επίκεντρο. Εναλλακτικά, αν το επίκεντρο είναι στη θάλασσα, δημιουργία ισχυρών τσουνάμι. Ο ανθρώπινος απολογισμός κυμαίνεται συνήθως από 100 έως πολλές εκατοντάδες χιλιάδες θάνατοι.
9-9.9 R Ασύλληπτα καταστροφικός	Τεράστιες καταστροφές και τεράστιες ανθρώπινες απώλειες, πολλές χιλιάδες χιλιόμετρα μακριά από το επίκεντρο. Πιθανώς ακόμα και ολοκληρωτική καταστροφή της ζωής σε τοπικό επίπεδο, όλα τα κτίρια κοντά στο επίκεντρο καταρρέουν εντελώς. Εναλλακτικά, αν το επίκεντρο είναι στη θάλασσα, τεράστια τσουνάμι που θα πλήξουν όλες τις γύρω ηπείρους. Μεγάλη μετατόπιση στις τοπικές τεκτονικές πλάκες, αλλαγές στο τοπικό ανάγλυφο και στο σχήμα των ακτογραμμών, συν πιθανή μετατόπιση νησιών. Αλλαγή στην ταχύτητα περιστροφής και στην κλίση του άξονα της Γης. Ο ανθρώπινος απολογισμός κυμαίνεται συνήθως από 1.000 έως, δυνητικά, 1 εκατομμύριο θάνατοι. Ελάχιστοι σεισμοί αυτού του μεγέθους έχουν καταγραφεί στην παγκόσμια ιστορία.
≥ 10 R Μετεωρικός	Δεν υπάρχει τόσο μεγάλου μήκους ενιαίο σεισμογόνο ρήγμα στη Γη για να προκαλέσει κάτι τέτοιο. Μόνο από συμβάν πρόσκρουσης με αστεροειδή ή κομήτη μπορεί να συμβεί. Αν πάντως συνέβαινε, θα κατάστρεφε μία ολόκληρη ήπειρο,

1.2.4.2. Κλίμακα Μερκάλι

Στην κλίμακα αυτή μετράτε η ένταση ενός σεισμού σε μία περιοχή στην επιφάνεια του φλοιού της Γης. Η ένταση αντιστοιχεί στο μέγεθος που θα είχε ένας επιφανειακός σεισμός με επίκεντρο την περιοχή εκείνη, ο οποίος θα είχε τα ίδια καταστροφικά αποτελέσματα. Η κλίμακα είναι εμπειρική και προσπαθεί να εκτιμήσει την ένταση του σεισμού σύμφωνα με τις επιπτώσεις του σεισμού σε κτίρια, υποδομές κλπ. Είναι δωδεκαβάθμια και προσμετρά κυρίως τις καταστροφές που προκαλούνται σε ανθρώπινες κατασκευές. Αυτό σημαίνει ότι ένας σεισμός που πλήττει ακατοίκητη περιοχή, δεν είναι δυνατό να αξιολογηθεί επαρκώς με αυτή την κλίμακα (<https://el.wikipedia.org/wiki/Σεισμός>) .

Πίνακας 1.2: Η κλίμακα Μερκάλι (Πηγή: https://el.wikipedia.org/wiki/Κλίμακα_Μερκάλι)

I Μη αισθητός	Δεν γίνεται αισθητός. Καταγράφεται μόνο από σειсмоγράφους.
II Ελάχιστα αισθητός	Αισθητός από μερικούς ανθρώπους που βρίσκονται σε ανάπαυση στους υψηλότερους ορόφους κτιρίων.
III Ασθενής	Αισθητός μέσα στα σπίτια, ως δονήσεις σαν να περνάει ελαφρύ φορτηγό. Μπορεί να μην αναγνωριστεί ως σεισμός
IV Μέτριος	Αισθητός μέσα στα σπίτια, ως δονήσεις σαν να περνάει βαρύ φορτηγό δίπλα στο σπίτι. Λιγότερο αισθητός στην ύπαιθρο. Τίθενται σε κίνηση κρεμασμένα αντικείμενα. Τζάμια τρίζουν. Κρότοι πιάτων και παραθύρων, χτύπος στις πόρτες. Σταματημένα αυτοκίνητα κλυδωνίζονται
V Σχετικά ισχυρός	Αισθητός από όλους μέσα στα σπίτια, ως δονήσεις σαν να περνάει τρένο δίπλα στο σπίτι. Ενδεχομένως μη αισθητός στην ύπαιθρο υπό ορισμένες συνθήκες. Αιώρηση κρεμασμένων αντικειμένων. Ανατροπή μερικών μικρών αντικειμένων και σπάσιμο πιάτων. Ανοιχτές πόρτες ταλαντεύονται. Υγρά από δοχεία χύνονται. Την νύχτα όλοι ξυπνούν
VI Ισχυρός	Αισθητός από όλους. Πολλοί τρομοκρατούνται και τρέχουν έξω από τα κτίρια. Οι άνθρωποι περπατούν με αστάθεια. Μετακίνηση ή ανατροπή πολυάριθμων μεγάλων αντικειμένων και επίπλων. Τζάμια σπάζουν. Βλάβες σε σοβάδες, κεραμίδια, καπνοδόχους. Μικρές καμπάνες ηχούν. Ζημιές λίγες, ελαφρές
VII Πολύ ισχυρός	Δύσκολη η όρθια στάση. Πτώση πολυάριθμων κεραμιδιών, καπνοδόχων. Μικρές ζημιές σε ισχυρές κατασκευές. Σοβάδες και τοιχοποιία ρηγματώνονται στις συνηθισμένες κατασκευές. Στις κακές κατασκευές πέφτουν σοβάδες, αποκολλώνται τούβλα και πέτρες. Γίνεται αισθητός από οδηγούς αυτοκινήτων. Μεγάλες καμπάνες ηχούν. Κυματισμός στις λίμνες, θόλωμα νερού από λάσπη.
VIII Καταστροφικός	Επηρεάζεται η οδήγηση των αυτοκινήτων. Αρκετές ζημιές και μερική κατάρρευση στις συνηθισμένες κατασκευές. Μέτριες ζημιές στην τοιχοποιία των καλών κατασκευών και μεγάλες στις κακές κατασκευές. Κλαδιά σπάνε από τα δένδρα. Αλλαγές στη ροή και στη θερμοκρασία του νερού σε πηγές και σε πηγάδια.
IX Πολύ καταστροφικός	Γενικός πανικός. Σοβαρές βλάβες στην τοιχοποιία των καλών κατασκευών. Γενική καταστροφή στις κακές κατασκευές. Μικρού μεγέθους κτίρια αποσπώνται από τα θεμέλια. Υπόγειοι αγωγοί σπάζουν. Εμφανίζονται ρωγμές στο έδαφος. Σε περιοχές με υπόγεια ύδατα, αναβλύζει από το έδαφος λεπτή άμμος, ιλύς και νερό.
X Εξαιρετικά καταστροφικός	Τα περισσότερα κτίρια καταστρέφονται. Πτώση μερικών καλών κατασκευών, ανθεκτικών ξύλινων κτιρίων και γεφυρών. Σχεδόν όλες οι κατασκευές τοιχοποιίας και τα προκατασκευασμένα κτίσματα καταρρέουν μέχρι θεμελίων. Σοβαρές ζημιές στο οδικό δίκτυο και σε φράγματα, υδροφράκτες και αναχώματα. Οι σιδηροτροχιές κάμπτονται ελαφρά. Μεγάλες κατολισθήσεις.
XI Ασύλληπτα καταστροφικός	Ελάχιστα κτίρια μένουν όρθια. Πτώση σχεδόν όλων των ανθρώπινων κατασκευών. Υπόγειοι αγωγοί και γραμμές μεταφοράς ενέργειας καταστρέφονται εντελώς. Καταστροφή οδικού δικτύου, πτώση γεφυρών και ανισόπεδων κόμβων. Οι σιδηροτροχιές κάμπτονται έντονα. Πολυάριθμες κατολισθήσεις, ρήγματα και παραμορφώσεις του εδάφους
XII Ολική καταστροφή	Ολική καταστροφή. Κατάρρευση όλων των κτιρίων μέχρι θεμελίων. Τεράστιες παραμορφώσεις του φλοιού της Γης. Το έδαφος κινείται σε κύματα ή ανυψώνεται και υποχωρεί αρκετά μέτρα και τα σεισμικά κύματα φαίνονται στην επιφάνεια. Αλλαγές στο ανάγλυφο του εδάφους και τη γραμμή του ορίζοντα. Μεγάλες ποσότητες βράχων αλλάζουν θέση. Αλλαγή ροής ποταμών. Δημιουργία καταρρακτών. Παραμόρφωση της όρασης. Μεγάλα αντικείμενα εκτινάσσονται στον αέρα. Το επίπεδο XII έχει καταγραφεί μόλις μια φορά στην ανθρώπινη ιστορία

Πίνακας 1.3 :Αντιστοιχία κλίμακας Ρίχτερ με κλίμακα Μερκάλι

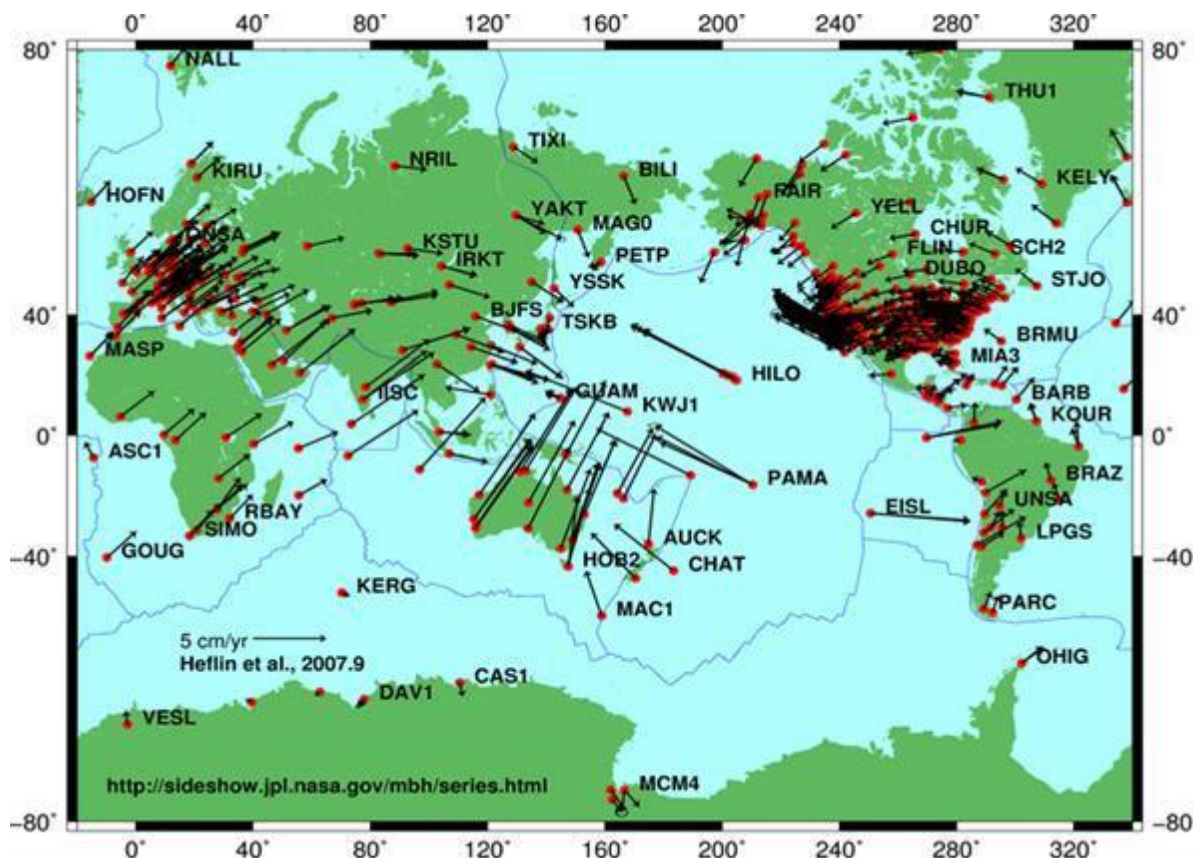
Κλίμακα Ρίχτερ	Κλίμακα Μερκάλι
0-3	I
3-3.9	II-III
4-4.9	IV-V
5-5.9	VI-VII
6-6.9	VII-IX
7-7.9	VIII-XI
8-8.9	VIII-XII
9-9.9	IX-XII
10+	XII (Αν συνέβαινε)

1.2.5. Τύποι σεισμών που γεννώνται στον γήινο φλοιό

1.2.5.1 Τεκτονικοί

Η λιθόσφαιρα αποτελείται από πολλές λιθοσφαιρικές (τεκτονικές) πλάκες που βρίσκονται σε διαρκή κίνηση επιπλέοντας πάνω στο ρευστό υπόστρωμα της ασθενόσφαιρας. Οι πλάκες ασκούν πιέσεις μεταξύ τους κυρίως λόγω των κινήσεων του μάγματος κάτω από αυτές που τις παρασύρει και λιγότερο από τις παλιρροϊκές δυνάμεις που παραμορφώνουν τη γη συμπιέζοντας και εφελκύνοντας την, τη βαρύτητα που τείνει να βυθίζει τις βαρύτερες από αυτές κλπ. Το μάγμα κινείται σε ανοδικά και καθοδικά ρεύματα καθώς κοντά στον πυρήνα της Γης θερμαίνεται, κυρίως από τις ραδιενεργές μεταπτώσεις της βαρύτερης ύλης που είναι συγκεντρωμένη εκεί και από την τριβή λόγω της γρηγορότερης περιστροφής του πυρήνα σε σχέση με τα εξωτερικά στρώματα, και ελαφρύτερο ανεβαίνει προς την επιφάνεια όπου ψύχεται και βαραίνει πάλι. Στα σημεία που ο στερεός φλοιός προεξέχει προς τα κάτω, συνήθως κάτω από βουνά, αναπτύσσονται ροπές από τις δυνάμεις τριβής με το ρευστό μάγμα ανάλογα με τη θέση της προεξοχής σε σχέση με τη ροή του μάγματος, το οποίο επανακάμπει προς τον πυρήνα. Το μάγμα που κινείται κάτω από το φλοιό υπόκειται και στις δυνάμεις του φαινομένου Κοριόλις που σε μεγάλες κλίμακες καθορίζει την κίνηση των τροπικών κυκλώνων και των ωκεάνιων θαλάσσιων ρευμάτων. Αποτέλεσμα της συνισταμένης δυνάμεων και ροπών, είναι η τάση για κίνηση των πλακών που μπορούν ακόμη και να τείνουν να περιστρέφονται. Στα όρια των πλακών δημιουργούνται εφελκυστικές ή συμπιεστικές ζώνες διάρρηξης: εφελκυστικές στα σημεία που οι πλάκες απομακρύνονται μεταξύ τους, συμπιεστικές στα σημεία που πλησιάζουν.

Κοντά στις ζώνες διάρρηξης, στα όρια των τεκτονικών πλακών, συσσωρεύεται ενέργεια (τασικό φορτίο) από τους μηχανισμούς εφελκυσμού και συμπίεσης. Εκεί σχηματίζονται ρωγμές στο φλοιό, τα ρήγματα, τις πλευρές των οποίων συγκρατεί η τριβή που δεν επιτρέπει την ολίσθηση μεταξύ τους. Όταν οι τεκτονικές τάσεις ξεπεράσουν την κρίσιμη τιμή του ορίου θραύσης του πετρώματος στον εστιακό χώρο, το σπάσιμο των σημείων τριβής έχει ως αποτέλεσμα την ολίσθηση του ρήγματος. Η ολίσθηση συνεπάγεται τη βίαιη ταλάντωση των πετρωμάτων και η απελευθερωμένη ενέργεια μεταφέρεται με τα σεισμικά κύματα ώσπου να απορροφηθεί εντελώς. Οι σεισμοί που προκαλούνται με τον τρόπο αυτό αποτελούν την συντριπτική πλειοψηφία (90%) των Γήινων σεισμών και καλούνται Τεκτονικοί Σεισμοί (<https://el.wikipedia.org/wiki/Σεισμός>) .



Εικόνα 1.8: Παγκόσμια κίνηση των τεκτονικών πλακών. (Πηγή: <https://el.wikipedia.org/wiki/Σεισμός>)

1.2.5.2 Ηφαιστειακοί

Το υπόλοιπο 10% των παγκόσμιων σεισμών σχετίζονται με ηφαιστειακή δραστηριότητα και συνήθως είναι λιγότερο ισχυροί από τους τεκτονικούς. Ακόμα και αυτοί πάντως, μπορεί να είναι ιδιαίτερα καταστροφικοί, προκαλώντας σχισμές στο έδαφος, παραμόρφωση του εδάφους, και ζημιές σε κατασκευές. Ηφαιστειακός ονομάζεται ο σεισμός που είναι αποτέλεσμα αλλαγής της πίεσης στο εσωτερικό της γης, λόγω της εισροής ή εκροής μάγματος. Το σήμα τέτοιων σεισμών ονομάζεται ηφαιστειογενής δόνηση.

1.2.5.3. Εγκατακρημνισιγενείς Σεισμοί

Εκτός από τα δύο προηγούμενα αίτια, υπάρχει και ένα ελάχιστο ποσοστό σεισμών που ονομάζονται Εγκατακρημνισιγενείς Σεισμοί, επειδή οφείλονται στην εγκατακρήμνιση οροφών υπογείων κοιλωμάτων (π.χ. σπηλαίων) λόγω διάβρωσης. Είναι σεισμοί συνήθως μικρού μεγέθους και τοπικού χαρακτήρα. Ορισμένες φορές έχουν παρατηρηθεί σε μετασεισμική ακολουθία ως συνεπακόλουθο άλλου τύπου σεισμών.

1.2.5.4. Κρυογενείς σεισμοί

Υπάρχουν περιπτώσεις σεισμών που συμβαίνουν με την απότομη πτώση της θερμοκρασίας. Το έδαφος συγκρατεί νερό σε υγρή μορφή. Όταν η θερμοκρασία του πέσει κάτω από το κρίσιμο σημείο που το υγρό νερό γίνεται πάγος, η διαστολή που προκαλεί η αλλαγή φάσης του νερού συμπιέζει τα πετρώματα και είναι πιθανό να προκληθεί διάρρηξη σε αυτά. Οι επιπτώσεις ενός κρυονικού σεισμού (frostquake) δεν είναι σοβαρές, καθώς γίνονται αισθητοί σε ακτίνα ελάχιστων χιλιομέτρων από τον άνθρωπο. Συνοδεύονται από τον κρότο θραύσης και προκαλούν ζημιές σε τσιμεντένιες υποστρώσεις και πλάκες, στο δίκτυο σωληνώσεων και σε υλικά θεμελίωσης που βρίσκονται στη γραμμή θραύσης. Συμβαίνουν συνήθως τις πρώτες πρωινές ώρες κατά τις κρύες περιόδους του χειμώνα. Επειδή δεν προκαλούνται από τεκτονικά αίτια, είναι σημαντικό να αναγνωρίζονται ως κρυογενείς για να μην εισάγουν σφάλμα στα σεισμολογικά δεδομένα των ρηγμάτων.

1.2.5.5 Τεχνητοί σεισμοί

Οι τεχνητοί σεισμοί προκαλούνται με εκρήξεις ή χτύπημα της επιφάνειας του γήινου φλοιού. Συνήθως χρησιμοποιούνται για την τομογράφηση του υπεδάφους. Σε μεγάλη κλίμακα είναι δυνατή και η πρόκληση σεισμών (<https://el.wikipedia.org/wiki/Σεισμός>) .

1.3. Οι σεισμοί στην Ελλάδα

Στην Ελληνική ιστορία έχει καταγραφεί ένας σημαντικός αριθμός μεγάλων σεισμών, πολλοί από τους οποίους κατέστρεψαν πόλεις και χωριά και προκάλεσαν αρκετές ανθρώπινες απώλειες, με πιο πρόσφατους τους σεισμούς στην Λέσβο στις 12 Ιουνίου 2017 και στην Κώ στις 21 Ιουλίου 2017. Η Ελλάδα κατέχει την **1η θέση** από πλευράς σεισμικότητας στην Ευρώπη και στην Μεσόγειο και την **6η** παγκοσμίως (<http://www.oasp.gr>) . Δεν πρέπει λοιπόν να μας φαίνεται παράξενο που οι σεισμοί στη χώρα μας γίνονται με μεγάλη συχνότητα και ένταση και πρέπει όλοι να συνειδητοποιήσουμε ότι αποτελούν ένα αναπόσπαστο κομμάτι της ζωής μας.

Βασικό τεκτονικό γνώρισμα του Ελληνικού χώρου είναι το Ελληνικό τόξο. Το Ελληνικό τόξο (τόξο του Αιγαίου) αποτελεί το όριο επαφής της Ευρασιατικής λιθοσφαιρικής πλάκας – τμήμα της οποίας είναι το Αιγαίο-, και της Αφρικανικής πλάκας – τμήμα της οποίας είναι η λιθόσφαιρα της Ανατ. Μεσογείου. Οι δύο λιθοσφαιρικές 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 και είναι αυτή η τιπάνια «μάχη» των πλακών στο Νότιο Αιγαίο, η κύρια αιτία εκδήλωσης των περισσότερων σεισμών στην Ελλάδα. Το ελληνικό τόξο ξεκινώντας από την Κεφαλονιά, διασχίζει το νότιο Ιόνιο ανατολικά της Πελοποννήσου και περνώντας νότια της Κρήτης καταλήγει στη Ρόδο. Εδώ τα μεγέθη των σεισμών φθάνουν ακόμη και τους 7,5 βαθμούς Ρίχτερ. Η μεγαλύτερη σεισμική δραστηριότητα παρουσιάζεται στο δυτικό τμήμα του Ελληνικού Τόξου. Στο δυτικότερο άκρο του Ελληνικού Τόξου, εντοπίζεται και το σεισμικό «τρίγωνο του διαβόλου», ένας χώρος με ιδιαίτερα τεκτονικά χαρακτηριστικά που τον κατατάσσουν στην πρώτη θέση της λίστας των περιοχών υψηλότερης σεισμικότητας στο Αιγαίο και στην Ευρώπη.

α. Η πρώτη περιοχή βρίσκεται βορείως της Λευκάδας και η σεισμική δραστηριότητα εκεί οφείλεται σε συμπίεστικές δυνάμεις περίπου ανατολικής - δυτικής διεύθυνσης (κάθετες στη διεύθυνση των ακτών της Δυτικής Ελλάδας).

γ. Η τρίτη περιοχή βρίσκεται μεταξύ των δύο προηγούμενων, στον ευρύτερο χώρο της Κεφαλονιάς, από τη Ζάκυνθο ως τη Λευκάδα. Η σεισμική δραστηριότητα εδώ εκδηλώνεται κυρίως κατά μήκος ενός ρήγματος, το οποίο έχει διεύθυνση βορειοανατολική - νοτιοδυτική. Με άλλα λόγια, η σεισμική δραστηριότητα στον χώρο αυτό εκδηλώνεται επειδή έχουμε μια οριζόντια κίνηση του χώρου νοτίως του ρήγματος προς τα νοτιοδυτικά (προς τη Μεσόγειο) και του χώρου βορείως του ρήγματος προς τα βορειοανατολικά (προς την Πίνδο). Η συνολική σχετική κίνηση κοντά στο ρήγμα αυτό είναι της τάξεως των 25 χιλιοστών ανά έτος.



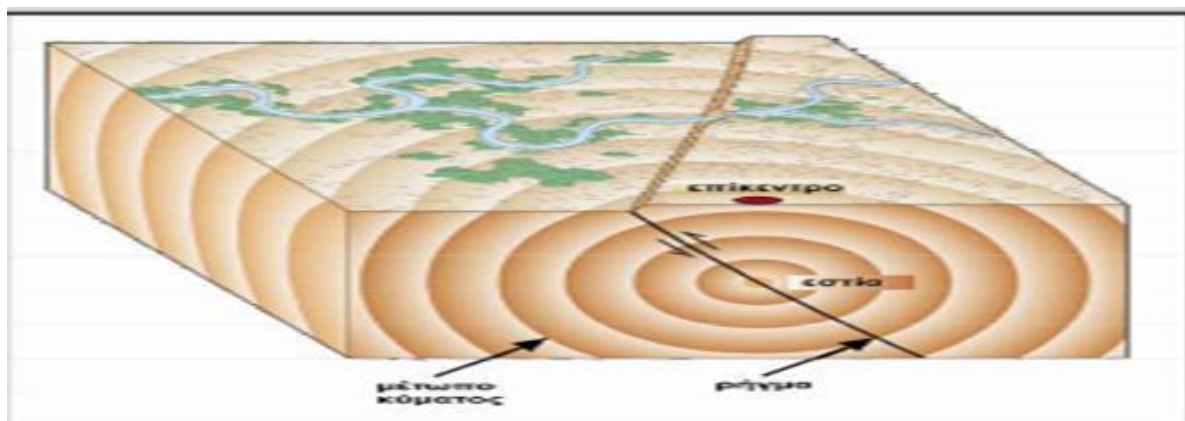
24

σπιτιών που υπήρχαν τότε στα νησιά αυτά, υπήρξαν 27.659 καταρρεύσεις, σοβαρές υλικές ζημιές σε 2.780 σπίτια και ελαφρές σε 2.394 σπίτια (<http://www.seismoi.gr/toellhnikotoxo.htm>).

1.4. Σεισμικά κύματα

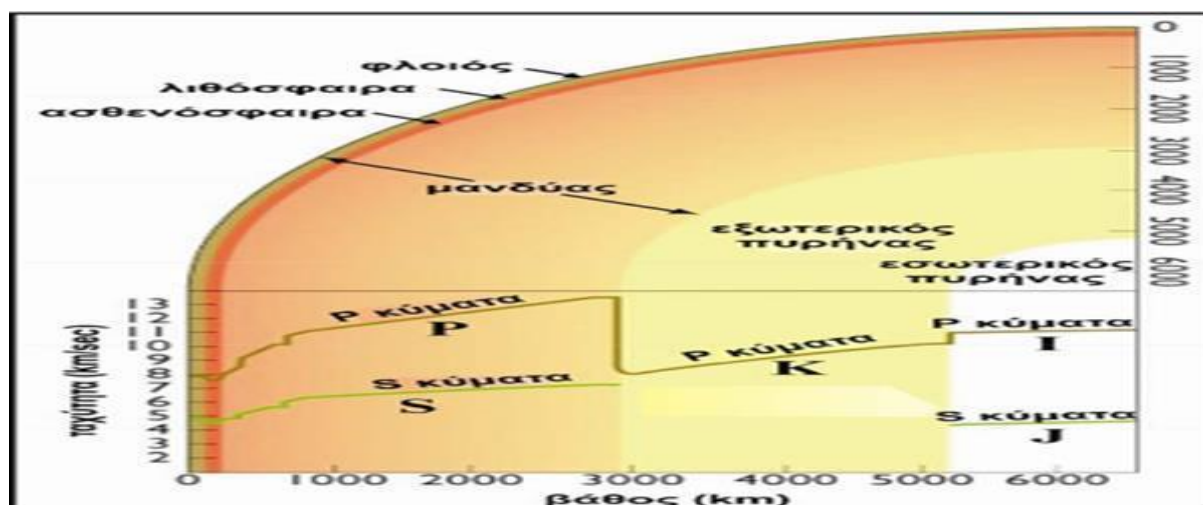
Κατά την γέννηση ενός σεισμού, παράγονται ελαστικά κύματα (σεισμικά κύματα) μέσα στην επιφάνεια της γης και διαδίδονται μέχρι στην επιφάνεια της . Τα σεισμικά κύματα διακρίνονται σε δυο κατηγορίες:

- Κύματα χώρου : Διαδίδονται προς κάθε κατεύθυνση στο εσωτερικό της γης και είναι τα επιμήκη και τα εγκάρσια.
- Επιφανειακά κύματα: Διαδίδονται ακολουθώντας ορισμένες επιφάνειες της γης και είναι τα Rayleigh και Love που ακολουθούν την επιφάνεια της γης και τα Stonley ακολουθούν επιφανείας ασυνέχειας μέσα στην γη.



Εικόνα 1.10 : Σεισμικά κύματα (Πηγή:http://www.geo.auth.gr/211/pdf/Mathima_5_Seismika_kymata.pdf)

Η ταχύτητα διάδοσης των σεισμικών κυμάτων εξαρτάται από το βάθος της εστίας γέννησης του σεισμού μέσα στην γη και από το είδος των πετρωμάτων που διαπερνούν αυτά κατά την διαδρομή τους. Η Μεταβολή της ταχύτητας των εγκάρσιων S και των επιμηκών P κυμάτων, κατά την διάδοσης τους ανάλογα με το βάθος παριστάνεται στην εικόνα 1.11.



Εικόνα 1.11: Μεταβολή των ταχυτήτων διάδοσης των επιμηκών και εγκάρσιων σεισμικών κυμάτων ανάλογα με το βάθος της γης (Πηγή: http://www.geo.auth.gr/211/pdf/Mathima_5_Seismika_kymata.pdf)

Ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους η διατμητική ταχύτητα $V_{s,30}$ έχει διαφορετικές τιμές σύμφωνα με την κατάταξη κατά Eurocode 8 (πίνακας 1.4).

Πίνακας 1.4: Διατμητική ταχύτητα $V_{s,30}$ ανάλογα με τον τύπο του εδάφους κατά Eurocode 8 (Πηγή : Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998-1:2004 – Ευρωκώδικας 8, Κεφάλαιο 3.1)

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$V_{s,30}$ (m/s)	SPT (κρούσεις/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	>800		
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360-800	>50	>250
C	Βαθείς αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικιών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων	180-360	15-50	70-250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	<180	<15	<70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI \geq 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό	<100 (ενδεικτικό)		10-20
S2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S1			

Η μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων $V_{s,30}$, (κατά Eurocode 8) θα υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση:

$$V_{s,30} = 30 / \sum_{i=1,N} h_i / v_i$$

Όπου:

h_i : το πάχος (m) στρώματος, (από N συνολικά, που συναντώνται στα πρώτα 30 m από την επιφάνεια).

v_i : την ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε τιμή ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης ίση με 10–5 ή μικρότερη)

1.5. Υπολογισμός της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης γ_m , της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας u_m και της μικροσεισμικής έντασης I (Σχέσεις απόσβεσης).

Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση γ_m και η μέγιστη εδαφική ταχύτητα u_m αυξάνεται, όσο μεγαλύτερο είναι το μέγεθος του σεισμού (M) και ελαττώνεται όσο αυξάνει η απόσταση (D) από το εστιακό βάθος. Σύμφωνα με τους Θεοδουλίδη και Παπαζάχο οι εξισώσεις υπολογισμού των μέγιστων τιμών της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης γ_m , και της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας u_m , για τους επιφανειακούς σεισμούς στον ελλαδικό χώρο, είναι οι παρακάτω:

$$\ln \gamma_m = 4.09 + 1.12Ms - 1.65 \ln(D + 15)$$

$$\ln U_m = -0.90 + 1.41Ms - 1.62 \ln(D + 15)$$

Ενώ σύμφωνα με τους Margaritis et al. (2002) οι αντίστοιχες εξισώσεις υπολογισμού των μέγιστων τιμών της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης γ_m , και της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας u_m , για τους επιφανειακούς σεισμούς (σχέσεις απόσβεσης), είναι οι παρακάτω:

$$\ln \gamma_m = 4,16 + 0,69M - 1,24 \log(\Delta + 6) + 0,12S \pm 0,70P$$

$$\ln U_m = -1,51 + 0,11M - 1,20 \log(\Delta + 5) + 0,29S \pm 0,80P$$

$$\ln d_m = -6,63 + 1,66M - 1,34 \log(\Delta + 5) + 0,50S \pm 1,08P$$

Όπου γ_m μέγιστη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση σε cm/sec²

u_m μέγιστη οριζόντια εδαφική ταχύτητα σε cm/sec

d_m μέγιστη οριζόντια εδαφική μετάθεση σε cm

$S = 0$ (για βράχο), 1 (για ενδιάμεσα εδάφη), 2 (για μαλακά εδάφη)

Η μικροσεισμική ένταση I ενός σεισμού είναι και αυτό ένα μέγεθος που εξαρτάται από το μέγεθος και το εστιακό βάθος ενός σεισμού. Οι Παπαζάχος και Παπαιωάννου (1997) έχουν προτείνει για τους υπολογισμούς της μικροσεισμικής έντασης I , για επιφανειακούς σεισμούς την παρακάτω σχέση:

$$I = 4.12 + 1,43M - 3.59 \log(\Delta + 6)$$

Και για τους σεισμούς ενδιάμεσου βάθους του χώρου του Αιγαίου (Ν. Αιγαίο) ο Παπαιωάννου (1984) έχει προτείνει την παρακάτω σχέση:

$$I = 1.87 + 1,69M - 3.94 \log(\Delta + 30)$$

1.6. Σχέση εκτίμησης της σεισμικής επικινδυνότητας

Είναι πολύ σημαντικό ο καθορισμός ενός μεγέθους που θα καθορίζει την επικινδυνότητα σε έναν τόπο με ποσοτικό τρόπο, γιατί με βάση αυτό το μέγεθος μπορούμε να προβλέψουμε την αναμενόμενη σεισμική ένταση και να σχεδιάσουμε κατάλληλα μέτρα προφύλαξης από αυτούς. Έτσι έχουμε δυο μέτρα που συνηθίζουμε να χρησιμοποιούμε για να προσδιορίζουμε ποσοτικά την σεισμική επικινδυνότητα σε μια περιοχή:

- Με βάση την Πιθανότητα P : Σύμφωνα με αυτήν ορίζεται η πιθανότητα ώστε η ένταση της σεισμικής κίνησης να υπερβεί μια προκαθορισμένη τιμή για ένα χρονικό διάστημα.
- Με βάση την Ένταση Y : Σύμφωνα με αυτήν ορίζεται η τιμή έντασης Y της σεισμικής κίνησης για την οποία υπάρχει μια προκαθορισμένη πιθανότητα εμφάνισης σε μια περιοχή για ένα χρονικό διάστημα (Παπαϊωάννου & Παπαζάχος, 2000)

Για τον υπολογισμό της έντασης Y μιας σεισμικής κίνησης, ενός συγκεκριμένου μεγέθους και απόστασης παρατήρησης από την σεισμική εστία, μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε την μακροσεισμική ένταση I , δηλαδή $Y=I$ ή το μέτρο της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης γ_m , το μέτρο της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας u_m , το μέτρο της μέγιστης εδαφικής μετάθεσης d_m , οπότε θα ισχύει $Y=\log \gamma_m$, ή $Y=\log u_m$, ή $Y=\log d_m$. Σύμφωνα με τον στατιστικό νόμο των Gutenberg και Richter, η ένταση αυτή ακολουθεί την παρακάτω σχέση:

$$\log N_t = a_t - b * Y$$

όπου N_t , είναι ο αριθμός των σεισμών για μια περιοχή, που η ένταση τους είναι ίση ή υπερβαίνει την τιμή Y για ένα χρονικό διάστημα t . Οι συντελεστές a_t και b είναι σταθερές που υπολογίζονται, μετά από τις καταγραφές των γνωστών ζευγών τιμών N_t και Y σε μια περιοχή. Είναι φανερό ότι στην παραπάνω σχέση μπορούμε αντί για Y να χρησιμοποιήσουμε το μέγεθος του σεισμού M και συνεπώς να πάρει την παρακάτω μορφή:

$$\log N_t = a_t - b * M$$

Αντί για τις παραπάνω σχέσεις, πιο συχνά χρησιμοποιούμε την πιο κάτω σχέση:

$$N_1 = N_0 * e^{-\beta * Y}, \text{ όπου } \beta = b / \log e$$

Η μέση περίοδος επανάληψης των σεισμών οι οποίοι προκαλούν ένταση Y ή μεγαλύτερη, όπως είναι φανερό, θα είναι το αντίστροφο της ετησίας συχνότητας των σεισμών N_1 . Δηλαδή :

$$T_m = \frac{e^{-\beta * Y}}{N_0}$$

Με βάση την υπόθεση ότι τα σεισμικά γεγονότα ακολουθούν τυχαία χρονική κατανομή (κατανομή Poisson), για να εκφράσουμε την πιθανότητα υπέρβασης μιας ορισμένης τιμής Y έντασης ενός σεισμού για ένα χρονικό διάστημα χρησιμοποιούμε την παρακάτω σχέση:

$$P = 1 - e^{-N_1 \cdot t}$$

Σε αυτές τις σχέσεις σεισμικής επικινδυνότητας στηρίζεται και η φιλοσοφία σχεδιασμού των κατασκευών με κριτήρια επιτελεστικότητας (Πίνακας 1.5), με περίοδο επανάληψης σεισμού

$$T_w = \frac{dt}{\ln(1 - P)}$$

και πιθανότητα υπέρβασης σεισμού σχεδιασμού για χρονικό διάστημα dt

$$P_w = \left[1 - \left(1 - \frac{1}{T_w} \right)^{dt} \right] * 100$$

Έτσι σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ οι στάθμες επιτελεστικότητας περιγράφονται στο Πίνακα 1.6 και στον Eurocode 8 στον Πίνακα 1.7.

Πίνακας 1.5: Φιλοσοφία σχεδιασμού των κατασκευών με κριτήρια επιτελεστικότητας (Πηγή: ΚΑΝ. ΕΠΕ, Ιούλιος 2013)

ΦΙΛΟΣΟΦΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ		ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ		
		ΑΜΕΣΗ ΧΡΗΣΗ (ασήμαντες βλάβες)	ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΖΩΗΣ (μικρές βλάβες)	ΟΙΟΝΕΙ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ (σημαντικές βλάβες)
ΕΠΙΠΕΔΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ	Συχνοί σεισμοί (π.χ. για $dt=50$ έτη $\rightarrow T_w=72$ έτη $P\%=50\%$)	Βασικός σχεδιασμός	Μη αποδεκτός σχεδιασμός	Μη αποδεκτός σχεδιασμός
	Σπάνιοι σεισμοί (π.χ. για $dt=50$ έτη $\rightarrow T_w=475$ έτη $P\%=10\%$)	Σχεδιασμός κατασκευών μεγάλης σπουδαιότητας	Βασικός σχεδιασμός	Μη αποδεκτός σχεδιασμός
	Πολύ σπάνιοι σεισμοί (π.χ. για $dt=50$ έτη $\rightarrow T_w=2475$ έτη $P\%=2\%$)	Σχεδιασμός κατασκευών πολύ μεγάλης σπουδαιότητας	Σχεδιασμός κατασκευών μεγάλης σπουδαιότητας	Βασικός σχεδιασμός

Πίνακας 1.6: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ (Πηγή: ΚΑΝ. ΕΠΕ, Ιούλιος 2013)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντας οργανισμού		
	Περιορισμένες βλάβες	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
10 %	A1	B1	Γ1
50 %	A2	B2	Γ2

Πίνακας 1.7: Στόχοι σεισμική ικανότητα κατά Eurocode 8 (Πηγή: Ψυχάρης Γ., Σημειώσεις αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 2, Αθήνα 2016)

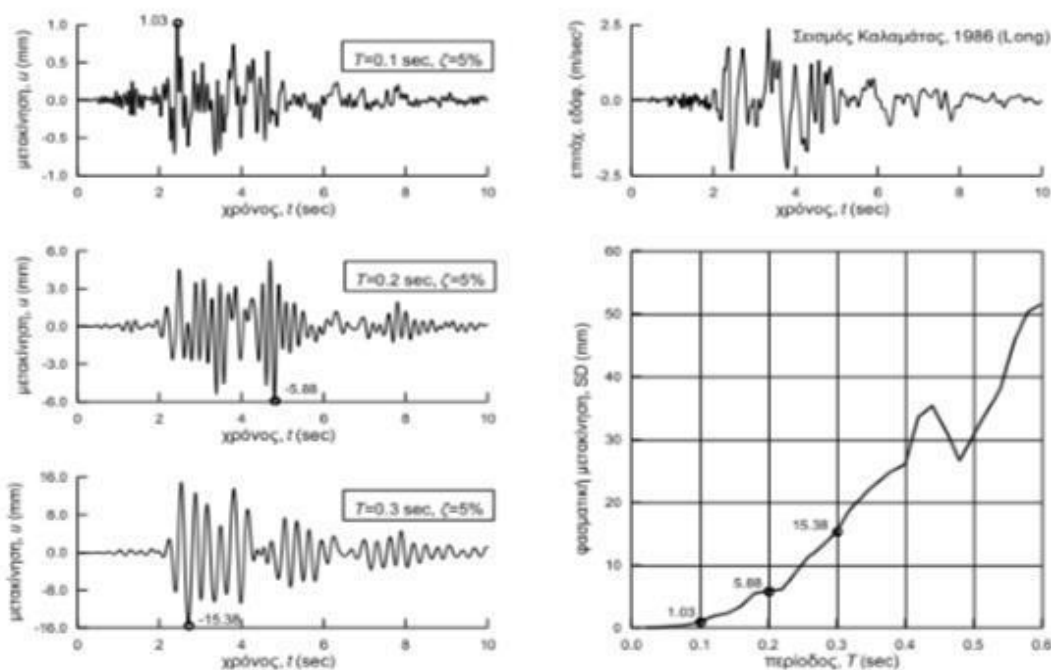
		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμένες βλάβες	Σημαντικές βλάβες	Όιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20 % (Περίοδος επανάληψης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10 % (Περίοδος επανάληψης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2 % (Περίοδος επανάληψης 2475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

1.7. Φάσματα απόκρισης

Για τους πολιτικούς μηχανικούς είναι πολύ σημαντικό, κατά την διαδικασία του αντισεισμικού σχεδιασμού του φέροντα οργανισμού μιας κατασκευής, να προσδιοριστεί η επίδραση (απόκριση) των σεισμών σε αυτή. Οι σχέσεις του κεφαλαίου 1.5 δίνουν την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση και ταχύτητα, αλλά όχι τις αντίστοιχες ποσότητες ταλάντωσης των τεχνικών κατασκευών από μια σεισμική δόνηση. Αυτό συμβαίνει γιατί η απόκριση στην σεισμική δόνηση των κατασκευών εξαρτάται από τα τεχνικά χαρακτηριστικά τους (περίοδος, συντελεστής απόσβεσης). Προκειμένου να προσδιοριστεί η απόκριση μιας κατασκευής σε ένα συγκεκριμένο σεισμό, χρησιμοποιούμε τα φάσματα απόκρισης του σεισμού. Υπάρχουν δυο είδη φασμάτων απόκρισης:

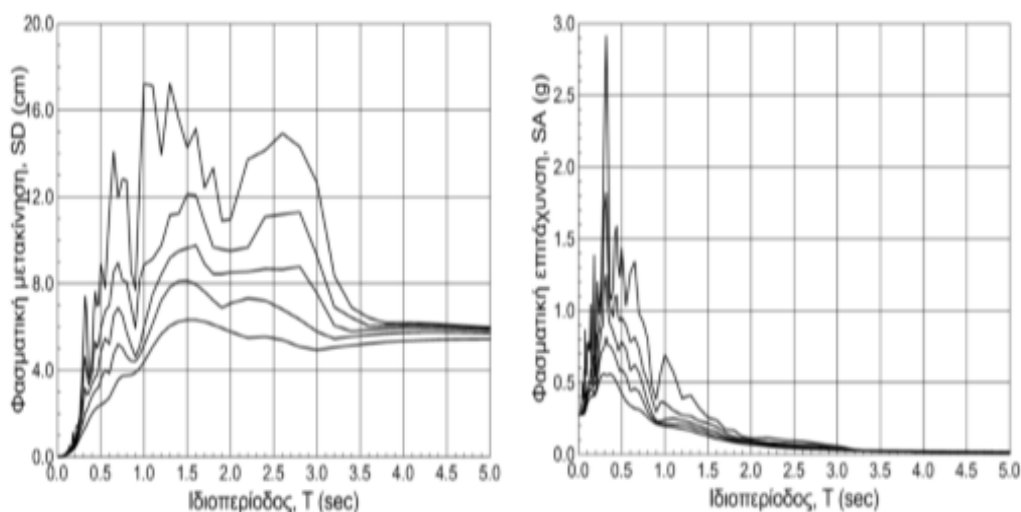
- Ελαστικά φάσματα απόκρισης: Βασίζονται στην υπόθεση ότι οι κατασκευές παραμορφώνονται ελαστικά κατά την επίδραση των σεισμικών δυνάμεων σε αυτές.
- Ανελαστικά φάσματα απόκρισης: Βασίζονται στην υπόθεση ότι οι κατασκευές παραμορφώνονται ανελαστικά κατά την επίδραση των σεισμικών δυνάμεων σε αυτές (Πηγή: Ψυχάρης Γ., Αθήνα 2016).

Αν θεωρήσουμε τις κατασκευές μας ως μονοβάθμιους ταλαντωτές, τότε φάσμα απόκρισης των σεισμών είναι η καμπύλη που δίνει την μέγιστη μετατόπιση S_d ή επιτάχυνση S_a μιας κατασκευής, υπό την επίδραση μιας εδαφικής κίνησης συγκεκριμένου σεισμού, με συγκεκριμένη απόσβεση ζ , ανάλογα με την ιδιοπερίοδο τους T .



Εικόνα 1.12: Φάσμα απόκρισης για τον σεισμό της Καλαμάτας 1986 (Πηγή: Ψυχάρης Γ., Σημειώσεις αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1, Αθήνα 2016)

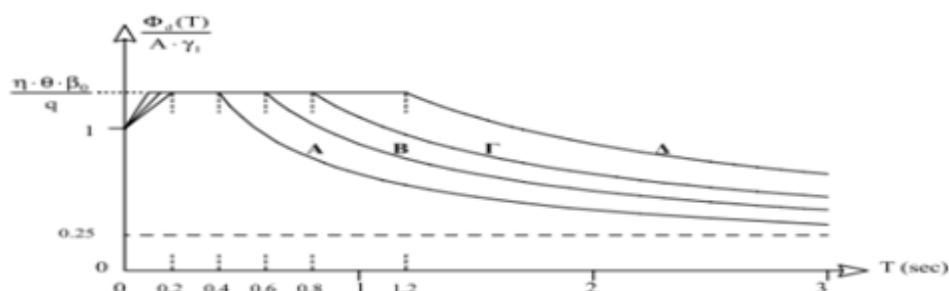
Από αυτή την καμπύλη μπορεί να υπολογιστεί η μέγιστη μετακίνηση οποιασδήποτε κατασκευής με απόσβεση ίση με αυτή του φάσματος, για συγκεκριμένη σεισμική δύναμη, προβάλλοντας το σημείο της καμπύλης που αντιστοιχεί στην ιδιοπερίοδο της, στον άξονα των φασματικών μετακινήσεων. Είναι λογικό αν ο παράγοντας απόσβεσης αλλάζει θα έχουμε διαφορετική καμπύλη φάσματος απόκρισης για κάθε τιμή απόσβεσης της κατασκευής για τον συγκεκριμένο σεισμό. Στην εικόνα 1.13 έχουμε τα φάσματα απόκρισης (S_d , S_a) για το σεισμό της Καλαμάτας (1986), με διαφορετικές τιμές απόσβεσης 0%, 2%, 5%, 10% και 20%.



Εικόνα 1.13: Φάσματα απόκρισης για διαφορετικές τιμές απόσβεσης ζ (Πηγή: Ψυχάρης Γ., Σημειώσεις αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1, Αθήνα 2016)

1.7.1. Ελαστικά φάσματα απόκρισης

Για το σχεδιασμό των κατασκευών χρησιμοποιούνται τα φάσματα σχεδιασμού, τα οποία είναι εξομαλυσμένα φάσματα απόκρισης, που προκύπτουν από στατιστική επεξεργασία των ελαστικών φασμάτων απόκρισης πιθανών σεισμικών γεγονότων που μπορούν να πλήξουν μια περιοχή. Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ) προτείνει τα φάσματα σχεδιασμού που εμφανίζονται στην εικόνα 1.14.



Εικόνα 1.14: Φάσματα σχεδιασμού οριζοντίων συνιστωσών του σεισμού κατά ΕΑΚ (Πηγή: ΕΑΚ 2000, ΟΑΣΠ, Απρίλιος 2001)

Επειδή τα ελαστικά φάσματα υποθέτουν ελαστική συμπεριφορά των κατασκευών, είναι κατάλληλα για συντηρητικό σχεδιασμό του φορέα, ο οποίος θεωρητικά δεν επιτρέπεται να εμφανίσει έστω και μια μικρή βλάβη. Για την κατασκευή του φάσματος σχεδιασμού λαμβάνονται υπόψη **οι ενεργές τιμές της εδαφικής κίνησης** στην περιοχή του έργου και **οι εδαφικές συνθήκες** στην περιοχή του έργου. Οι τιμές της εδαφικής κίνησης στην περιοχή του έργου, όταν πρόκειται για σημαντικές κατασκευές, καθορίζονται από στατιστική μελέτη των τιμών σεισμικής επικινδυνότητας στην περιοχή, για διάφορα σεισμικά γεγονότα. Για συνήθεις κατασκευές εφαρμόζονται οι τιμές που δίνονται από τους κανονισμούς, ανάλογα με την περιοχή του έργου. Στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ), προβλέπονται τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας με τις τιμές ενεργούς επιτάχυνσης (Πίνακας 1.8). Οι τιμές αυτές έχουν προκύψει από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας και αντιστοιχούν σε περίοδο επανάληψης περίπου 500 χρόνια, δηλαδή κατά μέσο όρο συμβαίνουν μια φορά κάθε 500 χρόνια. Θεωρώντας ότι οι σεισμοί συμβαίνουν με την κατανομή Poisson, αυτό σημαίνει ότι υπάρχει πιθανότητα 10% να συμβεί στα επόμενα 50 χρόνια (συνήθης διάρκεια ζωής των κατασκευών), σεισμός στην ευρύτερη περιοχή κατασκευής του έργου, που θα προκαλέσει εδαφική επιτάχυνση από αυτή του Πίνακα 1.8 (Πηγή: ΕΑΚ 2000, ΟΑΣΠ, Απρίλιος 2001).

Πίνακα 1.8: Τιμές ενεργούς επιτάχυνσης σύμφωνα με ΕΑΚ (Πηγή: Πηγή: Ψυχάρης Γ., Σημειώσεις αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1, Αθήνα 2016)

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Ενεργός επιτάχυνση, A (g)
I	0,16
II	0,24
III	0,36

Οι εδαφικές συνθήκες καθορίζονται από το τύπο του εδάφους στο οποίο εδράζει η κατασκευή μας, σύμφωνα την ταξινόμηση των εδαφών του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ε.Α.Κ.) (Πίνακας 1.9). Τα ελαστικά φάσματα αποτελούνται από τρία τμήματα:

- Ανιόντας κλάδος $0 < T \leq T_1$: Ο κλάδος αυτός αντιστοιχεί σε δύσκαμπτες κατασκευές και η φασματική επιτάχυνση μεταβάλλεται μεταξύ της μέγιστης επιτάχυνσης της εδαφικής δόνησης και της μέγιστης τιμής σχεδιασμού.
- Οριζόντιος κλάδος $T_1 \leq T \leq T_2$: Ο κλάδος αυτός αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση σχεδιασμού
- Καπνόντας κλάδος $T_2 \leq T$: Ο κλάδος αυτός αντιστοιχεί σε σταθερή φασματική ταχύτητα, για αυτό η Φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T$.

Πίνακας 1.9: Κατηγορίες εδάφους κατά Ε.Α.Κ. (Πηγή: ΕΑΚ 2000, ΟΑΣΠ, Απρίλιος 2001)

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσαθrawση. Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντάτως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασσιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
Χ	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων). Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλ. παρ. 5.1[3]). Απότομες κλίσεις καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεριφοράς ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

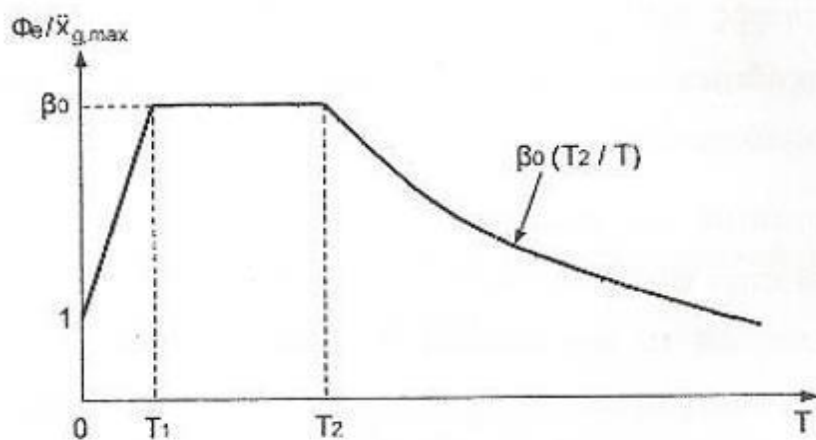
Οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T_1 και T_2 (Πίνακας 1.10) εξαρτώνται από το είδος του εδάφους (Πίνακας 1.9), ενώ ο λόγος της μέγιστης ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης προς τη μέγιστη εδαφική συμβολίζεται με β_0 στον Ε.Α.Κ. και παίρνει την τιμή $\beta_0 = 2.5$ για $\zeta = 5\%$, για όλους τους τύπους εδαφών.

Πίνακας 1.10: Οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T_1 και T_2 κατά Ε.Α.Κ. (Πηγή: Πηγή: Ψυχάρης Γ., Σημειώσεις αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1, Αθήνα 2016)

Κατηγορία εδάφους	T_B (sec) ⁽¹⁾	T_C (sec) ⁽¹⁾	T_D (sec) ⁽²⁾
A	0.10	0.40	2.50
B	0.15	0.60	2.50
Γ	0.20	0.80	2.50
Δ	0.20	1.20	2.50

¹⁾ Στον ΕΑΚ, η T_B αναφέρεται ως T_1 και η T_C ως T_2 .

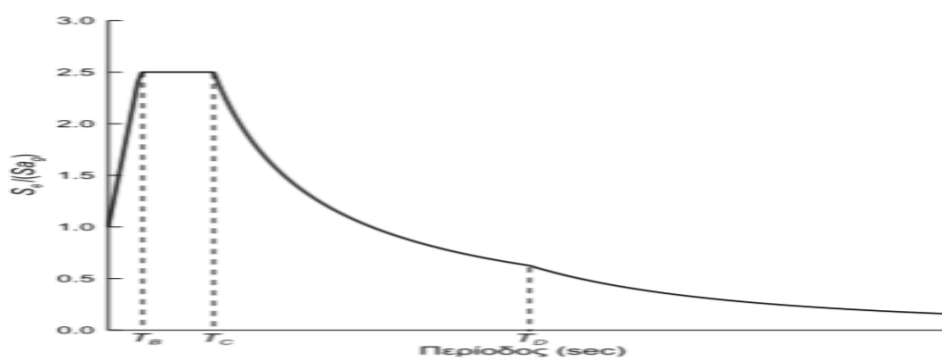
²⁾ Η T_D χρησιμοποιείται μόνο για κατασκευές με σεισμική μόνωση και εισήχθη με τις "Οδηγίες για Γέφυρες με Σεισμική Μόνωση" του Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε.



Εικόνα 1.15: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά Ε.Α.Κ (Πηγή: ΕΑΚ 2000, ΟΑΣΠ, Απρίλιος 2001).

Στον Ευρωκώδικα 8 το ελαστικό φάσμα (Εικόνα 1.16) οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T_1 και T_2 συμβολίζονται με T_B και T_C (Πίνακας 1.11) αντίστοιχα, ενώ υπάρχει και ένας τέταρτος κλάδος για $T \geq T_D$ που αντιστοιχεί σε πολύ εύκαμπτες κατασκευές και έχει σταθερή φασματική μετακίνηση. Τα ελαστικά φάσματα αποτελούνται από τέσσερις κλάδους :

- Ανοδικός κλάδος $T \leq T_B$: Παρατηρείται αύξηση της περιόδου .
- Οριζόντιος κλάδος $T_B \leq T \leq T_C$: Σε αυτό το κλάδο η φασματική επιτάχυνση παραμένει σταθερή.
- Καθοδικός κλάδος $T_C \leq T \leq T_D$: Σε αυτό το κλάδο η φασματική ταχύτητα παραμένει σταθερή και επομένως η φασματική επιτάχυνση μειώνεται αντιστρόφως ανάλογα με την αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής $1/T$
- Καθοδικός κλάδος $T_D \leq T$. Σε αυτό το κλάδο η φασματική μετακίνηση παραμένει σταθερή και επομένως μειώνεται αντιστρόφως ανάλογα με το τετράγωνο της ιδιοπεριόδου της κατασκευής $1/T^2$.



Εικόνα 1.16: Ελαστικό φάσμα κατά Ευρωκώδικα 8 (Πηγή: Πηγή: Ψυχάρης Γ., Σημειώσεις αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1, Αθήνα 2016)

Πίνακας 1.11: Οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T_B , T_C και T_D κατά Ευρωκώδικα 8 (Πηγή: Πηγή: Ψυχάρης Γ., Σημειώσεις αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1, Αθήνα 2016)

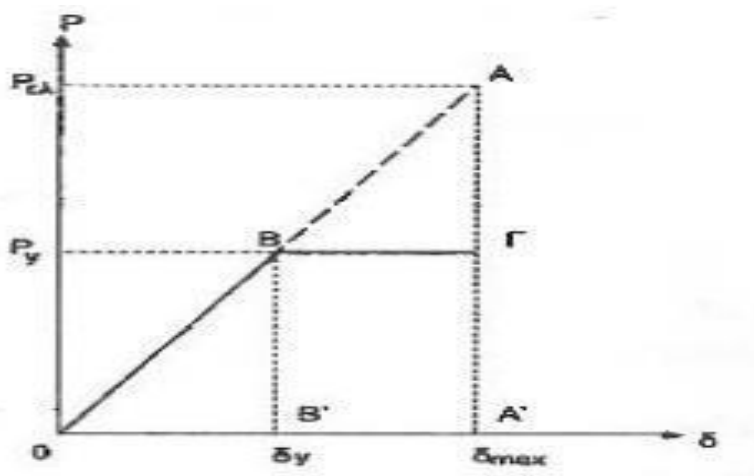
Κατηγορία εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

1.7.2. Ανελαστικά φάσματα απόκρισης

Ο ελαστικός σχεδιασμός των κατασκευών οδηγεί σε συντηρητικό σχεδιασμό και συνεπώς σε κατασκευές που απαιτούν μεγάλο κόστος κατασκευής και αυτό συμβαίνει, γιατί δεν εκμεταλλεύεται τα μεγάλα περιθώρια ανελαστικής παραμόρφωσης, που εμφανίζουν οι κατασκευές πριν αστοχήσουν πλήρως. Για αυτό, για τα συνήθη έργα του πολιτικού μηχανικού, χρησιμοποιείται ο ανελαστικός σχεδιασμός που εκμεταλλεύεται την ιδιότητα των κατασκευών, σύμφωνα με την οποία διατηρούν την αντοχή τους και μετά την ελαστική περιοχή. Άλλωστε ο σεισμός για τον οποίο σχεδιάζουμε την κατασκευή, έχει πολύ μικρές πιθανότητες να συμβεί κατά την διάρκεια ζωής του έργου και συνεπώς θα ήταν σημαντικά αντισοικονομικό να μην εκμεταλλευτούμε την παραπάνω ιδιότητα και να την σχεδιάσουμε έτσι ώστε να μην πάθει καμιά ζημιά, δηλαδή στην ελαστική περιοχή. Συνεπώς ο ανελαστικός σχεδιασμός μιας κατασκευής βασίζεται στην λογική ότι αυτή μπορεί να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή, κατά την διάρκεια μιας ισχυρής σεισμικής δόνησης, αλλά η κατασκευή να συνεχίσει να αποκρίνεται στον σεισμό με περιορισμένες μετακινήσεις, έτσι ώστε όμως, να μην υπάρξει κίνδυνος σχηματισμού μηχανισμού κατάρρευσης. Έτσι από το ελαστικό φάσμα απόκρισης και με βάση την ιδιοπερίοδο της κατασκευής T , υπολογίζουμε την σεισμική δύναμη που θα δεχτεί η κατασκευή αυτή, αν συμπεριφερθεί τελείως ελαστικά:

$$P_{ελ} = m * \Phi(T)$$

Η δύναμη $P_{ελ}$ θα προκαλέσει μετακίνηση δ_{max} , αν το όριο διαρροής της κατασκευής είναι $P_y < P_{ελ}$, η δύναμη $P_{ελ}$ δεν μπορεί να αναπτυχθεί και η κατασκευή θα συμπεριφερθεί ελαστοπλαστικά με μέγιστη δύναμη P_y . Έχει βρεθεί από αναλύσεις ότι και σε αυτή την περίπτωση η μέγιστη μετακίνηση που θα προκληθεί είναι περίπου ίση με δ_{max} (Εικόνα 1.17). Η παραδοχή αυτή ονομάζεται παραδοχή ίσων μετακινήσεων και είναι αρκετά ακριβής για κατασκευές με ιδιοπερίοδο μεγαλύτερη από 0.6 sec. Η παραδοχή αυτή σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. (αλλά και άλλους αντισεισμικούς κανονισμούς), γίνεται αποδεκτή για όλες τις κατασκευές.



Εικόνα 1.17: Σχέση δύναμης- μετακίνησης για ελαστική – ανελαστική συμπεριφορά / παραδοχή ίσων μετακινήσεων (Πηγή: Ψυχάρης Γ., Σημειώσεις αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1, Αθήνα 2016)

Από το διάγραμμα της παραπάνω εικόνας μπορούμε να υπολογίσουμε τον συντελεστή πλαστιμότητας μ από την παρακάτω σχέση:

$$\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad \text{ή} \quad \mu = \frac{P_{el}}{P_y}$$

Ο συντελεστής μ προσδιορίζει το πόσο θα προχωρήσει η παραμόρφωση μέσα στην πλαστική περιοχή. Αυτό το καθιστά ως έναν δείκτη του μεγέθους των αναμενομένων ζημιών και κινδύνου κατάρρευσης. Όταν σχεδιάζουμε μια κατασκευή η πραγματική αντοχή της είναι μεγαλύτερη από αυτή που εμείς θεωρούμε κατά τον σχεδιασμό. Αυτή η ιδιότητα των κατασκευών ονομάζεται υπεραντοχή (υπερστατικότητα του φορέα, δράση των τοίχων πλήρωσης) q_0 έτσι η διαρροή στην κατασκευή μας θα συμβεί όταν η σεισμική δύναμη P_y ξεπεράσει την δύναμη σχεδιασμού $P_{σχ}$. Η υπεραντοχή q_0 υπολογίζεται από την σχέση:

$$q_0 = \frac{P_y}{P_{σχ}}$$

Επίσης ορίζουμε ως συντελεστή συμπεριφοράς q που ορίζεται από την σχέση:

$$q = q_0 \times q_d, \quad \text{όπου } q_d = P_{ελ} / P_y$$

Από τις παραπάνω σχέσεις προκύπτει ότι $q_d = \mu$. Όπως αναφέραμε πιο πάνω, η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων είναι αρκετά ακριβής για κατασκευές με ιδιοπερίοδο μεγαλύτερη από 0.6sec.(εύκαμπτα συστήματα). Για δύσκαμπτα συστήματα ισχύει η ισότητα που εισέρχεται στο ελαστικό και το ελαστοπλαστικό σύστημα. Με αυτή την παραδοχή ο συντελεστής q_d υπολογίζεται από την σχέση:

$$q_d = \sqrt{2 * \mu - 1}$$

1.8. Επιπτώσεις από σεισμούς στον Ελλαδικό χώρο

α.	Ανθρώπινα θύματα
β.	Βλάβες κτηρίων
γ.	Κοινωνικές συνέπειες (Οικονομικές, Ανθρωπιστικές, Πολιτιστικές, Ψυχολογικές, Μεταναστεύσεις)
δ.	Τσουνάμι

37

Πίνακας 1.12: Οι δέκα πιο φονικοί σεισμοί στην Ελλάδα (Πηγή: https://el.wikipedia.org/wiki/Κατάλογος_φονικών_σεισμών_στην_Ελλάδα)

α/α	Ημερομηνία	Μέγεθος	Περιοχή	Νεκροί
1	1545, 24 Μάρτιο	6,8	Λαμία	4000
2	1636, 30 Σεπτεμβρίου	7,2	Κεφαλονιά	530
3	1750, 7 Ιουνίου	7,2	Κύθηρα	2000
4	1780, Οκτώβριος	6,8	Ιεράπετρα	300
5	1810, 16 Φεβρουαρίου	7,5	Ηράκλειο	2500
6	1843, 18 Οκτωβρίου	6,6	Δωδεκάνησα	600
7	1863, 22 Απριλίου	7,5	Ρόδος	300
8	1867, 7 Μαρτίου	7,0	Λέσβος	550
9	1881, 3 Απριλίου	6,5	Χίος	3600
10	1953, 12 Αυγούστου	7,2	Κεφαλονιά	476

Μετά από στατιστική επεξεργασία των διαθέσιμων δεδομένων για τα ανθρώπινα θύματα (Θάνατοι, τραυματισμοί) των σεισμών που εκδηλώθηκαν κατά την χρονική περίοδο 1950-1985 (Παπαζάχος και Παπαζάχου 1997) έχουμε καταλήξει σε εξισώσεις που σχετίζουν τον αριθμό νεκρών **K** και τον αριθμό των τραυματιών **D** με την ένταση του σεισμού **I**. Η επιλογή της χρονικής περιόδου έγινε γιατί τα στοιχεία για τους σεισμούς ήταν πλήρης και τα κτήρια έμοιαζαν με τα κτήρια που υπήρχαν το χρονικό διάστημα που έγινε η μελέτη.

$$\log K = -8,07 + I \quad \log D = -7,33 + I$$

Παρατηρούμε ότι ο αριθμός των τραυματιών από σεισμούς στην Ελλάδα, είναι πέντε φορές μεγαλύτερος από ότι ο αριθμός των νεκρών. Οι δομικές κατασκευές είναι ένας τομέας που επίσης δοκιμάζονται πολύ από τις σεισμικές δονήσεις. Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δόνησης προκαλεί μικρότερες ζημιές από ότι η οριζόντια συνιστώσα. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι αφενός, η κατακόρυφη συνιστώσα είναι μικρότερη από την οριζόντια (με εξαίρεση την περιοχή πολύ κοντά στο επίκεντρο του σεισμού) και αφετέρου στο ότι το βάρος της κατασκευής αντιδρά στην κατακόρυφη δύναμη (ενώ δεν υπάρχει αντίστοιχη αντίδραση στην οριζόντια δύναμη). Οι συνέπειες στις κατασκευές από τις συνιστώσες της σεισμικής κίνησης είναι:

- Κατακόρυφη συνιστώσα: Έχει ως συνέπεια την ελάττωση της κατακόρυφης αντίδρασης, άρα και την ελάττωση της τριβής που χάρης σε αυτή συγκροτούνται διάφορα δομικά υλικά (κεραμίδια). Επίσης δημιουργείται αύξηση των τάσεων συμπίεσης στα κτίρια με αποτέλεσμα την θραύση των πάνω γωνιών και την πτώση της στέγης.
- Οριζόντια συνιστώσα : Έχει ως συνέπεια την διατμητική παραμόρφωση των στοιχείων της κατασκευής με αποτέλεσμα την ανάπτυξη τάσεων συμπίεσης και εφελκυσμού, που έχουν διευθύνσεις κάθετες μεταξύ τους. Έτσι παρατηρούνται ως συνέπεια από αυτή την συνιστώσα διαρρήξεις που σχηματίζουν ορθές γωνίες μεταξύ τους.

Πληροφορίες για καταστροφές σε κτίρια και σε υποδομές υπάρχουν από την αρχαιότητα για διάφορα σεισμικά γεγονότα, αλλά μόνο κατά το χρονικό διάστημα 1950 -1985 οι περιγραφές για βλάβες σε κτήρια από σεισμούς είναι ακριβείς. Αυτό συμβαίνει γιατί σε αυτό το διάστημα υπάρχει ένα καλά οργανωμένο δίκτυο μακροσεισμικών παρατηρήσεων στην χώρα και που τα

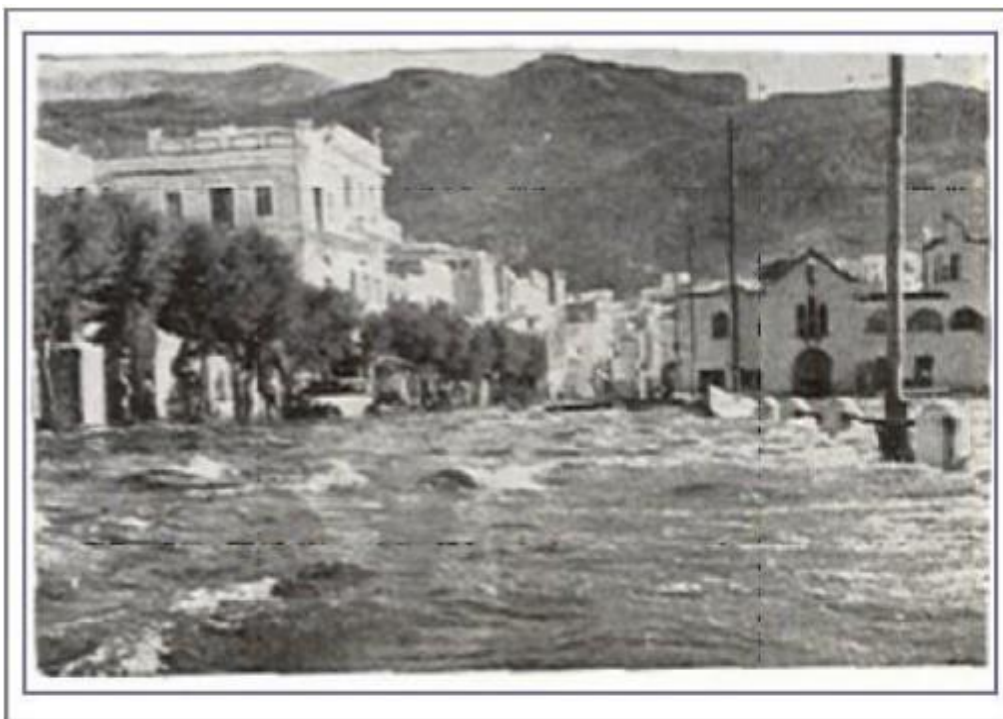
στοιχεία τους δημοσιεύονται στα Δελτία του Γεωδυναμικού Ινστιτούτου του Αστεροσκοπείου Αθηνών. Οι σεισμοί εκτός από ανθρώπινα θύματα και βλάβες στις κτηριακές υποδομές έχουν και οικονομικές συνέπειες. Οι συνέπειες αυτής της κατηγορίας μπορούν να χωριστούν σε δυο κατηγορίες :

- Άμεσες οικονομικές συνέπειες : Οφείλονται από τις βλάβες των κατασκευών και την αναγκαία επισκευή τους.
- Εμμεσες οικονομικές συνέπειες : Οφείλονται στο γεγονός ότι κατά την διάρκεια της εξέλιξης του σεισμικού γεγονότος, πολλοί κάτοικοι της περιοχής δεν εργάζονται για αρκετές μέρες λόγω της γενικότερης αναστάτωσης.

Πολλές φορές μεγάλοι σεισμοί έχουν προκαλέσει **ανθρωπιστικές συνέπειες** πολύ σοβαρές . Υπάρχουν δηλαδή περιπτώσεις καταστροφικών σεισμών που έχουν προκαλέσει επιδημικές ασθένειες λόγω των εκτεταμένων καταστροφών των δικτύων ύδρευσης και αποχέτευσης. Είναι πολύ πιθανό ότι η πρώτη κάμψη του Μινωικού πολιτισμού, σύμφωνα με αρχαιολογικές έρευνες, προήλθε από ένα μεγάλο σεισμό. Επίσης σημαντικές είναι και οι πολιτιστικές συνέπειες από τους σεισμούς. Υπάρχουν πολλές καταστροφές σε μνημεία από σεισμούς, όπως η καταστροφή του Κολοσσού της Ρόδου (227 π.Χ.), του ναού του Ολυμπίου Διός στην Ολυμπία (365 μ.Χ.), της Ρωμαϊκής Αγοράς στη Θεσσαλονίκη (620 μ.Χ.) και πολλών αρχαιολογικών αντικειμένων που είναι εκτεθειμένα στο μουσείο του Ηρακλείου (1926, 1935).

Οι **ψυχολογικές συνέπειες** που προκαλούν οι σεισμοί είναι εξίσου σοβαρές, αν και είναι σχετικά δύσκολο να τις ποσοτικοποιήσουμε. Οι σεισμοί προκαλούν στους σεισμόπληκτους έντονα συναισθήματα τρόμου, ψυχολογικής αναστάτωσης και νευρικής υπερδιέγερσης. Σημαντικό ρόλο στην δημιουργία αυτής της κατάστασης στους ανθρώπους, εκτός από την επίδραση του ίδιου του φαινομένου, έχουν και η γρήγορη διασπορά φημών, μετά από έναν σεισμό, για επερχόμενες μεγάλες σεισμικές καταστροφές (αίσθημα πανικού), καθώς και η υπερβολική ανασφάλεια που έχουν οι άνθρωποι που έχουν υποστεί βλάβες οι κατοικίες τους, λόγω ότι σε κανονικές συνθήκες η κατοικία σε αυτούς τους παρείχε προστασία και θαλπωρή από διάφορους κινδύνους (καιρικές συνθήκες, προστασία σωματικής ασφάλειας και περιουσίας), αλλά στην περίπτωση του σεισμού η κατοικία τους μετατρέπεται σε ανεξήγητο εχθρό. Οι σεισμοί έχουν προκαλέσει και μεταναστεύσεις, όταν οι συνέπειες τους είναι πολύ σοβαρές. Παράδειγμα οι κάτοικοι του Γαλαξιδίου εγκατέλειψαν την πόλη τους, όταν αυτή καταστράφηκε από ισχυρούς σεισμούς (το 926 και 1660) και μετανάστευσαν σε άλλες περιοχές και επανήλθαν και την ξαναέκτισαν.

Τα **τσουνάμι (tsunami)** είναι θαλάσσια κύματα που γεννιούνται από μια επιφανειακή σεισμική δόνηση σε υποθαλάσσιες περιοχές. Η ταχύτητα των κυμάτων εξαρτάται από το βάθος της εστίας του σεισμού και είναι της τάξης των 200m/sec. Τα τσουνάμι όταν εμφανίζονται σε ανοιχτές θάλασσες δεν προκαλούν ζημιές, αντίθετα σε παράκτιες περιοχές έχουν πολύ αρνητικές συνέπειες σε ανθρώπους ζώα, κατασκευές και σκάφη. Τα τσουνάμι έχουν κλίμακα έντασης K που έχει προταθεί από τον Sieberg (I,II,III, IV, V,VI), που βασίζεται στα μικροσεισμικά τους αποτελέσματα. Στην Ελλάδα παρότι δεν είναι συχνά τα τσουνάμι, παρόλα αυτά υπάρχουν καταγραφές για εκδηλώσεις φαινομένων τσουνάμι στην περιοχή μας. Το πιο ισχυρό τσουνάμι που εκδηλώθηκε τους τελευταίους τρεις αιώνες στην χώρα μας είναι αυτό της Ν. Αμοργού (1956, 9 Ιουλίου) με μέγεθος $K=V$, ύστερα από σεισμική δόνηση μεγέθους 7.5 R.



Εικόνα 1.19: Το τσουνάμι της Αμοργού εισχωρεί στην προκυμαία της Καλύμνου (Πηγή: <http://aegeiali.gr/1956-to-tsunami-tis-amorgou>)

Κεφάλαιο 2.

Τρωτότητα Κατασκευών (Vulnerability Building)

2.1. Ορισμός

Η εκτίμηση σεισμικής διακινδύνευσης σε μια περιοχή, ως εργαλείο σχεδιασμού αντιμετώπισης των επιπτώσεων των σεισμικών φαινομένων σε κτίρια και ανθρώπους, βασίζεται όπως είναι λογικό, στην τρωτότητα της κτιριακής υποδομής. Η έννοια της τρωτότητας σε μια κατασκευή, μπορεί ερμηνευτεί ως ένας δείκτης, που προσδιορίζει με ποσοτικό και ποιοτικό τρόπο τα τρωτά σημεία της. Έτσι ως **τρωτότητα V** μιας τεχνικής κατασκευής ορίζεται ο αναμενόμενος τρόπος απόκρισης της κατασκευής αυτής στις σεισμικές κινήσεις.

Ο υπολογισμός της τρωτότητας των κατασκευών, είναι ένα πολύ σύνθετο πρόβλημα, γιατί σε αυτή εισέρχονται μεταβλητές με πολλές αβεβαιότητες. Οι εδαφικές κινήσεις καθορίζονται από τους σεισμούς, αλλά αυτοί έχουν πολλά χαρακτηριστικά που πολύ δύσκολα μπορούν να προβλεφθούν (μέγεθος σεισμού, εστιακή απόσταση, είδος ρήγματος, συχνότητα κ.α.). Από την άλλη υπάρχουν διαφορετικοί τρόποι κατασκευής των κτιρίων (αντισεισμικό κανονισμό: χωρίς, χαμηλού επιπέδου, μέσου επιπέδου, υψηλού επιπέδου), πολλά υλικά από τα οποία είναι κατασκευασμένα (ξύλο, πέτρα, οπλισμένο σκυρόδεμα, σίδερο), καθώς και ποικίλα σχήματα στην κάτοψη τους και στην όψη τους. Είναι φανερό από τα παραπάνω ότι, ο καθορισμός της τρωτότητας των κατασκευών, απαιτεί πληροφορίες και γνώσεις από πολλούς επιστήμονες και φορείς, που δύσκολα υπάρχουν τόσο σε ποσότητα όσο και σε ακρίβεια. Οι βασικότερες μέθοδοι υπολογισμού της τρωτότητας στις μέρες είναι:

(α) Ημιεμπειρική μέθοδος . Βασίζεται στην στατιστική συσχέτιση των βλαβών και τις σεισμικής συμπεριφοράς, σε παρελθόντες σεισμούς, με τα δομικά χαρακτηριστικά των κατασκευών

(β) Αναλυτική μέθοδος. Βασίζεται στην ανάλυση της κατασκευής για εκτίμηση της αναμενόμενης αντοχής της κατά την διάρκεια ενός σεισμού (καμπύλες τρωτότητας).

2.2. Ημιεμπειρική μέθοδος

Τα τελευταία χρόνια σε πολλές χώρες, που εμφανίζουν έντονο σεισμικό κίνδυνο, έχουν αναπτυχθεί ημιεμπειρικές μέθοδοι, για τον προσδιορισμό της τρωτότητας των κατασκευών. Οι μέθοδοι αυτοί βασίζονται σε μια αποτίμηση της κατασκευής, με βάση στοιχεία και πληροφορίες που συλλέγονται μετά από την συμπλήρωση ειδικού εντύπου. Η αξιολόγηση των πληροφοριών από τα έντυπα αυτά, καταλήγει στον υπολογισμό μιας βαθμολογίας η οποία κατατάσσει την κατασκευή όσον αφορά τη σεισμική της τρωτότητας και επικινδυνότητας. Οι τύποι των κτιρίων, τα υλικά κατασκευής τους, ο τρόπος δόμησης, το μέγεθος του σεισμικού φαινομένου, καθώς και σεισμικές εδαφικές κινήσεις που επιδρούν τελικά στις κατασκευές διαφέρουν από χώρα σε χώρα. Συνεπώς η κάθε ημιεμπειρική μέθοδο μπορεί να εφαρμοστεί με αξιόπιστα αποτελέσματα, μόνο στη γεωγραφική περιοχή για την οποία αναπτύχθηκαν. Σημαντικό πλεονέκτημα αυτών των μεθόδων είναι η σχετικά πολύ γρήγορη διαδικασία αποτίμησης ενός σχετικά μεγάλου αριθμού κτιρίων, από μια δημόσια αρχή ή φορέα, έτσι αυτή να έχει έναν ταχύ έλεγχο της τρωτότητας των

κατασκευών της περιοχής ευθύνης της. Στην παρούσα εργασία θα αναλύσουμε μόνο την Αμερικανική Μέθοδο FEMA και την Ελληνική Μέθοδο κατά ΥΠΕΧΩΔΕ-ΟΑΣΠ, 2001

2.2.1. Μέθοδος της Αμερικάνικης FEMA

Στις Η.Π.Α. έχει αναπτυχθεί, για τον ημιεμπειρικό καθορισμό της τρωτότητας των κατασκευών, μια μέθοδος που περιγράφεται στο εγχειρίδιο της FEMA 154 (1988), το οποίο αναθεωρήθηκε το 2001. Η μέθοδος βασίζεται στην συμπλήρωση ενός εντύπου που περιγράφει τα βασικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, αφού πρώτα κατατάξουμε το κτίριο που ελέγχουμε σε έναν από τους 12 βασικούς τύπους κτηρίων που ορίζει η μέθοδος. Η διαδικασία περιγράφεται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2.1: Στάδια καθορισμού της τρωτότητας κτιρίων σύμφωνα με FEMA (Πηγή: FEMA 154, Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards, Edition 2, Μάρτιος 2002)

Στάδια καθορισμού της τρωτότητας κτιρίων σύμφωνα με FEMA	
1. Κατάταξη κτιρίου	Σε αυτό το στάδιο γίνεται μια κατάταξη στα κτίρια, σε έναν από τους 12 βασικούς τύπους κτιρίων που ορίζει η μέθοδος, ανάλογα με το υλικό κατασκευής και την ζώνη σεισμικότητας, οπότε και παίρνει την «βασική βαθμολογία». Η «βασική βαθμολογία» κυμαίνεται από 1.0 για την άοπλη τοιχοποιία και υψηλή ζώνη επικινδυνότητας έως 8.5 για ξύλινο πλαίσιο και χαμηλή ζώνη επικινδυνότητας
2. Καθορισμός αρνητικών στοιχείων των κτιρίων	Σε αυτό το στάδιο γίνεται μείωση της «βασική βαθμολογία» του κτιρίου ανάλογα με το ύψος, την μη κανονικότητα καθ' ύψος και σε κάτοψη (Εικόνα 24), την ύπαρξη μαλακού ορόφου ή κοντά υποστυλώματα καθώς και το έδαφος θεμελίωσης.
3. Καθορισμός αντισεισμικού σχεδιασμού	Σε αυτό το στάδιο προσδιορίζεται αν έχει και με βάση ποιο αντισεισμικό σχεδιασμό έχει κατασκευαστεί το κτίριο. Αν έχει σχεδιαστεί με σύγχρονο κανονισμό η «βασική βαθμολογία» αυξάνεται κατά 2 βαθμούς.
4. Τελική βαθμολογία	Σε αυτό το στάδιο γίνεται η αξιολόγηση της τρωτότητας του κτιρίου με βάση την τελική βαθμολογία. Αν η Τελική βαθμολογία είναι μικρότερη του 2 τότε το κτίριο χρίζει περαιτέρω διερεύνησης.

Η τελική βαθμολογία x σημαίνει πιθανότητα 10^x βαρείας βλάβης ή κατάρρευσης του κτιρίου από το σεισμό σχεδιασμού. Η μεθοδολογία FEMA 154 (1988) είχε το αρνητικό ότι μπορούσε να υπολογίσει μηδενική ή και αρνητική βαθμολογία για μετρικούς τύπους κτιρίων ανάλογα με τα αρνητικά στοιχεία που είχε. Έτσι η μεθοδολογία βελτιώθηκε στην επόμενη έκδοση της (2001) καθώς αυξήθηκαν οι τύποι των κτιρίων από 12 σε 15, προσθέσανε νέα χαρακτηριστικά τρωτότητας των κτιρίων και αυξομειώσανε τις βασικές βαθμολογίες. Η μέθοδος έχει εφαρμοστεί σε πάνω από 70000 κτίρια τις Η.Π.Α. κυρίως σε κτίρια δημόσιας ή υψηλής σπουδαιότητας.

2.2.2. Ελληνική μέθοδος κατά ΥΠΕΧΩΔΕ – ΟΑΣΠ, 2001

Στην Ελλάδα η επιστημονική ομάδα του ΟΑΣΠ, έχει διαμορφώσει ένα κανονιστικό πλαίσιο για τον προσεισμικό έλεγχο των κτιρίων και τον καθορισμό της σεισμικής τους τρωτότητας. Το κανονιστικό αυτό πλαίσιο έχει τρία στάδια ελέγχου:

- Πρωτοβάθμιος έλεγχος (Ταχύς Οπτικός Έλεγχος –ΤΟΕ) – για την ταχεία εκτίμησης της σεισμικής ικανότητας για τα δημόσια και κοινωφελούς χρήσης κτίρια.
- Δευτεροβάθμιος έλεγχος – μια προσεγγιστική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας των κτιρίων με βάση αναλυτικότερους υπολογισμούς (χωρίς την χρήση καταστροφικών ελέγχων), για τα κτίρια που κρίθηκαν ανεπαρκή στον πρωτοβάθμιο έλεγχο.

- Τριτοβάθμιος έλεγχος – αναλυτικός υπολογισμός της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου (για όσα κτίρια κρίθηκαν ανεπαρκή από τον προηγούμενο έλεγχο).

Ο πρωτοβάθμιος έλεγχος (Ταχύς Οπτικός Έλεγχος –ΤΟΕ) που αναπτύχθηκε για τα δημόσια και κοινωφελούς χρήσης κτίρια, από το ΥΠΕΧΩΔΕ- ΟΑΣΠ (2001), βασίζεται στην μέθοδο της μέθοδος που περιγράφεται στο εγχειρίδιο της FEMA 154 (1988). Σύμφωνα με αυτή την ελληνική μέθοδο, αρχικά συλλέγουμε πληροφορίες για το κτίριο σε ειδικό έντυπο, που έχουν σκοπό να γνωρίσουμε τα βασικά χαρακτηριστικά για το κτίριο. Έτσι στην πρώτη ενότητα συμπληρώνονται γενικά στοιχεία για το κτίριο (διεύθυνση, χρήση κ.α.). Στην δεύτερη ενότητα συμπληρώνονται τεχνικά στοιχεία του κτιρίου (αριθμός οροφών, επιφάνεια κάτοψης, έτος κατασκευής). Στην τρίτη ενότητα συμπληρώνονται σεισμολογικά και γεωτεχνικά στοιχεία της περιοχής (ζώνη σεισμικότητας, είδος εδάφους κ.α.). Στην τέταρτη ενότητα κατατάσσεται το κτίριο στους 13 δομικούς τύπους που ορίζει η μέθοδος (Εικόνα 2.1), ανάλογα με το υλικό κατασκευής (σκυρόδεμα, χάλυβας, τοιχοποιία), ανάλογα με το είδος του δομικού συστήματος (πλαισιωτό, μεικτό), ανάλογα με το είδος της κατασκευής (συμβατική, προκατασκευασμένη, διαζωματική τοιχοποιία) και τέλος ανάλογα με κανονιστικό πλαίσιο σχεδιασμού του κτιρίου. Τέλος στην πέμπτη ενότητα καταγράφουμε τα τρωτά στοιχεία του κτιρίου για τον σεισμικό κίνδυνο. Αφού έχουμε συλλέξει τις απαραίτητες πληροφορίες, που περιγράφονται πιο πάνω, μπορούμε να ξεκινήσουμε την βαθμολόγηση – αξιολόγηση για την σεισμική τρωτότητα του κτιρίου. Για να γίνει αυτό αρχικά με βάση την κατάταξη του κτιρίου σε ένα από τους 13 δομικούς τύπους, λαμβάνει μια αρχική βαθμολογία (ΑΒΣΚ) και στην συνέχεια αυτή η βαθμολογία μειώνεται ανάλογα με τα τρωτά στοιχεία του κτιρίου. Η διαδικασία περιγράφεται στον παρακάτω πίνακα.

	ΔΟΜΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΟΜΙΚΟΥ ΤΥΠΟΥ	ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΜΕΛΕΤΗΣ
ΟΠΛΩΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	ΟΣα	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα	Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 (Α/Σ '59) Κανονισμός Σκυροδέματος 1954 (Κ/Σ '54) Α/Σ '59 με πρόσθετα άρθρα 1985
	ΟΣβ	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα	Κ/Σ '54 Α/Σ '59 Α/Σ ' ΝΕΑΚ Κ/Σ ' ΝΕΚΟΣ
	ΟΣγ	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα	
ΠΡΟΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΜΕΝΑ	ΠΟΣ1	Κτίρια με προκατασκευασμένο πλαίσιο φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα	
	ΠΟΣ2	Κτίρια με προκατασκευασμένα τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος	
ΦΕΡΟΝΤΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	ΑΤ	Κτίρια με φέρουσα άσπλη τοιχοποιία, κυρίως λιθοδομή (αργή ή ημιλιθοδομή λιθού), χωρίς διαζώματα ή διαφράγματα με ελαστική ατέγλη	
	ΑΤ	Κτίρια με φέρουσα άσπλη τοιχοποιία, κυρίως λιθοδομή (αργή ή ημιλιθοδομή λιθού), με διαζώματα και διαφράγματα από ΟΣ καθώς και κτίρια με μικτό φέροντα οργανισμό (φέρουσα τοιχοποιία και ΟΣ)	
	ΟΤ	Κτίρια με φέρουσα οπλισμένη τοιχοποιία, κυρίως από σύγχρονου τύπου τοιχοποιήματα, με διασπάρτο οπλισμό (οριζόντιους και κατακόρυφους), με διαφράγματα και ίσως και πρόσθετα διαζώματα από ΟΣ	
	ΕΤ	Κτίρια με φέρουσα οπλισμένη τοιχοποιία, κυρίως από σύγχρονου τύπου τοιχοποιήματα, με διασπάρτο οπλισμό (οριζόντιους και κατακόρυφους), με διαφράγματα και ίσως και πρόσθετα διαζώματα από ΟΣ	
ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ	ΧΑ1α	Μονώροφα βιομηχανικά κτίρια	Α/Σ 1959, DIN 1050 (ή άλλος έθνος κανονισμός)
	ΧΑ1β	Μονώροφα βιομηχανικά κτίρια	Α/Σ 1959, DIN 1050 (ή άλλος έθνος κανονισμός)
	ΧΑ2α	Πολυώροφα μεταλλικά κτίρια ως χωρικά πλαίσια ή/και με κατακόρυφους μεταλλικούς συνδέσμους	Α/Σ 1959, DIN 1050 (ή άλλος έθνος κανονισμός)
	ΧΑ2β	Πολυώροφα μεταλλικά κτίρια ως χωρικά πλαίσια ή/και με κατακόρυφους μεταλλικούς συνδέσμους	Α/Σ 1959, DIN 1050 (ή άλλος έθνος κανονισμός)
	Παρατήρηση:	Για μεταλλικά κτίρια με τοιχώματα ή/και πυρήνες από σκυρόδεμα ισχύουν τα αντίστοιχα των τοιχωματικών κτιρίων από σκυρόδεμα.	

Εικόνα 2.1: Κατάταξη κτιρίων σύμφωνα με την μέθοδο ΟΑΣΠ (Πηγή: Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος κτιρίων δημόσιας και κοινοφελούς χρήσης, ΥΠΕΧΩΔΕ-ΟΑΣΠ, 2001)

Πίνακας 2.2: Στάδια καθορισμού της τρωτότητας κτιρίων σύμφωνα με ΟΑΣΠ 2001(Πηγή: Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος κτιρίων δημόσιας και κοινοφελούς χρήσης, ΥΠΕΧΩΔΕ-ΟΑΣΠ, 2001)

Στάδια καθορισμού της τρωτότητας κτιρίων σύμφωνα με ΟΑΣΠ (2001)	
1.Συλλογή στοιχείων	Σε αυτό το στάδιο γίνεται συλλογή των απαραίτητων στοιχείων του κτιρίου: Γενικά (διεύθυνση, Χρήση, στοιχεία ιδιοκτήτη) Τεχνικά (αριθμός οροφών, επιφάνεια κάτοψης, έτος κατασκευής). Σεισμολογικά/γεωτεχνικά (ζώνη σεισμικότητας, είδος εδάφους κ.α.).

2. Κατάταξη κτιρίου	Σε αυτό το στάδιο (έντυπο τέταρτης ενότητας), γίνεται μια κατάταξη στα κτίρια, σε έναν από τους 18 βασικούς τύπους κτιρίων που ορίζει η μέθοδος, ανάλογα με το υλικό κατασκευής (σκυρόδεμα, χάλυβας, τοιχοποιία), ανάλογα με το είδος του δομικού συστήματος (πλαισιωτό, μεικτό), ανάλογα με το είδος της κατασκευής (συμβατική, προκατασκευασμένη, διαζωματική τοιχοποιία) και τέλος ανάλογα με κανονιστικό πλαίσιο σχεδιασμού του κτιρίου, οπότε και παίρνει την αρχική βαθμολογία ΑΒΣΚ. (Εικόνα 25)
3. Καθορισμός τρωτών στοιχείων των κτιρίων	Σε αυτό το στάδιο (έντυπο πέμπτης ενότητας) γίνεται καταγραφή των τρωτών σημείων του κτιρίου όπως: • Χρήση ή μη αντισεισμικού κανονισμού • Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις • Μεγάλο ύψος • Κίνδυνος κρούσης με γειτονικά κτίρια • Μη κανονικότητα καθ' ύψος και οριζόντια • Ενδεχόμενο στρέψης • Εδαφικές συνθήκες • Κακή κατάσταση λόγω ελλιπούς συντήρησης/κακοτεχνί Μη κανονικότητα διάταξη των τοίχων πληρώσεως • Κοντά υποστυλώματα • Μαλακός όροφος
4. Τελική βαθμολογία	Σε αυτό το στάδιο γίνεται η αξιολόγηση βαθμολόγηση της τρωτότητας του κτιρίου με βάση την τελική βαθμολογία. Η τελική βαθμολογία υπολογίζεται από την αρχική (ΑΒΣΚ) μειώνοντας την, ανάλογα με τα τρωτά σημεία του κτιρίου και την σεισμική ζώνη της περιοχής.

2.2.3. Νεοζηλανδικές μέθοδοι της NZSEE

Η NZSEE (New Zealand Society for Earthquake Engineering) έχει αναπτύξει δύο μεθόδους αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας των υφισταμένων κατασκευών, τη Μέθοδο της Ταχείας Αποτίμησης (Rapid Evaluation) η οποία προτάθηκε το 1996 και τη Μέθοδο Αρχικής Αποτίμησης (Initial Evaluation Process, IEP) η οποία προτάθηκε το 2000.

2.2.3.1. Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης (Rapid Evaluation)

Η μέθοδος της Ταχείας Αποτίμησης βασίζεται σε πολύ μεγάλο βαθμό στη μέθοδο του Ταχύ Οπτικού Ελέγχου κατά το Εγχειρίδιο FEMA 154 (1988). Για την αποτίμηση του κτιρίου χρησιμοποιείται ειδικό έντυπο μαζί με ένα βοηθητικό επεξηγηματικό φύλλο αναφοράς. Παρόμοια με τη διαδικασία που ακολουθείται και κατά το Εγχειρίδιο FEMA 154 (1988), η κατασκευή κατατάσσεται σε μια από τις 10 κατηγορίες δομικών τύπων και λαμβάνει μια βασική βαθμολογία ανάλογα με τον τύπο της και τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία ανήκει. Στη συνέχεια, η βασική βαθμολογία τροποποιείται λαμβάνοντας υπόψη διάφορα χαρακτηριστικά σεισμικής τρωτότητας, τη χρονολογία κατασκευής του κτιρίου (με ή χωρίς αντισεισμικό σχεδιασμό) και τον τύπο εδάφους. Η απαίτηση για λεπτομερέστερη διερεύνηση ή όχι προκύπτει με τη βοήθεια σχετικού διαγράμματος του εντύπου και είναι συνάρτηση της τελικής δομικής βαθμολογίας και της συνολικής επιφάνειας του κτιρίου. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, όσο πιο πολλά και σημαντικά χαρακτηριστικά σεισμικής τρωτότητας διαθέτει η κατασκευή, τόσο μεγαλύτερη βαθμολογία παίρνει. Δηλαδή, η λογική της μεθόδου αυτής είναι να δίνει υψηλές θετικές βαθμολογίες για επιζήμια προς την κατασκευή χαρακτηριστικά (ζώνη υψηλής και μέσης σεισμικής επικινδυνότητας, μαλακός όροφος, στρέψη, χαμηλής αντοχής έδαφος), χαμηλές για λιγότερο επιζήμια (ακανονικότητες, κακή κατάσταση, κοντά υποστυλώματα) και αρνητικές για ευεργετικά στοιχεία (αντισεισμικός σχεδιασμός, έδαφος υψηλής αντοχής). Επομένως, όσο μικρότερη δομική βαθμολογία και επιφάνεια έχει ένα κτίριο τόσο μεγαλύτερη είναι η πιθανότητα να αποκλειστεί της απαίτησης για περαιτέρω διερεύνηση (Πηγή: New Zealand National Society for Earthquake Engineering, June 1996)

2.2.3.2. Μέθοδος Αρχικής Αποτίμησης (Initial Evaluation Process)

Η Μέθοδος Αρχικής Αποτίμησης (Initial Evaluation Process, IEP) είναι ένας χονδροειδής οπτικός έλεγχος κτιρίων στον οποίο χρησιμοποιούνται όσο το δυνατόν λιγότερα μέσα. Αυτός ο έλεγχος ακολουθείται από μια λεπτομερέστερη διερεύνηση εκείνων των κτιρίων τα οποία κρίθηκαν στην Αρχική Αποτίμηση ανασφαλή έναντι σεισμού. Έτσι, σκοπός της μεθόδου είναι η αναγνώριση σε έναν ικανοποιητικό βαθμό των κτιρίων τα οποία έχουν μειωμένη σεισμική ικανότητα. Παράλληλα, στόχος είναι να μην υποβληθούν απαράδεκτα πολλά κτίρια σε λεπτομερέστερο έλεγχο τα οποία στη συνέχεια κρίνονται ασφαλή. Για ένα τυπικό πολυώροφο κτίριο απαιτούνται από δύο έως τέσσερις ώρες οπτικού ελέγχου, ενώ η αποτίμηση του κτιριακού αποθέματος διενεργείται από έμπειρους μηχανικούς ειδικευμένους στον αντισεισμικό σχεδιασμό και ειδικά εκπαιδευμένους στην εφαρμογή της Μεθόδου. στον αντισεισμικό σχεδιασμό και ειδικά εκπαιδευμένους στην εφαρμογή της Μεθόδου. Η διαδικασία περιλαμβάνει τη διεξαγωγή μιας αρχικής εκτίμησης της συμπεριφοράς των υφισταμένων κτιρίων έναντι της απαιτούμενης για ένα νέο κτίριο, η οποία είναι το «ποσοστό επί της πρότυπης για ένα νέο κτίριο» (“percentage new building standard, %NBS). Το ισχύον πρότυπο για νέα κτίρια είναι το NZS4203 : 1992. Το πρώτο βήμα είναι η επισκόπηση των προς αποτίμηση κτιρίων και η συλλογή δεδομένων σχετικών με τα χαρακτηριστικά τους, επαρκών για την εφαρμογή της μεθόδου. Το δεύτερο βήμα είναι η εφαρμογή της Μεθόδου Αρχικής Αποτίμησης (IEP) στα υποψήφια κτίρια. Για κάθε κτίριο υπολογίζεται ένας Βαθμός Δομικής Συμπεριφοράς (Structural Performance Score, SPS). Ο ΒΔΣ είναι ουσιαστικά η εκτιμώμενη δομική συμπεριφορά του κτιρίου, έχοντας λάβει υπόψη όλες τις διαθέσιμες πληροφορίες, συγκρινόμενη με τις απαιτήσεις για ένα νέο κτίριο, εκφρασμένη σαν ένα ποσοστό (Πηγή: New Zealand Society for Earthquake Engineering, Draft 8, August 2000).

2.2.4. Ιαπωνική Μέθοδος της JBDPA

Στην Ιαπωνία το μεγαλύτερο ποσοστό των υφισταμένων κτιρίων έχουν κατασκευαστεί σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ιαπωνικού Κώδικα (Japanese Building Code) του 1950 και πριν την αναθεώρησή του το 1980. Η αναθεώρηση του αντισεισμικού κανονισμού οδήγησε σε κατασκευές με ικανοποιητικότερη σεισμική συμπεριφορά. Συγχρόνως όμως, δημιουργήθηκαν ερωτηματικά σχετικά με τη σεισμική συμπεριφορά των υφισταμένων κτιρίων. Έτσι, με αφορμή τον καταστροφικό σεισμό του Tokachioki το 1968, αναπτύχθηκαν πολλές μέθοδοι για τη σεισμική αποτίμηση υφισταμένων κτιρίων (Hirosawa 1973, Architectural Institute of Japan 1975, Hirosawa et al 1975, Okada and Brestler 1976), ενώ το 1977 συντάχθηκε ένα ενοποιημένο «Πρότυπο Αξιολόγησης Σεισμικής Ικανότητας Υφισταμένων Κτιρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος» (Standard for Seismic Capacity Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings) υπό την εποπτεία του Υπουργείου Κατασκευών. Η διαδικασία σεισμικής αποτίμησης αναφέρεται στην Ιαπωνία ως «screening» ή «sifting» και περιλαμβάνει τρία συνολικά επίπεδα ελέγχου, τα οποία είναι:

- α. Έλεγχος της διατμητικής αντοχής των υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων.
- β. Υπολογισμός της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων διάτμησης. Οι δοκοί θεωρούνται άκαμπτοι. Για κατασκευές με αδύναμα υποστυλώματα και ισχυρά δοκάρια δίνει πιο αξιόπιστα αποτελέσματα.
- γ. Περιλαμβάνει όλους τους πιθανούς μηχανισμούς αστοχίας όπως αστοχία δοκών και στροφή των άκαμπτων τοιχωμάτων διάτμησης λόγω της αστοχίας της θεμελίωσης.

Σύμφωνα με τον Κανονισμό για τη Σεισμική Αποτίμηση (JBDPA 1990a, 2001a), η σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου αποτιμάται με σύγκριση του σεισμικού δείκτη I_s (seismic index of structure) και του δείκτη σεισμικής αξιολόγησης I_{so} (seismic judgment index of structure), ο οποίος εκφράζει την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα του κτιρίου. Αν $I_s > I_{so}$ το κτίριο μπορεί να λαμβάνεται ότι θα έχει ικανοποιητική σεισμική συμπεριφορά σε μία υποθετική σεισμική δράση και θα είναι **ασφαλές**, ενώ αν $I_s < I_{so}$ το κτίριο θεωρείται ότι θα έχει αβέβαιη σεισμική συμπεριφορά σε μια υποθετική σεισμική δράση και θα είναι **αβέβαιο**. Στο πρώτο επίπεδο ο υπολογισμός του δείκτη I_s είναι απλός και το αποτέλεσμα πιο αμφίβολο ενώ στο τρίτο επίπεδο πιο περίπλοκος και το αποτέλεσμα πιο αξιόπιστο. Επισημαίνεται ότι ο υπολογισμός του σεισμικού δείκτη I_s πραγματοποιείται στο δεύτερο και στο τρίτο επίπεδο ελέγχου μόνο εάν έχει προκύψει στο προηγούμενο επίπεδο μικρότερος του δείκτη σεισμικής αξιολόγησης I_{so} (Πηγή: Yoshiaki Nakana, 2004).

Ο σεισμικός δείκτης I_s υπολογίζεται για κάθε όροφο και για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου ως το γινόμενο τριών δεικτών:

$$I_s = E_0 \times S_D \times T$$

όπου, E_0 : βασικός δομικός δείκτης σεισμικής ικανότητας ο οποίος προκύπτει από το γινόμενο του δείκτη αντοχής C , του δείκτη πλαστιμότητας F και του συντελεστή ορόφου φ ($E_0 = \varphi \times C \times F$)

S_D : επιμέρους σεισμικός δείκτης που λαμβάνει υπόψη τη δομική μορφολογία του κτιρίου (κανονικότητα σχήματος, κατανομή ακαμψίας και μάζας)

T : επιμέρους σεισμικός δείκτης που λαμβάνει υπόψη τις φθορές και τη γενικότερη κατάσταση του κτιρίου (υπολογίζεται με επί τόπου αυτοψίες)

Ο δείκτης I_s στο πρώτο επίπεδο είναι έχει απλό υπολογισμό, αλλά το αποτέλεσμα του είναι αμφίβολο, ενώ στο τρίτο επίπεδο ο υπολογισμός του είναι πιο περίπλοκος αλλά το αποτέλεσμα του αρκετά αξιόπιστο. Είναι λογικό ότι προχωράμε στον υπολογισμό στο επίπεδο 2 και 3 μόνο αν στο επίπεδο 1 ο δείκτης $I_s < I_{so}$.

$$I_{so} = E_s \times Z \times G \times U$$

όπου, E_s : βασικός δείκτης αξιολόγησης της σεισμικής συμπεριφοράς ($E_s = 0,8$ για το πρώτο επίπεδο διαδικασίας του ελέγχου και $E_s = 0,6$ για το δεύτερο και τρίτο επίπεδο)

Z : δείκτης ζώνης που λαμβάνει υπόψη τις μικροζωνικές συνθήκες ($0.7 < Z \leq 1.0$)

G : δείκτης εδάφους που λαμβάνει υπόψη την επίδραση των εδαφικών συνθηκών ($G = 1.0$ για κανονικό έδαφος, $G = 1.1$ για γκρεμό, λόφο, κλπ)

U : δείκτης για τη σπουδαιότητα του κτιρίου ($U = 1$ για γενικής χρήσης κτίρια).

2.2.5. Ιταλική Μέθοδος του GNDT

Δύο ξεχωριστές τεχνικές για την προσεισμική βαθμολόγηση των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και από τοιχοποιία έχουν αναπτυχθεί στην Ιταλία μετά το 1984. Ο συντονισμός για την ανάπτυξη των τεχνικών αυτών έγινε από το «GRUPPO NAZIONALE PER LA DIFESA DAI TERREMOTI» (GNDT). Η τεχνική για τα κτίρια από τοιχοποιία είναι καλύτερα τεκμηριωμένη γιατί έχει στηριχθεί σε μεγαλύτερα «δείγματα». Εφαρμόστηκε σε δύο περιοχές της Ιταλίας: στη μεσαιωνική πόλη Gubbio της Umbria και στην περιοχή του Friuli, οι οποίες είχαν πληγεί από σεισμούς και έτσι υπήρχαν διαθέσιμα στοιχεία τόσο για τις βλάβες αλλά και για την τρωτότητα των κτιρίων. Η τεχνική για τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα έχει περιορισμένη τεκμηρίωση και έχει εφαρμοστεί στην περιφέρεια της Emilia-Romana σε πάνω από 60 δημόσια κτίρια, ως επί το πλείστον σχολεία.

2.2.5.1. Αποτίμηση τρωτότητας σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία

Κάθε στοιχείο κατατάσσεται σε μία από τις τέσσερις κατηγορίες και λαμβάνει την αντίστοιχη βαθμολόγηση όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.3. Από αυτές στην κατηγορία Α κατατάσσονται τα στοιχεία που συμμορφώνονται με τις απαιτήσεις του Ιταλικού Αντισεισμικού Κανονισμού, ενώ στη D τα μη ασφαλή. Τα στοιχεία που λαμβάνονται υπόψη σε μία επιθεώρηση έχουν εν μέρει περιγραφική φύση (όπως το είδος των τοίχων και οι εδαφικές συνθήκες). Για την κατάταξη ενός στοιχείου σε μια από τις τέσσερις κατηγορίες, η μέθοδος παρέχει πρόσθετες λεπτομερείς και σαφείς οδηγίες, ώστε να αποφεύγεται η υποκειμενική κατάταξη από τους ελεγκτές. Όπως φαίνεται, για κάθε εξεταζόμενο στοιχείο υπάρχει επίσης και ένας συντελεστής βαρύτητας. Οι σημειούμενοι με (*) συντελεστές καθορίζονται από τον ελεγκτή, ενώ οι υπόλοιποι είναι προκαθορισμένοι. Ο τελικός δείκτης τρωτότητας προκύπτει ως άθροισμα της επιμέρους τιμής κάθε στοιχείου πολλαπλασιασμένης επί τον αντίστοιχο συντελεστή βαρύτητας (τελευταία προς συμπλήρωση στήλη του Πίνακα 2.3). Σημειώνεται ότι η αντισεισμική ποιότητα κάθε ανεξάρτητου στοιχείου (και του όλου κτιρίου) αυξάνεται όσο μικρότερη είναι η τιμή των δεικτών τρωτότητας. Η μεθοδολογία εφαρμόστηκε εκτενώς σε διάφορες περιοχές της Ιταλίας για την αποτίμηση του σεισμικού κινδύνου καθώς και για τη μελέτη διαφόρων μέτρων μείωσης της τρωτότητας των κατασκευών.

Πίνακα 2.3: Βαθμολογίες των στοιχείων ανάλογα με την κατηγορία τους και συντελεστές βαρύτητας (Πηγή: Σταματίου Κ. & Τσάφου Σ., Μάρτιος 2013)

Στοιχείο	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ				Συντελεστής βαρύτητας	Διαβαθμισμένη παράμετρος
	A	B	C	D		
1. Σύνδεση τοιχοποιιών	0	5	20	45	1,0	
2. Είδος τοιχοποιίας	0	5	25	45	0,25	
3. Τύπος εδάφους	0	5	25	45	0,75	
4. Ολική διατμητική αντίσταση τοιχοποιιών	0	5	25	45	1,50	
5. Οριζόντια κανονικότητα	0	5	25	45	0,50	
6. Κανονικότητα καθ' ύψος	0	5	25	45	(*)	
7. Οριζόντια διαφράγματα	0	5	15	45	(*)	
8. Στέγη	0	15	25	45	(*)	
9. Κατασκευαστικές λεπτομέρειες	0	0	25	45	0,25	
10. Γενική κατάσταση συντήρησης	0	5	25	45	1,0	
Συνολική τιμή (δείκτης τρωτότητας)						

2.2.5.2. Αποτίμηση τρωτότητας υφισταμένων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Κατά τη μέθοδο αυτή εφαρμόζονται τρία στάδια ελέγχου με αυξανόμενη λεπτομέρεια, που κυμαίνονται από μία απλή διαδικασία κατηγοριοποίησης/ταξινόμησης για τον καθορισμό κινδύνου για τις ζωές και τις περιουσίες, έως τις καλούμενες αποτιμήσεις τρωτότητας Επιπέδου Ι και Επιπέδου ΙΙ. Η μέθοδος GNDT, για την αποτίμηση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, χρησιμοποιεί ένα καθορισμένο έντυπο συλλογής στοιχείων στο οποίο περιλαμβάνονται τόσο ποιοτικά όσο και ποσοτικά στοιχεία. Επιπρόσθετα του βασικού εντύπου πρέπει να συμπληρωθούν άλλα δύο έντυπα με περιγραφές της κάτοψης κάθε ορόφου και καθορισμό των δομικών στοιχείων όταν αυτά αποκλίνουν σημαντικά από τα αντίστοιχα του υπερκείμενου ή υποκείμενου ορόφου. Αναφορικά με τα γενικά δομικά χαρακτηριστικά (ενότητες 1 και 2 του βασικού εντύπου), είναι ενδιαφέρον να σημειωθεί ότι περιλαμβάνονται παράμετροι που αφορούν την ύπαρξη pilotis καθώς και την επαφή με τα γειτονικά κτίρια. Στις ενότητες 4 και 5 του εντύπου, καθώς και σε συμπληρωματικούς πίνακες, γίνεται καταγραφή πιθανών μη κανονικοτήτων του δομικού συστήματος. Όλες οι αιτίες μη κανονικότητας πρέπει να περιγραφούν λεπτομερώς (π.χ. με σχεδίαση διατομών, καθώς και με συντεταγμένες αρχής και τέλους των στοιχείων), ενώ οι τυπικοί όροφοι αρκεί να περιγραφούν μία μόνο φορά. Για τη διαχείριση των συλλεχθέντων πληροφοριών έχει αναπτυχθεί κατάλληλο πρόγραμμα Η/Υ για τη δημιουργία βάσης δεδομένων. Μετά την εισαγωγή των στοιχείων το πρόγραμμα παράγει μία γραφική απεικόνιση του κτιρίου,

καθώς και των κατόψεων κάθε ορόφου. Έτσι, επιτυγχάνεται ευκολότερος εντοπισμός και διόρθωση λανθασμένων δεδομένων, ενώ παράλληλα δίνεται η δυνατότητα σε διάφορους ελεγκτές να έχουν μία εύληπτη γραφική απεικόνιση του εξεταζόμενου κτιρίου. Τέλος, κατά την περιγραφή της μεθόδου στην περιοχή Emilia-Romana βρέθηκε ότι μία ομάδα δύο ατόμων, από τους οποίους ο ένας είναι μηχανικός ή αρχιτέκτονας, χρειάζεται περίπου μία ημέρα για την ολοκλήρωση της επιθεώρησης ενός κτιρίου (Πηγή: Σταματίου Κ. & Τσάφου Σ., Μάρτιος 2013).

2.3. Αναλυτική μέθοδος

Ο καθορισμός της τρωτότητας των κατασκευών με την αναλυτική μέθοδο, είναι μια διαδικασία σύνθετη, που απαιτεί συλλογή πολλών πληροφοριών και στην συνέχεια ειδική επεξεργασία για τον υπολογισμό τους. Οι κυριότερες κατηγορίες πληροφοριών που απαιτούνται για την υλοποίηση της μεθόδου είναι :

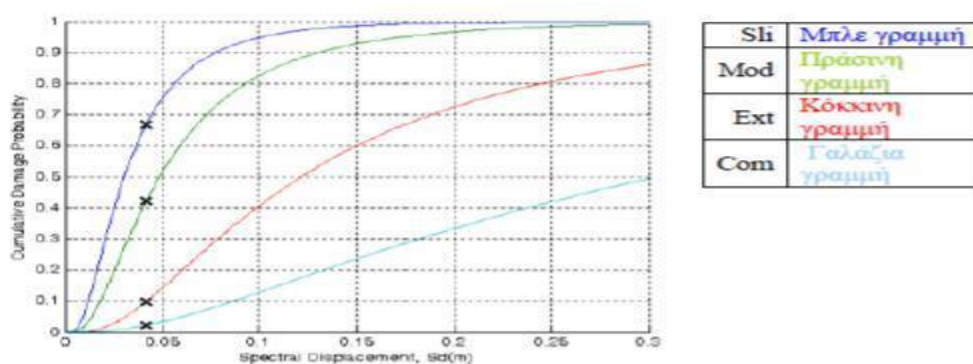
- Πληροφορίες σχετικά με την ένταση του σεισμού
- Πληροφορίες σχετικά με τα κρίσιμα, για την σεισμική συμπεριφορά τους κατασκευές, χαρακτηριστικά τους.
- Πληροφορίες σχετικά με τον καθορισμό της ποσότητας της συμπεριφοράς της κατασκευής.

Πολύ σημαντικό προκειμένου να υπολογιστεί η απόκριση των κατασκευών σε ένα σεισμικό γεγονός, είναι η γνώση των παραμέτρων τους και η ένταση του. Έτσι είναι απαραίτητο να γνωρίζουμε τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης, που τελικά αναπτύσσονται κατά την διάρκεια του (μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA και μέγιστη εδαφική ταχύτητα PGV) και που τελικά είναι τα μεγέθη, που επιδρούν στις κατασκευές. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) σε χρονοιστορία επιταχύνσεων είναι το μέτρο που χρησιμοποιείται, κυρίως για τον καθορισμό των καμπύλων τρωτότητας. Εναλλακτικά μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε την μέγιστη φασματική επιτάχυνση (SA) του μονοβάθμιου ταλαντωτή σε εδαφική διέγερση. Από την άλλη, υπάρχουν κρίσιμα χαρακτηριστικά της κατασκευής για την σεισμική συμπεριφορά της, που παρουσιάζουν ένα τυχαίο χαρακτήρα και για την σωστή εκτίμηση τους ως προς την συμβολή τους στην τρωτότητα της κατασκευής, θα πρέπει πρώτα, να έχουν καθοριστεί για αυτά ο βαθμός σπουδαιότητας τους.. Έτσι ιδιότητες όπως (μέτρο ελαστικότητας, θλιπτική αντοχή) αλλά και ιδιότητες του εδάφους θεμελίωσης, που ο βαθμός σπουδαιότητας τους, έχει τυχαίο χαρακτήρα και αβεβαιότητες, χρειάζονται για να επεξεργαστούν αποδοτικά πιθανολογική προσέγγιση. Τέλος με βάση τον σεισμική επίδραση και τα χαρακτηριστικά της κατασκευής έχουμε την σεισμική απόκριση της. Αυτή είναι μια παράμετρος πολύ σημαντική γιατί με την ποσοτικοποίηση της μπορούμε να εξάγουμε πολύτιμες πληροφορίες για την σεισμική συμπεριφορά κατασκευών με παρόμοια χαρακτηριστικά, για τυχαία σεισμικά γεγονότα. Ο ποσοτικός καθορισμός της παραμέτρου τους γίνεται από έναν δείκτη που καθορίζει τον βαθμό βλάβης της κατασκευής. Ο δείκτης βλάβης τους, αντιστοιχεί σε μια ποιοτική εκτίμηση του επιπέδου βλάβης της κατασκευής. Έτσι έχουμε μια ποιοτική βαθμολόγηση – κατάταξη των κατασκευών ανάλογα με το βαθμό βλάβης που παρουσιάζουν.

Πίνακας 2.4: Επίπεδα βλάβης κατά Α. Κάππο (Πηγή: Kappos et al. 2006)

στάθμη βλάβης	ορισμός	περιοχή διακύμανσης του δείκτη απωλειών	κεντρική τιμή του δείκτη απωλειών (%)
0	καμία βλάβη	0	0
1	ελαφρά βλάβη	>0-1	0.5
2	μέτρια βλάβη	>1-10	5
3	σημαντική ως βαρειά βλάβη	>10-30	20
4	πολύ βαρειά βλάβη	>30-60	45
5	κατάρρευση	>60-100	80

Οι πληροφορίες αυτές εκτός από τη μεγάλη τους ποσότητα, χαρακτηρίζονται και από πολλούς παράγοντες που έχουν χαρακτήρα τυχαίο και με πολλές αβεβαιότητες. Η τελική η επεξεργασία τους, με βάση πιθανολογικές αναλύσεις, καταλήγει στην δημιουργία των καμπύλων τρωτότητας. Αυτές είναι ένα σημαντικό εργαλείο για την ποσοτική και ποιοτική εκτίμηση της απόκρισης των κατασκευών στον σεισμικό κίνδυνο, αφού με αυτές μπορούμε να υπολογίσουμε την πιθανότητα εμφάνισης ενός επιπέδου βλάβης.



Εικόνα 2.2: Καμπύλες τρωτότητας (Πηγή: FEMA-NIBS 2003)

Συνεπώς, αφού η τρωτότητα των κατασκευών είναι η πιθανότητα, για δεδομένη σεισμική ένταση, η βλάβη να είναι κατώτερη ή ίση από μια συγκεκριμένη στάθμη, αυτό μπορεί να εκφραστεί ποσοτικά μέσα από μια στατιστική συνάρτηση κατανομής. Μια τέτοια συνάρτηση είναι η λογαριθμοκανονική συνάρτηση, στην οποία βασίστηκε και η μεθοδολογία FEMA- HAZUS (Anagnos et al. 1995, FEMA-NIBS 2003)

$$P[ds/S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} * \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right]$$

Όπου: d_s (η κάθε στάθμη βλάβης)

S_{d-ds} (η μέση τιμή της φασματικής μετατόπισης, για την οποία το κτίριο εισέρχεται στη στάθμη βλάβης d_s)

β_{dsi} (η τυπική απόκλιση του φυσικού λογαρίθμου της φασματικής μετατόπισης που αντιστοιχεί στο επίπεδο βλάβης d_s)

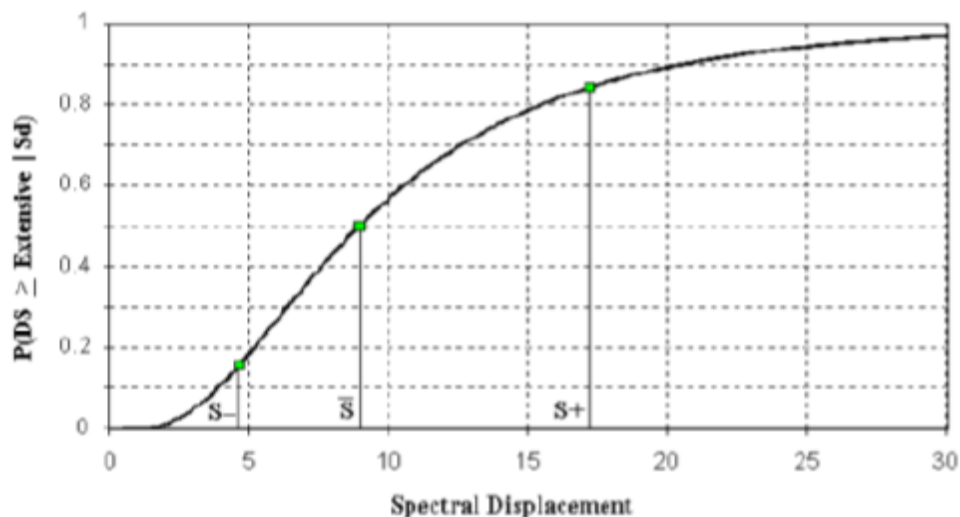
Φ (η χαρακτηριστική συνάρτηση της σωρευτικής κανονικής κατανομής)

Στην εικόνα 2.3 παρουσιάζεται μια καμπύλη τρωτότητας για ένα τύπο κτιρίου C1M (πλαισιακό από οπλισμένο σκυρόδεμα μελετημένο με υψηλού επιπέδου αντισεισμικό κανονισμό), για εκτεταμένο επίπεδο βλάβης (Extensive damage state). Ο τύπος κτιρίου C1M είναι βασισμένος στην κατηγοριοποίηση των κτιριακών τύπων σύμφωνα με την FEMA - 178 (FEMA,1992) και η τιμή του για την μέση φασματική μετατόπιση (median spectral displacement) είναι $S = 9$ ίντσες και η τιμή για την λογαριθμική τυπική απόκλιση είναι $\beta_e = 0.68$. Το S^- αντιστοιχεί στο $S / \exp(\beta_e) = 9 / e^{0.68} = 4.6$ ίντσες και το S^+ αντιστοιχεί στο $S * \exp(\beta_e) = 9 * e^{0.68} = 17.8$ ίντσες. Η καμπύλη προκύπτει σημειώνοντας την διάμεση τιμή (0.5) για $S = 9$ ίντσες και ένα ζεύγος τιμών ± 1 τυπικής απόκλισης για τις τιμές S^+ και S^- . Τελικά έχουμε:

$$P [\text{Extensive - Damage} / S_d = S^+ = 17.8 \text{ ίντσες}] = 0.84$$

$$P [\text{Extensive - Damage} / S_d = S = 9 \text{ ίντσες}] = 0.50$$

$$P [\text{Extensive - Damage} / S_d = S^- = 4.6 \text{ ίντσες}] = 0.16$$



Εικόνα 2.3: Καμπύλη τρωτότητας επιπέδου εκτεταμένης βλάβης για τύπο κτιρίου C1M, μελετημένο με υψηλού επιπέδου αντισεισμικό κανονισμό (Πηγή: FEMA-NIBS 2003)

Κεφάλαιο 3.

Βλάβες από σεισμό: Παράγοντες που επηρεάζουν την έκτασή τους στα κτίρια

3.1. Παράγοντες που επηρεάζουν τις κατασκευές από σεισμική δόνηση

Τα αποτελέσματα και οι βλάβες που προκαλεί μια σεισμική δόνηση στις κατασκευές εξαρτώνται από διάφορες παραμέτρους όπως το μέγεθος του σεισμού, το βάθος της εστίας, τη θέση του επικέντρου, την απόσταση της εστίας από τον τόπο παρατήρησης, το μέσο διάδοσης των σεισμικών κυμάτων, το έδαφος θεμελίωσης αλλά και από τα ποιοτικά χαρακτηριστικά (τρωτότητα κατασκευής) και από τις ιδιότητες των ίδιων των κατασκευών. Ενδεικτικά μπορούν να αναφερθούν κάποια παραδείγματα συσχέτισης των βλαβών με ορισμένες από τις παραπάνω παραμέτρους. Ο σεισμός ($M=6,2$), που έπληξε την Μαγνησία το 1955, προξένησε πολλές βλάβες στην περιοχή του Βόλου (1 νεκρός, 41 τραυματίες, 459 κτίρια κατεστραμμένα εντελώς, 6.068 κτίρια με σοβαρές βλάβες) αφενός γιατί το έδαφος θεμελίωσης ήταν αλλούβιο διαποτισμένο με νερό και τεχνητές επιχωματώσεις, και αφετέρου γιατί είχε προηγηθεί ο σεισμός των Σοφάδων (1954) και είχαν εξασθενήσει οι κατασκευές. Στο σεισμό της Πάρνηθας (7-9-1999) βλάβες υπέστησαν κυρίως:

- Αυθαίρετα κτίρια
- Κατοικίες «καλής» κατασκευής με αστοχίες στο μπετόν και τα σίδερα
- Κτίρια που διέθεταν πιλοτές
- Κτίρια που κατασκευάστηκαν σε μη κατάλληλο έδαφος θεμελίωσης
- Κτίρια με ανεξέλεγκτες προσθήκες και κάθε είδους επεμβάσεις στο φέροντα οργανισμό τους.

Μετά από ένα σεισμό συχνά προκαλούνται βλάβες στα κτίρια, στα ιστορικά μνημεία, στο οδικό – σιδηροδρομικό δίκτυο καθώς και στα δίκτυα ύδρευσης – τηλεπικοινωνιών – ηλεκτρικού – φυσικού αερίου. Οι ισχυροί σεισμοί προκαλούν βλάβες σε κατοικίες, σε δημόσια κτίρια, και σε χώρους συνάθροισης κοινού, όπως: εκκλησίες, σχολεία, γήπεδα, θέατρα, γυμναστήρια, στρατόπεδα, εργοστάσια. Εάν κατά το χρόνο εκδήλωσης της σεισμικής δόνησης είναι συγκεντρωμένα πολλά άτομα στους χώρους αυτούς είναι πιθανό να προκληθούν τραυματισμοί ή και θάνατοι σε μεγάλη κλίμακα. Στην Αλβανία το 1851, 400 στρατιώτες σκοτώθηκαν κατά τη διάρκεια σεισμικής δόνησης ($M=6,7$).

Οι βλάβες στα δίκτυα τηλεπικοινωνιών, ηλεκτρισμού, φυσικού αερίου και ύδρευσης δυσκολεύουν τη ζωή των σεισμόπληκτων και ταυτόχρονα δυσχεραίνουν τις ομάδες έκτακτης ανάγκης στη διάσωση και στην παροχή βοήθειας. Πιο συγκεκριμένα, οι βλάβες στο δίκτυο

τηλεπικοινωνιών απομονώνουν τη σεισμόπληκτη από τις υπόλοιπες. Πρόβλημα δημιουργείται καταρχήν στις διασωστικές ομάδες που δεν μπορούν να έχουν άμεση επικοινωνία με τα κέντρα επιχειρήσεων ή τους αρμόδιους φορείς για τον συντονισμό των ενεργειών τους. Παράλληλα οι σεισμόπληκτοι που είναι τραυματισμένοι ή εγκλωβισμένοι δεν μπορούν να επικοινωνήσουν με τις ομάδες παροχής βοήθειας. Οι κάτοικοι της πληγείσας περιοχής δεν μπορούν να επικοινωνήσουν με συγγενικά τους πρόσωπα ώστε να τα καθησυχάσουν και ταυτόχρονα να μάθουν για την δική τους κατάσταση.

Τις πρώτες τέσσερις ώρες μετά τον σεισμό της Πάρνηθας (7-9-1999) υπήρχε μεγάλο πρόβλημα επικοινωνίας. Τα σταθερά και τα κινητά τηλέφωνα είχαν τεθεί εκτός λειτουργίας. Οι βλάβες στο δίκτυο του ηλεκτρικού ρεύματος μπορεί να προκαλέσουν πυρκαγιές καθώς και τραυματισμούς ή θανάτους (ηλεκτροπληξίες από κομμένα καλώδια). Δυσχεραίνουν έτσι, τις εργασίες των ομάδων διάσωσης και ταυτόχρονα εντείνουν το αίσθημα ανασφάλειας, που έτσι και αλλιώς υπάρχει στους σεισμόπληκτους. Οι βλάβες στο δίκτυο ύδρευσης οδηγούν τους πληγέντες σε καταστρατήγηση βασικών κανόνων υγιεινής με όλα τα συνεπακόλουθα προβλήματα (χρήση μη πόσιμου νερού ως πόσιμο και εξάπλωση επιδημιών). Οι βλάβες ή οι καταστροφές οδικών αρτηριών, σιδηροδρομικών γραμμών, γεφυρών ή λιμανιών εκτός από τραυματισμούς και θανάτους προκαλούν και πολλά προβλήματα πρόσβασης στις πληγείσες περιοχές. Πιο συγκεκριμένα, δημιουργούνται προβλήματα στην άμεση και έγκαιρη παροχή βοήθειας στους σεισμόπληκτους από τις διασωστικές ομάδες, καθώς και στην τροφοδοσία της πληγείσας περιοχής. Σε αυτές τις περιπτώσεις ως πρώτο μέλημα με τη μετασεισμική περίοδο θεωρείται η άμεση αποκατάσταση του οδικού ή του σιδηροδρομικού δικτύου.

Χαρακτηριστική είναι η περίπτωση της Tangshan στην Κίνα που για την αποκατάσταση του κατεστραμμένου, από το σεισμό, σιδηροδρομικού δικτύου εργάζονταν συνεχώς 42.000 εργάτες. Η μια γραμμή επαναλειτούργησε σε 6 μόλις ημέρες. Και στον Ελληνικό χώρο υπάρχουν μερικά παραδείγματα διακόπτης της λειτουργίας του σιδηροδρομικού δικτύου, όπως το 1938 στο σεισμό του Ωρωπού ($M=6,0$) που υπήρξε διακοπή των δρομολογίων του σιδηροδρόμου λόγω βλάβης του δικτύου στην περιοχή της Μαλακάσας. Σε πολλές περιπτώσεις διακόπεται η κυκλοφορία σε οδικούς άξονες μετά από σεισμούς κυρίως λόγω κατολισθήσεων ή πτώσεων βράχων. Το 2003 στο σεισμό της Λευκάδας διακόπηκε η κυκλοφορία στο δυτικό οδικό άξονα του νησιού λόγω πτώσεων βράχων, ενώ το 1999 στο σεισμό της Αθήνας δημιουργήθηκε πρόβλημα πρόσβασης στην Πάρνηθα από τον κύριο οδικό άξονα λόγω βροχοπτώσεων και υποχώρησης του οδοστρώματος.

Οι σεισμοί προκαλούν, όπως ήδη αναφέρθηκε, βλάβες και κατά συνέπεια προβλήματα και στα λιμάνια. Τα προβλήματα αυτά σχετίζονται με δυσκολίες πρόσβασης και παροχής βοήθειας στους σεισμόπληκτους, αλλά και με επιπτώσεις στην οικονομία της πληγείσας περιοχής. Οι οικονομικές συνέπειες είναι τεράστιες όταν το λιμάνι είναι μεγάλο. Το λιμάνι του Kobe (Ιαπωνία) στο σεισμό του 1995 υπέστη σοβαρές βλάβες και επανήλθε σε πλήρη λειτουργία μετά από ένα χρόνο, με όλες τις συνεπακόλουθες οικονομικές συνέπειες για την ευρύτερη περιοχή. Στο σεισμό του Αιγίου το 1995 δεν ήταν δυνατή η οποιαδήποτε παροχή βοήθειας από τη θαλάσσια οδό επειδή ήταν αβαθές το λιμάνι και είχε υποστεί βλάβες από το σεισμό η προβλήτα του.

Σημαντικές είναι πολλές φορές οι βλάβες από σεισμό και στα ιστορικά μνημεία που αποτελούν άλλωστε την πολιτιστική κληρονομιά της κάθε χώρας ή της κάθε περιοχής. Στην Ελλάδα αλλά και σε ξένες χώρες έχουν αναφερθεί πολλές περιπτώσεις καταστροφής τέτοιων μνημείων, όπως αρχαίων πόλεων, εκκλησιών, αρχοντικών και αγαλμάτων. Ο σεισμός ($M=7,5$)

που έπληξε τη Ρόδο το 227πΧ προκάλεσε πολλές καταστροφές και γκρέμισε το γνωστό άγαλμα του κολοσσού και το μεγαλύτερο μέρος των τειχών. Ο σεισμός ($M=7,0$) που χτύπησε τη Χαλκιδική το 1932 προξένησε πολλές βλάβες σε ιστορικές μόνες του Άγιο Όρους όπως στην μόνη Κουτλουμουσίου στην μόνη Σταυρονικήτα και στη μόνη Κωνσταμονίου. Τέλος στο σεισμό $M=7,2$ που έπληξε τα νησιά του Ιονίου πελάγους το 1953, έπαθαν ανεπανόρθωτες ζημιές πολλά από τα μνημεία των νησιών αυτών. Στη Ζάκυνθο και στην Κεφαλονιά καταστράφηκαν εκκλησίες καμπαναριά και αρχοντικά νεοκλασικά η με ρυθμό ροκοκό. Οι πυρκαγιές είναι σύνηθες επακόλουθο της σεισμικής δράσης και σε αρκετές περιπτώσεις προκαλούν πολύ περισσότερα προβλήματα και καταστροφές από τον ίδιο το σεισμό. Οφείλονται συνήθως σε διαρροές φυσικού αερίου - υγραερίου, σε ανάφλεξη καυσίμων υλικών (πχ πετρέλαιο) καθώς και σε δημιουργία βραχυκυκλωμάτων. Στο σεισμό $M=7,1$ που έπληξε τα Ιόνια νησιά το 1636 η πυρκαγιά που εκδηλώθηκε στη Ζάκυνθο (Κάστρο) συμπλήρωσε την καταστροφή που προκάλεσε ο σεισμός. Σε ξένες χώρες υπάρχουν πολλές περιπτώσεις εκδήλωσης πυρκαγιών μετά από σεισμό με καταστρεπτικές συνέπειες όπως πχ San Francisco το 1906 και στο Kobe το 1995.

3.2. Απόκλιση του φάσματος σχεδιασμού από το φάσμα αποκρίσεως

Ο βασικότερος λόγος για τον οποίον συμβαίνουν σημαντικές βλάβες στα κτίρια είναι η απόκλιση του φάσματος σχεδιασμού από το φάσμα αποκρίσεως μιας κατασκευής. Οι αδυναμίες και οι αστοχίες δηλαδή που υπήρξαν κατά την μελέτη και τον σχεδιασμό μιας κατασκευής με αποτέλεσμα αυτή να αποδειχθεί μη ικανή να διαχειριστεί τις δυνάμεις της σεισμικής δόνησης. Όταν συμβαίνει ένας σεισμός, όπως είναι φυσικό προσβάλλονται κατασκευές που κατασκευάστηκαν σε διάφορες χρονικές περιόδους ,άλλες πριν 1 χρόνο άλλες πριν 10 χρόνια άλλες πριν από 100 χρόνια και κάποιες κατασκευές ακόμα και πριν από χιλιάδες χρόνια.. Είναι φανερό λοιπόν πως ο εγκέλαδος χτυπάει ένα ευρύ φάσμα κατασκευών που στην μεγάλη τους ίσως πλειονότητα δεν πληρούν τις προϋποθέσεις του ισχύοντος αντισεισμικού κανονισμού. Ακόμα και πρόσφατες σχετικά κατασκευές (20 – 30 χρονών) δημιουργήθηκαν με αντισεισμικούς κανονισμούς οι οποίοι απαιτούσαν σχεδόν τη μισή αντισεισμική αντοχή από τον σημερινό αντισεισμικό κανονισμό. Εύκολα λοιπόν κανείς μπορεί να φανταστεί το τι θα ισχύει και για τις παλαιότερες κατασκευές σε περιόδους τις οποίες οι αντισεισμικοί νόμοι δεν λάμβαναν καθόλου υπόψιν τους την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού ή ακόμη και δεν υπήρχαν καθόλου. Αλλά ακόμα και στις σύγχρονες κατασκευές δεν είναι απίθανο να συμβούν βλάβες για τους εξής απλούς λόγους:

- Το ότι ο τελευταίος αντισεισμικός νόμος έχει κάνει βήματα μπροστά σε σχέση με προηγούμενους είναι αδιαμφισβήτητο, αυτό δε σημαίνει όμως ότι το θέμα της σεισμικής προστασίας έχει κλείσει. Δε σημαίνει ότι δεν μπορεί πολύ σύντομα να έχουμε νέα δεδομένα στον τομέα των κατασκευών με αποτέλεσμα μετά από μικρό χρονικό διάστημα ο τωρινός νόμος να θεωρείται ξεπερασμένος.

- Οι σύγχρονες κατασκευές σχεδιάζονται έτσι ώστε όταν συμβεί ένας δυνατός σεισμός να αντιδράσουν ανελαστικά ώστε να παρουσιαστεί ένα ελεγχόμενο ποσοστό βλάβης το οποίο θα συρρικνώσει τις πιθανότητες ολικής κατάρρευσης του κτιρίου (Μπάρκας,2000).

3.3. Εύθραυστα Υποστυλώματα

Η συντριπτική πλειονότητα αστοχιών σε κτίρια με σκελετό από Οπλισμένο Σκυρόδεμα οφείλεται σε αστοχίες ποικίλων μορφών στα άκρα των υποστυλωμάτων, ανάλογα με τις σχετικές τιμές των φορτίων διατομής (N, Q, M) και διάφορους κατασκευαστικούς παράγοντες. Η υψηλή καμπτική ροπή στα σημεία αυτά σε συνδυασμό με την αξονική δύναμη οδηγεί στη συντριβή της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος η οποία εκδηλώνεται κυκλικά και στις δύο παρειές. Όσο μικρότερη είναι η περίσφιξη στις περιοχές αυτές τόσο μεγαλύτερη είναι η ευαισθησία τους. Εκδηλώνεται με προοδευτική θραύση και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος δηλαδή πρόκειται για ψαθυρή θραύση που μπορεί να επεκταθεί πολύ περισσότερο με την περαιτέρω αύξηση της N. Βασικές αιτίες αυτού του ψαθυρού τύπου βλάβης θα πρέπει να θεωρηθούν η χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος, οι αραιοί συνδετήρες ή η παντελής έλλειψη συνδετήρων, η ύπαρξη ισχυρών δοκών (ο χάλυβας σε αυτές τις περισσότερες φορές δεν φτάνει στο όριο διαρροής) που οδηγούν σε αστοχία πρώτα των στύλων, και τέλος βέβαια η ισχυρή και με πολλούς κύκλους επαναλήψεως σεισμική διέγερση (Μπάρκας,2000).

3.4. Ασύμμετρη διάταξη στοιχείων ακαμψίας σε κάτοψη

Όπως είναι γνωστό, ο πυρήνας του κλιμακοστασίου είναι το βασικότερο στοιχείο ακαμψίας στο σκελετό ενός κτιρίου, που μπορεί να αναλάβει το μεγαλύτερο ποσοστό των σεισμικών δυνάμεων ή ακόμη και το σύνολό τους σε ειδικές περιπτώσεις. Συνεπώς η κεντρική τοποθέτησή του στην κάτοψη του κτιρίου θα έπρεπε να είναι καίριας σημασίας για τη συμπεριφορά του στο σεισμό. Εν τούτοις από τη στατιστική αξιολόγηση των συνεπειών του σεισμού του 1978 στα κτίρια της Θεσσαλονίκης προέκυψε ότι ο παραπάνω παράγοντας δεν επηρέασε πάνω από 6% το μέσο όρο του ποσοστού των οικοδομών με βλάβες. Το φαινόμενο αυτό θα πρέπει να αποδοθεί κατά κύριο λόγο στο γεγονός ότι ο οργανισμός πληρώσεως αλλοιώνει δραστικά την κατανομή ακαμψιών των στοιχείων του φέροντος οργανισμού με αποτέλεσμα η θέση τους σε κάτοψη να μην επηρεάζει στατιστικά τη συμπεριφορά. Αντίθετα, όπου υπήρχε στο ισόγειο έντονη ασυμμετρία στη διάταξη των τοιχοποιιών, όπως συμβαίνει στα ισόγεια των γωνιακών οικοδομών όπου οι δύο όψεις λόγω καταστημάτων δεν περιλαμβάνουν τοιχοποιίες, υπήρξε σαφώς χειρότερη συμπεριφορά (Παπανικολάου & Μαρτζάκης,2017).



Εικόνα 3.1 : Γωνιακή οικοδομή με ασύμμετρη διάταξη τοιχοποιίας (Πηγή: <http://kallasarchitects.gr/portfolio/polikatoikia-korydallos2006/>)

3.5. Εύκαμπτο ισόγειο (Πιλοτή)

Αποδείχτηκε για πρώτη φορά στο σεισμό της Θεσσαλονίκης (1978) ότι είναι το αδύνατο σημείο μιας οικοδομής. Το πρόβλημα δημιουργείται επειδή πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης ενός πολυώροφου κτιρίου δημιουργείται ένας ασθενής, ένας «μαλακός όροφος», όπως ονομάζεται από τους ειδικούς, σε σχέση με τους υπερκείμενους. Η διαφορά στην ακαμψία ανάμεσα στην πιλοτή και τους άλλους ορόφους δημιουργείται από την τοιχοποιία που υπάρχει στα υπερκείμενα διαμερίσματα. Αυτό συνεπάγεται την εμφάνιση «γόνατος» στην πρώτη ιδιομορφή ταλαντώσεως -δηλαδή αλλοίωση της καθ' ύψος κατανομής των σεισμικών δυνάμεων- καθώς και συγκέντρωση μεγάλων ανελαστικών παραμορφώσεων στη στάθμη του γόνατος, δηλαδή στα άκρα των υποστυλωμάτων του ισόγειου, ενώ οι υπόλοιποι όροφοι συμπεριφέρονται (περίπου) σαν στερεά σώματα (Παπανικολάου & Μαρτζάκης, 2017).

Η πιλοτή είναι ένας θεσμός που άρχισε να εφαρμόζεται στη χώρα μας από το 1968, για χάρη -όπως τουλάχιστον λένε οι κακές γλώσσες- κάποιου επώνυμου παράγοντα της χούντας που ήθελε να αυξήσει την οικοδομή του κατά ένα όροφο. Έχει θεσπιστεί από δεκαετίες σε πολλές ευρωπαϊκές χώρες και θεωρείται, από αρχιτεκτονική σκοπιά, θετικό μέτρο, αφού αυξάνει τους κοινόχρηστους χώρους. Όμως η Ελλάδα είναι μια χώρα μεγάλης σεισμικότητας και η πιλοτή δημιούργησε πολλά προβλήματα, κυρίως γιατί οι αρμόδιοι επί 14 χρόνια δεν είχαν περιλάβει το θέμα αυτό στις διατάξεις του τότε ισχύοντα αντισεισμικού κανονισμού. Με άλλα λόγια, οι πιλοτές που έχουν κατασκευαστεί μέχρι και το 1985 δεν έχουν μελετηθεί για την αντισεισμική τους συμπεριφορά. Το πρόβλημα ήρθε στην επιφάνεια από το σεισμό της 7ης Σεπτεμβρίου 1999, οπότε μόνον στην περιοχή Αδάμες της Κηφισιάς είχαμε επτά οικοδομές «κόκκινες», που τελικά κατεδαφίστηκαν, με σοβαρές ζημιές που προήλθαν από την ύπαρξη και μόνον πιλοτής.



Εικόνα 3.2 : Πολυκατοικία με πιλοτή (Πηγή: <http://www.evertch.gr/el/έργα/πολυκατοικίες/>)

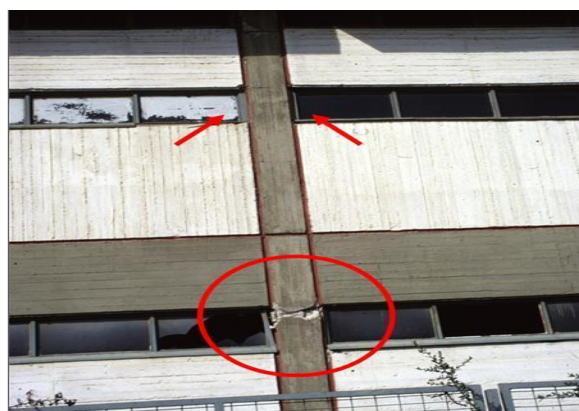
3.6. Κοντά υποστυλώματα

Πρόκειται για κατακόρυφες κολόνες με μικρό ύψος που κατασκευάζονται κυρίως σε ημιυπόγειους χώρους και πατάρια. Στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς ιδιαίτερη προσοχή

απαιτεί η περίπτωση συνεργασίας κοντών με συνήθη υποστυλώματα στον ίδιο όροφο, διότι τότε τα πρώτα αναλαμβάνουν πολύ μεγαλύτερη τέμνουσα δύναμη(Μπάρκας,2000).



Εικόνα 3.3: Αστοχία κοντού υποστυλώματος (Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)



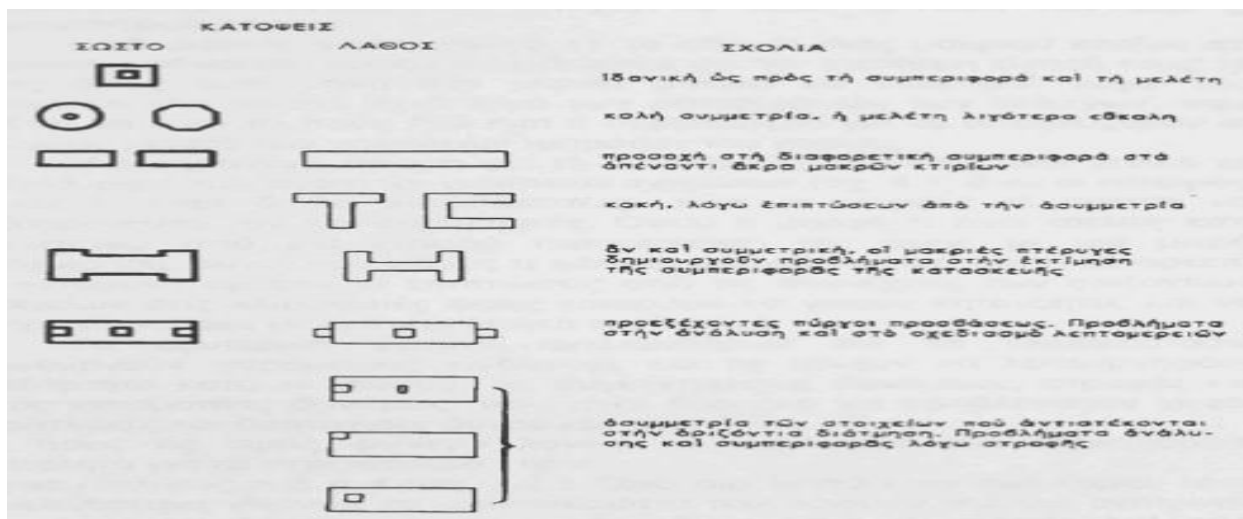
Εικόνα 3.4: Αστοχία κοντού υποστυλώματος(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)



Εικόνα 3.5: Αστοχία σειράς κοντών υποστυλωμάτων(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

3.7. Κάτοψη κτιρίου

Είναι γενικά αποδεκτό ότι τα κτίρια με τετράγωνη κάτοψη παρουσιάζουν την καλύτερη συμπεριφορά σε σεισμό, ενώ τα κτίρια με ακανόνιστο σχήμα κατόψεως τη χειρότερη. Βασικό κριτήριο για την επιλογή του είδους και της διατάξεως σε κάτοψη των κατακόρυφων αντισεισμικών στοιχείων αποτελεί η επιδίωξη ελαχιστοποίησης της στρέψης των πλακών, πράγμα το οποίο επιτυγχάνεται κατά τον πλέον αποτελεσματικό τρόπο στην περίπτωση των συμμετρικών ως προς δύο (τουλάχιστον) άξονες κτιρίων (Μπάρκας,2000).



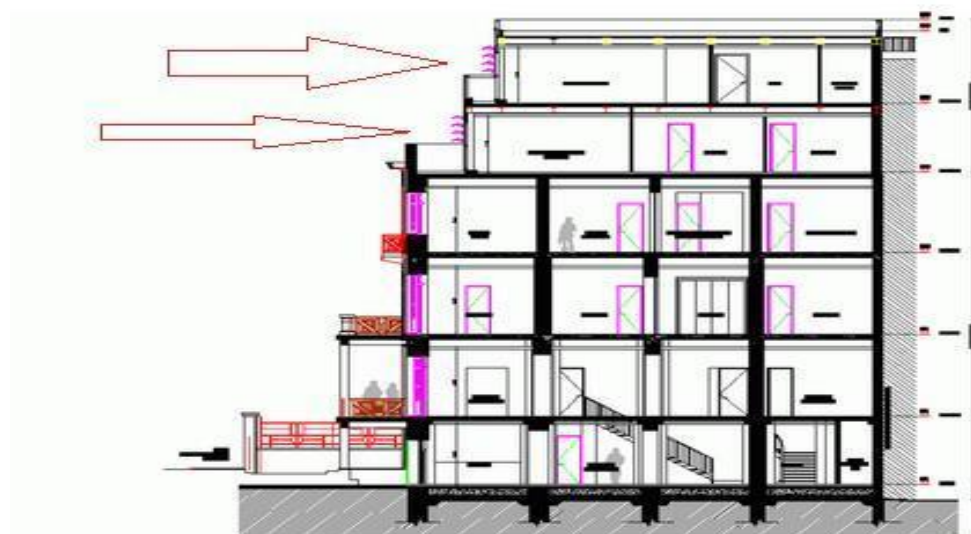
Εικόνα 3.6: Απλοί κανόνες για τη διάταξη κατόψεων και ανισομετρικών κτιρίων. (Αυτοί οι κανόνες μπορούν να παραβιαστούν μόνο με δυναμική ανάλυση και προσεκτικό σχεδιασμό λεπτομερειών) (Πηγή: Δρίτσος,2005)



Εικόνα 3.7: Μικρό άνοιγμα αρμού διαστολής από οριζόντια σεισμική μετακίνηση σε κτίριο μεγάλης κάτοψης(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

3.8. Ύπαρξη εσοχών

Όσο σημαντική είναι για τον αντισεισμικό σχεδιασμό ενός κτιρίου η κάτοψη, όπως αναφέραμε ακριβώς πάνω, τόσο σημαντική είναι και η τομή. Έχει παρατηρηθεί ότι τα κτίρια με εσοχές στην τομή τους (ρετιρέ) έχουν χειρότερη αντισεισμική συμπεριφορά από τα κτίρια με συμμετρική τομή. Οι λόγοι είναι πολλοί, αλλά οι κυριότεροι είναι ότι οι εσοχές προκαλούν απότομη μεταβολή των μαζών καθώς και αλλοίωση των δυναμικών χαρακτηριστικών (Παπανικολάου & Μαρτζάκης, 2017).



Εικόνα 3.8: Κτίριο με εσοχές (ρετιρέ) (Πηγή: <http://www.hellinikimeletitiki.gr/opa-derigni.html>)

3.9. Ευαισθησία των πλαισίων στους κόμβους

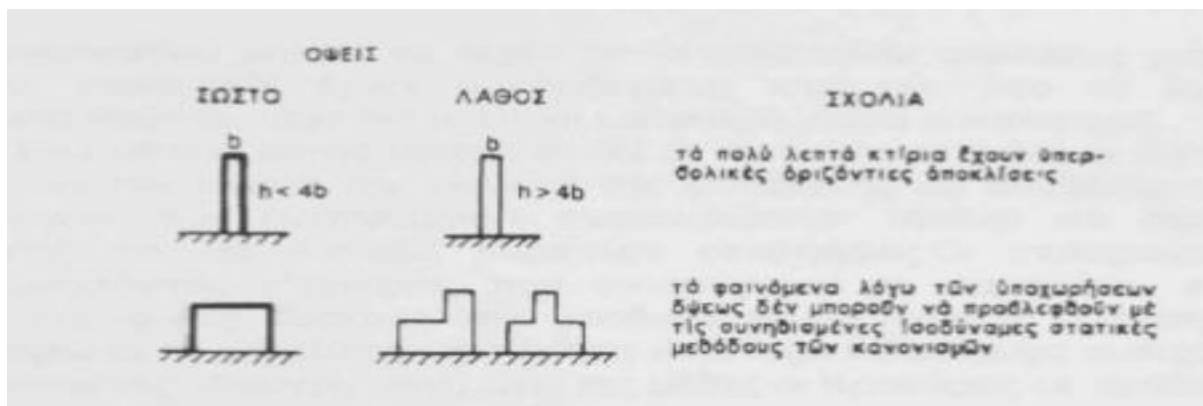
Τυχόν κατασκευαστικές αδυναμίες οι οποίες μπορεί να αναφέρονται είτε στο μήκος αγκυρώσεως είτε στη συμπύκνωση σκυροδέματος είτε στο λανθασμένο είδος και στη λανθασμένη διαστασιολόγηση των συνδετήρων μπορούν να παίξουν σημαντικό ρόλο στην αντοχή των κόμβων και στη συμπεριφορά τους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού (Μπάρκας, 2000).



Εικόνα 3.9: Αστοχία εξωτερικού κόμβου με μείωση ακαμψίας του ((Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

3.10. Ύψος κτιρίων

Το συνολικό ύψος ενός κτιρίου δεν θα πρέπει ποτέ να θεωρείται ανεξάρτητο μέγεθος από το ελάχιστο πλάτος L της κάτοψής του. Έτσι λοιπόν προτείνεται να τηρείται πάντα η σχέση : $H/L < \frac{3}{4}$ (Μπάρκας,2000).



Εικόνα 3.10 : Απλοί κανόνες για τη διαμόρφωση όψεων αντισεισμικών κτιρίων (Πηγή: Δρίτσος,2005).

3.11. Θέση του κτιρίου στο οικοδομικό τετράγωνο

Η θέση του κτιρίου στο τετράγωνο αποτελεί σημαντικό παράγοντα στη συμπεριφορά του σε σεισμό. Πιο συγκεκριμένα οι γωνιακές οικοδομές είναι πολύ πιο ευαίσθητες στο σεισμό από ότι οι ελεύθερες. Τα κτίρια αυτά, υπό ορισμένες προϋποθέσεις γεωμετρικών διαστάσεων και δομής του σκελετού, είναι δυνατόν να εμφανίζουν σημαντικές ταλαντωτικές παραμορφώσεις μέσα στο επίπεδο των πατωμάτων. Αποτέλεσμα των παραμορφώσεων αυτών - ιδίως όταν συντρέχουν και άλλοι δυσμενείς παράγοντες- είναι η κατάρρευση είτε του γωνιακού τμήματος είτε της μιας πτέρυγας ή ακόμη και ολόκληρου του κτιρίου. Ως αιτία της μεγαλύτερης τρωτότητας των γωνιακών κτιρίων θα πρέπει να θεωρηθούν τα εξής:

- Η ασυμμετρία ακαμψίας στην κάτοψη λόγω μη υπάρξεως τοιχοποιιών στις δύο πλευρές του ισογείου όπου συνήθως στεγάζονται καταστήματα.
- Η μεταφορά κινητικής ενέργειας στις ακραίες οικοδομές του οικοδομικού τετραγώνου (γωνιακές) κατά την κρουστική αλληλεπίδραση των κτιρίων μεταξύ τους, η οποία προκαλεί σημαντική αύξηση των αδρανειακών δυνάμεων σε αυτές (Παπανικολάου & Μαρτζάκης,2017).

3.12. Στάθμες πλακών των γειτονικών κτιρίων

Ένας σημαντικός παράγοντας που μπορεί να προκαλέσει βλάβες στα κτίρια κατά την εξέλιξη ενός σεισμού είναι η θέση και το ύψος των πλακών των διπλανών κτιρίων μιας οικοδομής. Στο «συνεχές» σύστημα δόμησης, τα κτίρια, αν και υπολογίζονται σαν ανεξάρτητοι φέροντες οργανισμοί, αλληλοεπηρεάζονται, συγκρούμενα, κατά τη διάρκεια του σεισμού. Αυτό καθιστά

σχεδόν άχρηστους τους υπολογισμούς που βασίζονται στη δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής. Ιδιαίτερα έντονο είναι το πρόβλημα όταν οι στάθμες των πλακών των γειτονικών κτιρίων δεν συμπίπτουν. Τότε οι πλάκες της μιας οικοδομής ενεργούν κρουστικά κατά την ταλάντωσή τους στους στύλους της άλλης με αποτέλεσμα τη θραύση των στύλων . Έτσι, γίνεται κατανοητή η ανάγκη διαχωρισμού των γειτονικών κτιρίων με τη βοήθεια αντισεισμικών αρμών, ώστε να αποφεύγεται η δυσμενής αλληλεπίδραση μεταξύ τους. Η κατασκευαστική διαμόρφωση του αντισεισμικού αρμού θα πρέπει να εξασφαλίζει πλήρη ανεξαρτησία κινήσεων στα διαχωριζόμενα κτίρια, χωρίς αμοιβαία μεταβίβαση δυνάμεων (Παπανικολάου & Μαρτζάκης,2017).



Εικόνα 3.11: Εμβολισμός υποστυλώματος από την πλάκα γειτονικού κτιρίου(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

3.13. Προσθήκες – Επεμβάσεις

Ο λόγος για νέους ορόφους πάνω από προϋπάρχοντα κτίσματα ή για προσθήκες νέων χώρων δίπλα σε παλιούς. Κατά κανόνα η νέα οικοδομή «πιέζει» την παλιότερη. Όμως προβλήματα μπορεί να δημιουργηθούν και από αμέλεια. Δεν είναι λίγες οι περιπτώσεις που έχουν πέσει εσωτερικοί τοίχοι για να μεγαλώσει ένα σαλόνι, έχουν ανοίξει νέα παράθυρα ή έχουν δημιουργηθεί νέα μπάνια. Είναι εργασίες που κατά κανόνα γίνονται χωρίς μελέτη, χωρίς την αίσθηση ότι αδυνατίζουν τη στατική ικανότητα, όχι μόνον του διαμερίσματος, αλλά ολόκληρου του κτιρίου. Ιδιαίτερη προσοχή θέλει η μετατροπή των παλιών ισόγειων διαμερισμάτων σε επαγγελματικούς χώρους, με βιτρίνες και άλλα μεγάλα ανοίγματα (Γεωρόγλου & Μπιζανίδου, 2013).



Εικόνα 3.12: Απώλεια στήριξης δοκού αρμού διαστολής λόγω μεγάλου ανοίγματος αρμού(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

Κεφάλαιο 4. Είδη βλαβών σε δομικά και μη δομικά στοιχεία λόγω σεισμού

Καταρχήν θα παρουσιάσουμε μια ταξινόμηση των βλαβών που παρουσιάζονται στα διάφορα δομικά στοιχεία μιας κατασκευής μετά από σεισμό. Η ταξινόμηση περιλαμβάνει:

- Τους βαθμούς βλάβης ,που αναφέρονται σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία και συνδέονται άμεσα με εναπομένουσες αντοχές και διαθέσιμα περιθώρια ασφαλείας αυτών των βλαμμένων στοιχείων .

- Τον χαρακτήρα των βλαβών, που αναφέρεται στην κατασκευή ως σύνολο και συνδέεται με την ασφάλεια της κατασκευής ,την λήψη αποφάσεων (επιλογή μέτρων) και τον βαθμό επείγοντος λήψεως μέτρων και επεμβάσεων.

Ανάλογα με τη σημαντικότητά και με το μέγεθος όπως και το εύρος τους , οι βλάβες χωρίζονται στις κάτωθι κατηγορίες:

α. Βαθμού Α, ελαφρές βλάβες: μεμονωμένες ρωγμές μικρού πλάτους (μικρότερου από 2,0 mm) κυρίως λόγω κάμψεως ή δευτερευόντων λόγων (π.χ. αρμοί διακοπής σκυροδετήσεως, ανεπαρκείς αγκυρώσεις, ελαφρές κρούσεις ,κ.λ.π.). Για να χαρακτηριστεί μια βλάβη ως βαθμού Α πρέπει να αποδειχθεί ότι δεν οφείλεται σε ανεπάρκεια διατομής, χάλυβα ή σκυροδέματος.

β. Βαθμού Β ελαφρές βλάβες: πολλές καμπτικές ρωγμές ή μεμονωμένες διατμητικές ρωγμές μικρού πλάτους (μικρότερου από 0.5 mm), με την προϋπόθεση ότι δεν παρατηρούνται εμφανείς μετακινήσεις του σκελετού.

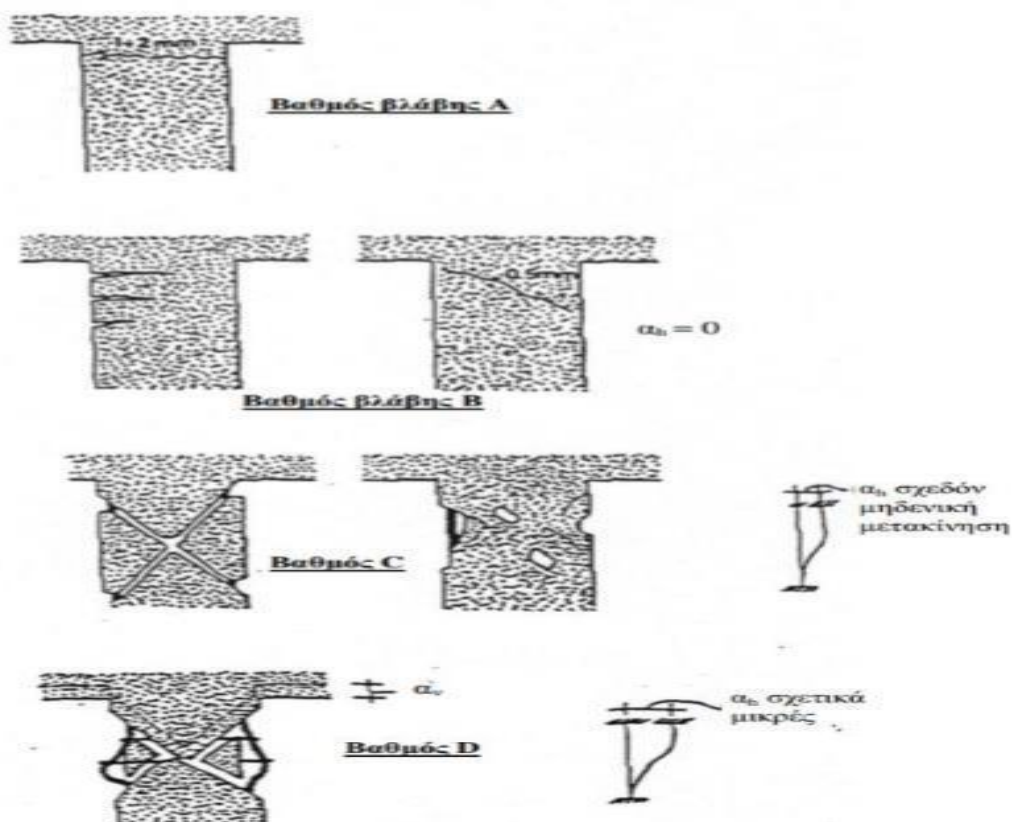
γ. Βαθμού Γ σοβαρές βλάβες: έντονη ρηγμάτωση μεγάλου πλάτους, τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος από θλίψη ή διάτμηση, εφόσον οι παραμένουσες παραμορφώσεις είναι πολύ μικρές.

δ. Βαθμού Δ βαριές βλάβες: Θραύση του σκυροδέματος του στοιχείου, βλάβη των κυρίων οπλισμών, διακοπή της συνέχειας του στοιχείου χωρίς κατάρρευση. Οι παραμένουσες παραμορφώσεις είναι μικρές.

Σοβαρή αποδιοργάνωση κόμβων θεωρείται επίσης βλάβη βαθμού Δ. Οι βαθμοί Α και Β θεωρούνται μικρής σχετικά σπουδαιότητας ενώ οι βαθμοί Γ και Δ θεωρείται ότι επηρεάζουν την ασφάλεια και την στατικότητα όλης της κατασκευής (Δρίτσος, 2005).



Εικόνα 4.13: Βλάβη Γ βαθμού στο κοντό υποστύλωμα που φαίνεται στον κύκλο ενώ με το βέλος διαπιστώνουμε την αποτελεσματικότητα επισκευής με τοπικό μανδύα κοντού υποστυλώματος βλαμμένου από προηγούμενο σεισμό (Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)



Εικόνα 4.14: Ταξινόμηση βλαβών σε βαθμούς στα δομικά στοιχεία (Πηγή: Δρίτσος, 2005)

4.1. Τυπικοί βαθμοί βλάβης

4.1.1. Θεμελίωση

Εννοούμε προβλήματα στο υπέδαφος της κατασκευής ή και στην ίδια τη θεμελίωση της κατασκευής. Τα προβλήματα στο υπέδαφος μπορεί να αναφέρονται σε ολισθήσεις σε καθιζήσεις ή και σε μεγάλες ρωγμές κοντά στη θεμελίωση της κατασκευής. Τα προβλήματα λοιπόν αυτά του

υπεδάφους ή των θεμελίων θεωρούνται πολύ σοβαρά και επικίνδυνα για την ασφάλεια της κατασκευής.



Εικόνα 4.15: Βλάβη σε κτίριο λόγω θεμελίωσης
(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

4.1.2. Ανωδομή

Όλα τα πιθανά προβλήματα και βλάβες που μπορούν να προκύψουν σε ένα κτίριο και δεν αφορούν στη θεμελίωση της κατασκευής. Η ανωδομή συνήθως είναι το τμήμα των κατασκευών που δέχονται τις μεγαλύτερες πιέσεις και συνεπώς τις μεγαλύτερες βλάβες λόγω των σεισμών. Η ανωδομή αποτελείται από τον φέροντα οργανισμό, τον οργανισμό πλήρωσης και από τις δευτερεύουσες κατασκευές.

4.1.2.1. Φέροντας οργανισμός

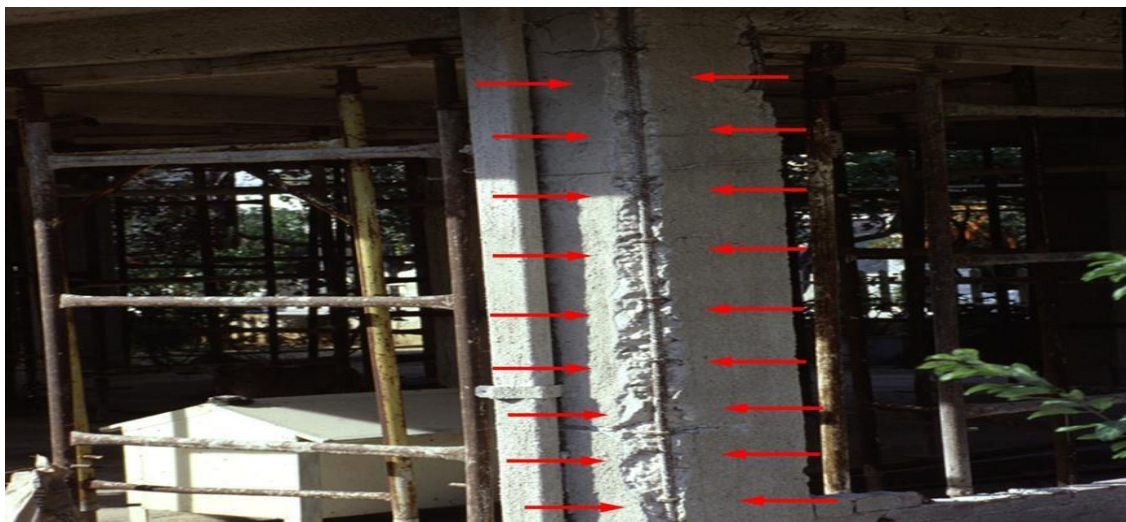
Ο φέροντας οργανισμός αποτελείται από:

α. Υποστυλώματα

Η ασφάλεια της κατασκευής εξαρτάται άμεσα από τις βλάβες που θα προκληθούν στα υποστυλώματα μετά από έναν ισχυρό σεισμό. Τα υποστυλώματα σε περίπτωση σεισμού υφίστανται τις πλείστες και ταυτοχρόνως τις πιο σοβαρές βλάβες, το γεγονός αυτό τα θέτει στοιχεία προτεραιότητας γιατί στην δυσμενέστερη περίπτωση βλαβών που θα υποστούν η κατασκευή μπορεί να οδηγηθεί σε τμηματική ή συνολική κατάρρευση. Σημαντικό είναι να επισημανθεί ότι βάση του Ευρωκώδικα και των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών εφαρμόζεται ο ικανοτικός σχεδιασμός, όπου απαιτεί πρώτα αστοχία στους δοκούς, γεγονός όπου μια υφιστάμενη κατασκευή πρόκειται να μην ικανοποιεί (ΚΑΝ. ΕΠΕ, 2013)

Οι βλάβες που παρατηρούνται σε υποστυλώματα μπορεί να είναι καμπτικού ή διατμητικού χαρακτήρα, ενώ ο τύπος της βλάβης εξαρτάται από τη συσχέτιση της καμπτικής και διατμητικής καταπόνησης του υποστυλώματος. Οι βλάβες καμπτικού χαρακτήρα παρουσιάζονται λόγω μεγάλης καμπτικής έντασης η οποία εφαρμόζεται συνήθως στη κορυφή και τη βάση του υποστυλώματος. Όταν η αξονική φόρτιση στο υποστυλώμα είναι μικρή, η βλάβη που παρουσιάζεται είναι λόγω της υπέρβασης του ορίου διαρροής του διάμηκες οπλισμού σε

εφελκυσμό, όπου το γεγονός αυτό οφείλεται στην ανεπάρκεια του διάμηκες οπλισμού. Το εύρος της ρωγμής συνήθως εκφράζει το βαθμό βλάβης του υποστυλώματος και είναι της μορφής οριζόντιας καμπτικής ρωγμής. Παράλληλα οι καμπτικές βλάβες μπορούν να εμφανιστούν με αποφλοίωση του σκυροδέματος λόγω υπέρβασης της θλιπτικής αντοχής. Οι βλάβες καμπτικού χαρακτήρα συνήθως χαρακτηρίζονται ελαφράς μορφής (Δρίτσος, 2005).



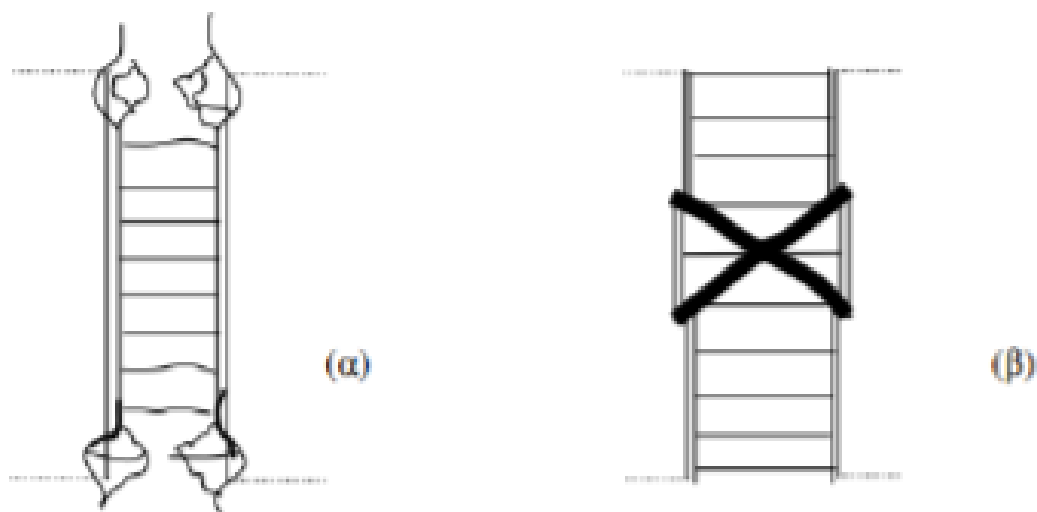
Εικόνα 4.16: Αποφλοίωση σκυροδέματος επικάλυψης σε υποστήλωμα(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)



Εικόνα 4.17: Εκτίναξη γωνίας διατομής σκυροδέματος λόγω μη συγκράτησης του κατακόρυφου οπλισμού στη γωνία συνδετήρα(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

Όσον αφορά τις βλάβες διατμητικού χαρακτήρα, παρουσιάζονται σε υποστυλώματα με μικρό λόγο διάτμησης στις περιοχές με μεγαλύτερη διατμητική αδυναμία. Οι βλάβες αυτές δεν εμφανίζονται κατ' ανάγκη στα άκρα του υποστυλώματος, όμως στη περίπτωση καμπτικών βλαβών, τα άκρα ενός υποστυλώματος είναι επιρρεπείς και σε διατμητικές βλάβες. Επίσης οι βλάβες αυτού του τύπου είναι συνηθέστερες στην περίπτωση κοντών υποστυλωμάτων όπου ο λόγος της διάτμησης είναι μικρότερος από 2,5 καθώς και σε κανονικά υποστυλώματα

όπου εμποδίζονται οι οριζόντιες μετακινήσεις από δύσκαμπτα στοιχεία σε ένα τμήμα του ύψους τους. Οι βλάβες διατμητικού χαρακτήρα παρουσιάζονται με λοξές ρωγμές, όπου λόγω της αντιστροφής της σεισμικής δράσης πολλές φορές παρουσιάζουν χιαστί μορφή, η εμφάνιση αυτών των βλαβών εκδηλώνει τη χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος αλλά και την έλλειψη επαρκούς διατμητικού οπλισμού (Δρίτσος, 2005).



Εικόνα 4.18 : Βλάβες σε υποστυλώματα. (α) Ισχυρή αξονική σύνθλιψη και εναλλασσόμενη καμπτική ροπή. (β) Ισχυρή αξονική σύνθλιψη και τέμνουσα. (Πηγή: Δρίτσος 2005)



Εικόνα 4.19: Διατμητική αστοχία υποστυλώματος πάνω και κάτω με λυγισμό ράβδων (Πηγή: Γιαννόπουλος 2005)

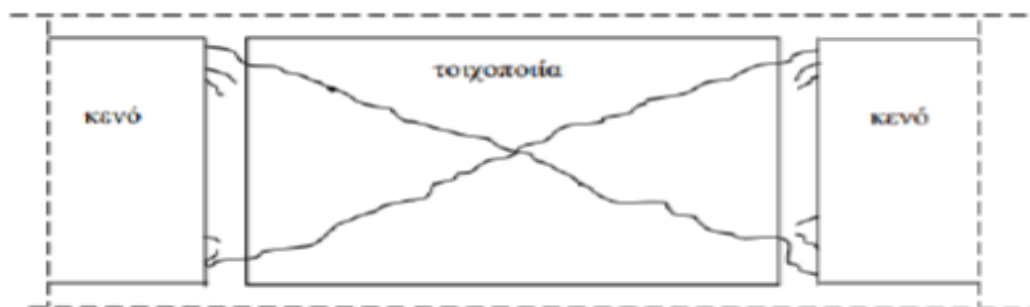


Εικόνα 4.20: Διατμητική αστοχία υποστυλωμάτων με λυγισμό ράβδων και θραύση λεπτών και αραιών συνδετήρων (Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)



Εικόνα 4.21: Διατμητική αστοχία υποστυλώματος (Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

Ως τύπος διατμητικής αστοχίας επίσης μπορεί να θεωρηθεί η αστοχία τοιχοπλήρωσης ενός πλαισίου, η οποία επεκτείνεται στα υποστυλώματα. Το γεγονός αυτό συμβαίνει όταν τα υποστυλώματα που απαρτίζουν το πλαίσιο είναι ασθενή και η τοιχοπλήρωση είναι μονόπλευρη.



Εικόνα 4.22: Αστοχία υποστυλωμάτων στη συνέχεια μονόπλευρων τοιχοπληρώσεων. (Πηγή: Δρίτσος 2005)

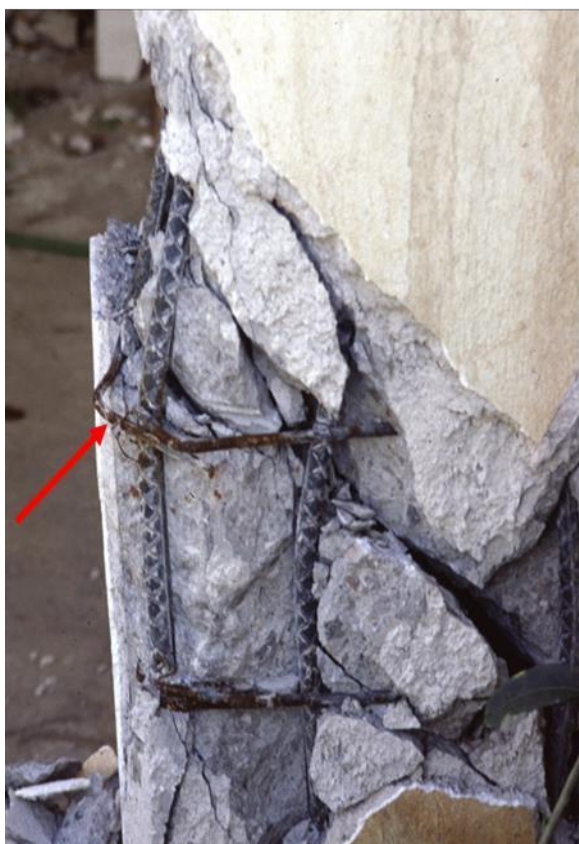
Η δυσμενέστερη περίπτωση η οποία προκαλεί σοβαρές βλάβες ψαθυρού χαρακτήρα στα υποστυλώματα είναι η ταυτόχρονη ύπαρξη διάτμησης και κάμψης. Οι βλάβες τέτοιου χαρακτήρα εμφανίζονται σε υποστυλώματα με ανεπάρκεια της διατομής τους, τα οποία βρίσκονται σε κόμβους όπου συντρέχουν ισχυρές δοκοί και δεν ικανοποιείται ο ικανοτικός σχεδιασμός. Οι βλάβες αυτές λόγω αντιστροφής της σεισμικής δράσης μπορεί να εμφανιστούν και στις δύο πλευρές του υποστυλώματος εκδηλώνοντας σύνθλιψη και αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης. Ωστόσο συχνά παρατηρείται εγκάρσια διόγκωση του σκυροδέματος και η διαρροή ή θραύση των συνδετήρων στη περιοχή θραύσης, έχοντας ως αποτέλεσμα στις πλείστες περιπτώσεις τη βράχυνση του υποστυλώματος και σε λυγισμό του διάμηκες οπλισμού. Η εμφάνιση τέτοιων βλαβών σε υποστυλώματα υποδηλώνει την χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος, την έλλειψη περισφιξης και την ανεπάρκεια διατμητικού οπλισμού (Δρίτσος, 2005).



Εικόνα 4.23: Διατμητική αστοχία υποστυλώματος πάνω & κάτω με λυγισμό ράβδων (Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

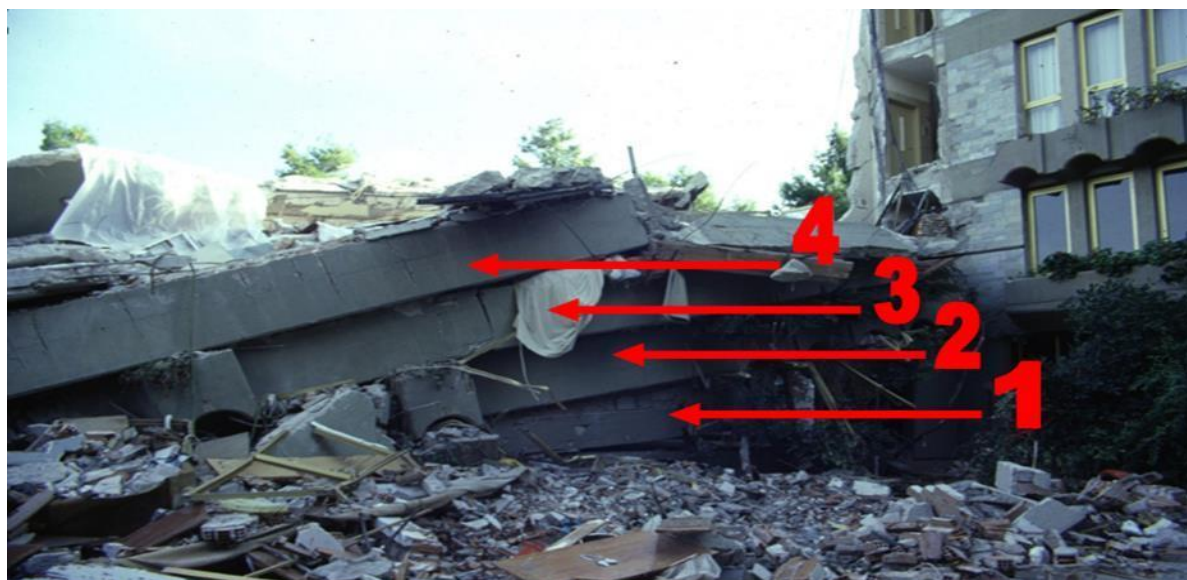


Εικόνα 4.24: Διατμητική αστοχία πάνω άκρου υποστυλωμάτων λόγω απουσίας συνδετήρων. Ο μανδύας συνδετήρων έφτανε μέχρι 0.50 m κάτω από τις δοκούς(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)



Εικόνα 4.25: Άνοιγμα συνδετήρων με κάμψη άκρων κατά 90ο μετά την αποφλοίωση της επικάλυψης των οπλισμών(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

Οι βλάβες αυτές είναι πολύ σοβαρές για τις κατασκευές γιατί εκτός από ψαθυρή αστοχία υποδηλώνεται η σημαντική μείωση της δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων, συνεπώς και η αδυναμία μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίσεων. Η κατάσταση αυτή δημιουργεί υπερφόρτωση των γειτονικών υποστυλωμάτων λόγω ανακατανομής των φορτίσεων, δημιουργώντας μεγάλη πιθανότητα να οδηγηθεί η κατασκευή σε κατάρρευση.



Εικόνα 4.26: Κατάρρευση κτιρίου (Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

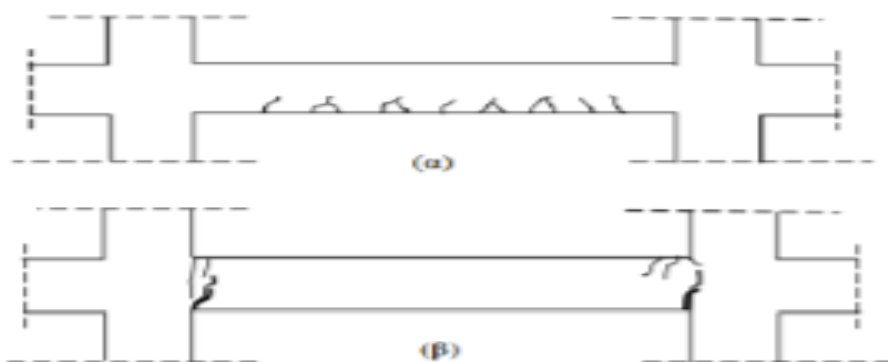


Εικόνα 4.27: Απώλεια Ισογείου (Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

β. Δοκοί

Οι βλάβες που παρατηρούνται στις δοκούς μιας κατασκευής είναι εξ' ίσου συχνές και προέρχονται είτε από σεισμό είτε από κατακόρυφα φορτία. Η μορφή των βλαβών στις δοκούς είναι λιγότερο επικίνδυνες όσον αφορά την ευστάθεια μιας κατασκευής και συνηθώς διακρίνονται σε καμπτικές και διατμητικές βλάβες.

Μετά από ένα σεισμό ο συχνότερος τύπος βλαβών που εμφανίζονται στις δοκούς είναι οι εγκάρσιες καμπτικές ρωγμές στο κάτω πέλμα όπως φαίνονται στην εικόνα 50 . Η εμφάνιση των ρωγμών αυτών οφείλεται από υπάρχουσες τριχοειδείς ρωγμές οι οποίες γίνονται ορατές μετά από την επίδραση ενός σεισμού. Σε περίπτωση όμως όπου η πιο πάνω εικόνα μιας δοκού είναι εμφανής μόνο υπό την επίδραση των κατακόρυφων φορτίσεων, υποδηλώνεται η καμπτική ανεπάρκεια της. Η δοκός σε μια τέτοια περίπτωση παρουσιάζει συγκεκριμένες ρωγμές μεγάλου πλάτους, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ανάπτυξη της μέγιστης ροπής και συνεπώς η διαρροή του εφελκυσμένου χάλυβα. Επιπρόσθετα οι καμπτικές βλάβες παρουσιάζονται πολύ συχνά λόγω σεισμικών δράσεων στο πάνω πέλμα των δοκών κοντά στις στηρίξεις, όπως παρομοίως και στο κάτω πέλμα. Οι ρωγμές στο άνω πέλμα της δοκού εμφανίζονται λόγω καμπτικής αστοχίας όταν ο εφελκυσμένος οπλισμός διαρρεύσει, όπου αυτό συνηθίζεται λόγω ισχυρού σεισμού, ή λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης και ολίσθησης του οπλισμού στο κάτω πέλμα.

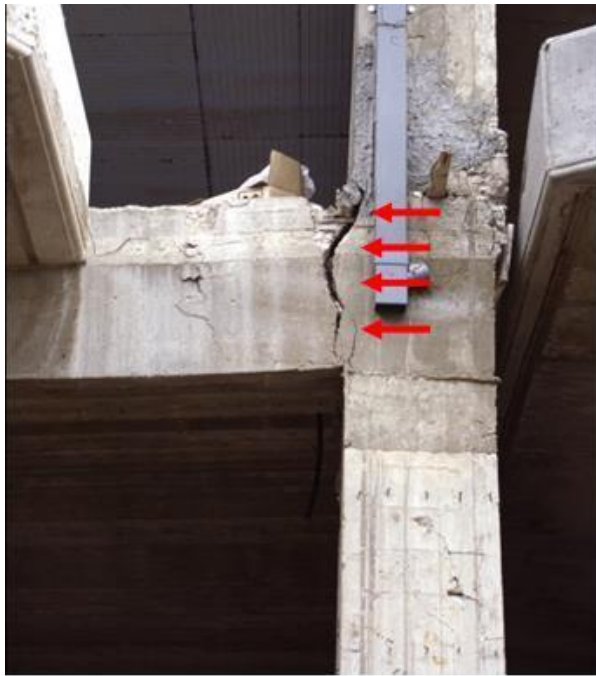


Εικόνα 4.28 : Καμπτικές βλάβες στις δοκούς. (α) Καμπτικές ρωγμές στο εφελκυσμένο πέλμα. (β) Καμπτική αστοχία στο άνω πέλμα και ολίσθηση οπλισμών στο κάτω (Πηγή: Δρίτσος 2005).

Όσον αφορά τις διατμητικές βλάβες παρουσιάζονται μετά από έναν ισχυρό σεισμό και κρίνονται σοβαρής μορφής. Παρουσιάζονται συνήθως στις περιοχές στήριξης των δοκών και είναι ανεπιθύμητες βλάβες λόγω της ψαθυρής αστοχίας που προκαλούν. Οι βλάβες αυτές πλέον προβλέπονται από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς με βάση τον ικανοτικό σχεδιασμό ο οποίος βασίζεται στις μέγιστες ροπές που μπορούν να αναπτυχθούν στα άκρα της δοκού. Επίσης ένας άλλος σημαντικός παράγοντας δημιουργίας διατμητικών βλαβών οφείλεται από την εφαρμογή συγκεντρωμένων φορτίων, όπως για παράδειγμα τα φυτευτά υποστυλώματα ή οι δευτερεύουσες δοκοί σε μια κατασκευή. Οι βλάβες σε αυτή την περίπτωση προκύπτουν λόγω ανεπαρκούς οπλισμού διάτμησης και ανάρτησης (Δρίτσος, 2005).



Εικόνα 4.29: Διατμητική αστοχία δοκού (Πηγή: Δρίτσος 2005)



Εικόνα 4.30: Ανεπαρκής αγκύρωση πάνω & κάτω ράβδων δοκού(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)



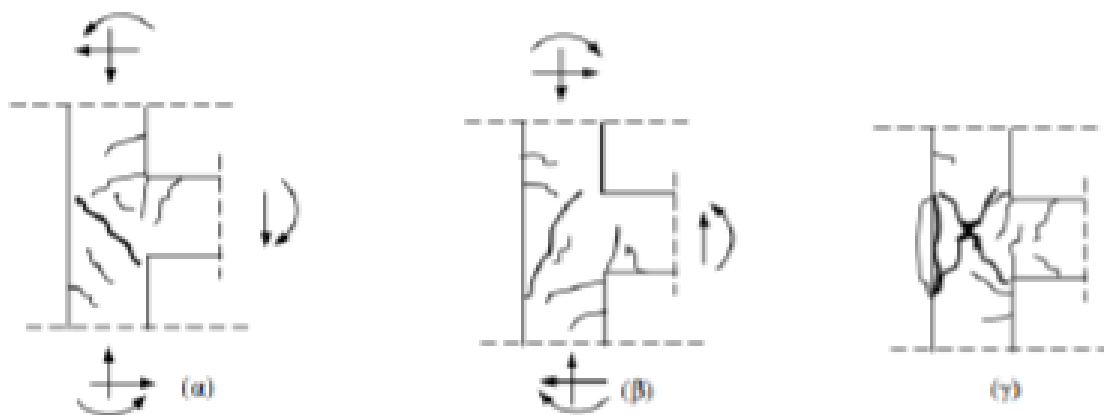
Εικόνα 4.31: Ανεπαρκής αγκύρωση κάτω ράβδων δοκού λόγω σκυροδέτησης υποστυλώματος πάνω από τη μασχάλη δοκού(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)



Εικόνα 4.32: Αστοχία εξωτερικού κόμβου και πρακτική απώλεια στήριξης δοκού(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

γ. Βλάβες σε κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων

Μετά από έναν ισχυρό σεισμό είναι αποδεδειγμένο και αναμενόμενο να παρουσιαστούν σοβαρές βλάβες στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων, ιδιαίτερα στους εξωτερικούς κόμβους. Τα σημεία κόμβων σε μία κατασκευή είναι τα πιο ευπαθή σε μια υφιστάμενη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι βλάβες στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων θεωρούνται πολύ σοβαρές και καθιστούν ανησυχητικές, όσον αφορά την ευστάθεια μιας κατασκευής. Ο λόγος της σοβαρότητας αυτών των βλαβών πηγάζει στο γεγονός ότι υποβαθμίζουν την ακαμψία των φερόντων στοιχείων και οδηγεί σε μεγάλες ανακατανομές των φορτίσεων. Από το πρωταρχικό στάδιο εμφάνισης των βλαβών τέτοιου τύπου, δηλαδή από την εμφάνιση των πρώτων ρωγμών πρέπει να λαμβάνονται μέτρα αποκατάστασης τους. Έστω και στην περίπτωση όπου παρατηρούνται ρωγμές πολύ μικρού εύρους η κατάσταση κρίνεται επικίνδυνη σε σύγκριση με τα επιμέρους δομικά στοιχεία τα οποία παρουσιάζουν την ίδια κατάσταση βλαβών. (Άρμπιρος 2001).



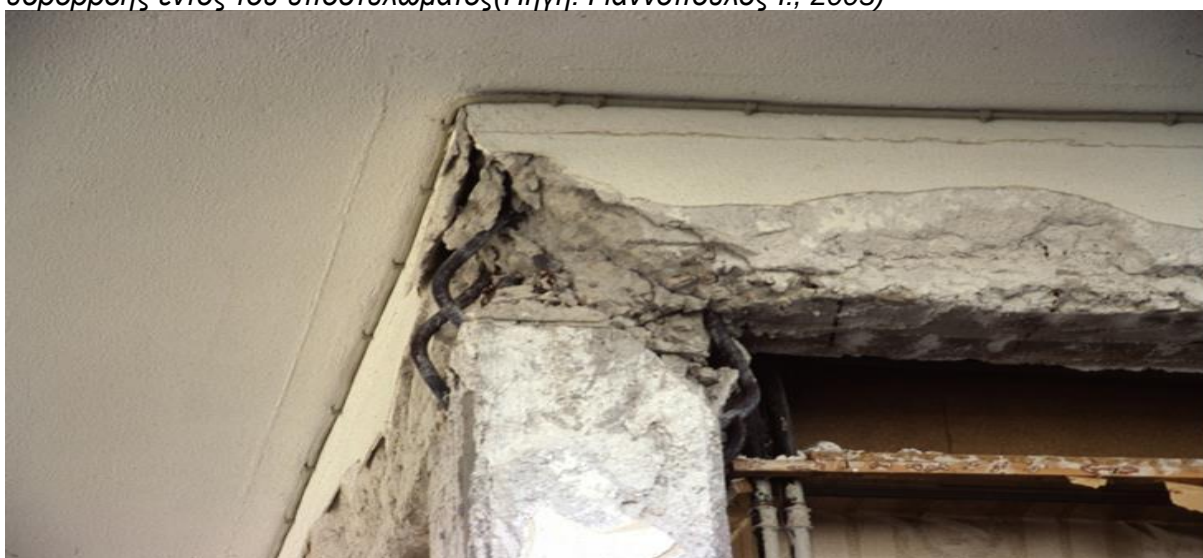
Εικόνα 4.33 : Βλάβες σε ακραίους κόμβους πλαισίων.(Πηγή: Δρίτσος 2005)



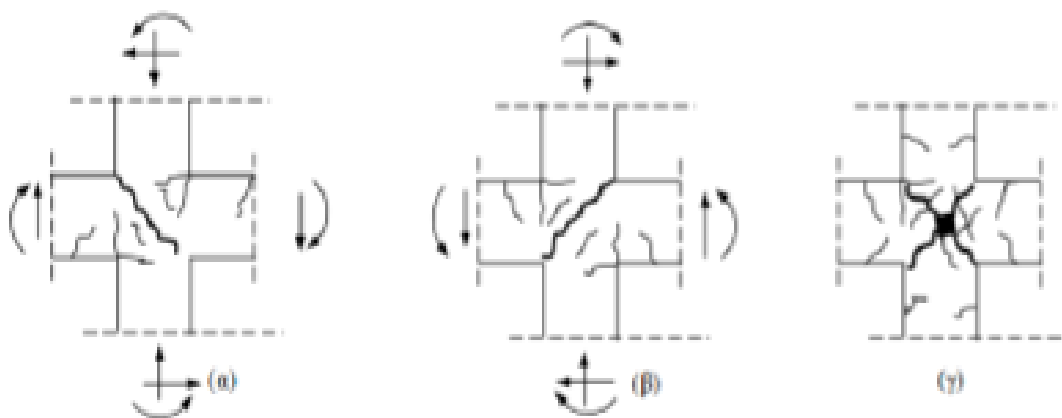
Εικόνα 4.34: Διαγώνια ρηγμάτωση εξωτερικού κόμβου(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)



Εικόνα 4.35: Αστοχία κόμβου και απώλεια περίσφιγξης συνδετήρων λόγω τοποθέτησης υδρορροής εντός του υποστυλώματος(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)



Εικόνα 4.37: Αστοχία εξωτερικού κόμβου με μείωση ακαμψίας του(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

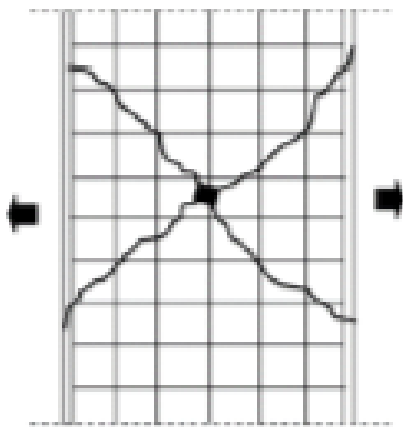


Εικόνα 4.38: Βλάβες σε μεσαίους κόμβους πλαισίων. (Πηγή: Δρίτσος 2005)

Οι εικόνες 4.33 και 4.38 , παρουσιάζουν τις βλάβες σε ακραίους και μεσαίους κόμβους πλαισίων. Το σημείο (α) παρουσιάζει την σύνθλιψη της κάτω παρειάς της δοκού ενώ το σημείο (β) της άνω παρειάς, αντίστοιχα το σημείο (γ) στα σχήματα παρουσιάζει την αποδιοργάνωση τη κόμβου από ανακυλιζόμενη φόρτιση. Οι ρηγματώσεις των σημείων (α) και (β) κατατάσσονται βαθμού βλάβης Γ, ενώ αντίστοιχα το σημείο (γ) βαθμός βλάβης Δ. Η ευπάθεια των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων έναντι σε έναν ισχυρό σεισμό οφείλονται κυρίως στην αυξημένη διατμητική ένταση που αναπτύσσεται σ' αυτούς, καθώς και στο ότι πρακτικά η περιοχή των κόμβων σε μια κατασκευή είναι συχνά περιοχές κακής σκυροδέτησης λόγω της ύπαρξης πυκνού οπλισμού. Σημαντικό είναι επίσης να τονισθεί ότι ο σχεδιασμός κόμβων όσον αφορά τις υφιστάμενες κατασκευές δεν αποτελούσε αντικείμενο μελέτης για τις τοπικές εντάσεις που αναπτύσσονται. (Δρίτσος 2005).

δ. Βλάβες σε τοιχώματα

Τα τοιχώματα σε μια κατασκευή έχουν έντονη λειτουργία έναντι σ' ένα σεισμό, αφού μεγάλο ποσοστό της σεισμικής έντασης παραλαμβάνεται από αυτά. Μετά από έναν ισχυρό σεισμό, η συχνότητα εμφάνισης βλαβών σε ένα τοίχωμα είναι ίδια όπως και για την εμφάνιση βλαβών σε ένα υποστύλωμα. Οι βλάβες που εμφανίζονται συνήθως σε τοιχώματα διακρίνονται σε διατμητικής ή καμπτικής μορφής. Οι διατμητικές βλάβες είναι συχνότερες μετά από έναν ισχυρό σεισμό και κρίνονται ως οι πιο σοβαρές βλάβες που μπορεί να υποστεί ένα τοίχωμα. Η σοβαρότητα των διατμητικών βλαβών οφείλεται στο ότι αποτελούν ψαθυρή αστοχία, ως εκ τούτου οφείλεται και στο γεγονός ότι μπορεί να προκληθούν επιμέρους μετακινήσεις των τριγωνικών τμημάτων του τοιχώματος, όπως φαίνεται στην εικόνα 4.39. Το γεγονός αυτό προκαλεί βράχυνση του τοιχώματος και αδυναμία μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων, συνεπώς και ολική κατάρρευση της κατασκευής.

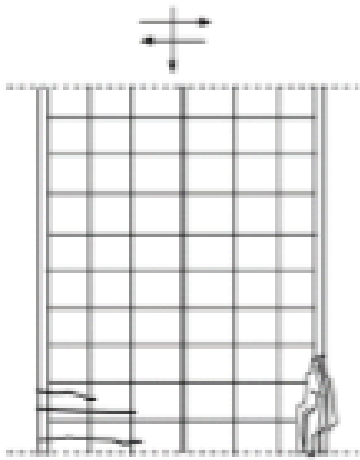


Εικόνα 4.39 : Διατμητική βλάβη τοιχώματος. (Πηγή : Δρίτσος 2005)



Εικόνα 4.40: Διατμητική αστοχία τοιχώματος με μεγάλες παραμορφώσεις(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

Τα αίτια της διατμητικής αστοχίας των τοιχωμάτων καθορίζονται από το σχεδιασμό, και συνήθως συνδυάζονται με τον ανεπαρκή διατμητικό οπλισμό και τη χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος. Όσον αφορά τις καμπτικές βλάβες η εμφάνιση τους είναι λιγότερο συχνή. Παρουσιάζονται στη βάση του τοιχώματος κοντά στη θεμελίωση και είναι εμφανείς στο ισόγειο μιας κατασκευής όταν αυτά στηρίζονται σε ισχυρή θεμελίωση ή σε περιμετρικά τοιχώματα υπογείου, όπου δημιουργούνται συνθήκες πάκτωσης του τοιχώματος.



Εικόνα 4.41 : Καμπτική βλάβη σε τοίχωμα. (Πηγή : Δρίτσος 2005)

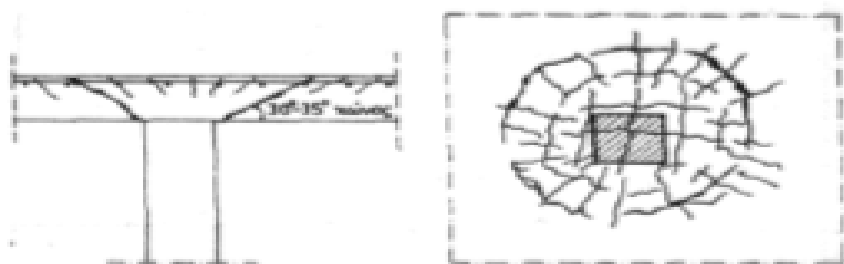
Στην περίπτωση θεμελίωσης των τοιχωμάτων σε μεμονωμένα πέλδια, αναπτύσσονται μικρότερες ροπές λόγω της επιτρεπόμενης στροφής του πέλδου, ενώ δεν υπάρχει σημαντική διαφορά στην αναπτυσσόμενη τέμνουσα. Συνεπώς οι αναπτυσσόμενες βλάβες θα είναι διατμητικής μορφής με πιθανές αστοχίες στις συνδετήριες δοκούς της θεμελίωσης. (Δρίτσος 2005).



Εικόνα 4.42: Βλάβη σε τοίχωμα ενός κτιρίου λόγω σεισμού(Πηγή: Γιαννόπουλος Ι., 2005)

ε. Βλάβες σε πλάκες

Οι βλάβες σε πλάκες, και γενικά οριζόντιων επιφανειακών στοιχείων μιας κατασκευής είναι δευτερεύουσας σημασίας, αφού δεν επηρεάζει την ευστάθεια της κατασκευής. Ωστόσο οι πλάκες είναι στοιχεία τα οποία ουσιαστικά δεν επηρεάζονται από τις σεισμικές δράσεις. Οι βλάβες που παρουσιάζονται στις πλάκες είναι συνήθως κατ' επέκταση των βλαβών στα επιμέρους δομικά στοιχεία. Μετά από έναν ισχυρό σεισμό λόγω της συνεργασίας δοκών-πλακών μπορεί να παρουσιασθούν εγκάρσιες ρωγμές στη πλάκα λόγω των καμπτικών ρηγματώσεων στις στηρίξεις των δοκών. Ωστόσο μπορεί να παρουσιαστούν σοβαρότερες μορφές βλαβών από καθιζήσεις υποστυλωμάτων, βλάβες γειτονικών δοκών και ρηγματώσεις τοιχοπληρώσεων. Επιπλέον μια σοβαρή μορφή βλάβης σε πλάκες είναι η αστοχία της πλάκας από διάτρηση, όταν αυτή εδράζεται απευθείας σε υποστυλώματα χωρίς την συμβολή των δοκών. Συνήθως η διάταξη αυτή των δομικών στοιχείων αποφεύγεται στις νέες αντισεισμικές κατασκευές. (Δρίτσος 2005).



Εικόνα 4.43 : Βλάβη πλάκας λόγω διάτρησης. (Πηγή : Δρίτσος 2005)

4.1.2.2. Οργανισμός Πλήρωσης

Οι βλάβες στον οργανισμό πλήρωσης είναι οι κάτωθι:

1. Ελαφρές βλάβες: απλή ρηγμάτωση με άνοιγμα ρωγμών μικρότερο από 1,0 mm, κυρίως στις γωνίες κουφωμάτων , αποκολλήσεις –αποσυνδέσεις οργανισμού πλήρωσης και σκελετού.
2. Σοβαρές βλάβες: έντονη ρηγμάτωση, ρωγμές διαγώνιες ή χιαστί, με άνοιγμα μέχρι 5,0 mm, αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας , βλάβη των διαζωμάτων, σοβαρές βλάβες στα διακοσμητικά στοιχεία και στις εγκαταστάσεις.
3. Βαριές βλάβες: θλιπποδιατμητική θραύση, μεγάλες (~ 10 mm) και ανοικτές ρωγμές, διαγώνιες ή χιαστί, σπάσιμο τούβλων, θραύση των διαζωμάτων, αποκλίσεις, βαριές βλάβες στα διακοσμητικά στοιχεία και στις εγκαταστάσεις.

4.1.2.3. Δευτερεύουσες κατασκευές

Αυτές κυρίως είναι κατασκευές όπως υαλοστάσια, καμινάδες, πατάρια και δεν μας αφορούν τόσο διότι οι συγκεκριμένες βλάβες δεν επηρεάζουν καθόλου την στατικότητα ενός κτιρίου.

Κεφάλαιο 5. Μέθοδοι Πρόληψης – Επισκευής Βλαβών λόγω Σεισμού

5.1. Στρατηγικές επεμβάσεων

Η στρατηγική των επεμβάσεων είναι η βασική προσέγγιση που υιοθετείται για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής ή διαφορετικά για τη μείωση της διακινδύνευσης σε αποδεκτά όρια. Για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης, μπορούν να εφαρμοστούν στρατηγικές είτε καθαρά τεχνικές είτε διαχειριστικής φύσης. Στην πρώτη κατηγορία περιλαμβάνονται επιλογές, όπως η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτιρίου, η αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης και η μείωση της σεισμικής απαίτησης. Αντίστοιχα, στη δεύτερη κατηγορία ανήκει μεταξύ άλλων η πιθανή αλλαγή χρήσης, η προοδευτική εφαρμογή των επεμβάσεων και η λήψη προσωρινών μέτρων ενίσχυσης.

Το εύρος των τεχνικών και των διαχειριστικών στρατηγικών που μπορούν να εφαρμοστούν για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης μίας υφιστάμενης κατασκευής είναι εξαιρετικά μεγάλο. Οι τεχνικές στρατηγικές αποτελούν προσεγγίσεις που στοχεύουν στη μεταβολή των βασικών παραμέτρων τόσο της σεισμικής απαίτησης όσο και της συμπεριφοράς του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού. Περιλαμβάνουν επεμβάσεις στο φέροντα οργανισμό για τη διόρθωση ενδεχόμενων ατελειών, στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, στην αύξηση της ικανότητας ανάληψης παραμορφώσεων, στην αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας και στη μείωση της σεισμικής απαίτησης.

Είναι αξιοσημείωτο ότι κατά το παρελθόν η στρατηγική ενίσχυσης που υιοθετήθηκε από τους περισσότερους μηχανικούς στόχευε στην ικανοποίηση των απαιτήσεων του εκάστοτε ισχύοντος κανονισμού. Η στρατηγική αυτή μεταφραζόταν σε επεμβάσεις, ώστε η ενισχυμένη κατασκευή να φέρει με ασφάλεια ένα ποσοστό των σεισμικών φορτίων που προέβλεπε ο εκάστοτε εν ισχύ κανονισμός για τις νέες κατασκευές. Στην πραγματικότητα η παραπάνω προσέγγιση δεν αποτελεί στρατηγική, αλλά κριτήριο σχεδιασμού που μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με μία από τις στρατηγικές που αναφέρθηκαν. Τα κριτήρια σχεδιασμού αφορούν στο ποσό της αντοχής, της δυσκαμψίας ή της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας που πρέπει να προστεθεί στο δόμημα, ώστε να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας. Σύμφωνα με τη φιλοσοφία που έχει πλέον επικρατήσει διεθνώς, το βασικό κριτήριο επιλογής των επεμβάσεων είναι ο περιορισμός των βλαβών που υφίστανται τα πρωτεύοντα καθώς και τα δευτερεύοντα στοιχεία της κατασκευής σε ανεκτά επίπεδα για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Πρωτεύοντα είναι τα στοιχεία και οι φορείς που συμβάλλουν ουσιαστικά στην αντοχή του κτιρίου έναντι κατάρρευσης υπό σεισμική δράση, λόγω κίνησης του εδάφους σε οποιαδήποτε διεύθυνση (π.χ. υποστυλώματα, τοιχώματα, κτλ).

Πέρα από τις τεχνικές στρατηγικές, υπάρχει και ένας μεγάλος αριθμός εναλλακτικών διαχειριστικών στρατηγικών που πρέπει επίσης να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό των επεμβάσεων. Οι διαχειριστικές στρατηγικές περιλαμβάνουν θέματα όπως:

(α) την απόφαση να υλοποιηθούν οι επεμβάσεις ενώ το κτίριο παραμένει σε χρήση ή να εκκενωθεί το κτίριο έως ότου πραγματοποιηθούν οι εργασίες ενίσχυσης.

(β) να θεωρηθεί αποδεκτή η υπάρχουσα σεισμική διακινδύνευση της κατασκευής και να μη γίνουν επεμβάσεις ή να αλλαχτεί η χρήση της κατασκευής, έτσι ώστε να είναι αποδεκτή η διακινδύνευση.

(γ) να κατεδαφιστεί το υπάρχον κτίριο και να αντικατασταθεί με άλλο.

(δ) να υλοποιηθούν οι προτεινόμενες επεμβάσεις προοδευτικά μέσα σε μεγάλης διάρκειας χρονικό περιθώριο ή να ληφθούν προσωρινά μέτρα ενίσχυσης έως ότου αντικατασταθεί η κατασκευή.

(ε) εάν οι επεμβάσεις θα γίνουν στο εξωτερικό του κτιρίου, έτσι ώστε να μειωθούν οι αρνητικές επιπτώσεις στους ενοίκους, ή αντίθετα αν οι εργασίες θα γίνουν στο εσωτερικό του κτιρίου προκειμένου να μην αλλοιωθούν τα χαρακτηριστικά της εξωτερικής του όψης (Σπυράκος,2004).

5.2. Αποτίμηση αντοχής και πρόταση επέμβασης σε υφιστάμενες κατασκευές

Τα κύρια στάδια που απαιτούνται για τον ανασχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι:

(α) **Η αποτίμηση** : δηλαδή η εξέταση της υπάρχουσας κατάστασης, η τεκμηρίωση του υφιστάμενου φορέα και τελικά η αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής. Περιλαμβάνεται η αποτύπωση του φέροντα οργανισμού, η καταγραφή των βλαβών, καθώς και η εκτίμηση των συντοριακών συνθηκών, των κατακόρυφων φορτίων και των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών της κατασκευής. Η αξιολόγηση των βλαβών και των ατελειών σε μεμονωμένα στοιχεία, δεν θα ωφελήσει αν τελικά δεν εκτιμηθεί η πιθανότερη παθολογική εικόνα του συνόλου της κατασκευής, που θα πρέπει να επιβεβαιωθεί από τα αποτελέσματα μιας ανάλυσης που θα αποτιμά τη σεισμική της ικανότητα. Ανεξάρτητα από την ειδικότερη μέθοδο που θα επιλεγεί για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής, είτε επιλεγεί μια προσεγγιστική μέθοδος είτε χρησιμοποιηθούν προχωρημένες μέθοδοι ανελαστικών αναλύσεων, στις οποίες θα εκτιμηθεί η παραμορφωσιακή ικανότητα των μελών του φορέα, στο τέλος αυτού του σταδίου αποφασίζεται αν υπάρχει ανάγκη για ενίσχυση της κατασκευής. Προφανώς για την απόφαση αυτή προαπαιτείται η επιλογή της «στάθμης επιτελεστικότητας» δηλαδή της επιθυμητής συμπεριφοράς της κατασκευής, σε συνάρτηση με τον σεισμό σχεδιασμού, που μπορεί να εκφραστεί μέσω της πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής της κατασκευής που θεωρείται 50 έτη. Με βάση το σημερινό Κανονιστικό πλαίσιο, ως στάθμη επιτελεστικότητας υποχρεωτικά πρέπει να επιλεγεί τουλάχιστον “η προστασία ζωής και περιουσίας των ενοίκων” ενώ η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 10%. Όμως για τα υφιστάμενα κτίρια θα ήταν λογικό να μπορεί να ρυθμιστεί και διαφορετικά. Το ίδιο θα μπορούσε να ισχύει μετά από οποιαδήποτε επέμβαση, εξασφαλίζοντας κατ ελάχιστον την αρχική (προ της επέμβασης) ικανότητα του φορέα.

(β) **Η λήψη της απόφασης** η οποία περιλαμβάνει την εξέταση πιθανών σχημάτων επέμβασης και την επιλογή λύσης, συμπεριλαμβανόμενης και της κατεδάφισης. Περιλαμβάνει την λήψη απόφασης για την επέμβαση, αποτελεί το δυσκολότερο ίσως τμήμα της όλης διαδικασίας, επειδή σ’ αυτό το στάδιο εμπλέκεται ένα πλήθος παραγόντων που δεν είναι εύκολο να

ποσοτικοποιηθούν. Κατ' αρχάς θα πρέπει να έχουν αξιολογηθεί όλες οι παράμετροι που μπορούν να επηρεάσουν την απόφαση προς κάθε μία από τις παρακάτω τρεις κρίσιμες δυνατές επιλογές:

- Επισκευή της κατασκευής (αν υπάρχουν βλάβες) ή καμία επέμβαση.
- Ενίσχυση της κατασκευής.
- Κατεδάφιση της κατασκευής και ανέγερση νέας.

Ως επισκευή ορίζεται η διαδικασία επέμβασης σε μία κατασκευή με βλάβες, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης χαρακτηριστικά των στοιχείων της και επαναφέρει την κατασκευή στην αρχική της κατάσταση, ενώ ως ενίσχυση ορίζεται η διαδικασία επέμβασης, σε μία κατασκευή, με ή χωρίς βλάβες, η οποία επαυξάνει τη φέρουσα ικανότητα του φορέα σε επίπεδο υψηλότερο από αυτό του αρχικού του σχεδιασμού. Η απόφαση για την κρίσιμη επιλογή, μεταξύ επισκευής, ενίσχυσης και κατεδάφισης/ανακατασκευής καθώς και της ειδικότερης διαδικασίας επέμβασης που τελικά θα προταθεί, είναι προφανώς αποτέλεσμα μιας διαδικασίας επαναληπτικής εξέτασης εναλλακτικών σχημάτων επέμβασης, με στόχο την αποδεκτή σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής ως σύνολο. Αν επιλεγεί η λύση της ενίσχυσης, η αναζήτηση του σχήματος επέμβασης μπορεί να γίνει σε δύο κατευθύνσεις. Στην πρώτη κατεύθυνση θα αναζητηθεί η λύση με την οποία η κατασκευή ενισχύεται ως σύνολο έτσι ώστε να μειωθεί η ένταση στα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής σε επίπεδα χαμηλότερα από τα ανεκτά όρια ικανότητας τους. Στη δεύτερη κατεύθυνση θα αναζητηθεί η λύση με την οποία ενισχύονται τα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής προσδίδοντας πρόσθετη ικανότητα (αντοχή, πλαστιμότητα) ή άλλα ελλείποντα χαρακτηριστικά σε μεμονωμένα στοιχεία.

Η πρώτη κατεύθυνση ακολουθείται συνήθως όταν τα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής είναι πολλά και επομένως χρειάζεται μία συνολική αντιμετώπιση του θέματος, ενώ η δεύτερη κατεύθυνση ακολουθείται όταν αξιολογείται ότι πρέπει να εξαιρεθούν μόνο κάποιες τοπικές αδυναμίες της κατασκευής. Πάντως, για κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες από έναν ισχυρό σεισμό, ανεξάρτητα από το παραπάνω αποτέλεσμα, η εικόνα των βλαβών αποτελεί αδιάφευστο στοιχείο της σεισμικής ικανότητας που επηρεάζει ιδιαίτερα την απόφαση. Έτσι σε κατασκευές με εκτεταμένες και βαριές βλάβες, η επέμβαση πρέπει να στοχεύει στην ενίσχυση της κατασκευής.

(γ) **Σχεδιασμός της λύσης** που επελέγη το οποίο περιλαμβάνει την διαστασιολόγηση των μελών του επισκευασμένου/ενισχυμένου φορέα, την τεχνική περιγραφή των προβλεπόμενων εργασιών και το κόστος της λύσης. Περιλαμβάνει τον σχεδιασμό της λύσης επέμβασης, περιλαμβάνει τη διαστασιολόγηση των επισκευασμένων/ενισχυμένων μελών του. Η χρήση νέων στοιχείων σε συνεργασία με τα παλαιά δημιουργεί νέα πολυφασικά, σύνθετα στοιχεία, η διαστασιολόγηση των οποίων ξεφεύγει συχνά από τις συνήθεις διαδικασίες διαστασιολόγησης μονολιθικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Εξάλλου η χρήση νέων υλικών (υφασμάτων ή ελασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή) για την ενίσχυση των υφιστάμενων στοιχείων, δημιουργεί ένα ενδιαφέρον πεδίο εφαρμογής που όμως απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή λόγω έλλειψης εμπειρίας και του συχνά υπερβολικού ενθουσιασμού που πηγάζει από την ευκολία εφαρμογής στην πράξη. Η αναδιαστασιολόγηση του φορέα καταλήγει πάντα στα σχέδια λεπτομερειών της οριστικής μελέτης επέμβασης και κοστολόγηση των εργασιών. Η επιλογή πρέπει τελικά να κριθεί

οικονομικά ωφέλιμη. Γιατί, δυστυχώς, έχει παρατηρηθεί συχνά να επιλέγονται λύσεις εξοργιστικά αντισοικονομικές χωρίς ουσιαστικό λόγο (Σπυράκος,2004).

5.3. Συστήματα επεμβάσεων

Το σύστημα των επεμβάσεων είναι η συγκεκριμένη μέθοδος επεμβάσεων που χρησιμοποιείται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Προκειμένου μία κατασκευή να επιδείξει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά πρέπει να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο να είναι ικανό να περιορίζει τις μετακινήσεις σε μεγέθη που αντιστοιχούν σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής. Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι:

(α) Η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού.

(β) Η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού.

(γ) Η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή.

Τα συστήματα επεμβάσεων εξασφαλίζουν επαρκή σεισμική συμπεριφορά επηρεάζοντας άμεσα τους παραπάνω παράγοντες και εφαρμόζονται είτε μεμονωμένα είτε σε συνδυασμό. Για παράδειγμα οι παραδοσιακές μέθοδοι ενίσχυσης, όπως είναι η προσθήκη δικτυωτών συνδέσμων ή τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος, επιδρούν στη δυσκαμψία και στην αντοχή της κατασκευής. Τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας, π.χ. οι ιξώδεις αποσβεστήρες, μεταβάλλουν την απόσβεση της κατασκευής και η σεισμική μόνωση επιδρά στο χαρακτήρα της εδαφικής διέγερσης που μεταδίδεται στην κατασκευή. Αν θεωρήσουμε, ότι το μέγεθος της μέγιστης αναπτυσσόμενης ενέργειας παραμόρφωσης λόγω σεισμού αποτελεί μέτρο της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής, τότε μπορούμε να χαράξουμε μια καμπύλη υπερβολικής μορφής που αναπαριστά την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα. Επομένως η καμπύλη αυτή υποδηλώνει το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της λύσης ενίσχυσης. Δηλαδή μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής όταν η καμπύλη που αναπαριστά τη συμπεριφορά της επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη (s) που απεικονίζει τον ασφαλή σχεδιασμό. Στην αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση (Σπυράκος,2004).



Εικόνα 5.1: Στρατηγικές ενίσχυσης (Πηγή: Σπυράκος, 2004)

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

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

Η καμπύλη (c) αναπαριστά τη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την ενίσχυση της, όταν αναιρούνται πρώιμοι τρόποι αστοχίας και αυξάνεται η πλαστιμότητα του φορέα.

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

Κατόπιν των παραπάνω, διακρίνουμε λοιπόν τέσσερις στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής

- Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα.
- Αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής.
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής.
- Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής (π.χ. σεισμική μόνωση) (Σπυράκος, 2004).

5.3.1. Βελτίωση του Φορέα με Τοπικές Επεμβάσεις

Η στρατηγική βελτίωσης ενός φορέα με τοπικές επεμβάσεις εφαρμόζεται σε κατασκευές που, ενώ διαθέτουν τα βασικά στοιχεία ενός επαρκούς συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων, στερούνται ορισμένων κατασκευαστικών λεπτομερειών που είναι απαραίτητες για τη βελτιστοποίηση του συστήματος και την εξασφάλιση της επιθυμητής λειτουργίας του. Η ικανότητα μετακίνησης μίας τέτοιας κατασκευής μπορεί να είναι επαρκής σε σχέση με τη δεδομένη σεισμική απαίτηση, παρόλα αυτά πριν επιτευχθεί αυτή η μετακίνηση ενδέχεται να συμβούν τοπικές αστοχίες σε διάφορες θέσεις της κατασκευής. Οι πλέον συνηθισμένες ατέλειες που ευθύνονται για τέτοιου είδους τοπικές αστοχίες είναι το ανεπαρκές μήκος έδρασης στις θέσεις των στηρίξεων προκατασκευασμένων στοιχείων και η ανεπαρκής αγκύρωση ή σύνδεση των στοιχείων του φέροντος οργανισμού τόσο μεταξύ τους όσο και με τα στοιχεία του μη φέροντος οργανισμού. Η

τοπική επέμβαση για τη διόρθωση αυτών των ατελειών θα επέτρεπε στην κατασκευή να συμπεριφερθεί με τον επιθυμητό τρόπο. Πολύ συχνά η στρατηγική των τοπικών επεμβάσεων χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με άλλες στρατηγικές προκειμένου να επιτευχθεί μία κατασκευή με επαρκή σεισμική συμπεριφορά (Σπυράκος,2004).

5.3.2. Αύξηση της Αντοχής και της Δυσκαμψίας του Φορέα

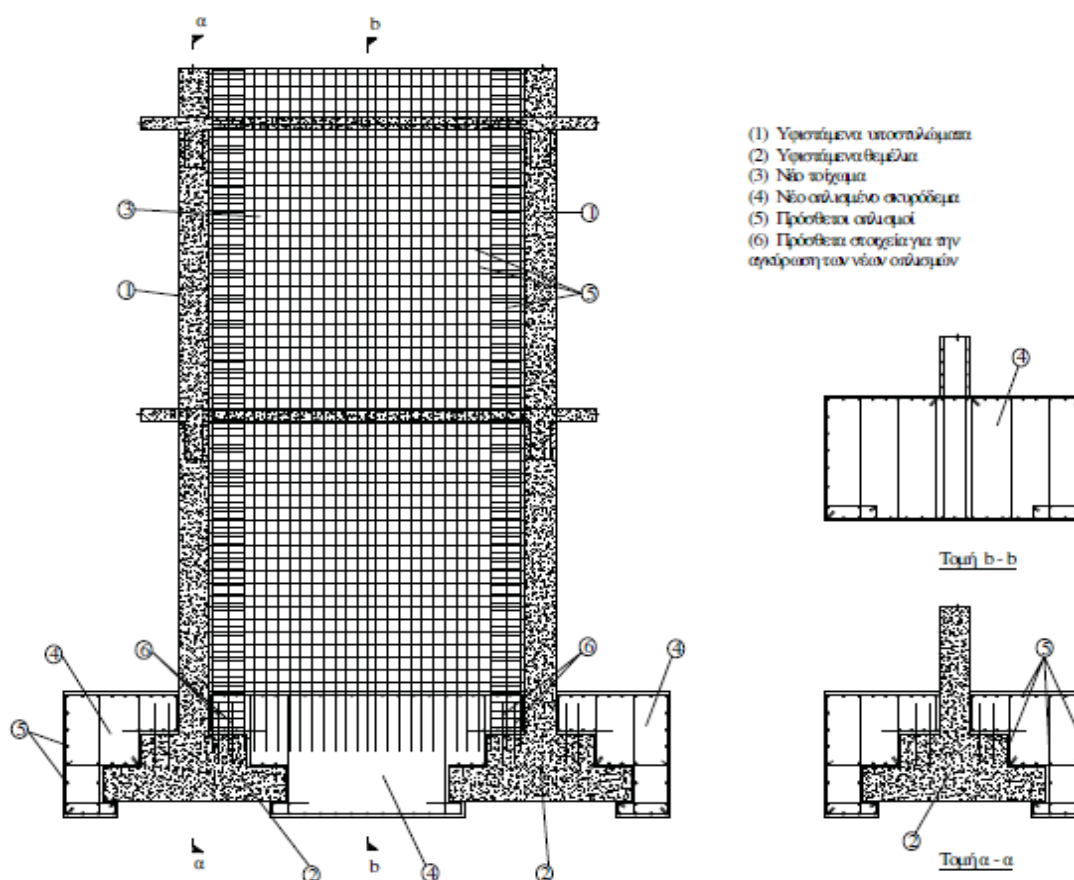
Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα είναι η πιο διαδεδομένη στρατηγική βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς σε κατασκευές με ανεπαρκές σύστημα ανάληψης σεισμικών φορτίων. Αν και οι δύο στρατηγικές σχετίζονται άμεσα μεταξύ τους, η κύρια διαφορά τους έγκειται στο γεγονός, ότι μέσω της αύξησης της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση, ενώ με την αύξηση της αντοχής επιτυγχάνεται επιπλέον αύξηση της σεισμικής δύναμης που απαιτείται ώστε να προκληθούν βλάβες στην κατασκευή. Εφόσον η αύξηση της αντοχής γίνει χωρίς ταυτόχρονη αύξηση της δυσκαμψίας, όπως με τη χρήση μεταλλικών ελασμάτων ή ινοπλισμένων πολυμερών, τότε η ενισχυμένη κατασκευή μπορεί για μεγαλύτερα σεισμικά φορτία να μην υποστεί βλάβες. Ακόμα και αν η μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση που επιτυγχάνεται με την αύξηση της δυσκαμψίας του συστήματος δεν είναι μεγάλη, μπορεί να μεταβάλλει σημαντικά τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής, τα οποία, ενώ δεν συμμετέχουν ιδιαίτερα στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων, είναι εξαιρετικά ευαίσθητα στις πλευρικές μετακινήσεις. Τέτοια στοιχεία αποτελούν υποστυλώματα με χαμηλή πλαστιμότητα που χρησιμοποιούνται κυρίως για την παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων και αρχιτεκτονικά διαχωριστικά τοιχεία και επικαλύψεις.

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα αποτελούν στρατηγικές που εφαρμόζονται κατά κανόνα ταυτόχρονα, καθώς τα περισσότερα συστήματα που αυξάνουν την αντοχή μίας κατασκευής, όπως είναι η προσθήκη τοιχωμάτων ή πλαισίων, αυξάνουν και τη δυσκαμψία της. Εξαίρεση αποτελούν τα τοπικά μέτρα ενίσχυσης τα οποία αυξάνουν την αντοχή συγκεκριμένων στοιχείων χωρίς να μεταβάλουν σημαντικά τη δυσκαμψία τους. Παραδείγματος χάριν, μία συνήθης ατέλεια των παλαιότερων πλαισιακών φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ότι τα μήκη υπερκάλυψης των εφελκυσμένων ράβδων του διαμήκου οπλισμού είναι ανεπαρκή, με αποτέλεσμα χαμηλή καμπτική αντοχή των μελών του φορέα. Η επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης στις θέσεις των ενώσεων με υπερκάλυψη μπορεί να βελτιώσει σημαντικά τη συμπεριφορά των πλαισίων και να τους επιτρέψει να αναπτύξουν μεγαλύτερη αντοχή χωρίς να μεταβληθεί σημαντικά η δυσκαμψία τους (Σπυράκος,2004).



Εικόνα 5.2: Ενίσχυση κατασκευής με προσθήκη τοιχωμάτων ή δικτυωτών συνδέσμων (Πηγή : Σπυράκος,2004)

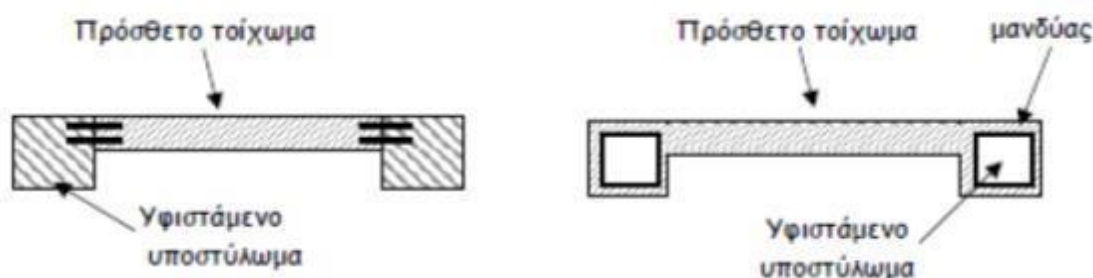
Η κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής στοχεύει σε μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής. Η μέθοδος εφαρμόζεται επίσης για να διορθωθούν σφάλματα σχεδιασμού που σχετίζονται με τη μόρφωση του φορέα και ειδικότερα όταν διαπιστώνεται έντονη ασυμμετρία κατανομής δυσκαμψίας ή αντοχής καθ' ύψος ή εκκεντρότητα δυσκαμψίας σε κάτοψη. Συνήθως χρησιμοποιούνται τοιχώματα από οπλισμένο (έγχυτο ή εκτοξευόμενο) σκυρόδεμα κατασκευαζόμενα στον τόπο του έργου. Εναλλακτικά, για ηπιότερες επεμβάσεις, μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels), είτε τοιχοποιία από συμπαγείς οπτόπλινθους ή τσιμεντόλιθους. Στις περιπτώσεις που επιδιώκεται μία περισσότερο πλάσιμη συμπεριφορά της κατασκευής, η σύνδεση γίνεται μόνο στις δοκούς, δηλαδή στο πάνω και κάτω μέρος του τοιχώματος, ενώ στα πλάγια, μεταξύ του τοιχώματος και των υποστυλωμάτων δεν γίνεται σύνδεση και αφήνεται ένα μικρό κενό. Στη περίπτωση προσθήκης τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα η θεμελίωση των νέων τοιχωμάτων συνδέεται πάντοτε με την υπάρχουσα θεμελίωση.



Εικόνα 5.3: Κατασκευή τοιχώματος σε υφιστάμενο πλαίσιο (Πηγή: Δρίτσος, 2005)

Επίσης επισημαίνεται ότι στη συνήθη περίπτωση σύνδεσης των νέων τοιχωμάτων με τα υποστυλώματα, τα τελευταία αποτελούν πλέον τα άκρα ενός νέου τοιχώματος όπου προφανώς αναμένεται αυξημένη ένταση. Ως εκ τούτου ιδιαίτερα συνίσταται όπως τα άκρα του νέου τοιχώματος επεκτείνονται σε ένα μανδύα γύρω από τα υποστυλώματα, ενισχύοντας έτσι και αυτήν την περιοχή. Κρίσιμο σημείο εφαρμογής της μεθόδου είναι η εξασφάλιση της μεταφοράς των οριζοντίων δράσεων στα νέα τοιχώματα. Απαιτείται δηλαδή έλεγχος στις στάθμες των ορόφων ότι οι δοκοί που συντρέχουν στο τοίχωμα (με διεύθυνση τον ισχυρό άξονα του τοιχώματος) έχουν επαρκή διαμήκη οπλισμό για τη μεταφορά των οριζοντίων δράσεων του

ορόφου. Αν ο οπλισμός αυτός είναι ανεπαρκής η ενίσχυση περιλαμβάνει και την προσθήκη νέων οριζοντίων στοιχείων σύνδεσης.



Εικόνα 5.4 : Τοιχωματοποίηση πλαισίου χωρίς ενίσχυση των υποστυλωμάτων και με σύγχρονη κατασκευή μανδύα στα ακραία υποστυλώματα (Πηγή: Δρίτσος, 2005)

Δύο κατασκευαστικά θέματα που αφορούν τη σύνδεση των τοιχωμάτων με τα περιβάλλοντα πλαίσια απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή. Το πρώτο πρόβλημα οφείλεται στα αποτελέσματα της συστολής ξήρανσης του νέου σκυροδέματος, και εκδηλώνεται με ρηγμάτωση της διεπιφάνειας, εκεί όπου το υψηλότερο τμήμα του τοιχώματος εφάπτεται στον πυθμένα της δοκού του πλαισίου. Εδώ η συστολή ξήρανσης αντιμετωπίζεται συνήθως με σκυρόδεμα ειδικής σύνθεσης, όπου έχουν χρησιμοποιηθεί ειδικά πρόσμικτα. Εναλλακτικά, πολλές φορές το τοίχωμα σκυροδετείται μέχρι ύψος 20cm περίπου χαμηλότερα από τον πυθμένα της δοκού και μετά πάροδο ικανού χρόνου από την ημέρα σκυροδέτησης, συμπληρώνεται το υπόλοιπο (δηλαδή το τμήμα του τοιχώματος κοντά στον πυθμένα της δοκού) με εποξειδικό ή πολυεστερικό κονίαμα. Μερικές φορές ανάλογα με τις ειδικές συνθήκες του έργου το τοίχωμα μπορεί να σκυροδετηθεί μέχρι ύψος 5-7 mm χαμηλότερα από τον πυθμένα της δοκού, οπότε πλέον το κενό συμπληρώνεται με ρητινοειδή κόλλα χρησιμοποιώντας την τεχνική των ρητινενέσεων. Το δεύτερο πρόβλημα αφορά μόνο την περίπτωση των έγχυτων τοιχωμάτων και ειδικότερα τη δυσκολία σκυροδέτησης του υψηλότερου τμήματος του τοιχώματος λόγω ανεπαρκούς πρόσβασης από την κορυφή. Γι' αυτό η χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, αποτελεί έναν πρόσθετο λόγο προτίμησης (Δρίτσος, 2005).

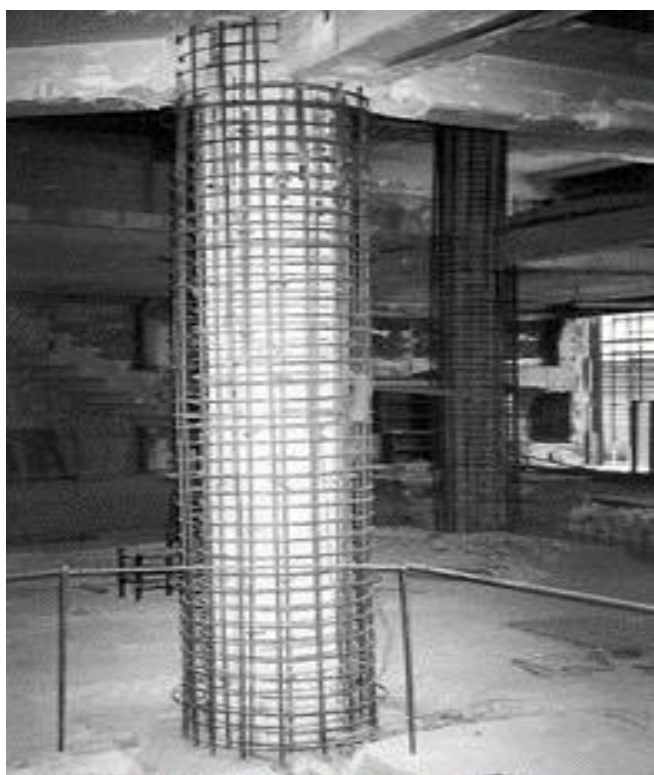
5.3.3. Αύξηση της Ικανότητας Παραμόρφωσης

Η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτιρίου μέσω της αύξησης της ικανότητας των στοιχείων του φέροντος οργανισμού να διατηρούν την αντοχή τους για μεγάλες παραμορφώσεις, είναι μία σχετικά νέα μέθοδος για τη σεισμική ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι κυριότερες μέθοδοι για την αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης περιλαμβάνουν:

- (α) την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης σε υφιστάμενα στοιχεία,
- (β) την τοπική απομείωση της δυσκαμψίας,
- (γ) την τροποποίηση στοιχείων, κυρίως κατακόρυφων, του φέροντος οργανισμού ώστε να μεταβληθούν οι προβλεπόμενοι μηχανισμοί αστοχίας

(δ) την παροχή επιπλέον στήριξης σε περιοχές που αστοχούν λόγω υπερβολικών μετακινήσεων.

Κατά κανόνα αυτές οι μέθοδοι απαιτούν πολύ μικρότερη αρχιτεκτονική παρέμβαση στο κτίριο, σε σχέση με αυτές που αφορούν σε αύξηση της αντοχής ή της δυσκαμψίας. Με την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης επιτυγχάνεται αύξηση της πλαστιμότητας. Η μέθοδος εφαρμόζεται κατά κανόνα σε υποστυλώματα. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, μεταλλικοί μανδύες ή μανδύες από σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών. Η τοπική απομείωση της δυσκαμψίας μπορεί να είναι ένας πολύ αποτελεσματικός τρόπος αποφυγής ανεπιθύμητων μορφών αστοχίας ή ακόμα περιορισμού των βλαβών σε μεμονωμένα στοιχεία που δεν είναι καθοριστικά για τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Η ενίσχυση συγκεκριμένων υποστυλωμάτων μπορεί να απαιτείται σε πλαίσιακούς φορείς που δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού με αποτέλεσμα τη δημιουργία μηχανισμού ορόφου, δηλαδή τη συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων του ορόφου με μειωμένη δυσκαμψία. Χαρακτηριστική περίπτωση είναι οι κατασκευές με *pilotis*. Η παροχή επιπλέον στήριξης μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε οριζόντια στοιχεία που συμμετέχουν κυρίως στην ανάληψη των κατακόρυφων και όχι των πλευρικών φορτίων και τα οποία ενδέχεται να απωλέσουν την έδρασή τους σε περίπτωση μεγάλων πλευρικών μετακινήσεων του φορέα. Η στρατηγική της αύξησης της ικανότητας παραμόρφωσης είναι περισσότερο αποτελεσματική όταν το πλήθος των στοιχείων που απαιτούν τροποποιήσεις είναι σχετικά μικρό. Σε διαφορετική περίπτωση, η συγκεκριμένη στρατηγική μπορεί, αφενός μεν να αποδειχθεί εξαιρετικά δαπανηρή, αφετέρου δε να προκαλέσει σημαντικές δυσχέρειες στη χρήση του κτιρίου κατά τη διάρκεια των εργασιών ενίσχυσης (Σπυράκος, 2004).



Εικόνα 5.5: Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος (Πηγή: Σπυράκος, 2004)

5.3.4. Μείωση της Σεισμικής Απαίτησης

Η συγκεκριμένη στρατηγική έχει ως στόχο την επιβολή μεταβολών στην υφιστάμενη κατασκευή ώστε να μειωθούν οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω σεισμού. Μέθοδοι αυτής της στρατηγικής περιλαμβάνουν: τη μείωση της μάζας της κατασκευής και την εγκατάσταση συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης ενέργειας. Πλεονέκτημα αυτών των συστημάτων είναι ότι παρέχουν προστασία όχι μόνο στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου αλλά και στα περιεχόμενά του.

Η συμπεριφορά ορισμένων κτιρίων μπορεί να βελτιωθεί σημαντικά με τη μείωση της μάζας τους. Η μείωση της μάζας οδηγεί σε μείωση των αδρανειακών δυνάμεων και της συνολικής απαίτησης σε μετακίνηση της κατασκευής. Η μάζα, παραδείγματος χάριν, μπορεί να μειωθεί είτε απομακρύνοντας μη φέροντα στοιχεία μεγάλου βάρους, όπως επικαλύψεις, δεξαμενές, κτλ., είτε σε ακραία περίπτωση έναν ή περισσότερους ορόφους. Η χρήση της σεισμικής μόνωσης απαιτεί την εισαγωγή εύκαμπτων εφεδράνων σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο του στατικού συστήματος της κατασκευής, κατά κανόνα κοντά στη θεμελίωση. Τα εφέδρανα χαρακτηρίζονται από μεγάλη ικανότητα πλευρικής παραμόρφωσης, ενώ πολλά από αυτά έχουν επίσης και χαρακτηριστικά αποσβεστήρων. Η εγκατάσταση ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και, ενδεχομένως, του ποσοστού απόσβεσης της κατασκευής. Καθώς τα εφέδρανα έχουν πολύ μεγαλύτερη πλευρική ενδοτικότητα σε σχέση με την κατασκευή, η απαίτηση πλευρικής μετακίνησης λόγω του σεισμού συγκεντρώνεται σε αυτά. Κατά συνέπεια, η απαίτηση σε μετακίνηση στο τμήμα της κατασκευής πάνω από τα εφέδρανα μειώνεται σημαντικά. Προκειμένου να συμβεί αυτό πρέπει το τμήμα της κατασκευής πάνω από τα εφέδρανα να είναι σημαντικά πιο δύσκαμπτο από τους μονωτήρες. Επίσης, η σεισμική μόνωση είναι πιο αποδοτική εάν η ανωδομή μπορεί να συμπεριφερθεί ελαστικά για την υπολειπόμενη απαίτηση σε μετακίνηση. Για να επιτευχθούν οι δύο παραπάνω περιορισμοί, η εγκατάσταση ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης απαιτεί συχνά την αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα (Σπυράκος, 2004).

5.4. Μέθοδοι Επισκευών

Στο υποκεφάλαιο 5.3 αναλύσαμε τους τρόπους επέμβασης σε υφιστάμενες κατασκευές προκειμένου να αυξήσουμε την ακεραιότητά τους έναντι του σεισμού. Στο παρόν θα αναλύσουμε τους τρόπους επισκευής των βλαβών που έχει υποστεί κάποιο κτίριο από σεισμό.

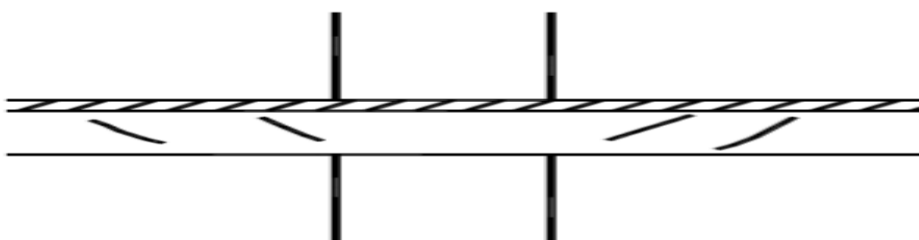
5.4.1. Επισκευή και ενίσχυση δοκών

Οι δοκοί είναι τα δομικά στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα που αποτελούν συνηθισμένο αντικείμενο επέμβασης, είτε λόγω βλαβών που έχουν υποστεί είτε λόγω πρόσθετων φορτίων που καλούνται να παραλάβουν. Η επέμβαση είναι δυνατό να περιλαμβάνει μόνο την επισκευή των υφιστάμενων βλαβών, όπου αυτές υπάρχουν, ή επιπλέον την ενίσχυση της δοκού, δηλαδή την περαιτέρω βελτίωση των ιδιοτήτων της. Σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης, οι βλάβες επικεντρώνονται κατά κανόνα στην περιοχή του κόμβου δοκού και υποστυλώματος. Κατά συνέπεια, στις περιπτώσεις αυτές η επέμβαση στις βλαμμένες δοκούς αποτελεί μέρος ενός

ευρύτερου σχεδίου επεμβάσεων που μπορεί να περιλαμβάνει τους κόμβους καθώς και τα κατακόρυφα στοιχεία που συντρέχουν σε αυτούς (Σπυράκος,2004).

5.4.1.1. Επισκευή Δοκών

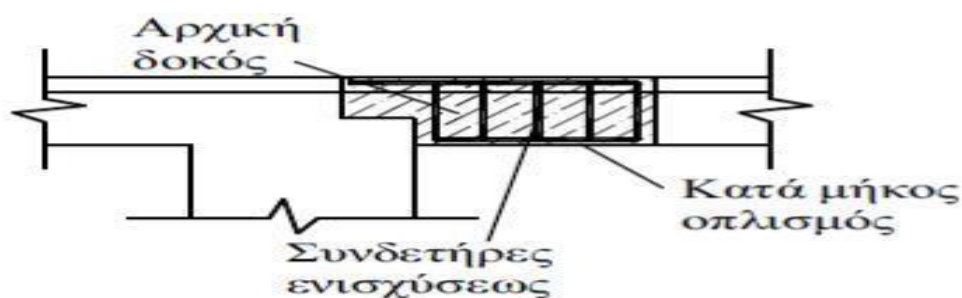
Η διαδικασία επισκευής μίας δοκού έχει ως στόχο την αποκατάσταση των χαρακτηριστικών που είχε πριν υποστεί τις βλάβες όσον αφορά τόσο στην αντοχή όσο και στη δυσκαμψία της. Όπως προαναφέρθηκε, η επιλογή της μεθόδου επισκευής εξαρτάται από το βαθμό της βλάβης που έχει υποστεί η δοκός. Στην περίπτωση ελαφρών βλαβών, η επισκευή της δοκού γίνεται με συγκόλληση των ρωγμών με εποξική ρητίνη (Εικόνα 5.6). Εάν επιπλέον της ρηγμάτωσης παρατηρείται επιφανειακή αποφλοίωση του σκυροδέματος χωρίς όμως αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της διατομής του πυρήνα, ο φλοιός αποκαθίσταται με χρήση επισκευαστικού κονιάματος. Το κονίαμα που επιλέγεται έχει συνήθως ως βάση κάποιο είδος ρητίνης, εκτός εάν το βάθος της αποφλοίωσης είναι μεγαλύτερο, οπότε προτιμώνται μη συρρικνούμενα κονιάματα με βάση το τσιμέντο (Σπυράκος,2004).



Εικόνα 5.6: Ρητινενέσεις για συγκόλληση ρωγμών σε δοκό (Πηγή: Σπυράκος,2004).

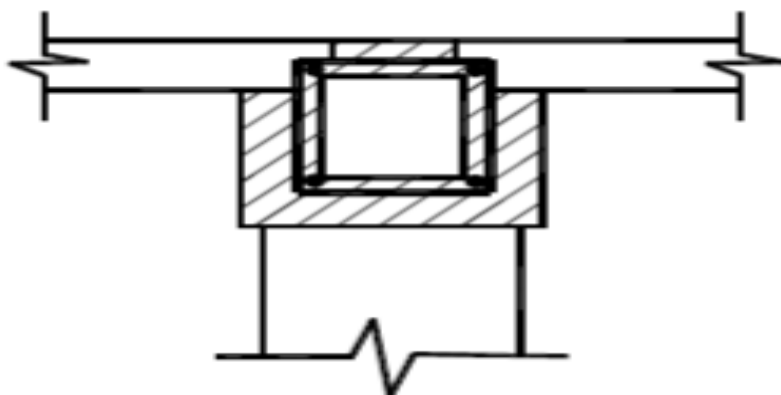
Εάν η δοκός έχει υποστεί τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος σε περιορισμένη έκταση, η διαδικασία που υιοθετείται για την επισκευή της περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

- (α) Υποστύλωση της δοκού.
- (β) Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος.
- (γ) Τοποθέτηση στην εξωτερική παρειά της δοκού ελαφρού δομικού πλέγματος (Εικόνα 5.7).
- (δ) Διάστρωση εκτοξευόμενου ή έγχυτου σκυροδέματος.



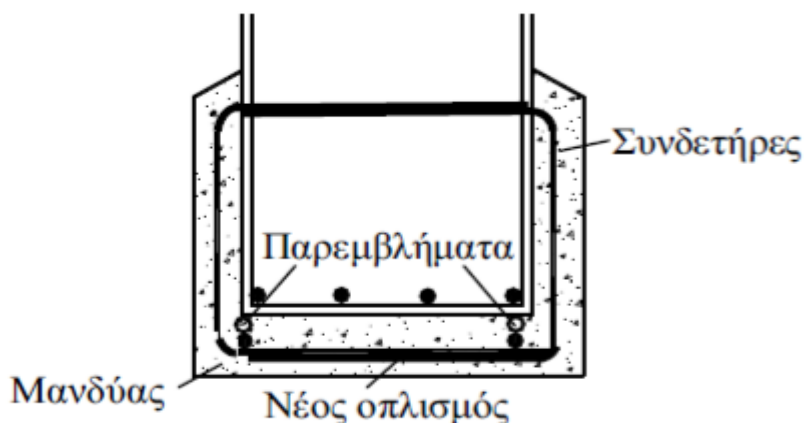
Εικόνα 5.7: Επισκευή δοκού με ελαφρύ δομικό πλέγμα (Πηγή: Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ – Ο.Α.Σ.Π,1999).

Εναλλακτικά, αντί για την επισκευή του βλαμμένου στοιχείου με τοποθέτηση πλέγματος, συχνά επιλέγεται η ταυτόχρονη ενίσχυση της δοκού με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Πριν την κατασκευή του μανδύα, απαιτείται θραύση της πλάκας στην περιοχή που θα τοποθετηθεί ο μανδύας και εκτράχυνση της εξωτερικής επιφάνειας της δοκού που θα συνδεθεί με αυτόν. Στη συνέχεια τοποθετούνται κατά μήκος οπλισμοί και συνδετήρες (Εικόνα 5.8). Για την κατασκευή του μανδύα χρησιμοποιείται έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.



Εικόνα 5.8: Επισκευή δοκού με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος (Πηγή: Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ – Ο.Α.Σ.Π,1999).

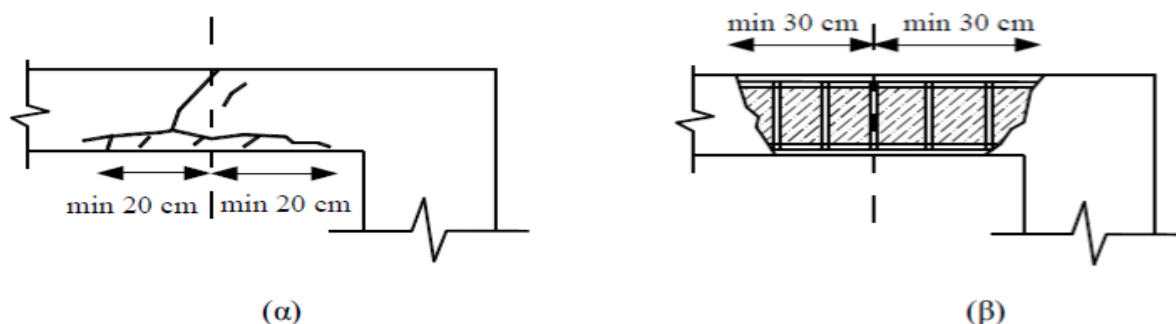
Εάν οι βλάβες της δοκού οφείλονται σε κάμψη, πριν τη διάστρωση του σκυροδέματος για τη δημιουργία του μανδύα, γίνεται αποκάλυψη του υπάρχοντος οπλισμού της δοκού σε ορισμένες θέσεις και συγκόλληση νέου οπλισμού κάμψης πάνω στον παλαιό μέσω παρεμβλημάτων (Εικόνα 5.9). Η σύνδεση του μανδύα με την υφιστάμενη διατομή από σκυρόδεμα γίνεται είτε με συνδετήρες, οι οποίοι αγκυρώνονται σε οριζόντιες οπές που διανοίγονται στον κορμό της δοκού που ενισχύεται, όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.9, είτε με χημικώς πακτωμένα βλήτρα. Όταν η ενίσχυση της δοκού συνοδεύεται από αύξηση του πάχους της υπερκείμενης πλάκας, οι συνδετήρες για τη σύνδεση παλαιού και νέου στοιχείου περικλείουν ολόκληρη την ενισχυόμενη δοκό.



Εικόνα 5.9 : Μανδύας για επισκευή δοκού σε κάμψη (Πηγή: Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ – Ο.Α.Σ.Π,1999)

Ένα σημαντικό πρόβλημα που αντιμετωπίζεται συνήθως στην κατασκευή του μανδύα, είναι η συστολή ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος. Για το λόγο αυτό συνιστάται να χρησιμοποιείται σκυρόδεμα με κατάλληλα χημικά πρόσθετα ή να αντικαθίσταται το τσιμέντο από μη συρρικνούμενη κονία, ενώ οι κόκκοι του αδρανούς πρέπει να είναι μικρότεροι ή ίσοι με τους κόκκους του υπάρχοντος σκυροδέματος. Όταν εμφανίζεται πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος τμήματος της δοκού που συνοδεύεται από βλάβες τόσο του διαμήκους, όσο και του εγκάρσιου οπλισμού, η τεχνική που εφαρμόζεται είναι η εξής:

- (α) Υποσύλωση της δοκού.
- (β) Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος σε ολόκληρο το βλαμμένο τμήμα της δοκού (Εικόνα 5.10(α)) και προσεκτικός καθαρισμός της εναπομένουσας διατομής.
- (γ) Έλεγχος του υπάρχοντος διαμήκους οπλισμού και ενίσχυση αυτού εάν απαιτείται με ηλεκτροσυγκόλληση νέων ράβδων.
- (δ) Απομάκρυνση των διαρρηγμένων και τοποθέτηση νέων πυκνών συνδετήρων (Εικόνα 5.10 (β)).
- (ε) Διαμόρφωση των παρειών του παλαιού σκυροδέματος.
- (στ) Τοποθέτηση ξυλότυπου.
- (ζ) Σκυροδέτηση του καθαιρεθέντος τμήματος με έγχυτο σκυρόδεμα ή διάστρωση εγκιβωτισμένου σκυροδέματος (pre-packed concrete) (Πηγή: Σπυράκος,2004).



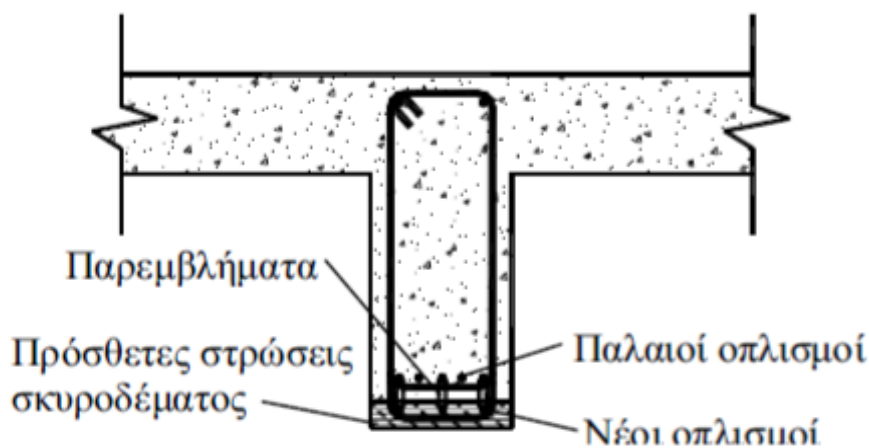
Εικόνα 5.10: Επισκευή δοκού με καθαίρεση και αποκατάσταση ίσης διατομής. (α) Ρηγματωμένη διατομή (Πηγή: Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ – Ο.Α.Σ.Π,1999).

5.4.1.2. Ενίσχυση Δοκών

Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ενίσχυσης μίας δοκού εξαρτάται άμεσα από τον επιδιωκόμενο στόχο. Κατά κανόνα, μεταξύ του συνόλου των δοκών της κατασκευής που ανασχεδιάζεται, ενισχύονται αυτές που εμφανίζουν ανεπαρκή καμπτική ή/και διατμητική αντοχή με βάση τις απαιτήσεις και τα κριτήρια σχεδιασμού της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας. Επίσης, ένας άλλος συνήθης λόγος ενίσχυσης είναι η αύξηση των φορτίων που καλείται να παραλάβει η υπόψη δοκός λόγω αλλαγής χρήσης του κτιρίου (Σπυράκος,2004).

(α) Ενίσχυση σε Κάμψη με Πρόσθετες Στρώσεις Σκυροδέματος

Όταν η αντοχή μίας δοκού σε κάμψη δεν πληροί τα κριτήρια σχεδιασμού, είναι δυνατή η ενίσχυση του εφελκυσμένου πέλματος με νέους διαμήκεις οπλισμούς που καλύπτονται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε όλο το πλάτος της δοκού. Το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι της τάξης των 7 - 10 cm. Στη λιγότερο συνηθισμένη περίπτωση ενίσχυσης του θλιβόμενου πέλματος δεν είναι απαραίτητη η χρήση νέου οπλισμού, ενώ αντί για εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μπορεί να χρησιμοποιηθεί έγχυτο. Η παραπάνω τεχνική για ενίσχυση του κάτω πέλματος της δοκού φαίνεται στην Εικόνα 5.11. Πρέπει να σημειωθεί ότι πριν την εφαρμογή της μεθόδου πρέπει να γίνεται αποφόρτιση της ενισχυόμενης δοκού στο μέγιστο δυνατό βαθμό.



Εικόνα 5.11: Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος (Πηγή :Σπυράκος,2004)

Όπως και στην περίπτωση της κατασκευής μανδύα, η σύνδεση του υπάρχοντος με το νέο οπλισμό γίνεται μέσω παρεμβλημάτων. Ανάλογα με την απόσταση μεταξύ των οπλισμών, τα παρεμβλήματα μπορούν να είναι καβίλιες ή αναρτήρες. Εναλλακτικά, όταν το πάχος της νέας στρώσης σκυροδέματος είναι μεγάλο, η σύνδεση παλαιού και νέου στοιχείου μπορεί να γίνει με μονότμητα ή δίτμητα βλήτρα. Το πλεονέκτημα της χρήσης βλήτρων είναι ότι με τον τρόπο αυτό αποφεύγονται οι αρνητικές συνέπειες της ηλεκτροσυγκόλλησης στις ιδιότητες του χάλυβα. Σε κάθε περίπτωση, η επιφάνεια του πέλματος που ενισχύεται πρέπει να έχει προηγουμένως εκτραχυνθεί έως ότου αποκαλυφθούν τα αδρανή. Η εκτράχυνση γίνεται με υδροβολή ή κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό. Η προσεκτική προετοιμασία της διεπιφάνειας για τη σύνδεση παλαιού και νέου στοιχείου είναι ιδιαίτερα κρίσιμη προκειμένου να αποφευχθεί η αποκόλληση των πρόσθετων στρώσεων σκυροδέματος όταν η ενισχυμένη δοκός κληθεί να παραλάβει τα επιπλέον φορτία.

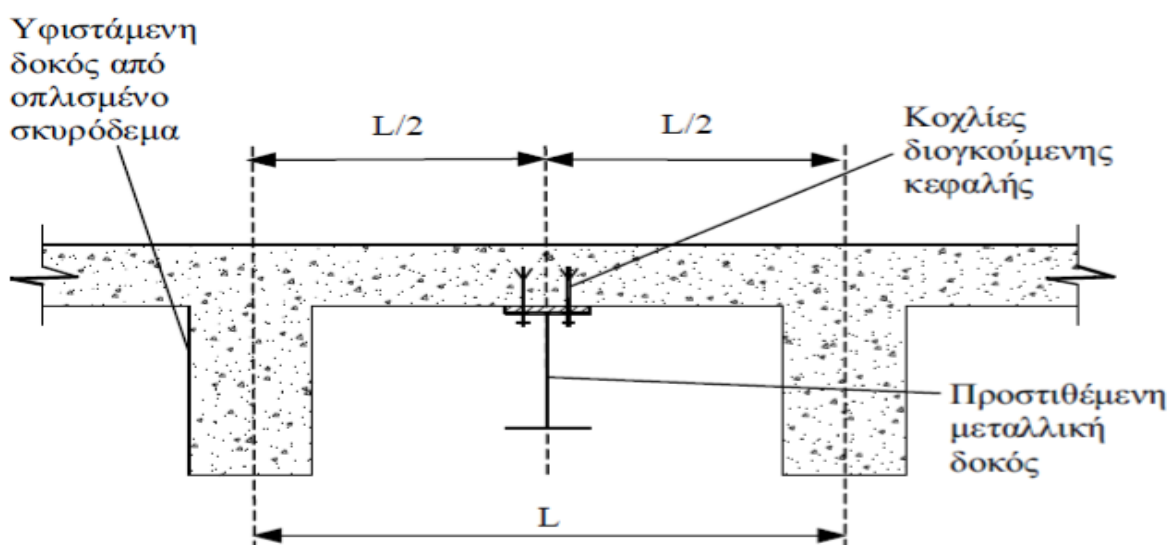
Παρόλο που η μέθοδος της ενίσχυσης δοκών με προσθήκη στρώσεων σκυροδέματος έχει εξαιρετικά ευρεία εφαρμογή, εξακολουθεί να παρουσιάζει μειονεκτήματα. Το κυριότερο από αυτά είναι ότι το νέο σκυρόδεμα, είτε έγχυτο είτε εκτοξευόμενο, υπόκειται σε συστολή ξηράνσεως έως ότου αναλάβει πλήρως την αντοχή του, ενώ αντίθετα οι διαστάσεις του αρχικού στοιχείου παραμένουν πρακτικά αμετάβλητες. Επειδή όμως τα δύο στοιχεία συνδέονται μεταξύ τους και συμπεριφέρονται ως ενιαία διατομή, η συστολή ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος παρεμποδίζεται, οπότε αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις. Εάν οι τάσεις αυτές

είναι σημαντικές μπορεί να έχουν ως αποτέλεσμα τη ρηγμάτωση του προστιθέμενου στοιχείου ή την αποκόλλησή του από την υφιστάμενη διατομή. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος, όπως και στην περίπτωση της κατασκευής μανδύα, συνιστάται να χρησιμοποιείται σκυρόδεμα με κατάλληλα χημικά πρόσθετα ή να αντικαθίσταται το τσιμέντο από μη συρρικνούμενη κονία.

Ένα άλλο πιθανό πρόβλημα που σχετίζεται με την αύξηση της διατομής με προσθήκη σκυροδέματος είναι η διάβρωση του νέου οπλισμού και των βλήτρων που βρίσκονται σε επαφή με το παλαιό σκυρόδεμα λόγω ηλεκτροχημικής διάβρωσης του σκυροδέματος αυτού. (Κοντού και Τετράδη 2013).

(β) Ενίσχυση με Προσθήκη Νέων Μεταλλικών Μελών

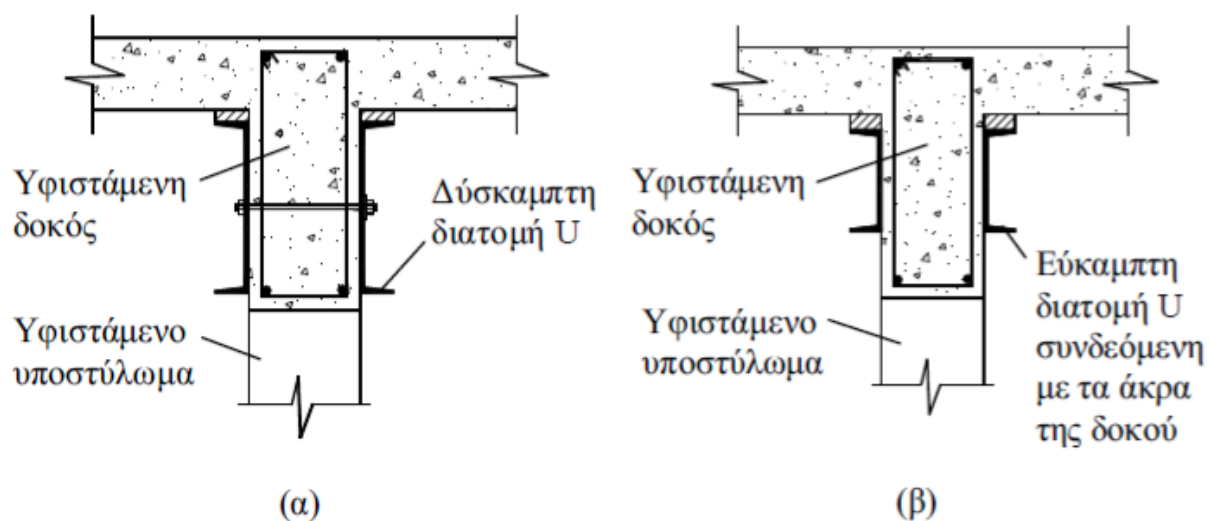
Η προσθήκη νέων μελών αποτελεί μία οικονομική αλλά και αποδοτική μέθοδο ενίσχυσης δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ανάλογα με την αντοχή της υπερκείμενης πλάκας, τα πρόσθετα μέλη μπορούν να τοποθετηθούν είτε μεταξύ των υφιστάμενων δοκών είτε σε επαφή με τις πλευρικές παρειές τους. Το προφανές πλεονέκτημα της τοποθέτησης των μελών στο μεσοδιάστημα μεταξύ των δοκών είναι η μείωση του ανοίγματος της πλάκας στο μισό, οπότε αυτόματα αυξάνεται σημαντικά η φέρουσα ικανότητα τόσο της πλάκας όσο και του συστήματος των δοκών (Εικόνα 5.12). Από την άλλη μεριά, τοποθετώντας τις νέες δοκούς στις παρειές των υφιστάμενων και εξασφαλίζοντας ότι θα λειτουργήσουν μαζί για την παραλαβή των φορτίων, δημιουργείται μία νέα σύνθετη διατομή με αυξημένη αντοχή σε σχέση με την αρχική. Σύμφωνα με την παθητική προσέγγιση που αναφέρθηκε παραπάνω, οι νέες δοκοί παραλαμβάνουν μόνο τα πρόσθετα φορτία ενώ η υπάρχουσα πλάκα και οι δοκοί εξακολουθούν να φέρουν το ίδιο βάρος τους. Με βάση την ενεργητική προσέγγιση, απαιτείται ανύψωση με γρύλους της πλάκας και των δοκών έτσι ώστε να αναιρεθούν οι παραμορφώσεις που οφείλονται στα φορτία βαρύτητας πριν την τοποθέτηση των νέων μελών. Η διαδικασία αυτή είναι επίπονη και συχνά με μικρή ωφέλεια. Συνήθως είναι ευκολότερο και ταχύτερο τα πρόσθετα μέλη να είναι από δομικό χάλυβα αντί για σκυρόδεμα (Σταθόπουλος, 2013).



Εικόνα 5.12: Προσθήκη μεταλλικών δοκών στο μέσο του ανοίγματος της πλάκας (Πηγή: Σπυράκος, 2004)

Η χρήση νέων στοιχείων από δομικό χάλυβα παρουσιάζει αρκετά πλεονεκτήματα. Αντίθετα η κατασκευή νέων δοκών από σκυρόδεμα απαιτεί κατασκευή ξυλότυπου και υποστήλωση, ενώ η σκυροδέτησή τους είναι δύσκολη λόγω της ύπαρξης της υφιστάμενης πλάκας. Προκειμένου να εξασφαλιστεί η αποδοτικότητα των πρόσθετων μεταλλικών δοκών, πρέπει να ικανοποιείται το συμβιβαστό των παραμορφώσεων στη διεπιφάνεια τους με τις ενισχυόμενες δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η προσθήκη μεταλλικών διατομών U σε κάθε πλευρά μιας υφιστάμενης δοκού αποτελεί μία ακόμα πρακτική για την ενίσχυση δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.13 (α), για να συμμετέχουν εξίσου στην παραλαβή των φορτίων, οι τρεις δοκοί συνιστάται να συνδέονται μεταξύ τους με αγκύρια που διαπερνούν το σώμα της δοκού από σκυρόδεμα και κοχλιώνονται στις ακραίες μεταλλικές δοκούς. Κατά τη διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών ενίσχυσης, η επιφάνεια της πλάκας πάνω από την υπόψη δοκό πρέπει να εκκενώνεται έτσι ώστε να απομακρύνονται τα κινητά φορτία από τη δοκό.

Μία άλλη παρόμοια τεχνική για την ενίσχυση δοκών φαίνεται στην Εικόνα 5.13 (β). Σύμφωνα με αυτή, εύκαμπτες μεταλλικές διατομές U τοποθετούνται στις δύο παρειές της δοκού που ενισχύεται, αλλά συνδέονται με αυτή μόνο στα άκρα τους. Ο σκοπός της σύνδεσης τους κατ' αυτό τον τρόπο είναι η ανακούφιση της υφιστάμενης δοκού από μέρος των φορτίων που της ασκούνται μέσω της επιβολής σε αυτή δυνάμεων με φορά προς τα πάνω. Αυτό επιτυγχάνεται είτε επιβάλλοντας προκαθορισμένη τιμή θετικής παραμόρφωσης στις δοκούς είτε τοποθετώντας σφήνες στο κενό μεταξύ της κάτω παρειάς της πλάκας και τις μεταλλικές διατομές. Ένα σημαντικό πλεονέκτημα της συγκεκριμένης μεθόδου ενίσχυσης σε σχέση με αυτή που απεικονίζεται στην Εικόνα 77 (α) είναι ότι δεν απαιτείται η ικανοποίηση του συμβιβαστού των παραμορφώσεων στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου στοιχείου. Το γεγονός ότι η δυσκαμψία των μεταλλικών διατομών δεν απαιτείται να είναι συγκρίσιμη με αυτή των δοκών από σκυρόδεμα καθιστά δυνατή τη χρήση ελαφρών εύκαμπτων μεταλλικών δοκών, σε αντίθεση με τις βαριές δύσκαμπτες δοκούς που απαιτούνται για την εφαρμογή της προηγούμενης μεθόδου.



Εικόνα 5.13: Προσθήκη νέων μεταλλικών μελών στις παρειές υφιστάμενης δοκού. (α) Δύσκαμπτες διατομές. (β) Εύκαμπτες διατομές (Πηγή: Σπυράκος, 2004)

Πρέπει να σημειωθεί ότι σε ορισμένες περιπτώσεις η προσθήκη νέων μεταλλικών δοκών δεν αποτελεί τη βέλτιστη λύση. Όταν η ενισχυμένη δοκός έχει αυξημένες απαιτήσεις πυροπροστασίας, όταν λόγοι αισθητικής επιβάλλουν την παρουσία αποκλειστικά σκυροδέματος στην κατασκευή που θα προκύψει ή όταν το κόστος της μεταφοράς των μελών από χάλυβα είναι μεγάλο σε σχέση με το κόστος της παραγωγής σκυροδέματος στη θέση του έργου, επιλέγεται συνήθως η αύξηση της διατομής με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος. Επίσης η χρήση νέων μεταλλικών μελών ενδέχεται να παρουσιάσει δυσκολίες στις θέσεις των συνδέσεων με τα υφιστάμενα υποστυλώματα. (Σπυράκος,2004).

(γ) Ενίσχυση με Μείωση του Ανοίγματος της Δοκού

Ορισμένες φορές, όταν τα αποτελέσματα της ανάλυσης υποδεικνύουν ότι η καμπτική αντοχή μίας δοκού είναι ανεπαρκής, η υπόψη δοκός, υπό την προϋπόθεση ότι βρίσκεται στο ισόγειο της κατασκευής, είναι δυνατό να ενισχυθεί με απλό τρόπο μειώνοντας το άνοιγμά της. Αυτό επιτυγχάνεται με την κατασκευή νέων πρόσθετων υποστυλωμάτων. Τα νέα υποστυλώματα απαιτούν θεμέλια, η κατασκευή των οποίων καθιστά αναγκαία την απομάκρυνση τμήματος της πλάκας του δαπέδου. Το κόστος μίας τέτοιας επέμβασης ενδέχεται να είναι απαγορευτικό. Εναλλακτικά το άνοιγμα της δοκού μπορεί να μειωθεί με την τοποθέτηση διαγώνιων συνδέσμων από τη βάση των υφιστάμενων υποστυλωμάτων έως ορισμένο σημείο της κάτω παρειάς της δοκού. Με τον τρόπο αυτό αποφεύγεται η κατασκευή των πρόσθετων θεμελίων. Το κυριότερο μειονέκτημα των δύο παραπάνω μεθόδων είναι ότι θυσιάζουν μέρος του ωφέλιμου χώρου κάτω από τις ενισχυόμενες δοκούς. Και στις δύο παραπάνω περιπτώσεις ενδείκνυται η χρήση στοιχείων από χάλυβα, αφού ο χάλυβας δεν παρουσιάζει συστολή ξηράνσεως και μπορεί να εγκατασταθεί γρήγορα και εύκολα (Εικόνα 5.14). Καθώς όλες οι θέσεις των συνδέσεων αναμένεται να είναι υπό θλίψη, ένα ζεύγος χαλύβδινων αγκυρίων κατά κανόνα επαρκεί για την αγκύρωση των νέων μελών στα υφιστάμενα.

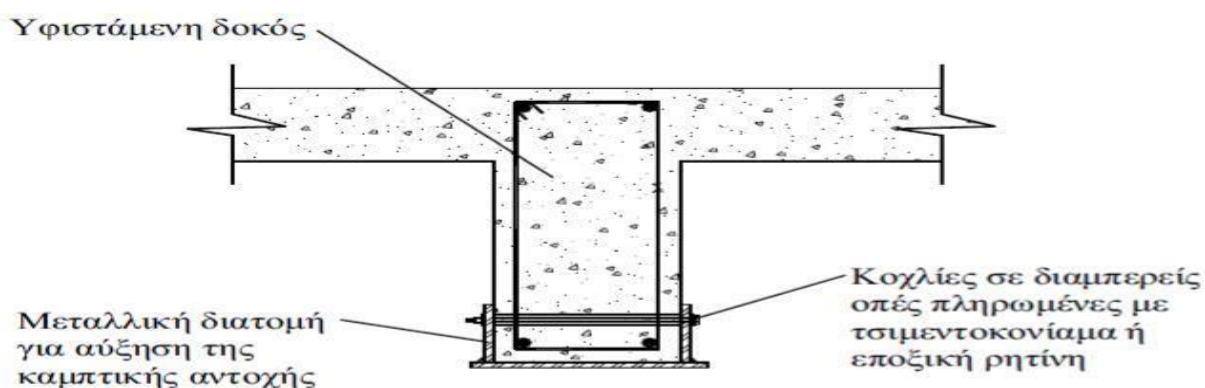


Εικόνα 5.14: Μείωση του ανοίγματος δοκού με χρήση μεταλλικού υποστυλώματος (Πηγή: Σπυράκος,2004)

Αντί για διαγώνιους συνδέσμους ενδεχομένως θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν ενισχύσεις στις γωνίες των πλαισίων μειώνοντας έτσι την απώλεια ωφέλιμης επιφάνειας κάτω από τη δοκό. Σε αυτή την περίπτωση όμως οι ενισχύσεις επιβάλλουν οριζόντιες δυνάμεις στα υποστυλώματα με τα οποία συνδέονται, με αποτέλεσμα αυτά να καταπονούνται σε επιπλέον κάμψη και διάτμηση. Αντίθετα, οι διαγώνιοι σύνδεσμοι μεταφέρουν τα φορτία στη βάση του υποστυλώματος όπου μπορούν εύκολα να παραληφθούν από την υποκείμενη πλάκα (Σπυράκος,2004).

(δ) Ενίσχυση με Προσθήκη Κοχλιωμένου Εφελκυσμένου Οπλισμού

Όταν η καμπτική αντοχή της υφιστάμενης δοκού δεν επαρκεί, μπορεί να ενισχυθεί επιτόπου με την προσθήκη χαλύβδινων ελασμάτων ή ακόμα και συγκολλητών μεταλλικών διατομών που κοχλιώνονται στη δοκό. Η συγκολλητή διατομή σχήματος ανεστραμμένου Π που φαίνεται στην Εικόνα 5.15 χρησιμοποιείται στην περίπτωση που το εμβαδό του απαιτούμενου πρόσθετου οπλισμού είναι σημαντικό. Με βάση την παθητική προσέγγιση σχεδιασμού ο νέος χάλυβας παραμένει ανενεργός έως ότου το σκυρόδεμα αρχίσει να παραμορφώνεται λόγω του πρόσθετου φορτίου (Σταθόπουλος,2013)



Εικόνα 5.15: Κοχλιωτή σύνδεση συγκολλητής μεταλλικής διατομής για αύξηση της καμπτικής αντοχής υφιστάμενης δοκού από σκυρόδεμα (Πηγή: Σπυράκος,2004)

Το μέγεθος και η απόσταση μεταξύ των κοχλιών που χρησιμοποιούνται για τη σύνδεση της νέας μεταλλικής διατομής με την υφιστάμενη δοκό εξαρτώνται από το μέγεθος των φορτίων σχεδιασμού που μεταβιβάζονται από τα μεταλλικά στοιχεία στο σκυρόδεμα στις θέσεις των συνδέσεων μέσω της εφελκυστικής και της διατμητικής αντοχής των κοχλιών. Στην περίπτωση που οι κοχλίες διαπερνούν πλήρως το σώμα της δοκού απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στην επιλογή της θέσης που θα διανοιχτεί η οπή και γενικά συνιστάται η θέση της οπής να είναι σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερη απόσταση από τον άξονα του διαμήκους οπλισμού της δοκού. Μία παραλλαγή της παραπάνω μεθόδου περιλαμβάνει σύνδεση των μεταλλικών ελασμάτων στην κάτω παρειά της δοκού με χρήση κατακόρυφων χημικώς πακτωμένων αγκυρίων. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της συγκεκριμένης τεχνικής είναι η προσεκτική σάρωση της παρειάς της δοκού για τον ακριβή εντοπισμό των διαμήκων ράβδων, ώστε να μην προκληθούν βλάβες σε αυτές κατά τη φάση διάνοιξης των οπών για την τοποθέτηση των αγκυρίων.

Εναλλακτικά μπορούν να προστεθούν δύο ελάσματα, ένα στην πάνω και ένα στην κάτω παρειά της δοκού. Τα ελάσματα μπορούν να συνδέονται μεταξύ τους μέσω κοχλιών που διαπερνούν κάθετα όλο το ύψος της δοκού. Η τεχνική αυτή χρησιμοποιείται συνήθως όταν η δοκός παρουσιάζει μεγάλη ανεπάρκεια όσον αφορά στην αντοχή της. Το κυριότερο μειονέκτημά της είναι ότι όχι μόνο η διαδικασία διάνοιξης των οπών καθ' ύψος της δοκού είναι εξαιρετικά δύσκολη, αλλά επιπλέον απαιτείται ειδική επικάλυψη της επιφάνειας της πλάκας πάνω από την δοκό ώστε να καλυφθεί το άνω έλασμα και τα αγκυριά του. Πρέπει να σημειωθεί ότι με τις τεχνικές ενίσχυσης που αναπτύσσονται παραπάνω αλλά και στις επόμενες ενότητες είναι δυνατόν εκτός από την αντοχή να αυξηθεί ταυτόχρονα και η δυσκαμψία της δοκού. Επίσης, εάν με βάση τον ανασχεδιασμό της δοκού προκύψει ότι απαιτείται σημαντική αύξηση του εφελκυσμένου οπλισμού της δοκού, η οποία μπορεί να επιτευχθεί μόνο με μεταλλικά στοιχεία πολύ μεγάλου μεγέθους, είναι δυνατόν ο αριθμός και η διάμετρος των κοχλιών που χρησιμοποιούνται για την υλοποίηση των συνδέσεων να είναι εξαιρετικά μεγάλος και κατά συνέπεια μη ρεαλιστικός. Σε αυτή την περίπτωση πρέπει να επιλέγεται κάποια άλλη μέθοδος ενίσχυσης της δοκού (Σπυράκος, 2004).

(ε) Ενίσχυση με Προσθήκη Επικολλητών Χαλύβδινων Ελασμάτων

Αντί να συνδέονται με κοχλίες, τα χαλύβδινα ελάσματα μπορούν να επικολληθούν στην επιφάνεια του σκυροδέματος με χρήση εποξικής κόλλας προκειμένου να αυξήσουν την καμπτική αντοχή της δοκού. Η επικόλληση των ελασμάτων είναι σαφώς ευκολότερη από τη διάνοιξη οπών και την κοχλίωσή τους στο σκυρόδεμα. Επίσης, οι εργασίες της ενίσχυσης μπορούν να γίνουν γρήγορα, με μικρή επιβάρυνση τόσο της υφιστάμενης κατασκευής όσο και όχληση των ενοίκων. Με τη συγκεκριμένη τεχνική, πέρα από την αύξηση της καμπτικής αντοχής επιτυγχάνεται και αξιοσημείωτη αύξηση της καμπτικής δυσκαμψίας. Το σύστημα ενίσχυσης είναι απόλυτα εξαρτημένο από την ποιότητα της εργασίας, ιδιαίτερα στη φάση εφαρμογής της εποξικής κόλλας. Εάν η επιφάνεια του σκυροδέματος δεν είναι κατάλληλα προετοιμασμένη, η κόλλα που χρησιμοποιείται είναι ελαττωματική ή δεν μπορεί να ακολουθήσει το ρυθμό παραμόρφωσης της δοκού ή η διαδικασία δεν γίνει όσο προσεκτικά απαιτείται, το τελικό αποτέλεσμα θα είναι μία χαλαρή σύνδεση του ελάσματος στη δοκό που θα περιορίζει σημαντικά την αποδοτικότητα της ενίσχυσης.

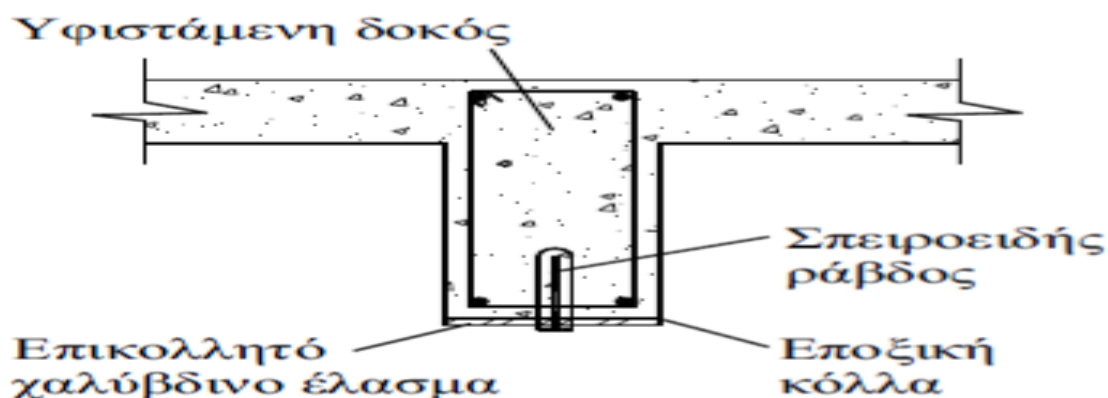
Οι τρεις καθοριστικότεροι παράγοντες για επιτυχή εφαρμογή της μεθόδου είναι οι ακόλουθοι:

- Επισταμένη προετοιμασία της επιφάνειας του σκυροδέματος στην οποία θα επικολληθεί το χαλύβδινο έλασμα. Απαιτείται εκτράχυνση και απομάκρυνση της επιφανειακής ασθενούς στρώσης σκυροδέματος ιδιαίτερα εάν παρουσιάζει ίχνη ενανθράκωσης. Όπως και στην περίπτωση των πρόσθετων στρώσεων σκυροδέματος, η εκτράχυνση μπορεί να γίνει με υδροβολή ή κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό.

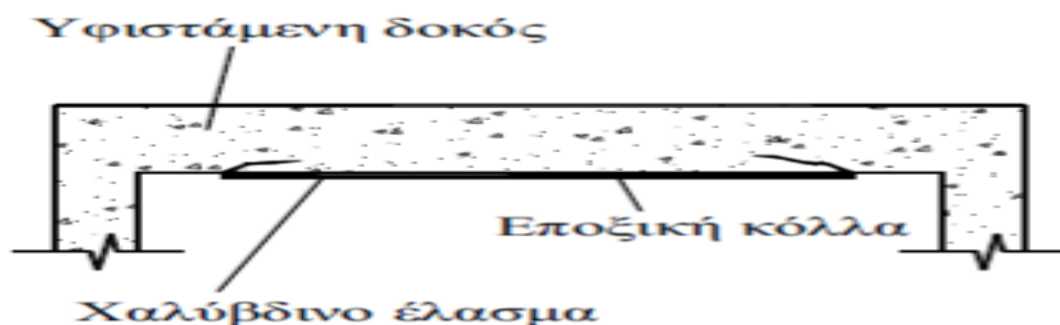
- Η αντοχή συνάφειας της εποξικής κόλλας πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με αυτή του σκυροδέματος. Επίσης η κόλλα πρέπει να είναι η κατάλληλη για τις συγκεκριμένες περιβαλλοντικές συνθήκες που επικρατούν στη θέση του έργου.

- Το χαλύβδινο έλασμα πρέπει να έχει επαρκές μήκος και πλάτος έτσι ώστε να αποφευχθεί η ψαθυρή αστοχία του συστήματος ενίσχυσης με αποκόλληση του ελάσματος από τη δοκό (Σπυράκος, 2004; Κοντού και Τετράδη, 2013).

Η εποξική κόλλα μπορεί να τοποθετηθεί είτε με ρητινένεση είτε με επάλειψη της κόλλας και στις δύο επιφάνειες που πρόκειται να συγκολληθούν. Η σύνδεση της δοκού με το χαλυβδόφυλλο συνήθως απαιτεί την άσκηση πίεσης, ώστε να επιτευχθεί η απαιτούμενη αντοχή της κόλλας. Για την ανάρτηση του ελάσματος αλλά και την παροχή πρόσθετης διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια μπορούν να χρησιμοποιηθούν σπειροειδείς ράβδοι που αγκυρώνονται σε κατακόρυφες οπές πληρωμένες με τσιμεντένεμα (Εικόνα 5.16). Η κυριότερη αδυναμία της συγκεκριμένης τεχνικής εντοπίζεται στις υψηλές συγκεντρωμένες τάσεις που αναπτύσσονται στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων των ελασμάτων. Οι τάσεις αυτές στα άκρα μπορούν να οδηγήσουν σε απόσχιση στη γειτονική προς το έλασμα περιοχή σκυροδέματος (Εικόνα 5.17). Για το λόγο αυτό πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκές μήκος αγκύρωσης του ελάσματος, εκτός της περιοχής που απαιτείται καμπτική ενίσχυση. Επιπλέον, πρέπει να γίνεται έλεγχος της συγκέντρωσης καμπτικών και διατμητικών τάσεων στην περιοχή των άκρων, λόγω της ασυνέχειας του επικολλητού ελάσματος. Συνήθως ελέγχονται μόνο οι διατμητικές τάσεις στην περιοχή του πέρατος των χαλυβδόφυλλων. Παρόλα αυτά συνιστάται να ελέγχεται και η αλληλεπίδραση των δύο εντάσεων. Μία συνήθης πρακτική για τον περιορισμό των συγκεντρωμένων τάσεων είναι η προοδευτική μείωση του πάχους των ελασμάτων στα άκρα τους (Σπυράκος, 2004).



Εικόνα 5.16: Ενίσχυση καμπτικής αντοχής δοκού με επικολλητά χαλυβδόφυλλα (Πηγή: Σπυράκος, 2004)

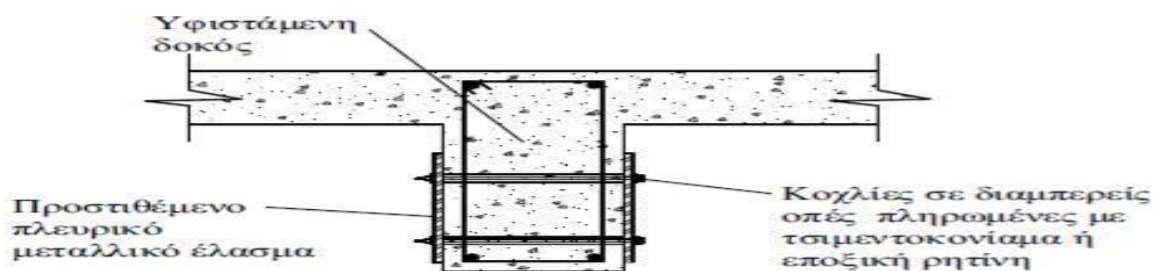


Εικόνα 5.17: Αστοχία στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων ελάσματος (Πηγή: Σπυράκος, 2004)

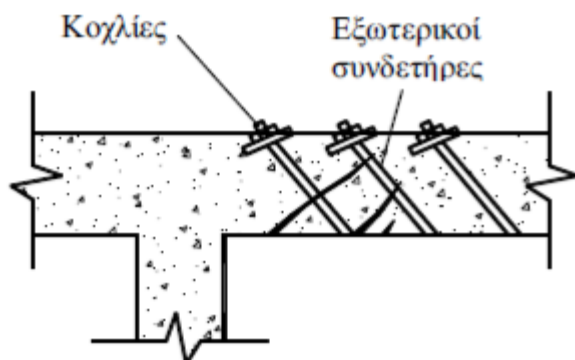
(στ) Ενίσχυση Δοκών σε Διάτμηση

Στις προηγούμενες ενότητες παρουσιάστηκαν οι κυριότερες μέθοδοι για την αύξηση της καμπτικής αντοχής μίας δοκού. Παρόμοιες τεχνικές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ενίσχυση των δοκών σε διάτμηση. Η χρήση δύο μεταλλικών ελασμάτων μπορεί π.χ. να αυξήσει τη διατμητική αντοχή της δοκού, εφόσον τα δύο ελάσματα τοποθετηθούν στις πλευρικές παρειές της και συνδεθούν με αυτή μέσω κοχλίων που διαπερνούν εγκάρσια το σώμα της δοκού σε δύο τουλάχιστον θέσεις (Εικόνα 5.18). Ανάλογα με τις απαιτήσεις της μελέτης ενίσχυσης, ελάσματα για την ενίσχυση της δοκού τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε διαφορετικές θέσεις κατά μήκος της δοκού. Μία άλλη μέθοδος για την αύξηση της διατμητικής αντοχής δοκού από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι η προσθήκη νέων χαλύβδινων συνδετήρων που περισφίγγουν εξωτερικά τη δοκό. Οι συνδετήρες μπορούν να είναι είτε κατακόρυφοι είτε υπό γωνία 45° (Εικόνα 5.19) (Σταθόπουλος,2013).

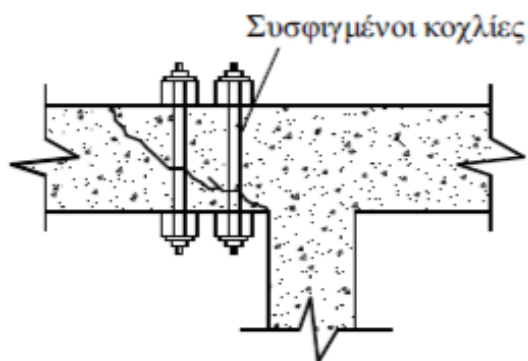
Οι δοκοί από σκυρόδεμα με ανεπαρκή διατμητική αντοχή ενδέχεται να παρουσιάζουν διαγώνιες ρωγμές που ξεκινούν από την εσωτερική παρειά των στηρίξεων με κατεύθυνση προς το μέσον της δοκού. Εάν οι ρωγμές είναι μεγάλου εύρους ($> 0.5 \text{ mm}$), ο μηχανισμός αλληλεμπλοκής αδρανών ενδέχεται να μην είναι σε θέση να αποτρέψει τη σχετική ολίσθηση μεταξύ των παρειών των ρωγμών. Σε αυτή την περίπτωση σοβαρών διατμητικών βλαβών η προσθήκη είτε πλευρικών ελασμάτων είτε εξωτερικών συνδετήρων δεν επαρκεί για την επισκευή και ενίσχυση της δοκού, αλλά επιπλέον απαιτείται η σύσφιγξη των στοιχείων ενίσχυσης μέχρι αρνήσεως. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.20, ζεύγη κοχλίων τοποθετούνται σε κάθε πλευρά της ρηγματωμένης δοκού και εντείνονται αποτρέποντας τη διάρρηξη του σκυροδέματος κατά μήκος της ρωγμής. Η λειτουργία του μηχανισμού αλληλεμπλοκής αδρανών μπορεί να αποκατασταθεί σημαντικά και με ρητινενέσεις μέσα στις ρωγμές (Σπυράκος,2004).



Εικόνα 5.18: Προσθήκη πλευρικών μεταλλικών ελασμάτων για αύξηση της διατμητικής αντοχής δοκού (Πηγή: Σπυράκος,2004)



Εικόνα 5.19: Διατμητική ενίσχυση δοκού με διαγώνιους εξωτερικούς συνδετήρες(Πηγή: Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ – Ο.Α.Σ.Π,1999)



Εικόνα 5.20 : Αύξηση διατμητικής αντοχής δοκού με σοβαρές διατμητικές βλάβες μέσω συσφιγμένων κοχλίων (Πηγή: Σπυράκος, 2004)

(ζ) Ενίσχυση Δοκών με Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος

Πέρα από τη χρήση της για την επισκευή δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχουν υποστεί βλάβες, η τεχνική της κατασκευής μανδύων αποτελεί τη συνηθέστερη και αποτελεσματικότερη μέθοδο ενίσχυσης δοκών όταν απαιτείται αύξηση τόσο της καμπτικής όσο και της διατμητικής τους αντοχής. Όπως προαναφέρθηκε στην §5.4.8.1, πριν τη σκυροδέτηση του μανδύα τοποθετούνται νέοι διαμήκεις οπλισμοί στην εφελκυσόμενη παρειά και νέοι συνδετήρες περιμετρικά του στοιχείου. Για τη δημιουργία του μανδύα μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε έγχυτο είτε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αν και συνήθως προτιμάται η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος για λόγους κατασκευαστικής ευκολίας. Στις περιπτώσεις που δεν είναι δυνατή η θραύση της πλάκας στην περιοχή πάνω από τη θλιβόμενη παρειά της δοκού, έτσι ώστε να κατασκευαστεί κλειστός μανδύας, επιλέγεται η λιγότερο αποτελεσματική τεχνική της τοποθέτησης ανοικτού μανδύα. Για την κατασκευή του χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ενώ ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται για την εξασφάλιση της επαρκούς αγκύρωσης των συνδετήρων (Λάμπρου, 2010).

5.4.2. Επισκευή και ενίσχυση υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα, λόγω της ιδιαίτερης σημασίας που έχουν για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μίας υφιστάμενης κατασκευής, αποτελούν τα στοιχεία στα οποία κατά κανόνα επικεντρώνονται οι επεμβάσεις σε μία μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Επίσης τα υποστυλώματα, αλλά και τα κατακόρυφα στοιχεία γενικότερα, είναι τα μέλη που συγκεντρώνουν το μεγαλύτερο ποσοστό βλαβών λόγω σεισμού, εξαιτίας κυρίως των μεγάλων επιβαλλόμενων παραμορφώσεων και των αυξημένων απαιτήσεων πλαστιμότητας. Κατ' αντιστοιχία με την περίπτωση των δοκών, ένα υποστυλόμετρο μπορεί είτε μόνο να επισκευαστεί σε περίπτωση που έχει υποστεί βλάβες, είτε επιπλέον να ενισχυθεί, έτσι ώστε να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητά του και γενικότερα να βελτιωθεί η συμπεριφορά του (Σπυράκος, 2004).

5.4.2.1. Επισκευή Υποστυλωμάτων

Η μέθοδος επισκευής ενός υποστυλώματος αφορά στη διαδικασία αποκατάστασης των αρχικών χαρακτηριστικών της διατομής του στοιχείου και είναι συνάρτηση του βαθμού της βλάβης που έχει υποστεί.

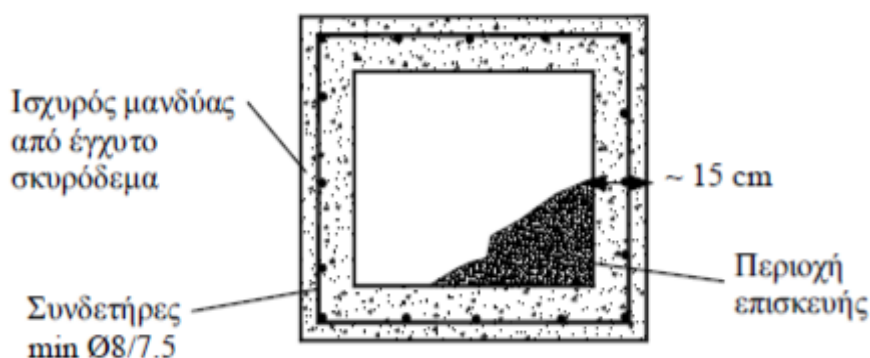
(α) Απλή Ρηγμάτωση.

Στην περίπτωση που η βλάβη περιορίζεται σε απλή ρηγμάτωση ή επιφανειακή αποφλοιώση του σκυροδέματος, χωρίς να παρατηρείται αποδιοργάνωση του περισφιγμένου πυρήνα της διατομής και λυγισμός των κατακόρυφων ράβδων του διαμήκους οπλισμού, η συγκόλληση των ρωγμών επιτυγχάνεται με τη βοήθεια εποξικής ρητίνης, ενώ για την αποκατάσταση του φλοιού χρησιμοποιείται συνήθως επισκευαστικό κονίαμα(Σπυράκος,2004).

(β) Τοπική Βλάβη με Μερική Αποδιοργάνωση του Σκυροδέματος.

Εάν η βλάβη είναι μεν τοπική αλλά εκδηλώνεται με μερική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος του υποστυλώματος, η διαδικασία επισκευής περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

- Υποστύλωση των δοκών που συντρέχουν στο βλαμμένο στοιχείο.
- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος.
- Αποκάλυψη οπλισμών.
- Συγκόλληση νέου οπλισμού και πυκνών κλειστών συνδετήρων.
- Διάστρωση έγχυτου ή εκτοξευομένου σκυροδέματος για τη δημιουργία μανδύα (Εικόνα 5.21). Αντί για σκυρόδεμα, μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί ειδικό έτοιμο κονίαμα.
- Εναλλακτικά, η διατομή μπορεί να επισκευαστεί με ενσωματωμένη μεταλλική κατασκευή από κατακόρυφα γωνιακά ελάσματα και οριζόντια μεταλλικά κολάρα ή πλήρη χαλύβδινα φύλλα (μεταλλικός κλωβός).



Εικόνα 5.21 : Επισκευή υποστυλώματος με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα(Πηγή: Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ – Ο.Α.Σ.Π,1999).

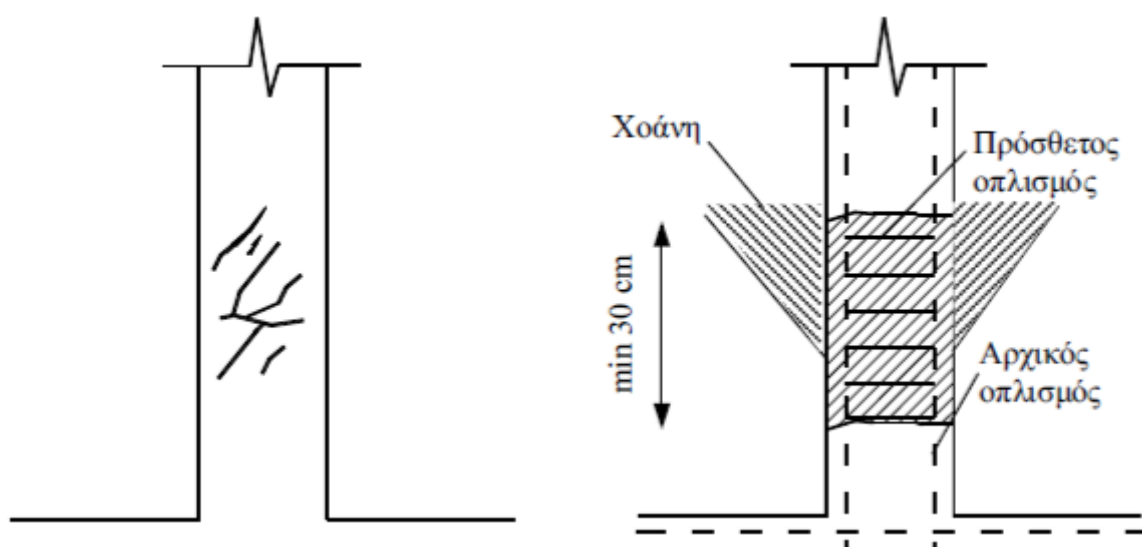
Το πλεονέκτημα της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού σε σύγκριση με την κατασκευή μανδύα είναι η δυνατότητα ανάληψης ενός τμήματος των κατακόρυφων φορτίων του στοιχείου. Το γεγονός αυτό σε συνδυασμό με την εξαιρετική ταχύτητα εφαρμογής της μεθόδου σε περίπτωση έκτακτης ανάγκης, την καθιστούν μία ιδιαίτερα ελκυστική προσωρινή λύση για την

άμεση ανάληψη κατακόρυφων φορτίων σε υποστυλώματα που υπέστησαν βλάβες με συνέπεια να μην είναι σε θέση να μεταφέρουν πλέον τα αξονικά τους φορτία με ασφάλεια(Σπυράκος,2004).

(γ) Σοβαρή Βλάβη με Πλήρη Αποδιοργάνωση του Σκυροδέματος.

Όταν η βλάβη είναι σοβαρή, όταν δηλαδή εμφανίζεται πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος του υποστυλώματος που συνοδεύεται από διάρρηξη των συνδετήρων και λυγισμό των θλιβόμενων ράβδων του διαμήκους οπλισμού, η επισκευή του βλαμμένου υποστυλώματος γίνεται ως εξής:

- Υποστύλωση των δοκών που συντρέχουν στο υπόψη υποστύλωμα.
- Πλήρης καθαίρεση του αποδιοργανωμένου τμήματος του υποστυλώματος σε ύψος τουλάχιστον 30 cm (Εικόνα 5.22).
- Έλεγχος και ενίσχυση του διαμήκους οπλισμού, όπου αυτό απαιτείται.
- Προσθήκη πυκνών συνδετήρων.
- Τοποθέτηση ξυλότυπου.
- Διάστρωση έγχυτου σκυροδέματος ή ετοιμού κονιάματος.



Εικόνα 5.22: Αποκατάσταση υποστυλώματος με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της βλαμμένης περιοχής(Πηγή: Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ – Ο.Α.Σ.Π,1999)

Όπως προαναφέρθηκε στην περίπτωση κατασκευής μανδύα για την επισκευή δοκών, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στη συστολή ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος. Όταν ένας μανδύας από σκυρόδεμα τοποθετείται γύρω από ένα υφιστάμενο υποστύλωμα, η συστολή ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος περιορίζεται από το υπάρχον σκυρόδεμα, με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις, οι οποίες ενδέχεται να οδηγήσουν σε

ρηγμάτωση του μανδύα κάθετα στον άξονα του στοιχείου. Το πρόβλημα αντιμετωπίζεται με χρήση σκυροδέματος με κατάλληλα χημικά πρόσθετα ή αντικατάσταση του τσιμέντου από μη συρρικνούμενη κονία. Επιπλέον απαιτείται η πλήρης αποφόρτιση της περιοχής των υπερκείμενων ορόφων που φορτίζουν το υπόψη υποστύλωμα, έτσι ώστε, όταν το επισκευασμένο στοιχείο κληθεί να παραλάβει φορτία, να αναιρεθούν τυχόν παραμορφώσεις λόγω συστολής ξηράνσεως. Επίσης για τη διευκόλυνση της σκυροδέτησης και την καλύτερη συμπύκνωση του νέου σκυροδέματος, συνιστάται η απόληξη του ξυλοτύπου προς τα επάνω να έχει τη μορφή χοάνης, όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.22. Το επιπλέον πρισματικό τμήμα σκυροδέματος που προκύπτει με τον τρόπο αυτό αφαιρείται την επόμενη μέρα της σκυροδέτησης. (Σπυράκος,2004).

5.4.2.2. Ενίσχυση Υποστυλωμάτων

Η ανάγκη για ενίσχυση υφιστάμενων υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα προκύπτει όταν τα στοιχεία καλούνται να παραλάβουν φορτία τα οποία υπερβαίνουν τη διαθέσιμη αντοχή τους. Τυπικό παράδειγμα ενίσχυσης υποστυλωμάτων αποτελεί η καθ' ύψος προσθήκη ορόφων σε υπάρχουσα κατασκευή. Οι μέθοδοι ενίσχυσης υποστυλωμάτων διακρίνονται σε δύο βασικές κατηγορίες. Κριτήριο της διάκρισης αποτελεί το αν η ενίσχυση επιτυγχάνεται με ή χωρίς αύξηση της διατομής του στοιχείου. Οι τεχνικές ενίσχυσης που ανήκουν στην πρώτη κατηγορία υλοποιούνται κυρίως με την κατασκευή μανδύα γύρω από το αρχικό στοιχείο με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και πρόσθετου οπλισμού. Αντίθετα με τις μεθόδους ενίσχυσης της δεύτερης κατηγορίας οι διαστάσεις της διατομής παραμένουν ουσιαστικά αμετάβλητες και η ενίσχυση επιτυγχάνεται με την ενεργό περισφιγξη του στοιχείου.

(α) Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με Αύξηση της Διατομής

Η τεχνική της αύξησης των διαστάσεων της διατομής με κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη μέθοδο ενίσχυσης υφιστάμενων υποστυλωμάτων που εμφανίζουν ανεπάρκεια όσον αφορά στην αντοχή, τη δυσκαμψία και την πλαστιμότητά τους. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι ότι αφενός δεν μεταβάλλεται η αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής με την προσθήκη νέων υλικών και αφετέρου αυξάνεται ο βαθμός πυροπροστασίας. Επιπλέον, η κατασκευή μανδύα που περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της λυγηρότητας καθώς και την αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής. Δεδομένου ότι η ενισχυμένη διατομή είναι σε θέση να παραλάβει μόνο τα πρόσθετα φορτία που θα ασκηθούν σε αυτή, η τεχνική της αύξησης της διατομής δεν αποτελεί λύση για την περίπτωση που το υποστύλωμα έχει ήδη υπερβεί τη φέρουσα ικανότητά του λόγω των υφιστάμενων φορτίων, εκτός αν της κατασκευής του μανδύα προηγηθεί αποφόρτιση του στοιχείου που πρόκειται να ενισχυθεί. Στην εικόνα 87 φαίνεται η λεπτομέρεια όπλισης μανδύα στην περιοχή του κόμβου δοκού – υποστυλώματος. Ανάλογα με το είδος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του μανδύα, τα πλέον διαδεδομένα είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζονται στην πράξη είναι τα ακόλουθα:

1/ Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα: Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται όταν ο μανδύας που πρόκειται να κατασκευαστεί έχει πάχος μεγαλύτερο από 8 cm. Για τη σκυροδέτηση του μανδύα απαιτείται η χρήση ξυλοτύπου.



Εικόνα 5.23: Όπλιση μανδύα στην περιοχή του κόμβου δοκού – υποστυλώματος (Πηγή: Σπυράκος, 2004)

2/ Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα: Η κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη πρακτική για την περίπτωση που το συνολικό πάχος του μανδύα δεν υπερβαίνει τα 10 cm. Αν και δεν απαιτείται ξυλότυπος, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα. Για το σκοπό αυτό γίνεται συνήθως χρήση οδηγών. Πρέπει επίσης να τονιστεί, ότι η συστολή ξηράνσεως είναι μεγαλύτερη στη συγκεκριμένη κατηγορία μανδυσών, οπότε έχει μεγάλη σημασία η σωστή συντήρησή τους με εφαρμογή όλων των σχετικών διατάξεων του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

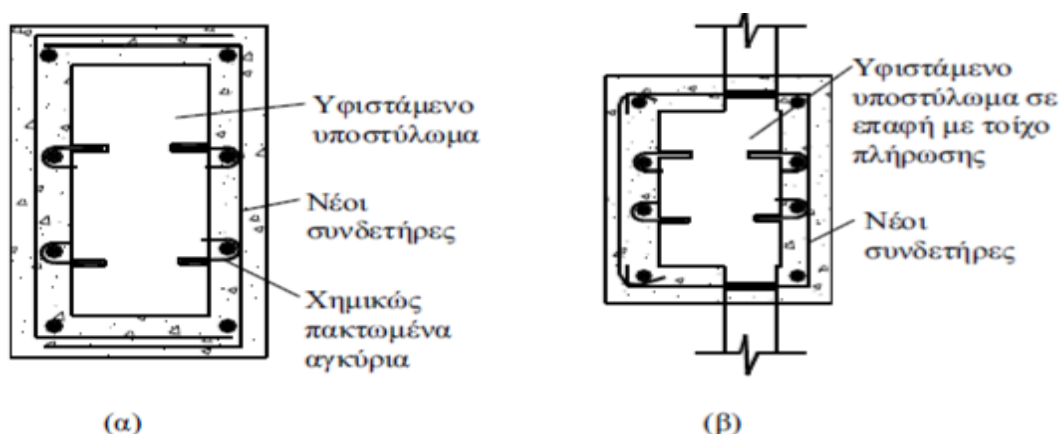
3/ Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα: Το κυριότερο πλεονέκτημα αυτού του είδους των μανδυσών είναι η εύκολη σκυροδέτηση ακόμα και παρουσία πυκνού διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού. Η διαδικασία εφαρμογής του σκυροτσιμεντοπήγματος περιλαμβάνει την τοποθέτηση αδρανών σε καλούπια και στη συνέχεια την πλήρωση των μεταξύ τους κενών με υγροποιημένο τσιμέντο υπό πίεση. Τα αδρανή έχουν ελάχιστο μέγεθος κόκκων 10-15 mm. Με τη χρήση σκυροτσιμεντοπήγματος μειώνεται σημαντικά το πρόβλημα της συστολής ξηράνσεως, καθώς τα αδρανή, που βρίσκονται ήδη σε επαφή μεταξύ τους, περιορίζουν τη συστολή ξηράνσεως στο ελάχιστο. Η χρήση της συγκεκριμένης τεχνικής δεν είναι διαδεδομένη λόγω έλλειψης εμπειρίας εκ μέρους των τεχνικών και υψηλού σχετικά κόστους.

4/ Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα: Με τη χρησιμοποίηση ειδικών σκυροδεμάτων ή τσιμεντοκονιαμάτων είναι δυνατόν να υλοποιηθούν μανδύες εξαιρετικά μικρού πάχους. Το βασικό μειονέκτημα που αποτελεί τροχοπέδη για τη διάδοση της είναι το αυξημένο κόστος κατασκευής τους.

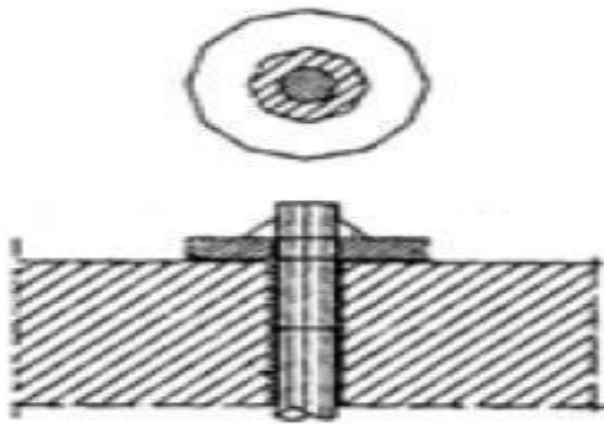
Στην Εικόνα 5.24 (α) φαίνεται μία τεχνική κατασκευής μανδύα κλειστού τύπου γύρω από μεμονωμένο εσωτερικό υποστύλωμα, ενώ στην Εικόνα 5.24 (β) δίνεται η αντίστοιχη λεπτομέρεια για περιμετρικό υποστύλωμα που βρίσκεται σε επαφή με τοίχο πλήρωσης. Και στις δύο περιπτώσεις το συμβιβαστό των παραμορφώσεων μεταξύ παλαιού και νέου στοιχείου εξασφαλίζεται με συνδυασμό ηλεκτροσυγκολήσεων του νέου οπλισμού στον παλιό ή/και χημικώς πακτωμένων αγκυρίων (μηχανισμός δράσης βλήτρου). Στην Εικόνα 5.24 φαίνεται η

χρήση βλήτρων. Για να εξασφαλιστεί η αποδοτικότητα της ενίσχυσης απαιτείται η εκτράχυνση της επιφάνειας του σκυροδέματος, έτσι ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή, και στη συνέχεια ο επιμελής καθαρισμός της εκτραχυνμένης επιφάνειας με αέρα υπό πίεση. Όπως και στην περίπτωση των δοκών, για την εκτράχυνση, η οποία πρέπει να έχει βάθος περίπου 6 mm, πρέπει να χρησιμοποιηθεί κατάλληλος μηχανικός εξοπλισμός. Πρέπει ακόμα να σημειωθεί ότι η επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος πρέπει να διαβρέχεται πριν τη σκυροδέτηση του μανδύα. Μαζί με το σκυρόδεμα συνιστάται να διαβρέχονται είτε ο ξυλότυπος στην περίπτωση που χρησιμοποιείται έγχυτο σκυρόδεμα είτε τα αδρανή στην περίπτωση μανδύα από σκυροτσιμεντόπηγμα.

Όσον αφορά στην απόσταση μεταξύ των συνδετήρων καθώς και στην αγκύρωση των διαμήκων ράβδων του μανδύα ισχύουν οι διατάξεις του κανονισμού που αναφέρονται και στα νέα υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αν εξαιρέσουμε την περίπτωση που οι διαμήκεις ράβδοι του μανδύα τοποθετούνται μόνο στις τέσσερις κορυφές του, γενικά οι οπλισμοί των παρειών του θα διακόπτονται καθ' ύψος από δοκούς που συντρέχουν στο ενισχυόμενο υποστύλωμα, ενώ θα πρέπει επίσης να διακόπτονται στις υπερκείμενες και υποκείμενες πλάκες. Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται περισσότερες από τέσσερις διαμήκεις ράβδοι, αυτές που βρίσκονται σε απόσταση μεγαλύτερη από 15 cm από τις κορυφές συνιστάται να στηρίζονται πλευρικά. Η στήριξη μπορεί να παρέχεται από βλήτρα τα οποία στο ένα άκρο του καταλήγουν σε άγκιστρο, ενώ το άλλο αγκυρώνεται στο σώμα του υφιστάμενου υποστυλώματος, όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.24. Επίσης, στην περίπτωση που το υποστύλωμα του ανώτερου ορόφου είναι μικρότερων διαστάσεων από το υποστύλωμα που ενισχύεται με μανδύα, ο διαμήκης οπλισμός του μανδύα αγκυρώνεται στην άνω παρειά της πλάκας με τον τρόπο που φαίνεται στην Εικόνα 5.25. Στην περίπτωση του εξωτερικού υποστυλώματος σε επαφή με τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος (Εικόνα 5.24 (β)), ο μανδύας μπορεί να διαιρεθεί σε δύο τμήματα, ένα σε κάθε πλευρά του τοιχώματος. Προκειμένου να τοποθετηθούν οι συνδετήρες του μανδύα, είναι απαραίτητο να διανοιχθούν διαμπερείς οπές που διαπερνούν εγκάρσια το τοίχωμα. Για να περιοριστεί η διάμετρος των οπών εντός λογικών ορίων, συνιστάται η κάμψη των άκρων των συνδετήρων προκειμένου να αγκυρωθούν να γίνεται επιτόπου (Καϊρης & Χατζηβασιλειάδης, 2008).



Εικόνα 5.24 : Ενίσχυση υποστυλμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. (α) Εσωτερικό μεμονωμένο υποστύλωμα. (β) Περιμετρικό υποστύλωμα σε επαφή με τοίχωμα (Πηγή: Καϊρης & Χατζηβασιλειάδης, 2008)

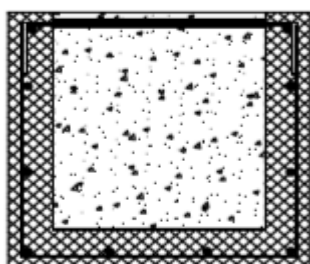


Εικόνα 5.25 : Λεπτομέρεια αγκύρωσης διαμήκους οπλισμού μανδύα (Πηγή: Σπυράκος,2004)

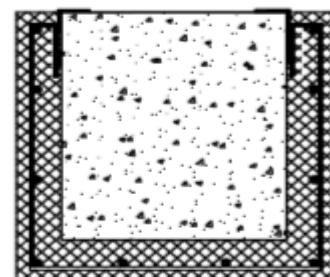
Όταν ο μανδύας δεν μπορεί να περιβάλλει ολόκληρη τη διατομή λόγω π.χ. μεσοτοιχίας ή αρμού (Εικόνα 5.26), επιλέγεται η λύση του ανοικτού μανδύα. Στην Εικόνα 5.27 φαίνονται δύο χαρακτηριστικές περιπτώσεις μανδύα ανοικτού τύπου. Όπως και στην περίπτωση των δοκών, ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην αγκύρωση των συνδετήρων και στη συγκόλληση παλαιού και νέου οπλισμού(Σπυράκος,2004).



Εικόνα 5.26: Κατασκευή ανοικτού μανδύα υποστυλώματος στην περιοχή αντισεισμικού αρμού (Πηγή: Σπυράκος,2004)



(α)

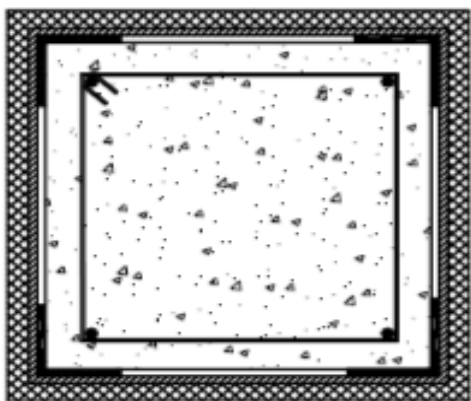


(β)

Εικόνα 5.27 : Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα ανοικτού τύπου. (α) Αγκύρωση συνδετήρων με διαμπερή οπή και συγκόλληση. (β) Αγκύρωση συνδετήρων με συγκόλληση σε γωνιακά βλητρωμένα στο υπάρχον στοιχείο (Πηγή: Καΐρης & Χατζηβασιλειάδης,2008)

(β) Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με Περίσφιγξη

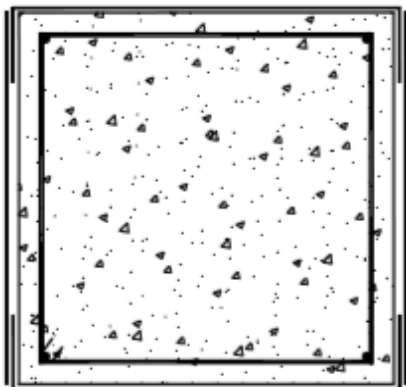
Ο συνηθέστερος τρόπος επιβολής εξωτερικής περίσφιγξης χωρίς αύξηση της διατομής του υποστυλώματος είναι με χρήση επικολητών χαλύβδινων διατομών. Η πλέον διαδεδομένη τεχνική είναι η χρήση μεταλλικού κλωβού (Εικόνα 5.28), ο οποίος υλοποιείται με την προσαρμογή τεσσάρων μεταλλικών γωνιακών στις κορυφές του υποστυλώματος, τα οποία συσφίγγονται με ειδικά κλειδιά έτσι ώστε να επιβληθεί περίσφιγξη. Η σύνδεση των γωνιακών με το υποστυλόμετρο μπορεί να γίνει είτε με συγκόλληση είτε κοχλιωτά με χρήση κατάλληλων χημικώς πακτωμένων αγκυρίων. Πάνω στα γωνιακά συγκολλούνται οριζόντια μεταλλικά ελάσματα. Αντί για σύσφιγξη των γωνιακών, είναι δυνατό να προθερμανθούν τα οριζόντια ελάσματα σε θερμοκρασία 200-400°C, έτσι ώστε μέσω της απόψυξής τους να δημιουργηθεί περίσφιγξη λόγω συστολής. Το κενό μεταξύ του μεταλλικού κλωβού και του σκυροδέματος πληρώνεται συνήθως με μη συρρικνούμενη κονία. Η διαμόρφωση της τελικής επιφάνειας γίνεται με ισχυρή τσιμεντοκονία οπλισμένη με ελαφρύ δομικό πλέγμα. Εάν το ύψος του υποστυλώματος είναι σχετικά μικρό ($h/d \leq 3$), αντί για μεταλλικά ελάσματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν πλήρη χαλύβδινα φύλλα. Με βάση πειραματικά αποτελέσματα η διατομή των γωνιακών πρέπει να είναι τουλάχιστον L50x5. Το πάχος των οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων είναι συνήθως ίσο με το πάχος των γωνιακών, ενώ το πλάτος τους κυμαίνεται μεταξύ 25 και 60 mm. Η απόσταση μεταξύ τους δεν πρέπει να υπερβαίνει τη μικρότερη τιμή από το ήμισυ της μικρότερης διάστασης της διατομής και τα 15 cm.



Εικόνα 5.28 : Εφαρμογή της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού για ενίσχυση υποστυλώματος με επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης(Πηγή: Σπυράκος,2004)

Εναλλακτικά, αντί για χρήση μεταλλικού κλωβού, η επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης μπορεί να επιτευχθεί με επικολητά χαλύβδινα κολάρα με σύνθετες πάχος 1-2 mm, εντός των οποίων εγκιβωτίζεται ολόκληρη η διατομή του ενισχυόμενου υποστυλώματος (Εικόνα 5.29). Η αποδοτικότητα της περίσφιγξης αυξάνει εφόσον τα μεταλλικά κολάρα είναι προεντεταμένα, ενώ μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί σπειροειδής οπλισμός από μεταλλικά ελάσματα, ο οποίος τοποθετείται εξωτερικά και περιβάλλει ολόκληρο το στοιχείο καθ' ύψος. Μία άλλη αρκετά συνηθισμένη μέθοδος για ενίσχυση υποστυλωμάτων κυρίως κυκλικής διατομής, είναι η κατασκευή ολόσωμου μεταλλικού μανδύα. Συνήθως μεταξύ του μανδύα και του υποστυλώματος υπάρχει μικρό δακτυλιοειδές κενό, το οποίο πληρώνεται με τσιμεντένιο. Με τη χρήση μεταλλικού μανδύα, εκτός από την αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και της καμπτικής και διατμητικής αντοχής του στοιχείου, επιτυγχάνεται επίσης σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας του υποστυλώματος. Σε περίπτωση υποστυλώματος ορθογωνικής διατομής

συνιστάται το σχήμα του μανδύα να είναι ελλειψοειδές. Η συγκεκριμένη μέθοδος έχει ευρεία εφαρμογή για την ενίσχυση βάθρων γεφυρών. Το κυριότερο μειονέκτημά της είναι το υψηλό εργατικό κόστος και η ανάγκη χρήσης ειδικού μηχανολογικού εξοπλισμού για τη μεταφορά και εγκατάσταση των μανδυνών(Σπυράκος,2004).



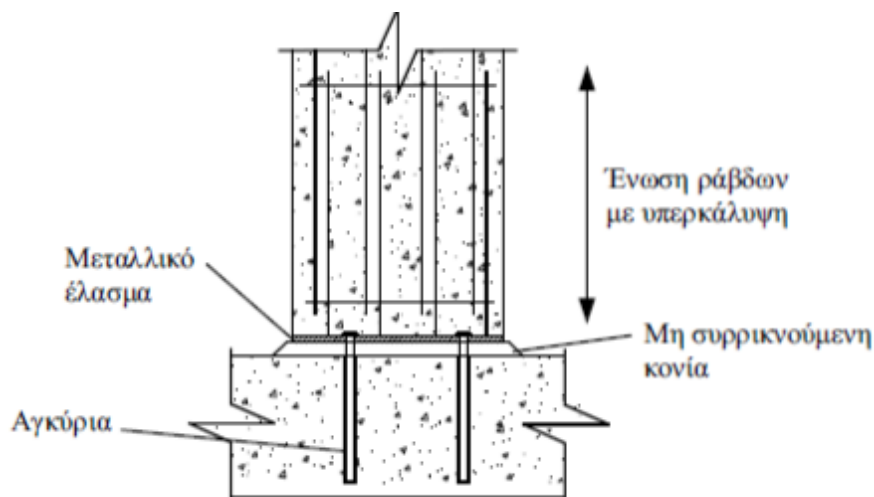
Εικόνα 5.29: Ενίσχυση υποστυλώματος με επικολλητά χαλύβδινα κολάρα(Πηγή: Σπυράκος,2004; Καϊρης & Χατζηβασιλειάδης,2008)

(γ) Προσθήκη Νέων Υποστυλωμάτων

Ένα υποστύλωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί επίσης να ενισχυθεί με την κατασκευή ενός νέου υποστυλώματος. Τα δύο υποστυλώματα μπορούν είτε να είναι τελείως ανεξάρτητα είτε να συνδέονται μεταξύ τους μέσω βλήτρων ή άλλων μηχανικών μέσων. Η προσθήκη ενός νέου υποστυλώματος έχει εξαιρετικά επωφελή αποτελέσματα όταν το υφιστάμενο υποστύλωμα λαμβάνει το μεγαλύτερο μέρος του φορτίου του κυρίως από μία μόνο δοκό. Όπως και στη μέθοδο της κατασκευής μανδύα, το νέο υποστύλωμα θα παραλάβει μόνο τα μελλοντικά φορτία. Δεν μπορεί να ανακουφίσει το στοιχείο από τα φορτία που ήδη φέρει, εκτός αν της κατασκευής του νέου υποστυλώματος προηγηθεί αποφόρτιση του υφιστάμενου στοιχείου. Το νέο υποστύλωμα μπορεί να κατασκευαστεί είτε από δομικό χάλυβα είτε από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το σκυρόδεμα αποτελεί ίσως καλύτερη επιλογή όταν υπάρχουν αυξημένες απαιτήσεις πυροπροστασίας, αν και το μεταλλικό υποστύλωμα καταλαμβάνει σαφώς λιγότερο χώρο. Μία ενδιάμεση λύση θα ήταν ένα σύμμικτο υποστύλωμα, στο οποίο η μεταλλική διατομή εγκιβωτίζεται στο σκυρόδεμα. Όταν επιλέγεται η λύση του χάλυβα, προτιμώνται συνήθως σωληνοειδείς διατομές για λόγους αισθητικής. Αντίστοιχα, για νέα υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, χρησιμοποιούνται κατά κανόνα ορθογωνικές διατομές. Εναλλακτικά μπορεί να επιλεγεί η λύση της επέκτασης της υφιστάμενης διατομής του στοιχείου προς τη μία ή και τις δύο πλευρές του.

Το κυριότερο μειονέκτημα της προσθήκης γειτονικού υποστυλώματος κοντά σε υπάρχον, είναι ο τρόπος θεμελίωσης του νέου στοιχείου. Συνήθως οι διαστάσεις του υπάρχοντος θεμελίου δεν επαρκούν για να θεμελιωθεί σε αυτό και το νέο υποστύλωμα, αλλά ενδεχομένως να μην υπάρχει και επαρκής χώρος για την κατασκευή νέου θεμελίου. Για το λόγο αυτό, πριν την κατασκευή του πρόσθετου στοιχείου, απαιτείται η προσεκτική διερεύνηση των συνθηκών στο επίπεδο της θεμελίωσης. Προκειμένου να συνδεθεί το νέο υποστύλωμα με το θεμέλιο του υπάρχοντος, οι διαμήκεις ράβδοι του ματίζονται σε βλήτρα, τα οποία αγκυρώνονται μέσα στο θεμέλιο. Σε περίπτωση που ο αριθμός των διαμήκων ράβδων είναι μεγάλος, είναι προτιμότερο

να χρησιμοποιηθεί μία πλάκα έδρασης στην οποία συγκολλούνται τα βλήτρα. Η πλάκα έδρασης συνδέεται αντίστοιχα με το θεμέλιο μέσω αγκυρίων, όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.30.



Εικόνα 5.30 : Σύνδεση νέου υποστυλώματος σε υπάρχουσα θεμελίωση(Πηγή: Σπυράκος,2004)

Για την ασφαλή μεταβίβαση φορτίων από την υπερκείμενη δοκό στο νέο υποστυλόμε, είτε αυτό είναι μεταλλικό είτε από σκυρόδεμα, το νέο στοιχείο κατασκευάζεται ελαφρώς κοντύτερο και το κενό μεταξύ της κάτω παρειάς της δοκού και της κεφαλής του υποστυλώματος πληρώνεται εκ των υστέρων με μη συρρικνούμενη κονία. Στην περίπτωση υποστυλώματος από σκυρόδεμα, συνιστάται η πλήρωση του κενού να γίνεται το αργότερο δυνατόν, ώστε να έχει ολοκληρωθεί το μεγαλύτερο μέρος της διαδικασίας της συστολής ξηράνσεως(Δρίτσος,2005).

5.4.3. Επισκευή και ενίσχυση τοιχωμάτων

Για την επισκευή και ενίσχυση τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιούνται μέθοδοι ανάλογες με αυτές που εφαρμόζονται για τα υποστυλώματα. Αξίζει να σημειωθεί ότι λόγω της ιδιαίτερης σημασίας που έχουν τα τοιχώματα για την ανάληψη των σεισμικών δράσεων, οι επεμβάσεις που γίνονται σε αυτά πρέπει να είναι προϊόν ενδελεχούς μελέτης, στην οποία θα λαμβάνεται σαφώς υπόψη η επιρροή που θα έχουν στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

5.4.3.1. Επισκευή Τοιχωμάτων

Στην περίπτωση που ένα τοίχωμα έχει υποστεί απλή ρηγμάτωση, οι ρωγμές συγκολλούνται κατά κανόνα με χρήση εποξικής ρητίνης. Παρόλ' αυτά ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται όσον αφορά στην επισκευή τοιχωμάτων σε κτίρια που μελετήθηκαν σύμφωνα με παλαιότερους κανονισμούς. Ο οπλισμός των τοιχωμάτων αυτών συνήθως δεν καλύπτει τις απαιτήσεις του ισχύοντος κανονισμού, γεγονός που οφείλεται στις μεθόδους ανάλυσης και σχεδιασμού που εφαρμόζονταν παλιότερα. Κατά συνέπεια η σφράγιση των ρωγμών με ρητίνες τις περισσότερες φορές δεν είναι αρκετή και για το λόγο αυτό συνιστάται η περαιτέρω ενίσχυση των τοιχωμάτων είτε με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος είτε με εφαρμογή εξωτερικής περίσφιγξης. Για σοβαρότερη βλάβη που εκδηλώνεται με αποδιοργάνωση του σκυροδέματος,

γίνεται αρχικά αποκατάσταση ίσης διατομής, η οποία συνήθως συνοδεύεται από κατασκευή μανδύα. Τα βήματα που ακολουθούνται είναι τα ακόλουθα:

- Υποσύλωση των δοκών που συντρέχουν στο υπόψη τοίχωμα.
- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος.
- Αντικατάσταση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος όπου τούτο έχει καθαιρεθεί, με έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ή με ειδικό κονίαμα.
- Τοποθέτηση οπλισμού από κάθε πλευρά του τοιχώματος με τη μορφή δομικού πλέγματος ή εσχάρας. Συνιστάται συγκέντρωση του οπλισμού στα άκρα του τοιχώματος.
- Σύνδεση των δομικών πλεγμάτων με εγκάρσιους συνδέσμους Φ12 έναν ανά δύο τετραγωνικά μέτρα.
- Διάστρωση έγχυτου ή εκτοξευόμενου σκυροδέματος ή έτοιμου ειδικού κονιάματος για τη δημιουργία διπλού μανδύα.

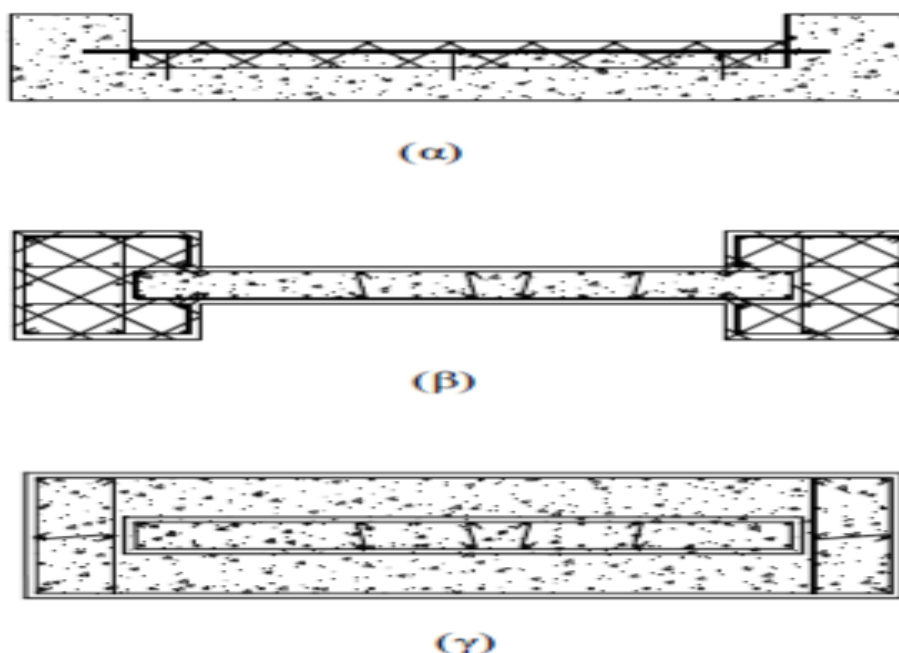
Πειραματικά αποτελέσματα έχουν δείξει ότι τοιχώματα που έχουν επισκευαστεί με βάση την παραπάνω διαδικασία παρουσιάζουν την ίδια περίπου αντοχή με το αρχικό στοιχείο, αν και η δυσκαμψία τους είναι κατά κανόνα ελαφρά μικρότερη (Σπυράκος,2004).

5.4.3.2. Ενίσχυση Τοιχωμάτων

Όπως και στην περίπτωση των υποστυλωμάτων έτσι και τα τοιχώματα μπορούν να ενισχυθούν είτε με αύξηση της διατομής τους με κατασκευή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος είτε με επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης. Σε κάθε περίπτωση η μέθοδος που επιλέγεται πρέπει να τροποποιείται κατάλληλα έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη τόσο η ιδιαίτερη συμπεριφορά των τοιχωμάτων έναντι σεισμικής δράσης όσο και οι περιορισμοί που επιβάλλονται λόγω της γεωμετρίας τους.

(α) Ενίσχυση Τοιχωμάτων με Αύξηση της Διατομής τους

Η μέθοδος της κατασκευής μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί την πλέον συνηθισμένη και αποδοτική μέθοδο ενίσχυσης τοιχωμάτων. Σε αντίθεση με τα υποστυλώματα, για τα οποία επιλέγεται συνήθως η λύση του κλειστού μανδύα, κατά κανόνα οι μανδύες για την ενίσχυση των τοιχωμάτων δεν είναι κλειστοί. Αυτό οφείλεται κυρίως στη μεγάλη τιμή του λόγου του μήκους ως προς το πλάτος τους, ο οποίος είναι ίσος ή μεγαλύτερος του τέσσερα και μπορεί να πάρει πολύ μεγάλες τιμές. Για το λόγο αυτό κατά κανόνα η ενίσχυση του τοιχώματος αφορά στην αύξηση του πάχους του με κατασκευή μανδύα ανοικτού τύπου (Εικόνα 5.31α) που αποβλέπει κυρίως στην αύξηση της διατμητικής αντοχής του τοιχώματος. Μία άλλη συνήθης πρακτική που εφαρμόζεται κυρίως για την καμπτική ενίσχυση των τοιχωμάτων είναι η κατασκευή δύο κρυφοϋποστυλωμάτων, όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.31β. Στην Εικόνα 5.31γ παρουσιάζεται η κατασκευή κλειστού μανδύα που περιβάλλει ολόκληρο το υπάρχον τοίχωμα (Δρίτσος 2005).



Εικόνα 5.31 : Ενίσχυση τοιχωμάτων με αύξηση της διατομής τους. (α) Διατμητική ενίσχυση. (β) Καμπτική ενίσχυση. (γ) Διατμητική και καμπτική ενίσχυση με κλειστό μανδύα(Πηγή: Σπυράκος,2004).

(β) Ενίσχυση Τοιχωμάτων με Περίσφιγξη

Αν και η εφαρμογή εξωτερικής περίσφιγξης σε τοιχώματα δεν παρουσιάζει ιδιαίτερες κατασκευαστικές δυσκολίες, η χρήση της είναι πολύ λιγότερο διαδεδομένη σε σύγκριση με την περίπτωση των υποστυλωμάτων. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι η αποδοτικότητα της περίσφιγξης μειώνεται σημαντικά λόγω του έντονα ορθογωνικού σχήματος των τοιχωμάτων. Η μέθοδος επιβολής εξωτερικής περίσφιγξης που βρίσκει εφαρμογή στην περίπτωση των τοιχωμάτων λόγω των πλεονεκτημάτων που παρουσιάζει είναι η τεχνική του μεταλλικού κλωβού. Τα κυριότερα από αυτά είναι η αυξημένη ικανότητα παραλαβής τέμνουσας, αλλά και η χρησιμότητά της ως προσωρινής λύσης για την ανάληψη των κατακορύφων φορτίων σε περίπτωση τοιχωμάτων που έχουν υποστεί σημαντικές βλάβες και ως εκ τούτου αδυνατούν να μεταφέρουν με ασφάλεια τα αξονικά τους φορτία. Στην περίπτωση που χρησιμοποιείται η τεχνική του μεταλλικού κλωβού για την επιβολή περίσφιγξης, αύξηση της απόδοσης μπορεί να επιτευχθεί με χρήση διαμπερών συνδέσμων σχήματος Π ή Ζ σε αποστάσεις της τάξης των 30 cm μεταξύ τους, οι οποίοι ηλεκτροσυγκολλούνται στα αντιδιαμετρικά ελάσματα του κλωβού(Δρίτσος 2005).

5.4.4. Ενίσχυση πλαισιακού φορέα με δικτυωτούς συνδέσμους

Μία από τις πιο συνήθεις μεθόδους ενίσχυσης κατασκευών με πλαισιακό φέροντα οργανισμό για ανάληψη σεισμικών φορτίων, είναι η τοποθέτηση δικτυωτών συνδέσμων σε προεπιλεγμένα φαντώματα του φορέα. Με την προσθήκη των συνδέσμων οι σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο πλαίσιο αναλαμβάνονται κυρίως από τις αξονικές δυνάμεις των συνδέσμων. Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι είναι κατά κανόνα μεταλλικοί, αφού ο χάλυβας λόγω των όλκιμων χαρακτηριστικών της συμπεριφοράς του μπορεί να αναλάβει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις και κατά συνέπεια ενδείκνυται για την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας. Με

τη συγκεκριμένη μέθοδο ενίσχυσης επιτυγχάνεται κατά κύριο λόγο αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής, ενώ ανάλογα με το είδος των συνδέσμων μπορεί να επιτευχθεί και σημαντική αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας. Για το λόγο αυτό προστίθενται συνήθως σε 'μαλακούς' ορόφους δηλαδή ορόφους με μειωμένη δυσκαμψία, όπως είναι το ισόγειο κτιρίων τύπου pilotis. Αντίθετα η αύξηση της αντοχής είναι συνήθως μέτρια σε σχέση με άλλες μεθόδους ενίσχυσης, όπως η κατασκευή τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού. Στην περίπτωση που κανένας από τους ορόφους της κατασκευής δεν εμφανίζει μειωμένη δυσκαμψία σε σχέση με τους υπόλοιπους αλλά απαιτείται ενίσχυση του συνόλου της κατασκευής, συνιστάται η τοποθέτηση των δικτυωτών συνδέσμων σε κατακόρυφη σειρά φανωμάτων των περιμετρικών κυρίως πλαισίων του φορέα.

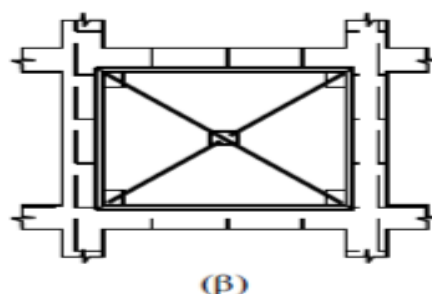
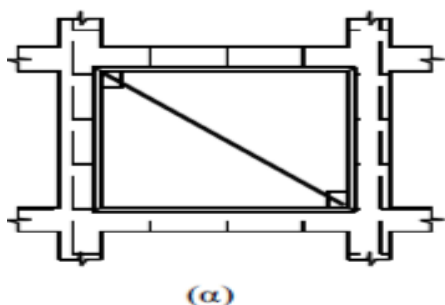
Πέραν της εύκολης τοποθέτησης, οι δικτυωτοί σύνδεσμοι παρουσιάζουν επίσης το πλεονέκτημα της μικρής επιβάρυνσης των κατακορύφων φορτίων του φορέα, ενώ και από αρχιτεκτονικής πλευράς ελάχιστα αλλοιώνουν τη φυσιογνωμία του κτιρίου και επηρεάζουν το φωτισμό των εσωτερικών του χώρων. Επίσης σε περίπτωση που το φάνωμα στο οποίο πρόκειται να τοποθετηθούν έχει τοιχοπλήρωση, είναι δυνατόν να τοποθετηθούν εξωτερικά του πλαισίου με κατάλληλη διάταξη, χωρίς να διαφοροποιείται η συμπεριφορά τους. Όσον αφορά στη διαστασιολόγηση των δικτυωτών συνδέσμων, ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στις θέσεις των συνδέσεων με την υφιστάμενη κατασκευή, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η ασφαλής μεταφορά δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων που προστίθενται και αυτών που προϋπάρχουν. Επίσης πρέπει να γίνει κατανοητό ότι η χρήση δικτυωτών συνδέσμων μπορεί να μεταβάλλει εξ ολοκλήρου τη σεισμική συμπεριφορά του αρχικού φορέα και να απαιτήσει πληθώρα άλλων επεμβάσεων λόγω ανακατανομής των δυνάμεων στα διάφορα στοιχεία του φέροντα οργανισμού (Πηγή: Καλλιάνη & Πρωτονοτάριος, 2006).

5.4.4.1. Κατηγορίες Δικτυωτών Συνδέσμων

Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι οφείλουν την ονομασία τους στο γεγονός ότι διατάσσονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να σχηματίζουν δικτύωμα με το ζύγωμα και τα υποστυλώματα του φανώματος στο οποίο τοποθετούνται. Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης των διαγώνιων μελών με το ζύγωμα του φανώματος, οι δικτυωτοί σύνδεσμοι διακρίνονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες:

- Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα.
- Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα.

Μεταξύ των δικτυωτών συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα στην πράξη χρησιμοποιούνται κυρίως οι απλοί ή οι χιαστί διαγώνιοι (Εικόνες 5.32 και 5.33). Όπως υποδηλώνει η ονομασία τους, οι σύνδεσμοι αυτοί έχουν στοιχεία κατά τη διεύθυνση της μίας ή και των δύο διαγωνίων του φανώματος, αντίστοιχα. Για τη διαστασιολόγηση των συνδέσμων αυτού του τύπου θεωρούμε ότι οι εναλλασσόμενης φοράς οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται από τις εκάστοτε εφελκούμενες διαγωνίους, ενώ η συνεισφορά των αντίστοιχων θλιβομένων διαγωνίων μπορεί να αγνοείται. Προφανώς στην περίπτωση των χιαστί συνδέσμων οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης βρίσκονται στο ίδιο φάνωμα, ενώ στην περίπτωση των απλών διαγωνίων, σε διαφορετικά φανώματα. Στη δεύτερη περίπτωση συνιστάται, το γινόμενο του εμβαδού της διατομής επί την κλίση δύο διαγωνίων του ιδίου ορόφου που καταπονούνται σε αντίθετη δράση, να μη διαφέρει περισσότερο από 10%.

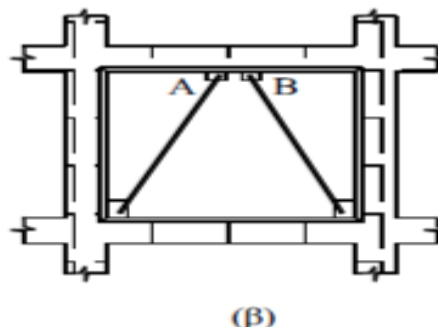
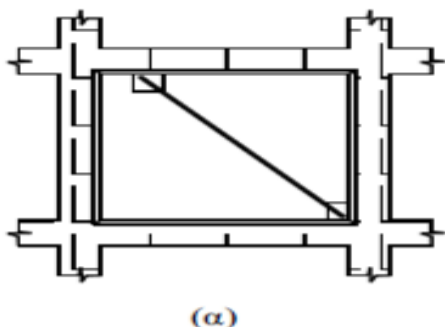


Εικόνα 5.32: Διαγώνιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι. (α) Απλοί. (β) Χιαστί (Πηγή: Καλλιάνη & Πρωτονοτάριος,2006)



Εικόνα 5.33: Αντισεισμική ενίσχυση κατασκευής με χιαστί διαγωνίους συνδέσμους (Πηγή: Σπυράκος,2004)

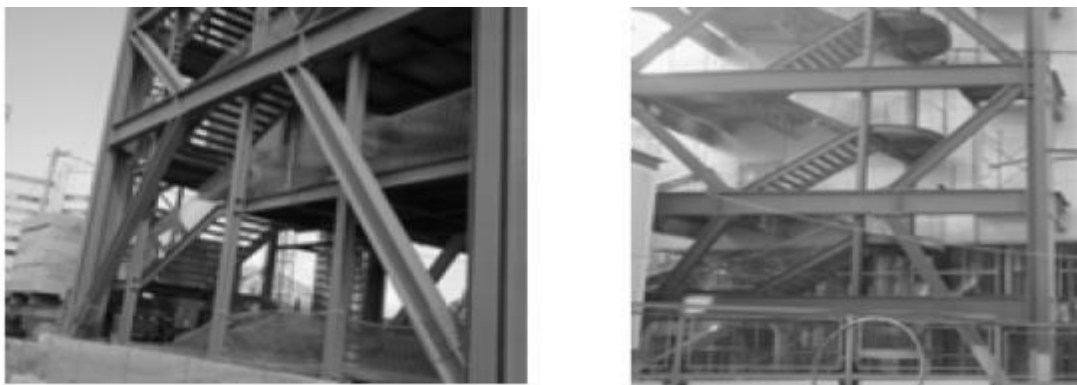
Η βασική διαφορά των συνδέσμων της δεύτερης κατηγορίας σε σχέση με αυτούς της πρώτης, οι οποίοι συνδέονται μεταξύ τους αλλά και με τα οριζόντια και κατακόρυφα στοιχεία του πλαισίου χωρίς εκκεντρότητα, είναι ότι τουλάχιστον ένα από τα δύο άκρα της διαγωνίου συνδέεται με το ζυγώμα έκκεντρα ως προς τον αντίστοιχο κόμβο του υποστυλώματος (Εικόνες 5.34 και 5.35). Το τμήμα του ζυγώματος μεταξύ των δύο έκκεντρα συνδεόμενων κόμβων ονομάζεται δοκός σύζευξης (τμήμα AB στην Εικόνα 5,34β) και καταπονείται έντονα τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση από τα οριζόντια σεισμικά φορτία και, κατά συνέπεια, έχει αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας.



Εικόνα 5.34: Τύποι δικτυωτών συνδέσμων με εκκεντρότητα. (α) Έκκεντρη διαγώνιος. (β) Έκκεντροι τύπου Λ (Πηγή: Καλλιάνη & Πρωτονοτάριος,2006)

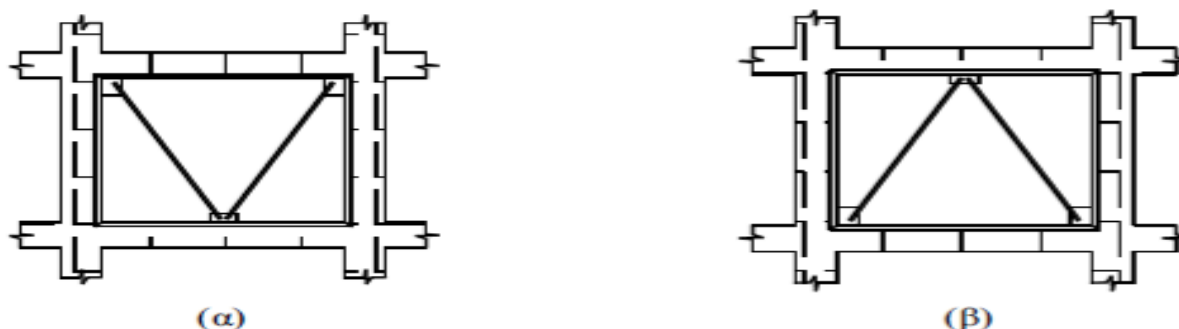
Άλλος τύπος δικτυωτών συνδέσμων με εκκεντρότητα έχει μορφή ορθού ή ανεστραμμένου Υ. Χαρακτηριστικό των συνδέσμων αυτών είναι ότι, ενώ τα λοξά σκέλη τους συνδέονται χωρίς εκκεντρότητα με τα στοιχεία του φαντώματος, το κατακόρυφο σκέλος καταλήγει σε ενδιάμεσο

σημείο κατά κανόνα του ζυγώματος. Είναι αξιοσημείωτο, ότι η ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων γίνεται σχεδόν αποκλειστικά από το κατακόρυφο σκέλος που για το λόγο αυτό ονομάζεται σεισμικός σύνδεσμος.



Εικόνα 5.35: Εφαρμογή δικτυωτών συνδέσμων με εκκεντρότητα στο Κέντρο Τύπου των Ολυμπιακών Αγώνων του 2004 (Πηγή: Σπυράκος,2004)

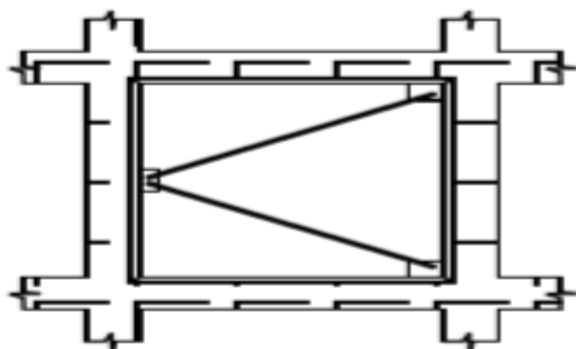
Μία άλλη συνήθης διάταξη δικτυωτών συνδέσμων είναι η χρήση δύο στοιχείων ανά φάντωμα, τα οποία συντρέχουν σε ένα κοινό ενδιάμεσο σημείο των οριζοντίων μελών του πλαισίου. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.36, οι σύνδεσμοι που διατάσσονται κατ' αυτό τον τρόπο ονομάζονται τύπου V ή Λ, ανάλογα με το αν το σημείο σύνδεσής τους βρίσκεται στο κάτω ή στο πάνω ζύγωμα του υπόψιν φαντώματος, αντίστοιχα. Το κυριότερο χαρακτηριστικό της συμπεριφοράς των συνδέσμων τύπου V ή Λ είναι ότι, σε αντιδιαστολή με τις απλές ή χιαστί διαγωνίους, οι σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται τόσο από τις εφελκυσόμενες όσο και από τις θλιβόμενες ράβδους (Καλλιάνη & Πρωτονοτάριος,2006).



Εικόνα 5.36: (α) Δικτυωτοί σύνδεσμοι τύπου V. (β) Δικτυωτοί σύνδεσμοι τύπου Λ(Πηγή: Καλλιάνη & Πρωτονοτάριος,2006)

Μία άλλη παρόμοια διάταξη που όμως δεν είναι κατάλληλη για την ανάληψη σεισμικών δυνάμεων παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.37. Η διάταξη αυτή ονομάζεται τύπου K και πρέπει να αποφεύγεται διότι απαιτεί τη συμμετοχή του υποστυλώματος στην ανάπτυξη του μηχανισμού διαρροής ενώ ταυτοχρονα προκαλεί εξαιρετικά δυσμενείς επιρροές 2ας τάξεως, με αποτέλεσμα να περιορίζει αισθητά τη δυνατότητα πλάστιμης συμπεριφοράς του συστήματος. Προκειμένου να διευκολυνθεί η σύνδεση των δικτυωτών συνδέσμων με τα στοιχεία φέροντος οργανισμού από οπλισμένο σκυρόδεμα, τοποθετούνται συχνά στην περίμετρο του φαντώματος μεταλλικά στοιχεία

που σχηματίζουν ένα μεταλλικό πλαίσιο και τα διαγώνια μέλη των συνδέσμων συνδέονται με τα στοιχεία του πλαισίου αυτού. Η σύνδεση των μεταλλικών στοιχείων με τις δοκούς και τα υποστυλώματα του φανώματος μπορεί να είναι συνεχής ή διακεκομμένη υπό την προϋπόθεση ότι σε κάθε θέση ικανοποιείται η συνθήκη του συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Κατά συνέπεια, όταν επιλέγεται η παραπάνω λύση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη το γεγονός ότι, σε αντίθεση με τους διαγώνιους συνδέσμους που καταπονούνται κυρίως αξονικά, τα στοιχεία του πρόσθετου μεταλλικού πλαισίου αναπτύσσουν εκτός από αξονική, τόσο καμπτική όσο και διατμητική ένταση. Στην περίπτωση που η χρήση του μεταλλικού πλαισίου δεν είναι εφικτή, λόγω π.χ. τοιχοπλήρωσης, είναι δυνατή η απευθείας σύνδεση των δικτυωτών συνδέσμων στο φέροντα οργανισμό μέσω κατάλληλα διαμορφωμένων διατάξεων εξωτερικά του τοίχου πλήρωσης(Σπυράκος,2004).



Εικόνα 5.37: Δικτυωτοί σύνδεσμοι τύπου Κ(Πηγή: Καλλιάνη & Πρωτονοτάριος,2006)

5.4.5. Επισκευή Πλακών

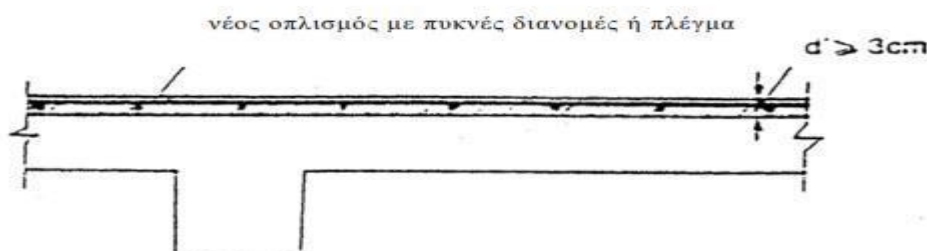
(α) Ρωγμές μικρού πλάτους

Στην περίπτωση αυτή οι ρωγμές συγκολλούνται με χρήση εποξειδικών ρητινών.

(β) Πολλαπλά ρήγματα στην επιφάνεια της πλάκας

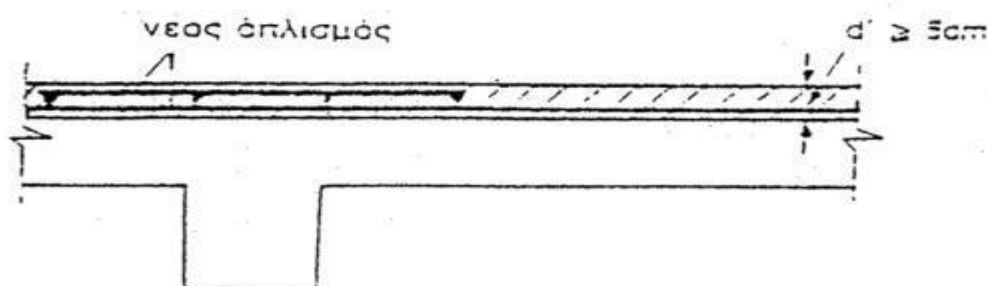
Η περίπτωση αυτή αντιμετωπίζεται με την ενίσχυση της διατομής του σκυροδέματος και του οπλισμού της πλάκας, όπως παρακάτω:

(1) Κατασκευή ενισχύσεως στην πάνω επιφάνεια της πλάκας: Αρχικά γίνεται επάλειψη της πλάκας με εποξειδική ρητίνη και στη συνέχεια τοποθέτηση οπλισμού από δομικό πλέγμα ή με πυκνές διανομές. Τέλος, γίνεται διάστρωση σκυροδέματος σε πάχος τουλάχιστον 3 cm.



Εικόνα 5.38: Κατασκευή ενισχύσεως στην πάνω επιφάνεια της πλάκας με πάχος έως 3 cm (Πηγή : Δρίτσος,2005)

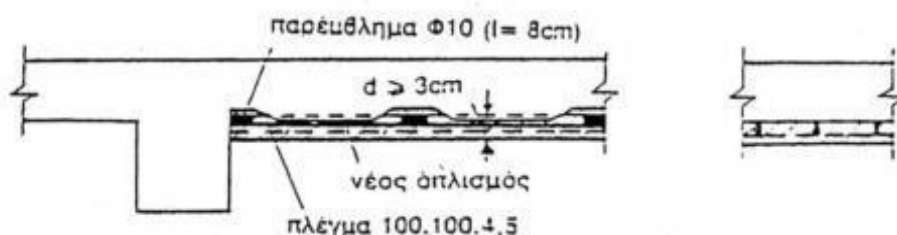
Εάν οι ρωγμές είναι εντονότερες και μεγαλύτερης εκτάσεως κατασκευάζουμε μια πλάκα με ελάχιστο πάχος 5 cm με τον τρόπο που αναφέρθηκε παραπάνω. Για να πετύχουμε συνεργασία μεταξύ της παλαιάς και της νέας πλάκας, εκτός από την σύνδεση με εποξειδική ρητίνη, θα συνδέσουμε τον παλαιό με τον νέο οπλισμό με συνδετήριες ράβδους καθέτως προς τις επιφάνειες των πλακών σε κατάλληλες θέσεις (Δρίτσος,2005).



Εικόνα 5.39: Κατασκευή ενισχύσεως στην πάνω επιφάνεια της πλάκας με πάχος μεγαλύτερο από 5 cm (Πηγή : Δρίτσος,2005)

(2) Κατασκευή ενισχύσεως στην κάτω επιφάνεια της πλάκας

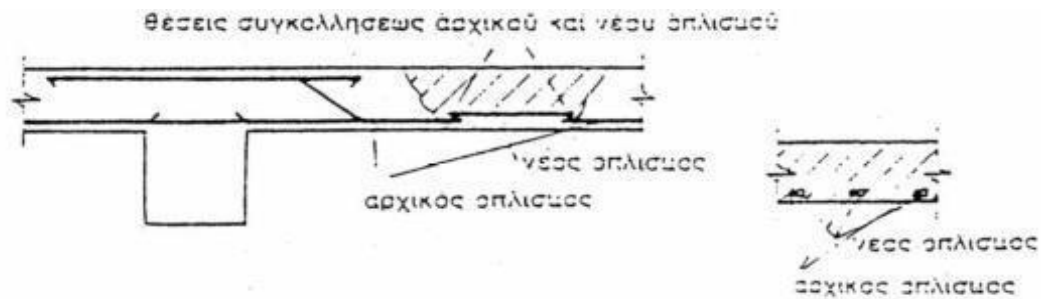
Αρχικά γίνεται αποκάλυψη του παλαιού οπλισμού σε ορισμένες θέσεις και συγκόλληση νέου οπλισμού και δομικού πλέγματος μέσω παρεμβλημάτων. Τέλος, γίνεται διάστρωση εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε πάχος τουλάχιστον 3 cm (Δρίτσος,2005).



Εικόνα 5.40: Ενίσχυση στην κάτω επιφάνεια της πλάκας(Πηγή : Δρίτσος,2005)

(3) Αποκατάσταση πλάκας τοπικά σε όλο το πάχος της

Αρχικά γίνεται καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος και διαμόρφωση των παρειών του παλαιού σκυροδέματος, Στη συνέχεια, γίνεται αφαίρεση του τοπικά κατεστραμμένου οπλισμού και συγκόλληση του νέου οπλισμού (με προτίμηση την τοποθέτηση δομικού πλέγματος πάνω και κάτω) και τέλος πραγματοποιείται διάστρωση εκτοξευόμενου ή έγχυτου σκυροδέματος (Δρίτσος,2005)

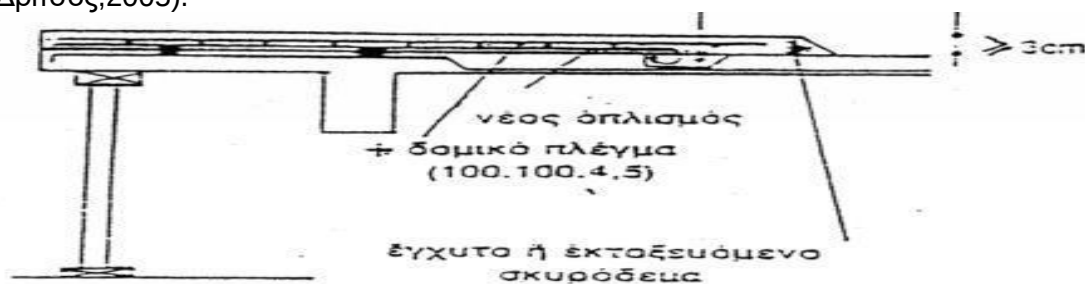


Εικόνα 5.41: Αποκατάσταση πλάκας τοπικά σε όλο το πάχος της (Πηγή : Δρίτσος,2005)

5.4.6. Επισκευή προβόλων

Η επισκευή των προβόλων γίνεται όπως παρακάτω:

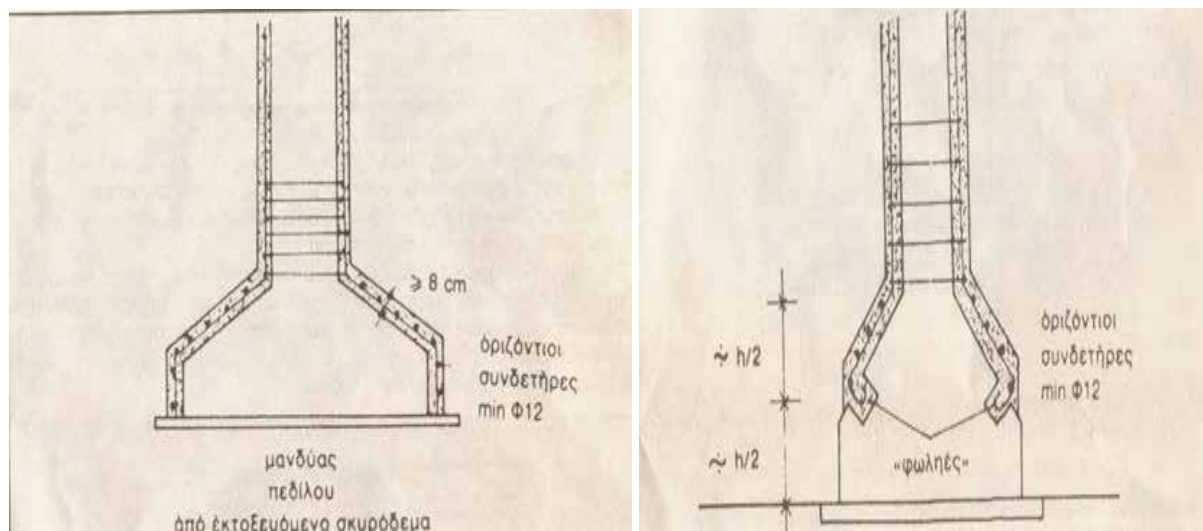
- (α) Υποστύλωση της πλάκας του εξώστη τέτοια ώστε να αναιρείται ένα ποσοστό του βέλους κάμψης.
- (β) Εμποτισμός της ρωγμής με εποξειδική ρητίνη.
- (γ) Ενίσχυση του άνω πέλματος με αποκάλυψη του παλαιού οπλισμού και συγκόλληση νέου.
- (δ) Αγκύρωση του νέου οπλισμού στο συνεχόμενο άνοιγμα της πλάκας πέρα από το σημείο μηδενισμού των ροπών κάμψεων.
- (ε) Τοποθέτηση δομικού πλέγματος 100x100x4,5.
- (στ) Διάστρωση έγχυτου ή εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους τουλάχιστον 3 cm (Δρίτσος,2005).



Εικόνα 5.42: Τεχνική επισκευής προβόλου (Πηγή : Δρίτσος,2005)

5.4.7. Επισκευή πεδίων

Όταν το κατώτερο υποστύλωμα ενισχύεται με μανδύα είναι σκόπιμο ο ίδιος μανδύας να περιβάλλει και το πέδιλο του. Ο μανδύας πρέπει να καλύπτει τουλάχιστον το μισό ύψος του πεδίου (Δρίτσος,2005).



Εικόνα 5.43: Επισκευή πεδίου με μανδύα (Πηγή : Δρίτσος, 2005)

Κεφάλαιο 6.

Επίλογος - Συμπεράσματα

6.1. Συμπεράσματα

Το πρώτο μεγάλο συμπέρασμα στο οποίο καταλήγουμε είναι ότι ο σεισμός, ως βίαιο φυσικό και απρόβλεπτο φαινόμενο, αποτελεί σοβαρή «εχθρική απειλή» για την στατικότητα ενός κτιρίου διότι μπορεί, εάν δεν έχει γίνει σωστός σχεδιασμός κατά την κατασκευή, να προκαλέσει την κατάρρευση του και να έχει ολέθριες κοινωνικές συνέπειες τόσο με την απώλεια ανθρώπινων ζωών όσο και οικονομικών απωλειών. Ο μόνος παράγοντας, ο οποίος μπορεί να μειώσει τις πιθανές επιπτώσεις είναι η μείωση της τρωτότητας του δομημένου περιβάλλοντος. Η μείωση των καταστροφικών επιπτώσεων των σεισμών και η ενίσχυση της αντισεισμικής άμυνας της χώρας αποτελούν μια από τις βασικές προτεραιότητες κάθε κυβέρνησης. Η Ελλάδα ως η πιο σεισμογενής περιοχή της Ευρώπης έχει εξελίξει και συνεχίζει να εξελίσσει τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών σε μεγάλο βαθμό έτσι ώστε οι νέες κατασκευές να έχουν μεγάλες υπεραντοχές έναντι του σεισμού και να εξασφαλίζουν τουλάχιστον την ανθρώπινη ζωή. Τα δύο πρόσφατα σεισμικά γεγονότα σε Λέσβο και Κώ το καλοκαίρι του 2017, μας απέδειξε για μία ακόμα φορά την σημασία της πρόληψης έναντι του σεισμού. Απαιτείται λοιπόν από την πλευρά του κράτους να αναλάβει πρωτοβουλία και να προβεί στον έλεγχο στατικότητας όλων των υφιστάμενων κατασκευών που έχουν κατασκευαστεί πριν το 2000 και την εφαρμογή του ΕΑΚ 2000, ώστε να διαπιστωθούν ποια κτίρια απαιτούνται να ενισχυθούν σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) και να προληφθούν έτσι μελλοντικά θανατηφόρα ατυχήματα από σεισμούς.

Επιπλέον, διαπιστώσαμε ότι οι σημαντικότερες βλάβες συμβαίνουν στον φέροντα οργανισμό μίας κατασκευής (υποστυλώματα, δοκάρια, πέδιλα θεμελίωσης) και επομένως δεν πρέπει να γίνεται καμία έκπτωση στην μελέτη και στον τρόπο κατασκευής τους. Από τις παρατηρήσεις βλαβών σε κτίρια που παρουσιάστηκαν στην παρούσα εργασία, επιβεβαιώνεται η σημασία που έχει η διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής και οι λεπτομέρειες όπλισης ώστε σε μεγάλο σεισμό τα μέλη και οι συνδέσεις τους να μπορούν να αναλάβουν μεγάλες μετελαστικές παραμορφώσεις χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής τους, οι ψαθυρές αστοχίες (από διάτμηση, αγκύρωση) να μην προηγούνται των πλάστιμων αστοχιών (από κάμψη) και να αποφεύγονται βλάβες στα κατακόρυφα στοιχεία και στους κόμβους.

Ένα ακόμα συμπέρασμα που προκύπτει είναι ότι η σχετικά πυκνή διάταξη των συνδετήρων έχει μεγάλη σημασία στην αποφυγή κατάρρευσης κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα και στην μη ύπαρξη ανθρώπινων απωλειών. Αποδεικνύεται έτσι ότι οι υψηλές απαιτήσεις σε συνδετήρες, από σύγχρονους κανονισμούς, είναι αιτιολογημένες καθώς η δομική ακεραιότητα πολλών κατασκευών εξαρτάται από την δυνατότητα που παρέχουν οι συνδετήρες να παραμένουν τα κομμάτια σκυροδέματος στην θέση τους και να αποτρέπουν τον λυγισμό των διαμήκων ράβδων του κύριου οπλισμού.

Ωστόσο σήμερα είναι γενικά αποδεκτό, ότι είναι οικονομικά ασύμφορος ο σχεδιασμός μίας κατασκευής να αντέξει στον μεγαλύτερο πιθανό σεισμό (σεισμός σχεδιασμού) χωρίς βλάβες, να

συμπεριφερθεί δηλαδή γραμμικά ελαστικά. Συνοψίζοντας έτσι όλα τα παραπάνω διαπιστώνουμε ότι ο σωστός σχεδιασμός (ανεξαρτήτου κόστους) είναι αυτός που πιθανόν θα μας προστατέψει έναντι του σεισμού. Βέβαια όπως είθισται να λέγεται από όλους τους πολιτικούς μηχανικούς «Ο καλύτερος επιβλέπων σε μία οικοδομή είναι ο σεισμός» διότι αυτός μπορεί να ελέγξει εάν το κτίριο κατασκευάστηκε σύμφωνα με την μελέτη.

6.2. Προτάσεις

Η βασικότερη πρόταση για να έχουμε επαρκείς αντισεισμικές κατασκευές είναι η εφαρμογή των παρακάτω:

- α. Σωστή επιλογή φέροντος οργανισμού.
- β. Σωστή ανάλυση της κατασκευής.
- γ. Σωστή διαστασιολόγηση σύμφωνα με ΕΚΩΣ και ΕΑΚ.

Όλα τα παραπάνω θα οδηγήσουν στην κατασκευή κτιρίων, τα οποία σε σεισμούς μικρής έντασης δεν θα παρουσιάζουν καθόλου βλάβες, ενώ σε σεισμούς μέσης έντασης θα προκύπτουν μόνο αποδεκτές βλάβες σε μη φέροντα δομικά στοιχεία (π.χ τοιχοποιίες). Επιπρόσθετα, σε σεισμούς μεγάλης έντασης θα υπάρχουν και βλάβες στον φέροντα οργανισμό αλλά δεν θα υπάρχει κατάρρευση και συνεπώς μικρότερη πιθανότητα απώλειας ανθρώπινης ζωής, που αποτελεί και τον κυριότερο στόχο της αντισεισμικής πολιτικής. Επομένως, οι κατασκευές πρέπει να μελετώνται για ελαστική ή σχεδόν ελαστική συμπεριφορά.

Επιπλέον, απαιτείται από το κράτος να ξεκινήσει ένα πρόγραμμα αποτίμησης της τρωτότητας των κτιρίων, ιδιαίτερα αυτών πριν την εφαρμογή του Ε.Α.Κ – 2000. Στη συνέχεια σε συνεργασία με την Ευρωπαϊκή Ένωση και μέσω οικονομικών προγραμμάτων να ξεκινήσει η ενίσχυση αυτών των κατασκευών έναντι πιθανού σεισμού, ώστε να μην ξαναυπάρξει απώλεια ανθρώπινης ζωής λόγω σεισμού στην Ελλάδα.

Κλείνοντας θα ήθελα να τονίσω την σημαντικότητα που αποδίδει η κοινωνία στην αποφυγή της απώλειας ζωής λόγω κατάρρευσης σπιτιού από αρχαιοτάτων χρόνων, αναφέροντας κάποια άρθρα του κώδικα του Χαμουραμπί, ο οποίος χρονολογείται από το 1754 π.Χ, όπως:

α. Αν ένας χίστης κατασκευάσει ένα σπίτι για κάποιον, και δεν το κατασκευάσει σωστά, και το σπίτι που κατασκεύασε καταρρεύσει και σκοτωθεί ο ιδιοκτήτης του, τότε ο κτίστης αυτός θα θανατωθεί (άρθρο 229).

β. Αν καταστραφούν αγαθά, θα τον αποζημιώσει για όλα τα αγαθά που καταστράφηκαν, και επειδή δεν κατασκεύασε σωστά το σπίτι που κατέρρευσε, θα το ανακατασκευάσει με δικά του έξοδα (άρθρο 232).

γ. Αν ένας χτίστης κατασκευάσει ένα σπίτι για κάποιον και οι τοίχοι καταρρεύσουν, πριν την αποπεράτωσή του, ο κτίστης θα ανεγείρει τους τοίχους με δικά του έξοδα (άρθρο 233).

Βιβλιογραφία

- Anagnos, T., Rojahn, C. and Kiremidjian, A. S., (1995). NCEER-ATC joint study on fragility of buildings, Techn. Rep. NCEER 95-0003, State Univ. of New York at Buffalo
- Αρμπιρος, Β., (2001). «Βλάβες σε Κόμβους Οπλισμένου Σκυροδέματος, Μέθοδοι Αποκατάστασης και Ενίσχυσης τους». 7ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών. Ελλάδα
- Γενική Γραμματεία Πολιτικής Προστασίας (www.civilprotection.gr)
- Γιαννόπουλος, Ι., (2005). «Βλάβες από το Σεισμό της Αθήνας (1999)». Επιστημονική έκδοση ΤΕΕ.
- Γεωρόγλου, Π και Μπιζανίδου, Σ. (2013). «Καταστροφικές συνέπειες κατασκευών-υλικά-ενίσχυση αυτών μετά από σεισμό». Πτυχιακή Εργασία του Τμήματος Πολιτικών Έργων Υποδομής, κατατεθείσα στο ΑΤΕΙ Θεσσαλονίκης.
- Δρίτσος, Σ.Η.,(2005). « Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα». 3η έκδοση Πανεπιστήμιο Πατρών. Πάτρα.
- Dolce, M., Kappos, A., Masi, A., Penelis, Gr., Vona, M., (2006). «Vulnerability assessment and earthquake damage scenarios of the building stock of Potenza (Southern Italy) using italian and greek methodologies». Engineering Structures, V. 28, No. 3, 357-371.
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000). Αθήνα.
- Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 2000).Αθήνα.
- Ελευθεριάδου, Α.Κ., (2009). «Συμβολή στην Αποτίμηση της Σεισμικής Τρωτότητας Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. ΔΠΘ. Ξάνθη
- Ελευθεριάδου Α.Κ., Καραμπίνης, Α.Ι., (2011).« Στοιχεία Βλαβών σε Κατασκευές από τον σεισμό της 7ης Σεπτεμβρίου στην Αθήνα». Τεχνικά Χρονικά, Επιστημονική έκδοση ΤΕΕ, Αριθμ. Τόμου 1/2011.
- Eurocode-8, Αντισεισμικός κανονισμός (Ελληνική απόδοση), (2004). European Committee For Standardization,Βρυξέλλες.
- FEMA-NIBS, (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology -Earthquake Model: HAZUS@MH Technical Manual. Washington DC.
- FEMA, Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards (1998). Washington DC.
- FEMA-356: Seismic Rehabilitation Prestandard
- Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών -ΙΤΣΑΚ(www.itsak.gr)
- Καΐρης, Σ., & Χατζηβασιλειάδης , Α. (2008).«Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος».14ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών. Πάτρα.
- Καλλιάνη, Ε. & Πρωτονοτάριος, Μ. (2006).« Ενίσχυση Πλαισιακών Φορέων Οπλισμένου Σκυροδέματος με Μεταλλικούς Συνδέσμους και Ενφαινούμενα Τοιχώματα». 12ο Φοιτητικό Συνέδριο: Ενισχύσεις – Επισκευές Κατασκευών Ο/Σ και Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κατασκευών. Πάτρα
- ΚΑΝ.ΕΠΕ, (1η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013). Ο.Α.Σ.Π.

- Καραγιάννης, Χ.Γ. (2009). « Ειδική εισήγηση: Επισκευές – Ενισχύσεις Στοιχείων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα – Έμφαση σε Ακραίους Κόμβους Δοκού – Υποστυλωμάτων». Πρακτικά 15ου Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος. Αλεξανδρούπολη
- Κοντού, Α., & Τετράδη, Α. (2013). «Διερεύνηση και ανάπτυξη λογισμικού για τη μη γραμμική συμπεριφορά δοκών Ω.Σ σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2 και 8». Πτυχιακή εργασία. Τ.Ε.Ι ΠΕΙΡΑΙΑ. Αθήνα.
- Λάμπρου, Κ. Ν. (2010). «Ενίσχυση πλακοδοκών οπλισμένου σκυροδέματος σε τέμνουσα με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών και αγκύρια ινών». Διατριβή για την απόκτηση μεταπτυχιακού διπλώματος ειδίκευσης. Πανεπιστήμιο Πατρών. Πάτρα.
- Μπάρκας, Ι.Χ., (2000). «Βλάβες από σεισμό: Παράγοντες που επηρεάζουν την έκταση τους στα κτίρια». 6^ο φοιτητικό συνέδριο, Επισκευές Κατασκευών. Πανεπιστήμιο Πατρών. Πάτρα
- New Zealand Society for Earthquake Engineering, (June 1996). «The Assessment and Improvement of the Structural Performance of Earthquake Risk Buildings ». Draft for General Release for the Building Industry Authority
- New Zealand Society for Earthquake Engineering, (August 2000). «An Initial Evaluation Process for Identifying Buildings Not Safe in Earthquake». Draft 8.
- Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας -ΟΑΣΠ (www.oasp.gr)
- Παπαζάχος Β., Παπαζάχου Κ., (2003). « Οι σεισμοί της Ελλάδας». Εκδόσεις Ζήτη, 2η εκδ. Θεσσαλονίκη.
- Παπανικολάου, Ι. & Μαρτζάκης, Β. (2017). «Σεισμοί και Διαχείριση Σεισμικού Κινδύνου». Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών Διαχείριση Περιβάλλοντος, Καταστροφών και Κρίσεων. Εθνικό Καποδιστριακό Πανεπιστήμιο Αθηνών. Αθήνα
- Πρακτικά 4ου Φοιτητικού Συνεδρίου (1998). «Επισκευές Κατασκευών -98». Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών. Πάτρα.
- Ροβήλος, Αθ., (2001). « Μετασεισμικός έλεγχος σε κτίρια – Σεισμική παθολογία κτιρίων – Οδηγίες και μέθοδοι επισκευής κτιρίων με βλάβες από σεισμό». Εκδόσεις Παπασωτηρίου. Αθήνα .
- Σπυράκος, Κ., (2004). « Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία». ΤΕΕ. Αθήνα.
- Σπύρου, Δ., (2011). « Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Υφιστάμενου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος και Ενισχύσεις». Πτυχιακή Διατριβή. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Αθήνα.
- Σταθόπουλος, Θ., (2013). « Αντισεισμικές Ενισχύσεις με Σύνθετα Υλικά». Πτυχιακή εργασία. Τ.Ε.Ι ΠΕΙΡΑΙΑ.
- Σταματίου Θ. Κωνσταντίνα & Τσάφου Γ. Στέλλα, (2013). «Ταχεία αποτίμηση τρωτότητας κτηριακού αποθέματος δημόσιας χρήσης». Ε.Μ.Π. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Αθήνα.
- Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ, Ο.Α.Σ.Π., (1999). «Συνοπτικές Οδηγίες για επισκευή του φέροντος οργανισμού κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με βλάβες από σεισμό». Αθήνα.
- Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., (2001). «Πρωτοβάθμιος και δευτεροβάθμιος έλεγχος κτιρίων». Αθήνα. Υ,ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ, (2009). «
- Καθορισμός ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων για τη σύνταξη μελετών αποκατάστασης και την έκδοση των σχετικών οικοδομικών αδειών επισκευής / ενίσχυσης των κτιρίων που έχουν υποστεί βλάβες από το σεισμό της 17ης Ιουλίου 2007 σε περιοχές των Νομών Γρεβενών και Κοζάνης». Αθήνα
- Υπουργείο Δημοσίων Έργων – Ο.Α.Σ.Π, (2000). « Τεχνικές Οδηγίες Προσεισμικού Ελέγχου Τρωτότητας Δημοσίων Κτιρίων». Τεύχος Α. Αθήνα.

Yoshiaki, Nakano., (2004). «Seismic Rehabilitation of School Buildings in Japan». Journal of Japanese Association for Earthquake Engineering, Vol.4, No.3 (Special Issue).

Φ.Ε.Κ (2014). «Καθορισμός ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων για τη σύνταξη μελετών αποκατάστασης κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, που έχουν υποστεί βλάβες από σεισμό και την έκδοση των σχετικών αδειών επισκευής».Αρ. Φύλλου 455.Τεύχος Β.Αθήνα

Χρονόπουλος, Μ.Π.,(1984).« Σεισμοί και κατασκευές (Κεφ. Βλάβες και κόστος επεμβάσεων)», Ευγενίδειο Ίδρυμα. Αθήνα

Ψυχάρης, Γ.Ν., (2016).«Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας». Τεύχος 1. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Αθήνα.

Ψυχάρης, Γ.Ν., (2016). «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας». Τεύχος 2.Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Αθήνα.

www.earthquakenet.gr

http://library.tee.gr/digital/m2173/m2173_contents.htm