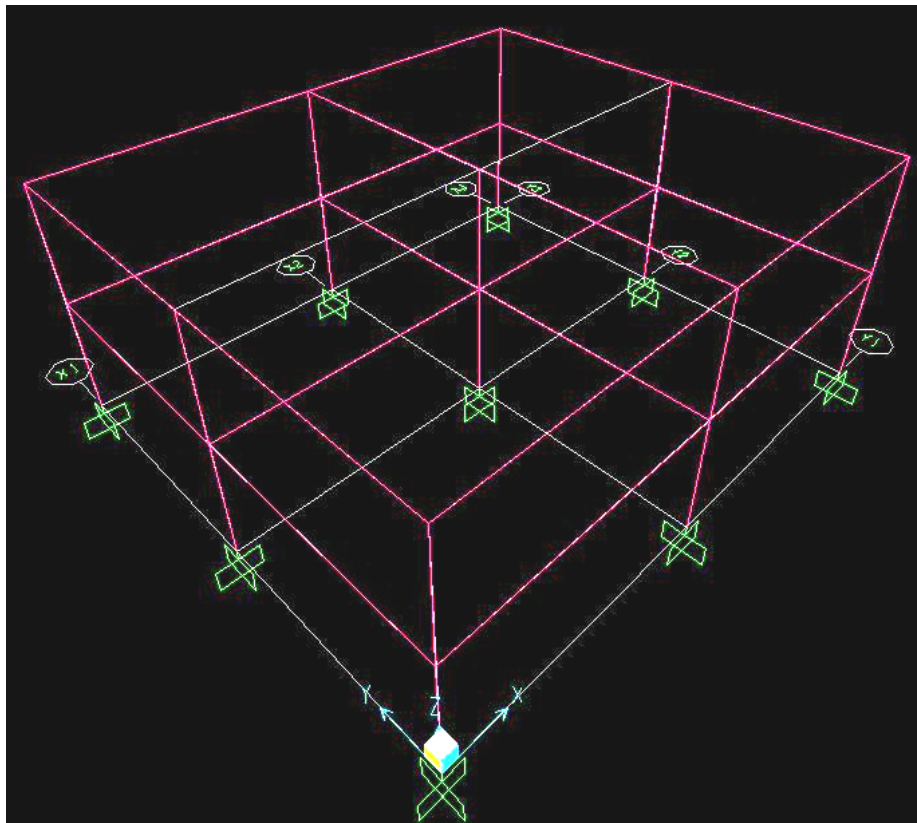


ΜΠΑΝΤΟΥΝΑ ΕΡΜΙΟΝΗ - ΡΑΠΤΗ ΧΑΡΙΚΛΕΙΑ – ΣΕΡΕΤΗ ΟΛΓΑ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΕΥΡΕΣΗ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ
ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (q) ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ



ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

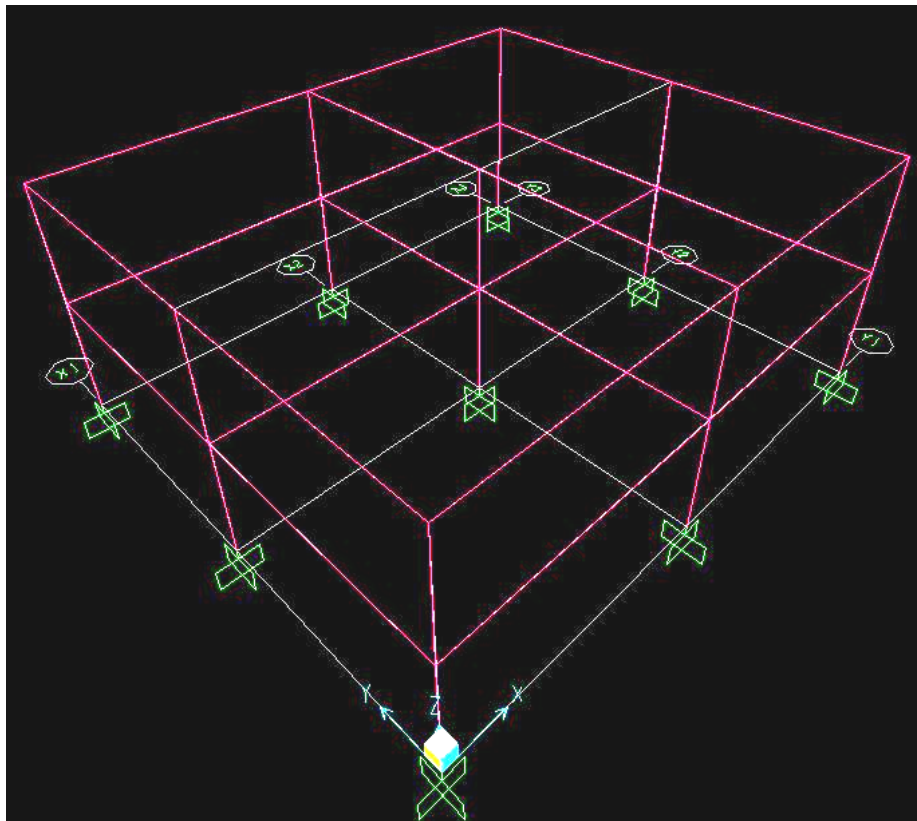
ΔΗΜΑΚΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

ΑΙΓΑΛΕΩ 2011 ®

ΜΠΑΝΤΟΥΝΑ ΕΡΜΙΟΝΗ - ΡΑΠΤΗ ΧΑΡΙΚΛΕΙΑ - ΣΕΡΕΤΗ ΟΛΓΑ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΕΥΡΕΣΗ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ
ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (q) ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ



ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

ΔΗΜΑΚΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

ΑΙΓΑΛΕΩ 2011®

ΜΠΑΝΤΟΥΝΑ ΕΡΜΙΟΝΗ: 33602

ΡΑΠΤΗ ΧΑΡΙΚΛΕΙΑ: 32992

ΣΕΡΕΤΗ ΟΛΓΑ: 32984

**ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΕΥΡΕΣΗ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ
ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (α) ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ**

Η παρούσα πτυχιακή εργασία αποτελεί εφαρμογή του σχεδίου Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) για την αποτίμηση και το ανασχεδιασμό υφιστάμενου κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, καθώς επίσης και για την εύρεση του συντελεστή συμπεριφοράς (α).

Πιο συγκεκριμένα η εφαρμογή του Κανονισμού πραγματοποιείται σε δώροφο κτίριο διατηρητέο του οποίου η μελέτη και η κατασκευή εκπονήθηκε το 1974.

Για την αποτίμηση του αρχικού και του ανασχεδιασμένου φορέα χρησιμοποιείται η ανελαστική στατική μέθοδος PUSHOVER, με τη βοήθεια του λογισμικού SAP2000 v10.

<u>ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....</u>	
<u>ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....</u>	14-15
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....</u>	16
1.1. ΓΕΝΙΚΑ.....	16
1.2. ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑ.....	17
1.3. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΩΤΗΤΑ.....	18
1.3.1. Οι προ του 1984 κατασκευές.....	18
1.3.2. Οι μετά του 1984 κατασκευές.....	20
1.4. ΟΡΙΣΜΟΙ.....	21
1.5. ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	22
1.6. ΔΥΣΧΕΡΕΙΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ.....	23
1.7. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ).....	24
1.8. ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	25
1.8.1. Γενικά.....	25
1.8.2. Διάρθρωση.....	25
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ.....</u>	26
2.1. ΣΥΝΤΟΜΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	26
2.2. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΗΣ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗΣ.....	26
2.2.1. Φέρων οργανισμός.....	29
2.3. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑΣ.....	29

2.3.1. Παθολογία κτιρίου.....	29
2.3.2. Ενανθράκωση.....	30
2.4. ΟΠΛΙΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ.....	32

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΩΜΟΙΩΜΑΤΟΣ...36

3.1. ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗ.....	36
3.2. ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ.....	39
3.3. ΑΔΡΑΝΙΑΚΗ ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗ.....	43
3.4. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ.....	43
3.4.1. Υλικά.....	43
3.4.2. Προσομοίωση πλακών – διαφραγματική λειτουργία.....	44
3.4.3. Προσομοίωση δοκών.....	44
3.4.4. Προσομοίωση στύλων.....	47
3.4.5. Προσομοίωση τοιχοποιιών.....	48

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ Q.....48

4.1. ΓΕΝΙΚΑ.....	48
4.2. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ.....	49
4.3. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ.....	49
4.3.1. Ορισμός συντελεστή συμπεριφοράς.....	50
4.3.2. Συντελεστής συμπεριφοράς σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	51
4.3.2.1. Έλεγχος ασφαλείας.....	52

4.3.2.2. Ανίσωση ασφαλείας.....	52
4.3.2.3. Εφαρμογή γραμμικών μεθόδων ανάλυσης.....	54
4.3.2.4. Εφαρμογή μη- γραμμικών μεθόδων ανάλυσης.....	54
4.3.2.5. Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων.....	55
4.3.2.6. Πρόσθετες διατάξεις.....	56
4.3.2.7. Βασικές δράσεις (μη- σεισμικές).....	56
4.3.2.8. Τυχηματικές δράσεις (σεισμός).....	56
4.3.2.9. Φάσματα απόκρισης.....	58
4.3.2.10. Δυσκαμψίες.....	58
4.3.2.11. Συνδυασμοί δράσεων.....	59
4.3.2.12. Αντιστάσεις.....	60
4.3.2.13. Για τα προσομοιώματα.....	61
4.3.2.14. Υφιστάμενα υλικά.....	62
4.3.2.15. Προστιθέμενα υλικά.....	63
4.3.2.16. Μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών.....	63
4.3.2.17. Ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q	64
4.3.2.18. Αποτίμηση.....	65
4.3.2.19. Ανασχεδιασμός.....	67
4.3.2.20. Τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας m	68

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ
ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.....78**

5.1. ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ.....	78
5.2. ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ.....	80
5.3. ΑΡΧΕΣ ΛΗΨΗΣ ΑΠΟΦΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟ.....	81
5.4. ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ).....	82
5.5. ΣΤΑΘΜΕΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ.....	83
5.5.1. Γενικά.....	83
5.5.2. Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ποιότητας υφιστάμενου σκυροδέματος.....	86
5.5.3. Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ποιότητας υφιστάμενου χάλυβα.....	86
5.5.4. Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων αντοχής τοίχων πλήρωσης.....	87
5.5.5. Στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων.....	87
5.5.6. Ανακεφαλαίωση σταθμών αξιοπιστίας δεδομένων κατασκευής.....	88
5.6. ΚΥΡΙΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	89
5.7. Η ΛΟΓΙΚΗ ΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ.....	90
5.7.1. Η ανίσωση ασφαλείας.....	91
5.7.2. Δράσεις και συνδυασμοί δράσεων αναλύσεων.....	92
5.7.3. Αντιστάσεις δομικών στοιχείων.....	93
5.7.4. Έλεγχοι κριτηρίων επιτελεστικότητας.....	99
5.8. ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ O / Σ	100
5.9. ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	100
5.9.1. Προϋποθέσεις εφαρμογής.....	100
5.9.2. Προσομοίωση και ανάλυση.....	101

5.10. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	102
5.10.1. Γενικά.....	102
5.10.2. Βασικά χαρακτηριστικά μηχανικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων.....	104
5.10.2.1. Καμπύλη εντατικού μεγέθους – παραμόρφωσης (F-δ).....	104
5.10.2.2. Οιονεί ελαστικός κλάδος και διαρροή.....	105
5.10.2.3. Μετελαστικός κλάδος.....	106
5.10.2.4. Παραμόρφωση αστοχίας και πλαστιμότητα.....	106
5.10.2.5. Απομένουσα αντοχή.....	107
5.10.2.6. Τελική παραμόρφωση.....	107
5.10.3. Πλάσιμη και ψαθυρή συμπεριφορά.....	107
5.10.4. Υπολογισμός M – θ των κρίσιμων διατομών.....	108
5.10.4.1. Υπολογισμός γωνίας στροφής διαρροής θ_γ.....	108
5.10.4.2. Υπολογισμός της παραμόρφωσης διαρροής όταν προέχει η κάμψη.....	109
5.10.4.3. Υπολογισμός της παραμόρφωσης διαρροής όταν προέχει η διάτμηση.....	111
5.10.4.4. Υπολογισμός γωνίας στροφής θ_υ.....	114
5.10.4.5. Υπολογισμός ροπής διαρροής M_γ.....	115
5.10.4.6. Επιπλέον παραδοχές.....	116

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ
ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ.....118**

6.1.ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ.....	118
6.2.ΣΥΝΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΤΡΕΨΗΣ.....	120
6.3.ΕΠΙΡΡΟΕΣ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΗΣ.....	120
6.4.ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ.....	121
6.5.ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ.....	122
6.6.ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	149
6.7. ΚΑΜΠΥΛΗ F-δ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....	150
6.8. ΠΛΑΣΤΙΜΗ Ή ΨΑΘΥΡΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ.....	154
6.8.1. Πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα στοιχεία.....	154
6.9. ΚΑΜΠΥΛΗ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	155
6.10. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ.....	156
6.11. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΗΚΑ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ.....	159
6.12. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSH-OVER.....	162
6.13. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSH-OVER ΚΑΤΑ Χ.....	163
6.14. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	165

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ
ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ.....171**

7.1. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΠΙΛΟΓΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	171
7.1.1. ΕΝΙΣΧΥΣΗ-ΔΙΑΚΡΙΣΗ.....	172
7.1.1.1. Βλάβες τοπικού χαρακτήρα.....	172
7.1.1.2. Βλάβες γενικού χαρακτήρα.....	173
7.2. ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	173
7.2.1. Αποκατάσταση βλαβών τοπικού χαρακτήρα.....	174
7.2.2. Αποκατάσταση βλαβών γενικού χαρακτήρα.....	175
7.3. ΤΡΟΠΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	177
7.3.1. ΤΥΠΙΚΟΙ ΒΑΘΜΟΙ ΒΛΑΒΗΣ.....	178
7.3.1.1 Βαθμός βλάβης Α.....	178
7.3.1.2 Βαθμός βλάβης Β.....	178
7.3.1.3 Βαθμός βλάβης C.....	178
7.3.1.4 Βαθμός βλάβης D.....	178
7.3.1.5 Βαθμός βλάβης E.....	178
7.4. ΗΜΙΕΜΠΕΙΡΙΚΟΣ ΤΡΟΠΟΣ ΕΚΤΙΜΙΣΗΣ ΑΠΟΜΕΝΟΥΣΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ.....	179
7.5. ΔΙΩΡΘΩΤΙΚΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....	181
7.6. ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ- ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ.....	182
7.6.1. Επισκευές- Ενισχύσεις υποστυλωμάτων.....	182
7.6.2. Επισκευές υποστυλωμάτων.....	182
7.6.3. Επισκευές με κόλλες ή επισκευαστικά κονιάματα.....	182
7.6.4. Τοπικές αποκαταστάσεις ίσης διατομής.....	183

7.6.5. Ενισχύσεις υποστυλωμάτων.....	184
7.6.6. Ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιγξη.....	184
7.6.6.1 Διαδικασία επιβολής της περίσφιγξης.....	185
7.6.6.2. Ηλεκτροσυγκόλληση σπειροειδής οπλισμός Φ8/50mm.....	185
7.6.6.3. Μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή.....	186
7.6.6.4. Τεχνική του μεταλλικού κλωβού.....	186
7.6.6.5. Μανδύες υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα.....	187
7.6.6.6 Είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος.....	187
7.6.6.6.1. Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα.....	187
7.6.6.6.2. Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα.....	187
7.6.6.6.3. Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα.....	188
7.6.6.6.3. Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα	188
7.7. ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ-ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ.....	188
7.7.1. Επισκευές τοιχωμάτων.....	188
7.7.2. Ενίσχυση τοιχωμάτων με περίσφιγξη.....	189
7.8. ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ-ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ-ΠΛΑΚΩΝ.....	189
7.8.1. Επισκευή δοκών και πλακών.....	189
7.8.2. Ενίσχυση δοκών και πλακών.....	190
7.8.3. Καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος.....	190
7.8.4. Διαστασιολόγηση	190

7.8.5. Καμπτική ενίσχυση με επικολητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή.....	191
7.8.6. Ενίσχυση με επικολητά ελάσματα.....	192
7.8.7. Επισκευή-Ενίσχυση κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων.....	192
7.8.8. Επισκευή κόμβων.....	193
7.8.9. Ενίσχυση κόμβων.....	194
7.8.10. Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....	194
7.8.11. Η τεχνική των χιαστί κολλάρων.....	194
7.8.12. Ενίσχυση κόμβου με μανδύα.....	195
7.8.13. Η τεχνική των επικολητών φύλλων.....	195
7.8.14. Προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels).....	195
7.8.15. Τοιχώματα από οπλισμένη ή άοπλη τοιχοποιία	196
7.8.16. Προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων.....	196
7.8.17. Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων.....	198
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	198
8.1. ΓΕΝΙΚΑ.....	199
8.2. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ.....	199
8.3. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	200
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	201

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Ένα από τα πιο σοβαρά προβλήματα που αντιμετωπίζει η χώρα μας σχετικά με τη διαχείριση του κτιριακού της δυναμικού είναι οι επεμβάσεις επισκευής και ενίσχυσης των υφιστάμενων κατασκευών. Το πρόβλημα αυτό είναι αποτέλεσμα κυρίως της έντονης σεισμικής δραστηριότητας που παρατηρείται στην επικράτεια, άρα και της ανάγκης αντισεισμικής αναβάθμισης των κατασκευών. Η λύση της αντικατάστασης του συνόλου των παλαιών κατασκευών με νέα κτίρια που βασίζονται στις σύγχρονες αντισεισμικές αντιλήψεις κρίνεται ανέφικτη, λόγω των ανυπέβλητων οικονομικών αλλά και κοινωνικών προβλημάτων που ανακύπτουν. Επομένως καθίσταται προφανής η ανάγκη αναβάθμισής τους, ώστε να είναι σε θέση να αντεπεξέλθουν σε ενδεχόμενο ισχυρό σεισμικό πλήγμα χωρίς να τεθεί σε κίνδυνο η ζωή και οι περιουσίες των ενοίκων. Βάσει των παραπάνω, ο πολιτικός Μηχανικός καλείται να αποφασίσει αν υπάρχει ανάγκη ενίσχυσης μίας υφιστάμενης κατασκευής, ώστε σε πιθανό σεισμό να μην τίθεται σε άμεσο κίνδυνο η ζωή και η περιουσία των χρηστών. Αναγνωρίζοντας το πρόβλημα αυτό, η επιστημονική κοινότητα άρχισε τον Οκτώβριο του 2000 να εκπονεί ερευνητικό έργο υπό την αιγίδα της Πολιτείας, το οποίο μετουσιώθηκε τον Ιανουάριο του 2003 στο πρώτο σχέδιο (Σχέδιο 0) κειμένου του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Ο Κανονισμός αυτός έχει σαν στόχο τη θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων κατασκευών και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους (αναφέρονται κυρίως σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα), καθώς και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις. Κάθε επέμβαση βέβαια σε υφιστάμενες κατασκευές παρουσιάζει συνήθως ιδιαιτερότητες που δεν μπορούν στο σύνολό τους να προβλεφθούν στα πλαίσια ενός κανονισμού, ο οποίος καθορίζει το πλαίσιο μέσα στο οποίο θα κινηθεί η μελέτη και η κατασκευή του έργου της επέμβασης. Η παρούσα πτυχιακή εργασία έχει γίνει με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων και αποτελεί προσπάθεια ολοκληρωμένης εφαρμογής του Κανονισμού, όσον αφορά στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό ενός κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με την Ελαστοπλαστική Ανάλυση – Μέθοδο PUSH-OVER.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Στο σημείο αυτό εκφράζονται θερμές ευχαριστίες προς τον επιβλέποντα της παρούσας εργασίας κ. Κωνσταντίνο Δημάκο, καθώς και προς τον κ. Δημήτριο Δρίβα, για την πολύτιμη συμβολή τους και την επιστημονική καθοδήγηση καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας πτυχιακής εργασίας είναι η αποτίμηση, ο ανασχεδιασμός, και η εύρεση του συντελεστή συμπεριφοράς (q), ενός υφιστάμενου κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα σύμφωνα με το τελικό σχέδιο του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), ενώ γίνεται αναφορά σε μεθόδους ενίσχυσης και επισκευής αυτού.

Πρόκειται για έργο « συνήθους διακινδύνευσης », εννοώντας έργο, του οποίου η ενδεχόμενη βλάβη περιορίζεται στο ίδιο το έργο, στο περιεχόμενό του, επομένως καλύπτεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Το κτιριακό συγκρότημα βρίσκεται στην περιοχή των Άνω Λιοσίων, του δήμου Αττικής. Αποτελείται από ισόγειο και Α΄ όροφο σε απόλυτη συμμετρία μεταξύ τους. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι αμιγώς πλαισιακός. Η μελέτη του εν λόγω κτιρίου εκπονήθηκε το έτος 1974.

Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου και τον ανασχεδιασμό εφαρμόστηκε μη γραμμική στατική ανάλυση, της οποίας οι γενικές αρχές, οι προϋποθέσεις και οι κανόνες εφαρμογής της καθορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Το στατικό μοντέλο επιλύθηκε με το στατικό πρόγραμμα SAP2000 v10 με το οποίο έγινε και η ανάλυση αυτού.

ABSTRACT

The purpose of this thesis is to assess, redesign, and evaluating the behavior factor (q), at existing reinforced concrete structures in accordance with the final regulation of Retrofitting (KAN.EPE.), with reference to strengthening methods and repair.

The structure is characterized of "standard risk", and an eventual damage to the structure building covered by KAN.EPE.

This complex is located at structural one another Ano Liosia, the municipality of Athens. It consists of ground and first floor presenting perfect symmetry. The framework of the building was consist of frames .The design of this building out in 1974.

To evaluate the bearing capacity of the building and redesign was applied nonlinear static analysis, whose general principles, conditions and application rules and provided by KAN.EPE.

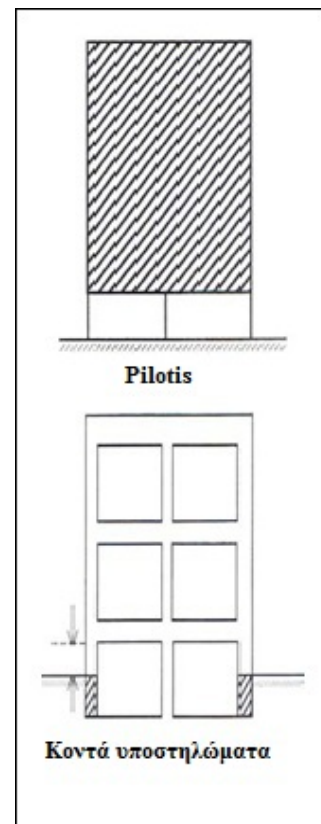
The structure model is solved with static program SAP2000 v10 which was also used to analyze it.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΕΙΑΓΩΓΗ

1.1. ΓΕΝΙΚΑ

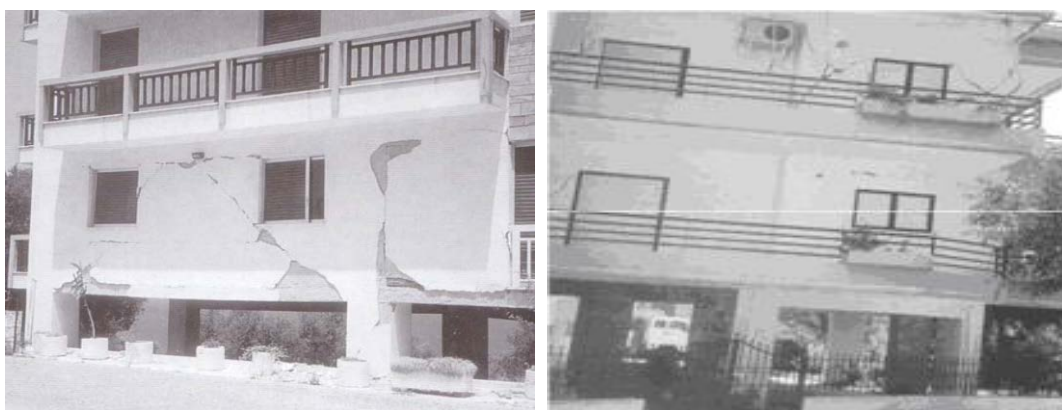
Κατά το σχεδιασμό μίας κατασκευής ο μηχανικός οφείλει να γνωρίζει ότι λόγω των αβεβαιοτήτων που υπεισέρχονται στα δεδομένα και ιδιαίτερα τα σεισμικά, οι βλάβες στις κατασκευές δεν είναι δυνατό να αποφευχθούν πλήρως. Σκοπός του μηχανικού αποτελεί η αρτιότητα της μελέτης και της φάσης κατασκευής. Με αποτέλεσμα οι πιθανές βλάβες τόσο στα μη φέροντα στοιχεία της κατασκευής, όσο και στο ίδιο το δομικό σύστημα να είναι «περιορισμένες και επιδιορθώσιμες», ενώ παράλληλα να επιτυγχάνεται η ελαχιστοποίηση της πιθανότητας κατάρρευσης για έναν πολύ ισχυρό σεισμό.

Σε υφιστάμενες κατασκευές όπου έχει γίνει χρήση παλιότερων κανονισμών, η φάση κατασκευής ήταν συχνά ανέλεγκτη και η εμφάνιση βλαβών είναι περισσότερο συνήθης και αναμενόμενη. Επιπλέον, το φαινόμενο γίνεται μεγαλύτερο, εξαιτίας των ελλιπών γνώσεων του παρελθόντος όσον αφορά τους μηχανισμούς κατάρρευσης (π.χ. δημιουργία μαλακού ορόφου σε κτίρια με έντονη μεταβολή της δυσκαμψίας καθ' ύψος – κτίρια με Pilotis), της χρήσης κατασκευαστικών στοιχείων που με την εξέλιξη της επιστήμης του μηχανικού αποδείχτηκε ότι είναι επιβλαβή για την κατασκευή (π.χ. κοντά υποστηλώματα), καθώς και η επιρροή αδιερεύνητων για την εποχή φαινομένων, όπως η λειτουργία των τοιχοπληρώσεων, η επίδραση των γειτονικών κτιρίων και του εδάφους θεμελίωσης. Σημαντικό ρόλο στις υφιστάμενες κατασκευές διαδραματίζει η κατηγορία βλαβών που συνδέεται με την ηλικία της κατασκευής και την επίδραση των περιβαλλοντικών δράσεων. Η επισκευή των παλιών κατασκευών, ανεξαρτήτως της ύπαρξης ή μη βλαβών, στοχεύει πρωταρχικά στην αποκατάσταση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της ικανότητας απορρόφησης σεισμικής ενέργειας και δευτερευόντως στην αισθητική και λειτουργική της αναβάθμιση.

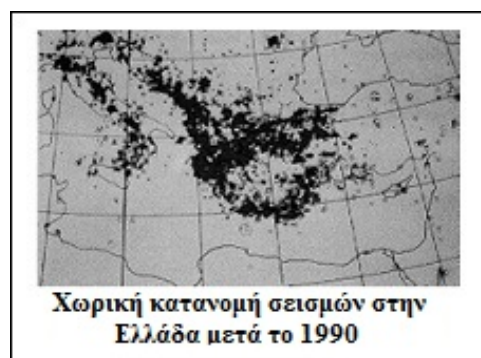


1.2. ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑ

Στην Ελλάδα τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελούν το μεγαλύτερο ποσοστό των κατασκευών που μελετήθηκαν και οικοδομήθηκαν έως τα τέλη της δεκαετίας του 1970. Τα εν λόγω κτίρια, πέραν της φυσικής φθοράς λόγω τόσο της ηλικίας τους όσο και της ελλιπούς συντήρησής τους, έχουν σε μεγάλο βαθμό παρουσιάσει μικρότερης ή μεγαλύτερης έκτασης βλάβες λόγω των σεισμών που έχουν συμβεί καθ' όλη τη διάρκεια ζωής τους. Για τον λόγο αυτό διαπιστώνεται ότι ένα προοδευτικά αυξανόμενο ποσοστό των υφιστάμενων κατασκευών χρήζουν επεμβάσεων για την ανάληψη σεισμικών φορτίων.



Η Ελλάδα αποτελεί μία από τις εντονότερα σεισμικές περιοχές παγκοσμίως. Επομένως, κάθε νέος ισχυρός σεισμός συμβάλλει στην ανάπτυξη των γνώσεων μας γύρω από τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών, επιβεβαιώνοντας έτσι παλαιότερες θεωρήσεις και αναπτύσσοντας



νέες. Οι θεωρήσεις αυτές σε συνδυασμό με τη διαρκή επιστημονική έρευνα και τη χρήση ολοένα αρτιότερων τεχνολογικών μέσων, οδηγούν σε συχνές αλλαγές στους επίσημους κανόνες δόμησης και τους κρατικούς κανονισμούς. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να ορίζονται κάθε φορά ορθότερες και ασφαλέστερες διαδικασίες και παραδοχές σχεδιασμού. Το φαινόμενο αυτό οδηγεί στον εύλογο προβληματισμό για την ανάγκη ή μη ανασχεδιασμού του συνόλου των κατασκευών που είχαν σχεδιαστεί με παλαιότερους κανονισμούς και όχι αποκλειστικά εκείνων που υπέστησαν σοβαρές βλάβες. Στην τελική απόφαση λαμβάνονται

υπόψη εκτός της απαιτούμενης σεισμικής ασφάλειας και άλλοι παράγοντες. Αυτοί οι παράγοντες μπορεί να είναι η ηλικία της κατασκευής, η σπουδαιότητα, το απαιτούμενο κόστος, τα διαθέσιμα τεχνολογικά μέσα, καθώς επίσης και ο υπόλοιπος χρόνος ζωής της κατασκευής.

Το πρόβλημα του ανασχεδιασμού είναι αρκετά σύνθετο και πολυδιάστατο, καθώς εκτός από το τεχνικό μέρος που αφορά το μηχανικό περιλαμβάνει ευρύτερες κοινωνικές, πολιτιστικές, αρχιτεκτονικές και οικονομικές διαστάσεις.

Οι κυριότεροι λόγοι για τον ανασχεδιασμό της κατασκευής που θα μπορούσαν να αναφερθούν είναι οι εξής:

- ⤴ Αποκατάσταση βλαβών, που αποτελεί και τον συνηθέστερο λόγο
- ⤴ Συμμόρφωση με τους κανονισμούς (π.χ. αναβάθμιση ζώνης σεισμικότητας)
- ⤴ Αλλαγή της χρήσης λειτουργίας

1.3. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

1.3.1 Οι προ του 1984 κατασκευές

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός εισήχθη στην Ελλάδα για πρώτη φορά μαζί με τον πρώτο Αντισεισμικό Κανονισμό το 1959. Προ του 1959 είχε αναπτυχθεί σε ορισμένες πολύ σεισμικές περιοχές της χώρας, όπως τα Επτάνησα, κάποια εμπειρική παράδοση Αντισεισμικής Τεχνολογίας και ορισμένοι τουλάχιστον τύποι κατασκευών χαρακτηρίζονταν από κάποια στοιχεία αντισεισμικής προστασίας. Από την άλλη πλευρά, η θέσπιση Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 δεν σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν μ' αυτόν, ιδίως οι πολυώροφες από οπλισμένο σκυρόδεμα, διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό. Το βασικό νέο στοιχείο που εισήγαγε στο σχεδιασμό των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 ήταν η απαίτηση υπολογισμού και διαστασιολόγησης για οριζόντιες δυνάμεις ανάλογες των μαζών της κατασκευής και ο καθορισμός του μεγέθους των δυνάμεων αυτών ανάλογα με τη θεωρούμενη σεισμικότητα της περιοχής και τον τύπο του εδάφους. Για τη Διαστασιολόγηση του Οπλισμένου Σκυροδέματος παρέμεινε σε ισχύ ο Κανονισμός του 1954, ο οποίος ήταν απλή μετάφραση

του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936 και δεν περιελάμβανε διατάξεις για κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο την τοπική πλαστιμότητα. Ο Κανονισμός αυτός δηλαδή ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά σχεδόν σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν μόνο κατακόρυφα φορτία.

Η ίδια αντίληψη, αυτή της ανάληψης μόνο των κατακόρυφων φορτίων, κυριαρχούσε και στη μόρφωση του δομικού συστήματος. Ως αποτέλεσμα τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος πολύ σπάνια διέθεταν ένα σαφώς ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης των οριζοντίων δυνάμεων και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Αντίθετα συχνά χαρακτηρίζονταν από όπλιση των πλακών μόνο στη μία οριζόντια διεύθυνση και στήριξή τους σε δοκούς παράλληλες στην άλλη διεύθυνση, με αποτέλεσμα το κτίριο να διαθέτει σαφές πλαίσιακό σύστημα μόνο στη μία διεύθυνση ενώ στην άλλη τα υποστυλώματά του να λειτουργούν ουσιαστικά σαν κατακόρυφοι πρόβολοι. Πολύ συχνά επίσης η θέση των δοκών και των υποστυλωμάτων καθοριζόταν απόλυτα από την αρχιτεκτονική διάταξη, με αποτέλεσμα το δομικό σύστημα να κυριαρχείται από έμμεσες στηρίξεις δοκών επί άλλων δοκών και να χαρακτηρίζεται από σχεδόν πλήρη απουσία πλήρων πλαισίων.

Δομικά συστήματα με τα παραπάνω χαρακτηριστικά μπορεί να είναι επαρκή για τη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στο έδαφος, έχουν όμως προβληματική σεισμική συμπεριφορά και απαιτούν αρκετά προσεκτική και αξιόπιστη μαθηματική προσομοίωση και χρήση μεθόδων (κατά προτίμηση δυναμικής) ανάλυσης κατασκευών στο χώρο με Η/Υ. Όμως τα κτίρια που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν με τον Κανονισμό του 1959 εκτιμάται ότι διαθέτουν τοπική πλαστιμότητα που ισοδυναμεί περίπου με συντελεστή συμπεριφοράς μεταξύ 1.5 και 2.0. Το συμπέρασμα είναι ότι, εκτός αν διαθέτουν σημαντικές υπεραντοχές, π.χ. λόγω καλής ποιότητας τοιχοπληρώσεων με πυκνή και κανονική διάταξη σε κάτοψη και χωρίς πολλά και μεγάλα ανοίγματα, τα κτίρια Οπλισμένου Σκυροδέματος που σχεδιάστηκαν με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 χαρακτηρίζονται από υψηλή σεισμική τρωτότητα. Είχε επικρατήσει τότε στην Ελληνική μελετητική πρακτική ένας προσεγγιστικός τρόπος υπολογισμού της σεισμικής έντασης στα μέλη του δομικού συστήματος (ανάλογα με τις ελαστικές δυσκαμψίες τους, θεωρώντας τα πακτωμένα στις στάθμες των ορόφων), ο οποίος οδηγούσε σε λανθασμένη εκτίμηση της κατανομής της σεισμικής τέμνουσας ορόφου στα μέλη, υποεκτιμώντας ή υπερεκτιμώντας την κατά περίπτωση.

Οι επιπτώσεις των αστοχιών του προσομοιώματος και του τρόπου ανάλυσης που χρησιμοποιούνταν για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος μετά το 1959 θα μειωνόταν ουσιαστικά αν τα μέλη διέθεταν μεγάλη τοπική πλαστιμότητα, που θα επέτρεπε την ανακατανομή της σεισμικής έντασης από τα περισσότερο βεβαρημένα σημεία στα λιγότερο. Όμως τα κτίρια που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν με τον Κανονισμό του 1959 εκτιμάται ότι διαθέτουν τοπική πλαστιμότητα που ισοδυναμεί περίπου με συντελεστή συμπεριφοράς μεταξύ 1.5 και 2.

Το συμπέρασμα είναι ότι, εκτός αν διαθέτουν σημαντικές υπεραντοχές, π.χ. λόγω καλής ποιότητας τοιχοπληρώσεων με πυκνή και κανονική διάταξη σε κάτοψη και χωρίς πολλά και μεγάλα ανοίγματα, τα κτίρια Οπλισμένου Σκυροδέματος που σχεδιάστηκαν με τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό του 1959 χαρακτηρίζονται από υψηλή σεισμική τρωτότητα.

1.3.2. Οι μετά το 1984 κατασκευές

Η αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού με τις Πρόσθετες Διατάξεις του 1984 οδήγησε σε ουσιαστική αναβάθμιση της αντισεισμικής προστασίας. Οι Πρόσθετες Διατάξεις εισήγαγαν για πρώτη φορά όλα σχεδόν τα κύρια χαρακτηριστικά των σύγχρονων Κανονισμών, όπως τον Ικανοτικό Σχεδιασμό υποστυλωμάτων σε κάμψη, την κατασκευαστική διαμόρφωση και τις λεπτομέρειες όπλισης μελών για λόγους τοπικής πλαστιμότητας, τον έλεγχο των βλαβών στον οργανισμό πλήρωσης και τον υπολογισμό των επιρροών 2^{ης} τάξεως, κλπ. Επιπλέον, σε συνδυασμό και με την είσοδο στην καθημερινή μελετητική πρακτική του Η/Υ και των προγραμμάτων (στατικής) ανάλυσης στο χώρο, έθεσαν τέρμα στο πρόβλημα της ανεπαρκούς προσομοίωσης και των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης πολυωρόφων κτιρίων για τη σεισμική δράση. Οι αλλαγές αυτές ήλθαν σε μία χρονική στιγμή που η κοινότητα των Πολιτικών Μηχανικών, αλλά και ο μέσος πολίτης στη χώρα, είχαν αναπτύξει αυξημένη συναίσθηση της σοβαρότητας του σεισμικού κινδύνου. Ως τελικό αποτέλεσμα, η σεισμική τρωτότητα των κτιρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν μετά το 1984 είναι, κατά μέσο όρο, πολύ μικρότερη.

Το 1995, η ριζική αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού και του Κανονισμού για τη Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα, επέφεραν μία εξαιρετική βελτίωση της

αντισεισμικής προστασίας και ασφάλειας που προσφέρουν οι κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος. Παρά τις κάποιες ελλείψεις τους (που οδήγησαν στις αναθεωρήσεις του 1999-2000), οι Κανονισμοί του 1995 ανταποκρίνονταν για πρώτη φορά πλήρως στα διεθνή πρότυπα και στο σύγχρονο επίπεδο της γνώσης. Βεβαίως η βελτίωση της ασφάλειας με τους Κανονισμούς του 1995 συνοδεύεται από σημαντική αύξηση του κόστους του δομικού συστήματος. Όμως τόσο το αυξημένο κόστος, όσο και το αυξημένο επίπεδο ασφάλειας που παρέχεται στους χρήστες των έργων και στην περιουσία τους (ιδιωτική ή δημόσια), είναι πλέον συμβατά με το κατά κεφαλήν εισόδημα, το βιοτικό επίπεδο αλλά και τη (χρηματική) αξία της ανθρώπινης ζωής στη χώρα μας.

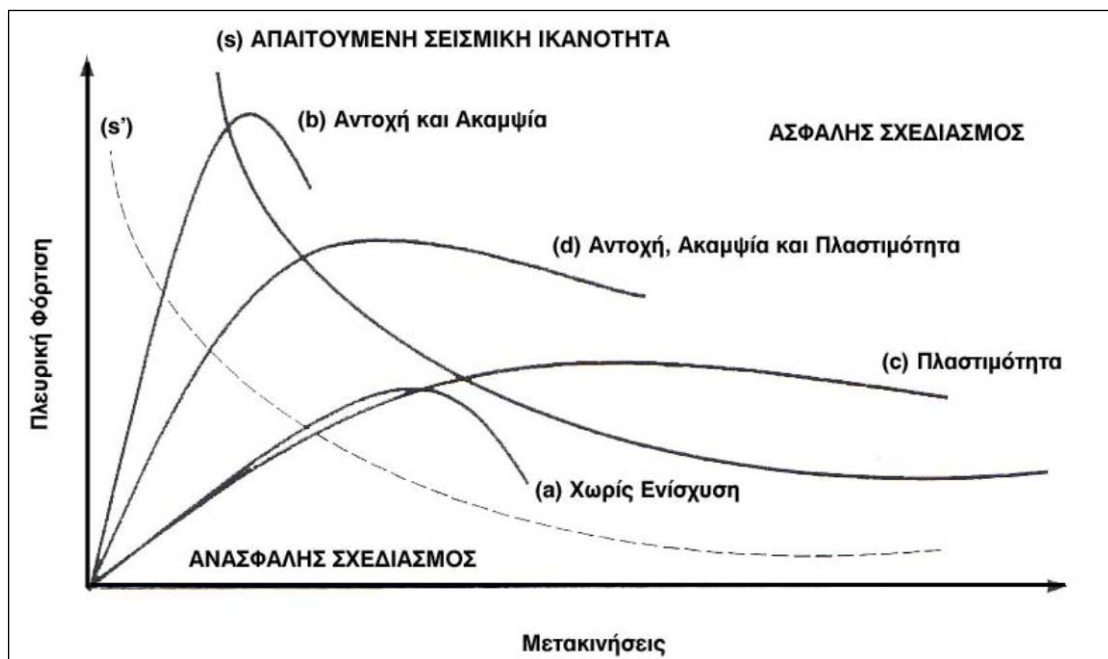
1.4 . ΟΡΙΣΜΟΙ

- ✧ Με τον όρο **επισκευή** νοείται η διαδικασία επέμβασης σε μία κατασκευή (ή δομικό στοιχείο) με βλάβες, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης χαρακτηριστικά των στοιχείων της (ή του ίδιου του στοιχείου) και επαναφέρει την κατασκευή (ή το δομικό στοιχείο) στην αρχική της (του) κατάσταση. Είναι προφανές ότι ανάλογο αίτιο (π.χ. σεισμός) θα προκαλέσει κατά τεκμήριο την ίδια η ανάλογη βλάβη. Κατά συνέπεια, σε περιπτώσεις εκτεταμένων ή και σοβαρών βλαβών κρίνεται απαραίτητο η κατασκευή των επιμέρους δομικών στοιχείων να συνοδεύεται και από ενίσχυση κατασκευής.
- ✧ Με τον όρο **ενίσχυση** νοείται 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 σχεδιασμού. Στη διαδικασία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα μέτρα αναβάθμισης των μηχανικών χαρακτηριστικών
- ✧ (αντοχή, δυσκαμψία, πλαστιμότητα, κλπ.) ενός δομικού στοιχείου ή ενός κτίσματος μέχρι ένα επιθυμητό ή απαιτούμενο επίπεδο. Η ενίσχυση από ιεραρχική άποψη ακολουθεί την επισκευή τυχόν βλαβών, είναι όμως δυνατό να εφαρμόζεται και προληπτικά χωρίς την παρουσία βλαβών.
- ✧ Με τον όρο **επέμβαση** νοείται η ευρύτερη διαδικασία που αφορά είτε την επισκευή της κατασκευής είτε την ενίσχυση της κατασκευής είτε την κατεδάφισή της και την ανέγερση νέας.

1.5 ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Η αντισεισμική ενίσχυση της κατασκευής επιτυγχάνεται με τέσσερις διαφορετικές στρατηγικές επεμβάσεων, ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής:

- ▲ Αύξηση δυσκαμψίας και αντοχής της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων (περίπτωση b)
- ▲ Αύξηση πλαστιμότητας της κατασκευής και βελτίωση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων (περίπτωση c)
- ▲ Αύξηση δυσκαμψίας, αντοχής και πλαστιμότητας της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων ή/και με προσθήκη νέων φερόντων στοιχείων (περίπτωση d)
- ▲ Μείωση εισαγόμενης σεισμικής δράσης στην κατασκευή μέσω ενσωμάτωσης στην κατασκευή παθητικών μηχανικών συστημάτων απορρόφησης ενέργειας εξόδους ή υστερικής συμπεριφοράς (π.χ. σεισμική μόνωση)



Επιδιωκόμενο αποτέλεσμα διαφόρων στρατηγικών επέμβασης

1.6 ΟΙ ΔΥΣΧΕΡΕΙΕΣ ΤΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Η πτυχή του προβλήματος του ανασχεδιασμού που αφορά το δομικό μηχανικό είναι αρκετά περίπλοκη, καθώς οι επιστημονικές γνώσεις γύρω από το αντικείμενο είναι περιορισμένες. Αντίθετα με τις νέες κατασκευές, ο σχεδιασμός των οποίων καλύπτεται επαρκώς από πλήθος κανονισμών και προδιαγραφών και για τις οποίες υπάρχει η κατάλληλη εμπειρία, η αντιμετώπιση των προβλημάτων σε υφιστάμενες κατασκευές υστερεί σε μεγάλο βαθμό. Τα τελευταία χρόνια γίνεται μία σημαντική συντονισμένη προσπάθεια, ώστε η εγχώρια έρευνα σε συνδυασμό με την επιστημονική τεχνογνωσία του εξωτερικού να συμβάλλουν, ώστε να τεθούν οι βάσεις για τη δημιουργία ενός νέου ελληνικού κανονισμού που θα αφορά αποκλειστικά τις προσεισμικές και μετασεισμικές επεμβάσεις σε υφιστάμενες κατασκευές. Στόχος της προσπάθειας αυτής είναι η ανάπτυξη του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), η θεσμοθέτηση του οποίου θα εξασφαλίσει την αρτιότερη αντιμετώπιση του προβλήματος. Με τη δημοσίευση του νέου κανονισμού θα επιτευχθεί η καθοδήγηση των μηχανικών και η αποφυγή των σημαντικών σφαλμάτων στην εκτίμηση των δεδομένων και των αβεβαιοτήτων, των υπερβολικά συντηρητικών παραδοχών και της συχνά λανθασμένης χρήσης των υλικών. Ειδικότερα για τη χρήση των υλικών ο μηχανικός οφείλει να γνωρίζει ότι τα νέα υλικά σε συνεργασία με τα παλαιά δημιουργούν νέα πολυφασικά σύνθετα στοιχεία, με ιδιότητες σημαντικά διαφορετικές από τα συνήθη μονολιθικά στοιχεία που εξετάζονται κατά τη διαδικασία διαστασιολόγησης νέων κατασκευών.

Ορισμένες βασικές δυσχέρειες, οι οποίες παρουσιάζονται κατά τον ανασχεδιασμό, αποτελούν οι ακόλουθες:

- ▲ ο υψηλός βαθμός δυσκολίας επαρκούς ερμηνείας και κατανόησης της παρατηρούμενης βλάβης, καθώς οι αβεβαιότητες σχετικά με την ερμηνεία των βλαβών επηρεάζουν τόσο την έκταση όσο και την ένταση των επιλεγόμενων επεμβάσεων

- ✦ οι εφαρμοζόμενες σε νέες κατασκευές μέθοδοι αναλύσεως δε χαρακτηρίζονται ως ιδανικές για τις περιπτώσεις κατασκευών που έχουν ήδη εμφανίσει πλαστική συμπεριφορά
- ✦ η διαστασιολόγηση μη μονολιθικών διατομών αποτελούμενων από διάφορα υλικά απαιτεί ικανοποιητικό επίπεδο γνώσεων όσο αφορά τις ιδιότητες και τις μεθόδους ελέγχου των επιφανειών

1.7 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων αποτελεί ένα κανονιστικό κείμενο μελέτης των δομητικών επεμβάσεων και στοχεύει στην ανάπτυξη μεθόδων αναλύσεως και σχεδιασμού υφιστάμενων κατασκευών ή μελών τους, καθορίζοντας παράλληλα τις υποχρεώσεις των εμπλεκόμενων στο κατασκευαστικό μέρος προσώπων (μελετητής, επιβλέπων μηχανικός, λοιποί παράγοντες), καθώς και τις ευθύνες (μελετητής, κύριος έργου, χρήστες). Επιπλέον, αποσκοπεί στη θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων με ή χωρίς βλάβες και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους με κύριους στόχους ανάλογα με την επιδιωκόμενη «στάθμη επιτελεστικότητας»:

- ✦ Προστασία ανθρώπινης ζωής σε περίπτωση υψηλών καταπονήσεων
- ✦ Περιορισμός ή και αποφυγή οικονομικών απωλειών σε περίπτωση μέτριων καταπονήσεων
- ✦ Διασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης λειτουργίας δομημάτων

Οι διατάξεις υποχρεωτικής εφαρμογής καθορίζουν:

- ✦ Τα κριτήρια αποτίμησης φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου δομήματος
- ✦ Τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας ανασχεδιασμένων δομημάτων ή μελών τους
- ✦ Τις εναλλακτικές μεθόδους επέμβασης
- ✦ Τη συσχέτιση με λοιπούς ισχύοντες κανονισμούς

1.8 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

1.8.1.Γενικά

Η παρούσα πτυχιακή εργασία αποτελείται εφαρμογή του τελικού σχεδίου του Κανονισμού Παρεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) όσον αφορά στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενου κτιρίου με τη βάση την ελαστοπλαστική Ανάλυση (Pushover). Πιο συγκεκριμένα, η εφαρμογή του Κανονισμού πραγματοποιείται σε δώροφο κτίριο νοσοκομείου του οποίου η στατική μελέτη εκπονήθηκε το 1974.

Μέσα από αυτή την εργασία γίνεται μία προσπάθεια ολοκληρωμένης εφαρμογής των διαδικασιών αποτίμησης και ανασχεδιασμού, σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων. Στα πλαίσια της αποτίμησης εφαρμόζεται η φασματική στατική Ανάλυση – Μέθοδος PUSH-OVER για την εύρεση του συντελεστή συμπεριφοράς q . Για τις αναλύσεις χρησιμοποιείται το πρόγραμμα SAP2000. Στόχος της παρούσας εργασίας είναι ο Προσεισμικός Έλεγχος υφιστάμενου κτιρίου και η εύρεση του συντελεστή συμπεριφορά q με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων.

1.8.2. Διάρθρωση

Η ανάπτυξη όσων αναφέρθηκαν παραπάνω γίνεται στα κεφάλαια που ακολουθούν, ως εξής:

- ▲ Κεφάλαιο 2: Γίνεται μία γενική περιγραφή του υπό εξέταση κτιρίου. Παρουσιάζονται η μορφολογία του, τα υλικά κατασκευής και η διάταξη του φέροντος οργανισμού. Επίσης παρατίθενται πίνακες με τους οπλισμούς όλων των δομικών στοιχείων και σχέδια ξυλοτύπων των σταθμών του κτιρίου με την ονοματολογία των δομικών στοιχείων.
- ▲ Κεφάλαιο 3: Περιγράφεται αναλυτικά το υπολογιστικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις. Πιο συγκεκριμένα, παρουσιάζεται η διακριτοποίηση του φορέα, τα φορτία υπολογισμού, καθώς και οι παραδοχές που έγιναν κατά την προσομοίωση.

- ✦ Κεφάλαιο 4: Στο κεφάλαιο αυτό αναφέρονται οι ορισμοί του δείκτη πλαστιμότητας και του συντελεστή συμπεριφοράς μ .
- ✦ Κεφάλαιο 5: Αναφέρονται ορισμένες γενικές αρχές για την αποτίμηση του κτιρίου, όπως αυτές ορίζονται στον Κανονισμό Επεμβάσεων. Αναλύονται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου PUSH-OVER.
- ✦ Κεφάλαιο 6: Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την εφαρμογή της παραπάνω μεθόδου.

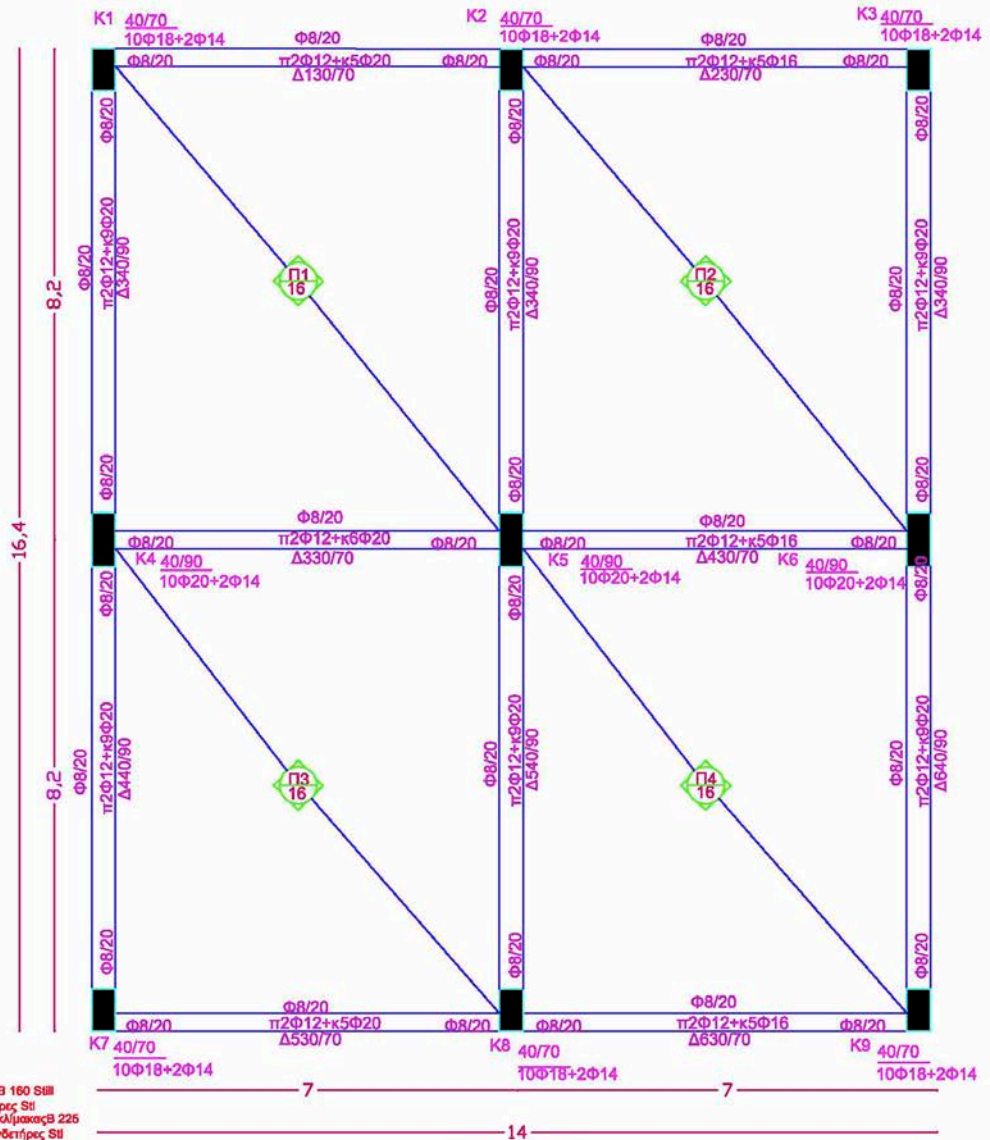
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ

2.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Το εν λόγω κτίριο βρίσκεται στην περιοχή των Άνω Λοσίων, του δήμου Αττικής. Η μελέτη του κτιρίου εκπονήθηκε το 1974, δηλαδή 15 χρόνια μετά την έναρξη ισχύος του πρώτου Ελληνικού Αντισεισμικού Σχεδιασμού του 1959. Πρόκειται για δυόροφο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος, ο φέρων οργανισμός του οποίου είναι αμιγώς πλαισιακός.

2.2 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΗΣ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗΣ

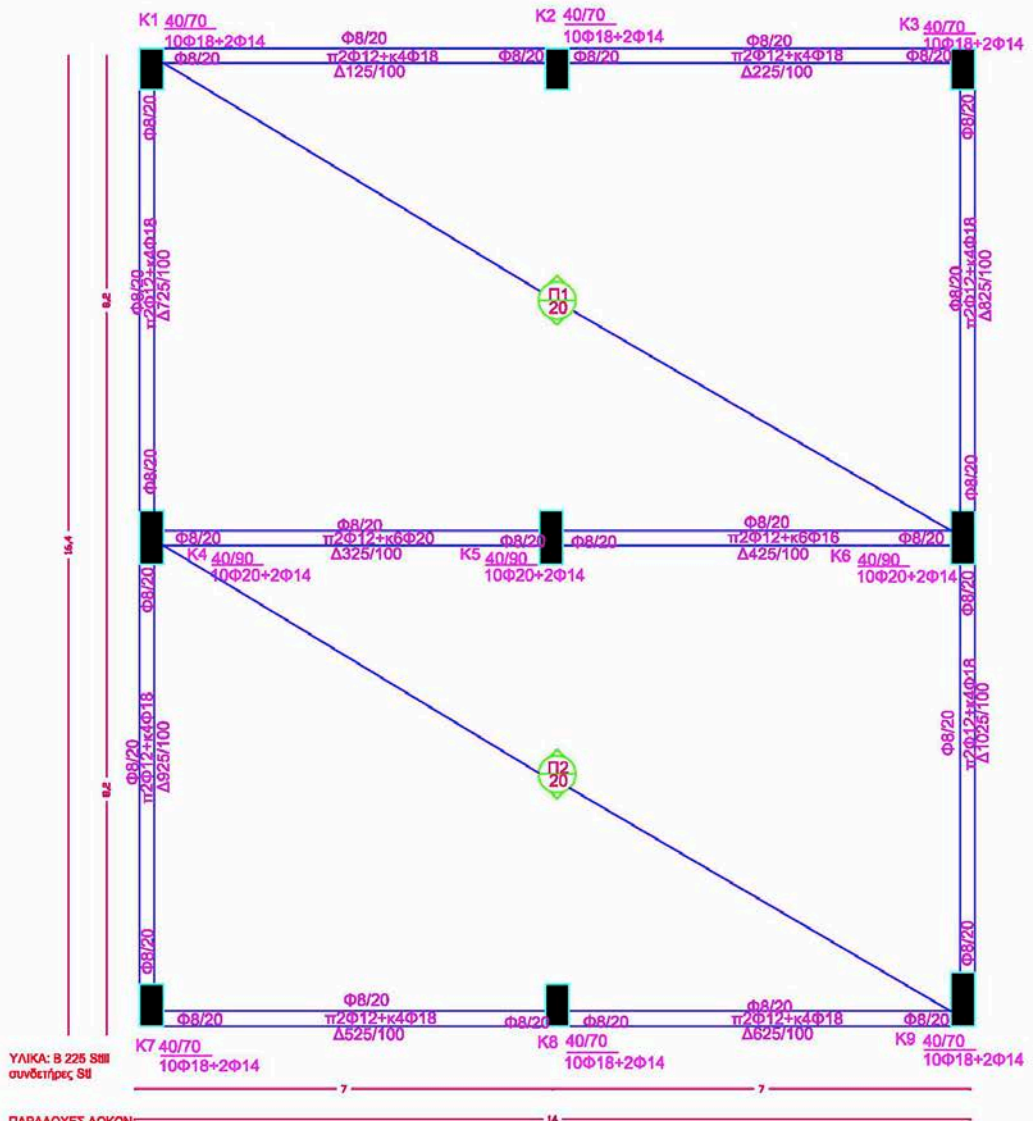
Η ορθογωνικού σχήματος κάτοψη του ισογείου έχει διαστάσεις 16,00 m επί 14,00 m. Οι κατόψεις των δύο ορόφων θα θεωρηθούν απλοποιητικά συμμετρικές. Η κάτοψη του ισογείου αποτελείται από δύο πλάκες διαστάσεων 8,00 m επί 7.00m, ενώ ο Α' όροφος αποτελείται από μία ενιαία πλάκα.



ΥΛΙΚΑ: Β 160 SIII
 συνδετήρες SII
 ΥΛΙΚΑ: κλίμακας Β 225
 SIII συνδετήρες SII

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΔΟΚΩΝ:
 Συνδετήρες δοκών
 πλάτους $b > 0,46 \cdot 4$
 τμήτοι, $b > 0,88 \cdot 6$ τμήτοι
 Εφελεκόμενος
 σπλισμός ανοίγματος
 σκυρώμενα,
 οι μισές κάτω ράβδοι
 ανοίγματος σπάνε

**ΚΑΤΟΨΗ
ΙΣΟΓΕΙΟΥ**



ΥΛΙΚΑ: Β 225 SIII
 συνδετήρες SII

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΔΟΚΩΝ:
 Συνδετήρες δοκών
 πλάτους $b > 0,48 \cdot 4$
 τμήτοι, $b > 0,88 \cdot 6$ τμήτοι
 Εφελευόμενος
 σπλιγμός ανολήματος
 σγκυρώνεται.
 οι μιές κάτω ράβδοι
 ανολήματος σπάνε

**ΚΑΤΟΨΗ
ΟΡΟΦΟΥ**

2.2.1 Φέρων οργανισμός

Όπως αναφέρθηκε, πρόκειται για αμιγώς πλαίσιακή κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος η οποία έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

- ⤴ Δεν υπάρχουν τοιχώματα
- ⤴ Η διάταξη στύλων και δοκών είναι κανονική
- ⤴ Τα υποστυλώματα είναι ορθωγωνικά. Όλα τα υποστυλώματα του ισογείου καθώς και τα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου έχουν διαστάσεις 40×70 και 40×90. Η όπλιση των υποστυλωμάτων φαίνεται αναλυτικά στα αντίστοιχα σχέδια των ξυλοτύπων.
- ⤴ Οι δοκοί του ισογείου έχουν διαστάσεις 30×70 και 40×90, ενώ του Α' ορόφου έχουν διάσταση 25×100. Η διάτμηση αναλαμβάνεται από συνδετήρες Φ8/20.
- ⤴ Στις δοκούς υπάρχει γενικά οπλισμός montage στην άνω ίνα. Στην παρούσα εργασία οι οπλισμοί αυτοί θα αγνοηθούν στην παραλαβή των αρνητικών ροπών, καθώς θεωρούνται μη επαρκώς ακυρωμένοι.
- ⤴ Οι πλάκες του ισογείου έχουν πάχος 16cm ενώ του Α' ορόφου 20cm

2.3. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑΣ

2.3.1 Παθολογία κτιρίου

Το κτίριο χτίστηκε κατά την εξαετία 1974-1980, επομένως η ηλικία του κτίσματος ανέρχεται σε 31 έως 37 έτη. Με βάση την ηλικία και μόνο του κτιρίου είναι πιθανόν να υπάρχουν προβλήματα γήρανσης, λόγω ενανθράκωσης του σκυροδέματος, που έχει σαν αποτέλεσμα την οξειδωση των οπλισμών. Πρέπει να σημειωθεί ότι το κτίριο δεν παρουσιάζει πρόβλημα αστάθειας τοπικά ή γενικά .

Πρέπει να σημειωθεί ότι η χρήση του κτιρίου επί σειρά δεκαετιών ως νοσοκομείο χαρακτηρίζεται ως βαριά όσον αφορά την έκταση και τη συχνότητα των αναμενόμενων φθορών ιδίως σε οικοδομικά στοιχεία και στις επιμέρους εγκαταστάσεις και δίκτυα. Κατά

συνέπεια οι επεμβάσεις συντήρησης, όπως επισκευή επιχρισμάτων και βαφές, ήταν πολύ συχνές (τουλάχιστον μία φορά το χρόνο στους διάφορους χώρους), με αποτέλεσμα να είναι μη πραγματοποιήσιμη η οπτική διαπίστωση βλαβών στον φέροντα οργανισμό εξαιτίας της κάλυψης των ενδείξεων (ρηγματώσεις) επί των επιχρισμάτων.

2.3.2 Ενανθράκωση

Το κυριότερο πρόβλημα, οφειλόμενο στην ηλικία των παλιών κατασκευών από σπλισμένο σκυρόδεμα είναι η οξειδωση του σπλισμού τους. Κατά την σκυροδέτηση, το νωπό σκυρόδεμα δημιουργεί ένα έντονα αλκαλικό περιβάλλον (PH = 13,5), το οποίο προστατεύει τις ενσωματωμένες ράβδους χάλυβα έναντι οξειδωσης. Με την πάροδο του χρόνου η προστασία αυτή μειώνεται βαθμιαία, καθώς εξελίσσεται η διαδικασία της "ενανθράκωσης", δηλαδή της μετατροπής της ελεύθερης υδρασβέστου του τσιμέντου σε ανθρακικό ασβέστιο με τη δέσμευση του διοξειδίου του άνθρακα από την ατμόσφαιρα μέσω των πόρων και μικρορηγματώσεων του σκυροδέματος επικάλυψης. Η διαδικασία αυτή αυξάνει με αργό ρυθμό την αντοχή του σκυροδέματος, συγχρόνως όμως μειώνει την αλκαλικότητά του. Όταν, μετά από σχετικά λίγα χρόνια (εξαρτάται από τις τοπικές συνθήκες) το PH μειωθεί κάτω από το 11,0 αρχίζει με αργούς ρυθμούς η διαδικασία της οξειδωσης, δηλαδή της παραγωγής οξειδίων του σιδήρου στην επιφάνεια των σπλισμών. Δεδομένου μάλιστα ότι ο όγκος των οξειδίων είναι αρκετά μεγαλύτερος (2,0 έως 2,5 φορές) από τον όγκο του μετάλλου, η διόγκωση των ράβδων προκαλεί σταδιακή ρηγμάτωση του σκυροδέματος επικάλυψης έξω από το πλέγμα των σπλισμών. Η έναρξη της ρηγμάτωσης προκαλεί επιτάχυνση και επιδείνωση του φαινομένου, καθώς σταδιακά αποσαθρώνεται το σκυρόδεμα επικάλυψης και καταλύεται η συνάφεια χάλυβα σκυροδέματος. Η διαδικασία αυτή μπορεί να διαρκέσει από σχετικά λίγα χρόνια έως πολλές δεκαετίες ανάλογα με τις τοπικές συνθήκες. Η διαδικασία οξειδωσης επιταχύνεται όταν το σπλισμένο σκυρόδεμα βρίσκεται σε διαβρωτικό περιβάλλον.

Επιβαρυντικοί παράγοντες είναι:

- α. Αυξημένη υγρασία.
- β. Μολυσμένη ατμόσφαιρα.
- γ. Διαβρωτικές ουσίες (οξέα, χλωριόντα: παραθαλάσσιο περιβάλλον).

Η προστασία των σπλισμών αυξάνεται όταν:

- α. Τα αδρανή είναι καλά διαβαθμισμένα (συνεχής κοκκομετρική καμπύλη), καθώς μειώνεται το πορώδες και κατά συνέπεια η διείσδυση του διοξειδίου του άνθρακα και των λοιπών ρύπων.
- β. Το σκυρόδεμα είναι καλά συμπυκνωμένο.
- γ. Υπάρχει σημαντικό πάχος σκυροδέματος επικάλυψης.
- δ. Υπάρχει επίχρισμα σημαντικού πάχους με βάση το τσιμέντο.

Η εκτίμηση του βαθμού ενανθράκωσης του σκυροδέματος μπορεί να γίνει εργαστηριακά με μέτρηση του PH σε κονιορτοποιημένο δείγμα. Είναι δυνατή και η επί τόπου εκτίμηση του PH με ψεκασμό του σκυροδέματος με κατάλληλο διάλυμα φαινολοφθαλεΐνης σε καθαρή αλκοόλη. Η απουσία χρωματικής αντίδρασης αντιστοιχεί σε τιμές PH <8,5 και προδίδει πλήρη ενανθράκωση του σκυροδέματος και παντελή απουσία προστασίας των οπλισμών. Η εμφάνιση χρωματικής αντίδρασης (σημεία ιώδους απόχρωσης) αντιστοιχεί σε τιμές $8,5 \leq \text{PH} \leq 13,5$. Όσο μεγαλύτερη η ταχύτητα εμφάνισης και επέκτασης του χρωματισμού της ψεκασμένης επιφάνειας τόσο υψηλότερο το PH του σκυροδέματος

2.4. ΟΠΛΙΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

ΟΡΟΦΟΣ	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ X (m)	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Y (m)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ
ΙΣΟΓΕΙΟ	K1	0,40	0,70	10Φ18+2Φ14
	K2	0,40	0,70	10Φ18+2Φ14
	K3	0,40	0,70	10Φ18+2Φ14
	K4	0,40	0,90	10Φ20+2Φ14
	K5	0,40	0,90	10Φ20+2Φ14
	K6	0,40	0,90	10Φ20+2Φ14
	K7	0,40	0,70	10Φ18+2Φ14
	K8	0,40	0,70	10Φ18+2Φ14
	K9	0,40	0,70	10Φ18+2Φ14

Πίνακας 2.1: Όπλιση υποστυλωμάτων ισογείου

ΟΡΟΦΟΣ	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ X (m)	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Y (m)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ
Α' ΟΡΟΦΟΣ	K1	0,40	0,70	10Φ18+2Φ14
	K2	0,40	0,70	10Φ18+2Φ14
	K3	0,40	0,70	10Φ18+2Φ14
	K4	0,40	0,90	10Φ20+2Φ14
	K5	0,40	0,90	10Φ20+2Φ14
	K6	0,40	0,90	10Φ20+2Φ14
	K7	0,40	0,70	10Φ18+2Φ14
	K8	0,40	0,70	10Φ18+2Φ14
	K9	0,40	0,70	10Φ18+2Φ14

Πίνακας 2.2: Όπλιση υποστηλωμάτων Α' ορόφου

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ (m)	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Ζ (m)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ
ΙΣΟΓΕΙΟ	Δ1	0,30	0,70	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \text{ κ} 5\Phi 20}$
	Δ2	0,30	0,70	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \text{ κ} 5\Phi 16}$
	Δ3	0,30	0,70	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \text{ κ} 6\Phi 20}$
	Δ4	0,30	0,70	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \text{ κ} 6\Phi 20}$
	Δ5	0,30	0,70	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \text{ κ} 5\Phi 20}$
	Δ6	0,30	0,70	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \text{ κ} 5\Phi 16}$
	Δ7	0,40	0,90	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \text{ κ} 9\Phi 20}$
	Δ8	0,40	0,90	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \text{ κ} 9\Phi 20}$
	Δ9	0,40	0,90	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \text{ κ} 9\Phi 20}$
	Δ10	0,40	0,90	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \text{ κ} 9\Phi 20}$
	Δ11	0,40	0,90	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \text{ κ} 9\Phi 20}$
	Δ12	0,40	0,90	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \text{ κ} 9\Phi 20}$

Πίνακας 2.3: Όπλιση δοκών Ισογείου

ΟΡΟΦΟΣ	ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ (m)	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Ζ (m)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ
	Δ1	0,25	1.00	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \kappa 4\Phi 12}$
	Δ2	0,25	1.00	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \kappa 4\Phi 12}$
	Δ3	0,25	1.00	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \kappa 6\Phi 20}$
	Δ4	0,25	1.00	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \kappa 6\Phi 12}$
	Δ5	0,25	1.00	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \kappa 4\Phi 12}$
Α' ΟΡΟΦΟΣ	Δ6	0,25	1.00	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \kappa 4\Phi 12}$
	Δ7	0,25	1.00	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \kappa 4\Phi 12}$
	Δ8	0,25	1.00	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \kappa 4\Phi 12}$
	Δ9	0,25	1.00	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \kappa 4\Phi 12}$
	Δ10	0,25	1.00	$\frac{8\Phi 20}{\pi 2\Phi 12 \kappa 4\Phi 12}$

Πίνακας 2.4: Όπλιση δοκών Α' ορόφου

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

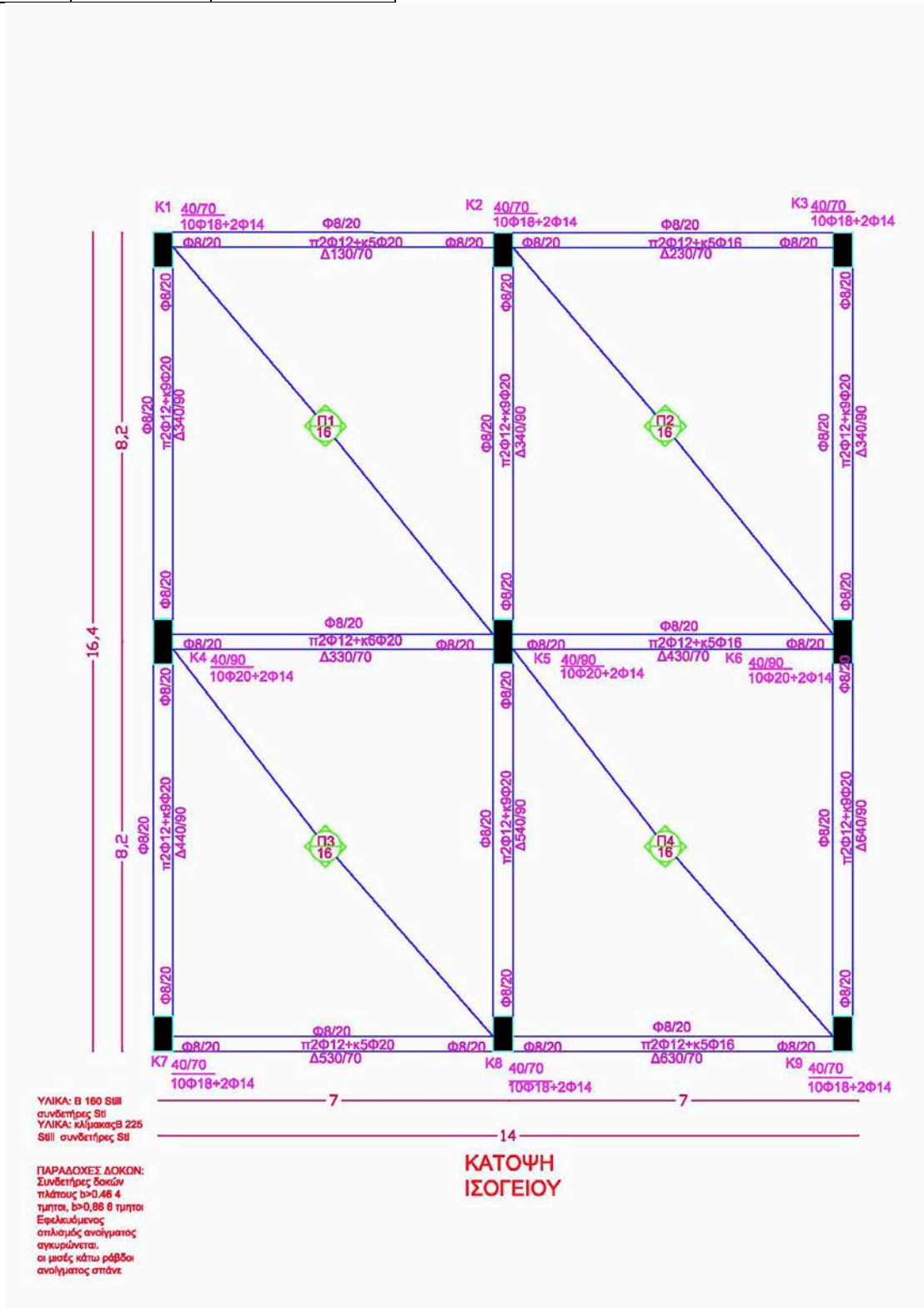
3.1 ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗ

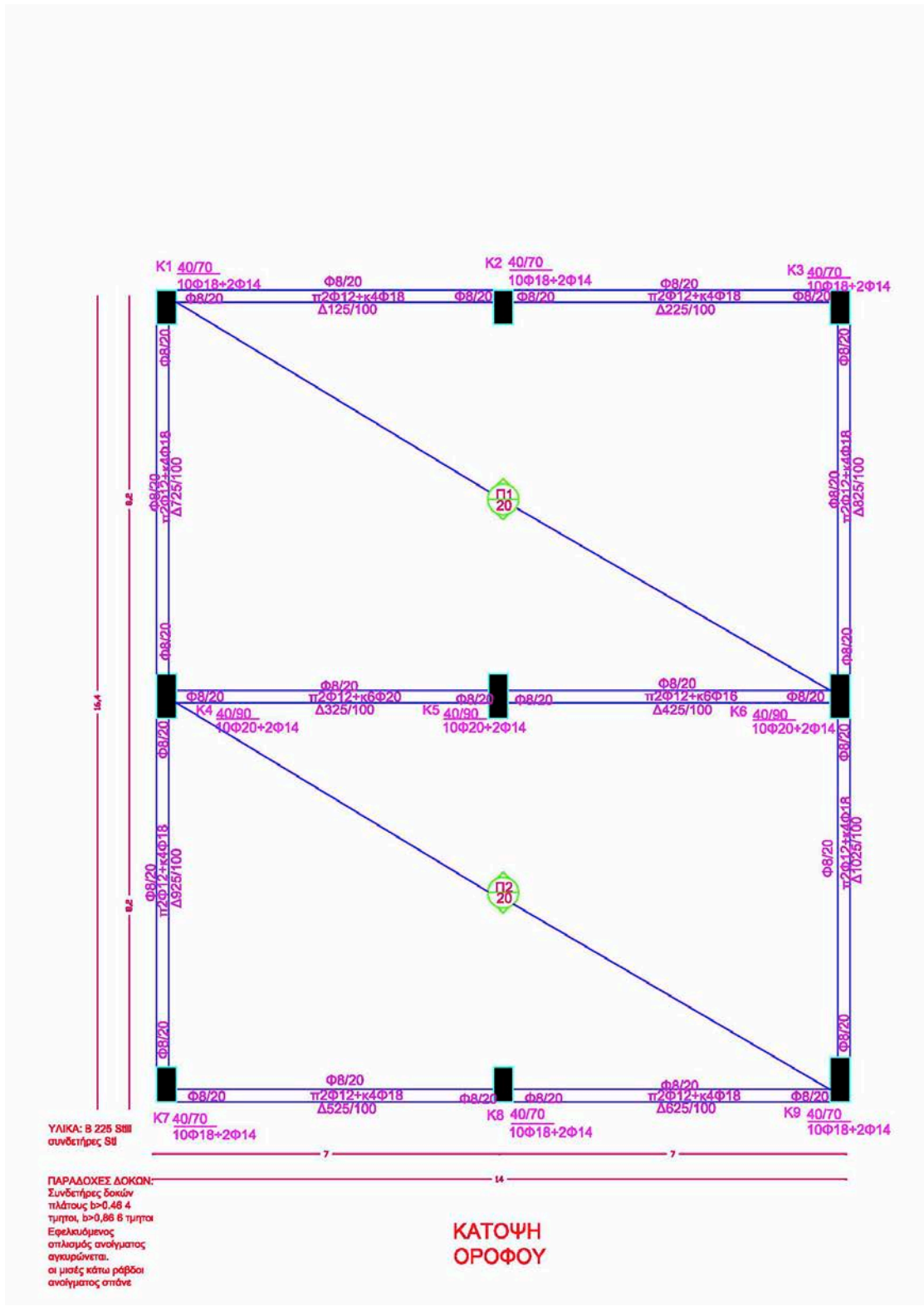
Παρατίθεται πίνακας αντιστοιχίας μεταξύ της διακριτοποίηση που έγινε στους ξυλοτύπους και αυτής του SAP2000, ενώ στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζεται η αρίθμηση των στοιχείων, όπως αυτή ορίστηκε στο SAP2000.

ΔΟΚΟΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	ΣΤΥΛΟΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ
Δ1	PL7	PL13	K1	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 70	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 70
Δ2	PL7	PL13	K2	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 70	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 70
Δ3	PL7	PL18	K3	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 70	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 70
Δ4	PL7	PL18	K4	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 90	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 90
Δ5	PL7	PL13	K5	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 90	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 90
Δ6	PL7	PL13	K6	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 90	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 90
Δ7	PL1	PL13	K7	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 70	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 70
Δ8	PL1	PL13	K8	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 70	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 70
Δ9	PL1	PL13	K9	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 70	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 40 × 70
Δ10	PL1	PL13			
Δ11	PL1				

Δ12	PL1	
-----	-----	--

Πίνακας 3.1: Πίνακας αντιστοιχίας





3.2 ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

Τα φορτία με τα οποία υπολογίζεται η υφιστάμενη κατασκευή λαμβάνονται από τον κανονισμό φορτίσεων.

ΦΟΡΤΙΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	
ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ	
Ίδιο βάρος σκυροδέματος	25kN/m
Επικάλυψη ορόγων	1,5kN/m
ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ	
Οροφή ισογείου	5kN/m
Οροφή Α' ορόφου	5kN/m

Πίνακας 3.2: Φορτίσεις

Υπολογισμός ίδιου βάρους πλακών:

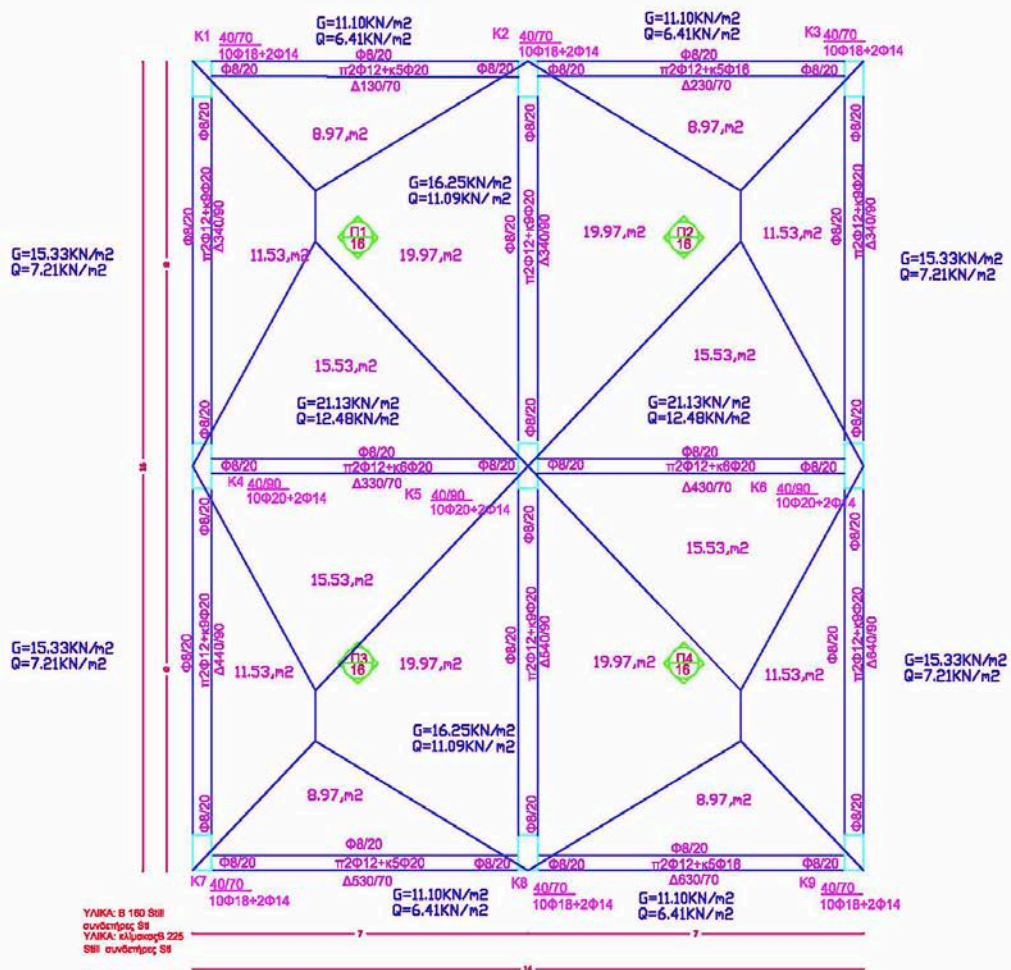
- Ισόγειο: $25\text{kN/m}^3 \times 0,16\text{m} = 4 \text{ kN/m}^2$
- Α' όροφος: $25\text{kN/m}^3 \times 0,20\text{m} = 5 \text{ kN/m}^2$

Η κατανομή των φορτίων των πλακών στις δοκούς επιλέχθηκε να γίνει χωρίζοντας σε τμήματα την κάθε πλάκα με βάση τις συνθήκες στηρίξεις της (κανόνας των 30°- 45°- 60°) και εισάγοντας στη συνέχεια φορτίσεις αντίστοιχου σχήματος στο πρόγραμμα. Τα ίδια βάρη των δοκών και στύλων εισήχθησαν μέσω του υλικού αυτόματα από το πρόγραμμα.

Στο σχήμα που ακολουθεί φαίνονται ενδεικτικές φορτίσεις δοκών, καθώς και ο χωρισμός με βάση τον κανόνα 30° - 45° - 60° για κάθε στάθμη, ενώ στον πίνακα που ακολουθεί δίνεται το ύψος του αντίστοιχου κάθε φορά σχήματος (τραπεζίου-ορθογωνίου).

ΙΣΟΓΕΙΟ		Α΄ ΟΡΟΦΟΣ	
ΔΟΚΟΣ	ΥΨΟΣ	ΔΟΚΟΣ	ΥΨΟΣ
Δ1	2,26	Δ1	2,68
Δ2	2,26	Δ2	2,68
Δ3πάνω	4,29	Δ3πάνω	4,95
Δ3κάτω	4,29	Δ3κάτω	4,95
Δ4πάνω	4,29	Δ4πάνω	4,95
Δ4κάτω	4,29	Δ4κάτω	4,95
Δ5	2,26	Δ5	2,68
Δ6	2,26	Δ6	2,68
Δ7	2,16	Δ7	2,68
Δ8 δεξιά	4,24	Δ8	2,68
Δ8αριστερά	4,24	Δ9	2,68
Δ9	2,16	Δ10	2,68
Δ10	2,16		
Δ11δεξιά	4,24		
Δ11αριστερά	4,24		
Δ12	2,16		

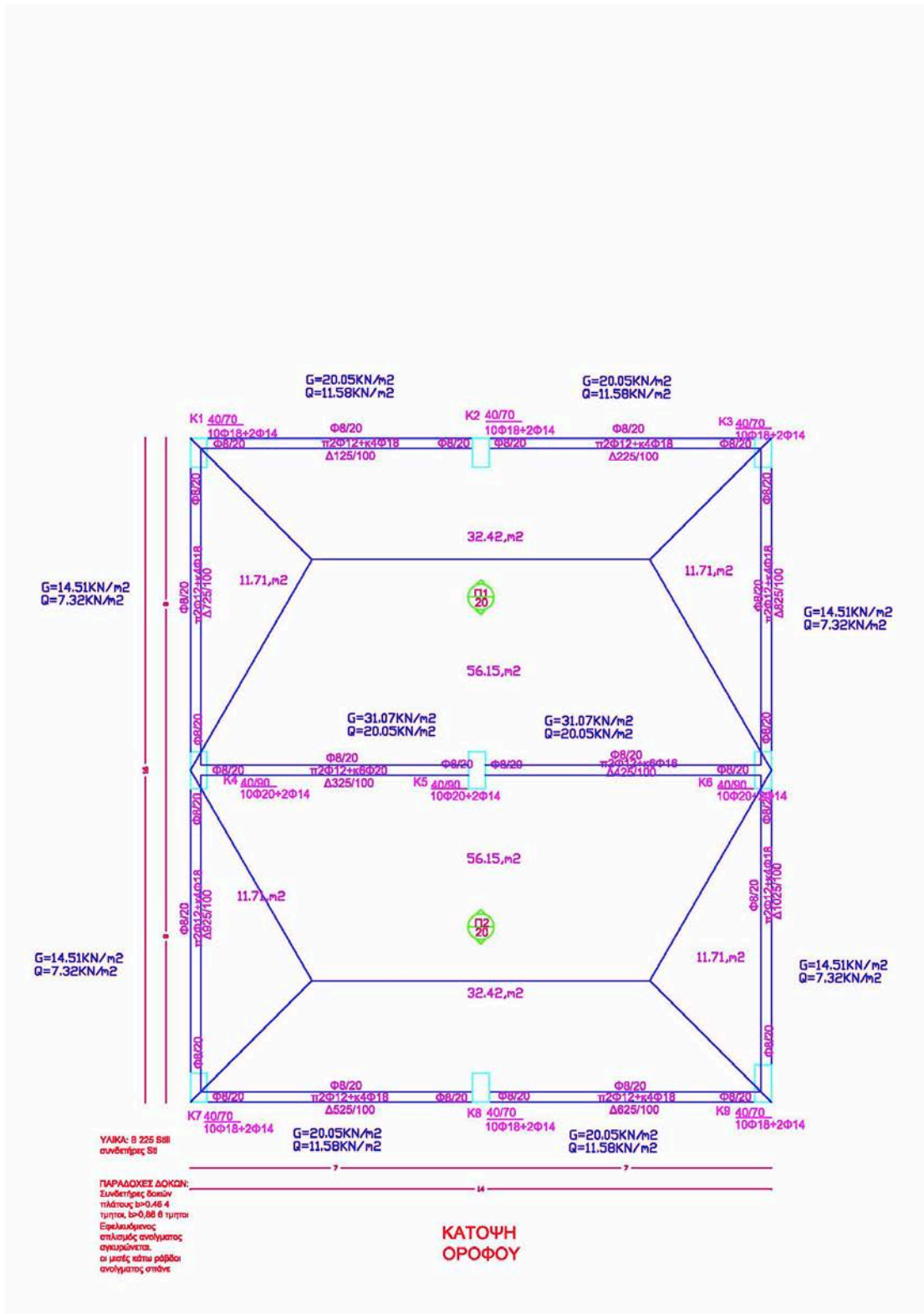
Πίνακας 3.3: Ύψος σχήματος από κατανομή φορτίων πλακών



ΥΛΙΚΑ: Β 160 SIII
 συνδετήρες SII
 ΥΛΙΚΑ: κλίμακας S 225
 SIII συνδετήρες SII

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΔΟΚΩΝ:
 Συνθετικές δοκόν
 μήκους 10-0.88 4
 τύπου, 10-0.88 8 τύπου
 Εφαρμοζόμενος
 οπλισμός αναλογίας
 σχεδόν 20%.
 οι μισές κίττες μέθοδο
 αναλογίας οπτίσε

**ΚΑΤΩΦΗ
ΙΣΟΓΕΙΟΥ**



3.3 ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΗ ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗ

Για να γίνει η δυναμική ανάλυση θα πρέπει να γίνει κατάλληλη διακριτοποίηση των αδρανειακών χαρακτηριστικών του κατά τέτοιο τρόπο ώστε να αποδίδονται με επαρκή προσέγγιση οι σημαντικές παραμορφώσεις και δυνάμεις αδρανείας της κατασκευής.

Στην παρούσα εργασία, οι πλάκες δεν προσομοιώνονται με επιφανειακά στοιχεία και η διαφραγματική λειτουργία εξασφαλίζεται με την εισαγωγή διαφράγματος μέσω του προγράμματος, στους κόμβους κάθε ορόφου. Η μάζα της κατασκευής που θα χρησιμοποιηθεί για την ιδιομορφική ανάλυση υπολογίζεται με βάση το διάγραμμα των τεμνουσών δυνάμεων (Q) , το οποίο προκύπτει από την ανάλυση με το συνδυασμό δράσεων **1.35G + 1.5Q**.

3.4 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

3.4.1 Υλικά

Όπως έχει αναφερθεί ήδη, τα υλικά της υφιστάμενης κατασκευής είναι: σκυρόδεμα μεταξύ B225 και B300, χάλυβας Stl. Με την παραδοχή ότι η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων θεωρείται 'ικανοποιητική' τα υλικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ανάλυση αφού πρώτα αναχθούν στις σύγχρονες κατηγορίες τυποποίησης. Έτσι, για το σκυρόδεμα θεωρείται ότι αντιστοιχεί περίπου στη σημερινή κατηγορία C16/20.

ΥΛΙΚΑ	
ΜΠΕΤΟΝ	C16/20
ΧΑΛΥΒΑΣ	S220 (Stl)

Πίνακας 3.4: Υλικά

Τα χαρακτηριστικά αντοχής του σκυροδέματος παρατίθενται στον ακόλουθο πίνακα

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	
Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλίνδρου (fck)	16MPA
Μέση θλιπτική αντοχή κυλίνδρου (fcm)	20MPA
Μέτρο ελαστικότητας (Ec)	28MPA
Λόγος Poisson (ν)	0,2
Ειδικό βάρος (γ)	25Kn/m ³
Μάζα ανά μονάδα όγκου	2,5t/m ³

Πίνακας 3.5: χαρακτηριστικά αντοχής σκυροδέματος

3.4.2 Προσομοίωση πλακών - διαφραγματική λειτουργία

Οι πλάκες δεν προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Έγινε μεταφορά των φορτίων τους στις δοκούς όπως παρουσιάστηκε στην §3.2 της παρούσας εργασίας. Η διαφραγματική λειτουργία τους προσομοιώθηκε δίνοντας την ιδιότητα DIAPHRAGM του προγράμματος στους κόμβους που ορίζουν τις στάθμες των ορόφων.

3.4.3 Προσομοίωση δοκών

Οι δοκοί του κτιρίου προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία διατομής πλακοδοκού. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.4.1.4, σε περίπτωση εφαρμογής ελαστικών μεθόδων, η δυσκαμψία των δομικών στοιχείων μπορεί να ληφθεί, σε περίπτωση έλλειψης ακριβέστερων στοιχείων, από τον Πίνακα Σ 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως ποσοστό της δυσκαμψίας. Για τις δοκούς το ποσοστό αυτό είναι ίσο με 40% της δυσκαμψίας. Η δυστρεψία των δοκών λαμβάνεται ίση προς το 10% της αντίστοιχης της δοκού για στάδιο Ι, όπως ορίζει ο Ε.Α.Κ. 2000 στην §3.2.3. Το συνεργαζόμενο πλάτος των πλακοδοκών υπολογίζεται βάσει των σχέσεων του Ε.Α.Κ. 2000 §3.2.3 ως εξής :

♣ $b_{eff} = bw + 3 \cdot tf$, για μονόπλευρη πλακοδοκό

♣ $b_{eff} = bw + 8 \cdot tf$, για αμφίπλευρη πλακοδοκό ,

όπου

b_{eff} : το συνεργαζόμενο πλάτος της διατομής της δοκού

bw : το πλάτος της διατομής της δοκού

tf : το πάχος της πλάκας

ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΟΡΦΗ	tf	tw	t2	h
Δ1	30x70	πλακοδοκός	0,16	0,3	0,9	0,7
Δ2	30x70	πλακοδοκός	0,16	0,3	0,9	0,7
Δ3	30x70	πλακοδοκός	0,16	0,3	0,9	0,7
Δ4	30x70	πλακοδοκός	0,16	0,3	0,9	0,7
Δ5	30x70	πλακοδοκός	0,16	0,3	0,9	0,7
Δ6	30x70	πλακοδοκός	0,16	0,3	0,9	0,7
Δ7	40x90	πλακοδοκός	0,16	0,4	1,1	0,9
Δ8	40x90	πλακοδοκός	0,16	0,4	1,1	0,9
Δ9	40x90	πλακοδοκός	0,16	0,4	1,1	0,9
Δ10	40x90	πλακοδοκός	0,16	0,4	1,1	0,9
Δ11	40x90	πλακοδοκός	0,16	0,4	1,1	0,9
Δ12	40x90	πλακοδοκός	0,16	0,4	1,1	0,9

Πίνακας 3.6: Χαρακτηριστικά γεωμετρίας δοκών Ισογείου

ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΟΡΦΗ	tf	tw	t2	h
Δ1	25x100	πλακοδοκός	0,2	0,25	0,8	1
Δ2	25x100	πλακοδοκός	0,2	0,25	0,8	1
Δ3	25x100	πλακοδοκός	0,2	0,25	0,8	1
Δ4	25x100	πλακοδοκός	0,2	0,25	0,8	1
Δ5	25x100	πλακοδοκός	0,2	0,25	0,8	1
Δ6	25x100	πλακοδοκός	0,2	0,25	0,8	1
Δ7	25x100	πλακοδοκός	0,2	0,25	0,8	1
Δ8	25x100	πλακοδοκός	0,2	0,25	0,8	1
Δ9	25x100	πλακοδοκός	0,2	0,25	0,8	1
Δ10	25x100	πλακοδοκός	0,2	0,25	0,8	1
Δ11	25x100	πλακοδοκός	0,2	0,25	0,8	1

Πίνακας 3.7: Χαρακτηριστικά γεωμετρίας δοκών Α' ορόφου

3.4.4 Προσομοίωση στύλων

Τα υποστυλώματα του κτιρίου προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία ορθογωνικής διατομής και ύψους 4m ανεξαρτήτως στάθμης. Σύμφωνα με την §4.4.1.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ η δυσκαμψία των στύλων πρέπει να ληφθεί ίση με το 60% αυτής του σταδίου 1 για περιμετρικά υποστυλώματα και 80% για τα εσωτερικά

υποστυλώματα. Η δυστρεψία των στύλων θα ληφθεί ίση προς 10% της αντίστοιχης του σταδίου 1 όπως ορίζεται από τον Ε.Α.Κ. 2000 §3.2.3.

Αξίζει να τονιστεί ότι ο ίδιος στύλος μπορεί να είναι και εξωτερικός κατά τη μία κατεύθυνση και εσωτερικός κατά την άλλη, οπότε θα τεθούν και διαφορετικοί συντελεστές (modification factors) ανά διεύθυνση.

3.4.5 Προσομοίωση τοιχοποιιών

Οι τοιχοποιίες θα αγνοηθούν κατά την προσομοίωση, αλλά θα ληφθούν τα φορτία που αυτές μεταβιβάζουν στις δοκούς, όπως αναλύθηκε στην §3.2, της παρούσας εργασίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (q)

4.1. ΓΕΝΙΚΑ

Η κατάλληλη επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς (q), δύναται να εκφράσει τη συνολική ανελαστική απαίτηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

Αν κατά την ελαστική ανάλυση επιλεγεί μικρή τιμή του συντελεστή q, ($1 \leq q \leq 1.5$), η κατασκευή σχεδιάζεται ώστε να παραμείνει ελαστική (ή σχεδόν ελαστική) κατά τον σεισμό σχεδιασμού, προσεγγίζοντας τις στάθμες υψηλής επιτελεστικότητας, όπου οι βλάβες πρέπει να είναι αμελητέες ή ελαφρές.

Αντιστοίχως αν επιλεγεί μεγάλη τιμή, η κατασκευή επιτρέπεται να εισέλθει στην ανελαστική περιοχή κατά τον σεισμό σχεδιασμού, προσεγγίζοντας τις στάθμες χαμηλής επιτελεστικότητας, όπου οι βλάβες μπορεί να είναι σοβαρές ή πολύ σοβαρές

Επομένως είναι πολύ σημαντικό να επιλεγεί η κατάλληλη τιμή του συντελεστή q, ώστε η συνολική συμπεριφορά της κατασκευής να αντικατοπτρίζει την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας αποφεύγοντας όμως την συγκέντρωση των παραμορφώσεων σε έναν όροφο το οποίο επιτυγχάνεται μέσω ικανοτικού σχεδιασμού.

Ουσιαστικά, ο συντελεστής συμπεριφοράς προσομοιώνει την ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής, λαμβάνοντας υπ όψιν την ικανότητα ανάπτυξης ανελαστικών παραμορφώσεων, συνεπώς την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, κατά την διάρκεια του σεισμού καθώς επίσης και την κατασκευαστική “υπεραντοχή”.

Οι βασικοί παράγοντες που προσδίδουν την υπεραντοχή είναι η υπερστατικότητα του φορέα, η πιθανότητα αστοχίας ενός μέλους και η κράτυνση του υλικού. Διάφοροι ερευνητές έχουν πολιτικοποιήσει την υπεραντοχή μέσω στατικών ανελαστικών αναλύσεων, ούτως ώστε να προσδιορισθεί η συνολική ανελαστική συμπεριφορά και ο πιθανός μηχανισμός κατάρρευσης.

Για την κατανόηση του ορισμού του δείκτη συμπεριφοράς, θα πρέπει να δοθεί και ο ορισμός της πλαστιμότητας, αφού αυτές οι δύο έννοιες είναι αλληλένδετες.

4.2. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ

Ως πλαστιμότητα, ορίζεται η ικανότητα ενός υλικού, μέλους ή κατασκευής να παραμορφώνεται ανελαστικά, απορροφώντας σημαντικά ποσά ενέργειας υπό σεισμική δράση. Η πλαστιμότητα ποσοτικοποιείται μέσω του συντελεστή πλαστιμότητας, που προκύπτει ως ο λόγος της οριακής τιμής (π.χ. αντοχής) ενός “μεγέθους” προς την αντίστοιχη τιμή του, κατά την διαρροή. Τυπικές μεταβλητές είναι: η καμπυλότητα της διατομής, η στροφή ενός μέλους και η μετακίνηση του φορέα, προσδιορίζοντας τον αντίστοιχο δείκτη πλαστιμότητας σε επίπεδο διατομής, μέλους και του συνόλου του φορέα.

Ο στροφικός συντελεστής πλαστιμότητας (μ_r), δύναται να χαρακτηρίσει την ανελαστική συμπεριφορά μίας τοπικής περιοχής, όπως η ζώνη πλαστικής άρθρωσης της δοκού, σύμφωνα με τους Μπέσκος και Ιωαννίδης

$$\mu_r = \theta_m / \theta_y$$

Όπου:

θ_m : η μέγιστη ικανότητα στροφής της περιοχής,

θ_y : η τιμή της στροφής κατά την διαρροή.

Ο δείκτης πλαστιμότητας καμπυλότητας εκφράζει την πλαστιμότητα σε κάποια διατομή και προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

$$\mu_c = \phi_u / \phi_y$$

Όπου:

ϕ_u : η μέγιστη τιμή καμπυλότητας της διατομής

$\phi\gamma$: η καμπυλότητα της διατομής κατά την διαρροή.

Η ποσοτικοποίηση της ανελαστικής συμπεριφοράς σε επίπεδο φορέα πραγματοποιείται μέσω του συντελεστή καθολικής πλαστιμότητας (μ_b), ο οποίος ορίζεται ως εξής:

$$\mu_b = \delta u / \delta \gamma$$

Όπου:

δu : η τιμή της μέγιστης πλευρικής μετατόπισης του τελευταίου (συνήθως) ορόφου υπό σεισμικά φορτία,

$\delta \gamma$: η μετακίνηση της κατασκευής όταν συμβεί η πρώτη διαρροή οποιουδήποτε μέλους της.

Ο συντελεστής καθολικής πλαστιμότητας εκφράζεται με περισσότερους από έναν τρόπους, επειδή τόσο η μέγιστη μετατόπιση κορυφής όσο η μετατόπιση κατά την πρώτη διαρροή του δύναται να εκφρασθούν ποικιλοτρόπως.

4.3. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

4.3.1 Ορισμός συντελεστή συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνει υπ όψιν την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας της κατασκευής την υπερστατικότητα της και την κράτυνση του υλικού. Ορίζεται ως το πηλίκο της οριακής εδαφικής επιτάχυνσης που προκαλεί την αστοχία, προς την αντίστοιχη που προκαλεί την πρώτη διαρροή της κατασκευής σύμφωνα με τους Mazzolani and Piluso, όπως παρουσιάζεται στην σχέση:

$$q = a_u / a_g = P \cdot G \cdot A_u / P \cdot G \cdot A_y$$

Για τον ακριβή υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q , απαιτείται μια σειρά από δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις για διάφορες τιμές εδαφικής επιτάχυνσης, οι οποίες καθιστούν πολύ δύσκολο τον σαφή προσδιορισμό του. Γι' αυτό χρησιμοποιούνται απλοποιητικές και ημιεμπειρικές μέθοδοι, που βασίζονται τόσο σε αναλυτικά προσομοιώματα όσο και στην εμπειρία της συμπεριφοράς των κατασκευών σε παλαιότερους σεισμούς.

Εναλλακτικά, ο συντελεστής συμπεριφοράς κατά τον Ε.Α.Κ. 2000, ορίζεται ως το πηλίκο της μέγιστης τέμνουσας βάσης, αν η κατασκευή συμπεριφερόταν ελαστικά, προς την τέμνουσα βάσης σχεδιασμού, σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$q = F_e^* / F_e = F_e^* / F_y \cdot F_y / F_e = q_d \cdot q$$

$$q_d = F_e^* / F_y = \Delta e^* / \Delta y, \text{ και}$$

$$q_0 = F_y / F_e = \Delta y / \Delta e$$

Όπου:

F_e^* , Δe^* : η μέγιστη ελαστική απόκριση αν το σύστημα συμπεριφερόταν ως ένα ιδεατό απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

F_y , Δy : η απόκριση της κατασκευής ως ελαστοπλαστικό σύστημα.

F_e , Δe : η απόκριση της κατασκευής που αντιστοιχεί περίπου στην εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης.

Ο συντελεστής q_d , ορίζεται ως “παράγοντας πλαστιμότητας” και εξαρτάται από το είδος του υλικού, τον τύπο του δομικού συστήματος, την ικανότητα ανάπτυξης ανελαστικών παραμορφώσεων και συνεπώς την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας.

Ο συντελεστής q_0 , ορίζεται ως “παράγοντας υπεραντοχής” και εξαρτάται από την υπερστατικότητα, την ικανότητα ανακατανομής των εσωτερικών δυνάμεων, και γενικότερα το διαθέσιμο απόθεμα αντοχής της κατασκευής μετά την εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης. Ουσιαστικά, ο συντελεστής συμπεριφοράς q , προσομοιώνει την ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής λαμβάνοντας υπ όψιν την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας κατά την διάρκεια του σεισμού, καθώς επίσης την κατασκευαστική υπεραντοχή. Επομένως, οι κατασκευές με πλάστιμες ιδιότητες σχεδιάζονται μεν ελαστικά αλλά για σεισμική δράση η οποία είναι κατά q φορές μικρότερη από την αντίστοιχη που απαιτεί η ελαστική συμπεριφορά τους.

4.3.2 Σχέση συντελεστή συμπεριφοράς κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η ΛΟΓΙΚΗ ΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ, Η ΑΝΙΣΩΣΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

4.3.2.1. Έλεγχος ασφαλείας

Ο έλεγχος ασφαλείας, εκτελούμενος σε κατάλληλο κατά περίπτωση μέλος ή τμήμα ή στο σύνολο του δομήματος, οφείλει να αποδείξει ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο μέγεθος (εντατικό ή και παραμορφωσιακό) είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα.

4.3.2.2 Ανίσωση ασφαλείας

Η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων, έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται στον ΕΑΚ και ΕΚΩΣ 2000 :

$$S_d < R_d, \text{ με}$$

$$S_d = \gamma_{Sd} \cdot S (S_k \cdot \gamma_f) \text{ και}$$

$$R_d = (1/\gamma_{Rd}) \cdot R (R_k/\gamma_m),$$

όπου:

- S_d Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις
- R_d Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντοχών (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών)
- S_k Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων, για τις οποίες υπάρχει ορισμένη πιθανότητα υπερβάσεως σε 50 έτη
- R_k Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντοχές και έχουν ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως

Για τις «αντιπροσωπευτικές» τιμές των αντιστάσεων R_k , σε όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών, ισχύουν τα εξής :

-Ανάλογα με την μέθοδο ελέγχου και τον τύπο αστοχίας

εκλέγονται κατά περίπτωση οι μέσες τιμές ή άλλες χαρακτηριστικές τιμές, με κατάλληλα ποσοστημόρια πιθανότητας

-Ειδικότερα, οι αντιπροσωπευτικές αυτές τιμές, για μεν τα υφιστάμενα υλικά θα εξαρτώνται και από την στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ,για δε τα προστιθέμενα υλικά θα εξαρτώνται και από τις εκτιμώμενες αποκλίσεις ομοιομορφίας κατά την εφαρμογή των επεμβάσεων, δηλ. θα εξαρτώνται από το μέγεθος της προστιθέμενης διατομής και από την προσπελασιμότητα της περιοχής επεμβάσεως.

Οι συντελεστές γ_f , γ_m εκλέγονται γενικώς όπως προβλέπεται:

- γ_f , γ_m

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές

- γ_{Sd} , γ_{Rd}

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντιστοίχως Στην μείωση των δυσμενών συνεπειών ορισμένων αβεβαιοτήτων της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού στοχεύουν και οι διατάξεις μεγίστων / ελαχίστων, κατ' αντιστοιχία των όσων ισχύουν και για τον σχεδιασμό νέων κτιρίων, λ.χ. βλ. Κεφ.6 έως και 8. Για τα νέα κτίρια, οι συντελεστές αυτοί δεν παρουσιάζονται αυτοτελώς (π.χ. κατά ΕΚΩΣ 2000), αλλά είναι ενσωματωμένοι στους γ_f (γ_g ή γ_q) και στους γ_m (γ_c ή γ_s).

Για τα υπό επανέλεγχο υφιστάμενα κτίρια, ορισμένα προσομοιώματα εμπεριέχουν αβεβαιότητες στην μαθηματική έκφραση των αντίστοιχων φυσικών φαινομένων, οι οποίες οφείλουν να αντισταθμισθούν με κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας γ_{Sd} και γ_{Rd} έναντι αβεβαιότητας προσομοιωμάτων. Σε ορισμένες περιπτώσεις, ενδέχεται να παρατηρηθεί και μία υπερευαισθησία του προσομοιώματος έναντι μεταβαλλόμενων τιμών ορισμένων παραμέτρων, με δυσανάλογη διαφοροποίηση του τελικού αποτελέσματος. Σε αυτές τις περιπτώσεις, απαιτείται μία «ανάλυση ευαισθησίας» και διερεύνηση, με σκοπό την

ενδεχόμενη αλλαγή σχεδιασμού (ή και προσομοιώματος) κατά τρόπον ώστε να περιορισθεί αυτή η υπερευαισθησία.

Τελικώς η ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται με όσα ειδικότερα και λεπτομερέστερα αναφέρονται στο Κεφ. 9, αναλόγως και της στάθμης επιτελεστικότητας (βλ. Κεφ. 2).

4.3.2.3 Εφαρμογή γραμμικών μεθόδων ανάλυσης

Στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων ανάλυσης ο έλεγχος και η ανίσωση ασφαλείας εφαρμόζονται κατά (ΕΑΚ και) ΕΚΩΣ 2000, με όσα ειδικότερα αναφέρονται στον παρόντα Κανονισμό, ενώ γενικώς οι έλεγχοι γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών.

4.3.2.4. Εφαρμογή μή – γραμμικών μεθόδων ανάλυσης

Μή -γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης, εφαρμόζονται (γενικώς) για Ειδικότερα, στην περίπτωση εφαρμογής μή – γραμμικών στάθμη επιτελεστικότητας Β ή Γ. μεθόδων, ισχύουν τα ακόλουθα:

- i) Έλεγχος ασφαλείας στην περίπτωση αυτή ονομάζεται η Η επιδιωκόμενη με κάθε τέτοια μέθοδο ακρίβεια δεν έχει νόημα να είναι μεγαλύτερη από την πιθανολογούμενη ανακρίβεια των δεδομένων που θα χρησιμοποιηθούν. Βεβαίως, οι παραμετρικές διερευνήσεις και αναλύσεις, κατά τα σχόλια περί γSd και γRd μπορούν να οδηγήσουν σε ακριβέστερες προσεγγίσεις. Τέτοια ενδέχεται να είναι η περίπτωση των αντιπροσωπευτικών τιμών ορισμένων εμμέσων δράσεων, πιέσεων ή ωθήσεων, καθώς και του βάρους δυσπροσπέλαστων επικαλύψεων ή τοιχοποιιών.
- ii) Οι αντιπροσωπευτικές τιμές και οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας ιδιοτήτων υλικών ή αξιοπιστίας προσομοιωμάτων, εξαρτώνται από την φύση του ελεγχόμενου κρίσιμου μεγέθους και τον τύπο της αστοχίας (οιονεί – ψαθυρός ή οιονεί – πλαστικός).
- iii) Η κατηγορία μεθόδων ελέγχου με βάση τα εντατικά ή τα παραμορφωσιακά μεγέθη, επιλέγεται με βάση τον αναμενόμενο τύπο αστοχίας (ψαθυρό ή πλαστικό).

Γενικώς, αν η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα $\mu\theta$ (ή μd) είναι $\cdot 2,0$ (ή αν $\mu 1/r \cdot 3,0$), δηλ. αν η συμπεριφορά είναι οιονεί – πλαστική, οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων.

Άλλως, αν η συμπεριφορά είναι οιονεί – ψαθυρή, οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων. Για την «κορυφή» του δομήματος ελέγχονται σε όρους δυνάμεων. Επίσης, στοιχεία υπογείων και θεμελίων ελέγχονται πάντοτε σε όρους δυνάμεων (εντατικών μεγεθών). Στον Φάκελο του Έργου θα υπάρχουν σαφείς αναφορές για τις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων που ελήφθησαν υπόψη στα διάφορα στάδια αποτίμησης και ανασχεδιασμού.

Για τα φάσματα απόκρισης σύγκριση της μέγιστης διαθέσιμης και στοχευόμενης απόκρισης της «κορυφής» του δομήματος σε όρους δυνάμεων και μετακινήσεων, έναντι των απαιτήσεων του φάσματος δυνάμεων / μετακινήσεων που αντιστοιχεί στην σεισμική δράση επανελέγχου.

Σε κάθε περίπτωση, οι ενδεχόμενοι ψαθυροί μηχανισμοί αστοχίας εκτιμάται ότι η επιρροή του μεγέθους της αντίστοιχης δράσης είναι σημαντική, συνιστάται η θεώρηση δύο «ευλόγως ακραίων» αντιπροσωπευτικών τιμών (S_k, \min και S_k, \max).

4.3.2.5 ΣΤΑΘΜΕΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

α) Στις υφιστάμενες κατασκευές, οι αριθμητικές τιμές των δεδομένων που υπεισέρχονται στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό, ενδέχεται να υπόκεινται σε σφάλματα σημαντικότερα από ό,τι στην περίπτωση των νέων κατασκευών.

β) Ανάλογα με την αξιοπιστία των δεδομένων:

i) Επιλέγεται γενικώς κατάλληλη μέθοδος ανάλυσης και επανελέγχου

ii) Επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f για ορισμένες δράσεις με ιδιαίτερα αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Sd} .

(iii) Επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Rd} (βλ. §§ 4.4 και 4.5).

Ως δεδομένα των υλικών νοούνται οι διαστάσεις και οι αντοχές του σκυροδέματος και του χάλυβα των σιδηροπλισμών, αλλά και οι πραγματικές λεπτομέρειες όπλισης, οι αγκυρώσεις, οι αναμονές κ.λπ. που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις. Εξετάζονται επίσης τα υλικά των τοιχοπληρώσεων και ο τρόπος δόμησής τους, όταν και όπου επιβάλλεται ή πρόκειται να ληφθούν υπόψη).

Σχετικώς με το ιδιαίτερο πρόβλημα της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού με βάση αποτελέσματα πειραμάτων, γίνεται αναφορά στον Ευρώ-Κώδικα ENV 1990, Παράγραφος 5.2 και Παράρτημα. – Σχεδιασμός με την βοήθεια δοκιμών.

4.3.2.6 ΠΡΟΣΘΕΤΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ

α) Σε ορισμένες περιπτώσεις, κατά την κρίση και έγκριση της Δημόσιας Αρχής, επιτρέπεται η εκτίμηση των αντιστάσεων R_d (όχι σε επίπεδο υλικού αλλά σε επίπεδο διατομής, περιοχής ή στοιχείου ως συνόλου) μέσω πειραμάτων.

β) Σε αυτές τις περιπτώσεις λαμβάνονται ιδιαιτέρως υπόψη και οι δυσμενείς συνέπειες των συνθηκών εφαρμογής, καθώς και των παραγόντων εκείνων οι οποίοι δεν αναπαράγονται κατά τις εργαστηριακές ή άλλες διερευνήσεις.

4.3.2.7 Βασικές δράσεις (μή -σεισμικές)

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό λαμβάνονται υπόψη όλες οι βασικές δράσεις, η ενδεχόμενη συνεργία σκοπούμενη επιτελεσματικότητα και την μελλοντική τους και ο απαιτούμενος συνδυασμός τους χρήση του δομήματος, μπορεί να επιτρέψει τροποποίηση των Επίσης, λαμβάνονται υπόψη οι επιμέρους συντελεστές ονομαστικών τιμών φορτίων ή / και των επιμέρους συντελεστών γφ ασφαλείας γφ (γg, γq) που προβλέπονται από τους και ψi. σύγχρονους ισχύοντες Κανονισμούς (π.χ. ΕΚ.Σ 2000),

4.3.2.8 Τυχηματικές δράσεις (σεισμός)

Η επαύξηση των σεισμικών δράσεων επανελέγχου μέσω του Η κύρια τυχηματική δράση του σεισμού εξαρτάται από το ποσοστό (ιξώδους) απόσβεσης ζ διάφορο του 5% Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων, επιτρέπεται να εφαρμοστούν απλούστεροι κανόνες επαλληλίας των συνιστωσών του σεισμού

Για πιθανότητα υπερβάσεως 10% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών, λαμβάνεται υπόψη η σεισμική δράση του ΕΑΚ 2000, ενώ για πιθανότητα υπερβάσεως 50% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών, λαμβάνεται υπόψη το 60% της σεισμικής δράσεως του ΕΑΚ 2000.

Πιθανότητα υπερβάσεως εντός της 50 – ετίας ίση με 50% επιτρέπεται μόνον σε ειδικές περιπτώσεις, κατά την κρίση και έγκριση της Δημόσιας Αρχής. Άλλες τυχηματικές δράσεις δεν εξετάζονται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, πλην αυτής της πυρκαγιάς κατά το ισχύον θεσμικό πλαίσιο (π.χ. Κανονισμός Πυροπροστασίας, ΦΕΚ 32/Α/17.02.88, και άλλες σχετικές αποφάσεις, διατάξεις κ.λπ.), αναλόγως της χρήσεως και του βαθμού κινδύνου του δομήματος (ως συνόλου ή ως τμήματος).

Το ποσοστό απόσβεσης ζ διαφοροποιείται αναλόγως του υλικού των πρωτευόντων (υπό σεισμόν) στοιχείων του κτιρίου.

δηλ., για $T > T_2$, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση:

$$\beta_{0.η.θ} 4/5$$

Η διαφοροποίηση του εκθέτη (4/5 αντί 2/3, κατά την § 2.3 του ΕΑΚ 2000), έγκειται στο ότι κατά τον παρόντα Κανονισμό, για υφιστάμενα δομήματα, ισχύουν πρόσθετες διατάξεις με στόχο την περαιτέρω μείωση των αβεβαιοτήτων των γραμμικών αναλύσεων.

δηλ., για $T > T_2$, κατά το Παράρτημα Α του ΕΑΚ 2000, ισχύει: $(\gamma \cdot A) \cdot (T/T)$.

Η δυστημψία και η δυστένεια των δομικών στοιχείων θα εκτιμώνται κατά την κλασική μηχανική.

Σχετικώς, για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, επιτρέπεται χρήση των τιμών $0,4E_c A_w$ και $E_c A_g$, αντιστοίχως, όπου:

- A_g = η συνολική διατομή του δομικού στοιχείου (μόνον το σκυρόδεμα)
- A_w = μόνον η (ορθογωνική) διατομή του κορμού του στοιχείου (π.χ. για τις πλακοδοκούς).

4.3.2.9 Φάσματα απόκρισης

Γενικώς χρησιμοποιούνται τα φάσματα απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης, κατά ΕΑΚ 2000, συναρτήσει της ιδιοπεριόδου T του κτιρίου και του ποσοστού κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης ζ .

Σε περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, χρησιμοποιούνται τα τροποποιημένα "φάσματα σχεδιασμού", $\Phi_d(T)$, με κατάλληλη ανύψωση του κατιόντος κλάδου.

Σε περίπτωση εφαρμογής μή -γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, χρησιμοποιούνται τα ομαλοποιημένα "ελαστικά φάσματα", $\Phi_e(T)$, χωρίς ανύψωση του κατιόντος κλάδου.

4.3.2.10 Δυσκαμψίες

Σε κάθε περίπτωση, η δυσκαμψία θα εκτιμάται με βάση τα πραγματικά χαρακτηριστικά του δομικού στοιχείου, καθώς και την καταπόνηση υπό σεισμόν, με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών (χωρίς συντελεστές γ_m). Γενικώς, θα χρησιμοποιείται η επιβατική τιμή δυσκαμψίας στην διαρροή του δομικού στοιχείου,. Όμως, οι δυσκαμψίες αφορούν την διαρροή μεμονωμένων δομικών στοιχείων, έστω πρωτευόντων. Για να ληφθεί υπόψη το

γεγονός πως, υπό σεισμόν, δεν διαρρέουν σχεδόν ταυτοχρόνως όλα τα κύρια μέλη ενός κτιρίου ή ενός ορόφου του, όταν γίνεται ανάλυση και έλεγχος του συνόλου πρέπει οι τιμές δυσκαμψιών (και δυσστησιών), κατά τα Κεφ. 7 και 8, να πολλαπλασιασθούν με συντελεστή (προσομοιώματος) γ_{Sd} . Σχετικώς, ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, μπορεί να χρησιμοποιηθεί τιμή συντελεστή γ_{Sd} ίση με 1,25 για στάθμη επιτελεστικότητας B, $\pm 0,10$ για την στάθμη επιτελεστικότητας A ή Γ, αντιστοίχως.

Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές δυσκαμψίας κατά τον Πίνακα που ακολουθεί.

A/α	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστύλωμα εσωτερικό	0,8*(Eclg)
1.2	Υποστύλωμα περιμετρικό	0,6*(Eclg)
2.1	Τοίχωμα μή -ρηγματωμένο	0,7*(Eclg)
2.2	Τοίχωμα ρηγματωμένο (1)	0,5*(Eclg)
3	Δοκός (2)	0,4*(Eclg)

Πίνακας Σ 4.1: Τιμές δυσκαμψίας μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου I (μή – ρηγματωμένα στοιχεία).

4.3.2.11 Συνδυασμοί δράσεων

Οι συνδυασμοί των δράσεων, τόσο για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας (βασικοί και τυχηματικοί συνδυασμοί) όσο και για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, γίνονται σύμφωνα με τους ισχύοντες Κανονισμούς (ΕΚΩΣ 2000 και ΕΑΚ 2000) και με τους αντίστοιχους συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων ψ .

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό λόγω σεισμού, δεν ελέγχονται θέματα λειτουργικότητας ή ανθεκτικότητας, ειδικώς για υφιστάμενα δομικά στοιχεία τα οποία δεν παρουσιάζουν σχετικά προβλήματα.

Βεβαίως, για τα ενδεχόμενα νέα δομικά στοιχεία (ή και για τα τελικά, μετά τις επεμβάσεις), τηρούνται οι σύγχρονες αντιλήψεις και κανονιστικές διατάξεις για την λειτουργικότητα (π.χ. περιορισμός παραμορφώσεων και ρηγματώσεων) και την ανθεκτικότητα (π.χ. ελάχιστες επικαλύψεις).

Αν, για ειδικές περιπτώσεις, απαιτηθούν έλεγχοι σε οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, αυτοί γίνονται με τις καθιερωμένες τιμές επιμέρους συντελεστών ασφαλείας γ_f και γ_m .

4.3.2.12 Αντιστάσεις

α) Για τις αντιστάσεις του κάθε δομικού στοιχείου, ο έλεγχος ασφαλείας (βλ. § 4.1) γίνεται με ιδιότητες των υλικών εξαρτώμενες από την φύση του ελεγχόμενου κρίσιμου μεγέθους (δυνάμεις ή παραμορφώσεις): Περί του τρόπου εκτίμησης της μέσης τιμής και της τυπικής απόκλισης, βλ. Κεφ. 3, καθώς και το Παράρτημα 4.1.

β) Επιτρέπεται αποτίμηση και ανασχεδιασμός υφιστάμενων δομικών στοιχείων με βάση αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχών (για το σκυρόδεμα και τον χάλυβα των σιδηροπλισμών) που δεν συμπίπτουν με τις κατηγορίες υλικών (κλάσεις αντοχών) των Κανονισμών.

γ) Επίσης, επιτρέπεται συντηρητική διαφοροποίηση της αντιπροσωπευτικής τιμής του ορίου διαρροής και θραύσεως ή άλλων χαρακτηριστικών για τους υφιστάμενους ή προστιθέμενους σιδηροπλισμούς συναρτήσει της διαμέτρου της ράβδου (π.χ. αύξηση f_{sy} και f_{st} όταν μειώνεται η διάμετρος), μόνον εφόσον διατίθενται σχετικά αξιόπιστα στοιχεία.

δ) Ειδικότερα, για τα προστιθέμενα υλικά τα οποία δεν καλύπτονται από ισχύοντες Κανονισμούς, οι αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων και οι αποκλίσεις θα καθορίζονται με Υπουργικές Αποφάσεις κατά τις διαδικασίες περί Τεχνικών Εγκρίσεων.

Έτσι λ.χ. ένα υπάρχον κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να αποτιμηθεί και ανασχεδιασθεί με αντιπροσωπευτικές τιμές υλικών που έχουν προκύψει από δοκιμές και κατάλληλη βαθμονόμηση δηλ., μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές π.χ. $f_{ck} = 14,50 \text{ MPa}$ και $f_{yk} = 300 \text{ MPa}$, όπου ο δείκτης «k» αναφέρεται στην αντιπροσωπευτική τιμή, η οποία θα διαιρεθεί με τον κατάλληλο επιμέρους συντελεστή γ_m για να εκτιμηθεί η «τιμή σχεδιασμού».

Σε αυτές τις περιπτώσεις, όμως, οφείλει να ελεγχθεί π.χ. η αντίστοιχη επάρκεια των αγκυρώσεων (ή ενώσεων), καθώς και οι συνέπειες από ενδεχόμενη μείωση της πλαστιμότητας λόγω μεταβολής των τοπικών συνθηκών ικανοτικού σχεδιασμού.

• Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών («δυνάμεων»), οι ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών συγκεκριμένου (επιμέρους) δομικού στοιχείου αντιπροσωπεύονται με τις μέσες τιμές τους μειωμένες κατά μία τυπική απόκλιση, οι δε

ιδιότητες των προστιθέμενων υλικών αντιπροσωπεύονται με τις χαρακτηριστικές τους τιμές που προβλέπονται από τους οικείους Κανονισμούς.

- Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών (μετακινήσεων, στροφών κ.λπ.), οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις μέσες τιμές τους.

Σε ποσοστό π.χ. μεγαλύτερο του 75 %.. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές γ_{Sd} κατά τον Πίνακα που ακολουθεί.

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{Sd} = 1,20$	$\gamma_{Sd} = 1,10$	$\gamma_{Sd} = 1,00$

Πίνακας Σ 4.2:

4.3.2.13 Για τα προσομοιώματα

Σχετικώς, επιτρέπεται να εφαρμοστεί η τιμή $\gamma_g = 1,35$ ή $1,10$ σε συνδυασμό με δύο «ευλόγως ακραίες» αντιπροσωπευτικές τιμές G_k , \min ή G_k , \max , (βλ. και § 4.2.β.ii), π.χ. σε περιπτώσεις ανεκτής ΣΑ. με αυξημένες διασπορές, και με σκοπό την μείωση του πλήθους των απαιτούμενων μετρήσεων και ελέγχων.

Η περίπτωση αυτή καλύπτει και την τυχηματική δράση του σεισμού ($\text{μεγ} = 1,10 \pm 0,10$).

Επίσης, όσο αφορά την ελαστική ανάλυση, στατική ή δυναμική, επιτρέπεται εφαρμογή της, μόνον για σκοπούς αποτίμησης, ανεξαρτήτως ισχύος των προϋποθέσεων εφαρμογής (βλ. §§ 5.5.2.β και 5.6.1.β), αν οι συντελεστές γ_{Sd} θα επαυξηθούν κατά 0,15 (δηλ. γ_{Sd} , ελ. = $\gamma_{Sd} + 0,15$).

α) Για τις μεταβλητές δράσεις χρησιμοποιούνται γενικώς οι καθιερωμένες τιμές γ_f και ψ κατά τους Κανονισμούς (π.χ. ΕΚ.Σ 2000 και ΕΑΚ 2000).

β) Ανάλογα με την στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων των υφιστάμενων στοιχείων, οι τιμές γ_g για τις μόνιμες δράσεις θα λαμβάνονται ως εξής:

- Ικανοποιητική ΣΑ. $\gamma_g = 1,35$
- Ανεκτή ή υψηλή ΣΑ. $\gamma_g = 1,50$ ή $1,20$, αντιστοίχως
- Ικανοποιητική ΣΑ. $\gamma_g = 1,10$
- Ανεκτή ή υψηλή ΣΑ. $\gamma_g = 1,20$ ή $1,00$, αντιστοίχως.

4.3.2.14 Υφιστάμενα υλικά

Όταν η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με την μέση μείον μία τυπική απόκλιση (§ 4.4.3), ισχύουν τα εξής:

- α) Για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (βλ. Κεφ. 3), οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται όπως προβλέπεται από τους ισχύοντες Κανονισμούς.
- β) Για ανεκτή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (βλ. Κεφ. 3), οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται αυξημένες σε σχέση με αυτές που προβλέπονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς (π.χ. ΕΚ.Σ 2000).

Αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να ληφθούν υπόψη οι εξής τιμές: $\gamma_c = 1,65$ και $\gamma_s = 1,25$.

- γ) Για υψηλή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (βλ. Κεφ. 3), οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται μειωμένες σε σχέση με αυτές που προβλέπονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς (π.χ. ΕΚΩΣ 2000). Αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να ληφθούν υπόψη οι εξής τιμές:

$\gamma_c = 1,35$ και $\gamma_s = 1,05$.

Για «ανεκτή» ή «υψηλή» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές δ) Όταν οι υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις λαμβάνονται γ_m για τις άοπλες τοιχοπληρώσεις μπορούν να ληφθούν ίσες με υπόψη στην αποτίμηση ή στον ανασχεδιασμό, τότε $2,50$ ή $1,50$, αντιστοίχως, ενώ για «ικανοποιητική» στάθμη μπορεί οι τιμές γ_m θα διαμορφώνονται αναλόγως της να ληφθεί υπόψη $\gamma_m = 2,00$. στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων .

4.3.2.15 Προστιθέμενα υλικά

Όταν η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με την μέση τιμή, ισχύει η Όταν η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με την § 4.5.3.3. χαρακτηριστική (§ 4.4.3), ισχύουν τα εξής:

α) Νέα υλικά τα οποία καλύπτονται από ισχύοντες Κανονισμούς.

β) Νέα υλικά τα οποία δεν καλύπτονται από ισχύοντες Κανονισμούς.

Για την διαμόρφωση των τιμών των συντελεστών ασφαλείας των προστιθέμενων ειδικών υλικών στις επεμβάσεις, θα λαμβάνεται υπόψη η διαθέσιμη πείρα από την χρήση αυτών των υλικών, καθώς και οι πρόσθετες αβεβαιότητες που αναφέρονται στην προηγούμενη παράγραφο για συνήθη υλικά, κατά την κρίση του Μηχανικού.

γ) Για προστιθέμενες νέες τοιχοπληρώσεις, άοπλες έως και με διάσπαρτων οπλισμόν ή ελαφρούς μανδύες (βλ. Κεφ. 8), ισχύουν οι τιμές γ_m κατά τον οικείο Κανονισμό.

Τέτοια νέα υλικά επεμβάσεων είναι λ.χ. τα τσιμεντοκονιάματα (περιλαμβανομένου και του εκτοξευμένου και του ινοπλισμένου), τα ινοπλισμένα πολυμερή, τα ελάσματα, υφάσματα, φύλλα, οι κόλλες (ρητίνη + σκληρυντής) κ.λπ.

Σχετικώς, αναλόγως της κατηγορίας ποιότητας κατασκευής αλλά και ελέγχου του εργοστασίου παραγωγής, οι τιμές γ_m κυμαίνονται από 1,7 έως και 3,0 (βλ. EC 6).

4.3.2.16 Μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών

Όταν για τον υπολογισμό των αντοχών χρησιμοποιούνται οι «μέσες» τιμές ιδιοτήτων των υλικών, οι συντελεστές γ_m είναι κατ' αρχήν περίπου ίσοι με την μονάδα, αυξάνονται δε καταλλήλως προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες γεωμετρικών διαστάσεων (για τα υφιστάμενα υλικά) ή και δυσχέρειες στην επιτόπου επίτευξη και στον έλεγχο των αντοχών (για τα προστιθέμενα υλικά)

Για «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και αν η τυπική απόκλιση των επιμέρους τιμών είναι σχετικά μικρή, μπορεί να ληφθεί $\gamma_m = 1,00$ για τα υφιστάμενα υλικά.

Πρακτικώς, όμως, συνιστάται να λαμβάνεται υπόψη τιμή $\gamma_m = 1,10$.

Αντιστοίχως, για «υψηλή» ή «ανεκτή» στάθμη αξιοπιστίας, οι τιμές γ_m μπορούν να θεωρηθούν ίσες με 1,00 ή 1,20, αντιστοίχως.

Για τα προστιθέμενα υλικά, μπορεί να ληφθεί υπόψη $\gamma_m = 1,15$ για κανονική (συνήθη) διατομή και προσπελασιμότητα ή $\gamma_m = 1,25$ για μειωμένη διατομή ή προσπελασιμότητα, ανεξαρτήτως του αν τα υλικά καλύπτονται ή όχι από Κανονισμούς.

Η μεθοδολογία εκτιμήσεως του διαθέσιμου ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς διαφέρει αναλόγως του αν το υφιστάμενο δόμημα παρουσιάζει βλάβες (και φθορές) ή όχι, καθώς και του αν έχει ή δεν έχει αρχικώς σχεδιασθεί με τους σύγχρονους Κανονισμούς και την λογική του δείκτη συμπεριφοράς.

4.3.2.17 ΕΝΙΑΙΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q

Για τους σκοπούς του παρόντος Κανονισμού, μπορούν να υιοθετηθούν συντηρητικές προσεγγίσεις για την εκτίμηση των παραγόντων εκείνων που υπεισέρχονται στην διαμόρφωση των τιμών του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς ενός δομήματος.

α) Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, γίνεται χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς για το σύνολο του δομήματος, η τιμή του θα εκτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τους παράγοντες οι οποίοι συνεργούν στην κατανάλωση σεισμικής ενέργειας .

β) Ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού του κτιρίου) λαμβάνονται υπόψη οι διαφοροποιημένες τιμές q^* που δίνονται στον παρακάτω Πίνακα, με τιμή αναφοράς q' την τιμή που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας Β (προστασία ζωής), η οποία αντιστοιχεί στις προβλέψεις και διατάξεις του ΕΑΚ 2000, όπως αυτές ισχύουν για τον σχεδιασμό νέων κτιρίων.

Οι τιμές q_A/q_B και q_Γ/q_B εξαρτώνται και από την συμπεριφορά του κτιρίου. Έτσι, για πιο ψαθυρά συστήματα (με μικρότερες τιμές q) ο λόγος q^*/q' έχει τιμές της τάξεως του 0,8 ή 1,2, για την στάθμη επιτελεστικότητας Α ή Γ (αντιστοίχως), ενώ για πιο πλάστιμα συστήματα (με μεγαλύτερες τιμές q) ο λόγος q^*/q' έχει τιμές της τάξεως του 0,4 ή 1,6, για την στάθμη επιτελεστικότητας Α ή Γ (αντιστοίχως).

Στάθμη επιτελεστικότητας

Άμεση χρήση μετά τον σεισμό (Α) Προστασία ζωής (Β) Αποφυγή κατάρρευσης (Γ)

0,6 πάντως δε $1,0 < q^* < 1,5$ 1,0 1,4

Πάντως, για την στάθμη επιτελεστικότητας Α, ο τελικός δείκτης συμπεριφοράς έχει τιμές λίγο μεγαλύτερες του 1,0 και οπωσδήποτε μικρότερες του 1,5.

Οι παράγοντες που διαμορφώνουν τον q , αλλά, ισχύουν τόσο για νέα όσο και για υφιστάμενα δομήματα, υπό αποτίμησην (ή ανασχεδιασμόν).

Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς διαφέρει αναλόγως και του αν το κτίριο έχει ή δεν έχει αρχικώς σχεδιασθεί αντισεισμικώς με την λογική του δείκτη συμπεριφοράς. Ουσιώδεις βλάβες (και φθορές) θεωρούνται αυτές που έχουν οδηγήσει σε απομείωση φέρουσας ικανότητας μεγαλύτερη του 25%

Όταν δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία, επιτρέπεται να εφαρμοστούν ως μέγιστες οι τιμές του Πίνακα που ακολουθεί, αναλόγως των βλαβών και των τοιχοπληρώσεων (στο σύνολο του κτιρίου).

4.3.2.18 Αποτίμηση

Κατά την φάση της αποτίμησης του κτιρίου, η τιμή q' θα επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη τα εξής:

- Την επάρκεια των Κανονισμών κατά την περίοδο μελέτης και κατασκευής του κτιρίου
- Την τυχόν ύπαρξη ουσιωδών βλαβών (και φθορών), κυρίως σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία
- Την κανονικότητα κατανομής των εντός ορόφου αλλά και κατ' όροφο υπεραντοχών (καθ' ύψος του δομήματος) και τον βαθμό αποκλεισμού δημιουργίας «μαλακού» ορόφου
- Το πλήθος δομικών στοιχείων στα οποία αναμένεται να εμφανισθούν πλαστικές αρθρώσεις, και το οποίο εξαρτάται από την υπερστατικότητα και την κανονικότητα του δομήματος

- Την ιεράρχηση της εμφάνισης αστοχιών και τον βαθμό αποκλεισμού τους στα πρωτεύοντα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία και στους κόμβους
- Τους τρόπους αστοχίας (πλάστιμοι ή ψαθυροί)
- Την διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές του κάθε δομικού στοιχείου, και
- Τους διαθέσιμους επικουρικούς και βοηθητικούς μηχανισμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς όπως είναι οι τοιχοπληρώσεις, τα διαφράγματα κ.λπ..

Για δομήματα στρεπτικώς ευαίσθητα, ή για τα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους (ανεστραμμένα εκκρεμή), οι τιμές του Πίνακα πολλαπλασιάζονται επί 2/3 αλλά είναι πάντοτε μεγαλύτερες του 1,0.

Η κατά το νόημα αυτής της παραγράφου επάρκεια του νέου «σκελετού» (έναντι σεισμού), θα κρίνεται με βάση το πλήθος και την διάταξη των νέων στοιχείων, την τιμή του λόγου VR / VS γι' αυτά τα νέα στοιχεία, καθώς και την επάρκεια της θεμελιώσεως και της συνδέσεώς τους με το υφιστάμενο δόμημα. Σε περίπτωση που δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, ο νέος ή τελικός «σκελετός» θα θεωρείται επαρκής αν:

α) Υπάρχουν τουλάχιστον δύο μή – συνεπίπεδα και σταθερά καθ' ύψος νέα στοιχεία (γενικώς «τοιχώματα» ή πρόσθετα πλαίσια) προς κάθε κατεύθυνση, αναλόγως του μεγέθους, της γεωμετρίας και της κανονικότητας, του δομήματος.

β) Σε περιπτώσεις «ήπιων» αλλά εκτεταμένων επεμβάσεων, π.χ. απλών αλλά πλήρων επισκευών των ουσιωδών (και λοιπών) βλαβών στα πρωτεύοντα (έναντι σεισμού) αλλά και σε όλα τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία (έτσι ώστε να αποκατασταθούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους), ή/και διατάξεως νέων ισχυρών (ή αναβαθμίσεως των παλαιών) τοιχοπληρώσεων στο σύνολο του κτιρίου με αξιόπιστα ευγενή και θετικό ρόλο, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ανασχεδιασμό αντιστοίχως κατάλληλες τιμές α., μμεγαλύτερες αυτών που εφαρμόστηκαν για την αποτίμηση.

Γίνεται διάκριση σε φέροντα στοιχεία (πρωτεύοντα και δευτερεύοντα) καθώς και σε μή- φέροντα (κυρίως τοιχοπληρώσεις, υφιστάμενες ή προστιθέμενες, που αντιμετωπίζονται ως ιδιαίτερα υπό σεισμό υπό σεισμόν στοιχεία), βλ. Κεφ. 2.

γ) Σε κάθε περίπτωση, κατά τον ανασχεδιασμό (ή και την αποτίμηση, βλ. § 4.6.2), λαμβάνεται υπόψη η κατάλληλη τιμή του κρίσιμου ποσοστού (ιξώδους) απόσβεσης ζ, για το υλικό των πρωτευόντων (υπό σεισμόν) στοιχείων, μέσω του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης (η, κατά ΕΑΚ 2000).

4.3.2.19 Ανασχεδιασμός

α) Σε περιπτώσεις διάταξης ισχυρών νέων φορέων (επαρκών ως προς το πλήθος και την αντίσταση) ή και αναβάθμισης / τροποποίησης υφιστάμενων στοιχείων (νέος «σκελετός»), μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι αντίστοιχες τιμές q (δηλ. $q' = q$) των σύγχρονων Κανονισμών, σε συνδυασμό με τις αντίστοιχες δέσμες των επιμέρους κριτηρίων, κανόνων, διατάξεων κ.λπ. που ισχύουν για τον σχεδιασμό νέων δομημάτων (στοιχεία με αυξημένες ή χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, βλ. ΕΚ.Σ 2000 και ΕΑΚ 2000).

β) Ο λόγος VR / VS για το σύνολο αυτών των νέων στοιχείων είναι τουλάχιστον ίσος με 0,75 σε κάθε όροφο και προς κάθε κατεύθυνση, όπου VR είναι η συνολική τέμνουσα δύναμη αντοχής των νέων στοιχείων ($\sum VR_{d3,i}$) και VS είναι η δρώσα τέμνουσα δύναμη. Στις περιπτώσεις όπου $0,60 \leq VR / VS \leq 0,75$, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές $q' = 4/5q$, υπό την προϋπόθεση πως θα ληφθεί υπόψη συντελεστής $\gamma_{Sd} = 1,10$.

γ) Γίνεται έλεγχος των συνδέσεων των νέων στοιχείων με τον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό, έτσι ώστε αυτές να αποκρίνονται οιονεί – ελαστικώς, και τέλος

δ) Γίνεται έλεγχος των θεμελιώσεων (σε συνεργασία με τα υφιστάμενα πέδιλα), έτσι ώστε να αποκρίνονται και αυτές οιονεί – ελαστικώς, για τον σεισμό σχεδιασμού. Σχετικώς, οι προηγούμενες απαιτήσεις «γ» και «δ» θεωρείται ότι ικανοποιούνται αν ο σχεδιασμός των συνδέσεων και θεμελιώσεων γίνει για εντατικά μεγέθη επαυξημένα κατά τον συντελεστή $\gamma_{Sd} = 1,35$ (. q^*).

4.3.2.20 ΤΟΠΙΚΟΙ ΔΕΙΚΤΕΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ m

Η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα, στις κρίσιμες περιοχές δομικών στοιχείων, εκτιμάται μέσω των δεικτών m.

Οι τιμές των τοπικών δεικτών m πρέπει να εκλέγονται και να βαθμονομούνται έτσι ώστε ο αντίστοιχος ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς για το σύνολο του δομήματος να μη έχει τιμή που αφήσεται περισσότερο του 15% .

Για πρωτεύοντα στοιχεία : $dd \cdot 0,50(dy + du) / \gamma Rd$. Για δευτερεύοντα στοιχεία : $dd \cdot du / \gamma Rd$. Για τοιχοπληρώσεις : $dd \cdot du / \gamma Rd$.

Για πρωτεύοντα στοιχεία : $dd \cdot du / \gamma Rd$. Για δευτερεύοντα στοιχεία: $dd \cdot du / \gamma Rd$. Για τοιχοπληρώσεις : $dd \cdot du / \gamma Rd$.

Στις περιπτώσεις κατά τις οποίες μεταξύ γειτονικών κτιρίων δεν υπάρχει απόσταση μεγαλύτερη του εύρους του αντισεισμικού αρμού (πλήρους διαχωρισμού), όπως αυτός ορίζεται στον ΕΑΚ.

Στην στάθμη επιτελεστικότητας (Α), «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό», ο φέρων οργανισμός (αλλά και ο οργανισμός των τοιχοπληρώσεων) αναμένεται να έχει σχεδόν οιονεί – ελαστική συμπεριφορά και να μη αναπτύξει μετελαστικές παραμορφώσεις (σχεδόν σε κανένα δομικό στοιχείο) ή έντονες βλάβες.

Στην ενδιάμεση στάθμη επιτελεστικότητας (Β), «Προστασία ζωής», ο φέρων οργανισμός επιτρέπεται να αναπτύξει σημαντικές και εκτεταμένες μμετελαστικές παραμορφώσεις, αλλά πρέπει να διαθέτει επαρκή και αξιόπιστα περιθώρια έναντι ενδεχόμενης εξάντλησης των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας.

Στην στάθμη επιτελεστικότητας (Γ), «Αποφυγή κατάρρευσης», ο φέρων οργανισμός αναπτύσσει μεγάλες μμετελαστικές παραμορφώσεις και επιτρέπεται να φθάσει ακόμη και σε εξάντληση των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας, για πολλά δομικά στοιχεία, βεβαίως χωρίς να καταρρεύσει υπό τα φορτία βαρύτητας.

α) Υφιστάμενα υλικά

Η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με την μέση τιμή, για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων, ή την μέση τιμή μειωμένη κατά μία τυπική απόκλιση, για έλεγχο σε όρους δυνάμεων.

Η μέση (και συχνότερη, μάλλον) τιμή, για συγκεκριμένο δομικό στοιχείο (ή ομάδα ομοειδών στοιχείων), είναι η διαπιστωμένη "ονομαστική" (μετρημένη), κατά τα προβλεπόμενα στο σχετικό Κεφ. 3, ενώ η ονομαστική τυπική απόκλιση εξαρτάται κυρίως από το είδος του υλικού, καθώς και την ποιότητα και την περίοδο κατασκευής.

Όταν δεν διατίθεται ακριβέστερα στοιχεία, και ανεξαρτήτως της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων (ΣΑ.), οι τυπικές αποκλίσεις αντοχών των υλικών (ανηγμένες ως προς τις μέσες και συχνότερες τιμές) μπορούν να εκτιμηθούν εξής:

- Τοιχοπληρώσεις $s/f m = 0,20 \cdot 0,40$
- Σκυροδέματα $s/f m = 0,10 \cdot 0,20$
- S 220 $s/f m = 0,10$
- Παλιότεροι νευροχάλυβες $s/f m = 0,08$
- Νεότεροι νευροχάλυβες $s/f m = 0,06$.

Για υλικά με αυξημένη διασπορά αντοχών (τοιχοπληρώσεις και σκυρόδεμα), η τιμή της τυπικής απόκλισης της αντοχής που θα εισαχθεί στους υπολογισμούς θα εξαρτηθεί από την γενικότερη ποιότητα κατασκευής του έργου, την ομοιομορφία κ.λπ την κρίση του Μηχανικού.

β) Προστιθέμενα υλικά

Η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με την μέση τιμή, για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων, ή την χαρακτηριστική τιμή (όπως προβλέπεται από τους οικείους Κανονισμούς), για έλεγχο σε όρους δυνάμεων.

Η μέση τιμή αντοχής, για σύγχρονα, συνήθη και "συμβατικά" υλικά, μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής, με βάση την χαρακτηριστική τιμή:

- Τοιχοπληρώσεις $f_m = \min (1,5 f_k , f_k + 1,5 \text{ MPa})$
- Σκυροδέματα $f_m = \min (1,2 f_k , f_k + 5,0 \text{ MPa})$
- Χάλυβες B500(C ή A) $f_m = (1,10 \text{ ή } 1,05) f_k$, για $\Phi . 16 \text{ ή } 18 \text{ mm}$, αντιστοίχως.

Ο ενιαίος (καθολικός) δείκτης συμπεριφοράς q ενός δομήματος, διαμορφώνεται από το γινόμενο του παράγοντος υπεραντοχής q_u και του παράγοντος πλαστιμότητας q_p δηλ. ισχύει :

$$q = q_u \cdot q_p$$

Σχετικώς, υπενθυμίζεται πως οι τιμές του q ενός δομήματος, στον οποίο συμπεριλαμβάνεται και η ευνοϊκή επιρροή της υστερητικής απόσβεσης, μπορεί να είναι διαφορετικές για τις διαφορετικές κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, αναλόγως του δομητικού συστήματος και της ιδιοπεριόδου, αλλά η κλάση (και η κατηγοριοποίηση από άποψη) πλαστιμότητας θα είναι η ίδια, ανεξαρτήτως διεύθυνσης (κατά την οποία διατάσσονται τα πλαίσια ή/και τοιχία του δομήματος). (α) Ο παράγων υπεραντοχής (q_u), που εκφράζεται σε όρους δύναμης, ισούται με τον λόγο της σεισμικής δύναμης (τέμνουσας βάσεως) V_u που οδηγεί σε γενικευμένη διαρροή πολλών δομικών στοιχείων (έναρξη μηχανισμού ορόφου, με κίνδυνο γενικής αστάθειας) ως προς την δύναμη V_1 που οδηγεί σε διαρροή (γενικώς υπό κάμψη) του πρώτου δομικού στοιχείου (οποιοδήποτε, αλλά κυρίως πρωτεύοντος και μάλιστα του «κρίσιμου» ορόφου, βλ. την επόμενη § δ). Ο παράγων αυτός, εξαρτάται από το δομητικό σύστημα και την κανονικότητά του σε κάτοψη, από την υπερστατικότητα και την δυνατότητα ανακατανομής της έντασης και (γενικότερα) από τα διαθέσιμα αποθέματα αντίστασης (αντοχής) του κτιρίου μετά την εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης και μέχρι την έναρξη δημιουργίας μηχανισμού (ορόφου). Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, μπορεί να γίνει – όσο αφορά τον παράγοντα q_u – χρήση των προβλέψεων και διατάξεων του EC8 καταρχήν.

Για τους σκοπούς του παρόντος Κανονισμού, όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, είναι δυνατή η χρήση του επόμενου Πίνακα ο οποίος έχει συνταχθεί με βάση τις τιμές που συνιστά ο EC8.

Σύστημα α_{μ} ($= V_u/V_1$) (1)

1 Συστήματα αναστραμμένου εκκρεμούς ή στρεπτικώς ευαίσθητα 1,00

Συστήματα τοιχείων ή πλαισίων Κανονικότητα σε κάτοψη (2)

Ναί Όχι (3)

2 Συστήματα τοιχίων Μόνον 2 μή- συζευγμένα τοιχία ανά διεύθυνση, ασχέτως πλήθους ορόφων Περισσότερα των 2 μή- συζευγμένα τοιχία ανά διεύθυνση, ασχέτως πλήθους ορόφων Οποιαδήποτε συζευγμένα ή μικτά συστήματα (ισοδύναμα τοιχία, >50%) 1,00 1,10 1,20 1,00 1,05 1,10

3 Συστήματα πλαισίων $\eta = 1$ (η : αριθμός ορόφων, υπέρ το υπόγειο αν υπάρχει) $\eta \cdot 2$, δίστυλα $\cdot 2$, πολύστυλα ή μικτά συστήματα (ισοδύναμα πλαίσια, >50%) 1,10 1,20 1,30 1,05 1,10 1,15

(1) Στον EC8, η τιμή V_u/V_1 παρουσιάζεται ως α_{μ}/α_1 , δηλ. ως πηλίκον των αντίστοιχων ανηγμένων επιταχύνσεων.

(2) Για την κανονικότητα σε κάτοψη

(3) Απλοποιητικώς, κατά EC8, η υπεραντοχή μή- κανονικών (σε κάτοψη) κτιρίων, σε σχέση με αυτήν αντίστοιχων κανονικών, δίνεται από την σχέση :

$$(V_u/V_1)_{\text{MH-K}} = [1 + (V_u/V_1) K] : 2.$$

Πάντως, οι τιμές του Πίνακα, ισχύουν για σύγχρονα κτίρια (μμελετημένα και κατασκευασμένα με σύγχρονους Κανονισμούς), με σύγχρονους κρατυνόμενους και όλκιμους (και συγκολλησίμους χωρίς προϋποθέσεις) χάλυβες, γενικώς B500C (ή έστω S500s), με μέσες τιμές $f_t/f_y \cdot 1.20$ και $\epsilon_u \cdot 10\%$.

Για παλαιότερα κτίρια, με χάλυβες προηγούμενων γενεών, απαιτείται γενικώς κατάλληλη προσαρμογή. Αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν για παλαιότερα κτίρια να εφαρμοστούν πολλαπλασιαστικοί συντελεστές λ όσο αφορά τις τιμές του Πίνακα, αναλόγως του χάλυβα των διαμήκων οπλισμών των πρωτευόντων στοιχείων (υπό σεισμόν), ως εξής :

- Για παλαιότερο χάλυβα Still ή S200, με $f_t/f_y \cdot 1.40$ και $\epsilon_u \cdot 10 \cdot 12\%$, $\lambda = 1,1$
- Για παλαιότερους χάλυβες, υψηλής αντοχής, με $f_{yk} = 400$ ή 500 MPa, χειρότερους από άποψη κράτυνσης ($f_t/f_y \cdot 1,10$) και ολκιμότητας ($\epsilon_u \cdot 5\%$), $\lambda = 0,9$,

Για αποδεδειγμένα «ψαθυρότερους» χάλυβες (π.χ. ψυχρής κατεργασίας), συνιστάται να λαμβάνεται $q_u=1$.

Πάντως, συνιστάται τελική τιμή $1,0 \cdot q_u \cdot 1,5$, ανεξαρτήτως δομητικού συστήματος, ποιότητας χαλύβων, μεθόδου ανάλυσης κ.λπ.

(α) Ο παράγων πλαστιμότητας (q_p), που εκφράζεται σε όρους παραμόρφωσης π.χ. μετακίνησης, ισούται με τον λόγο της οριακής παραμόρφωσης αστοχίας (αναλόγως της στάθμης επιτελεστικότητας) ως προς την παραμόρφωση γενικευμένης διαρροής, έναρξης δημιουργίας μηχανισμού (ορόφου), με μετακινήσεις (πλευρικές ή οριζόντιες μεταθέσεις) αναφερόμενες στην κορυφή του κτιρίου ή στην περιοχή εφαρμογής της συνολικής συνιστάμενης (οριζόντιας) σεισμικής δύναμης .

Και αυτός ο παράγων, δηλ. κατά προσέγγιση ο δείκτης πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεων για το συνολικό κτίριο, εξαρτάται από το δομητικό σύστημα και την κανονικότητά του σε τομή (καθ' ύψος, αυτή τη φορά), καθώς και από την ικανότητα παραμόρφωσης και κατανάλωσης ενέργειας μέσω της ανακυκλιζόμενης μετελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους (πρωτευόντων) δομικών στοιχείων και μάλιστα του «κρίσιμου» ορόφου.

(β) Μέσω αυτής της «αποσύζευξης» μεταξύ του q_u (υπεραντοχή συνόλου) και του q_p (πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων για το συνολικό δόμημα), είναι δυνατή η εκτίμηση

(i) της απαιτούμενης πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεως ή στροφής χορδής σε επίπεδο ορόφου (π.χ. του «κρίσιμου»), και μέσω αυτής,

(ii) της απαιτούμενης πλαστιμότητας (σε όρους d ή θ , ή $1/r$) για τα επιμέρους (πρωτεύοντα, κυρίως) φέροντα στοιχεία του ορόφου. Αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα και λεπτομερέστερα στοιχεία, μπορεί να υιοθετηθεί η λογική και μεθοδολογία κατά τα επόμενα :

(i) Η τιμή του q_p μεταβάλλεται αναλόγως της ιδιοπεριόδου του κτιρίου. Για πολύ μικρές T , δηλ. για απόκριση υπό ίση (πρακτικώς) επιτάχυνση, ισχύει $q_p \sim 1$, ενώ για μεγαλύτερες T (μετά την κορυφή, το μέγιστο του φάσματος επιταχύνσεων), δηλ. για απόκριση υπό ίση (πρακτικώς) μετακίνηση, ισχύει $q_p \sim \mu_d = \mu_\theta$. Έτσι, η σχέση q_p και μ_d (για το σύνολο), αναλόγως της ιδιοπεριόδου του κτιρίου, μπορεί να εκφραστεί ως εξής :

-Για $T < T_2$ $\mu_d = 1 + T_2/T (q_p - 1)$, ενώ

-Για $T > T_2$ $\mu_d = q_p$,

όπου T_2 είναι η τιμή της χαρακτηριστικής περιόδου του τέλους της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και της έναρξης του κατιόντος κλάδου του φάσματος (ελαστικού ή σχεδιασμού) επιταχύνσεων (βλ. ΕΑΚ 2000), και T είναι η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος του κτιρίου κατά την εξεταζόμενη κύρια διεύθυνσή του (χ ή γ), δηλ. T_χ ή T_γ , για $q_{p\chi}$ ή $q_{p\gamma}$, αντιστοίχως.

(ii) Η τιμή του μ_d (για το σύνολο), μπορεί να «μμεταφρασθεί» σε απαιτούμενη πλαστιμότητα του «κρίσιμου» ορόφου, σε όρους μμετακίνησης ή στροφής χορδής, μ_d , $\mu_\theta \sim \mu_\theta$, μ_θ . -Για κανονικά καθ' ύψος κτίρια, με ομοιόμορφη κατανομή και διασπορά των αντιστάσεων αλλά και των ανελαστικών απαιτήσεων, όπως π.χ. συμβαίνει σε κτίρια με επαρκή και ικανά τοιχία ή πλαίσια σχεδιασμένα ικανοτικώς (στους κόμβους), έτσι ώστε να εξασφαλίζεται (με αξιοπιστία) δημιουργία οιονεί – πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα δοκών (ή έστω και σε λίγα άκρα στύλων καθ' ύψος), «κρίσιμος» όροφος είναι εν γένει το ισόγειο, και ισχύει :

$$\mu_\theta, \mu_\theta (= \mu_d, \mu_\theta) \sim \mu_d, \mu_d = f(q_p), \text{ βλ. (i).}$$

-Για μή- κανονικά καθ' ύψος, κτίρια, με ενδεχόμενον τον σχηματισμό «μηχανισμού ορόφου» σε έναν ή περισσότερους γειτονικούς ορόφους, σε ύψος h , η απαιτούμενη πλαστιμότητα αυτού του «κρίσιμου» ορόφου είναι σαφώς μεγαλύτερη αυτής για κανονικά κτίρια, κατά τα προηγούμενα. Για μή- κανονικότητα που δεν οφείλεται σε πιλοτή (βλ. τα επόμενα), αναλόγως δε του ύψους h όπου αναμένεται ο «μηχανισμός ορόφου», μπορεί να θεωρηθεί πως ισχύει :

$$\mu_{\theta, \text{or}} (= \mu_d, \text{or}) \sim \mu_d \cdot H \cdot 1,5 \mu_d, \mu_d = f(\text{qπ}), \text{βλ. (i)} \cdot h$$

-Για κτίρια τύπου πιλοτής, με «μαλακό» (ή «ασθενές» ή «ανοικτό») ισόγειο, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η προηγούμενη προσέγγιση για μή- κανονικά καθ' ύψος κτίρια με κατάλληλες τροποποιήσεις. Έτσι, για ύψος εφαρμογής της συνολικής συνισταμένης (οριζόντιας) σεισμικής δύναμης $H_{\text{eff}} \sim 0,50H$, σε αντίθεση με ύψος εφαρμογής για κανονικά κτίρια $H_{\text{eff}} \sim 0,65 H$ (. $0,80 H$, για σημαντική επιρροή των ανωτέρων κανονικών μορφών, για υψηλά κτίρια), μπορεί να θεωρηθεί πως ισχύει :

$$\mu_{\theta, \text{πλ}} (= \mu_d, \text{πλ}) \sim \mu_d \cdot H_{\text{eff}} \sim \mu_d \cdot H/2 \sim \eta/2 \cdot \mu_d \cdot 1,5 \mu_d, \mu_d = f(\text{qπ}), \text{βλ. (i)}, h_s H/n$$

όπου η το πλήθος των ορόφων, περιλαμβανομένης της πιλοτής, και h_s το ύψος της πιλοτής / του ισογείου.

Σημείωση Κατά τον EC8, για μή- κανονικά καθ' ύψος κτίρια, εκτός πιλοτής, έχει υιοθετηθεί απλούστερη προσέγγιση, ως εξής :

$$\mu_{\theta, \text{or}} (= \mu_d, \text{or}) \sim \kappa \cdot \mu_d, \mu_d = f(\text{qπ}), \text{με}$$

$\kappa = 1,00$ για κανονικά κτίρια, και

$\kappa = 1,25$ για μή- κανονικά κτίρια (αντί $\kappa = H/h \cdot 1,5$).

(iii) Η τιμή του $\mu_{\theta, \text{βop}} (= \mu_d, \text{or})$, μπορεί να «μμεταφρασθεί» σε απαιτούμενη πλαστιμότητα (σε όρους καμπυλοτήτων, $\mu_{1/r}$) των κρίσιμων περιοχών των πρωτευόντων φερόντων στοιχείων του ορόφου, δηλ. των στοιχείων με την μεγαλύτερη συμμετοχή στην ανάληψη της σεισμικής δύναμης, με προϋπόθεση (βεβαίως) πως η συμπεριφορά τους είναι πλάστιμη, υπό M/N (και όχι ψαθυρή, υπό V), δηλ. πως θα αναπτύξουν οιονεί πλαστικές (και όχι θραυστικές) αρθρώσεις στα άκρα τους, με $V_{R, \text{red}} \cdot 1,15 V_{MR} = 1,15 \cdot M_{R/LS}$ (και όχι

$V_{MR} \cdot 0,85 \cdot M_R = 0,85 \cdot M_R / L_S$, αντιστοίχως), με $L_S (= a_s \cdot h)$ το μήκος διάτμησης (όπου a_s ο λόγος διάτμησης), και $L_S \sim (0,35 \cdot 1,00) \cdot L$ για υποστυλώματα (ή $L_S \sim 0,5 \cdot L$ για δοκούς).

Σχετικώς, η $\mu_{1/r}$ ορίζεται ως το πηλίκον της καμπυλότητας στο 85% της M_u (μετά την M_u) ως προς την καμπυλότητα στην διαρροή (M_y).

(iv) Έτσι, μέσω του επιθυμητού ή στοχευόμενου ενιαίου δείκτη q ($= q_u \cdot q_p$), μπορούν να εκτιμηθούν οι απαιτούμενοι δείκτες πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων ($\mu_{1/r}$) των κρίσιμων περιοχών των κύριων δομικών στοιχείων του κτιρίου (στον «κρίσιμο» όροφό του), ή αντιστρόφως (υπό προϋποθέσεις).

(δ) Για τους σκοπούς του παρόντος Κανονισμού, δηλαδή για την αποσύζευξη και εκτίμηση των επιμέρους δεικτών που διαμορφώνουν τον q , ως «κρίσιμος» όροφος θεωρείται (και είναι) ο πλέον υπερκαταπονούμενος όροφος του δομήματος, όσο αφορά – κυρίως – τα πρωτεύοντα στοιχεία του. Σχετικώς, «κρίσιμος όροφος» είναι το ισόγειο, ιδίως αν πρόκειται για «ανοικτόν όροφον», δηλ. με ελάχιστες πλινθοπληρώσεις ή υαλοστάσια κλπ, τύπου πιλοτής. Όμως, «κρίσιμος» ενδέχεται να είναι και ανώτερος όροφος του κτιρίου, π.χ. σε περιπτώσεις έντονης αλληλόδρασης μεταξύ διπλανών κτιρίων, με ανεπαρκές εύρος (αντισεισμικού) αρμού και κίνδυνον κρούσης.

(ε) Σχετικώς με τα θέματα κανονικότητας και τις ιδιαιτερότητες σε περιπτώσεις πλινθοπληρωμένων κτιρίων (κυρίως με πλαίσια και όχι με τοιχεία), ισχύουν τα εξής (βλ. EC8):

-Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η αυξημένη αβεβαιότητα που σχετίζεται με τις αντιστάσεις των φατνωμάτων, την επιρροή των ανοιγμάτων, την σφήνωση προς τον σκελετό, την ενδεχόμενη «αλλοίωση» (ή τροποποίηση, καθαίρεση κ.λπ.) κατά τη μακρόχρονη χρήση των κτιρίων, τις ανομοιόμορφες βλάβες υπό σεισμόν κ.λπ.

-Πρέπει να λαμβάνονται κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα για τον περιορισμό των βλαβών, ιδίως σε περιπτώσεις μεγάλων ανοιγμάτων ή λυγερών φατνωμάτων (με h/t ή $l/t > 15$), όπως η διάταξη συνδέσμων, πλεγμάτων, διαμπερών διαζωμάτων κ.λπ. -Επισημαίνεται πως, κατά την απαγορεύεται, γενικώς, να λαμβάνονται υπόψη ή όχι οι τοιχοπληρώσεις, επιλεκτικώς, π.χ. από όροφον ή/και από θέση σε θέση του κτιρίου -Πρέπει να λαμβάνεται

υπόψη τόσο η ενδεχόμενη γενική όσο και τοπική επιρροή τους, ιδιαιτέρως αν είναι δυσμενείς -Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ενδεχόμενη επιρροή των πλινθοπληρώσεων όσο αφορά θέματα μή κανονικότητας σε κάτοψη ή τομή.

Όσο αφορά την κάτοψη :

Σε ορισμένες περιπτώσεις ασύμμετρης διάταξης, επιβάλλεται παραμετρική διερεύνηση της επιρροής των πλινθοπληρώσεων με συνεκτίμηση ορισμένων και όχι όλων των φατνωμάτων ή/και σημαντική επαύξηση της τυχηματικής εκκεντρότητας ορόφου υπό σεισμό.

Όσο αφορά την τομή :

Σε δυσμενείς περιπτώσεις «ανοικτών» ορόφων ή απομείωσης των τοίχων, επιβάλλεται επαύξηση των εντατικών μεγεθών κατά τον πολλαπλασιαστικό συντελεστή

$$n = 1 + .VRW / \Sigma VSd \cdot q, >1,1$$

ο συντελεστής αυτός έχει τιμές μεγαλύτερες του 1,1,

όπου,

VRW είναι η ενδεχόμενη απομείωση της συνολικής διατμητικής αντίστασης των τοιχοπληρώσεων και ΣVSd είναι η συνολική δρώσα τέμνουσα δύναμη για όλα τα πρωτεύοντα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, ανά όροφο.

Οι έλεγχοι ασφαλείας μπορούν να παρουσιασθούν εποπτικώς κατά το συνημμένο σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς, αναλόγως της στάθμης επιτελεστικότητας (Α έως και Γ) και του ελέγχου σε όρους δυνάμεων (μέσω του q ή των m) ή παραμορφώσεων (μέσω της παραμόρφωσης σχεδιασμού, $dd \cdot \theta d$).

Όσο αφορά τα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς στην φάση εξασθένησης της αντίστασης των στοιχείων, μετά την οιονεί-αστοχία (F_u και u_u), η οποία ενδιαφέρει μόνον για αναλύσεις και ελέγχους με μή- γραμμικές (ανελαστικές) μεθόδους, και –μάλιστα –μόνον για δομικά στοιχεία με σαφώς πλάστιμη συμπεριφορά, και μόνον για στάθμη επιτελεστικότητας Γ, «Αποφυγή κατάρρευσης»,

- Η απομένουσα αντίσταση F_{res} , που είναι πολύ δύσκολο να εκτιμηθεί, μπορεί να λαμβάνεται ίση με ποσοστό της οριακής αντοχής του στοιχείου $F_u (=F_y)$, δηλ. $F_{res} = \alpha \cdot F_y$. Για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, το ποσοστό α μπορεί να ληφθεί ίσο με 25%.
- Η μέγιστη παραμόρφωση d_{max} , υπό την οποία επέρχεται πλήρης απώλεια των αντιστάσεων του στοιχείου, και υπό τα φορτία βαρύτητας, δεν μπορεί να εκτιμηθεί με αξιοπιστία. Πάντως, μπορεί να θεωρηθεί το πολύ ίση με το διπλάσιο της παραμόρφωσης αστοχίας. Για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, και μόνον για λόγους προσέγγισης της απόκρισης του όλου κτιρίου μετά την διαδοχική οιονεί-κατάρρευση επιμέρους στοιχείων του (δευτερευόντων, κυρίως), ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής β μπορεί να ληφθεί ίσος με 1,5.
- Για υφιστάμενες, συνήθεις και άοπλες τοιχοπληρώσεις, με κατ' εξοχήν ψαθυρή συμπεριφορά, δεν τίθεται θέμα κλάδου μετά την αστοχία. Αυτά τα δομικά στοιχεία ελέγχονται σε όρους δύναμης ή παραμόρφωσης, μόνον για τις στάθμες επιτελεστικότητας Α και Β. Για την στάθμη Γ, «Αποφυγή κατάρρευσης», δεν συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα (και βεβαίως, δεν ελέγχονται), βλ. § 7.4. Ομως, η ενδεχομένως δυσμενής, γενική ή τοπική, επιρροή τους, οφείλει πάντοτε να ελέγχεται, ή πρέπει να λαμβάνονται μέτρα περιορισμού της, βλ. § 5.9. Μόνον οπλισμένες τοιχοπληρώσεις, υφιστάμενες (μετά από ενίσχυσή τους) ή προστιθέμενες, και μάλιστα υπό προϋποθέσεις, κατά το Κεφ. 8, μπορούν να ληφθούν υπόψη μετά την αστοχία, κατά τα προηγούμενα, με $\alpha=0,25$ και $\beta=1,5$ (όπως και για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος).

Παρατηρήσεις

- 1) Για τα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία : Η οριακή παραμόρφωση σχεδιασμού (dd), ακόμη και για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ, είναι μικρότερη αυτής που αντιστοιχεί στην οιονεί-αστοχία (du), και μάλιστα με ικανοποιητική αξιοπιστία, που εκφράζεται μέσω του γ_{Rd} .
- 2) Για τα δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία : Γι' αυτά τα στοιχεία, γίνεται αποδεκτός μεγαλύτερος βαθμός βλάβης (υπό σεισμόν) απ' ότι για τα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία, αναλόγως και του αν πρόκειται για κατακόρυφα ή οριζόντια φέροντα στοιχεία, για τιμές dd που διαμορφώνονται μέσω του γ_{Rd} . Σχετικώς, οριζόντια δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία

(και μόνον), επιτρέπεται να μή συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα και να μή ελέγχονται ,στην στάθμη επιτελεστικότητας B και, κυρίως, Γ.

3) Για τις τοιχοπληρώσεις : Βλ. σχετική αναφορά στα προηγούμενα αυτού του Παραρτήματος.

4) Για τους συντελεστές γ_{Rd} , που διαμορφώνουν τις τιμές των παραμορφώσεων σχεδιασμού (dd) : Οι τιμές τους είναι εν γένει διαφορετικές, αναλόγως της στάθμης επιτελεστικότητας (ΒήΓ) και του είδους του ελεγχόμενου δομικού στοιχείου. Για την στάθμη A, $\gamma_{Rd}=1$. Γενικώς, οφείλουν να εκλέγονται έτσι ώστε οι τιμές dd (ή θd) να αντιστοιχούν στις μέσες μείον μια τυπική απόκλιση.

5) την απλοποιημένη ανελαστική στατική ανάλυση (βλ. Κεφ.5),οπότε εν γένει χρησιμοποιούνται διγραμμικά σκελετικά διαγράμματα ,κατά τα προηγούμενα, επιτρέπεται να μή προσομοιώνεται αμέσως ή φάση εξασθένησης της αντίστασης.

Οι απαιτήσεις και προβλέψεις των Κανονισμών για νέες κατασκευές δεν είναι πάντα εφικτό να καλύπτουν τις ανάγκες οι οποίες υπηρετούνται από τους Κανονισμούς που αφορούν υφιστάμενες κατασκευές. Γι' αυτό, προκειμένου περί υφισταμένων κατασκευών, είναι θεμιτό (και ενίοτε σκόπιμο) να εισάγονται και πρόσθετες έννοιες, απαιτήσεις και προβλέψεις, πάντοτε βεβαίως στο πλαίσιο των ίδιων βασικών αρχών.

Η ελαστική στατική ανάλυση αντιστοιχεί στην «απλοποιημένη φασματική μέθοδο» του ΕΑΚ, ενώ η ελαστική δυναμική ανάλυση στην «δυναμική φασματική μέθοδο». Οι όροι που χρησιμοποιούνται στον παρόντα Κανονισμό επελέγησαν ώστε να διευκολύνεται η αναφορά στις ανελαστικές (μή- γραμμικές ως προς τους καταστατικούς νόμους των υλικών) μεθόδους.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ

5.1. ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ

Ο στόχος της αποτίμησης υφιστάμενης κατασκευής είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς της και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες κανονισμούς , ενώ του ανασχεδιασμού

η αύξηση της φέρουσας ικανότητας, σε περίπτωση που οι προαναφερθείσες απαιτήσεις δεν ικανοποιούνται. Στην παρούσα εργασία υλοποιείται η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός της συγκεκριμένης κατασκευής εφαρμόζοντας τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενός κτιρίου μπορούν να χρησιμοποιηθούν ελαστικές και ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης. Το πεδίο εφαρμογής κάθε μεθόδου ανάλυσης συναρτάται με την εκπλήρωση μίας σειράς προϋποθέσεων, κανονικότητας κυρίως, οι οποίοι ορίζονται αναλυτικά στο 5ο κεφάλαιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου σχετίζεται, εκτός των άλλων, με την ακρίβεια των δεδομένων που συγκεντρώνονται για το υφιστάμενο δόμημα.

Οι μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ανάλυση είναι:

- ⤴ Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση, υπό αυστηρές προϋποθέσεις κανονικότητας του κτιρίου και ανεξαρτήτως της αξιοπιστίας των δεδομένων
- ⤴ Ελαστική δυναμική ανάλυση, υπό κάπως λιγότερο αυστηρές προϋποθέσεις κανονικότητας του κτιρίου, ανεξαρτήτως της αξιοπιστίας δεδομένων
- ⤴ Ανελαστική στατική ανάλυση, χωρίς σημαντικές προϋποθέσεις κανονικότητας του κτιρίου και με τουλάχιστον επαρκή αξιοπιστία δεδομένων, και
- ⤴ δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας), χωρίς προϋποθέσεις κανονικότητας του κτιρίου και με ικανοποιητική αξιοπιστία δεδομένων.

Συγκεκριμένα, κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ η ελαστική ανάλυση δεν επιτρέπεται εάν η μέγιστη τιμή του λόγου S_d / R_d σε όλο το κτίριο είναι πάνω από 2.5.

Επισημαίνεται ότι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ οδηγεί σε οικονομικότερα συμπεράσματα για την αποτίμηση ή την ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων όταν η ανάλυση είναι ανελαστική.

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η ανελαστική στατική «PUSHOVER» ανάλυση.

Στην συνέχεια δίνονται κάποιοι απαραίτητοι για την κατανόηση του κειμένου ορισμοί:

- ✦ Με τον όρο **δομητική επέμβαση** νοείται οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την επιθυμητή μεταβολή των υφιστάμενων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει ως συνέπεια την τροποποίηση της απόκρισής του (§2.3.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ.) .
- ✦ Με τον όρο **επισκευή** νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προς της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα (§2.3.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ.).
- ✦ Με τον όρο **ενίσχυση** νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού (§2.3.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ.) .
- ✦ Ο όρος « **φέρων οργανισμός** » χρησιμοποιείται εδώ με την κλασική του έννοια και αντιστοιχεί στο σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Αναλόγως, ο όρος « **μη φέρων οργανισμός** » αντιστοιχεί στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων. Επισημαίνεται ότι οι παραπάνω όροι δεν είναι ταυτόσημοι με τους όρους «κύρια» και «δευτερεύοντα στοιχεία» (§2.2.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ.) .
- ✦ Ως **κύρια** εν γένει θα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία. Τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία ή επιμέρους φορείς θα χαρακτηρίζονται ως **δευτερογενή** (§2.4.3.4, ΚΑΝ.ΕΠΕ.) . Στην περίπτωση βέβαια κατά την οποία ως στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού έχει επιλεγεί η άμεση χρήση μετά τον σεισμό, η παραπάνω διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία δεν επιτρέπεται.

5.2. ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Η αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων ακολουθεί τις παρακάτω σχέσεις (§2.1.4.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

- ✦ Όταν ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη μόνον κατακόρυφων φορτίων, η αποτίμηση του μπορεί να γίνεται με βάση απλές, συντηρητικές μεθόδους.
- ✦ Όταν, αντίθετα, ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη τόσο των κατακόρυφων όσο και σεισμικών φορτίων, πρέπει να γίνεται αποτίμηση του με βάση αναλυτικές μεθόδους, όπως ειδικότερα ορίζεται στο Κεφάλαιο 5 και τις αρχές της §2.1.4.1.β του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

5.3. ΑΡΧΕΣ ΛΗΨΗΣ ΑΠΟΦΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟ

Σύμφωνα με την §2.3.3.1. του ΚΑΝ.ΕΠΕ., με βάση τα συμπεράσματα από την αποτίμηση του δομήματος καθώς και από την φύση και την έκταση των βλαβών ή φθορών, εάν υπάρχουν, λαμβάνονται αποφάσεις επεμβάσεων με στόχο αφενός μεν την ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού, αφετέρου δε την ελαχιστοποίηση του κόστους και την εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών κ.λ.π.

Για την επιλογή αυτή πρέπει να συνεκτιμάται και η οικονομική αξία του δομήματος, τόσο πριν όσο και μετά τις επεμβάσεις. Η επιλογή του τύπου, της τεχνικής, της έκτασης και του επείγοντος της επέμβασης θα γίνεται και με βάση τεχνικά κριτήρια σχετιζόμενα με τη διαπιστωθείσα κατάσταση του κτιρίου, καθώς και με τη μέριμνα για όσο γίνεται μεγαλύτερη ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας (πλαστιμότητα) μετά την επέμβαση.

Λαμβάνοντας υπ'όψιν τα παραπάνω, οι στρατηγικές που ακολουθήθηκαν στην παρούσα εργασία στη φάση ανασχεδιασμού αποσκοπούν σε:

- ✦ αύξηση της αντοχής του κτιρίου
- ✦ αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου

5.4. ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ)

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικό-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες « στάθμες επιτελεστικότητας » υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού δεν είναι κατ' ανάγκη ίδιοι. Οι στόχοι ανασχεδιασμού ενδέχεται να είναι υψηλότεροι από τους στόχους αποτίμησης.

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίνακας 4.1) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μίας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μίας σεισμικής δράσης, με δεδομένη « ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου » (σεισμός σχεδιασμού).

Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. προβλέπονται στόχοι αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνο στον φέροντα οργανισμό. Αντίθετα, δεν προβλέπονται στόχοι για τον μη-φέροντα οργανισμό (§2.2.1.γ, ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής (§2.2.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

- a) « Άμεση χρήση μετά το σεισμό » είναι μία κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές (κυρίως καμπτικού χαρακτήρα) στον φέροντα οργανισμό.
- b) « Προστασία ζωής » είναι μία κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός.
- c) « Οιονεί κατάρρευση » είναι μία κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες σοβαρές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετα, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Ως στάθμη επιτελεστικότητας στην παρούσα εργασία επιλέγεται η « Προστασία ζωής ». Η αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης επιλέγεται 10% εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών. Από τα παραπάνω είναι φανερό ότι τίθεται ως στόχος αποτίμησης ο B1 του Πίνακα. Ο ίδιος στόχος προβλέπεται και για τον ανασχεδιασμό. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο ΕΑΚ2000 προβλέπει το στόχο σχεδιασμού B1

ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΓΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Άμεση χρήση μετά το σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 5.1: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

5.5. ΣΤΑΘΜΕΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

5.5.1 Γενικά

Πριν από οποιαδήποτε μελέτη ή κατασκευή επέμβασης, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφιστάμενος δομήματος, επαρκής σε έκταση και βάθος, ώστε να καταστούν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Για το λόγο αυτό απαιτείται:

- ♣ η αποτύπωση του δομήματος και της κατάστασής του
- ♣ η σύνταξη ιστορικού της κατασκευής και της συντήρησής του
- ♣ η καταγραφή των τυχόν βλαβών
- ♣ και η εκτέλεση επιτόπου διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων.

Η επιζητούμενη κάθε φορά στάθμη αξιοπιστίας των παραπάνω δεδομένων, εξαρτάται από σειρά παραγόντων και επηρεάζει τους υπολογισμούς των δράσεων και των αντιστάσεων.

Η αξιοπιστία των δεδομένων εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως:

- ✦ διαθεσιμότητα εγκεκριμένης μελέτης
- ✦ χρονική περίοδος κατασκευής δομήματος
- ✦ επάρκεια διερεύνησης ποιότητας υλικών και τρόπου δόμησης
- ✦ λεπτομέρειες οπλίσεως, αγκυρώσεων και αναμονές
- ✦ τρόπος κατασκευής, κατάσταση και χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων
- ✦ δυσκολίες στην εκτίμηση των πραγματικών επιτόπου χαρακτηριστικών των υλικών

Για την εκτίμηση της κατάστασης υφιστάμενου δομήματος, θα συλλέγονται δεδομένα από διαθέσιμα δημόσια ή ιδιωτικά αρχεία, από σχετικές υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες και από επιτόπου διερευνήσεις και ελέγχους.

Οι **πληροφορίες** θεωρούνται **υπεύθυνες και αξιόπιστες** (σχόλια §3.7.1.3.ε ΚΑΝ.ΕΠΕ.) όταν:

- διατίθεται φάκελος μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί στην πράξη,
- υπάρχουν αποδείξεις περί συνεχούς επίβλεψης και
- διατίθενται αποτελέσματα δοκιμών σκυροδέματος κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

Ωστόσο, ενδέχεται να είναι δύσκολο να συλλέγουν πάντοτε τόσο λεπτομερείς πληροφορίες. Στις περιπτώσεις αυτές, οι αβεβαιότητες μπορούν να καλύπτονται με την εισαγωγή της έννοιας «**στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων**».

Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφισταμένου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό.

Η Σ.Α.Δ. δεν είναι αναγκαστικώς ενιαία για ολόκληρο το κτίριο. Προσδιορίζονται επιμέρους Σ.Α.Δ. για τις διάφορες επιμέρους κατηγορίες πληροφοριών. Διακρίνονται τέσσερις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.):

- «Υψηλή»
- «Ικανοποιητική»
- «Ανεκτή»
- «Ανεπαρκής».

Ανάλογα με την αξιοπιστία των δεδομένων :

- επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γf για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γsd (βλ. §4.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
- επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γm για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γRd (βλ. §4.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
- επιλέγεται κατάλληλη μέθοδος ανάλυσης και επανελέγχου, κατά το Κεφάλαιο 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για την επιλογή των μεθόδων ανάλυσης θα χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη από τις επιμέρους Σ.Α.: (βλ. §5.7.2 και 5.8.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Συγκεκριμένα ορίζεται ότι:

- ✚ Για τις ελαστικές μεθόδους δεν τίθενται προϋποθέσεις εφαρμογής σχετιζόμενες με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (σχόλια §5.5.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).
- ✚ Συνιστάται όταν εφαρμόζονται οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» Σ.Α.: (§5.7.2 και §5.8.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

5.5.2. Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ποιότητας υφιστάμενου σκυροδέματος

Σύμφωνα με την §3.7.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., θα γίνεται συνδυασμός εμμέσων μεθόδων και πυρηνοληψίας, ώστε να δίνεται η δυνατότητα ελέγχου σε περισσότερες θέσεις, με μεγαλύτερη αξιοπιστία. Επειδή η ακρίβεια των έμμεσων μεθόδων εξαρτάται και από πλήθος τοπικών συνθηκών, επιβάλλεται η παράλληλη λήψη πυρηνών, προκειμένου να γίνεται η βαθμονόμηση των μεθόδων αυτών στο υπόψη δόμημα.

Για μικρά (μέχρι διώροφα) κτίρια, το απολύτως ελάχιστο απαιτούμενο πλήθος πυρήνων είναι $n=3$, από ομοειδή δομικά στοιχεία. Για μεγαλύτερα κτίρια, απαιτούνται τουλάχιστον 3 πυρήνες ανά δύο ορόφους, οπωσδήποτε όμως 3 πυρήνες στον « κρίσιμο όροφο ». Ως **κρίσιμος όροφος**, νοείται εκείνος στον οποίο αναμένεται η δυσμενέστερη καταπόνηση λόγω σεισμού. Στις συνήθεις περιπτώσεις κρίσιμος όροφος είναι ο κατώτερος. Στην παρούσα εργασία η εκτίμηση της ποιότητας του σκυροδέματος έγινε με οπτική παρατήρηση και κρουσιμετρήσεις και γίνεται η παραδοχή ότι η στάθμη αξιοπιστίας είναι « **ικανοποιητική** ».

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην §3.7.1.3.γ ορίζει ότι για να μπορεί η Σ.Α.Δ. να θεωρείται « ικανοποιητική », αρκεί οι θέσεις εφαρμογής των εμμέσων μεθόδων να καλύπτουν ένα μικρότερο αλλά και επαρκές ποσοστό για κάθε είδος δομικού στοιχείου και ειδικότερα:

- το 30% των κατακορύφων στοιχείων
- το 15% των οριζοντίων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες).

5.5.3. Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ποιότητας υφιστάμενου χάλυβα

Σύμφωνα με την §3.7.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., η κατάταξη της κατηγορίας του χάλυβα μπορεί να γίνει με οπτική αναγνώριση, σε συνδυασμό και με την εποχή κατασκευής του κτιρίου. Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του χάλυβα θεωρείται ικανοποιητική.

Κατά την προπολεμική περίοδο οι οπλισμοί των κατασκευών Ο/Σ ήταν αποκλειστικά ράβδοι λείου μαλακού χάλυβα. Οι σκληροί νευροχάλυβες άρχισαν σταδιακά να χρησιμοποιούνται σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος στη χώρα μας περί τα μέσα της δεκαετίας του 60. Το γεγονός αυτό επιβεβαιώθηκε και στο σχολείο που μελετάμε,

καθώς η κατασκευή του πραγματοποιήθηκε το 1974, όπου οι σχετικές τομές αποκάλυψαν σε όλες τις πτέρυγες λείες ράβδους μαλακού χάλυβα τόσο για τον διαμήκη οπλισμό όσο και για τους συνδετήρες. Όποτε στην παρούσα εργασία η Σ.Α.Δ. για το χάλυβα χαρακτηρίζεται « ικανοποιητική ».

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα που θα χρησιμοποιηθούν κατά τον έλεγχο της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων, επιτρέπεται να λαμβάνονται από τα προβλεπόμενα στους αντίστοιχους Κανονισμούς για την κατηγορία χάλυβα που προσδιορίστηκε στα προηγούμενα.

5.5.4. Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων αντοχής τοίχων πλήρωσης

Σύμφωνα με την §3.7.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς των τοιχοποιιών ενδιαφέρουν κυρίως η θλιπτική αντοχή, η διατμητική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, τα παραπάνω χαρακτηριστικά μπορούν να προσδιοριστούν έμμεσα από ημιεμπειρικές σχέσεις, με βάση τα επιμέρους χαρακτηριστικά όπως την αντοχή των λιθοσωμάτων, την αντοχή του κονιάματος, το πάχος των οριζοντίων αρμών, το πάχος και την αντοχή του επιχρίσματος κ.λ.π., σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο Κεφάλαιο 6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για τα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας θεωρείται « ικανοποιητική ». Στην παρούσα εργασία δεν λαμβάνονται υπόψη οι τοιχοποιίες στο υπολογιστικό προσομοίωμα και συνεπώς στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του υφιστάμενου δομήματος.

5.5.5. Στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων

Ως γεωμετρικά δεδομένα θεωρούνται:

- ✦ Το είδος και η γεωμετρία του φορέα της θεμελίωσης
- ✦ Το είδος και η γεωμετρία του φορέα της αναδομής
- ✦ Το είδος και η γεωμετρία των τοιχοπληρώσεων
- ✦ Οι επιστρώσεις, επενδύσεις, κ.λ.π.
- ✦ Η όπλιση

Σε ό,τι αφορά τα γεωμετρικά δεδομένα του δομήματος, η Σ.Α.Δ. εξαρτάται από την προέλευση του δεδομένου και διαφοροποιείται κατά την περίπτωση, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στον Πίνακα 3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σύμφωνα μ' αυτόν τον πίνακα και λαμβάνοντας υπόψη ότι υπάρχουν τα σχέδια της αρχικής μελέτης, η στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων του κτιρίου χαρακτηρίζεται « ικανοποιητική ».

Συνεπώς, ορισμένες κατηγορίες δεδομένων αντιστοιχούν σε υψηλή στάθμη αξιοπιστίας και άλλες σε ικανοποιητική. Τελικά λαμβάνεται η ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων ως η δυσμενέστερη περίπτωση.

5.5.6.Ανακεφαλαίωση σταθμών αξιοπιστίας δεδομένων κατασκευής

Ανακεφαλαιώνοντας τα προηγούμενα, προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

Σ.Α.Δ	
Ποιότητα σκυροδέματος	Ικανοποιητική
Ποιότητα χάλυβα	Ικανοποιητική
Αντοχή τοίχων πλήρωσης	–
Γεωμετρικά δεδομένα	Ικανοποιητική

Πίνακας 4.2: Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων

Τελικά, η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων για την κατασκευή μπορεί να θεωρηθεί , βάση της §4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., « ικανοποιητική »

5.6. ΚΥΡΙΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Ο ορισμός των στοιχείων αυτών δόθηκε ήδη από την §4.1 της παρούσας εργασίας, αλλά θα επαναληφθεί για λόγους πληρότητας. Οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου, καθώς και τα μεμονωμένα δομικά στοιχεία (μέλη) που επηρεάζουν τη δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο, ή που φορτίζονται λόγω των πλευρικών μετακινήσεων του κτιρίου, μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε « κύρια » (ή « πρωτεύοντα ») και « δευτερεύοντα ». Ως κύρια εν γένει θα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία. Τα υπόλοιπα στοιχεία ή επιμέρους φορείς θα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. (§2.4.3.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Η παραπάνω διάκριση είναι δυνητική. Η ειδοποιός διαφορά μεταξύ των δύο κατηγοριών είναι κατά πόσον ένα στοιχείο ή φορέας (π.χ. Πλαίσιο, τοίχωμα) είναι κρίσιμο στην αντίσταση του κτιρίου έναντι κατάρρευσης. Κατά συνέπεια, ως δευτερεύοντα θα χαρακτηρίζονται εν γένει τα στοιχεία που συμβάλλουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων, αλλά δεν συνεισφέρουν σε σημαντικό βαθμό στην αντίσταση έναντι σεισμού, ή ο βαθμός συνεισφοράς τους είναι μάλλον αναξιόπιστος, λόγω χαμηλής δυσκαμψίας ή αντοχής ή πλαστιμότητας (ή και λόγου ανέλεγκτου τρόπου δόμησης)

Η διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία γίνεται για να υπάρχει η δυνατότητα να διαφοροποιούνται οι έλεγχοι (§5.1.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για την κάθε κατηγορία στοιχείων (τα δευτερεύοντα επιτρέπεται να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες από ότι τα πρωτεύοντα στοιχεία). Επίσης κατά την εφαρμογή ελαστικών μεθόδων ανάλυσης, δεν απαιτείται υπολογισμός των δεικτών λ για τα δευτερεύοντα στοιχεία ή τα στοιχεία τοιχοπλήρωσης καθαυτά (σχόλια §5.5.1.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.), παρόλο που τα στοιχεία τοιχοπλήρωσης θεωρούνται κύρια στοιχεία.

Η διάκριση των στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα είναι ιδιαίτερα χρήσιμη (και σκόπιμη) σε περιπτώσεις όπου (§5.1.2, §5.1.3, ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

- Σε έναν καταρχήν επαρκή (από αντισεισμικής πλευράς) φορέα, υπάρχουν μεμονωμένα στοιχεία που είναι πρακτικώς αδύνατο να πληρούν τα κριτήρια επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ., χωρίς όμως η αδυναμία αυτή να συνεπάγεται αναπόφευκτη αδυναμία του φορέα (πρόκειται, ουσιαστικώς, για την παραδοχή αυξημένου βαθμού βλάβης ορισμένων στοιχείων). Ένα τέτοιο παράδειγμα είναι οι δοκοί συζεύξεως τοιχωμάτων και εν γένει οι σχετικά μικρού μήκους δοκοί που συμβάλλουν σε τοιχώματα (εφόσον δεν έχουν οπλιστεί με δισδιαγώνιους οπλισμούς). Τέτοια στοιχεία μπορεί να χαρακτηρισθούν ως δευτερεύοντα και η αποτίμηση της επάρκειας του φορέα να γίνει χωρίς αυτά (π.χ. θεώρηση «αρθρωτής» συνδέσεώς τους με τον κύριο φορέα).

- Κατά τον ανασχεδιασμό του κτιρίου, εφόσον χρησιμοποιούνται νέοι φορείς (τοιχώματα και, σπανιότερα, πλαίσια) οι οποίοι σχεδιάζονται για να αναλάβουν το σύνολο των σεισμικών δράσεων. Ο υφιστάμενος (πριν από την επέμβαση) φορέας μπορεί να χαρακτηρισθεί ως δευτερεύον στοιχείο.

Τα δευτερεύοντα στοιχεία συμπεριλαμβάνονται υποχρεωτικά στο μοντέλο της προκαταρκτικής ανάλυσης που πραγματοποιείται κατά την αποτίμηση βάσει της §5.5.1.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (εννοείται ότι συμπεριλαμβάνονται χωρίς θεώρηση αρθρωτής σύνδεσης με τον υπόλοιπο φορέα).

Απαγορεύεται η επιλεκτική κατάταξη δομικών στοιχείων στην κατηγορία των δευτερευόντων με τρόπο ώστε η μορφολογία του κτιρίου να μετατρέπεται από μη-κανονική σε κανονική. Το ίδιο ισχύει και για τις τοιχοπληρώσεις όταν συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα (§5.4.3 και §5.4.5 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Τελικά, τόσο τα πρωτεύοντα, όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία του κτιρίου πρέπει να μπορούν να παραλάβουν τις δυνάμεις και τις παραμορφώσεις που αντιστοιχούν στα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στο κεφάλαιο 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (βλ. και §4.7.1 της παρούσας εργασίας). Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, όλα τα φέροντα δομικά στοιχεία θεωρήθηκαν κύρια, τόσο στη φάση αποτίμησης όσο και στη φάση ενίσχυσης.

5.7. Η ΛΟΓΙΚΗ ΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ

5.7.1. Η ανίσωση ασφαλείας

Η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων, έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται στον ΕΑΚ και ΕΚΩΣ 2000 (§4.1.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) :

$$S_d < R_d$$

$$S_d = \gamma_{sd} \cdot S (S_k \cdot \gamma_f)$$

$$R_d = (1 / \gamma_{rd}) \cdot R (R_k / \gamma_m)$$

Όπου:

S_d : Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις

R_d : Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών)

S_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων για τις οποίες υπάρχει ορισμένη πιθανότητα υπερβάσεως σε 50 έτη

R_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που υπεισέρχονται στις αντιστάσεις και προσδιορίζονται με ορισμένη πιθανότητα υποσκέλισης

γ_f, γ_m : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές.

γ_{Sd}, γ_{Rd} : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντιστοίχως.

Κατά τις §4.1.1 και §4.1.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ο έλεγχος ασφαλείας, εκτελούμενος σε κατάλληλο κατά περίπτωση μέλος ή τμήμα ή στο σύνολο του δομήματος, οφείλει να αποδείξει ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο μέγεθος (εντατικό ή και παραμορφωσιακό) είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα.

Οι τιμές των παραπάνω συντελεστών γ_f , γ_{m1} και γ_{Sd} ορίζονται εξαρχής, ενώ οι τιμές των γ_{Rd} θα οριστούν αφού γίνουν οι έλεγχοι των δομικών στοιχείων του φορέα.

5.7.2. Δράσεις και συνδυασμοί δράσεων αναλύσεων

Σύμφωνα με την §4.4.1.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όσον αφορά στις βασικές δράσεις, κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό λαμβάνονται όλες υπόψη, η ενδεχόμενη συνεργία τους και ο απαιτούμενος συνδυασμός τους. Επίσης, λαμβάνονται υπόψη οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_f (γ_g , γ_q) που προβλέπονται από τους σύγχρονους ισχύοντες Κανονισμούς (π.χ. ΕΚΩΣ 2000), με εξαίρεση όσα αναφέρονται στην § 4.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σύμφωνα με την § 4.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

(α) Για τις μεταβλητές δράσεις χρησιμοποιούνται γενικώς οι καθιερωμένες τιμές γ_f και ψ_i κατά τους Κανονισμούς (π.χ. ΕΚΩΣ 2000 και ΕΑΚ 2000).

(β) Ανάλογα με την στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων των υφιστάμενων στοιχείων, οι τιμές γ_g για τις μόνιμες δράσεις θα λαμβάνονται ως εξής:

➤ Για τους βασικούς συνδυασμούς και για δυσμενείς επιρροές της δράσεως

✚ Ικανοποιητική ΣΑ: $\gamma_g = 1,35$

✚ Ανεκτή ή υψηλή ΣΑ: $\gamma_g = 1,50$ ή $1,20$, αντιστοίχως

➤ Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών και επιρροών της δράσεως (η περίπτωση αυτή καλύπτει και την τυχηματική δράση του σεισμού με $\gamma_g = 1,10 \pm 0,10$)

✚ ικανοποιητική ΣΑ: $\gamma_g = 1,10$

✚ Ανεκτή ή υψηλή ΣΑ: $\gamma_g = 1,20$ ή $1,00$, αντιστοίχως

- Για τα νέα στοιχεία, τις νέες κατασκευές κ.λπ. χρησιμοποιούνται γενικώς οι καθιερωμένες τιμές γ_g .

Στην παρούσα εργασία όπου η ΣΑ: θεωρήθηκε ικανοποιητική, τηρήθηκε η προσαύξηση των μόνιμων δράσεων με το συντελεστή $\gamma_g = 1,35$ στην περίπτωση του συνδυασμού κατακορύφων φορτίων και με το συντελεστή $\gamma_g = 1,10$ στην περίπτωση του σεισμικού συνδυασμού. Βέβαια, δεν εφαρμόστηκε διαφοροποίηση του συντελεστή των μόνιμων φορτίων μεταξύ νέων και υφισταμένων στοιχείων στη φάση της ενίσχυσης καθώς δεν υπήρχε αυτή η δυνατότητα από τα υπολογιστικά εργαλεία.

Η κύρια τυχηματική δράση του σεισμού εξαρτάται απ' το στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη και το συντελεστή σπουδαιότητας γ_2 κατά ΕΑΚ2000 (§4.4.1.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Άλλες τυχηματικές δράσεις δεν εξετάζονται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, πλην αυτής της πυρκαγιάς κατά το ισχύον θεσμικό πλαίσιο (π.χ. Κανονισμός Πυροπροστασίας, ΦΕΚ 32/Α/17.02.88, και άλλες σχετικές αποφάσεις, διατάξεις κ.λπ.), αναλόγως της χρήσεως και του βαθμού κινδύνου του δομήματος (ως συνόλου ή ως τμήματος).

Για πιθανότητα υπερβάσεως 10% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών, λαμβάνεται υπόψη η σεισμική δράση του ΕΑΚ 2000, ενώ για πιθανότητα υπερβάσεως 50% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών, λαμβάνεται υπόψη το 60% της σεισμικής δράσεως του συμβατικού χρόνου των 50 ετών, λαμβάνεται υπόψη το 60% της σεισμικής δράσεως του ΕΑΚ 2000.

Στην §4.5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζονται επιπλέον τα εξής:

Για τα προσομοιώματα ανάλυσης και συμπεριφοράς, καθώς και για τους ελέγχους, χρησιμοποιούνται κατάλληλοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_{Sd} και γ_{Rd} για να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες που τα συνοδεύουν. Οι τιμές των συντελεστών αυτών καθορίζονται από τα εξής:

- Όταν το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων αναλαμβάνεται κυρίως από νέους ικανούς και επαρκείς φορείς, λαμβάνεται γενικώς $\gamma_{Sd} = 1,00$.

- ✦ Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται και από το υφιστάμενο δόμημα (ή μόνον από αυτό) και δεν γίνονται παραμετρικές διερευνήσεις και έλεγχοι (έτσι ώστε να εκτιμηθεί η ενδεχόμενη ευαισθησία έναντι μεταβαλλόμενων τιμών ορισμένων παραμέτρων), οι τιμές γ_{Sd} που θα χρησιμοποιούνται εξαρτώνται από την σοβαρότητα (την ένταση) και την έκταση των βλαβών ή / και των επεμβάσεων (ανεξαρτήτως μεθόδου ανάλυσης).
- ✦ Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές γ_{Sd} κατά τον Πίνακα που ακολουθεί (Πίνακας Σ4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{Sd} = 1,20$	$\gamma_{Sd} = 1,10$	$\gamma_{Sd} = 1,00$

Πίνακας 4.3: Τιμές του συντελεστή γ_{Sd}

Στην παρούσα εργασία δεν λήφθηκε υπόψη η προαναφερθείσα προσαύξηση των φορτίων λόγω αβεβαιοτήτων, γιατί θεωρήθηκε ότι στον ανασχεδιασμένο φορέα το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων θα αναλαμβάνεται κυρίως από νέους ικανούς και επαρκείς φορείς ($\gamma_{Sd} = 1,00$). Άλλωστε, δεν έχουν αναφερθεί βλάβες, καθώς και επεμβάσεις στο φορέα, οπότε και από τον Πίνακα καταλήγουμε στην ίδια τιμή γ_{Sd} .

Σύμφωνα με την §4.4.1.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι συνδυασμοί των δράσεων, τόσο για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας (βασικοί και τυχηματικοί συνδυασμοί) όσο και για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, γίνονται σύμφωνα με τους ισχύοντες Κανονισμούς (ΕΚΩΣ 2000 και ΕΑΚ 2000) και με τους αντίστοιχους συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων ψ . Επειδή μελετάται κτίριο σχολείου $\psi_2=0,5$ (Πίνακας 4.1 ΕΑΚ 2000).

Οι συνδυασμοί δράσεων οι οποίοι εφαρμόστηκαν στην παρούσα εργασία είναι:

$$\text{Βασικός συνδυασμός: } 1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q$$

$$\text{Τυχηματικός συνδυασμός: } 1,10 \cdot G + 0,50 \cdot Q \pm E$$

5.7.3. Αντιστάσεις δομικών στοιχείων

Σύμφωνα με την υποσημείωση (2) του Πίνακα Π4.1 του Παραρτήματος 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., έλεγχοι σε όρους δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) γίνονται κυρίως στις γραμμικές μεθόδους ανάλυσης. Σύμφωνα με την §4.4.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., για τις αντιστάσεις του κάθε δομικού στοιχείου, εφόσον ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών («δυνάμεων»), οι ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών συγκεκριμένου (επιμέρους) δομικού στοιχείου αντιπροσωπεύονται με τις μέσες τιμές τους μειωμένες κατά μία τυπική απόκλιση, οι δε ιδιότητες των προστιθέμενων υλικών αντιπροσωπεύονται με τις χαρακτηριστικές τους τιμές που προβλέπονται από τους οικείους Κανονισμούς, όπως φαίνεται και στον ακόλουθο Πίνακα.

ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΛΕΓΧΟΥ ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ	ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ	
		ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
		ΝΑΙ	ΟΧΙ
		Αντιπροσωπευτικές τιμές	$\bar{x} - s$
Επιμέρους συντελεστές γm	Αναλόγως Σ.Α.Δ.	Αναλόγως διατομής ή / και προσπελασιμότητας	
	$\gamma'c = 1,50 \pm 0,15$	$\gamma m \cdot (1,05 \text{ ή } 1,20)$	Αυξημένοι
	$\gamma'c = 1,50 \pm 0,15$		

Πίνακας 5.4: Τιμές ιδιοτήτων των υλικών και αντίστοιχοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γm

Σύμφωνα με την §4.5.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., για τα υφιστάμενα υλικά, όταν η αντιπροσωπευτική τιμή των ιδιοτήτων τους είναι ίση με την μέση μείον μία τυπική απόκλιση, όπως ορίζεται στην προηγούμενη παράγραφο, ισχύουν τα εξής:

- ♣ Για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές γm θα λαμβάνονται όπως προβλέπεται από τους ισχύοντες Κανονισμούς.
- ♣ Για ανεκτή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές γm θα λαμβάνονται αυξημένες σε σχέση με αυτές που προβλέπονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς (π.χ. ΕΚΩΣ 2000).
- ♣ Για υψηλή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές γm θα λαμβάνονται μειωμένες σε σχέση με αυτές που προβλέπονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς (π.χ. ΕΚΩΣ 2000).

Στην παρούσα εργασία, ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών και οι ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών συγκεκριμένου δομικού στοιχείου αντιπροσωπεύονται με τις μέσες τιμές τους μειωμένες κατά μία τυπική απόκλιση όπως προκύπτουν από την προϋπάρχουσα μελέτη του κτιρίου. Η Σ.Α.Δ. θεωρείται ικανοποιητική οπότε οι τιμές γ_m λαμβάνονται όπως προβλέπεται από τους ισχύοντες Κανονισμούς (γ_c=1.5, γ_s=1.15) και τελικά για ποιότητες υλικών σκυροδέματος C16/20 και χάλυβα S220 προκύπτει:

$$f_{cd} = 16 / 1,5 = 10,67 \text{ MPA}$$

$$f_{sd} = 220 / 1,15 = 191,3 \text{ MPA}$$

Σύμφωνα με την §4.5.3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., για τα προστιθέμενα υλικά, όταν η αντιπροσωπευτική τιμή των ιδιοτήτων τους είναι ίση με τη χαρακτηριστική τιμή, ισχύουν τα εξής:

- ✧ Νέα υλικά τα οποία καλύπτονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς:

Για σκυρόδεμα και χάλυβα σιδηροπλισμών, χρησιμοποιούνται επιμέρους συντελεστές γ_m, γενικώς μεγαλύτεροι των καθιερωμένων, προκειμένου να καλυφθούν τυχόν πρόσθετες αβεβαιότητες οι οποίες σχετίζονται:

- ✧ Με την ποικιλία των τεχνικών επεμβάσεως και την μικρή ενδεχομένως διατομή των προστιθέμενων νέων υλικών, και
- ✧ Με την δυσκολία προσπελασιμότητας (και ελέγχου) και τις παρεπόμενες αποκλίσεις ομοιομορφίας και ποιότητας.

Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, επιτρέπεται να εφαρμοσθούν οι τιμές κατά τον Πίνακα που ακολουθεί (Πίνακας Σ4.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

Διατομή προστιθέμενων υλικών ή / και προσπελασιμότητα της θέσης όπου γίνεται η επέμβαση	
Κανονικές (συνήθεις)	Μειωμένες
1,05	1,2

Πίνακας 5.5: Τιμές του λόγου $\gamma' m / \gamma m$ για προστιθέμενα « συμβατικά » υλικά (σκυρόδεμα ή χάλυβας κατά Κ.Τ.Σ. Και Κ.Τ.Χ.)

Σε ενδιάμεσες περιπτώσεις επιτρέπονται ενδιάμεσες τιμές. Στην παρούσα εργασία θεωρήθηκε προσαύξηση των συντελεστών ασφαλείας των προστιθέμενων υλικών των ενισχύσεων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος $\gamma' m = 1,05 \cdot \gamma m$, οπότε τελικά για τις ποιότητες των υλικών ενίσχυσης (σκυροδέματος C20/25 και χάλυβα S500s) προκύπτει αντίστοιχα:

$f_{cd} = 20 / 1,05 \cdot 1,5 = 12,7 \text{ MPA}$ $f_{sd} = 220 / 1,05 \cdot 1,15 = 414,08 \text{ MPA}$

▲ Νέα υλικά τα οποία δεν καλύπτονται από ισχύοντες Κανονισμούς:

Τέτοια νέα υλικά επεμβάσεων είναι π.χ. τα τσιμεντοκονιάματα (περιλαμβανομένου και του εκτοξευόμενου και του ινοπλισμένου), τα ινοπλισμένα πολυμερή, τα ελάσματα, υφάσματα, φύλλα, οι κόλλες (ρητίνη + σκληρυντής) κ.λπ.. Στο κεφάλαιο 8 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνονται οι κατά περίπτωση ισχύουσες τιμές γm . ωστόσο, στην παρούσα εργασία δεν γίνεται χρήση υλικών που εντάσσονται στην κατηγορία αυτή.

5.7.4. Έλεγχοι κριτηρίων επιτελεστικότητας

Η αποτίμηση του συγκεκριμένου κτιρίου, γίνεται για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασίας ζωής». Για τη στάθμη αυτή τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§9.3.1) η γενική ανίσωση ασφαλείας ($S_d < R_d$) ελέγχεται ως εξής:

- Για πλαστικούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών με:

R_d : τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, όχι μεγαλύτερη της αναμενόμενης οριακής παραμόρφωσης, δ_u . Η R_d υπολογίζεται με βάση τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με κατάλληλο συντελεστή ασφάλειας γ_{Rd} . Η τιμή του συντελεστή γ_{Rd} εξαρτάται από το είδος του παραμορφωσιακού μεγέθους που χρησιμοποιείται για τον έλεγχο και τον τρόπο που υπολογίζονται οι τιμές του. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, ως μέγεθος ελέγχου θα χρησιμοποιηθεί η γωνία στροφής θ , ενώ για τον υπολογισμό των θ_y και θ_u χρησιμοποιούνται ακριβείς αναλυτικές σχέσεις. Για το λόγο αυτό επιλέγεται η τιμή $\gamma_{Rd} = 1,80$.

- ✦ Σε πρωτεύοντα στοιχεία, η τιμή της R_d για στάθμη επιτελεστικότητας « Προστασία ζωής » μπορεί να υπολογισθεί ως:

$$R_d = \delta_d = 0,5 \cdot (\delta_y + \delta_u) / \gamma_{Rd}$$

όπου τα δ_y, δ_u είναι υπολογισμένα με βάση τις μέσες (συχνότερες) τιμές των ιδιοτήτων των υλικών.

- ✦ Σε δευτερεύοντα στοιχεία η τιμή της R_d για στάθμη επιτελεστικότητας « Προστασία ζωής » μπορεί να ληφθεί ίση με την τιμή του δ κατά την αστοχία δ_u , διαιρεμένη δια γ_{Rd} :

$$R_d = \delta_d = \delta_u / \gamma_{Rd}$$

- Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών, με:

S_d : εντατικό μέγεθος από την ανελαστική ανάλυση, με $\gamma_{sd}=1$

R_d : τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους δυνάμεων, υπολογισμένη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

5.8. ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ θ / Σ

Η ενεργός δυσκαμψία τουμήκους L_s στοιχείου ισούται με:

$$K = M_y L_s / 3\theta_y$$

όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου. Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την παραπάνω εξίσωση στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου.

Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή σπλισμό (δηλαδή, διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K από την παραπάνω εξίσωση για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική). Ενώ η μείωση της δυσκαμψίας κατά ΕΑΚ περιγράφει τη μείωση λόγω ρηγμάτωσης σταδίου II της διατομής και θεωρείται ελαστική δυσκαμψία και συμπεριφορά των στοιχείων, η μείωση σύμφωνα με την παραπάνω εξίσωση περιγράφει την πτώση της δυσκαμψίας σε στάδιο αστοχίας, πλήρους δηλαδή ανελαστικοποίησης της διατομής.

5.9. ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSH-OVER)

5.9.1. Προυποθέσεις εφαρμογής

Προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η επαρκής εμπειρία και εξειδίκευση του Πολιτικού Μηχανικού. Συνιστάται, όταν εφαρμόζεται η μέθοδος, όπως διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» ΣΑ: (βλ. και ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 5.7.2).

5.9.2. Προσομοίωση και ανάλυση

Κατά την PUSH-OVER ανάλυση, επιβάλλεται στην κατασκευή πλευρικό φορτίο σταθερού σχήματος, το οποίο αυξάνεται βηματικά, με συνέπεια την σταδιακή διαρροή των μελών (δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων), έως ότου τελικά προκύψει ο μηχανισμός κατάρρευσης, δηλαδή η κατασκευή δεν έχει πλέον την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, όπως αναφέρεται από τους Krawinkler και Seneviratna ,[19]. Κατόπιν σχεδιάζεται η καμπύλη τέμνουσα βάσης – μετατόπιση (συνήθως) κορυφής (-d) *base V* ούτως ώστε να προκύψει η συνολική εικόνα της ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Στην παραπάνω μέθοδο η επιλογή του σχήματος της πλευρικής ώθησης επηρεάζει την τελική μορφή του μηχανισμού κατάρρευσης, χωρίς να λαμβάνεται η (ενδεχόμενη) ανομοιομορφία των μαζών στους ορόφους προσδίδοντας της ένα βασικό μειονέκτημα έναντι των υπολοίπων μεθόδων. Δυστυχώς η προαποφασισμένη κατανομή του πλευρικού φορτίου δεν δύναται να αντιπροσωπεύσει την τυχαία φόρτιση που δημιουργείται κατά την σεισμική διέγερση.

Ως εκ τούτων, η συνολική ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής, που απεικονίζεται στο διάγραμμα (-d) *base V* , αντιπροσωπεύει μια προσέγγιση της πραγματικής. Η κατανομή του πλευρικού φορτίου επιλέγεται ως: τριγωνική, παραβολική, υπερβολική, ή σταθερή ενώ εναλλακτικά δύναται να προκύψει από τις ισοδύναμες οριζόντιες δράσεις του σεισμού κατά τον Ε.Α.Κ.2000 ή άλλου αντισεισμικού κανονισμού. Δυστυχώς η PUSH-OVER ανάλυση γίνεται περισσότερο αναξιόπιστη όταν στην συνολική ανελαστική συμπεριφορά συμμετέχουν σε σημαντικό βαθμό οι ανώτερες ιδιομορφές (π.χ. σε πολυώροφη κατασκευή), καθώς επίσης όταν υπάρχουν ασυνέχειες στην αντοχή και δυσκαμψία. Μία επιπρόσθετη δυσκολία έγκειται στον προσδιορισμό της βηματικής αύξησης του φορτίου, εφόσον ενδέχεται να ολοκληρωθεί η ανάλυση σε πολύ μικρό αριθμό βημάτων ή στην χειρότερη περίπτωση στιγμιαία (πολύ μεγάλη αύξηση του φορτίου), δημιουργώντας πρόωρο τερματισμό και αστάθεια της ανάλυσης.

5.10. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

5.10.1.Γενικά

Η προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων στο πλαίσιο μιας ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis), πραγματοποιείται με διάφορους τρόπους, ο συνηθέστερος των οποίων είναι το προσομοίωμα συγκεντρωμένης πλαστικότητας ή σημειακών πλαστικών αρθρώσεων.

Τη μέθοδο αυτή χρησιμοποιεί και το SAP2000 για την προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς δομικών στοιχείων. Πιο συγκεκριμένα, το προσομοίωμα συντίθεται από ελαστικά στοιχεία που στα άκρα τους έχουν σημειακά στροφικά ελατήρια, τα οποία ακολουθούν ένα ανελαστικό νόμο M-θ που καθορίζεται από το χρήστη. Τα ελατήρια αυτά θεωρείται ότι ενεργοποιούνται μετά τη διαρροή του στοιχείου, δηλαδή μετά το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο ένα ή και στα δύο άκρα του στοιχείου. Το υπόλοιπο τμήμα του στοιχείου εξακολουθεί να συμπεριφέρεται ελαστικά και μετά την ενεργοποίηση των σημειακών ελατηρίων.

Το πρώτο και πιο κρίσιμο στάδιο της αποτίμησης μιας κατασκευής είναι η ορθή και κατά το δυνατόν αξιόπιστη εκτίμηση της αντοχής και της διαθέσιμης στροφής των διατομών της κατασκευής. Ειδικότερα, απαιτείται η ανάπτυξη ενός νόμου M-θ για κάθε ανελαστικό ελατήριο στις κρίσιμες διατομές των μελών του φορέα, το οποίο θα ανταποκρίνεται όσο το δυνατόν περισσότερο στα δεδομένα γεωμετρίας και όπλισης της διατομής, στα υλικά της διατομής, καθώς και (όπου απαιτείται) στα μεγέθη έντασης της διατομής.

Για τον καθορισμό του νόμου M-θ ενός στοιχείου απαιτείται ο υπολογισμός της στροφής διαρροής, της διαθέσιμης πλαστικής στροφής, της ροπής διαρροής και της ροπής αστοχίας της διατομής.

Η λανθασμένη θεώρηση των αντοχών των διατομών, έστω και αν υποεκτιμά τις αντοχές τους, δεν είναι απαραίτητα προς τη μεριά της ασφάλειας. Αυτό συμβαίνει γιατί κατά τη διαδικασία της αποτίμησης καθοριστικό σημείο είναι η ρεαλιστική θεώρηση του μηχανισμού αστοχίας της κατασκευής, ο οποίος συναρτάται με τη συσχέτιση των ροπών αντοχής των δοκών με αυτές των στύλων. Υποεκτίμηση της αντοχής κάποιων διατομών μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένη θεώρηση μηχανισμού αστοχίας, ο οποίος ενδεχομένως να είναι ευμενέστερος του πραγματικού.

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων παρέχει τη δυνατότητα εξαγωγής νόμων M-θ για όλα τα φέροντα δομικά στοιχεία, με διάφορες μεθοδολογίες κλιμακούμενης ακρίβειας και υπολογιστικού κόστους. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, η επιδιωκόμενη ακρίβεια ικανοποιείται με την εφαρμογή του αναλυτικού τυπολογίου που παρέχεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τον υπολογισμό της στροφής διαρροής, της διαθέσιμης πλαστικής στροφής, της ροπής διαρροής και της ροπής αστοχίας της διατομής.

▲ Ιδιότητες των υλικών

Ο καθορισμός των τιμών για τις αντοχές των υλικών αποτελεί εξίσου σημαντικό παράγοντα για την ορθή ανελαστική ανάλυση ενός φορέα. Για την ανελαστική ανάλυση εν γένει δεν συνιστάται η χρησιμοποίηση των χαρακτηριστικών τιμών αντοχών, καθώς αυτές θα υποεκτιμούσαν την πραγματική αντοχή των μελών, με συνέπεια τα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω. Θα χρησιμοποιηθούν οι μέσες και οι αντιπροσωπευτικές τιμές των αντοχών των υλικών.

Αυτές είναι :

▲ σκυρόδεμα: για πλάστιμα στοιχεία: $f_{cm} = 20 \text{ MPa}$

για ψαθυρά στοιχεία: $f_{cαντ} = 16 \text{ MPa}$

$E = 27,5 \text{ MN/m}^2$

▲ χάλυβας: $f_{ym} = 220 \text{ Mpa}$

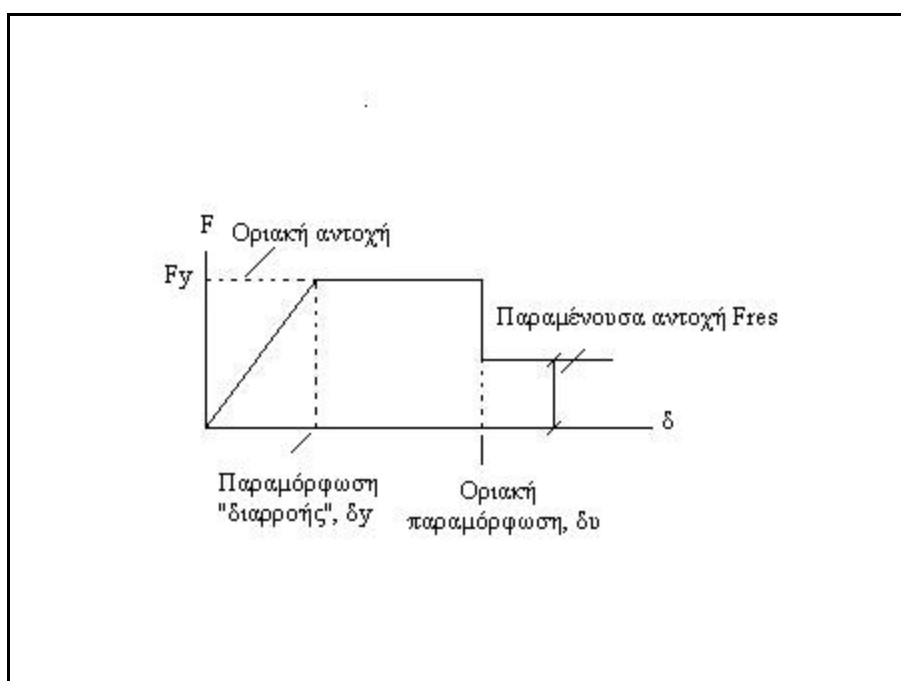
$f_{γαντ.} = 220 - 0,08 \cdot 220 = 202 \text{ Mpa}$

5.10.2. Βασικά χαρακτηριστικά μηχανικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων

5.10.2.1 Καμπύλη εντατικού μεγέθους – παραμόρφωσης (F- δ)

Η μηχανική συμπεριφορά της κρίσιμης περιοχής ενός δομικού στοιχείου περιγράφεται εν γένει μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους «F» συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης « δ » (ΚΑΝΕΠΕ, §7.1.2.1). Το είδος, η διεύθυνση, κλπ του μεγέθους F επιλέγονται έτσι ώστε να χαρακτηρίζουν το κύριο μέρος της έντασης την οποία προκαλεί η σεισμική δράση στην κρίσιμη περιοχή του στοιχείου. Η παραμόρφωση δ επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F, να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης της κρίσιμης περιοχής του στοιχείου.

Στο σχήμα που ακολουθεί απεικονίζεται η γενική μορφή του νόμου ανελαστικής συμπεριφοράς της κρίσιμης περιοχής ενός στοιχείου.



Πίνακας 5.5: Νόμος ανελαστικής συμπεριφοράς της κρίσιμης περιοχής ενός στοιχείου

Όταν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης και η καμπυλότητα $1/r$. Αν καθοριστική της ανελαστικής

συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η γωνιακή (διατμητική) παραμόρφωση γ .

Επειδή στα στοιχεία O/Σ οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών από την αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, ως καταλληλότερη επιλογή F και δ θεωρείται η ροπή M και η γωνία στροφής θ στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης των οπλισμών.

Στη συνέχεια περιγράφονται συνοπτικά οι παράμετροι που απαιτούνται για τον πλήρη καθορισμό ενός τέτοιου διαγράμματος $M - \theta$.

5.10.2.2 Ελαστικός κλάδος και διαρροή

Η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης $F - \delta$ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος κρίνεται γενικά επαρκής για τις ανάγκες του σχεδιασμού. Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη "διαρροή" της κρίσιμης περιοχής του στοιχείου. Μετά το σημείο αυτό η καμπύλη μπορεί, υπό προϋποθέσεις, να λαμβάνεται περίπου οριζόντια (ΚΑΝΕΠΕ, §7.1.2.2).

Κατά συνέπεια η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας, θεωρώντας μηδενική κράτυνση.

Ειδικότερα, διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις:

- ♣ Σε ένα μέλος που αστοχεί από κάμψη και ροπή στο άκρο ίση με M_u , θα λαμβάνεται

$$F_y = M_u \text{ (εφόσον οι } F \text{ εκφράζονται σε όρους ροπών)}$$

- ♣ Σε ένα μέλος που αστοχεί από τέμνουσα, όταν δηλαδή $V_u < V_{mu}$, θα λαμβάνεται $F_y = M_{nu}$, όπου M_{nu} η ροπή τη στιγμή της διατμητικής αστοχίας (εφόσον οι F εκφράζονται σε όρους ροπών).

Είναι: $V_{mu} = M_u / (a_s \cdot d)$, όπου $a_s = M / (V \cdot d)$ ο "λόγος διάτμησης" της υπόψη περιοχής κατά την υπό εξέταση εντατική κατάσταση.

Στο σημείο αυτό η έννοια " διαρροής " δομικού στοιχείου, είναι ευρύτερη εκείνης που προκαλείται αποκληστικώς από τη διαρροή του οπλισμού.

5.10.2.3 Μετελαστικός κλάδος

Όπως ήδη αναφέρθηκε, στις περιπτώσεις όπου αναμένεται σημαντική διαθέσιμη πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών, είναι αποδεκτό να λαμβάνεται ο μετελαστικός κλάδος της καμπύλης $F - \delta$ οριζόντιος μέχρι την παραμόρφωση αστοχίας του στοιχείου, δ_u (ΚΑΝΕΠΕ, §7.1.2.3).

Στην περίπτωση που αναμένεται έντονη εξασθένηση της απόκρισης με την ανακύκλιση της παραμόρφωσης, ή φαινόμενα 2ας τάξης, ο μετελαστικός κλάδος οφείλει θεωρητικά να λαμβάνεται με αρνητική κλίση. Ωστόσο, η χρήση αρνητικής κλίσης μπορεί να οδηγήσει σε αριθμητικά προβλήματα κατά την ανελαστική ανάλυση και συνεπώς λανθασμένα αποτελέσματα. Για το λόγο αυτό στις περιπτώσεις αυτές συνιστάται μια κατάλληλη μείωση της F_y , ώστε ένας χαμηλότερος οριζόντιος μετελαστικός κλάδος να λαμβάνει προσεγγιστικώς υπόψη και την εξασθένηση της απόκρισης υπό μεγαλύτερες παραμορφώσεις.

Στην παρούσα εργασία επιλέγεται γενικά η αποδοχή του μετελαστικού κλάδου με πολύ μικρή κράτυνση, προκειμένου να αποφευχθούν αριθμητικά προβλήματα κατά την επίλυση.

5.10.2.4 Παραμόρφωση αστοχίας και πλαστιμότητας

Ως αστοχία ορίζεται η σημαντική και συχνά απότομη μείωση της αντίστασης F υπό μονοτονικά αυξανόμενη παραμόρφωση, ή υπό ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση. Υπό την έννοια αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως αστοχία μια μείωση της αντίστασης ίση περίπου με το 25% της μέγιστης τιμής της. Ως παραμόρφωση αστοχίας δ_u επομένως ορίζεται εκείνη τη τιμή που αντιστοιχεί σε απόκριση F μειωμένη κατά 20% έναντι της μέγιστης

Η τιμή της παραμόρφωσης αστοχίας δ_u ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, μέσω του πλαστικού τμήματος της παραμόρφωσης αστοχίας, δηλ. του $\delta_u,pl = \delta_u - \delta_y$ ενός στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής ή μιας σύνδεσης στοιχείων.

Η τιμή $\mu\delta = \delta u / \delta y$ ορίζεται ως διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων. Αν ως δ χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής, όπως ισχύει στην προκειμένη περίπτωση, τότε το $\mu\delta = \mu\theta$ αφορά γωνίες στροφής χορδής, δηλαδή σχετική μετάθεση άκρων του στοιχείου.

5.10.2.5 Απομένουσα αντοχή

Μετά την παραμόρφωση αστοχίας δu μειώνεται σημαντικά η απόκριση του στοιχείου σε ένταση λόγω σεισμικής δράσης υπό αυξανόμενη παραμόρφωση δ , αλλά συνήθως δεν μηδενίζεται. Η απόκριση αυτή μπορεί να θεωρηθεί περίπου σταθερή μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι των φορτίων βαρύτητας, ονομάζεται δε απομένουσα ή παραμένουσα αντίσταση F_{res} . Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.1.2.5) δεν καθορίζει συγκεκριμένη τιμή ή εύρος τιμών για την F_{res} , η οποία κατά κανόνα εκφράζεται ως ποσοστό της F_y . Στην προκειμένη περίπτωση η απομένουσα αντίσταση λαμβάνεται ίση με το 25% της μέγιστης αντοχής.

5.10.2.6 Τελική παραμόρφωση

Ως τελική παραμόρφωση ορίζεται η παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι των φορτίων βαρύτητας. Για το θέμα αυτό, όπως και για το παραπάνω, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. δεν προτείνει κάποια διαδικασία καθορισμού της τελικής παραμόρφωσης ούτε αναφέρει κάποιες ενδεικτικές τιμές.

Έτσι, στην παρούσα εργασία η τελική παραμόρφωση αστοχίας λαμβάνεται κατά παραδοχή, και με βάση τις ισχύουσες αντιλήψεις για την συμπεριφορά και αστοχία των στοιχείων υπό ανακλιζόμενη φόρτιση, ως: $2 \cdot \theta_{u,pl}$ για τους στύλους και ως $5 \cdot \theta_{u,pl}$ για τις δοκούς

5.10.3 Πλάστιμη και ψαθυρή συμπεριφορά

Εφόσον η διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας k ενός δομικού στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής στοιχείου ή μίας σύνδεσης στοιχείων ξεπερνά ένα ορισμένο όριο, η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως πλαστική, οπότε η ανίσωση ασφαλείας του θα εκφράζεται σε όρους παραμορφώσεων δ . Διαφορετικά η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως ψαθυρή,

οπότε η ανίσωση ασφαλείας θα εκφράζεται σε όρους εντατικών μεγεθών F , όπως ορίζεται και στο Κεφάλαιο 4 (ΚΑΝΕΠΕ, §7.1.2.6).

Το όριο μεταξύ πλαστικής και ψαθυρής συμπεριφοράς λαμβάνεται ίσο με 2, όταν αναφέρεται σε διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας σχετικών μετακινήσεων, $\mu\delta$ ή $\mu\theta$. Όταν αναφέρεται σε διαθέσιμη τιμή δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων, $\mu 1/r$, το συμβατικό όριο λαμβάνεται ίσο με 3.

Στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος που διαρρέουν σε διάτμηση πριν τη διαρροή σε κάμψη (δηλαδή στα οποία η $V_{\mu} = M_u / (\alpha_s \cdot d)$ είναι μεγαλύτερη από τη V_u) θεωρείται ότι έχουν ψαθυρή συμπεριφορά. Στοιχεία που διαρρέουν σε κάμψη πριν τη διαρροή σε διάτμηση (δηλαδή η $V_{\mu} = M_u / (\alpha_s \cdot d)$ είναι μικρότερη της V_u) μπορεί να θεωρηθούν ότι έχουν πλαστική συμπεριφορά, χωρίς υπολογισμό και έλεγχο της διαθέσιμης τιμής δείκτη πλαστιμότητας.

Στοιχεία με συμπεριφορά που κατά τα ανωτέρω χαρακτηρίζεται κατ' αρχήν ως πλαστική, χρειάζεται να ελέγχονται σε όρους δυνάμεων έναντι του ενδεχομένου μετελαστικής αστοχίας από διάτμηση λόγω εξασθένησης της διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση των παραμορφώσεων κατά την §7.2.4.2 του ΚΑΝΕΠΕ.

5.10.4 Υπολογισμός $M - \theta$ των κρίσιμων διατομών

5.10.4.1 Υπολογισμός γωνίας στροφής διαρροής $\theta\gamma$

Το πρώτο βήμα για τον προσδιορισμό της στροφής διαρροής $\theta\gamma$ είναι ο υπολογισμός της καμπυλότητας διαρροής $(1/r)\gamma$. Η τελευταία, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., μπορεί να υπολογισθεί με βάση την υπόθεση επιπεδότητας διατομών και με γραμμικό νόμο σ - ϵ του χάλυβα και του σκυροδέματος σε θλίψη, για μηδενική εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

Στο Παράρτημα 7Α του ΚΑΝΕΠΕ δίνεται τρόπος αναλυτικού υπολογισμού της καμπυλότητας διαρροής μιας διατομής Ο/Σ, ο οποίος υιοθετείται στα πλαίσια της παρούσας εργασίας και παρουσιάζεται ακολούθως. Στην περίπτωση που η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού, τότε:

$$(1/r)y = f_y / E_s \cdot (1 - \xi y) \cdot d \quad (\text{KAN.ΕΠΕ. A1})$$

Αν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα του θλιβόμενου σκυροδέματος (για παραμόρφωση ακραίας θλιβόμενης ίνας πέραν του $\epsilon_c = 1,8f_c / E_c$)

όπου $\alpha = E_s / E_c$ και τα A, B προσδιορίζονται από τις κατωτέρω εξ. (A.4) ή (A.5) εάν η διαρροή ελέγχεται από τον εφελκυσμένο σπλισμό ή από το θλιβόμενο σκυρόδεμα αντίστοιχα:

▲ διαρροή λόγω χάλυβα:

$$A = \rho + \rho' + \rho_n + N / bd f_y \quad (\text{KAN.ΕΠΕ. A.4})$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_n (1 + \delta') + N / bd f_y$$

▲ διαρροή λόγω σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_n - N / \epsilon_c E_s bd = \rho + \rho' + \rho_n - N / 1,8\alpha bd f_c \quad (\text{KAN.ΕΠΕ. A.5})$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_n (1 + \delta')$$

Στις Εξ. (A.4) και (A.5), ρ , ρ' και ρ_n είναι τα ποσοστά του εφελκυσμένου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου σπλισμού (ανηγμένα στο $b \cdot d$), $\delta' = d' / d$, όπου d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου σπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος, b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης (λαμβάνεται το πλάτος της δοκού για λειτουργία ορθογωνικής και το συνεργαζόμενο πλάτος για λειτουργία πλακοδοκού) και N το αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη και μηδενικό σε εφελκυσμό).

5.10.4.2 Υπολογισμός της παραμόρφωσης διαρροής όταν προέχει η κάμψη

Για τον υπολογισμό της παραμόρφωσης διαρροής πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συμβολή τόσο της κάμψης, όσο και της διάτμησης στις παραμορφώσεις (KAN.ΕΠΕ. §7.2.2).

Οι σχέσεις που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την εκτίμηση της θ_y βασίζονται στα εξής :

Η συμβολή της κάμψης στην παραμόρφωση διαρροής μπορεί να εκτιμηθεί με βάση την τιμή της καμπυλότητας διαρροής, $(1/r)y$, της οποίας ο τρόπος προσδιορισμού περιγράφηκε παραπάνω. Εάν οι παραμορφώσεις " δ " αναφέρονται στο σύνολο του μήκους $L_s = \alpha s \cdot d$ στο άκρο δομικού στοιχείου (π.χ όταν ως δ χρησιμοποιείται η γωνία στροφής

χορδής θ), τότε στη φάση της καμπτικής διαρροής το τμήμα της θy που οφείλεται στην κάμψη, μπορεί να ληφθεί ίσο με $(1/r)y(Ls + \alpha n \cdot z) / 3$, όπου ο όρος $\alpha n \cdot z$ εκφράζει την επιρροή του « μήκους μετάθεσης » των ροπών κάμψης σ' αυτές (z είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων και ο συντελεστής αn ισούται με 1 εάν η τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, $VR1$, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, $V_{mu} = My / Ls$, και ο αn είναι μεγαλύτερη).

Στην τιμή αυτή της θy (λόγω κάμψης) χρειάζεται να προστεθεί η συμβολή των διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και η συμβολή της στροφής της ακραίας διατομής λόγω εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου. Η εξόλκευση του τμήματος των ράβδων πέραν της διατομής στήριξης, είναι ανάλογη του μήκους που απαιτείται για την αγκύρωση των ράβδων.

Για να ληφθεί υπόψη η εξόλκευση του οπλισμού στη στήριξη και οι διατμητικές παραμορφώσεις, η γωνία στροφής χορδής θy στην καμπτική διαρροή στοιχείων μπορεί να εκτιμηθεί από τις ακόλουθες εκφράσεις :

▲ Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta y = (1/r)y(Ls + \alpha n \cdot z) / 3 + 0,0014(1 + 1,15 h / Ls) + dbfy(1/r)y / \sqrt{8fc} \quad (\text{KAN.EΠE. } \Sigma.2)$$

▲ Για τοιχώματα:

$$\theta y = (1/r)y(Ls + \alpha n \cdot z) / 3 + 0,0013 + dbfy(1/r)y / \sqrt{8fc} \quad (\text{KAN.EΠE. } \Sigma.3)$$

Όπου :

h : το ύψος της διατομής

$(1/r)y$ η καμπυλότητα του δομικού στοιχείου

Ls : είναι ο λόγος M / V στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών.

Στις Εξ. (Σ.2) (Σ.3) ο 1ος όρος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων. Ο 2ος όρος στις Εξ. (Σ.1) (Σ.2) εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος Ls ,

ενώ ο 3ος όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου (f_y και f_c σε MPa).

5.10.4.3 Υπολογισμός της παραμόρφωσης διαρροής όταν προέχει η διάτμηση

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., στην περίπτωση που η τέμνουσα αντοχής του στοιχείου VR, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, $V_{mu} = M_y / L_s$, τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση, οπότε:

Η παραμόρφωση διαρροής υπολογίζεται ως το γινόμενο της $(1/r)_y$ ή της θ_y επί $VRLs / M_y$, ανάλογα με το νόημα της δ (ως $1/r$ ή ως θ) (ΚΑΝΕΠΕ, §7.2.2).

Η ροπή διαρροής θα υπολογίζεται σύμφωνα με όσα αναφέρονται στην §8.3.1 (ii) του παρόντος ($F_y = V_{Mu}$, όπου V_{Mu} η ροπή τη στιγμή της διατμητικής αστοχίας).

Ακόμη και στην περίπτωση που αρχικά εκτιμάται ότι προέχει η καμπτική αστοχία της κρίσιμης περιοχής ενός στοιχείου, θα πρέπει αυτή να ελέγχεται σε όρους δυνάμεων έναντι του ενδεχομένου μετελαστικής αστοχίας από διάτμηση λόγω εξασθένησης της διατμητικής αντοχής VR με την ανακύκλιση των παραμορφώσεων, όπως ήδη ειπώθηκε παραπάνω (ΚΑΝΕΠΕ, §7.2.4.2).

Για να ληφθεί υπόψη το ενδεχόμενο αυτό, απαιτείται η εκτίμηση αυτής της εξασθένησης της VR συναρτήσει του απαιτούμενου για τον ανασχεδιασμό δείκτη πλαστιμότητας επιβαλλόμενων μετακινήσεων, $k\delta = k\theta = \theta_u / \theta_y$, όπου η θ_y προσδιορίζεται σύμφωνα με τα παραπάνω, ενώ η εκτίμηση της θ_u θα περιγραφεί στα επόμενα.

Η εξασθένηση αυτή της διατμητικής αντίστασης με την ανακύκλιση οφείλεται στο συνδυασμό πολλών μηχανισμών, όπως :

- Η λειοτρίβηση των επιφανειών των ρωγμών και η εξασθένηση του μηχανισμού
- Η διεύρυνση των ρωγμών με τη συσσώρευση ανελαστικών παραμορφώσεων (μήκυνσης) στους συνδετήρες και με τη μείωση των τάσεων συνάφειας κατά μήκος τους, λόγω της ανακύκλισης, και η επακόλουθη εξασθένηση του μηχανισμού αλληλοεμπλοκής αδρανών.

- Η εξασθένηση της δράσης βλήτρου με την ανακύκλιση της έντασης
- Η ανάπτυξη διαμπερών καμπτικών ρωγμών με την ανακύκλιση, και η μείωση της αντίστοιχης σε τέμνουσα της θλιβόμενης ζώνης.
- Η μείωση θλιπτικής αντοχής των λοξών θλιπτήρων.

Όταν δεν διατίθενται ένα ακριβέστερο προσομοίωμα, η εξασθένηση της αντοχής σε τέμνουσα επιτρέπεται να εκτιμάται με εμπειρικές μεθόδους όπως αυτές του Παραρτήματος 7: του ΚΑΝ.ΕΠΕ., το οποίο ορίζει τα εξής :

Η διατμητική αντοχή, VR , ενός δομικού στοιχείου (υποστυλώματος, δοκού, τοιχώματος) το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος της μετακίνησης του άκρου του μήκους διάτμησης ως προς την επαπτομένη στον άξονα του στοιχείου στη διατομή της μεγίστης ροπής, ανηγμένου στη μετακίνηση διαρροής στο ίδιο σημείο, $\mu\Delta\rho l = \mu\Delta - 1$. Η διατμητική αντοχή δομικού, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, μειώνεται με την τιμή του $\mu\Delta\rho l$ ως (μονάδες MN και m):

$$VR = h - x / 2Ls \min (N ; 0.55Ac fc) + (1 - 0,05\min (5, \mu\Delta\rho l)) \cdot [0,16\max (0,5 ; 100 \rho_{tot}) (1 - 0,16\min (5, as)) \sqrt{fcAc + Vw}] , \text{ (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Γ.1)}$$

Όπου :

h : Ύψος διατομής (ίσο με τη διάμετρο D στις κυκλικές διατομές)

x : Ύψος της θλιβόμενης ζώνης ($x=d \cdot \xi_y$)

N : Αξονικό φορτίο σε MN (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)

$as = Ls / h$: Λόγος διάτμησης.

Ac : Επιφάνεια σκυροδέματος, ίση με bwd σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους bw και στατικό ύψος d

fc : Αντοχή σκυροδέματος σε Mpa .

ρ_{tot} : Συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου).

Vw: Συμβολή εγκάρσιου σπλισμού στη διατμητική αντοχή.

Η Vw για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους bw ισούται με :

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} , (\text{KAN.ΕΠΕ. Γ.2})$$

Όπου :

ρ_w : Το ποσοστό του εγκάρσιου σπλισμού,

z : Ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσος με d-d' σε υποστυλώματα, δοκούς και τοιχώματα διατομής T ή H, ή με 0.8h σε τοιχώματα ορθογωνικής διατομής) και

f_{yw} : Η τάση διαρροής του εγκάρσιου σπλισμού.

Η διατμητική αντοχή, VR, τοιχώματος δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε αστοχία του κορμού σε λοξή θλίψη, VR,max, η οποία, υπό ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις, ελαστικές ή μετελαστικές, δίνεται από τη σχέση:

$$V_{R,max} = 0,85 (1 - 0,06 \min (5, \mu \Delta \rho_l)) \cdot (1 + 1,18 \min (0,15, N / A_c f_c)) \cdot (1 + 0,25 \max (1,75, \rho_{tot})) \cdot (1 - 0,2 \min (2, a_s)) \cdot v_{fc} \cdot b_w \cdot z , (\text{KAN.ΕΠΕ. Γ.4})$$

Η τιμή της VR,max προ της καμπτικής διαρροής υπολογίζεται από την παραπάνω εξίσωση με $\mu \Delta \rho_l = 0$.

Η διατμητική αντοχή VR υποστυλώματος με λόγο διάτμησης $a_s \leq 2,0$ δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου, VR,max η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μετελαστικές παραμορφώσεις, μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων $\mu \Delta \rho_l = \mu \Delta - 1$, ως:

$$V_{R,max} = 4 / 7 (1 - 0,02 \min (5, \mu \theta \rho_l)) (1 + 1,35 \cdot N / A_c f_c) (1 + 0,45 (100 \rho_{tot})) \min v(40 ; f_c) \cdot b_w \cdot z \cdot \sin 2\delta , (\text{KAN.ΕΠΕ. Γ.5})$$

Όπου :

δ : η γωνία της διαγωνίου του στοιχείου ως προς τον άξονά του ($\tan \delta = h / 2L_s = 0,5 / a_s$)

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, και αφού ο όρος μ : εκφράζει απαίτηση μετακινήσεων, λαμβάνεται κατά παραδοχή $\mu\Delta = 5$ (και άρα $\mu\Delta r_l = 4$) για τον έλεγχο έναντι του ενδεχομένου εξασθένησης της διατμητικής αντοχής από τον οποίο, σύμφωνα με τα παραπάνω, προκύπτει τελικά ο χαρακτηρισμός του στοιχείου ως πλάστιμου ή ψαθυρού. Η τιμή αυτή χρησιμοποιείται κατά τον προσδιορισμό των διαγραμμάτων M-θ που εισάγονται στο προσομοίωμα.

Ο όρος N_w ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την περίπτωση ορθογωνικού ή σπειροειδούς εγκάρσιου οπλισμού, χωρίς να γίνεται κάποια αναφορά στη συνεισφορά των κεκαμμένων ράβδων διαμήκους οπλισμού. Καθώς είναι γνωστό ότι οι ράβδοι αυτές χρησιμοποιούνταν κατά κόρον παλαιότερα για την παραλαβή των τεμνουσών, επιλέγεται στα πλαίσια της παρούσας εργασίας να συνυπολογιστεί η συνεισφορά των διαμηκών κεκαμμένων ράβδων στη διατμητική αντοχή των δοκών, χρησιμοποιώντας τη σχέση :

$$N_{w,b} = A_{sw} / s \cdot 0,9 \cdot d \cdot 0,7 \cdot f_y \cdot 2^{1/2} \quad (\text{Πενέλης-Κάππος, «Αντ/κες Κατασκευές»})$$

Όπου ως s λαμβάνεται απλοποιητικά το ήμισυ του μήκους της δοκού.

5.10.4.4 Υπολογισμός γωνίας στροφής θ_u

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.2.4.1), η διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής θ_u στο άκρο δομικού στοιχείου πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη, υπέρ της ασφαλείας, όλες τις υπεισερχόμενες πηγές αβεβαιότητας.

Είναι δυνατή η εμπειρική εκτίμηση της διαθέσιμης τιμής της γωνίας στροφής χορδής στοιχείων Ο/Σ συναρτήσει των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους, με τη βοήθεια εμπειρικών σχέσεων ή πινάκων.

Η σχέση που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ και υιοθετείται για τις ανάγκες της παρούσας εργασίας, παρουσιάζεται ακολούθως.

Για τη γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 αντιλήψεις για αντισεισμικές κατασκευές:

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot (0,3)^n \left[\frac{\max(0,01\omega')}{\max(0,01\omega)} \cdot f_c \right] 0,025 (as)^{0,35} \cdot 25(\alpha_{ps} \cdot f_{yw} / f_c) \cdot (1,25 \cdot 100\rho_d), \text{ (KAN.ΕΠΕ. Σ.8α)}$$

Όπου :

as: Ο λόγος διάτμησης.

ω' , ω : Μηχανικό ποσοστό εφελκυσμένου και θλιβόμενου οπλισμού (ο διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκυσμένου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκυσμένος)

$n = N / bhf_c$: (b = πλάτος θλιβόμενης ζώνης)

$\rho_s = A_{sx} / b w_{sh}$: Γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης.

ρ_d : Γεωμετρικό ποσοστό τυχόντος δισδιαγώνιου οπλισμού.

α : Συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με μηδέν όταν οι συνδετήρες δεν κλείνουν με άγκιστρο προς το εσωτερικό του σκυροδέματος.

Για τοιχώματα με τις ίδιες προϋποθέσεις το 2ο μέλος της εξίσωσης (Σ.8α) χρειάζεται να πολλαπλασιασθεί επί 0,58 (ο συντελεστής γίνεται 0,009).

Σε στοιχεία χωρίς αντισεισμικές κατασκευαστικές λεπτομέρειες, όπως ισχύει στη συγκεκριμένη περίπτωση με χρήση λείων χαλύβων, το 2ο μέλος της Εξ. (Σ.8α) χρειάζεται να πολλαπλασιασθεί επί 0,95.

Στην περίπτωση ψαθυρής μορφής αστοχίας λαμβάνεται $\theta_u = 40\% \cdot \theta_y$.

5.10.4.5 Υπολογισμός ροπής διαρροής M_y

Η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να λαμβάνεται ίση με την οριακή αντοχή (για το οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως αυτή υπολογίζεται κατά τις διατάξεις του ΕΚΟΣ 2000), με χρήση όμως των μέσων τιμών της αντοχής των υλικών, αντί των τιμών σχεδιασμού (ΚΑΝΕΠΕ, §7.2.1). Επιπλέον, στο Παράρτημα 7Α του ΚΑΝΕΠΕ παρέχεται σχέση για τον υπολογισμό της ροπής διαρροής ενός στοιχείου συναρτήσει της καπυλότητας διαρροής $(1/r)_y$, η οποία παρουσιάζεται παρακάτω.

Στην περίπτωση των πλακοδοκών, η ροπή αστοχίας (ή διαρροής) για εφελκυσμό στην πλάκα πρέπει να υπολογίζεται προσμετρώντας και τους παράλληλους στη δοκό οπλισμούς της πλάκας οι οποίοι βρίσκονται μέσα στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας, και είναι επαρκώς αγκυρωμένοι πέραν της διατομής στήριξης της δοκού. Το συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας σε κάθε πλευρά του κορμού μπορεί να ληφθεί ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού ή με το μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό, όποιο είναι μικρότερο.

Σημειώνεται ότι η ροπή αντοχής ή διαρροής πλακοδοκών είναι ευαίσθητη στην τιμή του συνεργαζόμενου πλάτους σε εφελκυσμό, ενώ η υποτίμηση της καμπτικής αντοχής πλακοδοκών με υιοθέτηση χαμηλής τιμής συνεργαζόμενου πλάτους σε εφελκυσμό είναι εις βάρος της ασφάλειας, εάν οδηγεί στο εσφαλμένο συμπέρασμα ότι η πλακοδοκός διαρρέει σε κάμψη προτού αστοχήσει σε τέμνουσα ή ότι σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς αντί στα υποστυλώματα.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Παράρτημα 7Α) η ροπή διαρροής μπορεί να υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση :

$$M_y / bd^3 = (1/r)\gamma \{ E_c \xi \gamma^2 / 2 (0,5(1 + \delta') - \xi \gamma / 3) + [(1 - \xi \gamma) \rho + (\xi \gamma - \delta') \rho' + \rho_n / 6 (1 - \delta')] \cdot (1 - \delta') E_s / 2 \}, \text{ (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Α.6)}$$

Τα μεγέθη που υπεισέρχονται στην παραπάνω σχέση έχουν διευκρινιστεί παραπάνω.

5.10.4.6 Επιπλέον παραδοχές

Για την εφαρμογή των παραπάνω σχέσεων απαιτούνται τα μεγέθη M , V , N , για τον ορισμό των οποίων πραγματοποιούνται 4 αναλύσεις: $g + 0,3q \pm E_x$ και $g + 0,3q \pm E_y$ με δυνάμεις εφαρμοζόμενες στα κέντρα βάρους των ορόφων αγνοώντας τις εκκεντρότητες. Έτσι, τα αξονικά φορτία λαμβάνονται από το συνδυασμό των κατακορύφων $g + 0,3q$, ενώ οι M και V :

- ▲ Για τις δοκούς κατά x λαμβάνονται από τις $g + 0,3q \pm E_x$, ενώ για τις δοκούς κατά y από τις $g + 0,3q \pm E_y$.

▲

- ▲ Για τους στύλους οι οποίοι είναι ορθογωνικής διατομής και συμμετρικά οπλισμένοι προσδιορίζεται ένας νόμος συμπεριφοράς που είναι ίδιος και για τις δύο κατευθύνσεις $x - x$ και $y - y$ συμπεριφοράς, για το καθορισμό του οποίου οι M και V λαμβάνονται από τις $g + 0,3q \pm Ey$ και $g + 0,3q \pm Ex$ και στη συνέχεια λαμβάνεται ο μέσος όρος των λόγων διάτμησης των φορτιστικών αυτών καταστάσεων.

Η μορφή των νόμων $M - \theta$ που εισάγονται στο προσομοίωμα για τις δοκούς, τους στύλους και τα τοιχώματα, καθώς και οι συνεπαγόμενες παραδοχές είναι :

Η ανελαστική συμπεριφορά των υποστυλωμάτων περιγράφεται με νόμο $M - \theta$ που αντιστοιχεί σε διαξονική κάμψη με αλληλεπίδραση αξονικού ($N - Mx - My$). Για την εφαρμογή του νόμου αυτού στο προσομοίωμα απαιτείται από το χρήστη η εισαγωγή των οπλισμών της διατομής του στοιχείου, οπότε το πρόγραμμα (στην προκειμένη περίπτωση το SAP2000) είναι σε θέση να υπολογίζει σε κάθε βήμα της ανάλυσης νέες ακριβέστερες τιμές για τις ροπές αντοχής, ανάλογα με το (μεταβαλλόμενο) αξονικό φορτίο. Για τον υπολογισμό αυτό το SAP2000 βασίζεται σε συγκεκριμένες καμπύλες αλληλεπίδρασης Ροπής -Αξονικού φορτίου($N - M2 - M3$) και λαμβάνει υπόψη τον οπλισμό της διατομής. Όσον αφορά το νόμο αλληλεπίδρασης που θα χρησιμοποιηθεί, επιλέγεται αυτός της ACI 318-95.

- ▲ Για τις δοκούς υιοθετείται ο νόμος $M - \theta$ που αντιστοιχεί στην καθαρή κάμψη, κατά τη συνήθη πρακτική, εισάγοντας και πάλι τους οπλισμούς στο προσομοίωμα, για μεγαλύτερη ακρίβεια

Συνέπεια των παραπάνω αποτελεί η αδυναμία μείωσης της αρχικής τιμής της ροπής αντοχής (M_y) στην τιμή M_{Vu} , που αντιστοιχεί στην αστοχία από τέμνουσα, όταν ένα στοιχείο χαρακτηρίζεται κατά τα ανωτέρω «ψαθυρό», παρόλο που η πλαστική γωνία στροφής εισάγεται μειωμένη.

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, η ανελαστική στατική ανάλυση θα εκτελεστεί με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., σύμφωνα με τις οποίες τα στοιχεία χαρακτηρίζονται ως « πλάστιμα » ή « ψαθυρά » κατά τον προσδιορισμό των νόμων $M - \theta$, και το γεγονός αυτό επηρεάζει τόσο τον καθορισμό του νόμου ανελαστικής συμπεριφοράς των κρίσιμων διατομών, όσο και τους αντίστοιχους ελέγχους επιτελεστικότητας σε επίπεδο στοιχείων.

Πιο συγκεκριμένα, κάθε κρίσιμη διατομή χαρακτηρίζεται αρχικά ως προς την αναμενόμενη μορφή αστοχίας (πλάστιμη ή ψαθυρή). Σε ό,τι αφορά αυτό τον αρχικό «έλεγχο» ενός στοιχείου, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιλέγει ένα διττό ορισμό, σύμφωνα με τον οποίο ένα στοιχείο χαρακτηρίζεται ψαθυρό είτε όταν $\mu\theta$ (διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας στροφών) < 2 , είτε όταν V_{Mu} (τέμνουσα που αντιστοιχεί στην καμπτική διαρροή) $> V_R$ (αντοχή σε διάτμηση). Στη συνέχεια, για τα μεν «ψαθυρά» διαφοροποιούνται οι τιμές των $\theta\gamma$ και $M\gamma$ σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω για τον καθορισμό του νόμου $M - \theta$, για τα δε « πλάστιμα » εξετάζεται το ενδεχόμενο εξασθένησης της διατμητικής αντοχής υπό ανακύκλιση μέσω της ανίσωσης

$$V_R, \mu\Delta r_l = 4 \geq V_{\mu u},$$

οπότε είτε μεταπίπτουν σε ψαθυρά και αντιμετωπίζονται ως τέτοια, είτε παραμένουν πλάστιμα και ο καθορισμός του νόμου $M - \theta$ πραγματοποιείται χωρίς καμία μείωση των τιμών των $\theta\gamma$, $M\gamma$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ

ΜΕΘΟΔΟ

6.1. ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ

Σύμφωνα με την §5.4.6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι εντός επιπέδου παραμορφώσεις του διαφράγματος υπό την επίδραση των (διανεμημένων) σεισμικών αδρανειακών δράσεων και των αντιδράσεων των κατακόρυφων στοιχείων που συνδέονται με το διάφραγμα, οφείλουν να λαμβάνονται υπόψη κατά τον υπολογισμό των σχέσεων που συνδέουν τις μετακινήσεις των κατακόρυφων στοιχείων.

Επιτρέπεται η κατάταξη των διαφραγμάτων σε δύο κατηγορίες:

1. Ένα διάφραγμα θα χαρακτηρίζεται ως ευπαραμόρφωτο, όταν η μέγιστη εντός του επιπέδου του οριζόντια παραμόρφωση υπερβαίνει το διπλάσιο του μέσου σχετικού βέλους των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου. Για διαφράγματα που εδράζονται επί τοιχωμάτων υπογείου, θα λαμβάνεται υπόψη το σχετικό βέλος του ορόφου που υπέρκειται του διαφράγματος.

2.

3. Ένα διάφραγμα θα χαρακτηρίζεται ως απαραμόρφωτο, όταν η μέγιστη εντός του επιπέδου του οριζόντια παραμόρφωση κατά μήκος του διαφράγματος είναι μικρότερη του μισού του μέσου σχετικού βέλους των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου.

Στη συνήθη περίπτωση των συστημάτων πλακών – δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα, το αντίστοιχο διάφραγμα επιτρέπεται να θεωρείται απαραμόρφωτο, χωρίς αναλυτικό υπολογισμό, όταν η γεωμετρία και η αντοχή του (εντός επιπέδου) μπορεί να θεωρηθούν ικανοποιητικές.

Εάν δεν γίνεται λεπτομερέστερη θεώρηση, ένα διάφραγμα από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να θεωρείται ως απαραμόρφωτο, εάν πληρούνται τα εξής (απλοποιητικά) κριτήρια:

- ⤴ Παρουσία ουσιωδών περιμετρικών δοκών, απουσία έντονων μεταβολών πάχους και διατομών, ή ασυνεχειών στη διάταξη δοκών ή /και πλακών,
- ⤴ Δεν πρόκειται για συστήματα συμπαγών πλακών χωρίς δοκούς ή με έμμεσες στηρίξεις, Στην κατηγορία αυτή δεν συμπεριλαμβάνονται οι συμπαγείς πλάκες χωρίς δοκούς με επαρκή τοιχώματα καθώς και οι δοκιδωτές πλάκες (ιδίως τύπου Sandwich) επίσης με επαρκή τοιχώματα.
- ⤴ Οι ανισοσταθμίες μέσα στον ίδιο όροφο δεν είναι έντονες (π.χ. υψομετρικές διαφορές όχι μεγαλύτερες του $h/2$, όπου h το μέσο ύψος δοκών)
- ⤴ Η μορφή της κάτοψης είναι συμπαγής (π.χ. απουσία μεγάλων εισεχόντων ή εξεχόντων τμημάτων, κατόψεων με επιμήκεις πτέρυγες μορφής Γ, Τ, Π κλπ.)
- ⤴ Δεν υπάρχουν μεγάλα κενά (ανοίγματα) μέσα στο διάφραγμα, ιδίως στην περιοχή μεγάλων τοιχωμάτων (κατ' εξοχήν πρωτευόντων φερόντων στοιχείων).

Στην παρούσα εργασία πληρούνται όλα τα παραπάνω κριτήρια , επομένως όλα τα διαγράμματα όλων των σταθμών μπορούν να θεωρηθούν απαραμόρφωτα

6.2. ΣΥΝΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΤΡΕΨΗΣ

Σύμφωνα με την §5.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., η επιρροή της στρέψης περί κατακόρυφο άξονα δεν απαιτείται να λαμβάνεται υπόψη στην περίπτωση κτιρίων με ευπαραμόρφωτα διαφράγματα. Η αύξηση των δυνάμεων και μετακινήσεων λόγω στρέψης θα υπολογίζεται σε όλες τις άλλες περιπτώσεις. Η επιρροή της στρεπτικής επιπόνησης θα συνεκτιμάται στις ελαστικές μεθόδους σύμφωνα με την §3.3 του ΕΑΚ2000.

Σύμφωνα με την §5.6.4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., που αφορά στην ελαστική στατική μέθοδο ανάλυσης, σε όλες τις περιπτώσεις, τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις θα επαυξάνονται ώστε να συνεκτιμάται η επιρροή της στρέψης, σύμφωνα με την προαναφερθείσα §5.4.2 του ίδιου κανονισμού. Ο ΕΑΚ2000 (στον οποίο παραπέμπει η §5.4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για την ελαστική δυναμική μέθοδο ανάλυσης καθορίζει μόνο την τυχηματική εκκεντρότητα, η οποία στα πλαίσια της παρούσας εργασίας αγνοείται για μείωση του όγκου των δεδομένων προς επεξεργασία. Σε περίπτωση που γινόταν συνεκτίμηση της στρέψης, θα συνεκτιμούταν μέσω της επιβολής στρεπτικών ροπών στα διαφράγματα (φορτιστικές καταστάσεις ΜΕx και ΜΕy).

Οπότε, τελικά δεν υφίσταται τροποποίηση των αποτελεσμάτων της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης ώστε να ληφθεί υπ' όψιν κάποια μορφή στρέψης της κάτοψης του κτιρίου. Αυτή συνυπολογίζεται ούτως ή άλλως κατά την εφαρμογή της μεθόδου (είτε συνεκτιμάται η τυχηματική εκκεντρότητα είτε όχι, όπως αυτή ορίζεται στον ΕΑΚ2000).

6.3. ΕΠΙΡΡΟΕΣ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΗΣ

Σύμφωνα με την §5.4.7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., η ανάλυση των κτιρίων θα γίνεται συνεκτιμώντας τις στατικές και δυναμικές επιρροές 2ας τάξεως. Οι στατικές επιρροές 2ας τάξεως θα λαμβάνονται υπόψη τόσο στην ελαστική όσο και στην ανελαστική ανάλυση.

- ✧ Στην ελαστική ανάλυση, η οποία και θα μας απασχολήσει στην παρούσα εργασία, όταν ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ (§ 4.1.2.2 ΕΑΚ) προκύπτει μικρότερος του 0.1, οι επιρροές 2ας τάξεως μπορεί να αγνοηθούν.
- ✧ Όταν ο δείκτης θ κυμαίνεται μεταξύ 0.1 και 0.2, οι σεισμικές δυνάμεις και μετακινήσεις στον όροφο i θα επαυξάνονται με το συντελεστή $1 / (1-\theta i)$.

- ▲ Όταν ο δείκτης θ υπερβαίνει την τιμή 0.2, το κτίριο θα θεωρείται οιονεί ασταθές, οπότε θα απαιτείται κατάλληλη ενίσχυσή του, ώστε να μειωθούν οι πλευρικές του μετακινήσεις προκειμένου ο δείκτης θ να προκύπτει εντός των ανωτέρω ορίων.

Με βάση τον ΕΑΚ2000 (§4.1.2.2) είναι :

$$\theta = N_{ολ} \cdot \Delta / V_{ολ} \cdot h$$

Όπου:

$N_{ολ}$, $V_{ολ}$: είναι αντίστοιχα η συνολική αξονική και η τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου υπό το σεισμικό συνδυασμό.

h : είναι το ύψος του ορόφου

Δ : είναι η υπολογιστική σχετική μετακίνηση του δυσμενέστερου ακραίου πλαισίου

$$(\Delta = q \cdot \epsilon_{λ})$$

q : ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε κατά την ανάλυση.

Σε όλες τις αναλύσεις προέκυψε ότι ο δείκτης μεταθετότητας θ προκύπτει μικρότερος του 0.1 άρα φαινόμενα 2ης τάξης αγνοούνται.

6.4. ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ

Σύμφωνα με την §5.4.11 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., τα κτίρια θα ελέγχονται έναντι των δυνάμεων ανατροπής που προκύπτουν από τα σεισμικά φορτία. Σύμφωνα με την §5.4.11.1. του ΚΑΝ.ΕΠΕ., που αφορά στις ελαστικές μεθόδους, η αντίσταση στις δυνάμεις ανατροπής θα προέρχεται από τη σταθεροποιητική δράση των μονίμων φορτίων που δρουν είτε μόνα τους, είτε σε συνδυασμό με το αποτέλεσμα της σύνδεσης των δομικών στοιχείων (εν γένει της θεμελίωσης) με άλλα υποκείμενα στοιχεία (εν γένει το έδαφος θεμελίωσης) του κτιρίου. Ο έλεγχος των στοιχείων της θεμελίωσης θα γίνεται λαμβανομένων υπόψη των αυξημένων θλιπτικών φορτίων που προκύπτουν στην περιοχή του άκρου περί το οποίο ο φορέας τείνει να ανατραπεί. Για τον έλεγχο ανατροπής στη βάση ενός κτιρίου, ο οποίος αναφέρεται στο σύνολό του, ενδείκνυται η εφαρμογή της μεθόδου με χρήση του

καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (q), ακόμη και όταν οι έλεγχοι των μελών έχουν γίνει με χρήση των επιμέρους δεικτών συμπεριφοράς (m).

Σε περίπτωση που ο έλεγχος ανατροπής δεν ικανοποιείται, απαιτείται αξιόπιστη σύνδεση / αγκύρωση μεταξύ των στοιχείων του κτιρίου, πάνω και κάτω από το επίπεδο όπου γίνεται ο έλεγχος. Εφόσον το επίπεδο αυτό είναι η βάση του κτιρίου, η αξιόπιστη σύνδεση πρέπει να εξασφαλιστεί μεταξύ του κτιρίου και του εδάφους, εκτός αν χρησιμοποιηθούν μη-γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης για μια ορθολογική εκτίμηση της επιρροής της ανύψωσης. Οι προαναφερθείσες συνδέσεις πρέπει να είναι σε θέση να παραλάβουν τα εντατικά μεγέθη λόγω σεισμού σε συνδυασμό με τα κατακόρυφα φορτία.

Στην παρούσα εργασία δεν πραγματοποιήθηκε έλεγχος ανατροπής.

6.5. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η εφαρμογή της ανελαστικής δυναμικής μεθόδου, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και χρησιμοποιώντας τους νόμους συμπεριφοράς Μ-θ που υπολογίστηκαν σύμφωνα με το 4ο κεφάλαιο.

Το προσομοίωμα αποτελείται από γραμμικά στοιχεία, κατάλληλα για την εισαγωγή των ενδεχομένων σημειακών πλαστικών αρθρώσεων και η ανάλυση έγινε με το πρόγραμμα SAP2000. Οι δυσκαμψίες των δομικών στοιχείων θεωρήθηκαν αμείωτες καθώς στο μοντέλο έχουν εισαχθεί σημειακές πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δομικών στοιχείων μέσω των οποίων περιγράφεται και υπολογίζεται τελικά η δυσκαμψία των γραμμικών δομικών στοιχείων ως $K=M\gamma/\theta\gamma$. Ωστόσο ο υπολογισμός αυτός γίνεται από τη στιγμή διαρροής της κάθε διατομής και μετά. Μέχρι τη στιγμή διαρροής η δυσκαμψία του γραμμικού στοιχείου είναι αυτή που προκύπτει κατά τα γνωστά από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του και το υλικό (και συναρτάται από τα I και E). Με αυτή τη θεώρηση αγνοείται η απαίτηση του ΕΑΚ για διατομές δυσκαμψίας σταδίου II (ρηγματωμένης διατομής) στα πρώτα βήματα της ανάλυσης που η κατασκευής αποκρίνεται ελαστικά.

Υλοποιείται τελικά μόνο η απαίτηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για μείωση της δυσκαμψίας των διατομών σε στάδιο ανελαστικής απόκρισης, δηλαδή σταδίου III, με έμμεσο όμως τρόπο με τη διαρροή των διατομών στις οποίες έχουν εισαχθεί πλαστικές αρθρώσεις και όχι με αυτή

καθ'αυτή μείωση των δυσκαμψιών των γραμμικών δομικών στοιχείων του μοντέλου. Συνεπώς θεωρώντας αμείωτες τις δυσκαμψίες κατά τα πρώτα βήματα ελαστικής απόκρισης της κατασκευής, τα φορτία που επιβάλλονται σε αυτήν είναι μεγαλύτερα καθώς γίνεται πιο δύσκαμπτη, η ιδιοπερίοδος αυξάνεται και συνεπώς αυξάνεται και η φασματική επιτάχυνση. Μειώνεται βέβαια η φασματική μετακίνηση όμως το κριτήριο για τη διαρροή ή όχι των διατομών είναι η ροπή που αναπτύσσεται και όχι η στροφή τους. Συνεπώς η κατασκευή δεν είναι σε θέση να αναπτύξει μικρές μετακινήσεις καθότι οι διατομές διαρρέουν πολύ νωρίς και οι μετακινήσεις μεγαλώνουν καθώς ο φορέας γίνεται πιο εύκαμπτος. Στη συνέχεια, μετά τη διαρροή, μπορούμε να πούμε ότι αναλαμβάνει μικρότερα φασματικά φορτία όμως οι αστοχίες έχουν ήδη εμφανιστεί οπότε αυτή η θεώρηση είναι λάθος. Τελικά μπορούμε να υποθέσουμε ότι η κατάσταση με τις μη μειωμένες δυσκαμψίες που επιλέγεται είναι δυσμενέστερη για την κατασκευή. Δεδομένης της « ικανοποιητικής » στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων, είναι δυνατή η εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Με βάση τις αρχές εφαρμογής της μεθόδου.

Μία γνωστή εφαρμογή ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η μέθοδος Pushover, η οποία μαζί με τη μεθοδολογία των σταθμών επιτελεσματικότητας αποτελούν βασικό κορμό των διεθνών Κανονισμών επεμβάσεων, π.χ. EC-8, ΚΑΝ.ΕΠΕ, FEMA 356, ATC-40 κ.τ.λ. Σε αντίθεση με την κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού που εξετάζει τη συμπεριφορά τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση), η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεσματικότητας μαζί με την Pushover ανάλυση εξετάζουν τον τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Η Pushover ανάλυση για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών ή ακόμα και για τον έλεγχο μιας νέας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής. Κατά την εφαρμογή λοιπόν της Pushover ανάλυσης η κατασκευή εξωθείται σταδιακά με μονότονα αυξανόμενη πλευρική φόρτιση μέχρι να φτάσει σε αστοχία. Σταδιακά σχηματίζονται πλευρικές αρθρώσεις κατά μήκος οποιουδήποτε στοιχείου-μέλους (δοκού , υποστυλώματος, τοιχώματος). Αυτές σχηματίζονται καθώς απομειώνεται σταδιακά η αντοχή των κόμβων που έχουν οριστεί ως ενδεχόμενες θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων κατά μήκος

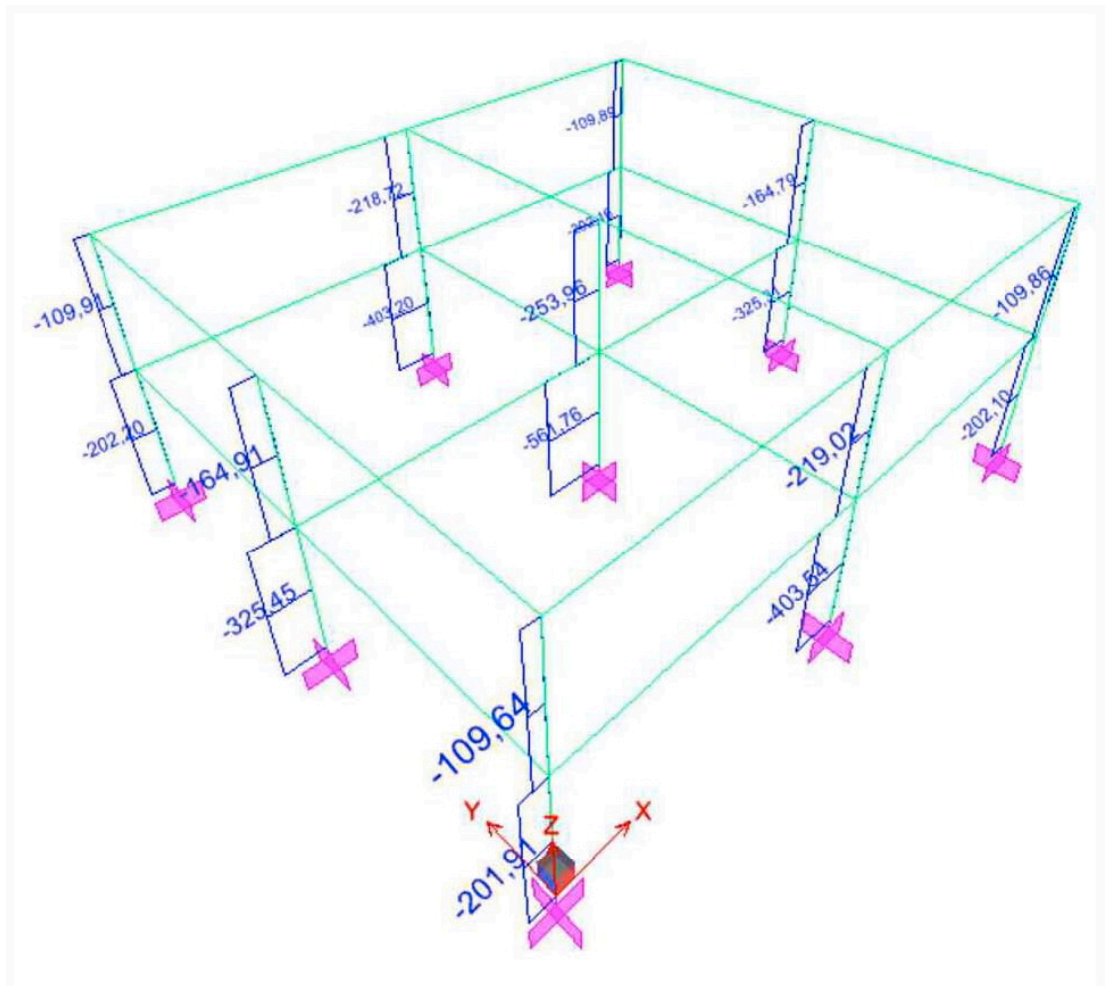
των στοιχείων –μελών. Μπορούμε να θεωρήσουμε τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στην αρχή και το τέλος του μήκους του στοιχείου. Τελικά θα δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης από τις σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις στα δομικά στοιχεία της κατασκευής, των οποίων οι πλαστικές παραμορφώσεις θα είναι τέτοιες, που τα στοιχεία της κατασκευής δε θα μπορούν να παραλάβουν περαιτέρω ένταση και η κατασκευή θα οδηγηθεί σε αστοχία.

Απαραίτητο στοιχείο της εφαρμογής της μεθοδολογίας των σταθμών επιτελεστικότητας είναι η εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής (target displacement). Αυτή η στοχευόμενη μετακίνηση είναι η αναμενόμενη μετακίνηση κορυφής της κατασκευής για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού ή αλλιώς για δεδομένη πιθανότητα υπέρβασης του συγκεκριμένου σεισμού κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής και βρίσκεται με διάφορες μεθόδους (όπως με τις μεθόδους ATC-40, N2, μέθοδος συντελεστών κ.ά.). Τελικά γίνεται σύγκριση μεταξύ της στοχευόμενης μετακίνησης και της αντίστοιχης επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη αντίστασης της κατασκευής. Αυτή η σύγκριση φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα καμπύλης αντίστασης.

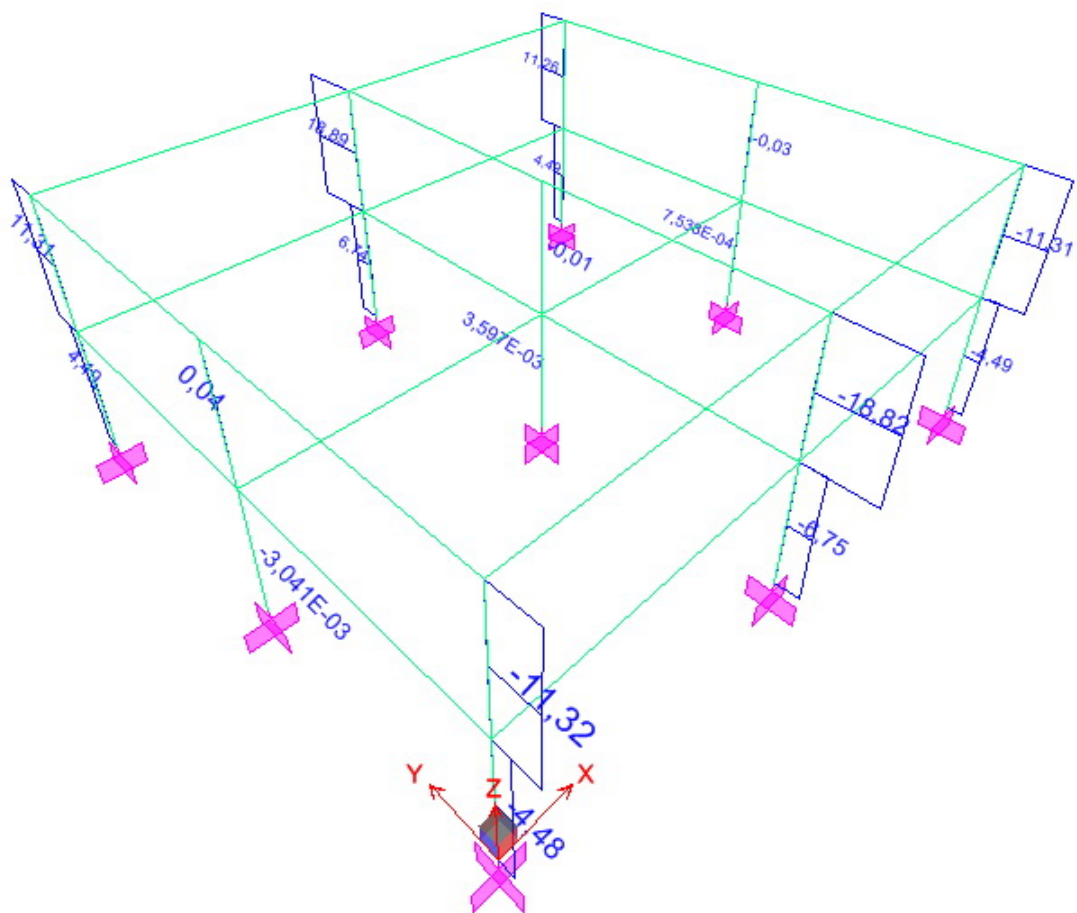
Αρχικά έγινε η δημιουργία του φορέα στο λογισμικό SAP2000v10. Δηλαδή δημιουργήθηκαν τα διάφορα στοιχεία του κτιρίου μας, τα οποία είναι τα υποστυλώματα, τα δοκάρια, τα τοιχώματα και οι πλάκες.

Στη συνέχεια έγινε η φόρτιση αυτών με τα διάφορα φορτία τα μόνιμα (G), τα κινητά (Q), ο συνδυασμός αυτών Sd και ο συνδυασμός G+0,3Q. Έπειτα φορτίσαμε το φορέα με τα σεισμικά φορτία.

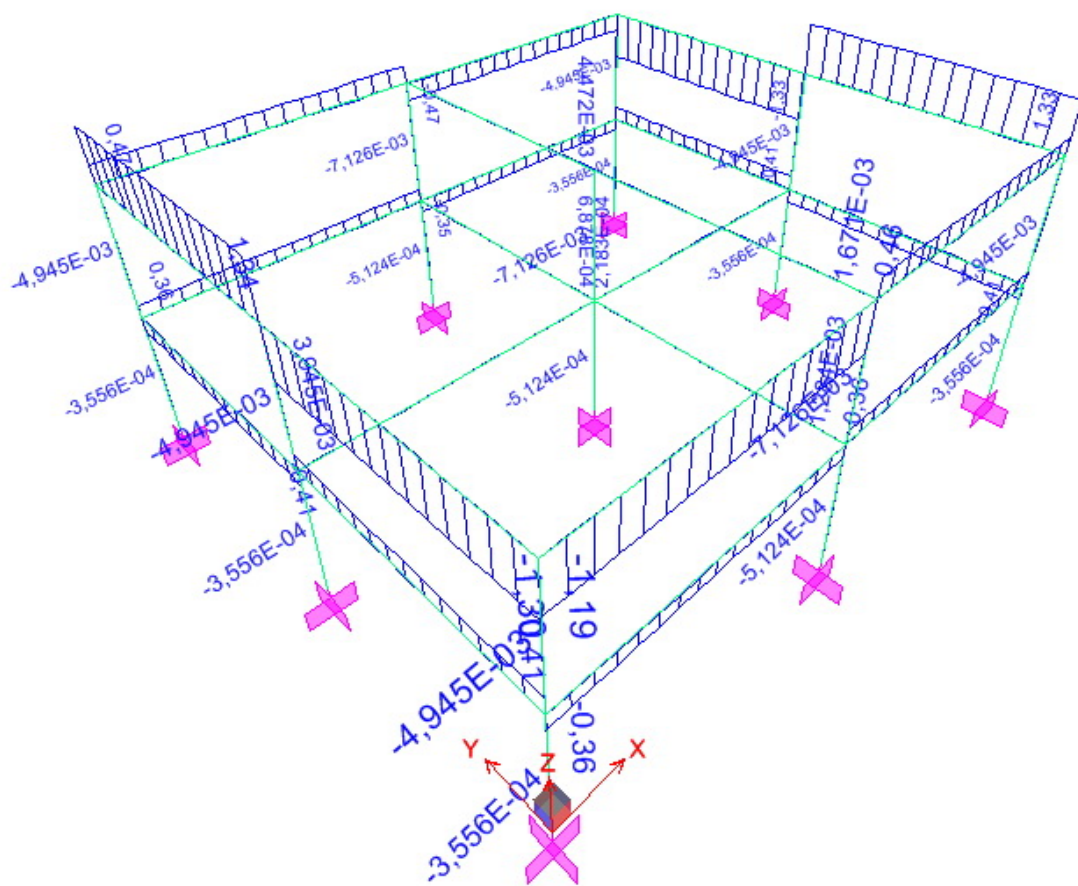
Παρακάτω παρατίθενται ο φορέας στις διάφορες καταστάσεις φορτίσεων.



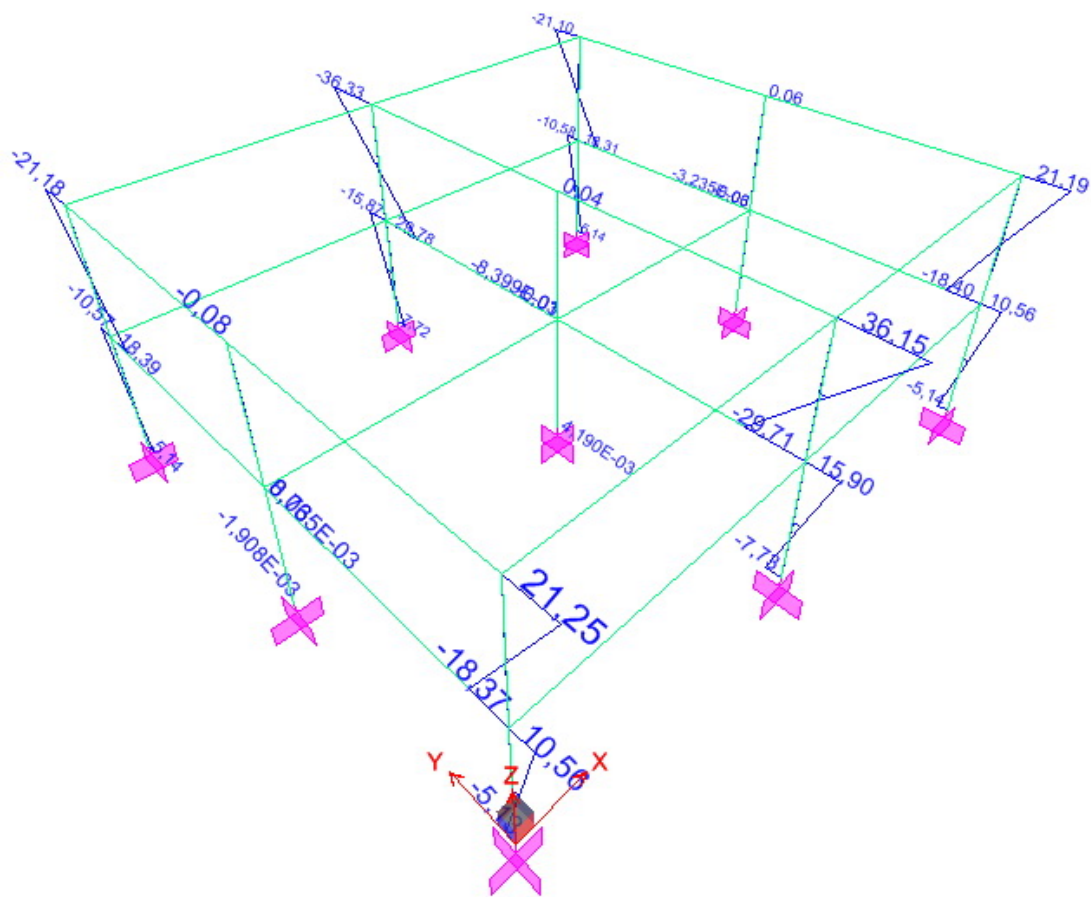
διάγραμμα αξονικών δυνάμεων (G)



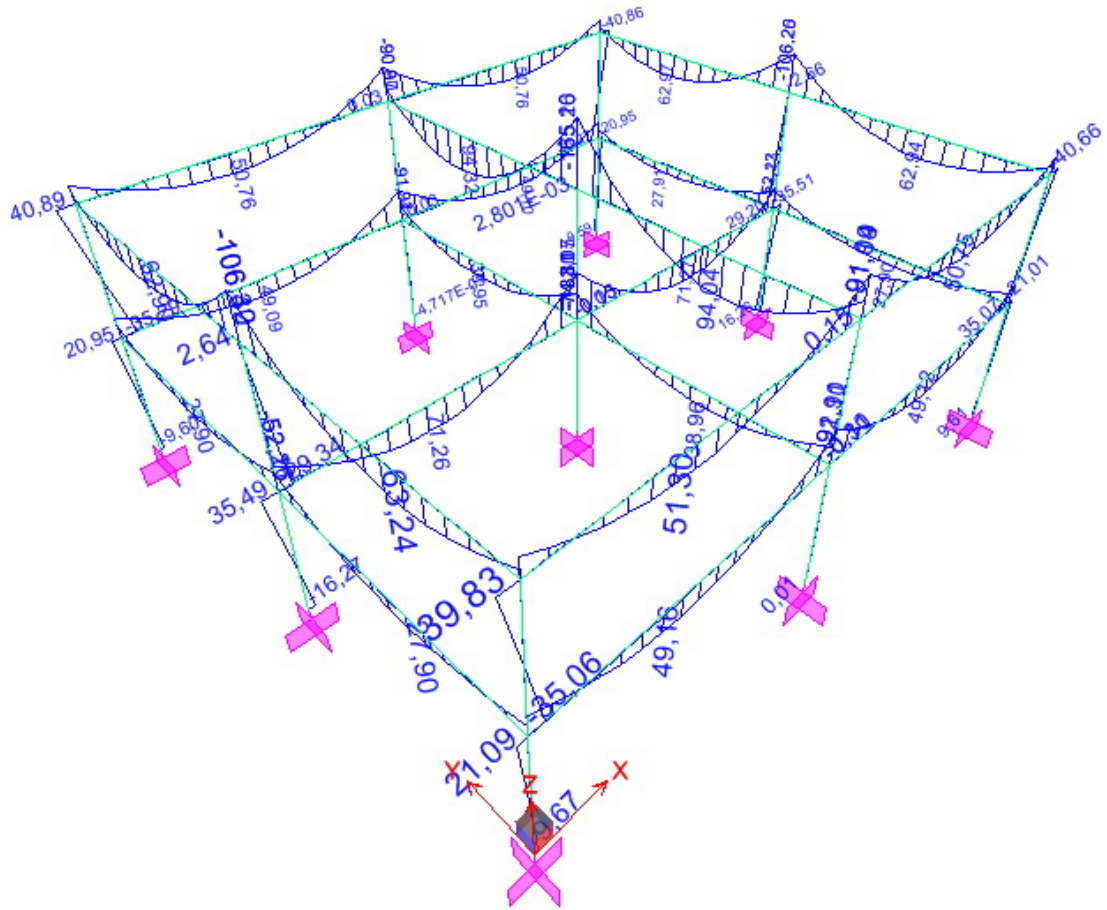
Διάγραμμα διατμητικών 3-3 δυνάμεων (G)



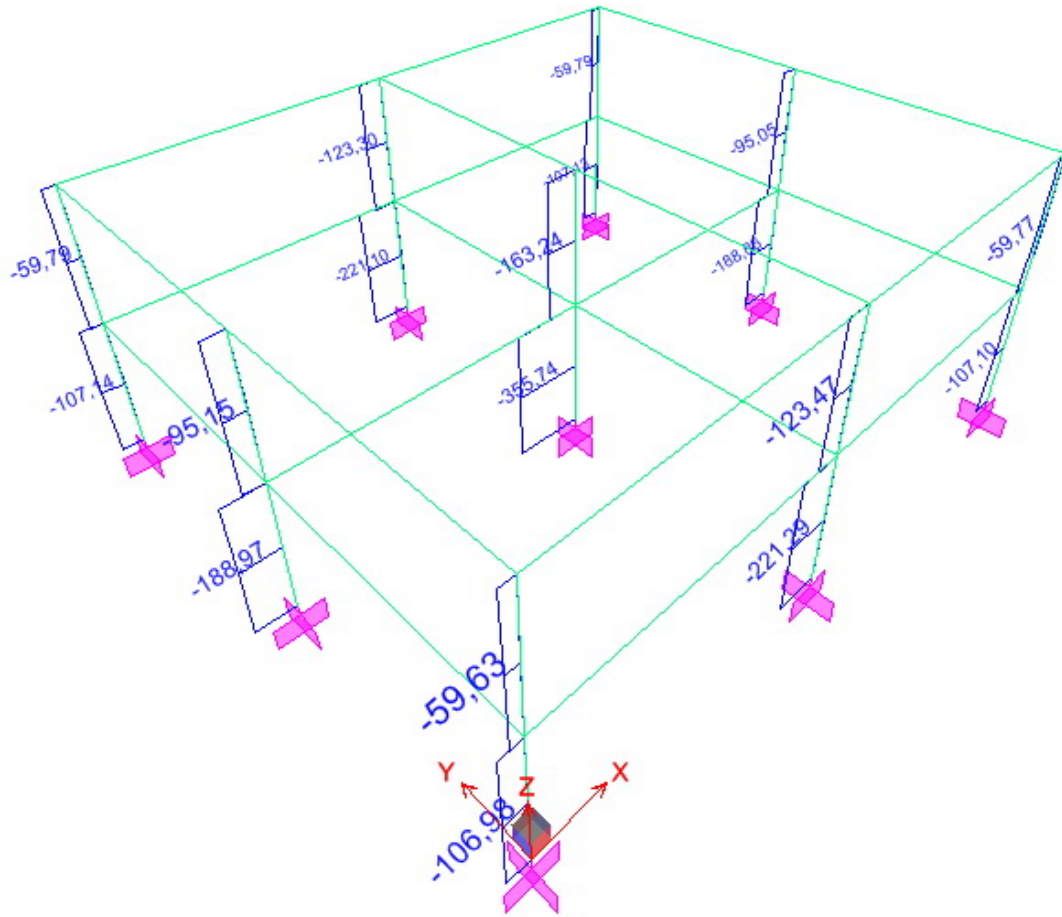
Διάγραμμα στρεπτικών δυνάμεων (G)



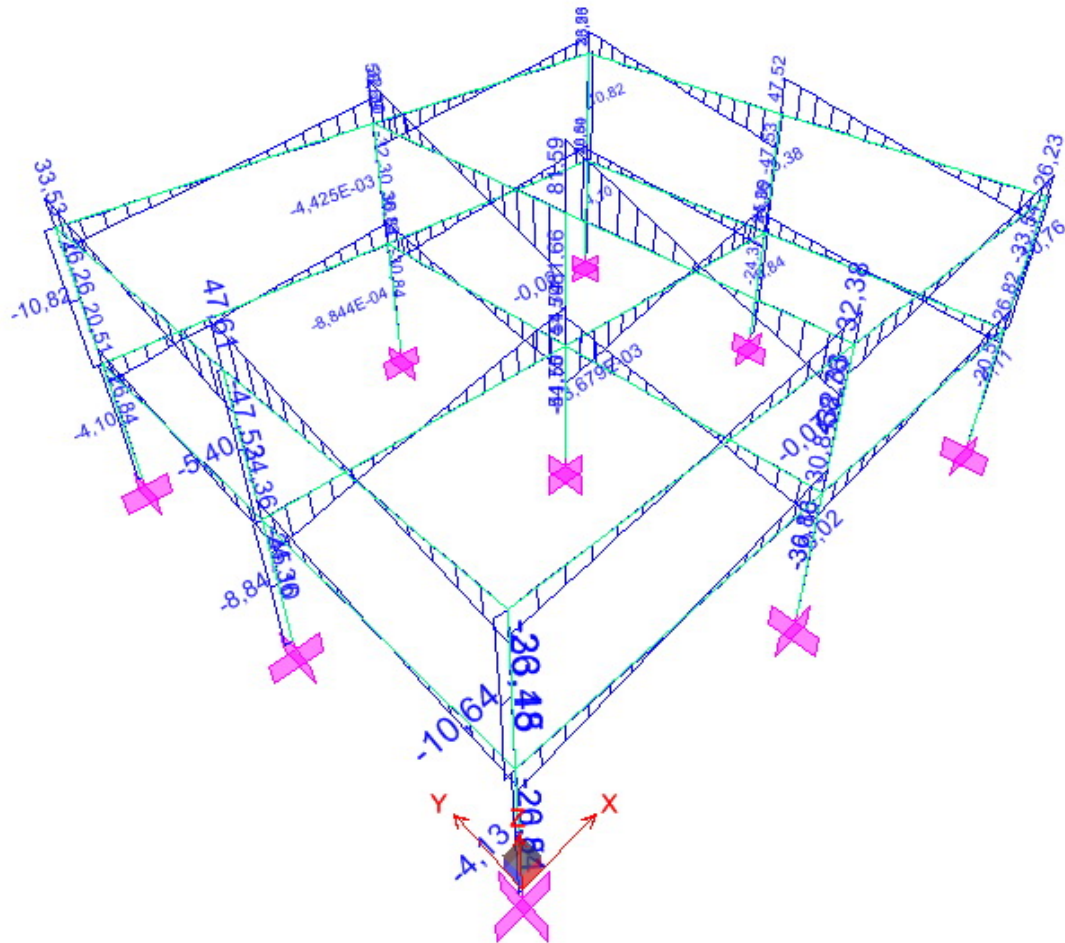
Διάγραμμα τεμνουσών 2-2 δυνάμεων (G)



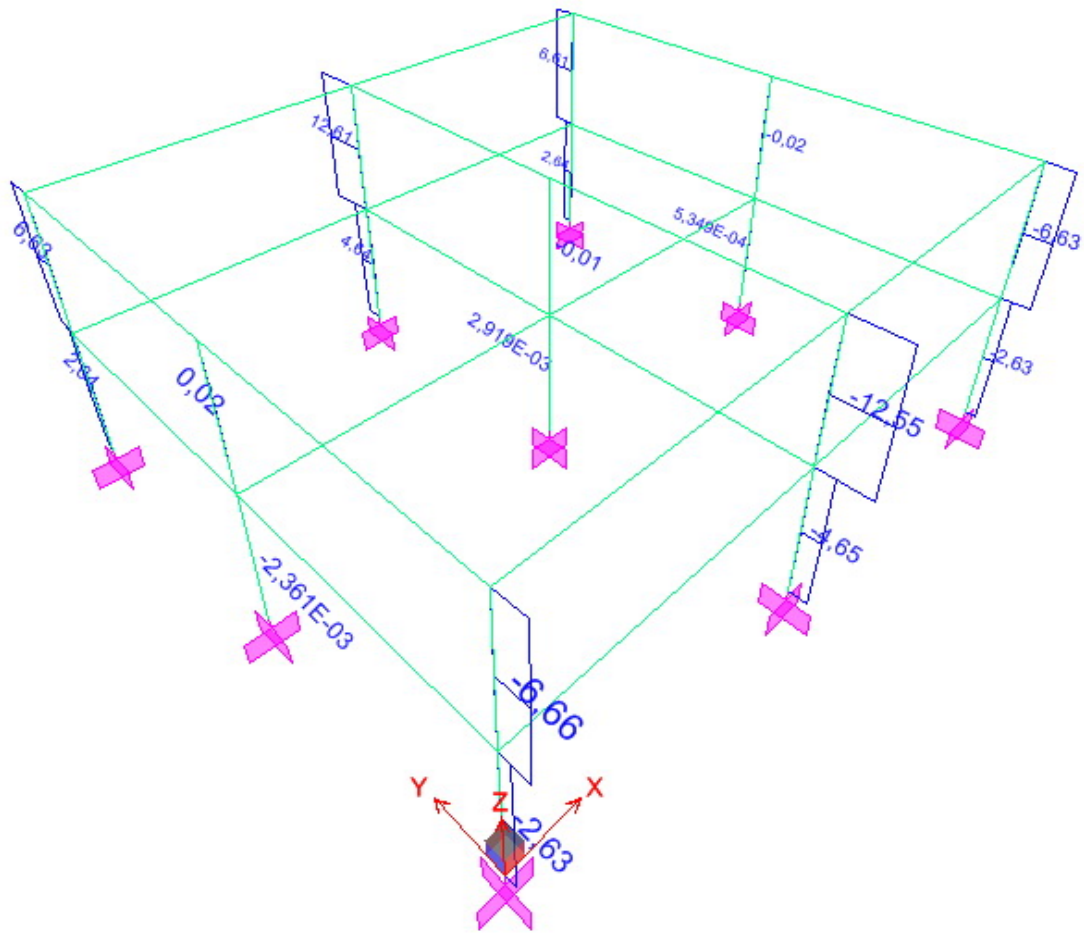
Διάγραμμα καμπτικών 3-3 δυνάμεων (G)



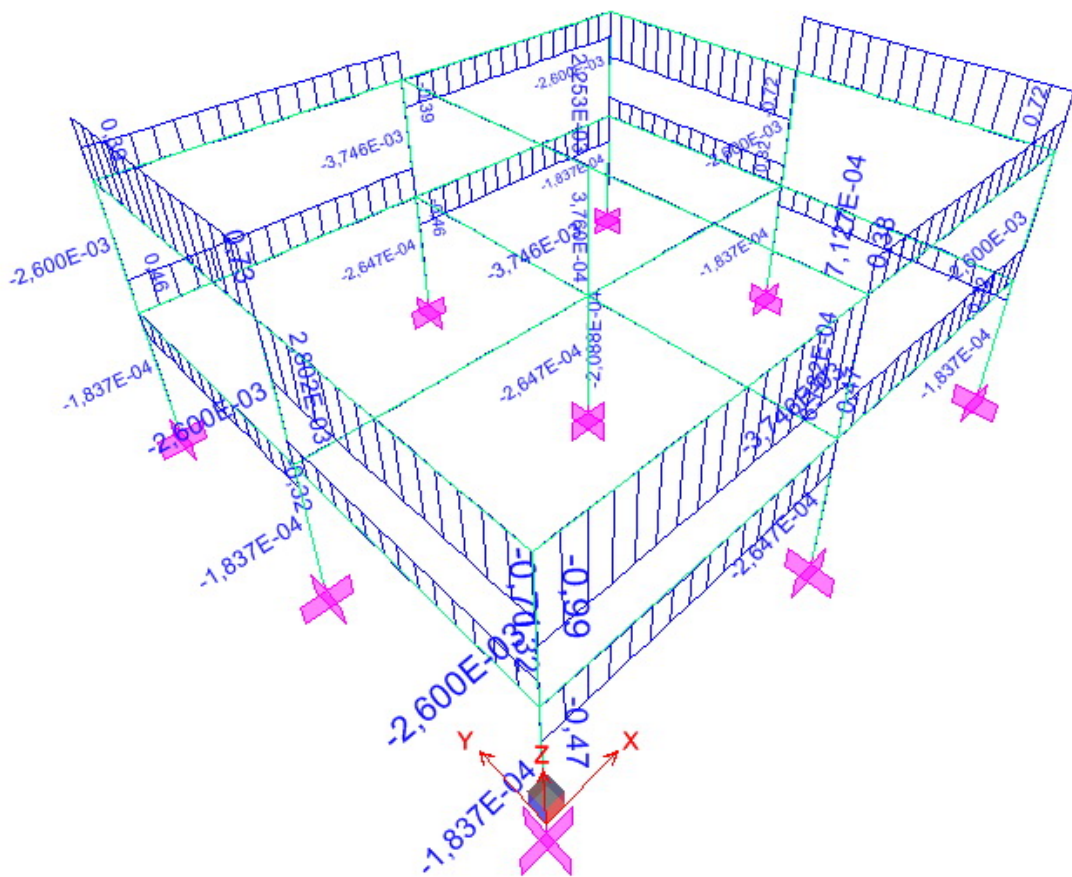
Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων (Q)



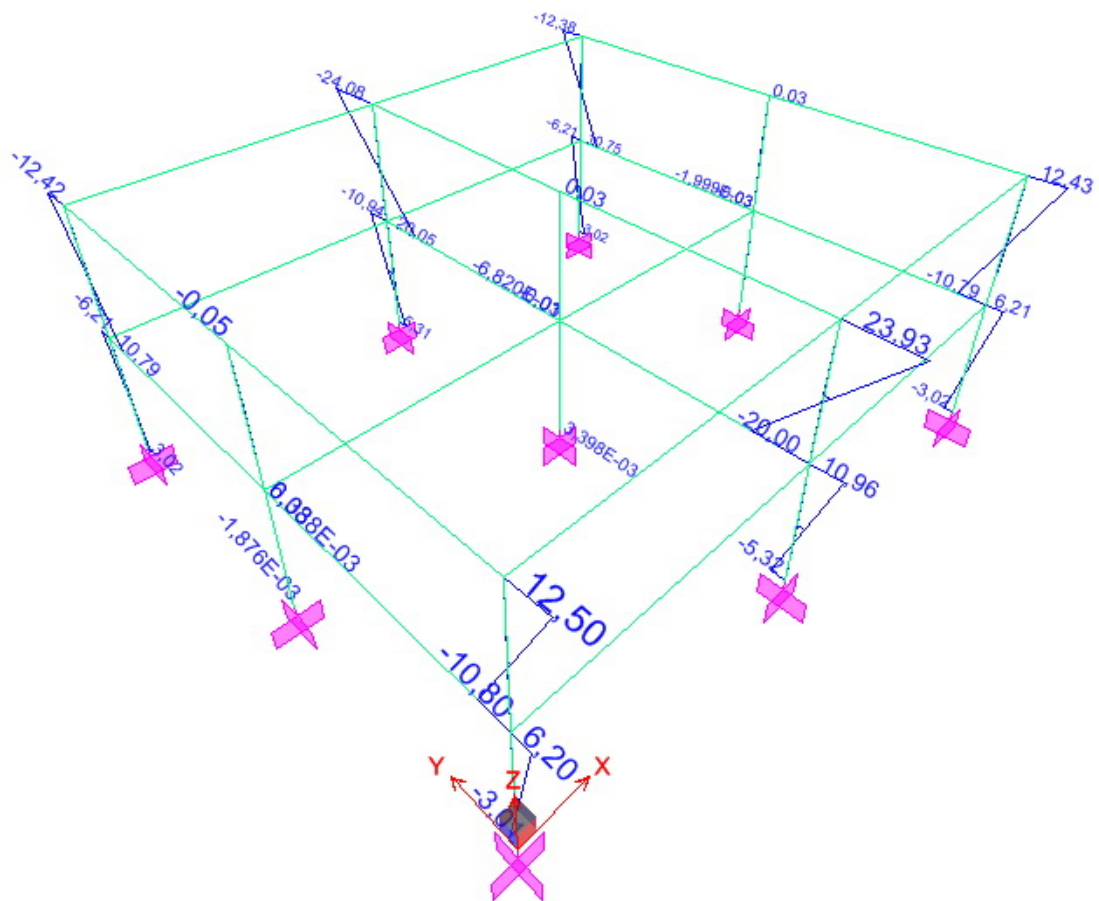
Διάγραμμα διατμητικών 2-2 δυνάμεων (Q)



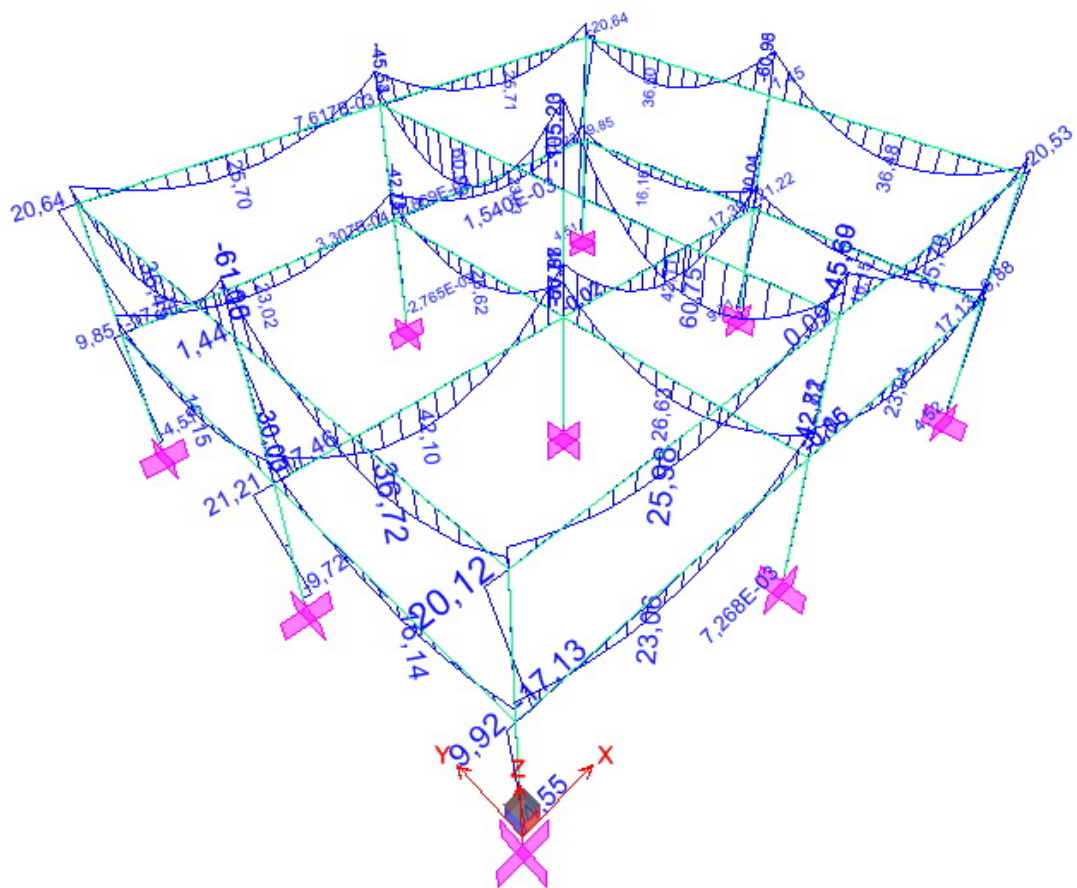
Διάγραμμα διατμητικών 3-3 δυνάμεων (Q)



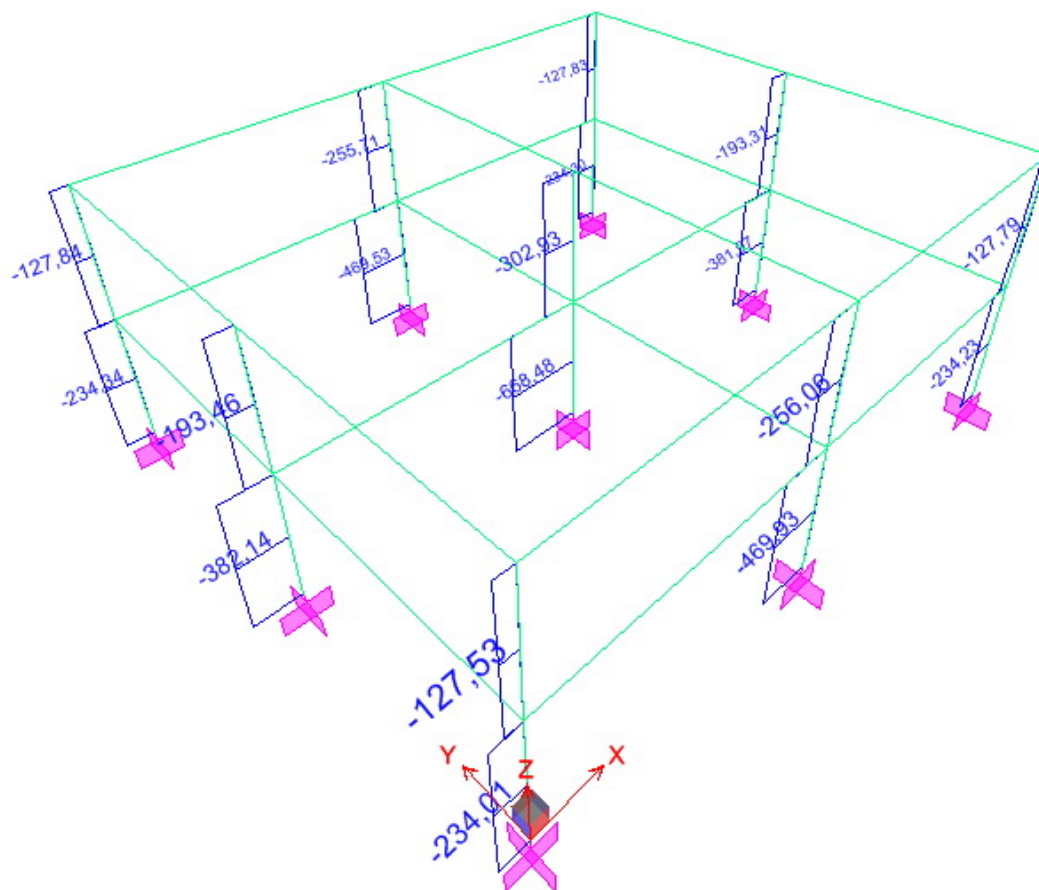
Διάγραμμα στρεπτικών δυνάμεων (Q)



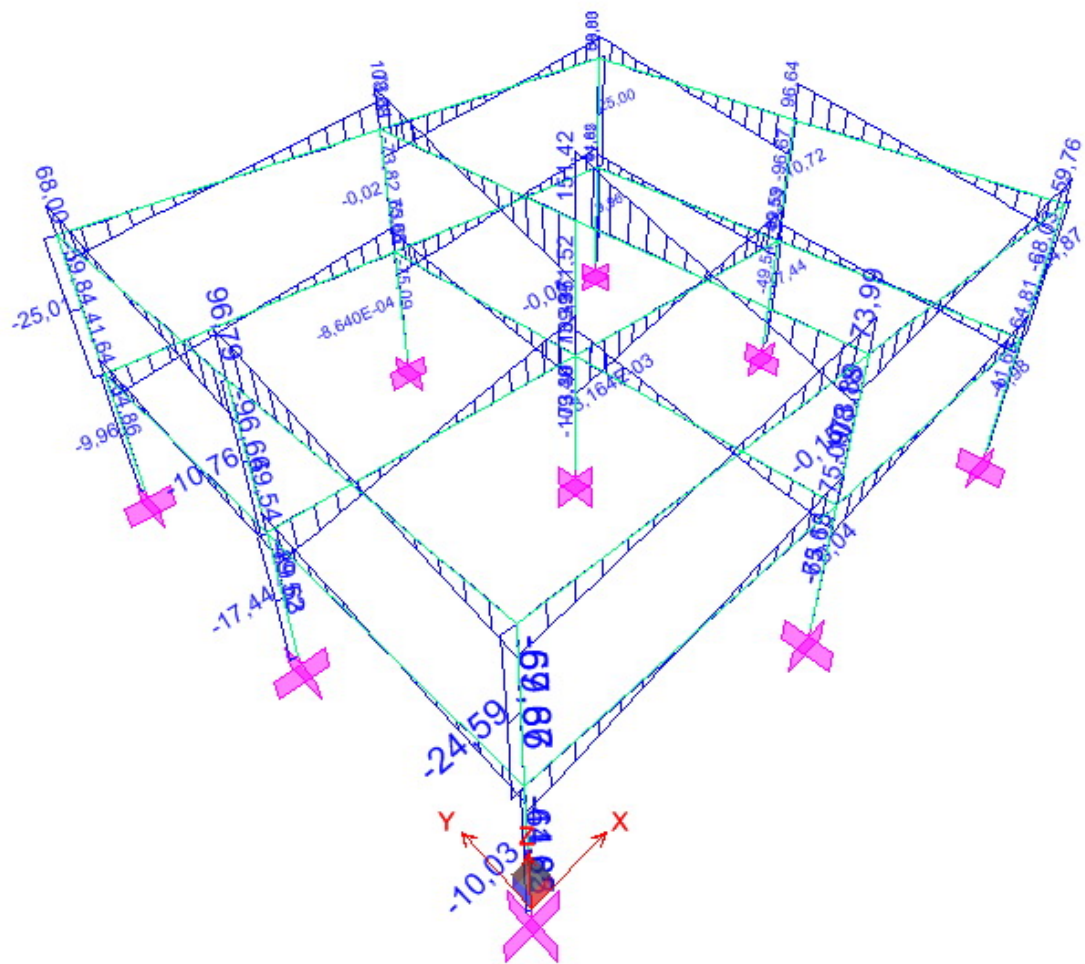
Διάγραμμα τεμνουσών 2-2 δυνάμεων (Q)



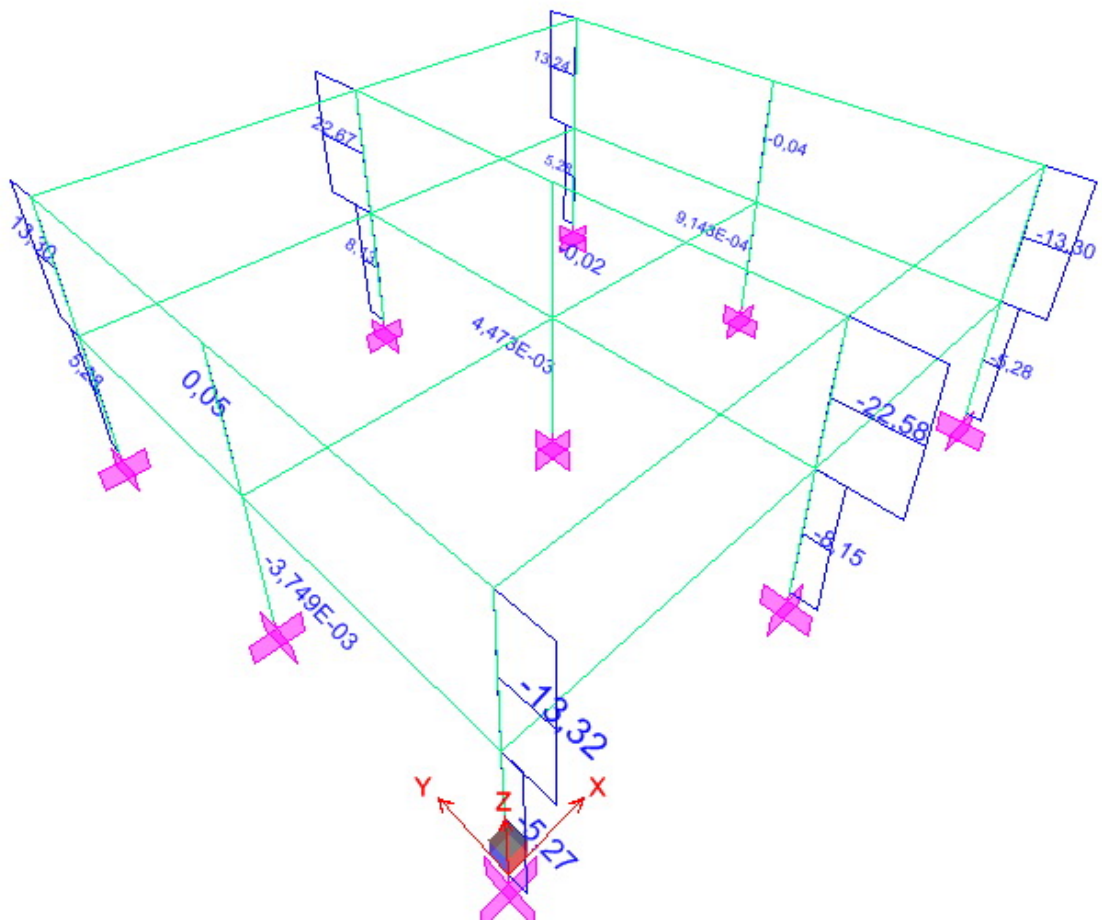
Διάγραμμα καμπτικών 3-3 δυνάμεων (Q)



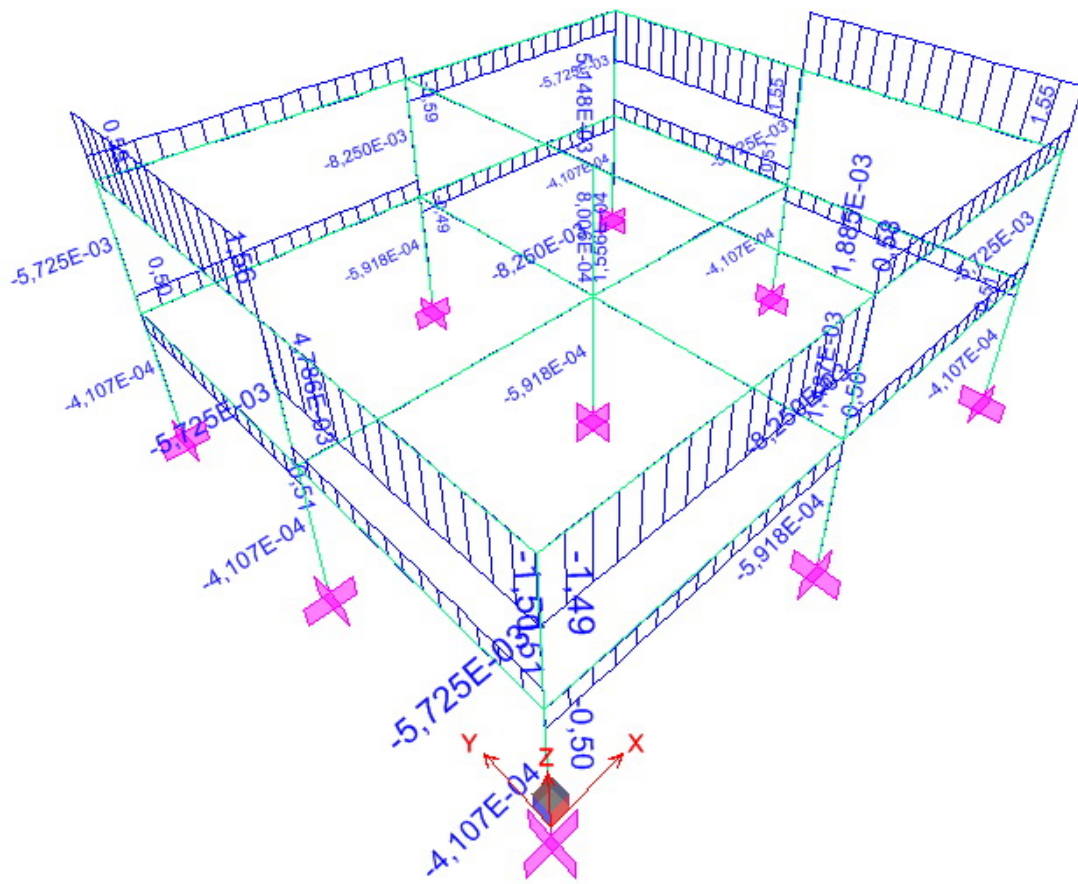
Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων (G+0.3Q)



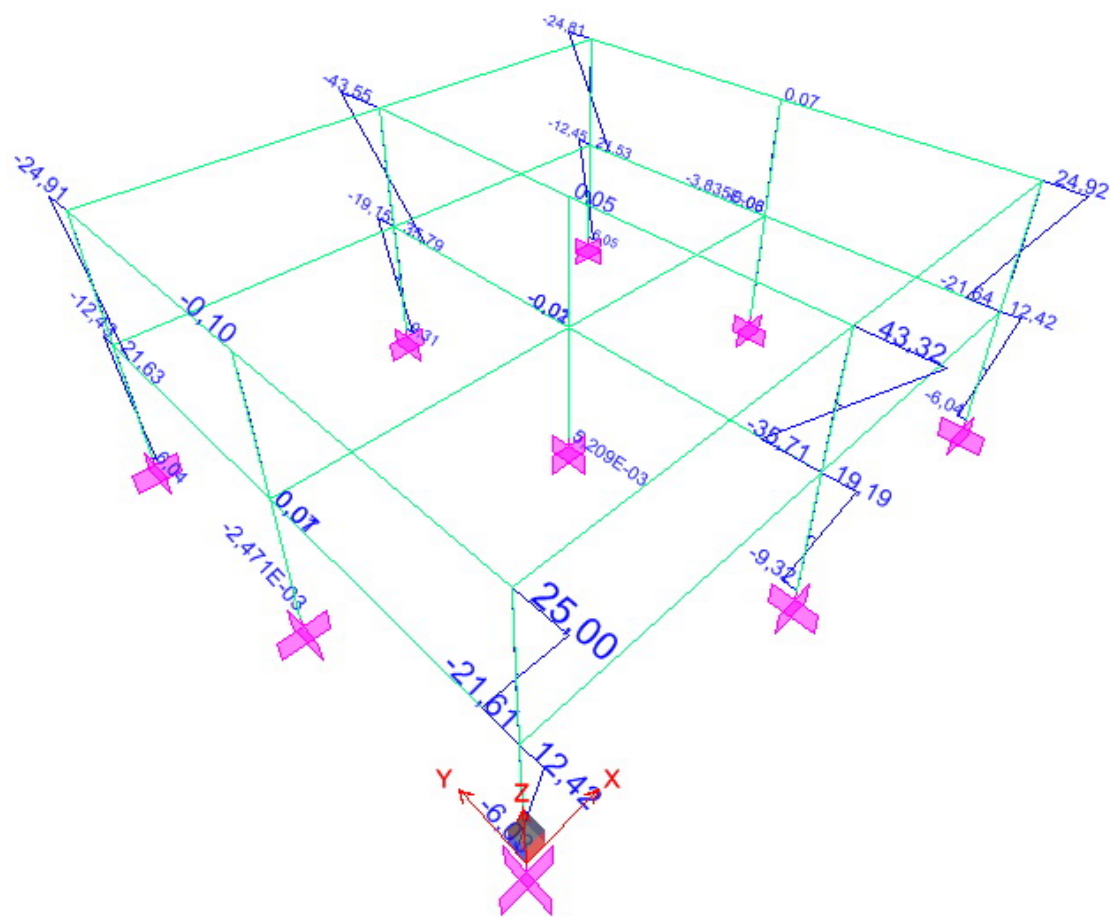
Διάγραμμα διατμητικών 3-3 δυνάμεων (G+0.3Q)



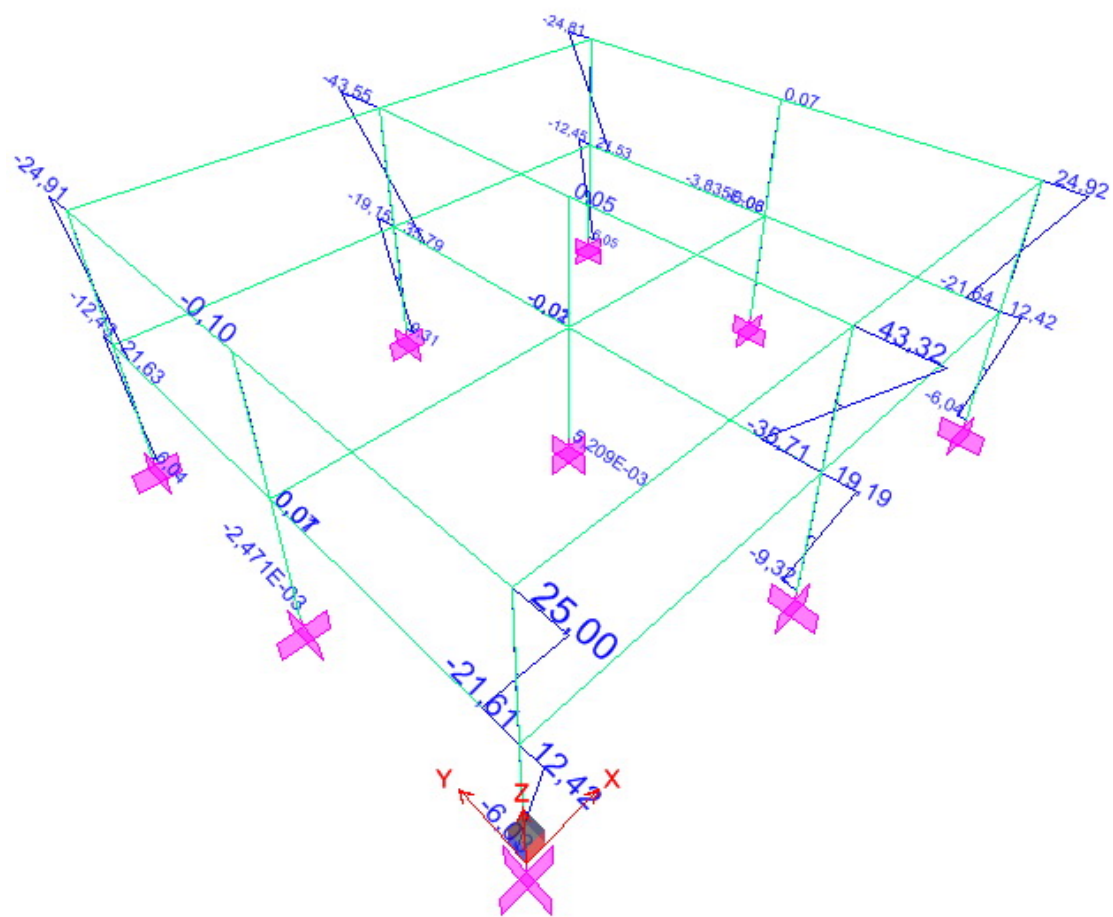
Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων 3-3 (G+0.3Q)



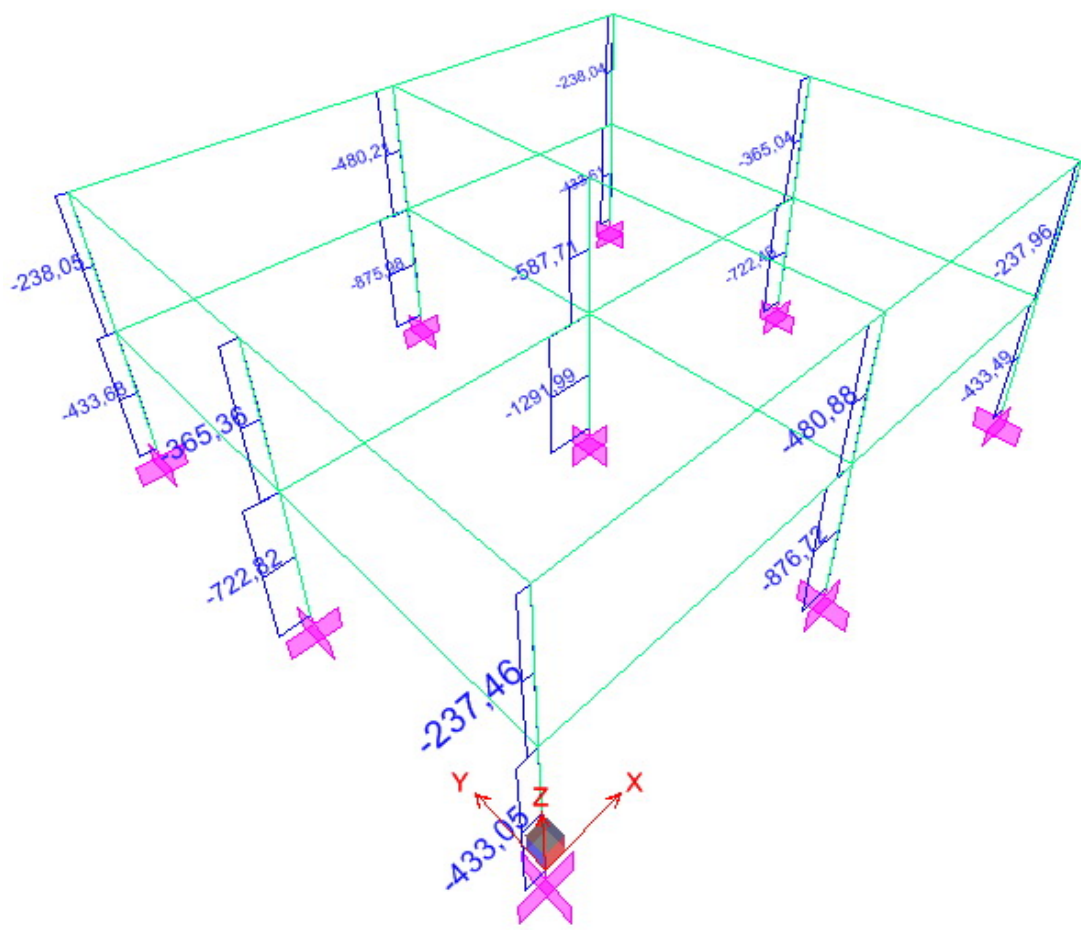
Διάγραμμα στρεπτικών δυνάμεων ($G+0.3Q$)



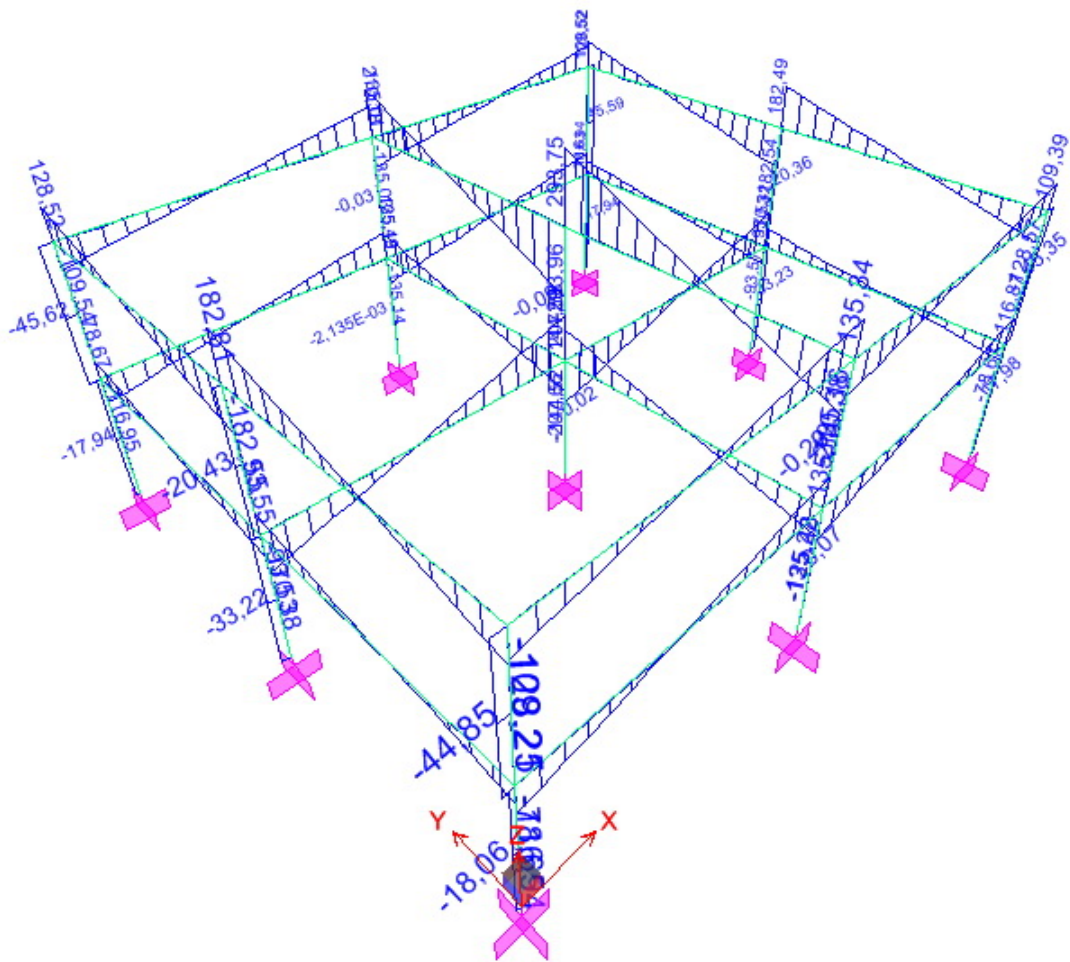
Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων 2-2 (G+0.3Q)



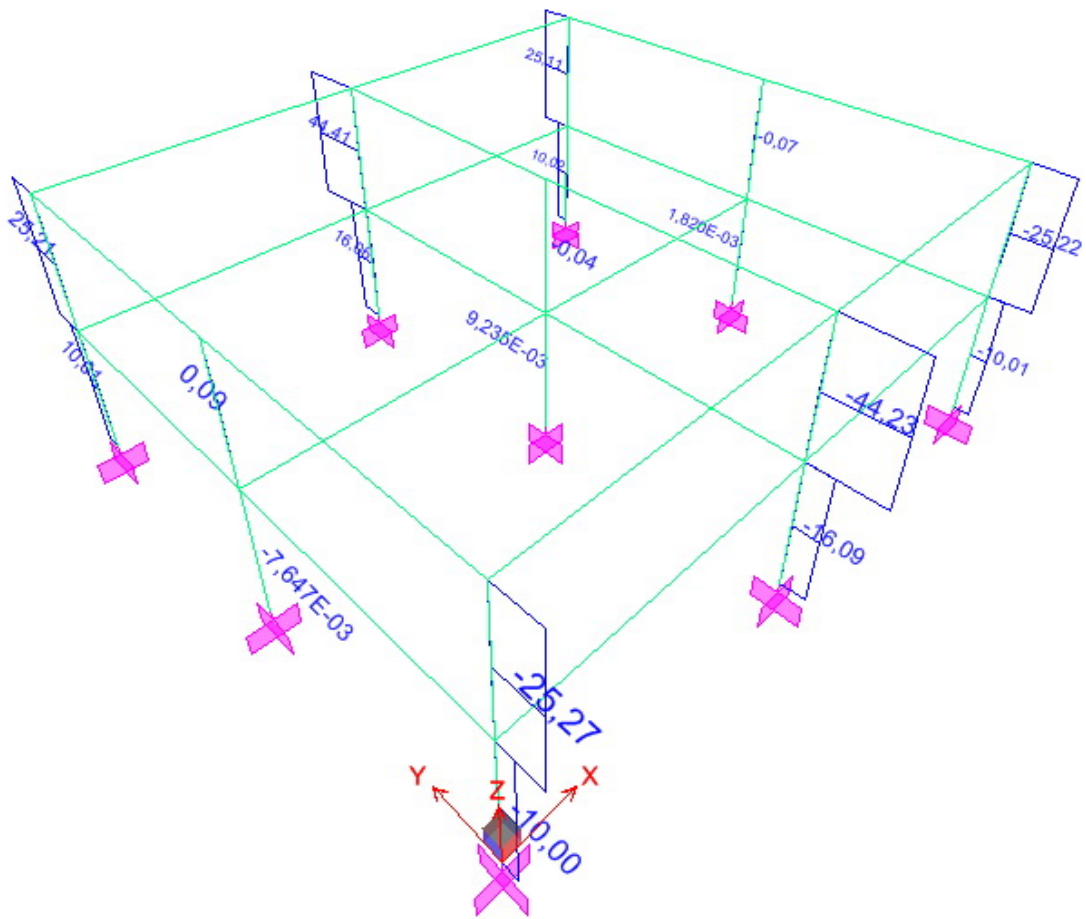
Διάγραμμα καμπτικών δυνάμεων 3-3 (G+0.3Q)



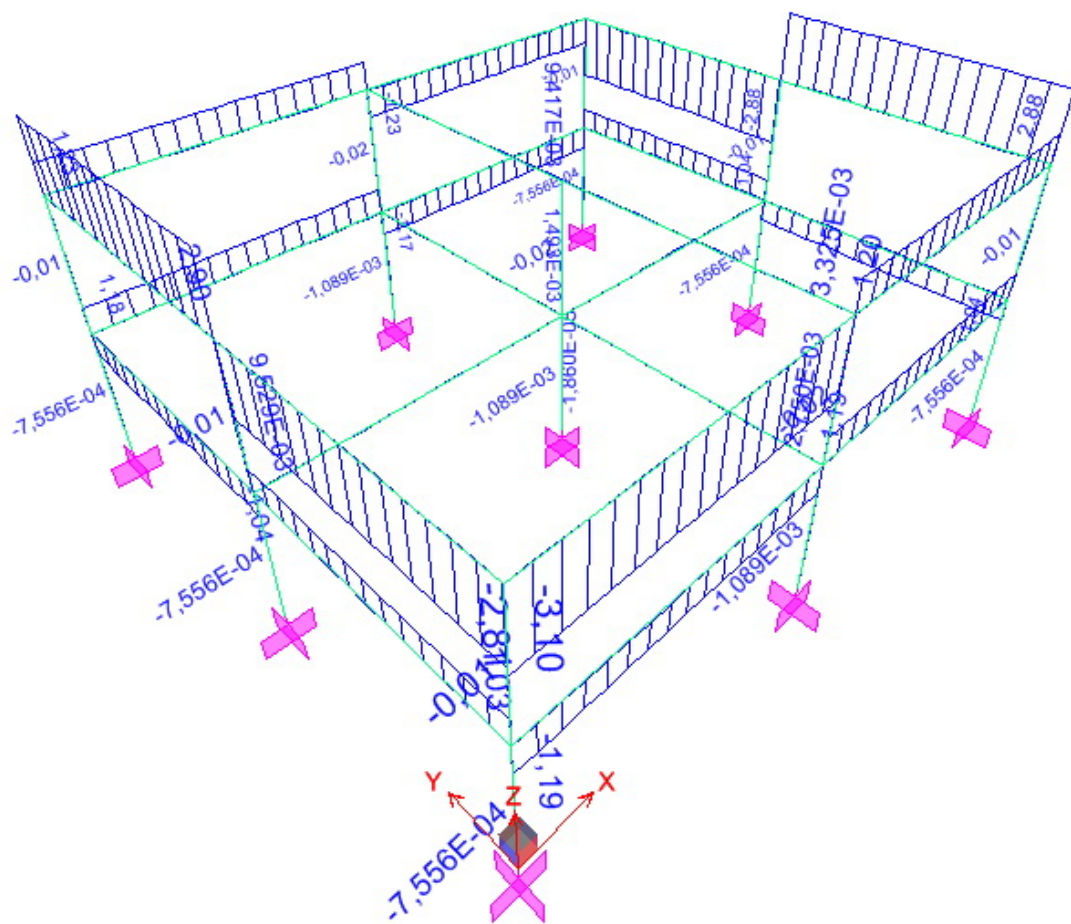
Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων 3-3 (1.35G+1.5Q)



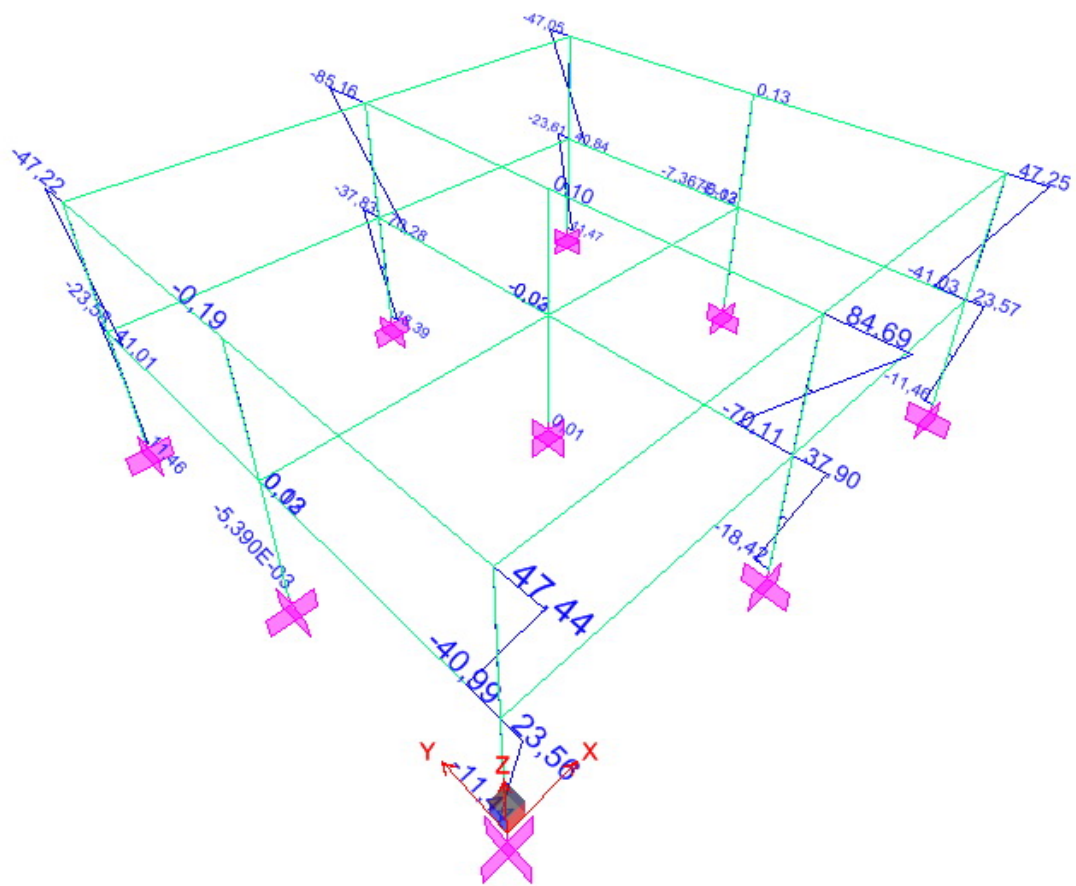
Διάγραμμα διατμητικών δυνάμεων 2-2 (1.35G+1.5Q)



Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων 3-3 (1.35G+1.5Q)



Διάγραμμα στρεπτικών δυνάμεων (1.35G+1.5Q)



Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων 2-2 (1.35G+1.5Q)

6.6 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικό-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού είναι τρεις και ορίζονται ως εξής:

- > **Άμεση χρήση** μετά το σεισμό (immediate occupancy) είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια αλλά και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μικρές τριχοειδείς ρωγμές (κυρίως καμπτικού χαρακτήρα) στον φέροντα οργανισμό, περιορισμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης γύρω από τους κόμβους κτλ. Εντούτοις, καμία παραμόρφωση δεν επιτρέπεται να επηρεάσει την ικανότητα της κατασκευής να παραλαμβάνει κατακόρυφα και οριζόντια φορτία.
- > **Προστασία ζωής** (life safety) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά. Δηλαδή παρατηρούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις σε υποστυλώματα, τοιχώματα, δοκούς και κατακόρυφες παραμορφώσεις στις πλάκες στην περιοχή των στηρίξεων, αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης στους κόμβους των υποστυλωμάτων και καμπτικές και διατμητικές ρηγματώσεις στη βάση των τοιχωμάτων, ρηγματώσεις στις πλάκες κοντά στις στηρίξεις κ.τ.λ. Παραμένει βέβαια η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων. Όσον αφορά τα μη φέροντα στοιχεία της κατασκευής, αναμένονται βλάβες οι οποίες όμως δεν είναι επικίνδυνες για τον τραυματισμό ανθρώπων (οι περισσότερες εξωτερικές πόρτες λειτουργούν κανονικά, μερική πτώση ψευδοροφών,

εκτεταμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα, ανελκυστήρες τίθενται εκτός λειτουργίας κ.τ.λ.).

> **Οιονεί κατάρρευση** (collapse prevention) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες σοβαρές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Έτσι παρατηρούνται αποδιοργάνωση σκυροδέματος στο εσωτερικό των κόμβων, δημιουργία μόνιμων οριζόντιων παραμορφώσεων, διατμητικές και καμπτικές ρηγματώσεις σε όλο το ύψος των τοιχωμάτων, θραύση των συνδετήρων κοντά στους κόμβους υποστυλωμάτων-δοκών κ.τ.λ..

Επίσης υπάρχει ο κίνδυνος τραυματισμού ανθρώπων από πτώση δομικών στοιχείων της κατασκευής.

Όσον αφορά τα μη φέροντα στοιχεία της κατασκευής, αναμένεται κίνδυνος τραυματισμού από πιθανή πτώση τους (θραύση υαλοπινάκων, πτώση ψευδοροφών, μπλοκάρισμα πόρτας, ο ανελκυστήρας τίθεται εκτός λειτουργίας κ.τ.λ.).

Οι αντίστοιχες στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 είναι:

- > Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (limit state of damage limitation)
- > Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (limit state of significant damage)
- > Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (limit state of near collapse)

6.7. ΚΑΜΠΥΛΗ F-δ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ Η ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Το πρώτο βήμα για την εφαρμογή της μεθόδου Pushover είναι ο καθορισμός της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων της κατασκευής η οποία περιγράφεται από διαγράμματα εντατικών μεγεθών με παραμορφώσεις. Δηλαδή είτε δυνάμεις με μετακινήσεις δ , είτε ροπές με στροφές θ και καμπυλότητες. Εάν καθοριστική της

ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε τα κατάλληλα μεγέθη για την καμπύλη F-δ των δομικών στοιχείων είναι η ροπή κάμψης M με τη στροφή θ ή την καμπυλότητα C. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση τότε το κατάλληλο διάγραμμα είναι η διατμητική δύναμη συναρτήσει της παραμόρφωσης γ.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για δοκούς και υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα ο υπολογισμός της στροφής χορδής σε διαρροή στη στάθμη επιτελεστικότητας οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (limit state of damage limitation) μπορεί να δοθεί από τη σχέση:

$$\theta = \varphi \frac{\Sigma \alpha \zeta}{3} \left(H \left| \varepsilon_y \right. \frac{\alpha}{b/y} \right) - 1,00135 \frac{1}{1 + 1,5 \frac{H}{\alpha}} - \gamma = \frac{E_y}{E_c} \alpha - \alpha' \frac{b}{c}$$

όπου:

φ_y είναι η καμπυλότητα διαρροής της ακραίας διατομής,

ζ το μήκος του εσωτερικού μοχλοβραχίονα, που λαμβάνεται ίσο με α' -

α' σε δοκούς, υποστυλώματα, ή τοιχώματα διατομής μορφής T, ή με εσοχές και με 0,8λ σε τοιχώματα με ορθογωνική διατομή,

$\alpha_v=1$ εάν η διατμητική ρηγμάτωση αναμένεται να προηγηθεί της καμπτικής διαρροής στην ακραία διατομή. Διαφορετικά, (δηλαδή εάν $M_y < \frac{1}{2} \sqrt{R_c} c$) « $\alpha_v=0$,

f_y και f_c είναι η τάση διαρροής του χάλυβα και του σκυροδέματος, αντιστοίχως, και οι δύο σε Mpa,

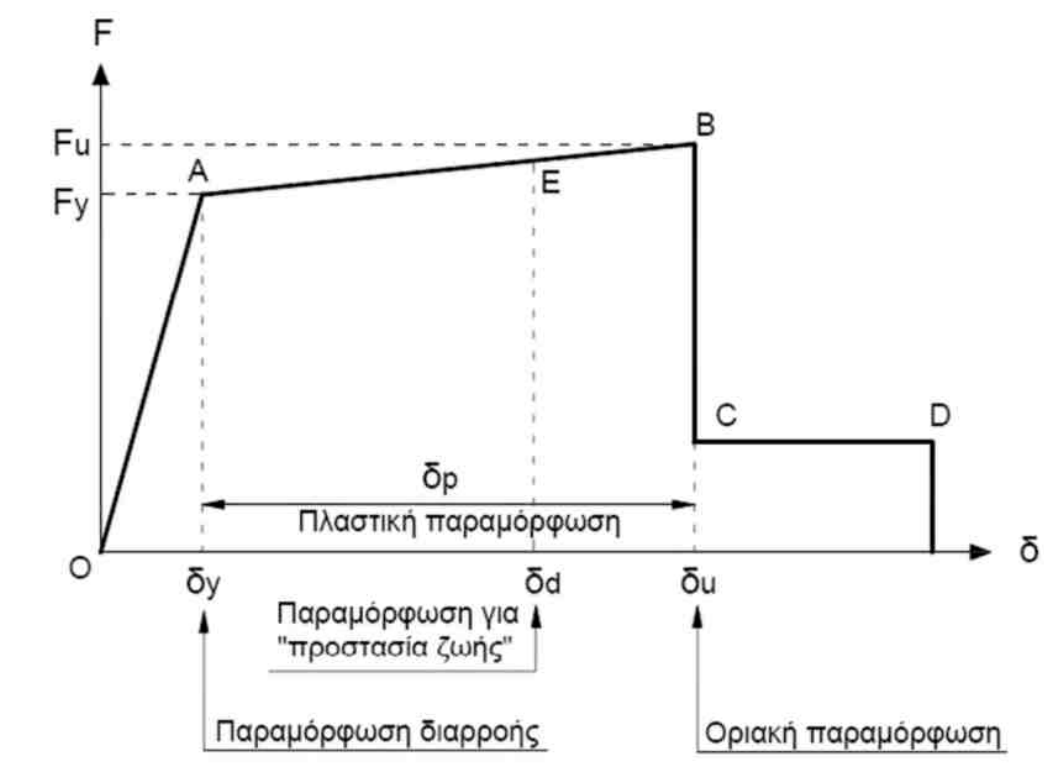
ε_y ισούται με f_y/E_s ,

α και α' ορίζουν τις θέσεις του εφελκυσμένου και θλιβόμενου οπλισμού, αντίστοιχα,

α_m είναι η μέση διάμετρος του εφελκυσμένου οπλισμού.

Ο πρώτος όρος στην παραπάνω σχέση αντιπροσωπεύει την καμπτική συνεισφορά. Ο δεύτερος όρος αντιπροσωπεύει τη συνεισφορά της διατμητικής παραμόρφωσης και ο τρίτος την ολίσθηση στην αγκύρωση των ράβδων.

Η κατασκευή των διαγραμμάτων F-δ έχει συνήθως ιδεατή μορφή όπως αυτή του παρακάτω διαγράμματος:



Για το τμήμα OA:

Ο κλάδος αυτός αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας OA ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που λαμβάνεται υπόψη στην ελαστική ανάλυση ($K_{ελ}$).

Για το τμήμα AB:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία στο σημείο B. Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της αντίστασης. Συνήθως το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της

Πολλές φορές, η κλίση αυτού του κλάδου λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτήν την περίπτωση η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί υπόψη ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας (δηλαδή $F_y = F_u$).

Η παραμόρφωση δ_u ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή: $\delta_p = \delta_u - \delta_y$.

Για το τμήμα CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας δ_u , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δε μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο εξακολουθεί να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει και την δυνατότητα να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομέ-νουσας αντίστασης λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

Για το σημείο επιτελεστικότητας E:

Σε κάθε καμπύλη F- δ των δομικών στοιχείων σημειώνονται πάνω οι στάθμες επιτελεστικότητας με τις αντίστοιχες παραμορφώσεις δ_d . Το σημείο E στο σχήμα 4.2 αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής. Για κάθε επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας σημειώνουμε στην καμπύλη το αντίστοιχο σημείο ανάλογα με την παραμόρφωση. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας E, δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου μέλους (δοκός, υποστύλωμα), τον τρόπο αστοχίας (πλάστιμη ή ψαθυρή συμπεριφορά στοιχείου) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον.

6.8 ΠΛΑΣΤΙΜΗ Η ΨΑΘΥΡΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

Πλάστιμα γενικά θεωρούνται τα μέλη που διαρρέουν σε κάμψη πριν να διαρρεύσουν σε διάτμηση και ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων επειδή κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις. Αντίθετα ψαθυρά θεωρούνται τα μέλη που διαρρέουν πρώτα σε διάτμηση και ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους δυνάμεων.

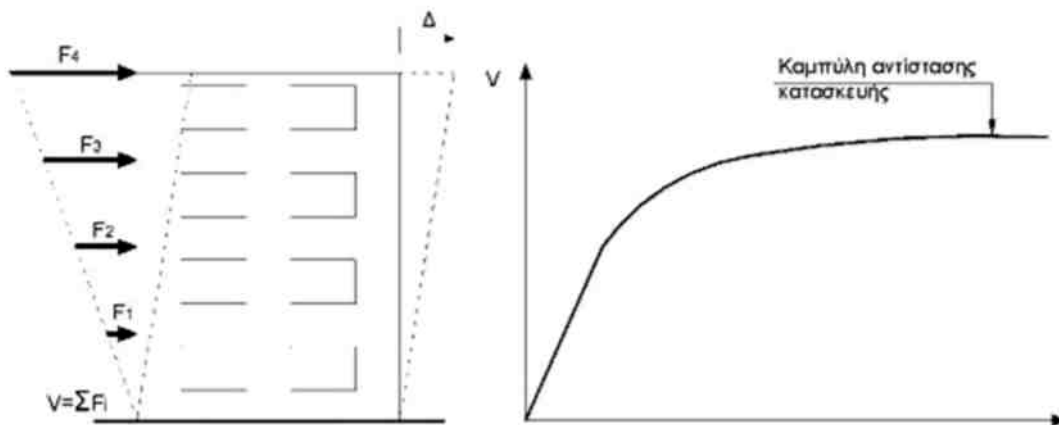
Γενικά επιδιώκεται να δίνεται πλαστιμότητα σε όλα τα δομικά στοιχεία και στους κόμβους έτσι ώστε αυτά να συνεχίσουν να παραμορφώνονται και μετά την εξάντληση της αντοχής τους, χωρίς να σπάνε (πέραν του ορίου διαρροής).

6.8.1. Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία

Επιβάλλοντας μια στάθμη επιτελεστικότητας, ελέγχουμε τη δυνατότητα αντίστασης όλων των στοιχείων της κατασκευής - πρωτευόντων και δευτερευόντων - σε δυνάμεις, αν έχουμε ψαθυρή συμπεριφορά και σε μετατοπίσεις εφόσον πρόκειται για πλάστιμη συμπεριφορά. Πρωτεύοντα είναι εκείνα τα στοιχεία που συνεισφέρουν σημαντικά στην αντοχή της κατασκευής κατά τη σεισμική διέγερση. Από τα μέλη που προσφέρουν στην απόκριση της κατασκευής, πρωτεύοντα θεωρούνται τα υποστυλώματα, οι δοκοί, τα τοιχώματα κτλ. Αντίθετα, τα στοιχεία με μικρή δυ-3 σκαμψία, αντοχή και πλαστιμότητα, όπως π.χ. οι τοίχοι πληρώσεως αποτελούν τα δευτερεύοντα. Για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, οι παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι μεγαλύτερες συγκριτικά με αυτές των πρωτευόντων. Ωστόσο δεν παύει να απαιτείται σε κάθε περίπτωση η εξασφάλιση της ασφαλούς μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων του ίδιου βάρους υπό τη μέγιστη πλευρική παραμόρφωση εξαιτίας του σεισμού σχεδιασμού.

6.9 ΚΑΜΠΥΛΗ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Όπως έχει προαναφερθεί, ο καθορισμός των σταθμών επιτελεσματικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (capacity curve). Αυτή η καμπύλη εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου. Η κατανομή των φορτίων στους ορόφους μπορεί να είναι τριγωνική, μπορεί να είναι κατανομή σύμφωνα με τη πρώτη ιδιομορφή ή και με άλλους σύνθετους συνδυασμούς με τη συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή λοιπόν της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης ($V = \sum F_i$) και σε κάθε βήμα υπολογίζεται η μετακίνηση κορυφής, λαμβάνοντας βέβαια σε κάθε βήμα μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Έτσι σε κάθε βήμα όλο και περισσότερα σημεία του φορέα “περνούν” διαδοχικά από τη μία στάθμη επιτελεσματικότητας στην άλλη



Σχ 4.3 Κατασκευή καμπύλης αντίστασης της κατασκευής

και σχηματίζουν πλαστικές αρθρώσεις μέχρι και την οριστική απώλεια των αντοχών τους. Παρακάτω φαίνονται δύο χαρακτηριστικές εικόνες της διαδικασίας της Pushover ανάλυσης.

Αφού λοιπόν καθοριστούν οι καμπύλες F-δ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και σημειωθούν πάνω σε αυτές οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή. Πρώτα όμως θα γίνει ο ορισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα. Είναι αναγκαίο να σημειώσουμε ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη αντίστασης δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής αλλά απαιτεί εμπειρία. Αυτό διότι δε σημαίνει ότι μία στάθμη επιτελεστικότητας αντιπροσωπεύεται από το πρώτο σημείο της κατασκευής που φτάνει σε αυτή τη στάθμη, ούτε από ένα σύνολο σημείων, αφού γενικά η κατασκευή μπορεί να είναι κάτω από αυτή τη στάθμη.

Εάν κατά την κατασκευή της καμπύλης αντίστασης προκύψει ότι ένα μικρό ποσοστό των σημείων υπερβαίνει μία στάθμη επιτελεστικότητας τότε ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να ορίσει αυτά τα στοιχεία ως δευτερεύοντα. Ακόμα μπορεί να οριστεί ως η αρχή που η κατασκευή “εισάγεται” σε μία στάθμη επιτελεστικότητας όταν το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φτάνει στη στάθμη αυτή.

6.10 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Η στοχευόμενη μετακίνηση μπορεί να υπολογιστεί προσεγγιστικά από τη μεθοδολογία Pushover και με ακρίβεια όταν γίνονται μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας. Αυτό συμβαίνει διότι η μεθοδολογία Pushover βασίζει τους υπολογισμούς της στη μετατροπή του πολυβάθμιου συστήματος σε ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα και η απόκριση της κατασκευής υπολογίζεται για συγκεκριμένη καθ' ύψος κατανομή φορτίων. Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου επιτελεστικότητας (per-formance point) βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της αντοχής (capacity) της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα αντιστοιχεί στο σημείο τομής

της καμπύλης αντίστασης και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση).

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος που λαμβάνονται για την κατασκευή της καμπύλης αντίστασης. Αυτή η φόρτιση μπορεί να ληφθεί με κατανομές όπως τριγωνική (π.χ, στο παράδειγμα που ακολουθεί), ορθογωνική, σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ή με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.

- > Η κατανομή των φορτίων στους ορόφους γίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$F_i = V \cdot m_i \phi_i / \sum m_j \phi_j \quad (\text{Εξ. 4.1})$$

,όπου $V = \sum F_i$ η τέμνουσα βάσης. Τα ϕ_i δηλώνουν συνήθως την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή. Συνήθως τα ϕ_i κανονικοποιούνται (δηλαδή στην κορυφή $\phi_{\text{top}}=1$).

- > Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την (Εξ.4.1) και με $\phi_{\text{top}}=1$ τότε η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου και του ισοδύναμου μονοβάθμιου για όλα τα μεγέθη, μετακινήσεις, δυνάμεις κ.τ.λ., δίνεται από τη σχέση:

$$Q = \Gamma \cdot Q^* \quad (\text{Εξ. 4.2})$$

,όπου Q αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο και Q^* μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, Γ ο συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\Gamma = \sum m_i \phi_i / \sum m_i \phi_i^2 \quad (\text{Εξ.4.3})$$

, όπου $m^* = \sum m_i \phi_i$ η μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

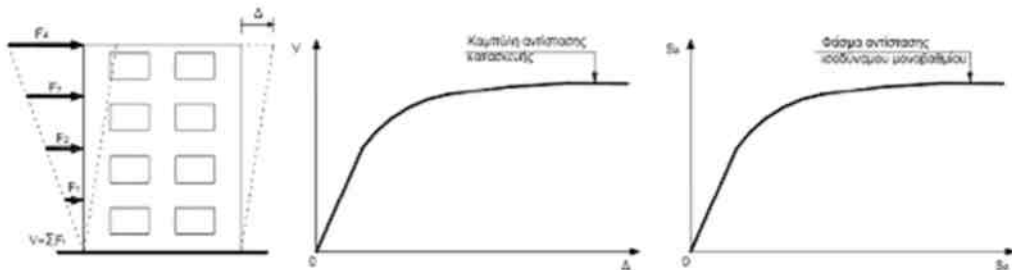
- > Η εξίσωση 4.2 χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε φάσμα αντίστασης (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε μορφή ADRS. Η μετατροπή αυτή γίνεται χρησιμοποιώντας τις παρακάτω σχέσεις:

$$S_a = V/\alpha \cdot m_{ολ} \quad (\text{Εξ.4.4})$$

$$S_d = \Delta/\Gamma \quad (\text{Εξ.4.5})$$

,όπου:

V η τέμνουσα βάσης, $m_{ολ}$ η συνολική μάζα του πολυβάθμιου, Δ η μετακίνηση κορυφής και α το ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης και δίνεται από:



Παρατήρηση: Η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου είναι ίση με αυτή του πολυβάθμιου αφού από την εξίσωση 4.2 μετακινήσεις και δυνάμεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν ισούται με αυτή του πολυβάθμιου.

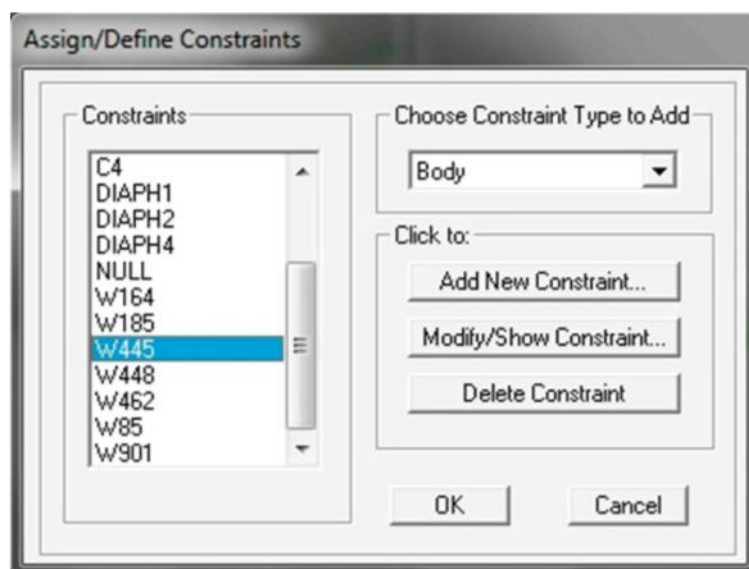
ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

6.11 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΗΚΑ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ

Κύριος στόχος σε μια κατασκευή είναι ο προσδιορισμός του τρόπου και των θέσεων εκδήλωσης ανελαστικών παραμορφώσεων και η εκτίμηση του μεγέθους τους συγκριτικά με τις αποδεκτές τιμές. Η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας εξασφαλίζεται κυρίως μέσω των πλαστικών αρθρώσεων. Για την εφαρμογή της ανελαστικής ανάλυσης Pushover, θα πρέπει να καθορίσουμε τα μέλη, καθώς και τα σημεία τους στα οποία ενδέχεται να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις. Τα μέλη αυτά είναι υποστυλώματα, δοκοί και τοιχώματα στα σημεία αρχής και τέλους.

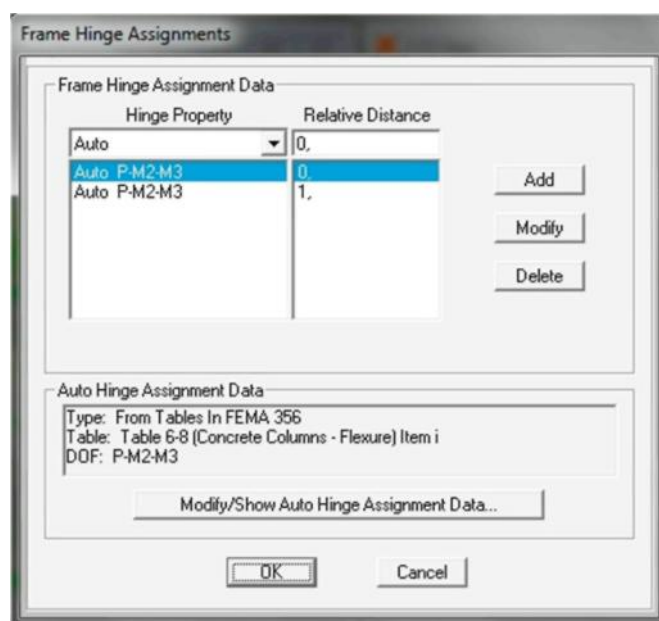
Εδώ παρουσιάζεται μια δυσκολία στο κτίριο που μελετάται. Το πρόβλημα αντιμετωπίζεται αντικαθιστώντας τα επιφανειακά στοιχεία με γραμμικά, ορίζοντας τις αντίστοιχες διατομές.. Η σύνδεση με τον υπόλοιπο φορέα επιτυγχάνεται με δεσμεύσεις των κόμβων των δοκών-υποστυλωμάτων

Οι δεσμεύσεις δόθηκαν μέσω της διαδρομής: *Assign > Joint > Constraint*

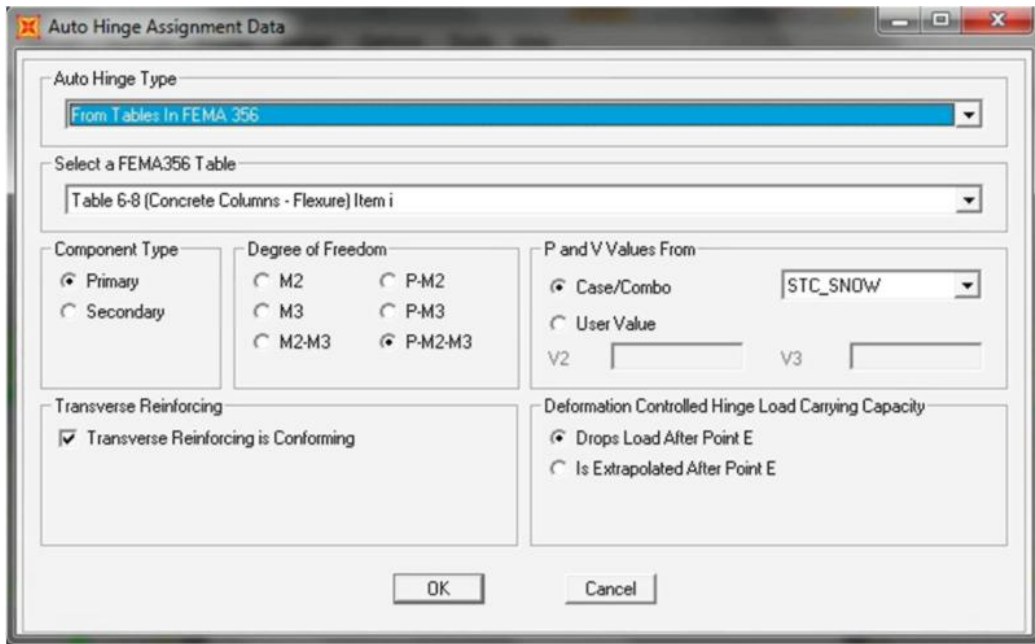


Η διαδικασία τοποθέτησης πλαστικών αρθρώσεων (hinges) στα στοιχεία του μοντέλου γίνεται μέσω της διαδρομής: *Assign > Frame > Hinges*

Εκεί ορίζουμε τις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων. Οι πλαστικές αρθρώσεις τοποθετούνται σε σχετική απόσταση (relative distance) 0 και 1 στα μέλη, δηλαδή κόμβους αρχής και τέλους. Τα διαγράμματα ροπής - στροφής των στοιχείων θα προκύψουν αυτόματα από τους πίνακες του FEMA 356.



Σχ 5.5 Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα



Σχ 5.6 Ρύθμιση παραμέτρων πλαστικών αρθρώσεων υποστυλωμάτων από Ο.Σ.

6.12 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSH-OVER

Η εφαρμογή της ανάλυσης σταδιακής εξώθησης περιλαμβάνει 2 φάσεις φόρτισης.

Η πρώτη φάση φόρτισης αποτελεί ουσιαστικά τον ορισμό των αρχικών συνθηκών στην κατασκευή. Πρόκειται για μια στατική μη-γραμμική ανάλυση με μηδενική αρχική κατάσταση φόρτισης (unstressed state) και λαμβάνει την ονομασία “INIT-NL”. Υποβάλλει το κτίριο σε μια κατάσταση φόρτισης ανάλογη της σεισμικής δράσης, δηλαδή υπό τον συνδυασμό φορτίσεων:

$$1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q$$

όπου G τα μόνιμα φορτία (ίδια βάρη, πρόσθετα) και Q τα κινητά φορτία (ωφέλιμα, συντήρησης και χιόνι).

Ο συνδυασμός INIT-NL είναι μη γραμμικός (INITIAL NON-LINEAR) ώστε να χρησιμοποιηθεί σαν αρχικές συνθήκες για την Pushover.

Η επόμενη φάση φόρτισης της μεθόδου περιλαμβάνει τη σταδιακή εξώθηση της κατασκευής, δηλαδή τη σταδιακή επιβολή οριζόντιων σεισμικών φορτίων. Τα φορτία αυτά σημειώνουν μονότονη αύξηση και πρακτικά αναπαριστούν τις εμφανιζόμενες αδρανειακές δυνάμεις κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η αύξηση συνεχίζεται μέχρι η παραμόρφωση στον εκλεγμένο “κόμβο ελέγχου” να φτάσει την “στοχευόμενη μετατόπιση”. Πρόκειται για μια προαποφασισμένη ακραία τιμή η οποία δεν πρόκειται να αναληφθεί από την κατασκευή, αλλά αποσκοπεί στην ανάδειξη της πορείας της αστοχίας στοχευόμενης .

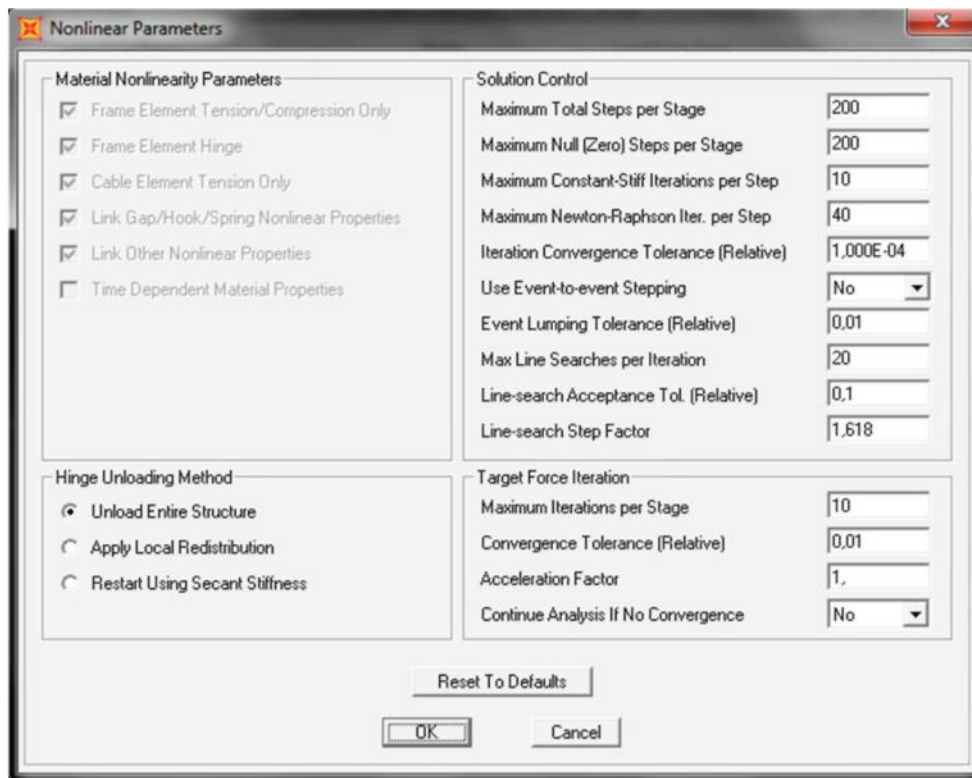
Επιλέγουμε την ανάλυση Pushover με έλεγχο παραμορφώσεων (Displacement Control), δηλαδή η φόρτιση πραγματοποιείται με τη μορφή επιβαλλόμενης μετατόπισης. Εφαρμόζουμε στο φορέα τα ισοδύναμα σεισμικά φορτία, όπως έχουν υπολογιστεί από την απλοποιημένη φασματική μέθοδο.

Η επιβολή της επιλεγόμενης φόρτισης πραγματοποιείται σταδιακά σε 200 βήματα κατά μέγιστο (λόγω μεγέθους του κτιρίου). Την ολοκλήρωση της ανάλυσης θα σηματοδοτήσει η επίτευξη φόρτισης που θα οδηγήσει σε μετατόπιση του κόμβου ελέγχου ίση με τη στοχευόμενη, εκτός βέβαια εάν η κατασκευή αστοχήσει πριν την επίτευξη αυτή της μετατόπισης.

Η μέθοδος φόρτισης - αποφόρτισης που χρησιμοποιούμε είναι αυτή της αποφόρτισης όλης της κατασκευής (upload entire structure). Πρακτικά, αυτό σημαίνει ότι όταν μια πλαστική άρθρωση φτάσει σε κάποιο τμήμα του διαγράμματος "F"- "Δ" με αρνητική κλίση, η πλευρική φόρτιση της κατασκευής συνεχίζεται έως ότου η επιπρόσθετη παραμόρφωση να αποκτήσει αρνητική τιμή. Εφόσον τώρα η παραμόρφωση αντιστραφεί, η κατασκευή αποφορτίζεται, δηλαδή σημειώνεται μείωση της κατανομής της πλευρικής παραμόρφωσης. Η μείωση εξακολουθεί μέχρι την πλήρη αποφόρτιση της εν λόγω πλαστικής άρθρωσης. Στη συνέχεια, η κατασκευή επαναφορτίζεται και κάποιο άλλο τμήμα της κατασκευής αναλαμβάνει το ποσοστό της φόρτισης που αφαιρέθηκε από τη συγκεκριμένη πλαστική άρθρωση.

6.13 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSH-OVER ΚΑΤΑ Χ

Η ανάλυση περιλαμβάνει σταδιακή εξώθηση της κατασκευής υπό την κατανομή της στατικής φόρτισης E_x μέχρι η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου κατά τον βαθμό ελευθερίας U_1 να φτάσει την τιμή 0.5m, που ορίζεται ως η στοχευόμενη μετακίνηση, ή να δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης. Η διαδικασία θα ολοκληρωθεί κατά μέγιστο σε 200 βήματα.



Σχ 5.11 Παράμετροι ανάλυσης pushover

6.14 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Στο κεφάλαιο αυτό παρατίθενται τα αποτελέσματα των αναλύσεων του στατικού μοντέλου στο στατικό πρόγραμμα SAP2000 v10 όπως προέκυψαν.

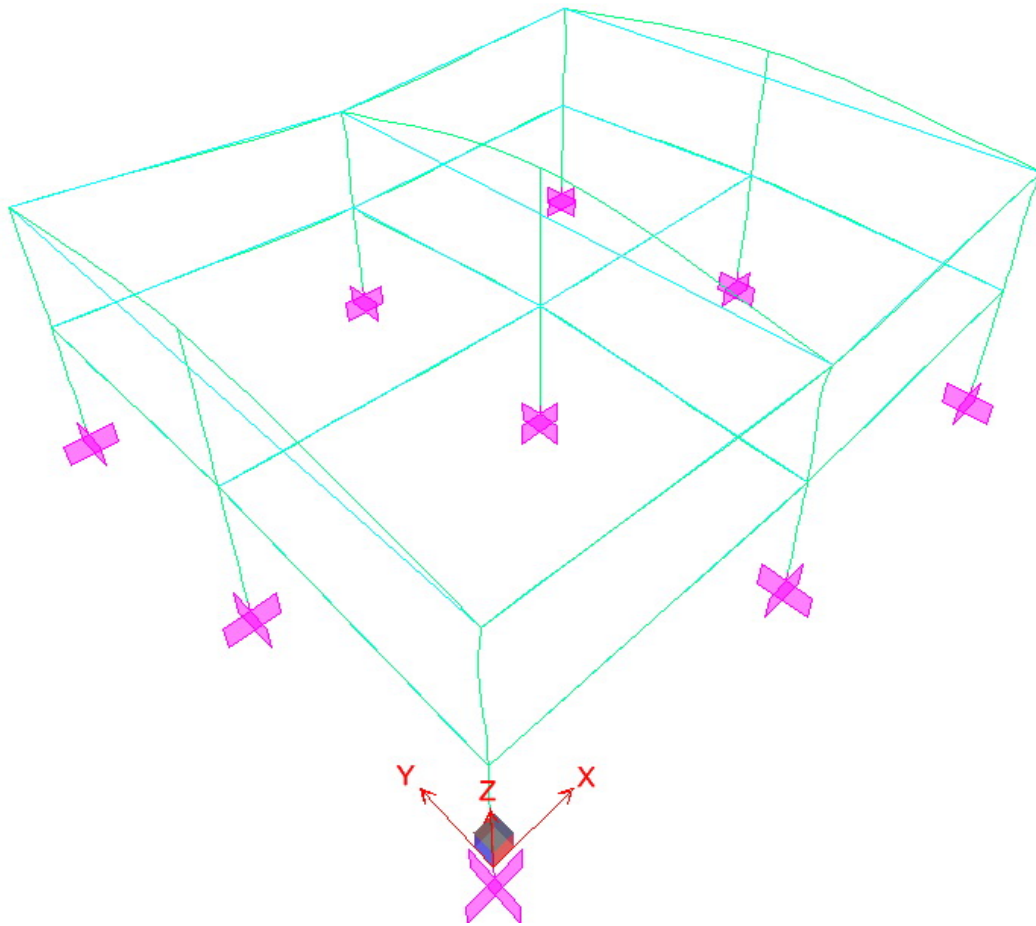
Το ζητούμενο από τις αναλύσεις αυτές ήταν ο προσδιορισμός του συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς q .

Το υφιστάμενο κτίριο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 που θεωρεί πολύ χαμηλή τη σεισμική επικινδυνότητα της Αθήνας. Αποτελεί απαίτηση του ιδιοκτήτη ο έλεγχος και ο ανασχεδιασμός του κτιρίου σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΑΚ. Σύμφωνα με αυτές, το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I και η κατηγορία εδάφους θεωρείται Γ. Για την αποτίμηση του υφιστάμενου δομήματος ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς, q , λαμβάνεται ίσος με 1.50, τιμή που αντιστοιχεί στην έλλειψη πλαστιμότητας που παρουσιάζει ο φορέας.

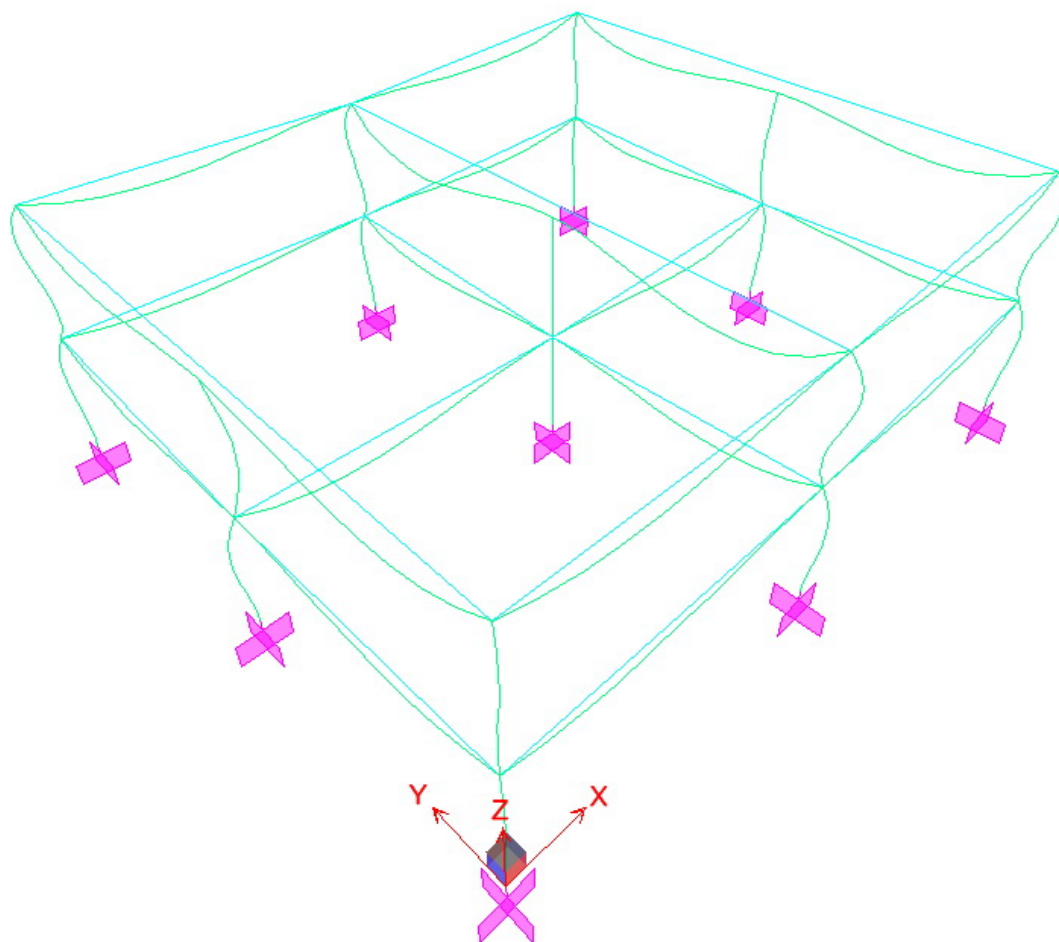
Η ανάλυση έδωσε την παρακάτω εικόνα της κατασκευής στην ολοκλήρωση της διαδικασίας: Παρατηρούμε ότι η συντριπτική πλειοψηφία των πλαστικών αρθρώσεων έχουν παρουσιαστεί στο δεξί τμήμα της κατασκευής, εκεί δηλαδή όπου υπάρχουν τα υποστυλώματα ανάμεσα στα ανοίγματα, τα οποία έχουν πολύ μικρή διατομή σε σχέση με τα υπόλοιπα στοιχεία της κατασκευής.

Πλαστικές αρθρώσεις έχουν παρουσιαστεί και στο αριστερό τμήμα του κτιρίου, κυρίως στην μπροστινή όψη.

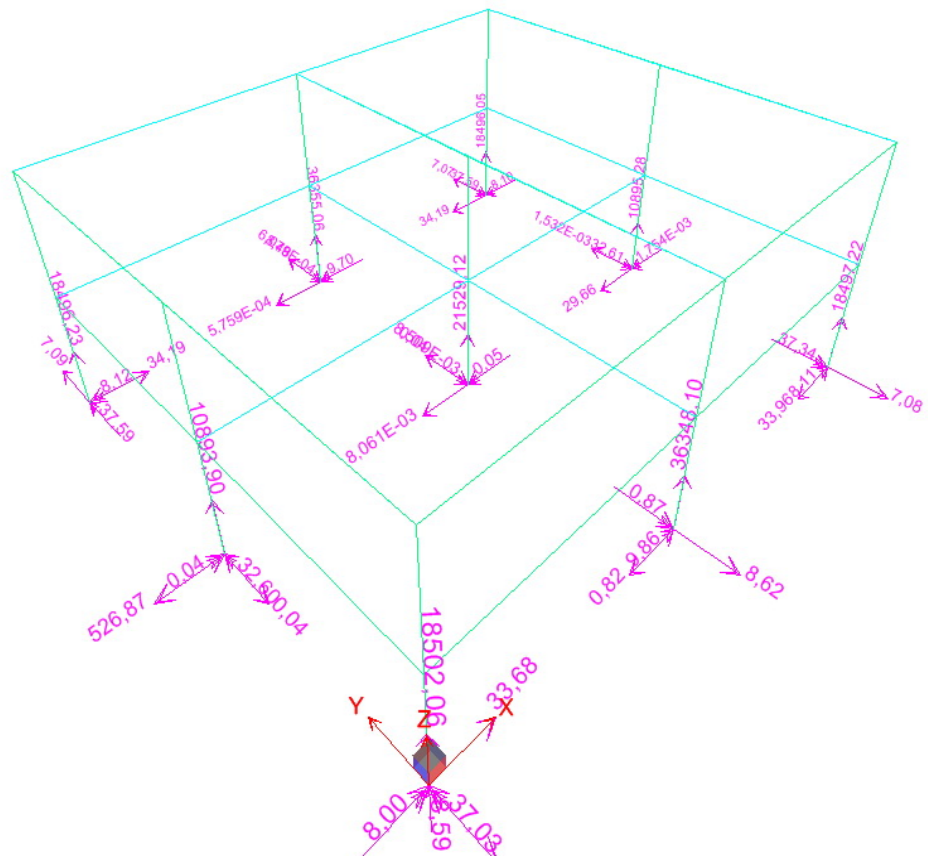
Ακολουθεί η καμπύλη ικανότητας ή διαφορετικά η καμπύλη Pushover της κατασκευής για τη μετατόπιση του κόμβου 3 συναρτήσει της τέμνουσας βάσης, καθώς και το διγραμμικό μοντέλο μεθόδου συντελεστών.



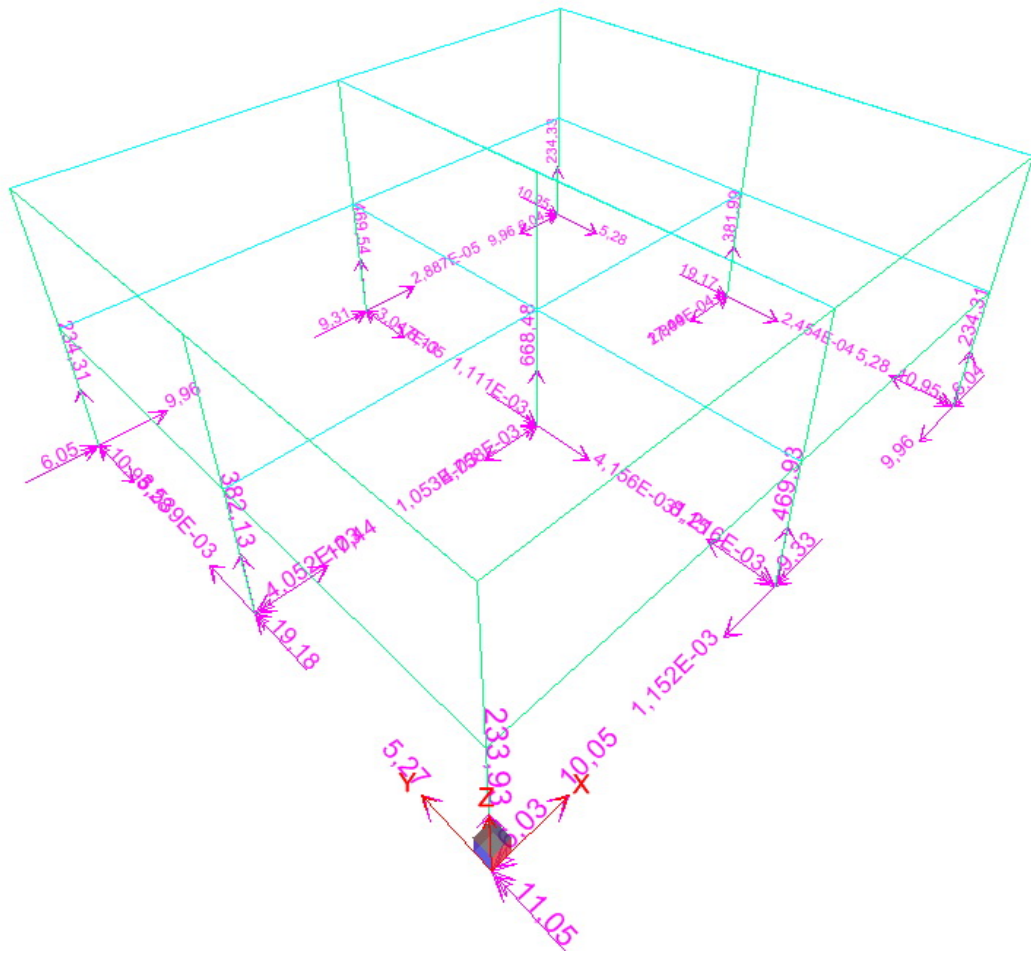
Διάγραμμα φορέα μετά την εφαρμογή της PUSH-OVER ανάλυσης για PUSHLOAD



Διάγραμμα φορέα μετά την εφαρμογή της PUSH-OVER

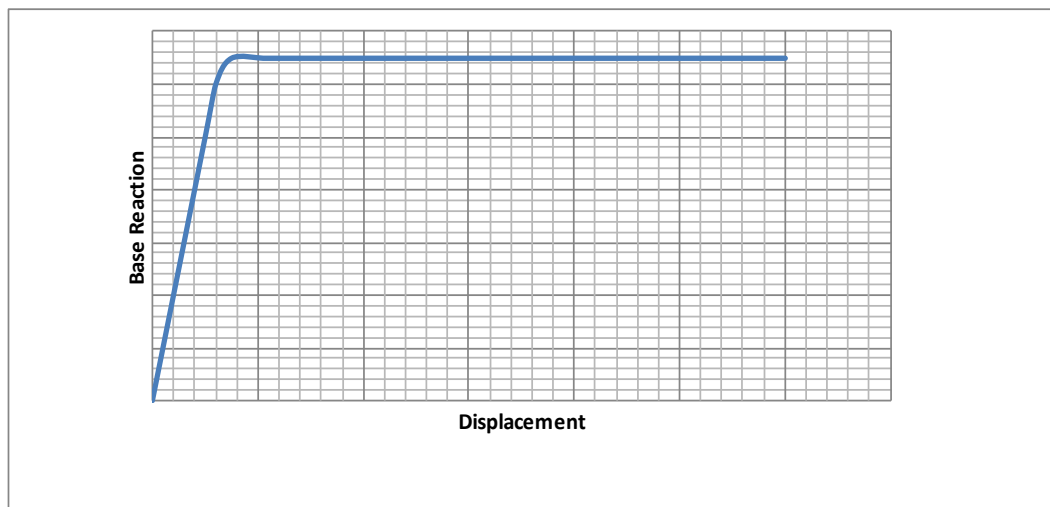
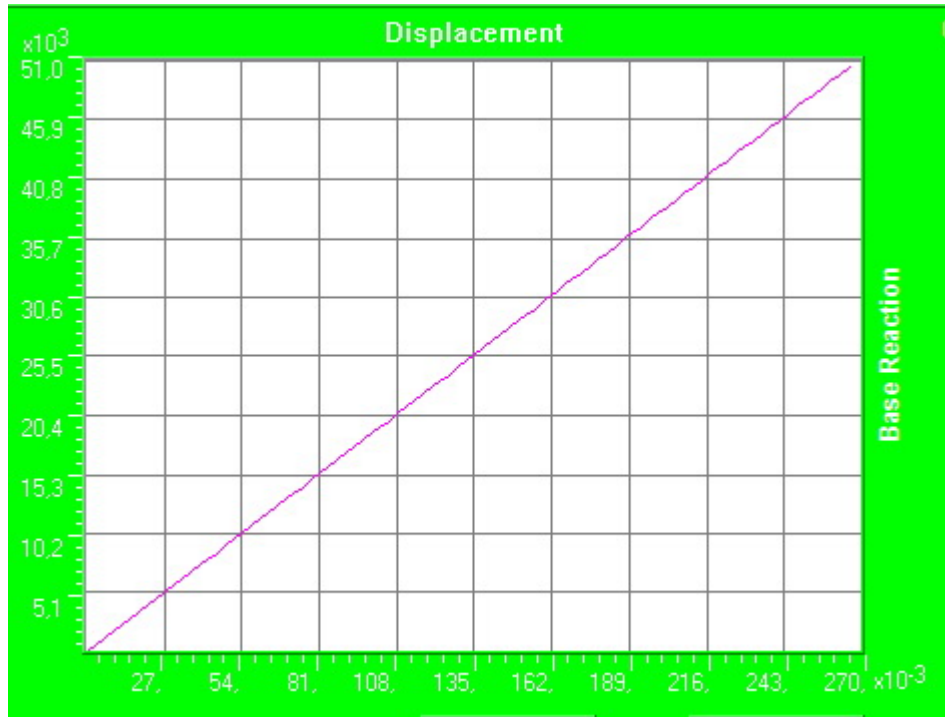


Διάγραμμα φορέα μετά την εφαρμογή της PUSH-OVER ανάλυσης για PUSHLOAD



Διάγραμμα φορέα μετά την εφαρμογή της PUSH-OVER

PUSH-OVER Curve Displacement-Base Reaction



3. Απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς

Το υφιστάμενο κτίριο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 που θεωρεί πολύ χαμηλή τη σεισμική επικινδυνότητα της Αθήνας. Αποτελεί απαίτηση του ιδιοκτήτη ο έλεγχος και ο ανασχεδιασμός του κτιρίου σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΑΚ. Σύμφωνα με αυτές, το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι και η κατηγορία εδάφους θεωρείται Γ. Για την αποτίμηση του υφισταμένου δομήματος ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς, q , λαμβάνεται ίσος με 1.50, τιμή που αντιστοιχεί στην έλλειψη πλαστιμότητας που παρουσιάζει ο φορέας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ

7.1. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΠΙΛΟΓΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Η επιλογή της στρατηγικής επέμβασης είναι ένα θέμα κρίσιμο για την όλη διαδικασία αποτίμησης – ανασχεδιασμού, καθώς είναι καθοριστική για το λειτουργικό και οικονομικό κόστος της επέμβασης. Οι επιλογές για το μελετητή είναι αρκετές, γεγονός που αφενός δυσχεραίνει την τελική απόφαση και αφετέρου αυξάνει τη χρονική διάρκεια της μελέτης ανασχεδιασμού. Επιπλέον, η καταλληλότητα του σχήματος επέμβασης δεν είναι εγγυημένη εξαρχής και συνήθως ο μελετητής καταλήγει σε αυτό, μέσα από μία σειρά επαναληπτικών και χρονοβόρων αναλύσεων. Στη δεδομένη εργασία, χρησιμοποιήθηκε η προσθήκη τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος ως λύση ενίσχυσης του κτιρίου, η επιλογή της οποίας εξηγείται διεξοδικά στην επόμενη παράγραφο.

Η μέθοδος ενίσχυσης που επιλέγεται να εφαρμοστεί, εκτιμώντας την κατάσταση του φέροντος οργανισμού, είναι η κατασκευή ισχυρών φερόντων στοιχείων τα οποία και θα παραλαμβάνουν σχεδόν το σύνολο της σεισμικής δράσης (η ικανοποίηση της παραλαβής των σεισμικών φορτίων ελέγχεται μέσω του ποσοστού της αναλαμβανόμενης τέμνουσας από τους νέους αυτούς φορείς). Ως φορείς παραλαβής της σεισμικής δράσης επιλέγονται τοιχώματα.

Λαμβάνοντας υπόψη τις λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου, όπως αυτές προκύπτουν από τα αρχιτεκτονικά, επιλέγεται η διάταξη τοιχωμάτων συμμετρικά στην κάτοψη. Διατάσσονται τοιχώματα μεταξύ των υφισταμένων στύλων

7.1.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ-ΔΙΑΚΡΙΣΗ

Διακρίνουμε τις βλάβες που παρουσιάζονται στα διάφορα δομικά στοιχεία μίας κατασκευής μετά από σεισμό όσον αφορά τον χαρακτήρα και την έκτασή τους όπως παρακάτω:

7.1.1.1. α) Βλάβες τοπικού χαρακτήρα

Εμφανίζονται σε μεμονωμένα στοιχεία του κτίριο ο χαρακτήρας και η έκτασή τους ΔΕΝ επηρεάζουν τη γενική ευστάθεια του κτιρίου.

Διακρίνονται σε:

α. Βλάβες τοπικού χαρακτήρα στο Φέροντα Οργανισμό (ΦΟ):

Ως βλάβες τοπικού χαρακτήρα στον Φέροντα Οργανισμό θεωρούνται οι παρακάτω:

- i. Βλάβες ελαφρές ή σοβαρές σε δοκούς και πλάκες
- ii. Τριχοειδείς ρωγμές οιασδήποτε κατεύθυνσης σε κατακόρυφα φέροντα στοιχεία (υποστυλώματα, τοιχεία), εφόσον τα βλαβέντα στοιχεία δεν υπερβαίνουν σε κάθε στάθμη το 30% του συνόλου των κατακόρυφων στοιχείων της στάθμης.

β. Βλάβες στον Οργανισμό πληρώσεως της οικοδομής.

Οι βλάβες στον οργανισμό πληρώσεως χαρακτηρίζονται:

ελαφρές: όταν εμφανίζονται ρηγματώσεις σε επιχρίσματα και ειδικότερα στις γραμμές επαφής τοιχοποιίας και φέροντα οργανισμού για την αποκατάσταση των οποίων απαιτείται τοπική επισκευή.

σοβαρές: όταν εμφανίζονται έντονες διαμπερείς ρηγματώσεις και αποδιοργάνωση μάζας στις τοιχοποιίες διαγώνιες ή χιαστί, για την αποκατάσταση των οποίων απαιτείται καθαίρεση και ανακατασκευή.

7.1.1.2 β) Βλάβες γενικού χαρακτήρα

Είναι οι γενικευμένες βλάβες στον Φέροντα Οργανισμό του κτιρίου των οποίων ο χαρακτήρας και η έκτασή τους επηρεάζουν την γενική ευστάθεια του κτιρίου.

Οι βλάβες πιθανόν να υποδηλώνουν:

ότι υπάρχει πρόβλημα στη σύνθεση και σχεδιασμό του φορέα, ότι υπάρχει κάποιο πρόβλημα εδάφους θεμελίωσης, ότι υπάρχει κάποιο σφάλμα στον υπολογισμό του φορέα (αρχική μελέτη), ότι υπάρχει κάποιο σοβαρό πρόβλημα λόγω μη τήρησης της αρχικής μελέτης, ότι υπάρχει κάποιο πρόβλημα με την αντοχή του σκυροδέματος, κα.

Οι βλάβες στον Φέροντα Οργανισμό μπορεί να συνοδεύονται από ελαφρές, σοβαρές ή και βαρείες βλάβες στους τοίχους πλήρωσης. Οι βλάβες στον οργανισμό πληρώσεως χαρακτηρίζονται βαρείες, όταν εμφανίζεται θλιπτοδιατμητική θραύση, έντονες διαμπερείς ρηγματώσεις πλήρης αποσύνθεση τοιχοποιίας, σπάσιμο τούβλων, απόκλιση από κατακόρυφο στο σύνολο σχεδόν των τοίχων πλήρωσης της οικοδομής.

7.2. ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

- α. Αντιμετώπιση του κτιρίου σαν σύνολο και όχι σαν επί μέρους τμήματα.
- β. Αποφυγή δυσμενών αλλοιώσεων του δομικού συστήματος και των δυναμικών χαρακτηριστικών του.
- γ. Αποφυγή απότομων μεταβολών αντοχής/ ακαμψίας ή μάζας (στην κάτοψη ή στο ύψος) ειδικά μεταξύ Pilotis και πρώτου ορόφου.
- δ. Προσπάθεια ταυτόχρονης "θεραπείας" και των ενδογενών αιτιών βλάβης.
- ε. Προσπάθεια εφαρμογής κατά το δυνατόν "ελαφρών" επεμβάσεων.
- στ. Προσπάθεια βελτίωσης της συμπεριφοράς όχι μόνο του Φέροντα Οργανισμού αλλά και των υπολοίπων στοιχείων.

ζ. Τήρηση των συστάσεων και πρακτικών κανόνων για τους γενικούς και ειδικούς ελέγχους κατά τον ανασχεδιασμό

η. Εφαρμογή υλικών/τεχνικών που εύκολα εφαρμόζονται και εύκολα ελέγχονται ποιοτικά

θ. Θεμελίωση

Για τον καθορισμό της κατηγορίας του εδάφους κατά τον ανασχεδιασμό, απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή και προσεκτική αντιμετώπιση προβλημάτων υπεδάφους ή και θεμελίων (όπως καθιζήσεις, ολισθήσεις, βλάβες συνδετηρίων δοκών, ανησυχητική μορφολογία ρηγματώσεων ανωδομής, κλπ) που θεωρούνται σοβαρά επικίνδυνα για την ασφάλεια του συνόλου της κατασκευής.

ι. Συνιστάται στα προς επισκευή/ενίσχυση κτίρια η άρση της τρωτότητας που προκαλείται από κοντά υποστηλώματα, μέσω απλών κατασκευαστικών επεμβάσεων, χωρίς αλλοίωση του φέροντος οργανισμού.

κ. Στην περίπτωση που το κτίριο έχει μελετηθεί και κατασκευαστεί με κανονισμούς προγενέστερους του ισχύοντος κανονισμού, τα τυχόν ενισχυόμενα δομικά στοιχεία καθώς και τα πρόσθετα για την επισκευή/ενίσχυση θα διαστασιολογούνται με τους σύγχρονους κανονισμούς υλικών (ΝΕΚΩΣ, κλπ).

7.2.1 Αποκατάσταση βλαβών τοπικού χαρακτήρα

Οι βλάβες τοπικού χαρακτήρα στο ΦΟ του κτιρίου αποκαθίστανται με τοπική επισκευή του στοιχείου ή των στοιχείων που έχουν υποστεί βλάβες χωρίς επανυπολογισμό του ΦΟ.

Οι βλάβες στους τοίχους πλήρωσης του κτιρίου αποκαθίστανται με τη χορήγηση Στεγαστικής Συνδρομής εφόσον χαρακτηρίζονται ως σοβαρές ή βαρείες, χωρίς να απαιτείται ειδική προς τούτο μελέτη.

7.2.2. Αποκατάσταση βλαβών γενικού χαρακτήρα

Για την αποκατάσταση βλαβών Γενικού Χαρακτήρα, απαιτείται επανυπολογισμός και ανασχεδιασμός του ΦΟ του κτιρίου με τις διατάξεις του Αντισεισμικού Κανονισμού που ίσχυε κατά τον χρόνο έκδοσης της οικοδομικής άδειας και με τις παραδοχές της αρχικής μελέτης. Για κατασκευές προ του 1959, εφαρμόζεται ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959.

Διευκρινίζονται τα εξής:

Για την επιλογή και διαστασιολόγηση των επισκευών, ενισχύσεων ή της προσθήκης νέων στοιχείων ακολουθούν τα επόμενα βήματα:

α) Επίλυση του κτιρίου ως είχε πραγματική κατάσταση (ξυλοτύπου πριν τις βλάβες). Ο έλεγχος επάρκειας που θα βασισθεί σε αυτή την επίλυση θα χρησιμοποιηθεί για την εξαγωγή συμπερασμάτων για τη συμπεριφορά της κατασκευής.

β) Επιλογή τρόπου ενίσχυσης/επισκευής των βλαβέντων και εκ νέου επίλυση του φορέα. Η επίλυση αυτή θα αποτελεί την αφετηρία προσδιορισμού των απαιτηθησομένων επεμβάσεων (και σε μη βλαβέντα στοιχεία) μετά από έλεγχο επάρκειας των διατομών.

γ) Επιλογή τρόπου αποκαταστάσεως ζημιών και της εν γένει στατικής επάρκειας.

Οι επεμβάσεις μπορεί να είναι: ενισχύσεις βλαβέντων, ενισχύσεις μη βλαβέντων στοιχείων, προσθήκη νέων για την άρση των αδυναμιών του ΦΟ του κτιρίου που εντοπίστηκαν κατά τα πρώτα ως άνω στάδια, αλλά και για την καλύτερη κατά το δυνατόν συμπεριφορά του κτιρίου σε μελλοντικές σεισμικές δράσεις, αντιστοιχούσες στην προδιαγραφόμενη στάθμη αντισεισμικότητας

δ) Τελικός υπολογισμός του ενισχυθέντος κτιρίου, οριστικοποίηση ενισχύσεων ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις αντοχής όλων των ενισχυθέντων και μη στοιχείων, καθώς και των νέων.

Διευκρινίζεται ότι επιλύεται ο υπάρχων φορέας με τα κινητά φορτία της χρήσης της αρχικής άδειας.

Συνιστάται να ελέγχεται η ποιότητα σκυροδέματος ιδιαίτερα σε σημαντικού μεγέθους έργα σύμφωνα με τον ΚΤΣ, με πυρηνοληψία, ή με δοκιμές με μη καταστρεπτικές μεθόδους από ανεγνωρισμένο από το ΥΠΕΧΩΔΕ εργαστήριο.

Στην περίπτωση μας όπου το κτίριο έχει μελετηθεί προγενέστερους των ισχυόντων δηλαδή σήμερα κανονισμών και ισχύοντος κανονισμού, τα επισκευαζόμενα και τυχόν πρόσθετα δομικά στοιχεία για την επισκευή/ ενίσχυση θα διαστασιολογούνται με τους σύγχρονους κανονισμούς υλικών (ΝΕΚΩΣ, κλπ). Ειδικά για τα επισκευαζόμενα ή ενισχυόμενα δομικά στοιχεία η διαστασιολόγηση θα γίνεται θεωρώντας τη σεισμική φόρτιση πολλαπλασιασμένη επί 1,75 (για να καλυφθεί η διαφορά επιτρεπομένων τάσεων και μεθόδων συνολικής αντοχής).

Διευκρινίζονται τα εξής:

α. Δράση σεισμού $E=1,75 \varepsilon$ ($G+0,30Q$) το οποίο κατανέμεται ορθογωνικά, εφόσον το κτίριο έχει μελετηθεί με τον αντισεισμικό του 1959 (ή νωρίτερα) ή τριγωνικά, εφόσον είχε μελετηθεί μετά την ισχύ των πρόσθετων διατάξεων του 1984. Ο σεισμικός συντελεστής ε , είναι αυτός της αρχικής μελέτης.

β. Μη σεισμικός συνδυασμός δράσεων: $1,35G+1,50Q$

γ. Σεισμικός συνδυασμός δράσεων: $G+0,30Q+-E$

Ο έλεγχος επάρκειας θα γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΝΕΚΩΣ (δηλαδή με τη μέθοδο των μερικών συντελεστών ασφαλείας και ειδικότερα με τις διατάξεις που αναφέρονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας).

7.3 ΤΡΟΠΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

7.3.1 ΤΥΠΙΚΟΙ ΒΑΘΜΟΙ ΒΛΑΒΗΣ

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

Στο Σχήμα 1.1 παρουσιάζονται τυπικές εικόνες βλάβης κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων ενώ στο Σχήμα 1.2 παρουσιάζεται η κατάταξη των βαθμών βλάβης για υποστυλώματα και τοιχώματα.

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

Η απόφαση για την κρίσιμη επιλογή, μεταξύ επισκευής, ενίσχυσης και κατεδάφισης/ανακατασκευής είναι αποτέλεσμα μιας σύνθετης διαδικασίας που μπορεί να αναζητηθεί αλλού [2,27]. Όμως, για κατασκευές που έχουν υποστεί βλάβες από έναν ισχυρό σεισμό, ανεξάρτητα από το παραπάνω αποτέλεσμα, η εικόνα των βλαβών αποτελεί αδιάψευστο στοιχείο της σεισμικής ικανότητας που επηρεάζει ιδιαίτερα την απόφαση. Σύμφωνα με την επικρατούσα άποψη:

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

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

7.3.1.1. Βαθμός βλάβης A

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

7.3.1.2. Βαθμός βλάβης B

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

7.3.1.3. Βαθμός βλάβης C

Χιαστί λοξές διατμητικές ρωγμές ή έντονη τοπική σύνθλιψη και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος, υπό τον όρο ότι δεν παρατηρούνται άξιες λόγου εναπομένουσες μετακινήσεις. Ρηγματώσεις στους κόμβους (Σχ.1.1α, 1.1β)[8] θεωρούνται ως βαθμός βλάβης C.

7.3.1.4. Βαθμός βλάβης D

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

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

7.3.1.5. Βαθμός βλάβης E

Πλήρης κατάρρευση του υποστυλώματος.

Μία γενικότερη παρατήρηση σημειώνεται ότι εάν η γενική εικόνα βλάβης συμφωνεί με μία από τις εικόνες βλάβης του Σχήματος 1.2 χωρίς όμως να τηρούνται οι προβλεπόμενες συνθήκες για τις εναπομένουσες μετακινήσεις, τότε ως βαθμός βλάβης θεωρείται ένα

επίπεδο παραπάνω απ' ότι δηλώνεται στο σχήμα. Έτσι για παράδειγμα μία βλάβη με εικόνα τύπου D, όπου όμως υπάρχουν μεγάλες

7.4 ΗΜΙ-ΕΜΠΕΙΡΙΚΟΣ ΤΡΟΠΟΣ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΑΠΟΜΕΝΟΥΣΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Για την εκτίμηση της απομένουσας αντοχής R_{res} και δυσκαμψίας K_{res} σε στοιχεία με βλάβες, σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές R_0 και K_0 των ίδιων στοιχείων χωρίς βλάβες, χρησιμοποιούνται οι συντελεστές r_R και r_k που εκφράζουν τα μέτρα της εναπομένουσας αντοχής και της εναπομένουσας δυσκαμψίας αντιστοίχως. Οι συντελεστές αυτοί ορίζονται ως εξής:

$r_R = R_{res}/R_0$ $r_k = K_{res}/K_0$ Μία εκτίμηση του μέτρου αντοχής r_R για υποστυλώματα και τοιχώματα, ανάλογα με την κατάσταση της κατασκευής και τον βαθμό βλάβης του στοιχείου, παρουσιάζεται στον Πίνακα

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

$$r_k = 0.8 r_R$$

Κατάσταση κτιρίου Βαθμός βλάβης

A B C D

καλή 0,95 0,75 0,45 0,15

κακή 0,85 0,65 0,35 0,00

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

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

n_n

$$r_g = \sum_{i=1}^n (V_{R0,i} \cdot r_{R,i}) / \sum_{i=1}^n V_{R0,i}$$

$$i=1 \quad i=1$$

όπου :

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

r_R είναι το μέτρο απομένουσας αντοχής του στοιχείου

V_{R0} είναι η τέμνουσα σχεδιασμού που αναλαμβάνεται από το σκυρόδεμα.

Αν και η αντικατάσταση του V_{R0} με το V_{Rd3} ($=V_{wd}+V_{cd}$) στην παραπάνω σχέση δίνει πιο πραγματικά αποτελέσματα, η σχέση χρησιμοποιεί το V_{R0} επειδή ο προσδιορισμός του είναι πολύ ταχύς και με λιγότερες αβεβαιότητες.

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

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

όπου:

K_R είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του τη κανονικότητα του κτιρίου όπως αυτή ορίζεται .

Για κανονικά κτίρια λαμβάνεται $K_R=1,0$ ενώ για μη-κανονικά $K_R=0,8$ γ_1 είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής όπως ορίζεται στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό .

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

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

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

7.5 ΔΙΟΡΘΩΤΙΚΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

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

Ο προσδιορισμός των διορθωτικών συντελεστών προσομοιώματος είναι ένα από τα κρίσιμα θέματα στον τομέα του ανασχεδιασμού. Απαιτούνται εκτεταμένες πειραματικές δοκιμές για να προκύψουν τα πραγματικά χαρακτηριστικά δυσκαμψίας και αντοχής των επισκευασμένων /ενισχυμένων στοιχείων που στην συνέχεια θα συγκριθούν με τα χαρακτηριστικά των αντίστοιχων μονολιθικών στοιχείων. Είναι ως εκτού του προφανές ότι τα αποτελέσματα έχουν ισχύ σε πρακτικές εφαρμογές, μόνο εφόσον η επέμβαση γίνει στην πράξη με τον ίδιο τρόπο που εκτελέστηκε στο εργαστήριο.

Στον τομέα αυτό η θεωρητική και πειραματική έρευνα έχει σήμερα δύο κατευθύνσεις.

- Η πρώτη στοχεύει στον προσδιορισμό αντικειμενικών συντελεστών προσομοιώματος για κάθε είδος επέμβασης.
- Η δεύτερη στοχεύει στην βελτίωση των μεθόδων και τεχνικών επέμβασης έτσι ώστε να επιτευχθεί μονολιθικότητα της επισκευασμένης/ενισχυμένης διατομής, και επομένως οι συντελεστές να είναι κοντά στην μονάδα και περισσότερο αξιόπιστοι.

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

$$k_k = k_r = 1,0$$

Εφόσον :

α) Δεν υπάρχει στατική ανεπάρκεια στη διατομή.

β) Οι βλάβες είναι ελαφρές (μικρές ρωγμές, ή ολισθήσεις οπλισμών).

γ) Τηρηθούν σχολαστικά οι συστάσεις και προδιαγραφές για ταυλικά και ισι τεχνικές.

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

7.6 ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

7.6.1. Επισκευές – Ενισχύσεις υποστυλωμάτων

Οι επεμβάσεις στα υποστυλώματα είναι η πλέον συχνή πρακτική στον αντισεισμικό ανασχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής. Όταν έχουν εμφανιστεί βλάβες, η λύση μπορεί να προβλέπει είτε την αποκατάσταση των αρχικών χαρακτηριστικών του υποστυλώματος (επισκευή) είτε την βελτίωσή τους (ενίσχυση). Προφανώς η δεύτερη επιλογή μπορεί να εφαρμοστεί ανεξάρτητα από την ύπαρξη βλαβών ενώ όταν υπάρχουν βλάβες σχεδόν πάντοτε προηγείται η επισκευή.

7.6.2. Επισκευές υποστυλωμάτων

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

7.6.3. Επισκευές με κόλλες ή επισκευαστικά κονιάματα

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

ράβδων οπλισμού. Οι κόλλες χρησιμοποιούνται στην περίπτωση των ρηγματώσεων, ενώ τα επισκευαστικά κονιάματα στην περίπτωση των επιφανειακών αποφλοιώσεων του σκυροδέματος. Από τα επισκευαστικά κονιάματα, τα ρητινοκονιάματα έχουν ευρύτερη εφαρμογή επειδή συνήθως οι αποφλοιώσεις είναι μικρού πάχους. Για μεγαλύτερο πάχος αποδιοργανωμένου σκυροδέματος, που σε μερικές περιπτώσεις μπορεί να επεκτείνεται και στο εντός του συνδετήρος τμήμα της διατομής, χρησιμοποιούνται μη συρρικνούμενα κονιάματα με βάση το τσιμέντο. Στην ανάλυση και στην διαστασιολόγηση οι συντελεστές μονολιθικότητας για την δυσκαμψία και την αντοχή λαμβάνονται ίσοι με την μονάδα: $k_k = k_r = 1,0$

7.6.4. Τοπικές από καταστάσεις ίσης διατομής

Επεμβάσεις με καθαίρεση και αποκατάσταση ίσης διατομής εφαρμόζονται όταν οι βλάβες είναι σοβαρές, όταν δηλαδή εμφανίζεται αποδιοργάνωση του σκυροδέματος ή διάρρηξη που μπορεί να ακολουθείται από άνοιγμα ή διάρρηξη των συνδετήρων και λυγισμό των διαμήκων ράβδων. Συχνά μετά από μία επισκευή τέτοιου είδους ακολουθεί η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Στο Σχήμα 1.3 [56] απεικονίζονται δύο περιπτώσεις αποκατάστασης, στις οποίες παρουσιάζεται πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της βλαβείσας περιοχής, λυγισμός των διαμήκων ράβδων οπλισμού και διάρρηξη των συνδετήρων. Οι ενέργειες που απαιτούνται για την αποκατάσταση περιλαμβάνουν : Καθαίρεση και απομάκρυνση κάθε υλικού σκυροδέματος σε μήκος υποστυλώματος μεγαλύτερο από αυτό της βλαβείσας περιοχής, και καλό καθαρισμό. Απομάκρυνση συνδετήρων της περιοχής. Κόψιμο των τμημάτων των διαμήκων ράβδων που έχουν λυγίσει. Ηλεκτροσυγκόλληση νέων τμημάτων διαμήκων ράβδων. Τοποθέτηση νέων πυκνών συνδετήρων. Σκυροδέτηση του καθαιρεθέντος τμήματος. Χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή για να αντιμετωπιστεί η συστολή ξήρανσης του νέου σκυροδέματος. Προς τούτο χρησιμοποιούνται είτε ειδικά πρόσμικτα είτε ειδικές συνθέσεις σκυροδέματος στις οποίες το τσιμέντο έχει αντικατασταθεί από μη συρρικνούμενες κονίες. Σε κάθε περίπτωση η σύνθεση του σκυροδέματος πρέπει να περιλαμβάνει αδρανή με μέγιστο κόκκο ίσο με αυτό του υπάρχοντος και να ακολουθούνται αυστηρά οι οδηγίες των προμηθευτών για τα πρόσμικτα ή τις κονίες. Για την διευκόλυνση της σκυροδέτησης και καλύτερη συμπίκνωση, ο ξυλότυπος καταλήγει προς τα πάνω σε χοάνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.3 και το

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

7.6.5. Ενισχύσεις υποστυλωμάτων

Η ενίσχυση ενός υποστυλώματος, αφορά την διαδικασία επέμβασης με την οποία αυξάνεται η φέρουσα ικανότητα του ή γενικότερα βελτιώνεται η συμπεριφορά του. Οι τεχνικές ενίσχυσης των υποστυλωμάτων μπορούν να διακριθούν σε δύο βασικές κατηγορίες ανάλογα με την αύξηση ή όχι της διατομής του υποστυλώματος. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι τεχνικές στις οποίες δεν αυξάνεται η διατομή του υποστυλώματος και η ενίσχυση επιτυγχάνεται με ενεργή περίσφιγξη του στοιχείου. Στην δεύτερη κατηγορία η ενίσχυση επιτυγχάνεται με αύξηση της διατομής του υποστυλώματος με νέες στρώσεις σκυροδέματος και νέους οπλισμούς, κατασκευάζοντας ένα μμανδύα γύρω από το αρχικό στοιχείο.

7.6.6. Ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιγξη

Η ενίσχυση των υποστυλωμάτων με εξωτερική περίσφιγξη προσφέρεται στις παρακάτω περιπτώσεις :

- (α) Όταν απαιτείται αύξηση της πλαστιμότητας του υποστυλώματος.
- (β) Όταν απαιτείται αύξηση της διατμητικής αντοχής του υποστυλώματος.
- (γ) Όταν μία αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος μέχρι 30% το πολύ είναι επαρκής.
- (δ) Όταν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας της συνάφειας των κατακόρυφων οπλισμών του υποστυλώματος στην περιοχή υπερκάλυψης τους.

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

7.6.6.1. Διαδικασίες επιβολής της περίσφιγξης

Η επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης σε υποστυλώματα μπορεί να γίνει με τους παρακάτω τρόπους:

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

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

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

Ηλεκτροσυγκόλληση

7.6.6.2. Ηλεκτροσυγκόλληση Σπειροειδής οπλισμόςΦ8/ 50 mm

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

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

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

7.6.6.3. Μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή.

Οι μανδύες με ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs) αποτελούν έναν εύχρηστο τρόπο επιβολής της περίσφιγξης. Τα φύλλα εφαρμόζονται με τις ίνες τους σε οριζόντια διεύθυνση συμβάλλοντας έτσι, ιδιαίτερα στον εγκιβωτισμό του στοιχείου και στην αύξηση της διατμητικής του αντοχής. Εάν αυτοί μόνο είναι οι λόγοι της ενίσχυσης, τα φύλλα μπορούν να αντικατασταθούν από οριζόντιες λωρίδες (“ κολλάρα”). Αυτή η εναλλακτική τεχνική έχει μεν οικονομία υλικού αλλά απαιτεί περισσότερα “ εργατικά”, και γι’ αυτό η επιλογή θα πρέπει να εξαρτηθεί από την εκτίμηση του συνολικού κόστους. Εάν συγχρόνως επιδιώκεται και η αύξηση της καμπτικής αντοχής του στοιχείου, θα πρέπει προφανώς να χρησιμοποιηθούν και φύλλα με κατακόρυφη διεύθυνση ινών. Όμως, σ’ αυτή την περίπτωση η τεχνική θα πρέπει να συνδυαστεί με ανάλογη εφαρμογή ενίσχυσης του κόμβου (δοκών- υποστυλώματα) επειδή τα άκρα του υποστυλώματος βρίσκονται σε περιοχές με αυξημένη καμπτική ένταση. Η εφαρμογή της τεχνικής είναι απλούστερη και περισσότερο αποδοτική στα κυκλικά υποστυλώματα. Στα ορθογωνικά υποστυλώματα απαιτείται προηγουμένως κατάλληλη εξομάλυνση των γωνιών έτσι ώστε να αποκτήσουν καμπυλότητα με ακτίνα τουλάχιστον 30 mm. Η αποδοτικότητα της τεχνικής μπορεί να αυξηθεί εάν η εφαρμογή των φύλλων (ή των λωρίδων) γίνει με προένταση. Όμως, στην περίπτωση αυτή οι τεχνικές δυσκολίες του εγχειρήματος είναι αυξημένες και γι’ αυτό η εφαρμογή της θα πρέπει να εξετάζεται μόνο σε ειδικές περιπτώσεις.

7.6.6.4. Τεχνική του μεταλλικού κλωβού

Η τεχνική του μεταλλικού κλωβού είναι η πλέον διαδεδομένη διαδικασία επιβολής της περίσφιγξης. Τέσσερα μεταλλικά γωνιακά ελάσματα, προσαρμόζονται στις γωνίες του υποστυλώματος και οριζόντια μεταλλικά ελάσματα “ κολλάρα” (ή ράβδοι από δομικό χάλυβα) συγκολλούνται πάνω στα γωνιακά (Σχ.1.8). Πριν γίνει η συγκόλληση προηγείται

σύσφιγξη των γωνιακών με ειδικά κλειδιά ή γίνεται προθέρμανση του οριζόντιου σπλισμού σε θερμοκρασία 200-400ο C, έτσι ώστε να δημιουργηθεί περίσφιγξη με την συστολή που επέρχεται όταν γίνει απόψυξη. Εναλλακτικά αντί για συγκόλληση μπορεί να χρησιμοποιηθούν “ βίδες” ή “ ντίζες” .

7.6.6.5. Μανδύες υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα

Η τεχνική της κατασκευής μανδυνών σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητάς τους [34,35,36,37]. Συνήθως εφαρμόζεται σε περιπτώσεις υποστυλωμάτων με σοβαρές βλάβες ή γενικότερα όταν διαπιστώνεται ιδιαίτερη ανεπάρκεια της αντοχής τους ή άλλων χαρακτηριστικών τους. Η τεχνική περιλαμβάνει την αύξηση της διατομής του υποστυλώματος με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά του αρχικού στοιχείου και μπορεί να εκτείνεται είτε σε όλο το μήκος του υποστυλώματος είτε σε ένα μόνο τμήμα του (τοπικός μανδύας).

7.6.6.6. Είδη μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος

7.6.6.6.1. (α) Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα

Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται για μανδύες μεγάλου πάχους ($d \geq 80$ mm) και απαιτείται ξυλότυπος.

Η χύτευση πρέπει να γίνεται με χαμηλή πίεση.

Το μέγεθος των αδρανών δεν πρέπει να είναι μεγάλο.

Συνίσταται ιδιαίτερα η χρήση ρευστοποιητών, και πρόσμικτων που παρεμποδίζουν την

Συστολή ξήρανσης.

Μειονέκτημα της τεχνικής είναι η δυσκολία σκυροδέτησης ιδιαίτερα στην κορυφή του υποστυλώματος.

7.6.6.6.2. (β) Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος, ξηράς ανάμιξης, είναι η πιο συνηθισμένη πρακτική για την κατασκευή μανδύων μικρού πάχους ($d < 100 \text{ mm}$) και δεν απαιτείται ξυλότυπος. Στην κατασκευή απαιτείται ιδιαίτερη μέριμνα και φροντίδα για τον έλεγχο κατακόρυφων επιφανειών (χρήση οδηγών).

7.6.6.6.3. (γ) Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα

Η χρήση του σκυροτσιμεντοπήγματος για την κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος, έχει το βασικό πλεονέκτημα της απρόσκοπτης σκυροδέτησης παρουσία πυκνών οπλισμών. Θα μπορούσε ως εκ τούτου να θεωρηθεί πολύ κατάλληλη τεχνική, όμως η εφαρμογή της στην πράξη είναι περιορισμένη λόγω έλλειψης εμπειρίας.

7.6.6.6.4.(δ) Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα.

7.7 ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ-ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ

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

7.7.1. Επισκευές τοιχωμάτων

Για τις επισκευές τοιχωμάτων ισχύουν οι ίδιες ακριβώς τεχνικές που αναπτύχθηκαν για τα υποστυλώματα, χωρίς καμία διαφοροποίηση, είτε αναφερόμαστε σε περιπτώσεις τοιχωμάτων με ελαφριές βλάβες, οπότε χρησιμοποιούνται κόλλες ή επισκευαστικά κονιάματα, είτε σε περιπτώσεις με βαριές βλάβες όπου χρησιμοποιείται η τεχνική της τοπικής αποκατάστασης ίσης διατομής. Το επισκευασμένο τοίχωμα έχει ίδια περίπου αντοχή αλλά κάτι τι μικρότερη δυσκαμψία από αυτή του μονολιθικού δηλαδή: $k_r = 1,0$ $k_k = 0,9 \sim 1,0$ Για την διαστασιολόγηση του τοιχώματος είναι σκόπιμο κατά την ανάλυση να θεωρείται συντηρητικά $k_k = 1,0$.

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

7.7.2. Ενίσχυση τοιχωμάτων με περίσφιγξη

Η τεχνική της περίσφιγξης μπορεί (τεχνικά) να εφαρμοστεί και σε τοιχώματα με τις ίδιες διαδικασίες που έχουν αναφερθεί για υποστυλώματα. Όμως ο μεγάλος λόγος πλευρών των τοιχωμάτων, δεν επιτρέπει αξιόλογη απόδοση της περίσφιγξης και για αυτό το λόγο η τεχνική αυτή εν γένει δεν συνιστάται. Απ' όλες τις εφικτές διαδικασίες της τεχνικής περίσφιγξης θα μπορούσαμε πάντως να ξεχωρίσουμε την τεχνική των μανδυνών με ινοπλισμένα πολυμερή και την τεχνική του μεταλλικού κλωβού. Η τεχνική των μανδυνών από ινοπλισμένα πολυμερή έχει το πλεονέκτημα της ευκολίας εφαρμογής και της δυνατότητας ανάληψης διατμητικής και καμπτικής έντασης. Εξάλλου η τεχνική του μεταλλικού κλωβού μπορεί να φανεί ιδιαίτερα χρήσιμη επειδή: (α) Η μικρή απόδοση της περίσφιγξης μπορεί να αυξηθεί με την παρεμβολή διαμπερών μεταλλικών συνδέσμων (ράβδων) σχήματος Z ή Π που ηλεκτροσυγκολλούνται στα απέναντι μεταλλικά ελάσματα των κλωβών. Η απόσταση των μεταλλικών συνδέσμων είναι της τάξης των 300 mm, και το κενό μεταξύ των συνδέσμων και των τοιχωμάτων των οπών συμπληρώνεται με κόλλα. (β) Η τεχνική προσφέρει στην ανάληψη τεμνουσών δυνάμεων. (γ) Η τεχνική εξακολουθεί να αποτελεί αποτελεσματική λύση προσωρινής άμεσης ανάληψης κατακόρυφων φορτίων σε τοιχώματα που λόγω σοβαρής βλάβης τους αδυνατούν να μεταφέρουν τα αξονικά τους φορτία .

7.8 ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ-ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΠΛΑΚΩΝ

Οι επισκευές και οι ενισχύσεις δοκών και πλακών, ακολουθούν αντίστοιχες τεχνικές μεαυτές που αναφέρθηκαν για τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα. Στην περίπτωση σεισμικής έντασης οι βλάβες συνήθως συγκεντρώνονται στην περιοχή του κόμβου υποστυλώματος δοκού. Έτσι η επέμβαση στις δοκούς αποτελεί συνήθως μέρος μιας συνολικής επέμβασης που κυρίως αφορά τα κατακόρυφα στοιχεία και τον κόμβο.

7.8.1 Επισκευή δοκών και πλακών

Για τις επισκευές δοκών και πλακών, χρησιμοποιούνται ανάλογα με το βαθμό βλάβης είτε η τεχνική των ενέσεων κόλλας και των επισκευαστικών κονιαμάτων (για ελαφρές βλάβες) είτε η τεχνική της αποκατάστασης ίσης διατομής (για βαριές βλάβες). Οι διαδικασίες εφαρμογής των παραπάνω τεχνικών έχουν ήδη περιγραφεί για την περίπτωση των υποστυλωμάτων και

δεν θα επαναληφθούν. Η δυσκαμψία και η αντοχή της επισκευασμένης δοκού αποκαθίσταται σχεδόν πλήρως. Έτσι οι διορθωτικοί συντελεστές προσομοιώματος μπορούν να θεωρηθούν ίσοι με την μονάδα. .ηλαδή: $k_r = k_k = 1,0$

7.8.2. Ενίσχυση δοκών και πλακών

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

7.8.3. Καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος

Η τεχνική αυτή, εφαρμόζεται συχνά για ισχυρές ενισχύσεις δοκών ή πλακών στο εφελκόμενο πέλμα. Μερικές φορές επίσης εφαρμόζεται και για ενισχύσεις στο θλιβόμενο πέλμα. Μερικές φορές επίσης εφαρμόζεται και για ενίσχυση στο θλιβόμενο πέλμα. Η ενίσχυση στο εφελκόμενο πέλμα γίνεται με νέους οπλισμούς που καλύπτονται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, με πάχος συνήθως 50-100 mm, σε όλο το πλάτος της δοκού. Στις ενισχύσεις στο θλιβόμενο πέλμα, που μπορεί να γίνουν και χωρίς πρόσθετους οπλισμούς, χρησιμοποιείται είτε εκτοξευόμενο είτε έγχυτο σκυρόδεμα. Η συνεργασία της νέας στρώσης σκυροδέματος με την δοκό γίνεται με χρήση διατμητικών συνδέσμων που συνήθως είναι χαλύβδινα βλήτρα (με ένα ή δύο σκέλη) ή ηλεκτροσυγκολλήσεις νέων και παλαιών ράβδων οπλισμού μέσω παρεμβλημάτων. Επισημαίνεται πάντως ότι η χρήση των βλήτρων προτιμάται εν γένει έναντι των ηλεκτροσυγκολλήσεων λόγω των αρνητικών επιδράσεων των τελευταίων στα χαρακτηριστικά του χάλυβα. Εξ' άλλου η επιφάνεια της δοκού, καθ' όλο το μήκος επαφής της με την νέα στρώση σκυροδέματος πρέπει να έχει εκτραχυνθεί επιμελώς με υδροβολή ή χρήση ειδικού μηχανικού εξοπλισμού, για να αποκαλυφθούν τα αδρανή.

7.8.4. Διαστασιολόγηση

Η δοκός διαστασιολογείται ως εάν ήταν μονολιθική, λαμβάνοντας υπόψη τους παρακάτω μειωτικούς συντελεστές προσομοιώματος που προτείνονται στον [24]: $k_r = 0,9$, $k_k = 0,85$ Για πλάκες λαμβάνεται $k_k = k_r = 1,0$ Για τον έλεγχο της σύνδεσης στην διεπιφάνεια παλαιού-

νέου σκυροδέματος αγνοείται η ολίσθηση και εξασφαλίζεται ότι η διατμητική αντοχή είναι μεγαλύτερη από την διατμητική ένταση. Αναλυτικότερα το θέμα αναπτύσσεται αλλού [2].

7.8.5. Καμπτική ενίσχυση με επικολητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή

Η χρήση επικολητών φύλλων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRP), ως εξωτερικού οπλισμού στο εφελκόμενο πέλμα δοκών ή πλακών, είναι μία πρακτική τεχνική με την οποία επιτυγχάνεται η αύξηση της καμπτικής αντοχής των παραπάνω στοιχείων. Επιπλέον επιτυγχάνεται σημαντική αύξηση της καμπτικής ακαμψίας και μείωση των παραμορφώσεων και της αναμενόμενης ρηγμάτωσης. Η κυριότερη αδυναμία της τεχνικής βρίσκεται στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων των φύλλων. Η πρόωρη αστοχία των άκρων με απόσχιση στη γειτονική προς το έλασμα περιοχή σκυροδέματος και η ευαισθησία διάβρωσής τους στην περίπτωση χρήσης χάλυβα είναι τα βασικά μειονεκτήστε της μεθόδου που οφείλονται στην υψηλή συγκέντρωση τάσεων στην περιοχή. Εδώ συνοψίζοντας τις σχετικές αναφορές, μπορούν να διακριθούν δύο βασικοί έλεγχοι που αφορούν την περιοχή αγκύρωσης στα άκρα των επικολητών φύλλων.

Ο πρώτος στοχεύει στην εξασφάλιση επαρκούς μήκους αγκύρωσης πέραν της περιοχής που απαιτείται καμπτική ενίσχυση.

Ο δεύτερος αφορά τον έλεγχο της συγκέντρωσης καμπτικών και διατμητικών τάσεων στην περιοχή των άκρων, λόγω της ύπαρξης πέρατος, δηλαδή λόγω της ασυνέχειας του επικολητού φύλλου. Συνήθως ελέγχονται οι διατμητικές τάσεις της περιοχής. Όμως επειδή στην πραγματικότητα υπάρχουν συγχρόνως καμπτικές και διατμητικές τάσεις φαίνεται πιο λογικό να πρέπει να ελεγχθεί η αλληλεπίδραση των δύο εντάσεων. Η χρήση φύλλων από ινοπλισμένα πολυμερή αντί για χαλύβδινα ελάσματα διαφοροποιεί την συμπεριφορά του ενισχυμένου στοιχείου, αφού ο νέος οπλισμός έχει διαφορετικά χαρακτηριστικά από τον ήδη υπάρχοντα με τον οποίο καλείται, από κοινού, να αναλάβει τις εφελκυστικές δυνάμεις. Σημειώνεται ότι πρόσφατα πειραματικά αποτελέσματα [52] δείχνουν ότι η πλαστιμότητα, των ενισχυμένων στοιχείων σε όρους καμπυλοτήτων και σε όρους ενέργειας, είναι σε πολλές περιπτώσεις σημαντικά μικρότερη από την αντίστοιχη των αρχικών στοιχείων. .ς εκ τούτου η παραπάνω τεχνική δεν συνιστάται εν γένει για την ενίσχυση στοιχείων που

συμμετέχουν στην ανάληψη σεισμικής έντασης και μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο μετά από ειδική μελέτη που θα εξασφαλίζει ότι η πλαστιμότητα του ενισχυμένου μέλους βρίσκεται εντός των αποδεκτών ορίων σχεδιασμού.

7.8.6. Ενίσχυση με επικολητά ελάσματα

Η διαστασιολόγηση δομικών στοιχείων ενισχυμένων με επικολητά ελάσματα γίνεται όπως και στα συμβατικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Στην περίπτωση αυτή συνυπολογίζονται οι “ παλαιοί” υπάρχοντες οπλισμοί και οι “ νέοι”(υπό μορφήν ελασμάτων) πρόσθετοι, χρησιμοποιώντας ένα μέσο στατικό ύψος. Η διαδικασία προσδιορισμού του απαιτούμενου μήκους αγκύρωσης, όπως και ο έλεγχος των διατμητικών τάσεων απόσχισης και της αλληλεπίδρασης διατμητικής και καμπτικής έντασης στις περιοχές πέρατος του ελάσματος μπορεί να αναζητηθεί αλλού.

7.8.7. Επισκευή – Ενίσχυση κόμβων δοκών -υποστυλωμάτων

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

Αυτό οφείλεται κυρίως στους εξής λόγους:

(α) Η διατμητική ένταση στους κόμβους είναι ιδιαίτερα υψηλή.

(β) Ο σχεδιασμός των κόμβων, μέχρι και σήμερα, δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης της

Τοπικής έντασης.

(γ) Οι κόμβοι είναι συχνά περιοχές κακής σκυροδέτησης λόγω μεγάλης πυκνότητας οπλισμών.

(δ) Οι βλάβες στους κόμβους είναι από τις πλέον κρίσιμες για την ασφάλεια της

Ακεραιότητας του φορέα.

Οι επισκευές και οι ενισχύσεις στην περιοχή των κόμβων αποτελούν ίσως την δυσκολότερη

κατασκευαστική διαδικασία στο τομέα των επεμβάσεων επειδή εκεί συντρέχουν πολλά στοιχεία του φορέα.

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

7.8.8. Επισκευή κόμβων

Οι τεχνικές επισκευής των κόμβων, είναι οι ίδιες με αυτές που εφαρμόζονται και για άλλα δομικά στοιχεία δηλαδή για ελαφρές ρηγματώσεις εφαρμόζεται η τεχνική των ενέσεων κόλλας, και των επισκευαστικών κονιαμάτων ενώ για βαριές βλάβες εφαρμόζεται η τεχνική της αποκατάστασης ίσης διατομής.

Αμφότερες οι παραπάνω τεχνικές έχουν αναπτυχθεί εκτενώς για τα υποστυλώματα και γι' αυτό δεν επαναλαμβάνονται εδώ. Επισημαίνεται πάντως ότι η αποκατάσταση του κόμβου με την τεχνική της ίσης διατομής, τις περισσότερες φορές, περιλαμβάνει και την διόρθωση ελαττωμάτων στην όπλιση δηλαδή συχνά τοποθετούνται πυκνότεροι συνδετήρες και βελτιώνονται οι αγκυρώσεις των ράβδων (ηλεκτροσυγκολλώντας νέα τμήματα). Γι' αυτό η τεχνική, θα έπρεπε να θεωρείται μάλλον ως τεχνική ενίσχυσης παρά ως επισκευή. Χρήσιμο είναι εξ' άλλου να επισημανθεί ότι και στις δύο τεχνικές η αποτελεσματικότητα της επέμβασης εξασφαλίζεται μόνο με συνθήκες αυστηρού ποιοτικού ελέγχου και επίβλεψης.

- Σε επισκευές με κόλλες: Αποκαθίσταται πλήρως η αντοχή των κόμβων. Αποκαθίσταται σχεδόν πλήρως η δυσκαμψία. Αποκαθίσταται η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και μάλιστα μπορεί ακόμη και να αυξηθεί.
- Σε αποκαταστάσεις κόμβων με την τεχνική της ίσης διατομής, όπου περιλαμβάνονται και διορθωτικές παρεμβάσεις στην όπλιση, τα χαρακτηριστικά του κόμβου μπορούν να βελτιωθούν σημαντικά. Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι η αποτελεσματικότητα της τεχνικής αυξάνεται όσο χειρότερος είναι ο κόμβος.

7.8.9. Ενίσχυση κόμβων

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

7.8.10. Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Ο πλέον αποτελεσματικός τρόπος ενίσχυσης των κόμβων είναι η κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συνήθως ο μανδύας αυτός αποτελεί συνέχεια του μανδύα που έχει χρησιμοποιηθεί για την ενίσχυση του υποστυλώματος. Όμως η τεχνική μπορεί να εφαρμοστεί και τοπικά μόνο στην περιοχή των κόμβων. Μια τυπική μορφή μανδύα στην περιοχή του κόμβου, όπου ο μανδύας επεκτείνεται στα συντρέχοντα υποστυλώματα και δοκούς. Όταν όμως ο σχεδιασμός της περιοχής στοχεύει σε ικανοποίηση ικανοτικών κριτηρίων, ο μανδύας μπορεί να μην επεκταθεί στην περιοχή της δοκού ή να επεκταθεί σε τόσο μήκος όσο είναι απαραίτητο. Στην περίπτωση αυτή, η τεχνική προσφέρει το πλεονέκτημα να μπορεί να τροποποιήσει τον μηχανισμό αστοχίας του φορέα μεταθέτοντας τις βλάβες από τις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων σ' αυτές των δοκών.

7.8.11. Η τεχνική των χιαστί κολλάρων

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

7.8.12. Ενίσχυση κόμβου με μανδύα

Η εφαρμογή της τεχνικής είναι ιδιαίτερα προβληματική όταν στον κόμβο συντρέχουν τέσσερις δοκοί, επειδή η διέλευση των χιαστί διαγωνίων θα πρέπει να γίνει με διάτρηση των εγκαρσίων δοκών και η διατομή των κολλάρων να μετατραπεί σε κυκλικές ράβδους. Γι' αυτό σ' αυτές τις περιπτώσεις η τεχνική δεν φαίνεται να έχει πεδίο εφαρμογής.

7.8.13. Η τεχνική των επικολλητών φύλλων

Η χρήση των επικολλητών φύλλων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) είναι μία τεχνική που χωρίς αμφιβολία προσφέρει σημαντικά στην ενίσχυση του κόμβου. Τα ελάσματα προεκτείνονται εκατέρωθεν του κόμβου, στις συντρέχουσες δοκούς και τα υποστυλώματα, σε μήκος τουλάχιστον ίσο με το αντίστοιχο πλάτος του κόμβου.

7.8.14. Προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels)

Η τεχνική της προσθήκης προκατασκευασμένων τοιχωμάτων (panels) εντός πλαισίων της κατασκευής έχει αρκετά κατασκευαστικά πλεονεκτήματα και είναι οικονομικότερη λύση συγκρινόμενη με αυτήν της προσθήκης νέων τοιχωμάτων από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Όμως η προσφορά τους στην συνολική δυσκαμψία και αντοχή του φορέα είναι μικρότερη. Η τεχνική μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να καλυφθεί το σύνολο του ανοίγματος του πλαισίου ή τμήμα του. Τα προκατασκευασμένα στοιχεία μπορεί να συνδέονται μεταξύ τους και με τα υποστυλώματα του πλαισίου ή όχι. Η σύνδεση με το περιβάλλον πλαίσιο γίνεται με ειδικές τεχνικές αγκύρωσης, που επιδρούν σημαντικά στην αποτελεσματικότητα της τεχνικής. Πολλές φορές πάντως, όταν επιδιώκεται μία περισσότερο πλάσטיμη συμπεριφορά του φορέα, η σύνδεση γίνεται μόνο με τις δοκούς και δεν υπάρχει επαφή με τα υποστυλώματα. Τα προκατασκευασμένα τοιχώματα μπορεί να είναι είτε συμπαγή από οπλισμένο σκυρόδεμα είτε τύπου “ σάντουιτς” με εξωτερικούς φλοιούς από οπλισμένο σκυρόδεμα ή ενισχυμένα μεταλλικά φύλλα, και εσωτερικό γέμισμα είναι κάποιο υλικό με μονωτικές ιδιότητες. Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται εξωτερικά μεταλλικά φύλλα, απαιτείται ιδιαίτερη μέριμνα για προστασία από οξείδωση και φωτιά.

7.8.15. Τοιχώματα από οπλισμένη ή άοπλη τοιχοποιία

Η χρησιμοποίηση οπλισμένης ή άοπλης τοιχοποιίας από συμπαγή τούβλα ή τσιμεντοπλίνθους επαρκούς αντοχής, είναι μία δημοφιλής πρακτική λιγότερο αποτελεσματική αλλά αρκετά οικονομική που συμβάλλει σημαντικά στην κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή. Στην περίπτωση της οπλισμένης τοιχοποιίας, οι οπλισμοί αγκυρώνονται στο περιμετρικό πλαίσιο με ειδικές κόλλες αγκύρωσης ή με ειδικά αγκύρια και ηλεκτροσυγκόλληση των οπλισμών. Βασικό μειονέκτημα της τεχνικής είναι ότι στην συνήθη αναλυτική εργασία ρουτίνας των μελετητών εφαρμογής, οι αβεβαιότητες των χαρακτηριστικών της τοιχοπλήρωσης καθώς επίσης και των χαρακτηριστικών της σύνδεσης στις διεπιφάνειες τοιχοπλήρωσης-πλαισίου δεν επιτρέπουν μία αξιόπιστη πρόβλεψη της συμπεριφοράς του φορέα στον ίδιο βαθμό αξιοπιστίας που ισχύει για τα αποτελέσματα της ανάλυσης στον γυμνό φορέα οπλισμένου σκυροδέματος. .ς εκ τούτου η χρησιμοποίηση της τεχνικής γίνεται στην πράξη με εμπειρικό τρόπο για να εξισορροπηθούν υφιστάμενες έντονες ασυμμετρίες κατανομής των τοιχοπληρώσεων ή και άλλων δύσκαμπτων στοιχείων της κατασκευής όπως π.χ. κλιμακοστασίων , σε κάτοψη ή καθ' ύψος της κατασκευής. Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι είναι μειονέκτημα της τεχνικής το μεγάλο ίδιο βάρος της τοιχοποιίας, που όμως στις περιπτώσεις ισογείων μαλακών ορόφων, όπου αυτή η τεχνική χρησιμοποιείται συχνότερα, αντιμετωπίζεται χωρίς ιδιαίτερα προβλήματα.

7.8.16. Προσθήκη δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων.

Η μέθοδος της κατασκευής δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων του φέροντος οργανισμού μίας κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να προσφέρει ιδιαίτερα σημαντική αύξηση στην αντοχή και στη δυσκαμψία της κατασκευής ενώ συγχρόνως μπορεί να συνεισφέρει και στην πλαστιμότητα της (βλ. Σχ.1.45). Τα συστήματα αυτά συνήθως είναι μεταλλικά και σπανίως είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα. .ς εκ τούτου η ανάπτυξη που ακολουθεί αφορά την πρώτη περίπτωση. Εξάλλου η δυνατότητα ανελαστικής παραμόρφωσης των μεταλλικών στοιχείων προσφέρει ένα σημαντικό παράγοντα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας. Χρησιμοποιείται με παρόμοιο τρόπο όπως στις μεταλλικές κατασκευές και εφαρμόζεται εύκολα σε βιομηχανικούς χώρους και σε ισόγειους

μαλακούς ορόφους κτιρίων. Έχει το πλεονέκτημα του μικρού ίδιου βάρους και της ταχύτητας κατασκευής ενώ δεν εμποδίζεται ο φωτισμός των χώρων. Πολλές φορές η εφαρμογή γίνεται εξωτερικά των πλαισιωμάτων της κατασκευής για κατασκευαστική διευκόλυνση, ιδιαίτερα στις περιπτώσεις που προϋπάρχουν τοιχοπληρώσεις εντός των πλαισίων διάφορες διατάξεις δικτυωμάτων έχουν χρησιμοποιηθεί στην πράξη όπως π.χ. με σχήμα Κ, ρόμβου ή χιαστί διαγωνίων που είναι και η πλέον συνήθης διάταξη.

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

Κρίσιμα σημεία εφαρμογής της μεθόδου είναι :

α) Οι κατασκευαστικές διατάξεις σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων με τον φέροντα οργανισμό της κατασκευής.

β) Ο λυγισμός των μεταλλικών ράβδων των δικτυωμάτων. Όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα μίας πειραματικής διερεύνησης της μεθόδου για ανακυκλιζόμενες δράσεις, ο λυγισμός των ράβδων αποτελεί κρίσιμο παράγοντα αποτελεσματικότητας της μεθόδου. Στην περίπτωση χιαστί διαγωνίων μπορούν να θεωρηθούν συνθήκες αμφίπακτου στύλου. Για την μείωση των κινδύνων λυγισμού των μεταλλικών ράβδων, στην περίπτωση των χιαστί διαγωνίων, έχει προταθεί ένα τοπικό “ αδυνάτισμα” της διατομής κοντά στα σημεία σύνδεσης με τα πλαίσια, που μειώνει τον κίνδυνο λυγισμού από εκκεντρότητες φορτίου. γ) Η ανακατανομή της έντασης στον φορέα. Νέα εντατικά μεγέθη εισάγονται πλέον στον φορέα ιδιαίτερα στα στοιχεία του περιβάλλοντος πλαισίου. Επαρκής αντοχή των κόμβων (δοκών- υποστυλωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος) είναι απαραίτητη, επειδή αποτελούν τις περιοχές αλληλεπίδρασης του παλαιού φορέα με τα νέα στοιχεία. Πιθανή ανεπάρκεια των κόμβων συνεπάγεται την τροποποίηση της κατασκευαστικής διάταξης σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων στον φέροντα οργανισμό της κατασκευής, έτσι ώστε να περιλαμβάνονται στην ενίσχυση και οι κόμβοι.

7.8.17. Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων.

Η προσθήκη τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος σε συνέχεια και σύνδεση μετα υπάρχοντα υποστύλωματα της κατασκευής, αποτελεί μία αποτελεσματική μέθοδο αύξησης της πλαστιμότητας της κατασκευής με παράλληλη μέτρια αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της. Εφαρμόζεται σε κατάλληλα επιλεγμένες θέσεις του φορέα συνδυαζόμενη συνήθως με την ενίσχυση μεμονωμένων υποστυλωμάτων που έχουν ανεπαρκή αντοχή ή και πλαστιμότητα. Η προσθήκη του τοιχώματος γίνεται προς την επιδιωκόμενη διεύθυνση αύξησης της αντίστασης της κατασκευής.

Πολλές φορές σε γωνιακά υποστύλωματα, γίνεται προσθήκη τοιχωμάτων σε δυο διευθύνσεις. Τα τοιχώματα κατασκευάζονται συνήθως από έγχυτο σκυρόδεμα ή μπορούν να χρησιμοποιηθούν και προκατασκευασμένα στοιχεία. Σκόπιμο είναι να προηγηθεί αποφόρτιση και υποστύλωση πλακών και δοκών, έτσι ώστε, μετά την επέμβαση, τα νέα στοιχεία να παραλάβουν μέρος των κατακόρυφων φορτίων. Η μέθοδος αυτή έχει τύχει ευρείας εφαρμογής στην Ελλάδα, κυρίως επειδή δεν απαιτεί ιδιαίτερα εξειδικευμένο προσωπικό.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Το κτίριο το οποίο εξετάστηκε με την ανάλυση σταδιακής εξώθησης, παρουσίασε αρκετές «ιδιαιτερότητες» και αποκλίσεις από τις αναμενόμενες συμπεριφορές.

1. Κατά την ανάλυση push-over, η προσομοίωση του δεξιού τμήματος του κτιρίου τόνισε ιδιαίτερα το πρόβλημα που υπήρχε με τα κοντά και μικρής διατομής υποστύλωματα στα ανοίγματα. Από το πρώτο βήμα της ανάλυσης και στις δύο διευθύνσεις τα περισσότερα από αυτά δημιούργησαν πλαστικές αρθρώσεις, οι οποίες όσο προχωρούσαν τα βήματα ξεπέρασαν σε αρκετές περιπτώσεις την στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής.
2. Έχουμε μεγάλες μετακινήσεις, σε σχέση με το πλήθος των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργήθηκαν, όπως και ανάπτυξη πολύ μεγάλων ροπών κατά τη διεύθυνση της εκάστοτε ανάλυσης.

3. Αξίζει να σημειωθεί ότι από τα 200 βήματα της ανάλυσης σε κάθε διεύθυνση αποθηκεύθηκαν από το πρόγραμμα τα 26 κατά Χ και τα 10 κατά Υ. Ενώ οι υπολογισμοί έφτασαν στα 200 βήματα, το κτίριο συνέχιζε να παίρνει ένταση χωρίς να καταρρέει.
4. Αυτό είναι πιθανότατα αποτέλεσμα της πολύ μεγάλης δυσκαμψίας των τοιχωμάτων και της ανομοιόμορφης κατανομής τους στην κατασκευή.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

8.1. ΓΕΝΙΚΑ

Το κτίριο του Σχολικού κτιρίου, το οποίο αποτιμάται στην παρούσα πτυχιακή εργασία, μελετήθηκε στατικά το 1974. Ο ισχύον τότε ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός εξασφάλιζε μία καλού, σχετικά με κτίρια μεταγενέστερης περιόδου, σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών. Η συμπεριφορά αυτών των κατασκευών θα συνεχίζει να είναι καλή και στις μέρες μας αν με την πάροδο του χρόνου τα φαινόμενα γήρανσης της δεν έχουν μεγάλη έκταση. Οι μέθοδοι ανάλυσης και διαστασιολόγησης των κατασκευών ακολουθούσαν τη λογική που εφαρμόζεται και στις σύγχρονές μας αντισεισμικές κατασκευές. Υπάρχουν βέβαια κάποια προβλήματα που αφορούν θέματα λεπτομερειών όπλισης, αγκύρωσης των οπλισμών και ποιότητας κατασκευής, συγκριτικά με τα σημερινά δεδομένα, όμως οι ξυλότυποι του φέροντος οργανισμού παρουσιάζουν μία κανονικότητα σε κάτοψη και καθ' ύψος. Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από σαφείς πλαισιακούς φορείς οι οποίοι έχουν μελετηθεί να αναλαμβάνουν και σεισμικά φορτία. Δεν υπάρχουν φαινόμενα μη κανονικότητας όπως για παράδειγμα εσοχές σε κάτοψη και καθ' ύψος, δοκοί επί δοκών ή φυτευτά υποστηλώματα τα οποία θα μπορούσαν να δημιουργήσουν αμφιβολίες σχετικά με την απόκριση του φορέα.

Από τη καμπύλη μας βρίσκουμε ότι ο συντελεστής σεισμικότητας είναι κοντά στο 1,5 κάτι το οποίο και περιμέναμε, αφού έχουμε επιλύσει το φορέα χωρίς τοιχώματα αλλά μόνο με πλαίσιο. Σύμφωνα λοιπόν με τον κανονισμό ΕΑΚ 2000 και τον κανονισμό ΚΑΝ.ΕΠΕ είμαστε μέσα στα σωστά όρια για το φορέα μας.

8.2. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Η αποτίμηση του κτιρίου με τη μέθοδο ανελαστικής στατικής ανάλυσης οδηγεί σε εκτεταμένες αποτυχίες του υφιστάμενου φέροντος οργανισμού. Τα αποτελέσματα αυτά δικαιολογούνται εν μέρει από την μέθοδο με την οποία είχε αναλυθεί και διαστασιολογηθεί το κτίριο, κυρίως όμως οφείλονται στα υψηλά σεισμικά φορτία που επιβάλλονται. Οι υψηλές φασματικές τιμές των επιταχυνσιογραφημάτων στο εύρος ιδιοπεριόδων 0,2T1-2T1 ενισχύονται περισσότερο από τους συντελεστές κανονικοποίησης οι οποίοι εφαρμόζονται ώστε τελικά το μέσο φάσμα να προκύπτει επάνω από το 90% του ελαστικού φάσματος του ΕΑΚ2000. Το αποτέλεσμα είναι η κατασκευή να καταπονείται από υψηλά σεισμικά φορτία με ιδιαίτερα επαχθή αποτελέσματα. Αυτή η εικόνα απόκρισης

πλησιάζει και στα αποτελέσματα που προκύπτουν από την αποτίμηση του υφιστάμενου φορέα με τις άλλες μεθόδους ανάλυσης που ορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

8.3. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Οι προτάσεις ενίσχυσης των κατασκευών της διατριβής στο Κεφάλαιο 5 καθώς και η αποτίμηση της συμπεριφοράς των ενισχυμένων κατασκευών επιτρέπει τα εξής συμπεράσματα:

- Η περίσφιξη με φύλλα ινοπλισμένων πολυμερών (FRPs) των άκρων των υποστυλωμάτων οδηγεί σε μεγάλη βελτίωση της ασφάλειας έναντι κατάρρευσης. Η περίσφιξη με FRPs, παρόλο που δεν επιδρά στη δυσκαμψία (και κατά συνέπεια στην μείωση της σεισμικής «ζήτησης», τοπικής ή συνολικής, σε όρους παραμορφώσεων) και δεν αλλάζει το μηχανισμό αστοχίας (μεταφέροντας τις πλαστικές αρθρώσεις από τα υποστυλώματα στις δοκούς), αυξάνει σημαντικά την τοπική (και κατ' επέκταση και τη γενική) παραμορφωσιακή «ικανότητα» και μειώνει σημαντικά τις αναμενόμενες βλάβες. Ακόμα και στην περίπτωση που κάποια στοιχεία της κατασκευής ενισχύονται με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, η περίσφιξη με FRPs των υπολοίπων αυξάνει σημαντικά την παραμορφωσιακή ικανότητα και τη συμπεριφορά έναντι κατάρρευσης.
- Τα προσομοιώματα των μελών οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων με FRPs ή μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκαν βρέθηκαν να προσομοιώνουν με πολύ καλή αξιοπιστία τη συμπεριφορά τους. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων με τις πραγματικές μετακινήσεις που μετρήθηκαν κατά τις ψευδο-δυναμικές δοκιμές του τριώροφου κτιρίου του ερευνητικού προγράμματος SPEAR, ενισχυμένου τόσο με FRPs όσο και με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, έδειξαν και πάλι καλή συμφωνία, τόσο σε επίπεδο πρόβλεψης των μέγιστων μετακινήσεων, όσο και της χρονικής εξέλιξής τους, ιδιαίτερα πριν την ανάπτυξη πολύ μεγάλων βλαβών.
- Η κατάλληλη επιλογή των θέσεων των στοιχείων που ενισχύονται με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική μείωση της στατικής εκκεντρότητας και κατά συνέπεια και της στρεπτικής απόκρισης. Παρόλα αυτά η στατική εκκεντρότητα, και κατά προέκταση και η στρεπτική απόκριση, δεν είναι εύκολο να εξαλειφθούν εντελώς.
- Η σημαντική μείωση ή και εξάλειψη της στατικής εκκεντρότητας μέσω μανδύων είναι λιγότερο αποτελεσματική ως προς τη μείωση των βλαβών από την αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης των κατακορύφων στοιχείων μέσω περίσφιξης με FRPs, ώστε να ανταπεξέλθουν τις μεγάλες απαιτήσεις παραμορφώσεων που προκαλεί η στρεπτική απόκριση.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- > *ΕΑΚ 2000, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, ΟΑΣΠ*
- > *ΕΚΩΣ 2000, Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος, ΟΑΣΠ*
- > *ΚΑΝ.ΕΠΕ. -Τελικό σχέδιο κειμένου 3 Κανονισμός Επεμβάσεων, ΟΑΣΠ ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2009*
- > *Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Σημειώσεις για το μάθημα Αντισεισμική Τεχνολογία II, Γ. Ψυχάρης*
- > *Αστισεισμικός σχεδιασμός Κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, εκδόσεις κλειδαρισμος*
- > *Αντισεισμικός σχεδιασμός*
- > *SAP2000 Basic Analysis Reference Manual, Computers and Structures, Inc*

