

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΓΕΝΙΚΟ ΤΜΗΜΑ



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΕΣ ΕΠΙΣΤΗΜΕΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΣ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ
ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ: «ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

Αποτίμηση και ενίσχυση πολυώροφου κτιρίου από
οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.
και τον Ευρωκώδικα 8

ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ ΕΠΙΤΡΟΠΑΚΗΣ
Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός

Επιβλέπων: Αναπληρωτής Καθηγητής **Ιωάννης Τσομπανάκης**

ΧΑΝΙΑ, 2016

Πρόλογος

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία με τίτλο: "Αποτίμηση και ενίσχυση πολυώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8" εκπονήθηκε στο πλαίσιο των μεταπτυχιακών μου σπουδών στο Μεταπτυχιακό Πρόγραμμα Σπουδών «Μηχανικής και Τεχνολογίας Υλικών και κατασκευών», στο πρώην Γενικό Τμήμα του Πολυτεχνείου Κρήτης.

Συγκεκριμένα, μελετάται η αποτίμηση και η ενίσχυση τυπικού πενταώροφου κτιρίου (τέσσερις όροφοι και ισόγειο-Pilotis). Η προσομοίωση και η ανάλυση του υφιστάμενου κτιρίου πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του λογισμικού "ΡΑΦ" του Τεχνικού Οίκου Λογισμικού.

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα Αναπλ. Καθηγητή κ. Ιωάννη Τσομπανάκη, για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα επίκαιρο και πολύ ενδιαφέρον θέμα, καθώς επίσης και για την πολύτιμη συμβολή του, την επιστημονική καθοδήγηση, την υπομονή και κατανόηση καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της συγκεκριμένης εργασίας.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τα υπόλοιπα μέλη της τριμελούς Επιτροπής, τον Καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη και την Επικ. Καθηγήτρια κα. Μαρία Σταυρουλάκη για τις πολύτιμες γνώσεις που έλαβα κατά τη διάρκεια των μαθημάτων του παρόντος μεταπτυχιακού αλλά και για το χρόνο που διέθεσαν για την κριτική ανάγνωση του κειμένου της διατριβής.

Πίνακας Περιεχομένων

Πρόλογος.....	i
Πίνακας Περιεχομένων	iii
Περίληψη	vii
Κεφάλαιο 1 ^ο : Εισαγωγή	1
1.1. Διαχρονική εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών στην Ελλάδα	1
1.2. Αναγκαιότητα ανασχεδιασμού των υφιστάμενων κατασκευών	2
1.3. Ανασχεδιασμός υφιστάμενων κατασκευών.....	3
Κεφάλαιο 2 ^ο : Αποτίμηση και ενίσχυση	7
2.1. Αποτίμηση δομικής επάρκειας κατασκευών.....	7
2.2. Διάφορες τεχνικές ενίσχυσης	8
2.2.1. Ενφάντωση πλαισίων	8
2.2.2. Κατασκευή μεταλλικών συνδέσμων.....	9
2.2.3. Κατασκευή μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος	9
2.2.4. Προσθήκη μανδυνών από FRP (ινοπλισμένα πολυμερή)	9
2.3. Διάκριση στοιχείων του φέροντος οργανισμού	10
2.4. Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων	11
2.5. Στάθμες επιτελεστικότητας	14
2.6. Μέθοδοι ανάλυσης.....	16
2.7. Συντελεστής συμπεριφοράς	18
2.8. Συνδυασμός σταθμών επιτελεστικότητας.....	20
2.9. Έλεγχος σταθμών επιτελεστικότητας	20
2.10. Σεισμική δράση	22

2.11. Κριτήρια ελέγχου ασφαλείας για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας	23
2.11.1. Στάθμη επιτελεστικότητας Α (Περιορισμένες βλάβες)	23
2.11.2. Στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές βλάβες)	24
2.11.3. Στάθμη επιτελεστικότητας Γ (Οιονεί κατάρρευση)	26
2.12. Καμπύλη ικανότητας κατασκευής	27
2.13. Συμπεριφορά των δομικών μελών	28
2.14. Ανελαστική στατική ανάλυση	31
2.14.1. Βήματα υπολογισμού της ανάλυσης Pushover	33
<i>Προσομοίωση της κατασκευής</i>	33
<i>Προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών μελών</i>	33
<i>Επιλογή της καθ' ύψος κατανομής των οριζόντιων φορτίων</i>	34
<i>Εισαγωγή των κατακόρυφων φορτίων</i>	34
2.15. Ενίσχυση δομικών στοιχείων	50
2.15.1. Ενίσχυση χωρίς αύξηση της διατομής του μέλους	50
2.15.2. Ενίσχυση με αύξηση της διατομής του μέλους	51
2.15.3. Ενφαινούμενα τοιχώματα	53
2.15.4. Έλεγχος επάρκειας ενισχύσεων	55
Κεφάλαιο 3°: Λογισμικό προσομοίωσης	59
3.1. Εισαγωγή	59
3.2. Γενικές Παραδοχές	60
3.3. Κανονισμοί	61
3.4. Ανάλυση για στατικά φορτία	61
3.4.1. Διακριτοποίηση του φορέα	61
3.4.2. Εξισώσεις μεμονωμένων πεπερασμένων στοιχείων	62
3.4.3. Σύνθεση του διακριτοποιημένου φορέα – συνθήκες στήριξης	62
3.4.4. Επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας	64
3.4.5. Υπολογισμός – Μετεπεξεργασία αποτελεσμάτων	64
3.5. Επίλυση του ιδιοπροβλήματος	65
3.6. Προσομοίωση ραβδωτών μελών	67
3.6.1. Στερεοί βραχίονες	69
3.7. Θεμελίωση	70
3.7.1. Πέδιλα	72
Κεφάλαιο 4°: Αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής	75

4.1. Περιγραφή της κατασκευής.....	75
4.2. Δομικά στοιχεία	77
4.3. Φορτία και υλικά της κατασκευής.....	77
4.4. Δυσκαμψία πρωτευόντων μελών	78
4.5. Ιδιομορφική ανάλυση	78
4.5.1. Έλεγχος επάρκειας μελών	82
4.6. Ανάλυση Pushover	85
Κεφάλαιο 5°: Ενίσχυση με ενφαινούμενα τοιχώματα.....	89
5.1. Περιγραφή της ενίσχυσης.....	89
5.2. Δομικά στοιχεία	91
5.3. Ιδιομορφική ανάλυση	91
5.3.1. Έλεγχος επάρκειας μελών	93
5.4. Ανάλυση Pushover	95
Κεφάλαιο 6°: Ενίσχυση με ενφαινούμενα τοιχώματα και μανδύες.....	99
6.1. Περιγραφή της ενίσχυσης.....	99
6.2. Ιδιομορφική ανάλυση	101
6.2.1. Έλεγχος επάρκειας μελών	103
6.3. Ανάλυση Pushover	105
Κεφάλαιο 7°: Συμπεράσματα	109
Ευρετήριο Πινάκων.....	113
Ευρετήριο Εικόνων	115
Ευρετήριο Σχημάτων.....	119
Βιβλιογραφία	121

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας αποτελεί η αποτίμηση και η ενίσχυση ενός τυπικού κτιρίου με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, με εφαρμογή γραμμικών και μη-γραμμικών μεθόδων ανάλυσης σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Αρχικά παρουσιάζεται η διαχρονική εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών στην Ελλάδα από το 1959 έως σήμερα και στη συνέχεια αναφέρεται η αναγκαιότητα αποτίμησης και ενίσχυσης των υφιστάμενων κατασκευών με βάση τον πρόσφατο Κανονισμό Επεμβάσεων.

Για το υπό μελέτη κτίριο λαμβάνεται ως χρόνος κατασκευής το 1965. Το κτίριο αποτελείται από ισόγειο-pilotis και τέσσερις ορόφους, ενώ ο φέρων οργανισμός είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σε πρώτη φάση έγινε έλεγχος επάρκειας των δομικών μελών στον υφιστάμενο φορέα. Για τον σκοπό αυτό αρχικά διενεργήθηκε ιδιομορφική ανάλυση και στη συνέχεια έγινε υπερωθητική ανάλυση (Pushover analysis). Από τις παραπάνω αναλύσεις προέκυψαν σημαντικές ανεπάρκειες με συνέπεια την ανάγκη ανασχεδιασμού του κτιρίου με εφαρμογή κατάλληλων ενισχύσεων. Στην παρούσα διερεύνηση παρουσιάζονται δύο προτάσεις ενίσχυσης, και πιο συγκεκριμένα η ενίσχυση του μόνο με ενφαινούμενα τοιχώματα και η ενίσχυση του με ενφαινούμενα τοιχώματα και μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος σε δοκούς και υποστυλώματα.

Με την προσθήκη μόνο των ενφαινούμενων τοιχωμάτων παρατηρείται -πάλι μέσω ιδιομορφικής και υπερωθητικής ανάλυσης- βελτίωση της εικόνας της κατασκευής όσον αφορά στη στρεπτική της ευαισθησία και μια μικρή βελτίωση, αλλά όχι σημαντική, όσον αφορά τον έλεγχο επάρκειας των δομικών μελών της. Με την προσθήκη ενφαινούμενων τοιχωμάτων και μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος σε δοκούς και υποστυλώματα παρατηρείται ότι ο φορέας

του κτιρίου ενισχύεται επαρκώς και εμφανίζει πολύ καλύτερη απόκριση σε σύγκριση με τον αρχικό, αφού πληροί τα κριτήρια του ισχύοντος κανονιστικού πλαισίου επεμβάσεων.

Κεφάλαιο 1^ο: Εισαγωγή

1.1. Διαχρονική εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών στην Ελλάδα

Στην Ελλάδα υπάρχει σήμερα ένα σημαντικό ποσοστό κατασκευών που έχει σχεδιαστεί με βάση τους παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς του 1959, του 1984 και του 1995. Αρχικά με τον κανονισμό του 1959 υπήρχε η απαίτηση υπολογισμού και διαστασιολόγησης των δομικών στοιχείων θεωρώντας οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις ανάλογες με τις μάζες της κατασκευής (θεωρούμενες συγκεντρωμένες στις πλάκες κάθε ορόφου), λαμβάνοντας υπόψη τόσο τον τύπο του εδάφους θεμελίωσης όσο και την σεισμικότητα της περιοχής. Στον κανονισμό του 1984 προστέθηκαν διατάξεις όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων σε κάμψη, η κατασκευαστική διαμόρφωση και όπλιση στοιχείων για επίτευξη τοπικής πλαστιμότητας, ο έλεγχος επιρροών β' τάξης, κ.α. Αργότερα, με τον κανονισμό του 1995 υιοθετούνται μια σειρά μέτρων όπως το ανελαστικό φάσμα απόκρισης, ο συντελεστής συμπεριφοράς q , λεπτομερείς απαιτήσεις όπλισης για την επίτευξη πλαστιμότητας και προσαυξήσεις μεγεθών λόγω ασυμμετρίας των φορέων, κ.α.

Από το 1959 που έγινε νόμος του κράτους ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός, οι εξελίξεις στον χώρο της αντισεισμικής μηχανικής και τεχνολογίας ήταν πολύ σημαντικές. Οι περισσότερες πρόσφατες εξελίξεις στον τομέα της αντισεισμικής μηχανικής και τεχνολογίας έχουν περιληφθεί στον αντισεισμικό κανονισμό του 2003¹ (ΟΑΣΠ, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2003) και πιο πρόσφατα στον Ευρωκώδικα 8 (European Committee for Standardization, EN1998-Design of structures for earthquake resistance 2004) με βάση τον οποίο

¹ ΕΑΚ 2003

πρέπει να μελετώνται όλες οι αντισεισμικές κατασκευές στην Ευρώπη και στην Ελλάδα. Με βάση πρόσφατους σεισμούς, η συμπεριφορά των σύγχρονων κατασκευών ήταν σαφώς καλύτερη συγκριτικά με αυτή των παλαιότερων, όμως οι κατασκευές στην Ελλάδα που έχουν μελετηθεί με βάση τον Ευρωκώδικα 8 ή τον ΕΑΚ 2003 δεν αποτελούν την πλειοψηφία στην χώρα μας. Συνεπώς, για τα παλαιότερα κτίρια είναι απαραίτητη η αποτίμηση και η προ-σεισμική ενίσχυση τους για την προστασία της ανθρώπινης ζωής που είναι πάντα ο βασικότερος στόχος του αντισεισμικού σχεδιασμού υπό το πρίσμα των αρχών επιτελεστικότητας (performance-based earthquake design).

1.2. Αναγκαιότητα ανασχεδιασμού των υφιστάμενων κατασκευών

Σήμερα ένα μεγάλο ποσοστό του κτιριακού αποθέματος στην Ελλάδα είναι κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα τα οποία παρουσιάζουν μια σειρά από ανεπάρκειες ένα ελεγχθούν σύμφωνα με τις απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών. Τα περισσότερα προβλήματα εντοπίζονται σε ανεπαρκώς αγκυρωμένους συνδετήρες και διαμήκεις οπλισμούς, σε χαμηλά ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού και ανεπαρκής όπλιση σε κρίσιμες περιοχές του φορέα, σε χαμηλές αντοχές σκυροδέματος και ανομοιομορφία στην ποιότητα του σε διάφορα γραμμικά μέλη, σε χαμηλή ποιότητα χάλυβα οπλισμών, σε μικρές επικαλύψεις των ράβδων οπλισμού, σε απουσία διαστασιολόγησης με ικανοτικό σχεδιασμό και πολλά άλλα σημαντικά θέματα.

Για τις κατασκευές εκείνες που δεν έχουν σχεδιαστεί και κατασκευαστεί με σύγχρονους κανονισμούς είναι χρήσιμο, αλλά όχι ακόμα υποχρεωτικό στις περισσότερες, να υπάρχει μια ποσοτική εκτίμηση και έλεγχος της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας (της επάρκειας) τους έναντι σεισμού, δηλαδή μια αποτίμηση της σεισμικής τους συμπεριφοράς. Η εν λόγω αποτίμηση, η οποία θα επισημάνει τα τρωτά τμήματα της κατασκευής αποτελεί το πρώτο βήμα του ανασχεδιασμού της κατασκευής δηλαδή της αποκατάστασης (επισκευής) της φέρουσας ικανότητας της και εφόσον προκύψει ανεπάρκεια φέρουσας ικανότητας να γίνει αύξηση της (ενίσχυση). Τόσο στη διαδικασία της αποτίμησης, όσο και στην διαδικασία του ανασχεδιασμού καθορίζεται αρχικά η επιθυμητή συμπεριφορά του φορέα, δηλαδή οι μέγιστες ανελαστικές

παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στα δομικά μέλη υπό σεισμική δράση. Η σχετική μεθοδολογία που απαιτείται για την αποτίμηση και ενίσχυση των κατασκευών στην Ελλάδα αναπτύχθηκε αρχικά στο σχετικό προσχέδιο (ΟΑΣΠ, Κανονισμός Επεμβάσεων 2009) και στον μετέπειτα Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) (ΟΑΣΠ, 2012). Επίσης, σε όλη την Ευρώπη εφαρμόζεται ο σχετικός Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, ενώ στις Η.Π.Α. αντίστοιχα υπάρχει ο κανονισμός FEMA-457 (FEMA, 2006). Γενικά, οι (προ- και μετα-) σεισμικές επεμβάσεις σε υφιστάμενα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα (αλλά και άλλα δομικά υλικά) είναι ένα θέμα στην αιχμή του ερευνητικού και πρακτικού ενδιαφέροντος της δομοστατικής μηχανικής με πολύ πλούσια σχετική βιβλιογραφία (π.χ., Fardis & Negro, 2006, Bal et al., 2008, Bhatt & Bento, 2011, κ.α.).

1.3. Ανασχεδιασμός υφιστάμενων κατασκευών

Η διαδικασία του ανασχεδιασμού των υφιστάμενων κατασκευών είναι αρκετά πιο απαιτητική και σύνθετη από εκείνη του σχεδιασμού μιας νέας κατασκευής. Υπάρχουν αρκετά ζητήματα που πρέπει να αντιμετωπιστούν προκειμένου η συμπεριφορά της κατασκευής που θα υποστεί ανασχεδιασμό να είναι σε συμφωνία με τις απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών. Η έλλειψη επαρκούς και τεκμηριωμένης γνώσης (δεδομένα) για την υφιστάμενη κατασκευή και σε μεγάλο ποσοστό η έλλειψη τεχνογνωσίας για την εφαρμογή όλων των μέτρων που απαιτεί ο ανασχεδιασμός είναι δύο από τα βασικότερα προβλήματα που πρέπει να αντιμετωπιστούν.

Προκειμένου να γίνει ο ανασχεδιασμός μιας κατασκευής, η διαδικασία που πρέπει να ακολουθηθεί βασίζεται σε πέντε στάδια:

- την τεκμηρίωση της υφιστάμενης κατασκευής,
- την αποτίμηση της επάρκειας της κατασκευής,
- τη λήψη απόφασης για τον ανασχεδιασμό,
- τον προσδιορισμό της βέλτιστης επέμβασης και τον σχεδιασμό της,
- την υλοποίηση της επέμβασης.

Αναλυτικότερα, με την τεκμηρίωση της υφιστάμενης κατασκευής γίνεται κυρίως ο προσδιορισμός της ακριβούς γεωμετρίας του φορέα της κατασκευής (συμπεριλαμβανομένης και της θεμελίωσής της), των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών, της όπλισης των στοιχείων, των φορτίων και των πιθανών βλαβών. Από τον βαθμό τεκμηρίωσης του φορέα γίνεται ο

προσδιορισμός της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων προκειμένου να γίνει η επιλογή των κατάλληλων τιμών των συντελεστών που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση και να γίνει η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης.

Προκειμένου να γίνει η αποτίμηση της επάρκειας της κατασκευής ορίζεται μια στάθμη επιτελεστικότητας και στην συνέχεια για τον ανασχεδιασμό της κατασκευής τίθεται ο κατάλληλος στόχος επιτελεστικότητας κατόπιν συνεργασίας των εμπλεκόμενων μερών (μηχανικός, ιδιοκτήτης κλπ). Εφόσον προκύψει από την ανάλυση ότι η επιτελεστικότητα της κατασκευής είναι χαμηλότερη από την επιθυμητή, λαμβάνεται απόφαση για τον ανασχεδιασμό της. Πρέπει να σημειωθεί ότι κατά την ανάλυση της κατασκευής επειδή ο ρόλος των τοιχοπληρώσεων είναι σημαντικός στην συνολική αντοχή της κατασκευής, δεν κρίνεται σωστό να αγνοηθούν από το προσομοίωμα.

Στρατηγική επέμβασης	Στόχοι της επέμβασης				
	Αύξηση αντοχής	Αύξηση δυσκαμψίας	Αύξηση πλαστιμότητας	Αύξηση κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας	Μείωση σεισμικής απαίτησης
Ενίσχυση υφιστάμενων δομικών στοιχείων	*	*			
Ενίσχυση υφιστάμενων δομικών στοιχείων			*	*	
Ενίσχυση υφιστάμενων δομικών στοιχείων ή/και προσθήκη νέων στοιχείων	*	*	*		
Μείωση μάζας, συστήματα σεισμικής μόνωσης, συστήματα απόσβεσης					*

Πίνακας 1.1: Στρατηγικές επέμβασης και οι βασικοί στόχοι τους

Τέλος, σε ότι αφορά την επέμβαση στην κατασκευή παρέχεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. το υπολογιστικό υπόβαθρο διαστασιολόγησης των επεμβάσεων που απαιτούνται τόσο στην ανωδομή, όσο και στην θεμελίωση της κατασκευής. Σε ότι αφορά τον ανασχεδιασμό της κατασκευής, υπάρχουν πολλές εναλλακτικές λύσεις οι οποίες πρέπει να αξιολογηθούν κατάλληλα

για να επιλεγεί η βέλτιστη σε χρονικούς, οικονομικούς, τεχνικούς και άλλους όρους. Όλες οι εναλλακτικές λύσεις αποτελούν τις στρατηγικές επεμβάσεων που συνοψίζονται στον Πίνακα 1.1. Η επίτευξη των παραπάνω στρατηγικών επεμβάσεων γίνεται με συστήματα επεμβάσεων, όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 1.2.

Συστήματα επέμβασης	Στόχοι της επέμβασης				
	Αύξηση αντοχής	Αύξηση δυσκαμψίας	Αύξηση πλαστιμότητας	Αύξηση κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας	Μείωση σεισμικής απαίτησης
Κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντος οργανισμού της κατασκευής	*	*			
Κατασκευή μανδυνών σε κατακόρυφα στοιχεία ή χρήση σύνθετων υλικών			*		
Κατασκευή δικτυωτών συνδέσμων εντός των πλαισίων του φέροντος οργανισμού της κατασκευής		*	*		
Κατασκευή νέων κατακόρυφων στοιχείων	*	*	*		
Προσθήκη συστημάτων σεισμικής μόνωσης και απόσβεσης ενέργειας					*

Πίνακας 1.2: Συστήματα επέμβασης και στόχοι τους οποίους ικανοποιούν.

Ο βασικός στόχος των συστημάτων επέμβασης είναι να εξασφαλίσουν την επιθυμητή σεισμική απόκριση και ασφάλεια της κατασκευής μέσω τροποποιήσεων των χαρακτηριστικών της δηλαδή της μάζας, της δυσκαμψίας, της απόσβεσης, της πλαστιμότητας, κ.α. Συχνά το βέλτιστο τεχνοοικονομικό αποτέλεσμα επιτυγχάνεται με συνδυασμό διαφόρων συστημάτων ενίσχυσης.

Κεφάλαιο 2°: Αποτίμηση και ενίσχυση

2.1. Αποτίμηση δομικής επάρκειας κατασκευών

Η αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης υφιστάμενων κατασκευών βασίζεται στη σύγκριση δύο μεγεθών. Το ένα μέγεθος είναι η σεισμική δράση σχεδιασμού S_d που επιβάλλεται στην κατασκευή και το άλλο μέγεθος είναι η αντοχή σχεδιασμού R_d της κατασκευής έναντι της επιβαλλόμενης σεισμικής έντασης. Η σύγκριση γίνεται σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων, συνήθως σε επίπεδο δομικών στοιχείων είτε στα άκρα τους, είτε σε ενδιάμεσα κρίσιμα σημεία τους. Εφόσον η σεισμική ένταση υπερβεί την σεισμική αντοχή, δηλαδή όταν $S_d > R_d$, τότε προκύπτει ανεπάρκεια.

Η τρέχουσα αντισεισμική φιλοσοφία βασίζεται στον σχεδιασμό νέων κατασκευών με βάση την επιτελεσματικότητα τους (performance-based design). Ανάλογα ισχύουν και στην περίπτωση της αποτίμησης και ενίσχυσης των υφιστάμενων κατασκευών. Ουσιαστικά πρόκειται για τον καθορισμό αποδεκτών επιπέδων βλάβης της κατασκευής ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης ενός επιπέδου σεισμικής δράσης, οπότε ο συνδυασμός επιπέδου βλάβης-επιπέδου σεισμικής έντασης αποτελεί τον επιδιωκόμενο στόχο σεισμικής ικανότητας της κατασκευής. Ο στόχος αυτός καθορίζει δηλαδή μια αποδεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για μια συγκεκριμένη σεισμική ένταση και αντιπροσωπεύει έναν βέλτιστο συνδυασμό οικονομίας και ασφαλείας.

Η αποτίμηση και η ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών στην Ελλάδα καθορίζεται από το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 («Αποτίμηση και ενίσχυση κτιρίων») και από τον πρόσφατο Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) (Δρίτσος, 2009 & 2012). Οι κανονισμοί αυτοί κάνουν χρήση του όρου «στόχος αποτίμησης και ενίσχυσης» προκειμένου να ποσοτικοποιήσουν τις έννοιες της αποτίμησης και της ενίσχυσης. Η ποσοτικοποίηση της αντοχής γίνεται μέσω κατάλληλων εξισώσεων, ενώ η ποσοτικοποίηση της έντασης προκύπτει από την ανάλυση. Ανάλογα με την

αξιοπιστία των διαθέσιμων δεδομένων και με βάση κριτήρια κανονικότητας της κατασκευής, προβλέπεται να χρησιμοποιηθούν και οι αντίστοιχες μέθοδοι ανάλυσης (π.χ., ελαστική στατική, ελαστική δυναμική, ανελαστική στατική και ανελαστική δυναμική) (Κουτρώνας, 2012). Προφανώς, για πιο ρεαλιστική προσομοίωση -και όχι τόσο για άμεση πρακτική εφαρμογή, όπως είναι η βασική στόχευση του ΚΑΝ.ΕΠΕ.- είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθούν ακριβείς και αξιόπιστες πειραματικές διαδικασίες, αναλύσεις χρονοϊστορίας, κλπ (Κοσμόπουλος, 2005, Μέργος, 2010, κ.α.) τόσο για την αποτίμηση όσο και την ενίσχυση των εξεταζόμενων κατασκευών.

2.2. Διάφορες τεχνικές ενίσχυσης

Διάφορες μέθοδοι και τεχνικές χρησιμοποιούνται σήμερα στην πράξη για την αντισεισμική ενίσχυση μίας κατασκευής. Ειδικότερα όσον αφορά τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, θα διακρίνονται τέσσερις κύριες μέθοδοι επέμβασης, ανάλογα με το είδος των πρόσθετων στοιχείων που χρησιμοποιούνται σε κάθε μέθοδο. Εξάλλου, ένα πλήθος από εναλλακτικές τεχνικές μπορούν να χρησιμοποιηθούν στα πλαίσια κάθε μίας από αυτές τις μεθόδους. Οι μέθοδοι αυτές περιγράφονται στη συνέχεια.

2.2.1. Ενφάντωση πλαισίων

Αυτή η τεχνική συναντάται στις παρακάτω μορφές:

1. Προσθήκη απλής “Πλήρωσης” με τοιχώματα από:

- α) Άοπλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα (επί τόπου κατασκευαζόμενα ή προκατασκευασμένα),
- β) Άοπλη ή οπλισμένη τοιχοποιία.

Σε αυτήν την περίπτωση δεν λαμβάνονται ειδικά μέτρα σύνδεσης του γεμίσματος με το πλαίσιο ενώ το πλαίσιο προσομοιώνεται μέσω διαγώνιου θλιπτήρα.

2. «Τοιχωματοποίηση» Πλαισίου: Αυτή επιτυγχάνεται με ενφάντωση πλαισίων με Οπλισμένο Σκυρόδεμα και απαιτείται εξασφάλιση της σύνδεσης με το περιβάλλον πλαίσιο και κατασκευή κλειστών μανδυνών στα υποστυλώματα εκατέρωθεν του νέου τοιχώματος με κατακόρυφους συνεχείς οπλισμούς και οπλισμό περισφίξης.

3. Ενίσχυση υφισταμένων τοίχων πληρώσεως: Αυτή η τεχνική επιτυγχάνεται με αμφίπλευρες στρώσεις εκτοξευόμενου σκυροδέματος με ελάχιστο πάχος 20 mm, ελάχιστη Αντοχή 30 MPa και χρήση αναστολέων διάβρωσης. Πρέπει να επιτυγχάνεται η εξασφάλιση της από κοινού

λειτουργίας υφιστάμενης τοιχοποιίας με τις δύο στρώσεις ενίσχυσης. Συνεπώς, γίνεται έλεγχος διατμητικής ικανότητας των διεπιφανειών, και διαμπερής σύνδεση νέων πλεγμάτων μέσω σιγμοειδών συνδέσμων (τουλάχιστον $2 / \text{m}^2$).

2.2.2. Κατασκευή μεταλλικών συνδέσμων

Εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής πολλές φορές τοποθετούνται μεταλλικοί σύνδεσμοι. Τα συστήματα αυτά είναι τύπου χιαστί διαγωνίων, σχήματος Λ ή V, ορθού ή ανεστραμμένου Υ. Αυτή η μέθοδος στοχεύει σε μέτρια αύξηση της αντοχής και κυρίως σε αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής. Προτιμάται η εμφάνιση των μεταλλικών συνδέσμων, έστω και μόνο μεταξύ υποστυλωμάτων, π.χ., στο εσωτερικό του κτιρίου χωρίς καθαίρεση των τοιχοπληρώσεων. Επίσης, συνιστάται η κατασκευή μεταλλικού περιμετρικού πλαισίου. Οι όποιες ατέλειες προσαρμογής στον περιβάλλοντα φέροντα οργανισμό αντιμετωπίζονται με την κατασκευή πρόσθετης στρώσης σκυροδέματος στη σύνδεση μεταλλικού πλαισίου και Φ.Ο.

2.2.3. Κατασκευή μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος

Συνήθως, η κατασκευή μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος γίνεται σε κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής και στοχεύει βασικά στην αύξηση της πλαστιμότητάς της. Αναλυτική αναφορά στη μέθοδο γίνεται σε παρακάτω ενότητα καθώς χρησιμοποιείται και στην παρούσα εργασία ως προτεινόμενη τεχνική ενίσχυσης του εξεταζόμενου υφιστάμενου κτιρίου.

2.2.4. Προσθήκη μανδυνών από FRP (ινοπλισμένα πολυμερή)

Τα FRP (ινοπλισμένα πολυμερή) είναι σύνθετα υλικά τα οποία δημιουργούνται από μια δέσμη ινών υψηλής αντοχής και μέτρου ελαστικότητας συγκολλημένες σε μια σκληρυμένη μήτρα ρητίνης. Οι ίνες λειτουργούν ως οπλισμός για την παραλαβή των φορτίων (όπως ο χάλυβας στο οπλισμένο σκυρόδεμα) ενώ η μήτρα ρητίνης προσδίδει συνοχή στο σύνθετο υλικό, μεταβιβάζει τα φορτία στις ίνες και παράλληλα τις προστατεύει από την επίδραση του περιβάλλοντος. Η μήτρα ρητίνης είναι υλικό πολυμερούς φύσεως ενώ ως ίνες χρησιμοποιούνται κυρίως ίνες γυαλιού, αραμιδίου και άνθρακα. Τα FRP μπορεί να έχουν τη μορφή ταινιών, πάνελ, ράβδων, καλωδίων και τενόντων και μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως οπλισμός κάμψης, διάτμησης, για την τοπική ενίσχυση δομικών στοιχείων, για προένταση φορέων, ή και για την εξ' ολοκλήρου μόρφωση δομικών μελών όπως δοκοί και επιφανειακά στοιχεία, π.χ., καταστρώματα γεφυρών.

Πρέπει πάντως να επισημανθεί ότι αυτού του είδους οι επεμβάσεις αλλάζουν ριζικά το

αρχικό στατικό σύστημα της κατασκευής και γι' αυτό θα πρέπει να αποφασίζονται με σύνεση. Απαιτείται πλέον ένας εξολοκλήρου νέος σχεδιασμός της κατασκευής που πιθανότατα θα απαιτήσει εκτεταμένες επεμβάσεις σε πολλές περιοχές της κατασκευής, όπως π.χ. στη θεμελίωση.

Συνοψίζοντας τα παραπάνω, θα μπορούσε κανείς, ανάλογα με τον κύριο επιδιωκόμενο στόχο, να ταξινομήσει τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης των κατασκευών ως εξής: α) Αν ο κύριος επιδιωκόμενος στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα, ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συστημάτων και στην συνέχεια έπεται η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφισταμένων υποστυλωμάτων της κατασκευής. β) Αν ο κύριος επιδιωκόμενος στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η κατασκευή μανδυνών σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων της κατασκευής, και ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων. γ) Αν ο επιδιωκόμενος στόχος είναι η σύγχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης που ήδη έχουν αναφερθεί και η επιλογή της ειδικότερης τεχνικής θα γίνει λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά.

Στην περίπτωση που οι απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, η λύση πιθανότητα θα πρέπει να συμπεριλαμβάνει και την προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων. Τέλος, πρέπει να επισημανθεί ότι συχνά είναι σκόπιμο να χρησιμοποιηθεί ένας συνδυασμός μεθόδων ή επί μέρους τεχνικών έτσι ώστε να προκύψει η βέλτιστη τεχνοοικονομική λύση.

2.3. Διάκριση στοιχείων του φέροντος οργανισμού

Ο φέρων οργανισμός της κατασκευής αποτελείται από στοιχεία και φορείς οι οποίοι μπορεί να αναλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία, αλλά δεν είναι όλοι εξίσου καθοριστικοί για την απόκριση του και την αντοχή/ευστάθεια της σε σεισμικά φορτία. Επίσης, η πιθανή συνεισφορά τους στην αντοχή της κατασκευής να είναι αναξιόπιστη λόγω της χαμηλής αντοχής ή πλαστιμότητας ή δυσκαμψίας τους. Γι' αυτόν τον λόγο πρέπει να γίνεται ένας διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα (ή κύρια) και δευτερεύοντα ανάλογα με τον ρόλο τους στην απόκριση

της κατασκευής, προκειμένου κατά την αποτίμησή της η ανεπάρκεια των δευτερευόντων στοιχείων, τα οποία δεν είναι κρίσιμα για την ευστάθεια της σε σεισμικά φορτία, να μην οδηγήει στο συμπέρασμα ότι η κατασκευή στο σύνολο της είναι ανεπαρκής.

Ο διαχωρισμός πρωτευόντων-δευτερευόντων στοιχείων επιτρέπει και τη διαφοροποίηση των ελέγχων επιτελεστικότητας για κάθε κατηγορία δομικών στοιχείων. Συνεπώς, τα κύρια στοιχεία δεν επιτρέπεται να υποστούν τόσο σημαντικές βλάβες και μετακινήσεις όσο τα δευτερεύοντα και ισχύουν για αυτά αυστηρότερα κριτήρια ελέγχου. Δευτερεύοντα στοιχεία μπορούν να είναι για παράδειγμα δοκοί σχετικά μικρού μήκους που συμβάλουν σε τοιχώματα και δεν έχουν οπλισθεί κατάλληλα, δοκοί με έμμεσες στηρίξεις σε δοκούς και ενίοτε και τα φυτευτά υποστυλώματα (π.χ., σε ρετιρέ). Όπως προαναφέρθηκε, ο έλεγχος επάρκειας του φορέα σε αυτές τις περιπτώσεις μπορεί να γίνει χωρίς αυτά τα στοιχεία. Επίσης, κατά τον ανασχεδιασμό μιας κατασκευής μπορούν να χρησιμοποιηθούν νέοι φορείς (π.χ., τοιχώματα) που μπορούν να σχεδιαστούν ώστε να παραλάβουν το σύνολο των σεισμικών δράσεων. Σε αυτήν την περίπτωση ο φορέας της υφιστάμενης κατασκευής μπορεί να θεωρηθεί στο σύνολο του ως δευτερεύων.

2.4. Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων

Πολύ σημαντική διεργασία, στο πλαίσιο μιας μελέτης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού μιας κατασκευής, είναι η επαρκής διερεύνηση και τεκμηρίωσή της, προκειμένου να γίνει εφικτή η χρήση όσο το δυνατόν περισσότερο αξιόπιστων δεδομένων. Τα δεδομένα συλλέγονται από διαθέσιμα δημόσια ή ιδιωτικά αρχεία, σχετικές υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες, καθώς και από επί τόπου διερευνήσεις και ελέγχους. Συνοπτικά ακολουθούνται τα παρακάτω στάδια:

- Αποτυπώνεται ο φέρων οργανισμός και οι τοιχοποιίες ώστε να γίνει αποτύπωση της ακριβούς μορφολογίας του δομικού συστήματος, των διαστάσεων και των διατομών των στοιχείων και του είδους και της κατάστασης των δομικών υλικών.
- Συντάσσεται το ιστορικό της κατασκευής όπου καταγράφονται πληροφορίες για τον χρόνο και τις φάσεις κατασκευής, τους ισχύοντες κανονισμούς κατά τον χρόνο ανέγερσης της, μεταγενέστερες επεμβάσεις, αλλαγές χρήσης, βλάβες, φθορές και πιθανό τρόπο αποκατάστασης τους και τον βαθμό που επηρέασαν την κατασκευή.
- Καταγράφονται βλάβες και κακοτεχνίες στα στοιχεία και εξετάζεται η λήψη άμεσων μέτρων ασφαλείας ανάλογα με την έκταση των ζημιών.

- Συντάσσεται λογισμικό διερεύνησης των μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων (π.χ., θλιπτική αντοχή σκυροδέματος, κατηγορία χάλυβα, κλπ) με έναν ελάχιστο αριθμό επί τόπου ή εργαστηριακών δοκιμών.

Είναι σημαντικό να διερευνηθούν μεταξύ άλλων ο τρόπος δόμησης των τοιχοπληρώσεων, οι λεπτομέρειες όπλισης, η θεμελίωση και το έδαφος θεμελίωσης (οπτική παρατήρηση ή εδαφοτεχνική έρευνα), τα πάχη επιστρώσεων, η γειτνίαση με άλλες κατασκευές ή έργα, κλπ.

Επίπεδο γνώσης	Λεπτομέρειες	Υλικά	Επιτρεπόμενη μέθοδος ανάλυσης	Συντελεστής εμπιστοσύνης (CF)
Περιορισμένη (KL1)	Προσομοίωση με βάση την εκάστοτε πρακτική και περιορισμένη επιτόπια έρευνα	Τιμές ανάλογα με την χρονολογία κατασκευής και από περιορισμένο επιτόπιο έλεγχο	Ελαστική στατική ή Ελαστική δυναμική	1,35
Κανονική (KL2)	Από ατελή κατασκευαστικά σχέδια με περιορισμένη ή εκτεταμένη επιτόπια έρευνα	Από τις αρχικές προδιαγραφές με περιορισμένο ή εκτεταμένο επιτόπιο έλεγχο	Οποιαδήποτε	1,20
Πλήρης (KL3)	Από πλήρη κατασκευαστικά σχέδια με περιορισμένη ή ολοκληρωμένη επιτόπια έρευνα	Από αναφορές ελέγχων με περιορισμένο ή ολοκληρωμένο επιτόπιο έλεγχο	Οποιαδήποτε	1,00

Πίνακας 2.1: Επίπεδα γνώσης, μέθοδοι ανάλυσης και συντελεστές εμπιστοσύνης βάσει Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3.

Η επάρκεια όλων των παραπάνω πληροφοριών εκφράζεται με τη στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων είτε αυτά αφορούν τις δράσεις, είτε τις αντοχές της κατασκευής. Διακρίνονται τρεις στάθμες που δεν είναι απαραίτητα ενιαίες για όλη την κατασκευή. Οι στάθμες αυτές είναι:

- 1) υψηλή,

- 2) ικανοποιητική,
- 3) ανεκτή.

Μέσω της κατηγοριοποίησης σε στάθμες αξιοπιστίας, επιλέγονται στη συνέχεια οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας αβέβαιων δράσεων και οι κατάλληλοι συντελεστές για τα υλικά της κατασκευής, ενώ γίνεται προσδιορισμός και της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό της κατασκευής.

Στον Ευρωκώδικα 8 οι «στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων» αντιστοιχούν σε «επίπεδα γνώσης» (knowledge levels). Διακρίνονται τρία επίπεδα γνώσης με αντίστοιχους συντελεστές γ_m , ανεξάρτητα από την μέθοδο ανάλυσης και από το αν αυτή γίνεται σε όρους παραμορφώσεων ή δυνάμεων. Επιβάλλεται πάντως γενική χρήση των μέσων τιμών αντοχής για τα υφιστάμενα αλλά και τα νέα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν. Τα επίπεδα γνώσης καθορίζονται: α) από την γεωμετρία του φορέα, β) τη συνδεσμολογία και την όπλιση των κόμβων και γ) από τις ιδιότητες των υλικών του φορέα. Τα επίπεδα γνώσης καθορίζουν την επιτρεπόμενη μέθοδο ανάλυσης και τις τιμές των συντελεστών εμπιστοσύνης, όπως αναλυτικά παρουσιάζεται στον Πίνακα 2.1.

Ο καθορισμός του βαθμού (περιορισμένος, εκτενής ή ολοκληρωμένος) του επιτόπιου ελέγχου για τα υλικά ή της έρευνας για τις λεπτομέρειες του φορέα γίνεται με βάση το ελάχιστο πλήθος των δομικών στοιχείων που εξετάζονται επιτόπου (από 20% έως 80%) στην περίπτωση της έρευνας ή του αριθμού των δειγμάτων ανά όροφο (από 1 έως 3) στην περίπτωση των υλικών κατασκευής.

Οι συντελεστές εμπιστοσύνης είναι οι τιμές με τις οποίες θα πρέπει να διαιρεθούν οι μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υφιστάμενων υλικών όταν εξετάζεται η διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα της κατασκευής που πρόκειται να συγκριθεί με την απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα στην ανίσωση ασφαλείας. Επίσης, οι συντελεστές εμπιστοσύνης είναι οι τιμές με τις οποίες πρέπει να πολλαπλασιαστούν οι μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υφιστάμενων υλικών όταν καθορίζονται οι ιδιότητες που πρέπει να χρησιμοποιηθούν στον υπολογισμό της αντοχής των πλαστικών στοιχείων που μεταφέρουν δράσεις σε ψαθυρά στοιχεία και μηχανισμούς όταν ο φορέας αναλύεται με την ελαστική στατική ή δυναμική μέθοδο.

2.5. Στάθμες επιτελεστικότητας

Οι κανονισμοί ορίζουν «στάθμες επιτελεστικότητας» (δηλαδή στάθμες επιθυμητής συμπεριφοράς της κατασκευής) υπό διαφορετικά επίπεδα σεισμικής έντασης, τις οποίες θα πρέπει να πληροί κάθε κατασκευή, είτε σε τοπικό είτε σε καθολικό επίπεδο. Οι καταστάσεις πιθανής δυναμικής απόκρισης του δομικού συστήματος είναι συνήθως τρεις και οι ορισμοί τους διαφέρουν ανάμεσα στον ΚΑΝ.ΕΠΕ και τον Ευρωκώδικα 8, αλλά τα βασικά σημεία τους είναι ουσιαστικά τα ίδια. Αναλυτικά οι στάθμες επιτελεστικότητας («οριακές καταστάσεις» κατά τον Ευρωκώδικα 8) είναι οι εξής:

1) «Περιορισμένες βλάβες»:

Στη στάθμη αυτή εμφανίζονται ασήμαντες βλάβες στον φέροντα οργανισμό, επισκευάσιμες βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία αλλά καμία βασική λειτουργία της κατασκευής δεν διακόπτεται.

2) «Σημαντικές βλάβες»:

Στη στάθμη αυτή προκαλούνται επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό της κατασκευής ο οποίος διατηρεί σημαντικά περιθώρια δυσκαμψίας και αντοχής έναντι οριζοντίων δράσεων. Δεν προκαλείται τραυματισμός ή απώλεια ζωής λόγω των βλαβών ούτε και σημαντικές ζημιές στο περιεχόμενο της κατασκευής όπως, π.χ., ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός. Πιθανόν η μετασεισμική επισκευή της κατασκευής να κριθεί αντιοικονομική.

3) «Οιονεί κατάρρευση»:

Στη στάθμη αυτή προκαλούνται πολύ σοβαρές και συχνά μη επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό της κατασκευής, ο οποίος διατηρεί την ικανότητα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων μετά τον σεισμό, οι παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι αρκετά μεγάλες και η κατασκευή δεν έχει επαρκή περιθώρια ασφαλείας για την αποφυγή κατάρρευσης.

Ο ένας ή περισσότεροι συνδυασμοί στάθμης επιτελεστικότητας-σεισμικής δράσης είναι οι στόχοι της αποτίμησης/ενίσχυσης των δύο κανονισμών. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι στόχοι ανασχεδιασμού (δηλαδή ενίσχυσης) δεν ταυτίζονται απαραίτητα με εκείνους της αποτίμησης (μπορούν να είναι υψηλότεροι κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Η σεισμική δράση υπολογίζεται ως πιθανότητα υπέρβασης στο διάστημα των 50 ετών που θεωρείται και ο συμβατικός χρόνος ζωής των κατασκευών συνήθους σπουδαιότητας.

Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. προβλέπονται οι στόχοι αποτίμησης/ανασχεδιασμού που απεικονίζονται στον Πίνακα 2.2. και αφορούν μόνο τον φέροντα οργανισμό. Δεν προβλέπονται αντίστοιχοι στόχοι για τα μη-φέροντα στοιχεία. Για την αποτίμηση ή ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού σε υφιστάμενες κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας ο ΚΑΝΕΠΕ συνιστά κατ' ελάχιστον την υιοθέτηση του στόχου B1 ή B2 (ο κύριος του έργου μπορεί να επιλέξει υψηλότερο στόχο). Τον στόχο B1 υιοθετούν επίσης και οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί για νέες κατασκευές. Για την αποτίμηση ή ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού σε υφιστάμενες κατασκευές υψηλής σπουδαιότητας ο ΚΑΝΕΠΕ συνιστά την ταυτόχρονη υιοθέτηση των στόχων B1 και A2.

Πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης σε περίοδο 50 ετών		Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
		Περιορισμένες βλάβες	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
		A	B	Γ
1	10% (μέση περίοδος επαναφοράς 475 έτη)	A1	B1	Γ1
2	50% (μέση περίοδος επαναφοράς 72 έτη)	A2	B2	Γ2

Πίνακας 2.2: Στόχοι επιτελεστικότητας κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης σε περίοδο 50 ετών		Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
		A	B	Γ
1	20% (μέση περίοδος επαναφοράς 225 έτη)	A1	B1	Γ1
2	10% (μέση περίοδος επαναφοράς 475 έτη)	A2	B2	Γ2
3	2% (μέση περίοδος επαναφοράς 2475 έτη)	A3	B3	Γ3

Πίνακας 2.3: Στόχοι επιτελεστικότητας βάσει του Ευρωκώδικα 8

Για την αποτίμηση ή ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού ο Ευρωκώδικας 8-Μέρος 3 δίνει την ευχέρεια σε κάθε κράτος μέλος να επιλέξει τον δικό του ελάχιστο ανεκτό στόχο για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών μέσω του εθνικού προσαρτήματος ή

αν δεν ορίζεται κάτι τέτοιο στο εθνικό προσάρτημα, ο ορισμός του στόχου αποτελεί επιλογή του κυρίου του έργου. Ισχύουν όμως οι κατηγορίες σπουδαιότητας της κατασκευής όπου μέσω των κατάλληλων συντελεστών θα πολλαπλασιαστεί η σεισμική δράση. Πάντως, για νέα κτίρια συνήθους σπουδαιότητας ο Ευρωκώδικας 8 ορίζει τους κατάλληλους στόχους που απεικονίζονται στον Πίνακα 2.3.

Σημειώνεται ότι ο συνήθης αντισεισμικός σχεδιασμός νέων κατασκευών αντιστοιχεί στον στόχο B2. Για κατασκευές πολύ μεγάλης σπουδαιότητας, που επιβάλλεται να παραμείνουν λειτουργικές ακόμα και μετά από έναν πολύ μεγάλο σεισμό, θα μπορούσε να εφαρμοστεί ο στόχος A3 που προφανώς οδηγεί σε ιδιαίτερα συντηρητικό σχεδιασμό.

2.6. Μέθοδοι ανάλυσης

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει για την εκπόνηση οποιασδήποτε μελέτης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού την εφαρμογή μίας (τουλάχιστον) μεθόδου αντισεισμικού υπολογισμού που παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.4. Οι ελαστικές μέθοδοι (στατική και δυναμική) επιτρέπεται να εφαρμόζονται χωρίς προϋποθέσεις στη στάθμη επιτελεστικότητας A (περιορισμένες βλάβες). Εφόσον δεν υπάρχουν βλάβες στην κατασκευή επιτρέπεται μόνο για την αποτίμηση της κατασκευής, η χωρίς προϋποθέσεις εφαρμογή των παραπάνω μεθόδων αλλά με χρήση επαυξημένων κατά 15% των συντελεστών γ_{sd} . Αναλυτικά ισχύουν όσα αναφέρονται στον Πίνακα 2.4.

Ειδικά σε περιπτώσεις αποτίμησης υφισταμένων κατασκευών επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν και άλλες προσεγγιστικές ή εμπειρικές μέθοδοι. Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου γίνεται από τον μελετητή κυρίως με βάση τη σπουδαιότητα, τις τυχόν βλάβες της κατασκευής και τα διαθέσιμα δεδομένα για τις διατομές και τις αντοχές των δομικών στοιχείων, ανάλογα με τις προϋποθέσεις που πρέπει να πληρούνται για κάθε μέθοδοι οποίες σχετίζονται κυρίως με τη στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων και την κανονικότητα ή μη του φέροντος οργανισμού.

Μέθοδος	Βασικές προϋποθέσεις εφαρμογής
Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση ² με καθολικό (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς ή πλαστιμότητας. Αντιστοιχεί στη «μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης» του Ευρωκώδικα 8-Μέρος 1.	Εφαρμόζεται σε κτίρια των οποίων η απόκριση δεν επηρεάζεται σημαντικά από ιδιομορφές ανώτερες της θεμελιώδους και δεν παρουσιάζουν έντονες ασυμμετρίες κατανομής δυσκαμψίας και μάζας καθ' ύψος και σε κάτοψη.
Ελαστική δυναμική ανάλυση ³ με καθολικό (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς. Αντιστοιχεί στην «ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης» του Ευρωκώδικα 8-Μέρος 1.	Επιτρέπεται όταν δεν μπορεί να εφαρμοστεί η ελαστική στατική ανάλυση και όταν συμβάλουν στην απόκριση της κατασκευής και ανώτερες ιδιομορφές (ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες >5% της συνολικής μάζας).
Ανελαστική στατική ανάλυση ⁴ .	Δεν εφαρμόζονται στη στάθμη επιτελεστικότητας A, ενώ συνιστάται να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων. Εφαρμόζεται σε κτίρια όπου η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών που προκύπτουν από την δυναμική ελαστική ανάλυση δεν είναι σημαντική. Για τον σκοπό αυτό συγκρίνονται τα αποτελέσματα 2 ελαστικών δυναμικών αναλύσεων όπου συνεκτιμώνται αφενός οι ιδιομορφές που συνεισφέρουν το 90% της συνολικής μάζας και αφετέρου η πρώτη ιδιομορφή. Εφόσον η τέμνουσα κάθε ορόφου στην πρώτη ανάλυση είναι τουλάχιστον 30% από εκείνη που προκύπτει από την δεύτερη ανάλυση θεωρείται ότι η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική.
Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας).	Συνιστάται να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και να υπάρχει επαρκής εμπειρία και εξειδίκευση του μηχανικού.

Πίνακας 2.4: Μέθοδοι ανάλυσης και προϋποθέσεις εφαρμογής τους

² Απλοποιημένη φασματική μέθοδος κατά ΕΑΚ 2003.³ Δυναμική φασματική μέθοδος κατά ΕΑΚ 2003.⁴ Ανάλυση Pushover

2.7. Συντελεστής συμπεριφοράς

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των κατασκευών ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει την τιμή του καθολικού συντελεστή συμπεριφοράς με την οποία θα γίνει η ανάλυση. Η τιμή του εκτιμάται βάσει όλων των παραγόντων που συντελούν στην κατανάλωση σεισμικής ενέργειας, όπως το πλήθος στοιχείων στα οποία αναμένεται να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις, οι τρόποι αστοχίας, η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές των δομικών στοιχείων, διαθέσιμοι βοηθητικοί μηχανισμοί αντισεισμικής συμπεριφοράς, κ.α. Θεωρώντας ως βάση αναφοράς τον συντελεστή συμπεριφοράς q' τη στάθμη επιτελεστικότητας Β που αντιστοιχεί στον σχεδιασμό νέων κατασκευών βάσει του Ευρωκώδικα 8-Μέρος 1, λαμβάνονται τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q^* που παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.5.

Στάθμη επιτελεστικότητας		
Περιορισμένες βλάβες Α	Σημαντικές βλάβες Β	Οιονεί κατάρρευση Γ
0,60 Όμως $1,0 < q^* < 1,5$	1,00	1,40

Πίνακας 2.5: Τιμές του λόγου των συντελεστών συμπεριφοράς q^*/q'

Ειδικά για κτίρια στα οποία είναι σημαντική η επιρροή ανώτερων ιδιομορφών, συνίσταται να γίνεται ανελαστική στατική ανάλυση και δυναμική ελαστική ανάλυση, και οι έλεγχοι γίνονται και με τις δύο μεθόδους. Όμως, στα κριτήρια έλεγχου επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων, δηλαδή επιτρέπεται μια αύξηση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς κατά 25%.

Κατά την φάση της αποτίμησης, ο συντελεστής q' επιλέγεται με βάση τα παρακάτω κριτήρια:

- Την επάρκεια των κανονισμών κατά την περίοδο μελέτης και κατασκευής του κτιρίου.
- Την κανονικότητα της κατανομής των υπεραντοχών σε κάθε όροφο και καθ' ύψος και την πιθανότητα δημιουργίας «μαλακού ορόφου».
- Τους τρόπους αστοχίας.
- Το πλήθος των δομικών στοιχείων τα οποία αναμένεται να παρουσιάσουν πλαστικές αρθρώσεις.
- Την διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές των δομικών στοιχείων

- Την ύπαρξη βλαβών κυρίως στα πρωτεύοντα δομικά στοιχεία.
- Τους διαθέσιμους επικουρικούς μηχανισμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς, όπως οι τοιχοπληρώσεις και τα διαφράγματα.
- Την ιεράρχηση των αστοχιών καθώς και την πιθανότητα εμφάνισης νέων στα κύρια κατακόρυφα φέροντα στοιχεία και στους κόμβους.

Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν επαρκή δεδομένα μπορούν να εφαρμοστούν οι μέγιστες τιμές του Πίνακα 2.6, με βάση την κατάσταση της κατασκευής και τη χρονολογία κατασκευής της. Ειδικά στην περίπτωση που τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας της κατασκευής βρίσκεται στο 1/3 του ύψους της ή σε κτίρια με στρεπτική ευαισθησία, οι τιμές του Πίνακα 2.6 πολλαπλασιάζονται με 2/3, αλλά η ελάχιστη τιμή του συντελεστή είναι 1.

Αντισεισμικός κανονισμός μελέτης	Ευμένης παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε κύρια στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε κύρια στοιχεία	
	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ
Πριν από το 1985	1,30	1,70	1,10	1,30
1985 έως 1995	1,70	2,30	1,30	1,70
1995 έως σήμερα	2,30	3,00	1,70	2,30

Πίνακας 2.6: Τιμές του συντελεστή q' βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Επιπροσθέτως, πρέπει να γίνονται έλεγχοι κανονικότητας, υπεραντοχής και «μαλακών» ορόφων, να εξετάζεται η τοπική πλαστιμότητα σε κρίσιμες περιοχές του φορέα, να ελέγχονται οι τρόποι αστοχίας (αν είναι ψαθυροί ή πλαστικοί) και το πλήθος των στοιχείων που αναμένεται να εμφανίσουν πλαστικές αρθρώσεις.

Για τον **ανασχεδιασμό** των κατασκευών ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει ότι επιτρέπεται η χρήση τιμών του συντελεστή q που χρησιμοποιούνται για νέες κατασκευές (δηλαδή $q'=q$) εφόσον διαταχθούν ισχυροί νέοι φορείς ή αναβαθμιστεί/τροποποιηθεί ο υφιστάμενος φορέας. Γενικά, για την αποκατάσταση βλαβών και λαμβάνοντας υπόψη την ευμενή παρουσία των τοιχοπληρώσεων της κατασκευής, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μεγαλύτερος συντελεστής q' σε σχέση με εκείνον που χρησιμοποιήθηκε για την αποτίμηση αν για παράδειγμα οι παρεμβάσεις που έγιναν οδήγησαν στην αποκατάσταση των ενδεχόμενων βλαβών και στην άρση των δυσμενών συνεπειών των τοιχοπληρώσεων στο φέροντα οργανισμό (όπως των «θέσει κοντών υποστυλωμάτων»).

2.8. Συνδυασμός σταθμών επιτελεστικότητας

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών συνήθους σπουδαιότητας μπορεί να γίνεται συνδυασμός του στόχου επιτελεστικότητας των κυρίων στοιχείων με τον στόχο επιτελεστικότητας των δευτερευόντων στοιχείων. Για υψηλής σπουδαιότητας κατασκευές προτείνεται να υιοθετούνται ταυτόχρονα δύο στόχοι, όπως απεικονίζεται στον Πίνακα 2.7. Στον Πίνακα 2.7. οι στόχοι Α-γ και Γ-α δεν συνίστανται, ο στόχος Α-α συνίσταται σε συνδυασμό με τον Β-β για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας, ενώ για κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας συνίσταται ο στόχος Β-β.

Στάθμη επιτελεστικότητας δευτερευόντων στοιχείων		Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
		Περιορισμός βλαβών A	Σημαντικές βλάβες B	Οιονεί κατάρρευση Γ
α	Περιορισμός βλαβών	A-α	B-α	Γ-α
β	Σημαντικές βλάβες	A-β	B-β	Γ-β
γ	Οιονεί κατάρρευση	A-γ	B-γ	Γ-γ

Πίνακας 2.7: Συνδυασμοί στόχων επιτελεστικότητας στοιχείων του φέροντος οργανισμού-δευτερευόντων στοιχείων

2.9. Έλεγχος σταθμών επιτελεστικότητας

Για την κάθε στάθμη επιτελεστικότητας πρέπει να γίνεται ο έλεγχος μεταξύ των διαθέσιμων αντοχών και των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών (δράσεων). Τα εντατικά μεγέθη περιλαμβάνουν τις ορθές και τις τέμνουσες δυνάμεις και τις καμπτικές και στρεπτικές ροπές που καταπονούν τα δομικά στοιχεία ή τις διεπιφάνειες μεταξύ παλαιών και νέων υλικών σε περιπτώσεις επισκευών ή ενισχύσεων. Τα παραμορφωσιακά μεγέθη περιλαμβάνουν τις μετακινήσεις, τα βέλη κάμψης, τις στροφές, τις γωνιακές παραμορφώσεις, τις καμπυλότητες των δομικών στοιχείων λόγω των επιβαλλόμενων δράσεων. Σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να ελέγχεται η ανίσωσης ασφαλείας η οποία έχει την παρακάτω τυπική μορφή:

$$R_d > S_d \quad (2.1)$$

όπου:

$$S_d = \gamma_{sd} \cdot S_k \quad (2.2)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R \cdot \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (2.3)$$

$$S_k = G_k \pm E_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.4)$$

και:

- S_d : οι τιμές σχεδιασμού και επανέλεγχου των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις,
- R_d : η τιμή σχεδιασμού και επανέλεγχου των διαθέσιμων αντιστάσεων
- R_k : οι αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων υλικών,
- S_k : οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων
- G_k : οι μόνιμες δράσεις (χαρακτηριστική τιμή),
- E_d : η σεισμική δράση,
- $Q_{k,i}$: η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i ,
- $\psi_{2,i}$: η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνια τιμή της μεταβλητής δράσης i ,
- γ_f, γ_m : οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών,
- γ_{sd}, γ_{Rd} : οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων.

Αναλυτικότερα, η S_k είναι η τιμή σχεδιασμού των δράσεων η οποία για τον σεισμικό συνδυασμό υπολογίζεται με βάση την χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων G_k , τη σεισμική δράση E_d (βλ. § 2.2.4), τον συντελεστή σπουδαιότητας της κατασκευής γ_i , τη χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i και την τιμή του συνδυασμού δράσεων για μακροχρόνια τιμή της μεταβλητής δράσης i από την σχέση (2.4). Η τιμή σχεδιασμού των δράσεων αυξάνεται έως και 20% στον ΚΑΝ.ΕΠΕ μέσω του συντελεστή γ_{sd} προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι επιπλέον αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων που χρησιμοποιούνται για τις υφιστάμενες κατασκευές σε σχέση με τα προσομοιώματα που χρησιμοποιούνται για τις νέες. Η R_k είναι η αντιπροσωπευτική τιμή των ιδιοτήτων των υλικών για τον υπολογισμό των αντιστάσεων και προσδιορίζεται βάσει του τύπου αστοχίας και της μεθόδου ελέγχου. Εξαρτάται για τις υφιστάμενες κατασκευές και υλικά από την πληρότητα και την αξιοπιστία των διαθέσιμων δεδομένων, ενώ για νέα υλικά εξαρτάται επιπλέον και από τις αποκλίσεις ομοιομορφίας που αναμένονται κατά την εφαρμογή των επεμβάσεων.

Στην περίπτωση που ο έλεγχος της ανίσωσης (2.1) γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών τότε οι ιδιότητες των νέων υλικών που θα χρησιμοποιηθούν αντιπροσωπεύονται με τις μέσες τιμές τους, ενώ στην περίπτωση που ο έλεγχος γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών, χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές τους. Για τα υλικά των μελών της υφιστάμενης κατασκευής οι ιδιότητες τους αντιπροσωπεύονται από τις μέσες τιμές τους, μειωμένες κατά μία τυπική απόκλιση (κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ) ή από τις μέσες τιμές τους μειωμένες έως 26% μέσω ενός διορθωτικού συντελεστή αξιοπιστίας (κατά Ευρωκώδικα 8).

Ο συντελεστής ασφαλείας υλικού γ_m αφορά τις ιδιότητες των υλικών και χρησιμοποιείται για να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις από τις αντιπροσωπευτικές τιμές. Λαμβάνει τιμές ανάλογα με τον τύπο αστοχίας και την μέθοδο ελέγχου και είναι ίσος με 1 αν ο έλεγχος της ανίσωσης (2.1) γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, ενώ αν γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών λαμβάνει τιμές (κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ):

- 1) Για το σκυρόδεμα υφιστάμενων κατασκευών από 1,3 έως 1,65 και για τον χάλυβα οπλισμού από 1,05 έως 1,25, ανάλογα με την στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων.
- 2) Για το σκυρόδεμα που θα χρησιμοποιηθεί για τις ενισχύσεις από 1,65 ως 1,8 και αντίστοιχα για τον χάλυβα οπλισμού από 1,265 έως 1,38, ανάλογα με την διατομή (αν είναι μειωμένη ή όχι) και την ευχέρεια προσβασιμότητας στη θέση όπου θα προστεθούν τα υλικά.

Ο Ευρωκώδικας 8 δίνει την ευχέρεια σε κάθε κράτος μέλος να επιλέξει τις τιμές του συντελεστή ασφαλείας για τα υλικά, συνιστώντας τις ίδιες τιμές για τους συντελεστές με εκείνες που χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό νέων κατασκευών, δηλαδή 1,5 για το σκυρόδεμα και 1,15 για τον χάλυβα. Ο συντελεστής ασφαλείας των αντιστάσεων γ_{Rd} αφορά τις αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων για τον υπολογισμό των αντιστάσεων, οι οποίες είναι προφανώς αυξημένες σε σχέση με τα προσομοιώματα για τις νέες κατασκευές. Η τιμή του εξαρτάται από το εκάστοτε προσομοίωμα αντοχών που χρησιμοποιείται.

2.10. Σεισμική δράση

Η σεισμική δράση τόσο για την αποτίμηση όσο και τον ανασχεδιασμό εξετάζεται με την χρήση του φάσματος απόκρισης επιταχύνσεων κατά τον Ευρωκώδικα 8-Μέρος 1. Στην περίπτωση που μελετάται η πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών τότε η

σεισμική δράση λαμβάνεται στο 100%, ενώ στην περίπτωση που εξετάζεται η πιθανότητα υπέρβασης 50% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών η σεισμική δράση λαμβάνεται μειωμένη κατά 40%.

Όταν εφαρμόζονται ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης γίνεται χρήση των τροποποιημένων φασμάτων σχεδιασμού $S_d(T)$, ενώ όταν εφαρμόζονται ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης γίνεται χρήση των ομαλοποιημένων ελαστικών φασμάτων $S_e(T)$. Η κύρια ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από ιδιομορφική ανάλυση κατάλληλου προσομοιώματος της κατασκευής ή με την μέθοδο Rayleigh-Ritz. Στην Ελλάδα, με βάση τον Ευρωκώδικα 8-Μέρος 1, χρησιμοποιείται το φάσμα τύπου 1. Ανάλογα με την σεισμική ζώνη, την κατηγορία εδάφους θεμελίωσης και την σπουδαιότητα της κατασκευής προκύπτει μέσω των κατάλληλων σχέσεων η ακριβής μορφή του εν λόγω φάσματος.

2.11. Κριτήρια ελέγχου ασφαλείας για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Για κάθε μία από τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας πρέπει να ικανοποιείται η ανίσωση ασφαλείας (2.1). Οι απαιτήσεις και τα κριτήρια ελέγχου εξαρτώνται από τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας και τη χρησιμοποιούμενη μέθοδο ανάλυσης και διαφέρουν για κάθε στάθμη, όπως αναπτύσσεται στη συνέχεια.

2.11.1. Στάθμη επιτελεστικότητας A (Περιορισμένες βλάβες)

Ο φέρων οργανισμός αναμένεται να έχει ελαστική συμπεριφορά και δεν πρόκειται να παρουσιάσει πλαστικές παραμορφώσεις. Επιτρέπονται μικρές βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία που δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες της κατασκευής. Εφαρμόζεται γραμμική ελαστική ανάλυση, χωρίς ικανοτικό σχεδιασμό και οι έλεγχοι γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών. Η ανίσωση ασφαλείας (2.1) μπορεί να ελεγχθεί τόσο για τα κύρια όσο και για τα δευτερεύοντα στοιχεία με δύο εναλλακτικούς τρόπους οι οποίοι είναι ισοδύναμοι εφόσον ο φέρων οργανισμός παρουσιάζει ελαστική συμπεριφορά. Γενικά, γίνεται μια επαύξηση των δράσεων με έναν αυξητικό συντελεστή γ_{sd} και μια απομείωση των αντιστάσεων με τους συντελεστές γ_m και γ_{sd} .

Πιο συγκεκριμένα, ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας μπορεί να γίνει:

- 1) Σε όρους εντατικών μεγεθών:

- Για τον υπολογισμό της S_d , η S_k προκύπτει από ελαστική ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό της σχέσης (2.4).
- Για τον υπολογισμό της R_d χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές των ιδιοτήτων του σκυροδέματος και του χάλυβα.

2) Σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών (μόνο για οιονεί πλάστιμα στοιχεία στην περίπτωση που γίνεται ανελαστική ανάλυση):

- Για τον υπολογισμό της S_d , η S_k προκύπτει από ανελαστική ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό της σχέσης (2.4).
- Για τον υπολογισμό της R_d χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των ιδιοτήτων του σκυροδέματος και του χάλυβα και δεν χρησιμοποιείται ο συντελεστής γ_{Rd} για τον υπολογισμό του παραμορφωσιακού μεγέθους (γωνία τροφής χορδής, καμπυλότητα ή διατμητική παραμόρφωση) κατά τη διαρροή (δηλαδή $\gamma_{Rd}=1$).

Σχετικά με την αντοχή σε τέμνουσα δύναμη ο συντελεστής γ_{Rd} ισούται με 1 κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8, όμως ο Ευρωκώδικας 8 ειδικά για τα κύρια στοιχεία ορίζει $\gamma_{Rd}=1,15$ στην περίπτωση που εξετάζεται η διατμητική αντοχή πρωτευόντων στοιχείων σε ανακυκλιζόμενη ένταση και χρησιμοποιούνται τα ειδικά προσομοιώματα που ορίζονται στο Μέρος 3 του κανονισμού.

Πρέπει να σημειωθεί ότι ο Ευρωκώδικας 8 για τον σχεδιασμό νέων κατασκευών ορίζει ως πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας την οριακή κατάσταση «περιορισμός βλαβών» η οποία αναφέρεται σε σεισμική διέγερση με περίοδο επαναφοράς 225 έτη (δηλαδή 20% υπέρβαση σε 50 έτη). Η οριακή κατάσταση «άμεση χρήση» αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση περιόδου επαναφοράς 72 έτη (δηλαδή 50% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη).

2.11.2. Στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές βλάβες)

Ο φέρων οργανισμός επιτρέπεται να αναπτύξει πλαστικές παραμορφώσεις, όμως τα στοιχεία του πρέπει να διαθέτουν ένα σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι της εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους. Η ανίσωση ασφαλείας (2.1) μπορεί να ελεγχθεί με τους εξής τρόπους ανάλογα αν πρόκειται για συμπεριφορά και αστοχία πλάστιμη ή ψαθυρή. Όταν η συμπεριφορά και η αναμενόμενη αστοχία είναι πλάστιμου τρόπου (μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις χωρίς σημαντική απομείωση της αντοχής) ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, ενώ όταν είναι ψαθυρού τρόπου γίνεται σε όρους εντατικών

μεγεθών με ικανοτικό σχεδιασμό. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιτρέπει τη χρήση τριών μεθόδων ανάλυσης: την ελαστική ανάλυση με τη χρήση τοπικών δεικτών πλαστιμότητας (m), την ελαστική ανάλυση με τη χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς (q) και την ανελαστική ανάλυση.

Αναλυτικά ισχύουν τα εξής:

1) Για πλάστιμη αστοχία:

- Για τον υπολογισμό της S_d , η S_k προκύπτει από ανελαστική ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό της σχέσης (2.4).
- Για τον υπολογισμό της R_d χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των υλικών και με κατάλληλο συντελεστή γ_{Rd} . Συγκεκριμένα γίνεται ο διαχωρισμός σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία για τον υπολογισμό της R_d αλλά οι σχέσεις υπολογισμού διαφέρουν μεταξύ ΚΑΝ.ΕΠΕ. και Ευρωκώδικας 8, με βάση τον Πίνακα 2.8

Στοιχεία	Κανονισμός	
	ΚΑΝ.ΕΠΕ.	Ευρωκώδικας 8
Κύρια	$R_d = \delta_d = 0,5 \cdot \frac{(\theta_y + \theta_u)}{\gamma_{Rd}}$	$R_d = \delta_d = 0,75 \cdot \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}}$
Δευτερεύοντα	$R_d = \delta_d = \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}}$	$R_d = \delta_d = 0,75 \cdot \theta_u$

Πίνακας 2.8: Σχέσεις υπολογισμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης R_d στη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στον Πίνακα 2.8 ο δείκτης δ αναφέρεται στην τιμή σχεδιασμού του μεγέθους παραμόρφωσης και οι δείκτες γ και u αναφέρονται σε τιμές μεγεθών παραμόρφωσης κατά τη διαρροή και την αστοχία αντίστοιχα. Η τιμή του συντελεστή γ_{Rd} πρέπει να είναι τέτοια ώστε για τα κύρια στοιχεία βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. η τιμή της R_d να ισούται με την μέση τιμή του όρου $\frac{(\theta_y + \theta_u)}{2}$ μειωμένη κατά μία τυπική απόκλιση, ενώ για τις υπόλοιπες δύο περιπτώσεις του πίνακα, η τιμή του $\frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}}$ να ισούται με την μέση τιμή του θ_u μειωμένη κατά μία τυπική απόκλιση.

2) Για ψαθυρή αστοχία:

- Για τον υπολογισμό της S_d , η S_k προκύπτει από ανελαστική ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό της σχέσης (2.4).

- Για τον υπολογισμό της R_d χρησιμοποιούνται οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών με κατάλληλο συντελεστή γ_{Rd} , ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων και το είδος του μέλους (πρωτεύον ή δευτερεύον) με τιμές με βάση τον Πίνακα 2.9.

Στοιχεία	Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων		
	Υψηλή	Ικανοποιητική	Ανεκτή
Κύρια	1,25	1,40	1,50
Δευτερεύοντα	1,00	1,00	1,00

Πίνακας 2.9: Τιμές του συντελεστή υπεραντοχής γ_{Rd}

2.11.3. Στάθμη επιτελεστικότητας Γ (Οιονεί κατάρρευση)

Στα στοιχεία του φέροντος οργανισμού δεν επιτρέπεται να γίνει υπέρβαση της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας. Ο έλεγχος γίνεται όπως στη στάθμη Β, αλλά με ορισμένες διαφοροποιήσεις τόσο σε ότι αφορά τόσο τους πλαστικούς τρόπους αστοχίας, όσο και τους ψαθυρούς.

Αναλυτικά ισχύουν τα εξής:

1) Για πλαστική αστοχία:

- Για τον υπολογισμό της S_d , η S_k προκύπτει από ανελαστική ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό της σχέσης (2.4).
- Για τον υπολογισμό της R_d χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των υλικών και με κατάλληλο συντελεστή γ_{Rd} . Συγκεκριμένα γίνεται ο διαχωρισμός σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία για τον υπολογισμό της R_d και οι σχέσεις υπολογισμού δεν διαφέρουν μεταξύ ΚΑΝ.ΕΠΕ. και Ευρωκώδικας 8, όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 2.10.

Στοιχεία	Κανονισμός
	ΚΑΝ.ΕΠΕ. / Ευρωκώδικας 8
Κύρια	$R_d = \delta_d = \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}}$
Δευτερεύοντα	$R_d = \delta_d = \theta_u$

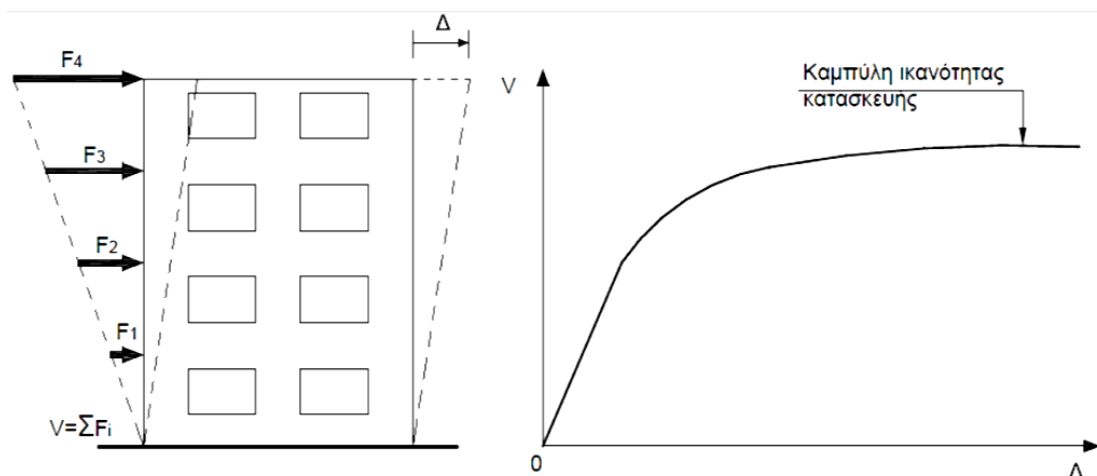
Πίνακας 2.10: Σχέσεις υπολογισμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης R_d στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

Στον Πίνακα 2.10 η τιμή του συντελεστή γ_{Rd} μπορεί να είναι η ίδια με εκείνη που χρησιμοποιείται στην στάθμη επιτελεστικότητας B, και πρέπει να είναι τέτοια ώστε για τα κύρια στοιχεία βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. η τιμή του $\frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}}$ να ισούται με τη μέση τιμή του θ_u μειωμένη κατά μία τυπική απόκλιση.

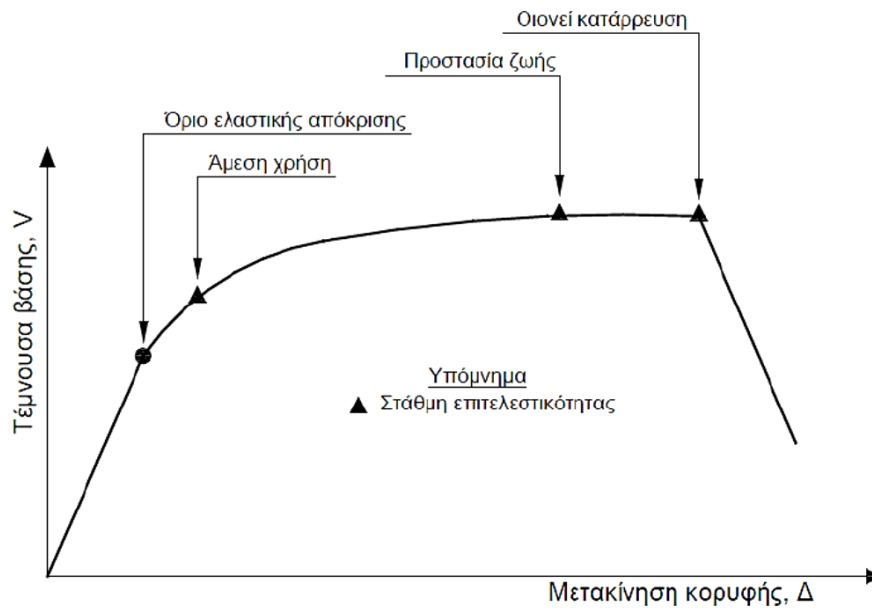
2.12. Καμπύλη ικανότητας κατασκευής

Οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής καθορίζονται επί της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής η οποία εκφράζει την σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετακίνησης της οροφής. Η σχέση φόρτισης-μετακίνησης είναι μη-γραμμική και υπολογίζεται βηματικά με ένα πλήθος στατικών αναλύσεων για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου που ασκείται κατανεμημένο σε κάθε όροφο. Η διαδικασία αυτή είναι η «μη γραμμική στατική υπερωθητική ανάλυση» γνωστή και ως «ανάλυση Pushover» για την οποία γίνεται αναφορά στην επόμενη ενότητα.

Η κατανομή του οριζόντιου φορτίου μπορεί να είναι τριγωνική, να βασίζεται στη μορφή της κύριας ιδιομορφής ή σε συνδυασμό ιδιομορφών. Στις στατικές αναλύσεις που γίνονται ώστε να δημιουργηθεί η καμπύλη ικανότητας, αυξάνεται σταδιακά η τέμνουσα βάση και υπολογίζεται κάθε φορά η μετακίνηση οροφής. Η σταδιακή διαρροή των στοιχείων και η μείωση της δυσκαμψίας τους λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση. Με βάση τα παραπάνω, η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής έχει μορφή που προσεγγίζει το σχήμα της Εικόνας 2.1 και ο καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας σε αυτήν μπορεί να γίνει όπως στην Εικόνα 2.2.



Εικόνα 2.1: Τριγωνική κατανομή φορτίων ανά στάθμη ορόφου και καμπύλη ικανότητας της κατασκευής.



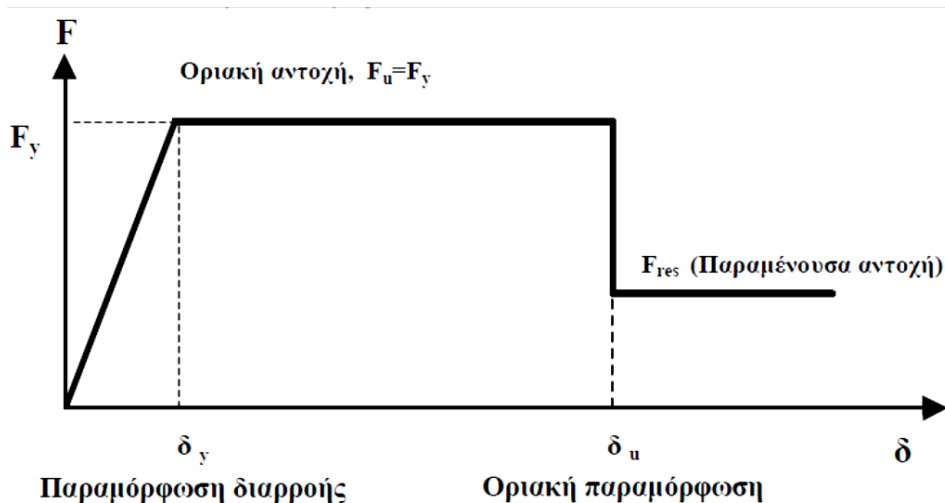
Εικόνα 2.2: Ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας της κατασκευής επί της καμπύλης ικανότητας της.

Ο σχεδιασμός της καμπύλης ικανότητας ολόκληρης της κατασκευής προϋποθέτει ότι έχουν καθοριστεί οι καταστατικές σχέσεις στις οποίες βασίζεται η ανελαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων. Οι εν λόγω σχέσεις περιγράφονται με διαγράμματα δύναμης-παραμόρφωσης (F - δ) και συνδέουν την ένταση του μέλους (ροπή ή δύναμη) με τις σχετικές μετακινήσεις, παραμορφώσεις, καμπυλότητες ή στροφές του. Η χρήση των κατάλληλων μεγεθών F και δ εξαρτάται από το εάν η ανελαστική συμπεριφορά του μέλους λόγω της σεισμικής δράσης βασίζεται κυρίως στην κάμψη (οπότε τα κατάλληλα μεγέθη είναι η ροπή κάμψης και η καμπυλότητα) ή στη διάτμηση (οπότε τα κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη και η γωνιακή παραμόρφωση).

2.13. Συμπεριφορά των δομικών μελών

Η μηχανική συμπεριφορά κάθε μέλους θεωρείται ότι μπορεί να εκφραστεί από μια καμπύλη η οποία είναι η περιβάλλουσα των βρόγχων υστέρησης που δημιουργούνται λόγω της ανακυκλιζόμενης φόρτισης του. Στη καμπύλη αυτή διακρίνονται κλάδοι όπου η συμπεριφορά του μέλους είναι ελαστική (γραμμική) και ανελαστική (μη-γραμμική), όπως επίσης διακρίνεται και η μείωση της αντοχής του μέλους. Για απλοποίηση η μορφή του διαγράμματος F - δ αντικαθίσταται από ένα απλούστερο ιδεατό πολυγραμμικό διάγραμμα, όπως στην Εικόνα 2.3 (ΟΑΣΠ, Κανονισμός Επεμβάσεων 2009) στην οποία διακρίνεται διαδοχικά ο ελαστικός κλάδος μέχρι το σημείο διαρροής, ο ανελαστικός κλάδος μέχρι το σημείο θεωρητικής αστοχίας (δεν είναι απαραίτητα

οριζόντιος) και τέλος ο κλάδος που αντιστοιχεί στην απομένουσα αντοχή του μέλους μετά την αστοχία του η οποία φτάνει περίπου στο 1/5 της οριακής του αντοχής.



Εικόνα 2.3: Διάγραμμα έντασης-παραμόρφωσης δομικού μέλους.

Στο διάγραμμα της Εικόνας 2.3 τα μεγέθη που πρέπει να υπολογιστούν είναι η παραμόρφωση διαρροής, η αντοχή διαρροής και η οριακή παραμόρφωση. Πιο συγκεκριμένα:

- Η **αντοχή διαρροής** F_y , συνίσταται α ληφθεί ίση με την οριακή αντοχή F_u για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας (καμπτική ή διατμητική). Πιο συγκεκριμένα, στην περίπτωση διατμητικής αστοχίας η αντοχή διαρροής είναι η V_u αν το επιλεγμένο μέγεθος F_y είναι η τέμνουσα αλλιώς η M_{vu} αν το επιλεγμένο μέγεθος F_y είναι η ροπή. Ομοίως στην περίπτωση καμπτικής αστοχίας η αντοχή διαρροής είναι η M_u αν το επιλεγμένο μέγεθος F_y είναι η ροπή αλλιώς η V_{Mu} αν το επιλεγμένο μέγεθος F_y είναι η τέμνουσα.
- Η **παραμόρφωση διαρροής** δ_y , πρέπει να συνυπολογιστεί τόσο λόγω συμβολής της κάμψης όσο και της διάτμησης του μέλους. Ο υπολογισμός γίνεται μέσω της καμπυλότητας διαρροής $\left(\frac{1}{r}\right)_y$ της διατομής του μέλους, της γωνιάς στροφής χορδής θ_y του και του λόγου διάτμησης L_s και της τέμνουσας αντοχής V_{Rd1} , με βάση αναλυτική μεθοδολογία που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- Η **οριακή παραμόρφωση** δ_u , μπορεί να προέλθει είτε από θραύση του εφελκόμενου οπλισμού πριν την αποφλοίωση του σκυροδέματος, είτε λόγω αστοχίας του θλιβόμενου σκυροδέματος. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρέχει τις σχέσεις αναλυτικού υπολογισμού για την καμπυλότητα της διατομής και την γωνία στροφής του δομικού μέλους σε κάθε περίπτωση.

Γενικά, η διαδικασία υπολογισμού των οριακών παραμορφώσεων είναι αρκετά πολύπλοκη και απαιτεί πλήθος επαναλήψεων, αφού τόσο η αξονική δύναμη όσο και η τέμνουσα δύναμη σε κάθε δομικό στοιχείο μεταβάλλονται ανάλογα με τη σεισμική ένταση. Αυτό έχει ως συνέπεια να μεταβάλλονται παράμετροι που υπεισέρχονται σε σχέσεις υπολογισμού, όπως ο λόγος και το μήκος διάτμησης του μέλους, το ύψος της θλιβόμενης ζώνης και ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων. Εξάλλου, η εντατική κατάσταση του δομικού μέλους κάθε στιγμή επηρεάζει και τον τρόπο διαρροής και αστοχίας του, με αποτέλεσμα να υπάρχει αντίστοιχη διαφοροποίηση στη διαδικασία υπολογισμού των παραμορφώσεων. Η βαθμός πολυπλοκότητας της διαδικασίας μπορεί να μειωθεί αν γίνουν ορισμένες παραδοχές, οι οποίες περιγράφονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σε μια καμπύλη F-δ, όπως εκείνη της Εικόνας 2.3, μπορούν να οριστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε μέλους ανάλογα με το είδος του, δηλαδή πιο συγκεκριμένα, αν πρόκειται για υποστύλωμα ή δοκό. Επίσης, με το εάν είναι κύριο ή δευτερεύον. Τέλος, ανάλογα με τον τρόπο αστοχίας του, δηλαδή αν είναι ψαθυρός ή πλαστικός. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους δυνάμεων για τα ψαθυρά στοιχεία (η διατμητική διαρροή προηγείται της καμπτικής) και σε όρους παραμορφώσεων για τα πλαστικά στοιχεία (η καμπτική διαρροή προηγείται της διατμητικής).

Μετά τον καθορισμό των καμπυλών που συνδέουν την ένταση με την παραμόρφωση κάθε δομικού μέλους, είναι εφικτό να δημιουργηθεί η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής και να επισημανθούν σε αυτήν τα σημεία που αντιστοιχούν στις στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής. Τα σημεία αυτά αντιστοιχούν σε ορισμένα επίπεδα βλαβών και ο καθορισμός τους απαιτεί την καλή γνώση και εμπειρία του μελετητή, αφού η συμπεριφορά μεμονωμένων δομικών στοιχείων δεν καθορίζει την συμπεριφορά ολόκληρης της κατασκευής. Τα όρια μεταξύ των σημείων που αντιστοιχούν στην επιτελεστικότητα των στοιχείων και στην επιτελεστικότητα της κατασκευής είναι διαφορετικά λόγω της υπερστατικότητας της κατασκευής. Αυτό που έχει σημασία είναι να μπορεί να γίνει σωστή αξιολόγηση της εμφάνισης βλαβών στα δομικά μέλη ως προς την συμπεριφορά ολόκληρης της κατασκευής. Ο διαχωρισμός των μελών σε κύρια και δευτερεύοντα διευκολύνει αυτήν την αξιολόγηση, αφού τα δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπεται να αναπτύσσουν μεγαλύτερες παραμορφώσεις και βλάβες από ότι τα κύρια. Μπορεί κατά συνέπεια να θεωρηθεί ένα σημείο στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής που να αντιστοιχεί σε μια συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας, ανάλογα με το αν ένα κύριο στοιχείο φτάνει στην αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

2.14. Ανελαστική στατική ανάλυση

Η ανελαστική στατική ανάλυση είναι η πιο δημοφιλής μέθοδος που χρησιμοποιείται για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων κατασκευών και βοηθάει στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών όταν υποβληθούν σε ισχυρούς σεισμούς, καταδεικνύοντας τους μηχανισμούς αστοχίας αλλά και το ενδεχόμενο προοδευτικής κατάρρευσης (Σπυράκος 2004).

Οι βασικές έννοιες που σχετίζονται με την ανελαστική στατική ανάλυση είναι η απαίτηση και η ικανότητα της κατασκευής. Ο τρόπος με τον οποίο η ικανότητα της κατασκευής ανταποκρίνεται στην απαίτηση, καθορίζει τη συμπεριφορά της κατά την διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης. Η κατασκευή πρέπει να έχει την ικανότητα να αντιστέκεται στη απαίτηση που επιβάλλει η σεισμική δράση ώστε η συμπεριφορά της να είναι συμβατή με τους στόχους του ανασχεδιασμού. Η ανελαστική στατική ανάλυση βασίζεται στον έλεγχο των μετακινήσεων της κατασκευής και απαιτεί τον προσδιορισμό της ικανότητας της κατασκευής, της απαίτησης σε μετακίνηση της, και της συμπεριφοράς της.

- Ικανότητα της κατασκευής:

Η ικανότητα της κατασκευής εξαρτάται από την ικανότητα των επιμέρους δομικών στοιχείων τα οποία αποτελούν τον φέροντα οργανισμό της. Η ικανότητα μετά το όριο διαρροής και μέχρι την αστάθεια της κατασκευής ή τη μετακίνηση της σε μια προκαθορισμένη τιμή στόχου, προσδιορίζεται από μια μέθοδο ανελαστικής ανάλυσης.

- Απαίτηση σε μετακίνηση:

Η απαίτηση σε μετακίνηση αποτελεί μια εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης της κατασκευής λόγω της εδαφικής κίνησης κατά τη σεισμική διέγερση. Τα σεισμικά φορτία αναπαριστώνται με πλευρικά κατανεμημένα φορτία και στην ανελαστική στατική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα σύνολο πλευρικών μετακινήσεων ως συνθήκη σχεδιασμού.

- Συμπεριφορά της κατασκευής:

Ο έλεγχος της συμπεριφοράς της κατασκευής γίνεται μετά τον καθορισμό της καμπύλης ικανότητας και την απαίτηση σε μετακίνηση της κατασκευής και εξασφαλίζει ότι τα πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία όταν υποβάλλονται στις μετακινήσεις και τις εντάσεις που

προδιαγράφονται από την απαίτηση σε μετακίνηση, δεν έχουν υποστεί βλάβες μεγαλύτερες από τα επιτρεπτά όρια για την δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας.



Σχήμα 2.1: Διάγραμμα ροής της ανάλυσης Pushover

2.14.1. Βήματα υπολογισμού της ανάλυσης Pushover

Η ανάλυση Pushover βασίζεται στη συσχέτιση της ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής η οποία είναι ένας πολυβάθμιος ταλαντωτής, με την απόκριση ενός «ισοδύναμου» μονοβάθμιου ταλαντωτή. Για τον σκοπό αυτό γίνεται η βασική παραδοχή ότι η απόκριση του πολυβάθμιου συστήματος εξαρτάται από μία μόνο ιδιομορφή (την πρώτη) για την οποία γίνεται η παραδοχή ότι παραμένει αμετάβλητη κατά τη διάρκεια της σεισμικής επιπόνησης. Τα βήματα της διαδικασίας αυτής δίνονται συνοπτικά από το διάγραμμα ροής του Σχήματος 2.1.

Στο Σχήμα 2.1 παρουσιάζονται με χρώμα μπλε, καφέ και πράσινο τα διαδοχικά βήματα υπολογισμού της ικανότητας, της απαίτησης και της συμπεριφοράς αντίστοιχα όπως αυτά ακολουθούνται γενικά στην ανάλυση Pushover και υιοθετούνται και από το λογισμικό ανάλυσης φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα, ΡΑΦ, το οποίο χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα διατριβή. Τα διαδοχικά βήματα για την εκτέλεση της ανάλυσης Pushover, σχετικά με την ικανότητα, την απαίτηση σε μετακίνηση και τη συμπεριφορά της κατασκευής παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω.

2.14.1.1. Βήματα υπολογισμού της ικανότητας της κατασκευής

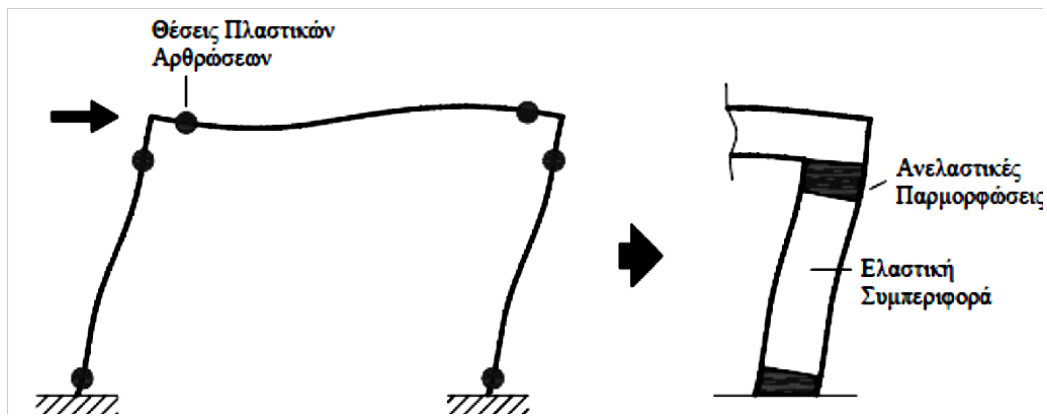
Προσομοίωση της κατασκευής

Διαμορφώνεται το χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής (συμπεριλαμβανομένης της θεμελίωσης και του εδάφους) και υπολογίζονται τα κατακόρυφα φορτία και οι μάζες της.

Προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών μελών

Η προσομοίωση προϋποθέτει ότι υπάρχει γνώση των δεδομένων για τις διατομές και τα υλικά διάταξη όπλισης όλων των διατομών (διαστάσεις διατομής, θέσεις και διάμετρος ράβδων, ιδιότητες σκυροδέματος και χάλυβα) στις οποίες αναμένεται να γίνει υπέρβαση των ορίων διαρροής του χάλυβα και του σκυροδέματος, η οποία θα χρησιμοποιηθεί στη συνέχεια στην προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών μελών.

Η προσομοίωση αυτή στηρίζεται στην παραδοχή ότι οι ανελαστικές παραμορφώσεις θεωρούνται συγκεντρωμένες σε συγκεκριμένες κρίσιμες περιοχές (πλαστικές αρθρώσεις), ενώ το υπόλοιπο τμήμα του μέλους θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ελαστικά, όπως παρουσιάζεται στο απλό πλαίσιο της Εικόνας 2.4 (Γαβριλάκη 2013).



Εικόνα 2.4: Σημεία πιθανών πλαστικών αρθρώσεων σε ένα απλό πλαίσιο υπό σεισμική δράση.

Οι περιοχές των κρίσιμων περιοχών προσομοιώνονται με διγραμμικά ή πολυγραμμικά διαγράμματα έντασης-μετακίνησης ή έντασης-παραμόρφωσης ανάλογα με την αναμενόμενη προέχουσα μορφή αστοχίας. Έτσι, για την προσομοίωση καμπτικής ανελαστικής συμπεριφοράς μπορεί να χρησιμοποιηθούν διαγράμματα ροπών-στροφών (διατομής ή χορδής) ή ροπών-καμπυλοτήτων.

Παράλληλα, θα πρέπει να προσομοιωθεί εκτός από την μη-γραμμικότητα των υλικών, και η γεωμετρική μη-γραμμικότητα της συμπεριφοράς των δομικών μελών η οποία μπορεί να προκαλέσει αύξηση της έντασης των μελών λόγω επιρροής της παραμόρφωσής τους στις συνθήκες ισορροπίας εσωτερικών-εξωτερικών δυνάμεων (φαινόμενα β' τάξης).

Επιλογή της καθ' ύψος κατανομής των οριζόντιων φορτίων

Η επιλογή της καθ' ύψος κατανομής των οριζόντιων φορτίων που θα χρησιμοποιηθούν στην επαυξητική διαδικασία της ανάλυσης Pushover, επηρεάζει σε σημαντικό βαθμό τα αποτελέσματα. Τόσο ο Ευρωκώδικας 8, όσο και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. συνιστούν την εφαρμογή τουλάχιστον 2 κατανομών δηλαδή: α) ομοιόμορφης βάσει των μαζών κάθε στάθμης και β) ιδιομορφικής βάσει την θεμελιώδη ιδιομορφή της κατασκευής). Η εφαρμογή των φορτίων γίνεται στις θέσεις των μαζών σε 2 κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις, λαμβάνοντας υπόψη και την τυχατική εκκεντρότητα (με μετακίνηση των κόμβων τοποθέτησης των μαζών από το κέντρο μάζας).

Εισαγωγή των κατακόρυφων φορτίων και στη συνέχεια προοδευτική εισαγωγή των οριζόντιων φορτίων

Εφαρμόζονται στο προσομοίωμα τα κατακόρυφα φορτία του συνδυασμού $G+\psi_2\cdot Q$ και έπειτα γίνεται επιλέγεται ένας κόμβος ελέγχου (συνήθως στο κέντρο μάζας της οροφής του τελευταίου πλήρους ορόφου της κατασκευής) του οποίου η οριζόντια μετακίνηση θα χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με την μεταβολή της τέμνουσας βάσης για την σχεδίαση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής.

Από την ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής υπολογίζονται οι ασύζευκτες ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης κατά 2 κάθετες μεταξύ τους οριζόντιες διευθύνσεις και στη συνέχεια από το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα 8 προσδιορίζεται η τέμνουσα βάσης σε κάθε διεύθυνση. Στη συνέχεια αυτές κατανέμονται σε κάθε όροφο με βάση τις προβλεπόμενες κατανομές. Η εισαγωγή των φορτίων σε κάθε όροφο σε 2 διευθύνσεις γίνεται με χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων (στην μια διεύθυνση το 100% της τιμής που της αντιστοιχεί και ταυτόχρονα στην άλλη διεύθυνση το 30% της τιμής που της αντιστοιχεί). Τα φορτία εφαρμόζονται σε θέσεις μάζας μετατοπισμένες κατά την τυχαματική εκκεντρότητα σε έναν αριθμό βημάτων.

Σε κάθε βήμα υπολογίζεται η στροφή χορδής στα άκρα των δομικών μελών (περιοχές σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων) για να διαπιστωθεί αν έχει γίνει υπέρβαση της στροφής χορδής κατά την διαρροή. Αν δεν διαπιστωθεί κάτι τέτοιο δεν μεταβάλλεται το προσομοίωμα και η διαδικασία προχωράει με επόμενο βήμα φόρτισης αφού προηγουμένως καταγραφούν τα μεγέθη έντασης και παραμόρφωσης των δομικών μελών που χρειάζονται για τον σχεδιασμό της καμπύλης ικανότητας αλλά και την διεξαγωγή ελέγχων επιτελεστικότητας των μελών και ελέγχου σε διάτμηση (σε τέτοια περίπτωση διατμητικής αστοχίας η διαδικασία σταματάει). Αν γίνει σε οποιοδήποτε άκρο μέλους υπέρβαση της στροφής χορδής διαρροής τότε εισάγονται στροφικά ελατήρια στα σημεία υπέρβασης.

Τα οριζόντια φορτία θα αυξηθούν μόνο εφόσον διαπιστωθεί σύγκλιση των ροπών της ανάλυσης με τις ροπές διαρροής σε όλα τα σημεία που διέρρευσαν, σε άλλη περίπτωση επαναυπολογίζονται οι σταθερές όλων των ελατηρίων και ο φορέας επιλύεται ξανά για την ίδια φόρτιση. Φυσικά, σε κάθε βήμα φόρτισης πρέπει να γίνονται και έλεγχοι διατμητικής αστοχίας όλων των μελών, αφού η υπέρβαση της διατμητικής αντοχής συνεπάγεται και αδυναμία του μέλους να φέρει πλέον τόσο τα κατακόρυφα φορτία, όσο και να υποστεί παραμορφώσεις από τα οριζόντια.

2.14.1.2. Βήματα υπολογισμού της απαίτησης στην κατασκευή

Υπολογισμός της στοχευμένης μετακίνησης του σημείου ελέγχου στις δύο διευθύνσεις

Αφού με τα προηγούμενα βήματα ολοκληρώθηκε ο σχηματισμός της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής δηλαδή προσδιορίστηκε η ικανότητά της, ακολουθεί ο προσδιορισμός της απαίτησης την οποία επιβάλλει η σεισμική διέγερση σχεδιασμού και στην οποία πρέπει να μπορεί να ανταπεξέλθει η κατασκευή για μια δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Η απαίτηση εκφράζεται μέσω της στοχευμένης μετακίνησης του κόμβου ελέγχου για τον οποίο άλλωστε σχεδιάστηκε και η καμπύλη ικανότητας. Ο προσδιορισμός της στοχευμένης μετακίνησης διαφέρει μεταξύ του Ευρωκώδικα 8 και του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Μεθοδολογία του Ευρωκώδικα 8

Ο Ευρωκώδικας 8 στο Παράρτημα Β προτείνει για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης τα παρακάτω βήματα:

- 1) Εύρεση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T_0 , ιδιομορφών Φ και τέμνουσας βάσης V_0 .
- 2) Κανονικοποίηση των ιδιομορφών ώστε στον ανώτατο(η) όροφο (όπου βρίσκεται και ο κόμβος ελέγχου) να έχει την τιμή 1:

$$\Phi_n = 1.$$

- 3) Υπολογίζονται οι κανονικοποιημένες οριζόντιες δυνάμεις (θεωρώντας τριγωνική καθ' ύψος κατανομή):

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i, \text{ όπου } m_i \text{ είναι η μάζα του ορόφου } i$$

- 4) Ο πολυβάθμιος φορέας μετατρέπεται σε ισοδύναμο σύστημα μιας ελευθερίας κίνησης (ΣΜΕΚ) (single-degree-of-freedom ή SDOF) με:

$$\text{Μάζα} \quad m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i$$

$$\text{Δύναμη} \quad F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$\text{Μετακίνηση} \quad d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

Όπου:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad \text{ο συντελεστής μετατροπής}$$

F_b

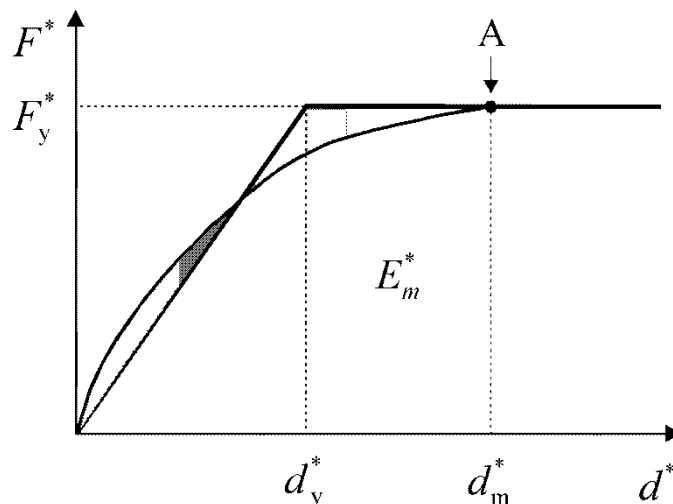
η τέμνουσα δύναμη βάσης του πολυβάθμιου συστήματος

d_n

η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του πολυβάθμιου συστήματος

- 5) Εκτελείται ανάλυση Pushover και σχεδιάζεται η καμπύλη ικανότητας.
- 6) Η καμπύλη ικανότητας διγραμμοποιείται με κριτήριο την ισότητα των εμβαδών που ορίζονται κάτω από την πραγματική και την διγραμμοποιημένη «ιδανική» καμπύλη ικανότητας όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.5 (European Committee for Standardization 2004). Το κρίσιμο μέγεθος, η δύναμη διαρροής F_y^* του ΣΜΕΚ (δηλαδή η οριακή αντοχή του ιδεατού συστήματος) θεωρείται ίση με την τέμνουσα βάσης κατά τον σχηματισμό του πλαστικού μηχανισμού. Η τιμή της μετακίνησης διαρροής d_y^* του ΣΜΕΚ, η οποία ταυτόχρονα καθορίζει και την αρχική δυσκαμψία του ιδεατού συστήματος, υπολογίζεται από την δύναμη και την μετακίνηση κατά τον σχηματισμό του πλαστικού μηχανισμού και το εμβαδόν E_m^* κάτω από την μη-γραμμοποιημένη καμπύλη ικανότητας του κτιρίου (δηλαδή πραγματική ενέργεια παραμόρφωσης έως τη δημιουργία του πλαστικού μηχανισμού) από τη σχέση:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$



Εικόνα 2.5: Ορισμός ιδεατής καμπύλης ικανότητας.

- 7) Υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος του ΣΜΕΚQ

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

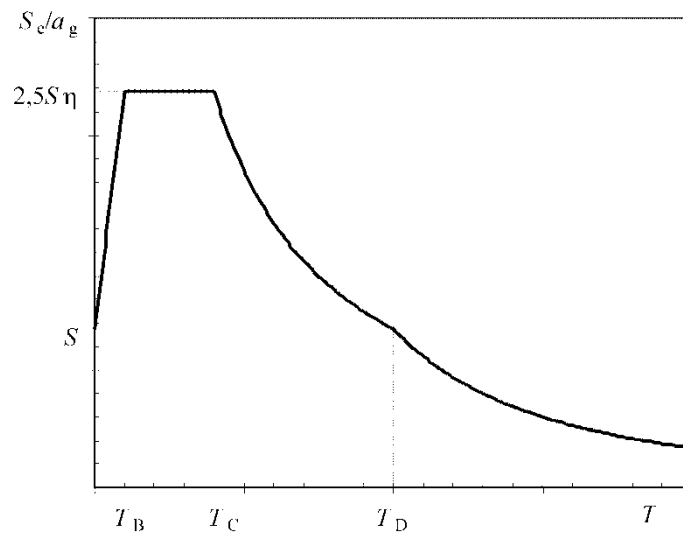
8) Υπολογίζεται η στοχευμένη μετακίνηση του ΣΜΕΚ με απεριορίστα ελαστική συμπεριφορά:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

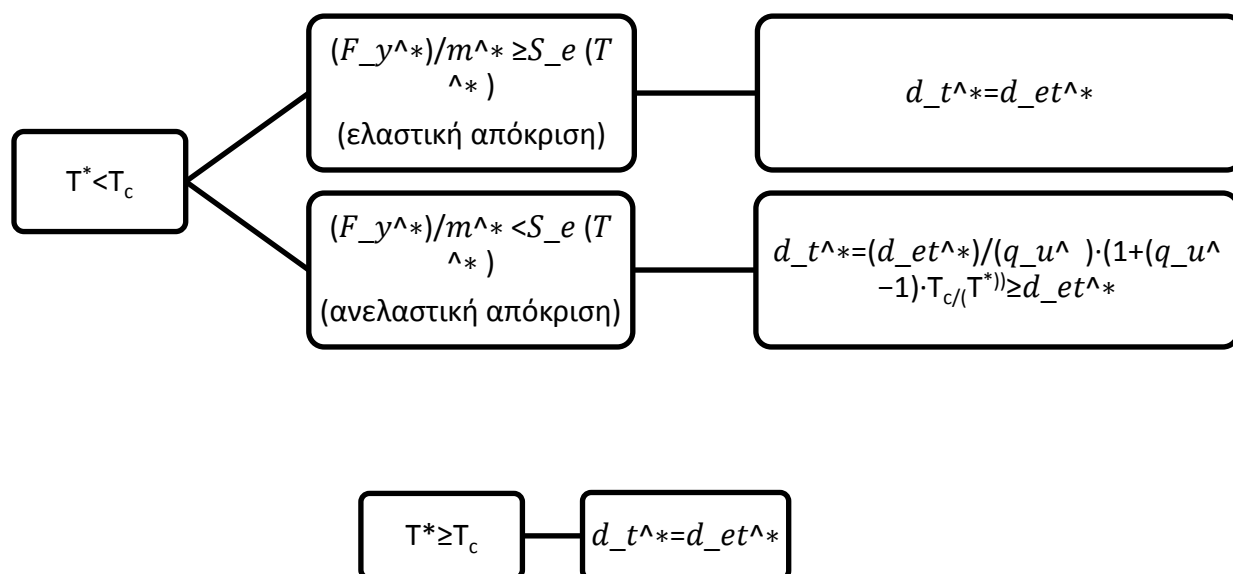
όπου $S_e(T^*)$ είναι το φάσμα απόκρισης ελαστικής επιτάχυνσης στην περίοδο T^* .

Προσδιορίζεται η στοχευμένη μετακίνηση d_t^* του ΣΜΕΚ ανάλογα με το εάν η κατασκευή βρίσκεται σε χαμηλές και μεσαίες περιοχές ιδιοπεριοδών του φάσματος. Πιο συγκεκριμένα, η περίοδος διαχωρισμού μεταξύ της περιοχής βραχέων και μεσαίων περιόδων είναι η T_C που παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.6 και ο προσδιορισμός της στοχευμένης μετακίνησης ακολουθεί το διάγραμμα ροής του Σχήματος 2.2. Στο Σχήμα 2.2 q_u είναι ο λόγος της επιτάχυνσης φορέα με απεριορίστα ελαστική συμπεριφορά $S_e(T^*)$ προς αυτήν ενός φορέα με περιορισμένη

αντοχή F_y^* / m^* και ισχύει ότι: $q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$



Εικόνα 2.6: Μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης κατά τον Ευρωκώδικα 8.



Σχήμα 2.2: Διάγραμμα ροής για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

- 9) Τέλος υπολογίζεται η στοχευμένη μετακίνηση του πολυβάθμιου συστήματος στον κόμβο ελέγχου η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$d_t = \Gamma d_t^*$$

Μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Αντίστοιχα, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπολογίζει τη στοχευμένη μετακίνηση μέσω ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου συστήματος. Πιο συγκεκριμένα, μέσω μίας σχέσης που λαμβάνει υπόψη της την ελαστική θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής, την ελαστική οριζόντια δυσκαμψία, την ισοδύναμη οριζόντια δυσκαμψία με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη ικανότητας που περιγράφει και 4 διορθωτικούς συντελεστές οι οποίοι εξαρτώνται από τον αριθμό ορόφων της κατασκευής, από το εάν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος βρίσκεται στον κατιών κλάδο του φάσματος απόκρισης, από το εάν η φορέας είναι υψηλής ή χαμηλής πλαστιμότητας και τέλος από τον δείκτη σχετικής μεταθετότητας δηλαδή από την βαρύτητα των φαινομένων β' τάξης στην αύξηση των οριζόντιων μετακινήσεων του φορέα. Πιο αναλυτικά, η στοχευμένη μετακίνηση υπολογίζεται με την μέθοδο του συντελεστή μετατοπίσεων που χρησιμοποιείται και από την FEMA 440(ATC 2005), από την σχέση:

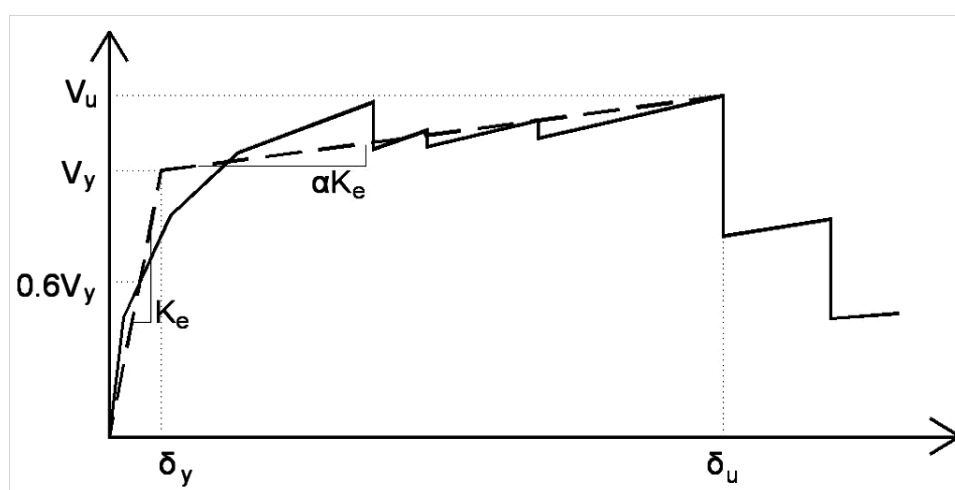
$$u_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) \cdot S_e(T)$$

Όπου:

$S_e(T)$ είναι η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση από το ελαστικό φάσμα του ΕΚ8 (Εικόνα 2.6) για περίοδο η οποία αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e η οποία υπολογίζεται από την σχέση:

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

Στην παραπάνω σχέση T_1 είναι η θεμελιώδης ελαστική ιδιοπερίοδος ταλάντωσης που προκύπτει από την ελαστική δυναμική ανάλυση, K_1 είναι η ελαστική οριζόντια δυσκαμψία και K_0 είναι η ισοδύναμη οριζόντια δυσκαμψία που προκύπτει από τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας της Εικόνας 2.7 (ΟΑΣΠ, Κανονισμός Επεμβάσεων 2009).



Εικόνα 2.7: Εξιδανικευμένη καμπύλη ικανότητας κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στην Εικόνα 2.7, η ισοδύναμη οριζόντια δυσκαμψία K_e προκύπτει ως την επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση με το 60% της δύναμης διαρροής. Η δύναμη διαρροής υπολογίζεται γραφικά από την τομή των 2 ευθειών της διγραμμικής καμπύλης που σχεδιάζεται με κριτήριο την ισότητα των εμβαδών μεταξύ της διγραμμικής και της πραγματική καμπύλης ικανότητας. Ο δεύτερος κλάδος της διγραμμικής καμπύλης ικανότητας συνίσταται να μην είναι οριζόντιος αλλά να έχει μια κλίση αK_e (το α κυμαίνεται από 0 έως 10%). Η διγραμμική καμπύλη σχεδιάζεται μέχρι το σημείο αστοχίας δηλαδή εκείνο στο οποίο η αντοχή μειωθεί κατά 15% ή αστοχήσει κάποιο πρωτεύον κατακόρυφο μέλος.

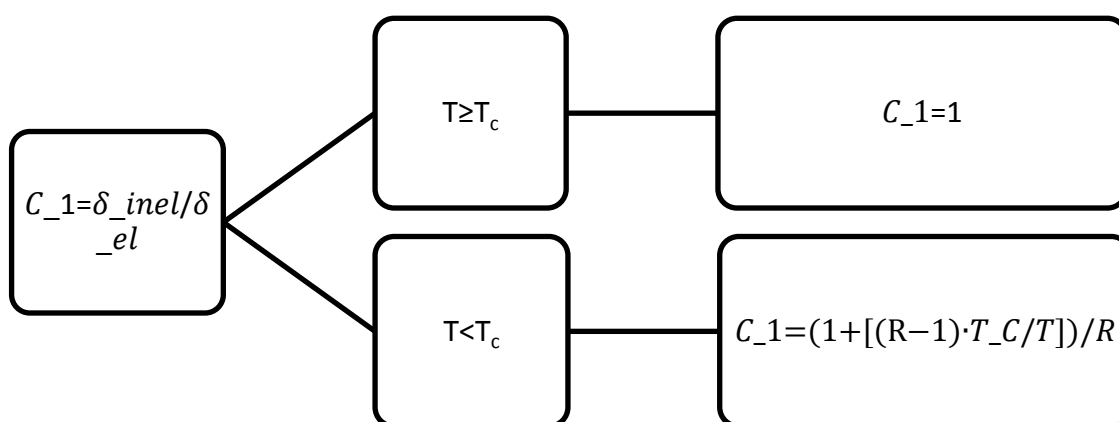
Απλοποιητικά, αν δεν απαιτείται να εκτιμηθεί η διαθέσιμη πλαστικότητα του φορέα, η K_e μπορεί να λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για αντοχή ίση με το 60% της μέγιστης αντοχής. Οι διορθωτικοί συντελεστές C_0 , C_1 , C_2 και C_3 υπολογίζονται ως εξής:

- Ο συντελεστής C_0 συσχετίζει την φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος το οποίο έχει δυσκαμψία K_e με την πραγματική μετακίνηση $\delta_{\text{στην κορυφή}}$ του ελαστοπλαστικού φορέα. Οι τιμές του εξαρτώνται από τον αριθμό ορόφων της κατασκευής και κυμαίνονται από 1 έως 1,5, όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 2.11.

Αριθμός ορόφων	1	2	3	4	5	≥ 10
C_0	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Πίνακας 2.11: Τιμές του συντελεστή C_0

- Ο συντελεστής C_1 δείχνει το πόσο μεγαλύτερη είναι η μέγιστη ανελαστική μετακίνηση δ_{inel} της κατασκευής σε σχέση με την ελαστική μετακίνηση δ_{el} . Πιο συγκεκριμένα, υπολογίζεται όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.3.



Σχήμα 2.3: Διάγραμμα υπολογισμού του συντελεστή C_1

Στο Σχήμα 2.3 ο R είναι ο λόγος της ελαστικής τέμνουσας βάσης προς της τέμνουσα βάσης στην διαρροή και υπολογίζεται από την φασματική επιτάχυνση Φ_e που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο T_e της κατασκευής, το βάρος της κατασκευής που αντιστοιχεί στην συνολική ταλαντούμενη μάζα της και τον συντελεστή δρώσας μάζας C_m ο οποίος συνεκτιμά τις ανώτερες ιδιομορφές, από τη σχέση:

$$R = \frac{V_{el}}{V_y} = \left[\frac{\frac{\Phi_e}{g}}{\frac{V_y}{W}} \right] \cdot C_m$$

Απλοποιητικά, ο λόγος $\frac{V_y}{W}$ μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,10 για κατασκευές με πλαίσιακό σύστημα και ίσος με 0,15 για κατασκευές με μικτό σύστημα ή η δύναμη διαρροής V_y να ισούται με το 80% της μέγιστης αντοχής, αν δεν απαιτείται να γίνει εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του φορέα. Επίσης ο C_m μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,85.

- Ο συντελεστής C_2 λαμβάνει τιμές από 1 έως 1,50 ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας, την πλαστιμότητα του φορέα και την ιδιοπερίοδο του φορέα, όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 2.12.

Στάθμη επιτελεστικότητας	T ≤ 0,1sec		T ≤ T _c	
	Τύπος	Τύπος	Τύπος	Τύπος
	1	2	1	2
Άμεση μετασεισμική χρήση	1,0	1,0	1,0	1,0
Προστασία ζωής	1,3	1,0	1,1	1,0
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	1,5	1,0	1,2	1,0

Πίνακας 2.12: Τιμές του συντελεστή C_2 .

Ο τύπος πλαστιμότητας 1 αντιστοιχεί σε φορείς χαμηλής πλαστιμότητας τα οποία αναμένεται να μην έχουν καλή υστερητική συμπεριφορά σε σύγκριση με τους φορείς υψηλής πλαστιμότητας τα οποία είναι συνήθως κτίρια κατασκευασμένα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1985 και τους σύγχρονους του και έχουν μεγάλη διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων (τουλάχιστον ίση με 2).

- Ο συντελεστής C_3 εξαρτάται από τον συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ ο οποίος αντιπροσωπεύει την συνεισφορά των φαινομένων β' τάξης (P-Δ) στην αύξηση των μετακινήσεων. Στην περίπτωση συνήθων κατασκευών με $\theta \leq 0,1$ ισχύει $C_3=1$, αλλά στην γενικότερη του μορφή υπολογίζεται από τη σχέση:

$$C_3 = 1 + 5 \frac{(\theta - 0,1)}{T}$$

Ο συντελεστής θ υπολογίζεται από τη σχέση (4.28) του ΕΚ8 δηλαδή:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$$

Όπου:

P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων ,

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και

h είναι το ύψος του ορόφου.

2.14.1.3. Βήματα υπολογισμού της συμπεριφοράς της κατασκευής

Υπολογισμός μεγεθών απόκρισης για την μετακίνηση του σημείου ελέγχου ίση με εκείνη της στοχευμένης μετακίνησης

Για κάθε βήμα οριζόντιας φόρτισης του φορέα σε κάθε μια από τις δύο διευθύνσεις X και Y υπολογίζονται όλα τα μεγέθη έντασης και παραμόρφωσης των δομικών μελών του. Όμως οι απαιτούμενοι έλεγχοι για την αποτίμηση της κατασκευής θα πρέπει να γίνουν με μεγέθη που προκύπτουν από την ταυτόχρονη θεώρηση των 2 οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης αλλά και των κατακόρυφων φορτίων. Τόσο ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και ο ΕΚ8 δίνουν οδηγίες για τον υπολογισμό των μεγεθών απόκρισης οι οποίες αφορούν τον συνδυασμό των συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης αλλά και τον συνδυασμό της σεισμικής διέγερσης με άλλες δράσεις.

Μεθοδολογία του Ευρωκώδικα 8

Σε ότι αφορά τον συνδυασμό των μεγεθών που προκύπτουν από την εφαρμογή των οριζόντιων φορτίων σε 2 οριζόντιες διευθύνσεις, προτείνεται η χρήση του κανόνα SRSS για ελέγχους οι οποίοι γίνονται με ένα μόνο μέγεθος έντασης ή παραμόρφωσης αλλά δεν

προτείνεται κάποιος συγκεκριμένος τρόπος επαλληλίας για μεγέθη που αναπτύσσονται ταυτόχρονα με την μεγιστοποίηση κάποιου άλλου (δηλαδή έλεγχοι με 2 ή περισσότερα μεγέθη όπως, π.χ., διατομών υποστυλωμάτων σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη). Στην περίπτωση αυτή μπορεί να γίνει με:

1. Εφαρμογή της μεθόδου που προτείνεται από τον ΕΑΚ 2003(ΟΑΣΠ, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2003) για τα μεγέθη της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου.
2. Να υπολογιστούν τα μεγέθη έντασης και παραμόρφωσης από τους συνδυασμούς:
 - $[\pm E_{\text{Edx}}] + [\pm 0,30 E_{\text{Edy}}]$
 - $[\pm 0,30 E_{\text{Edx}}] + [\pm E_{\text{Edy}}]$

Όπου:

E_{Edx} είναι τα μεγέθη από την εφαρμογή της σεισμικής δράσης κατά τη διεύθυνση X^5 ,

E_{Edy} είναι τα μεγέθη από την εφαρμογή της σεισμικής δράσης κατά τη διεύθυνση Y^6 .

Σε ότι αφορά τον συνδυασμό των μεγεθών που προκύπτουν από την σεισμική δράση και άλλες δράσεις, ο ΕΚ8 συστήνει τον συνυπολογισμό των κάθετων φορτίων κατά την εξαγωγή των μεγεθών απόκρισης. Ο υπολογισμός των μαζών πρέπει να γίνει βάσει του συνδυασμού:

$$G + \psi_E \cdot Q = G + (\phi \cdot \psi_2) \cdot Q$$

Ο υπολογισμός των κατακόρυφων φορτίων που θεωρείται ότι φορτίζουν τα δομικά μέλη κατά την σταδιακή επιβολή των οριζόντιων φορτίων θα γίνει βάσει του συνδυασμού:

$$G + \psi_2 \cdot Q$$

Μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σε ότι αφορά τον συνδυασμό των συνιστωσών της σεισμικής δράσης, η εισαγωγή των οριζόντιων φορτίων πρέπει να γίνει ταυτόχρονα και στις 2 διευθύνσεις αλλά τα φορτία που αντιστοιχούν στην μια διεύθυνση εφαρμόζονται κατά 100%, ενώ εκείνα που αντιστοιχούν στην άλλη διεύθυνση κατά 30%. Η εφαρμογή των φορτίων γίνεται μέχρι την διεύθυνση που εφαρμόζονται κατά 100% τα φορτία η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου να ισούται με την στοχευμένη μετακίνηση για την συγκεκριμένη διεύθυνση. Συνολικά όμως δεν αρκούν να γίνουν

^{5,6} Στην περίπτωση της ανάλυσης Pushover οι παραπάνω όροι αναφέρονται σε μεγέθη που προκύπτουν λόγω μετακίνησης του κόμβου ελέγχου ίσης με την στοχευμένη μετακίνηση για την διεύθυνση X και Y αντίστοιχα.

μόνο 2 αναλύσεις, αφού θα πρέπει να γίνει εφαρμογή των φορτίων αι στην αντίθετη κατεύθυνση και να ληφθούν υπόψη και οι τυχηματικές εκκεντρότητες e_{ax} και e_{ay} στην τοποθέτηση των φορτίων στην κάτοψη. Αυτό οδηγεί σε ένα σύνολο 8 αναλύσεων για καθένα από τα 4 σημεία εκατέρωθεν του ΚΒ της κάτοψης, δηλαδή σε ένα σύνολο 32 αναλύσεων.

Σε ότι αφορά τον συνδυασμό των μεγεθών της σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις, πρέπει να γίνουν όλοι εκείνοι οι έλεγχοι έναντι οριακής κατάστασης αστοχίας (Ο.Κ.Α.) που προδιαγράφονται από τους ισχύοντες κανονισμούς (δηλαδή τον ΕΚ8), επομένως τα μεγέθη έντασης και παραμόρφωσης που προκύπτουν από τα οριζόντια φορτία πρέπει να επαλληλίζονται με τα αντίστοιχα μεγέθη που προκύπτουν από τον συνδυασμό:

$$G+\psi_2\cdot Q$$

Έλεγχος για την εκπλήρωση των κριτηρίων της στάθμης επιτελεστικότητας

Δεν αρκεί μόνο η κατασκευή να έχει την ικανότητα να αντιστέκεται στην απαίτηση που εισάγει η σεισμική δράση. Ιδιαίτερα σημαντικό είναι να διαπιστωθεί αν πληρούνται οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού που έχουν τεθεί. Θα πρέπει δηλαδή να γίνει σύγκριση της ικανότητας της κατασκευής με την απαίτηση που έχει τεθεί για την κατασκευή, όπως αυτές υπολογίστηκαν με τη διαδικασία που περιγράφηκε στις ενότητες 2.13.1.1. και 2.13.1.2.

Η συμπεριφορά της κατασκευής καθορίζεται με βάση συγκεκριμένες στάθμες επιτελεστικότητας οι οποίες αναφέρονται σε επίπεδα βλαβών και αποτελούν οριακές καταστάσεις για τις οποίες πρέπει να διερευνηθεί αν η κατασκευή τις υπερβαίνει ή όχι. Κάθε επίπεδο βλάβης συνδέεται με ένα συγκεκριμένο επίπεδο σεισμικής διέγερσης το οποίο αντιστοιχεί σε μια περίοδο επαναφοράς της σεισμικής διέγερσης. Σχετικά με τις στάθμες επιτελεστικότητας έχει γίνει εκτενής αναφορά στις ενότητες 2.4 έως 2.12.

Συνοπτικά, αξίζουν να αναφερθούν τα παρακάτω:

Μεθοδολογία του Ευρωκώδικα 8

- Ο ΕΚ8 αναφέρει δύο θεμελιώδεις απαιτήσεις για τον σχεδιασμό και την κατασκευή κτιρίων σε σεισμικές περιοχές. Την απαίτηση μη κατάρρευσης και την απαίτηση περιορισμού βλαβών.

- Προκειμένου να ικανοποιηθούν οι παραπάνω δύο απαιτήσεις, οι φορείς ελέγχονται έναντι των οριακής κατάστασης αστοχίας και της οριακής κατάστασης περιορισμού βλαβών.
- Οι απαιτήσεις συνδέονται με τον καθορισμό επιπέδων βλάβης της κατασκευής με βάση τρεις οριακές καταστάσεις (στάθμες επιτελεστικότητας):
 - A. οριακή κατάσταση περιορισμού των βλαβών (DL),
 - B. οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (SD),
 - Γ. οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (NC).
- Οι στάθμες επιτελεστικότητας συσχετίζονται με επίπεδα σεισμικής διέγερσης (προσδιορίζονται σε όρους μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A) που αντιστοιχούν σε σεισμούς συγκεκριμένων περιόδων επαναφοράς:
 1. σεισμός περιόδου επαναφοράς 225 ετών (πιθανότητα υπέρβασης 20% σε 50 έτη),
 2. σεισμός περιόδου επαναφοράς 475 έτη (πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη),
 3. σεισμός περιόδου επαναφοράς 2475 ετών (πιθανότητα υπέρβασης 2% σε 50 έτη).
- Ο συνδυασμός των 3 σταθμών επιτελεστικότητας (A, B και Γ) και των 3 επιπέδων σεισμικής διέγερσης (1, 2 και 3) δίνουν 9 διαφορετικούς στόχους απαίτησης από τους οποίους οι 3 είναι γενικά μη αποδεκτοί (B1, Γ1, Γ2). Οι συνδιασμός A1-B2- Γ3 αντιστοιχεί στον βασικό στόχο που πρέπει να τηρούν οι νέες κατασκευές. Ο συνδιασμός A2-B3 αντιστοιχεί σε σχεδιασμό μεγαλύτερου επιπέδου ασφάλειας για κατασκευές υψηλής σπουδαιότητας. Ο στόχος A3 εκτός από το ότι οδηγεί σε υπέρμετρο κόστος, ίσως να είναι και πρακτικά ανέφικτος.
- Η απαίτηση για την στοχευμένη μετακίνηση θα προκύψει λαμβάνοντας υπόψη την τιμή της a_{gR} που θα προκύψει για κάθε ένα επίπεδο διέγερσης ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας. Η τιμή της a_{gR} μέσω του ελαστικού φάσματος θα οδηγήσει στον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης.

Μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει τρεις στάθμες επιτελεστικότητας υφιστάμενων κατασκευών για δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού:
 - A. αμεση χρήση μετά τον σεισμό,
 - B. προστασία ζωής,
 - Γ. αποφυγή οιονεί κατάρρευσης.

- Τα επίπεδα σεισμικής διέγερσης που προβλέπονται και τα οποία προσδιορίζονται σε όρους μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A είναι:
 1. Σεισμός με πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη 10% (αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς περίπου 475 έτη).
 2. Σεισμός με πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη 50% (αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς περίπου 72 έτη).
- Οι στόχοι της αποτίμησης (έλεγχοι εκπλήρωσης κριτηρίων που διέπουν τις στάθμες επιτελεστικότητας) προκύπτουν ως συνδυασμοί μεταξύ μιας στάθμης επιτελεστικότητας και μιας σεισμικής δράσης σχεδιασμού. Αφορούν μόνο τον φέροντα οργανισμό.

Η σύνδεση της ικανότητας, της απαίτησης και της συμπεριφοράς γίνεται με αριθμητικά κριτήρια με τα οποία γίνεται έλεγχος αν η ικανότητα καλύπτει την απαίτηση με συγκεκριμένη συμπεριφορά που καθορίζεται από το επίπεδο επιτελεστικότητας που έχει επιλεγεί. Αυτή η σύνδεση γίνεται σε επίπεδο δομικού μέλους ή σε επίπεδο φορέα.

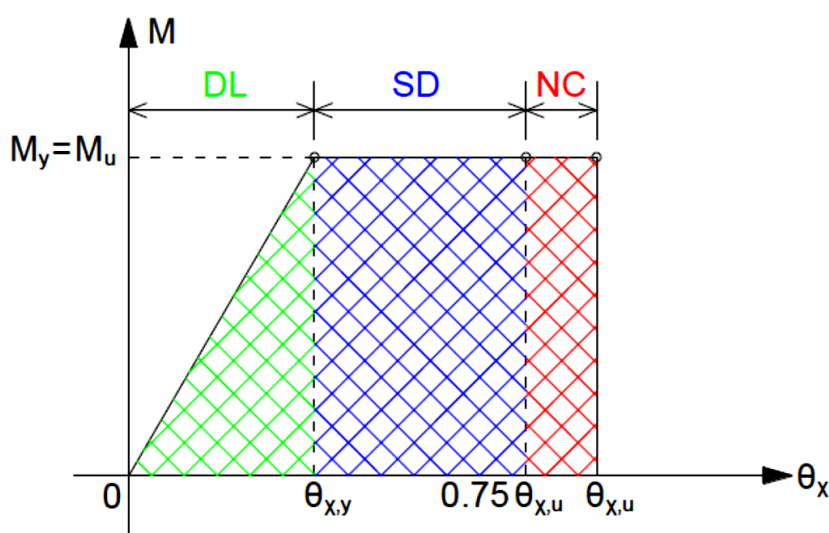
Έλεγχος σε επίπεδο δομικού μέλους

Σε επίπεδο μέλους γίνεται ορισμός συγκεκριμένων χαρακτηριστικών τιμών των στροφών χορδής για τις οποίες οριοθετούνται περιοχές στο διάγραμμα ροπών-στροφών χορδής που αντιστοιχούν σε προκαθορισμένες στάθμες επιτελεστικότητας. Γίνεται δηλαδή μια αποτίμηση σε όρους παραμορφώσεων του μέλους όμως αυτό ισχύει μόνο για καμπτική αστοχία (πλάστιμη)⁷.

Ο ΕΚ8 προδιαγράφει κριτήρια ελέγχων επιτελεστικότητας ανάλογα με το είδος της ανάλυσης (ελαστική ή ανελαστική) και τον μηχανισμό αστοχίας. Επίσης καθορίζει και τις οριακές τιμές παραμορφώσεων και των μεγεθών έντασης προκειμένου να ελεγχθούν τα δομικά μέλη.

- Για πλάστιμους μηχανισμούς αστοχίας η ικανότητα των δομικών μελών σε κάμψη με αξονική δύναμη ορίζεται σε όρους στροφής χορδής και προτείνονται οριακές τιμές που οριοθετούν τις 3 περιοχές που ορίζουν οι 3 στάθμες επιτελεστικότητας, όπως φαίνεται στο διάγραμμα της Εικόνας 2.8.

⁷ Για διατμητική (ψαθυρή) αστοχία συνίσταται και από τον ΕΚ8 και από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η διενέργεια ελέγχων με βάση τις τέμνουσες δυνάμεις και όχι τις παραμορφώσεις.



Εικόνα 2.8: Όρια τιμών της στροφής χορδής ανά στάθμη επιτελεστικότητας.

Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα αν για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με την στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην σε μια συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας προκύψει σε κάποιο δομικό μέλος στροφή χορδής που δεν βρίσκεται στα όρια της συγκεκριμένης στάθμης όπως παρουσιάζεται στο διάγραμμα της Εικόνας 2.8, τότε το μέλος αυτό δεν εκπληρώνει την επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας.

- Για ψαθυρούς μηχανισμούς αστοχίας ο έλεγχος πρέπει να γίνεται σε όρους δυνάμεων με έλεγχο υπέρβασης της διατμητικής αντοχής των μελών.

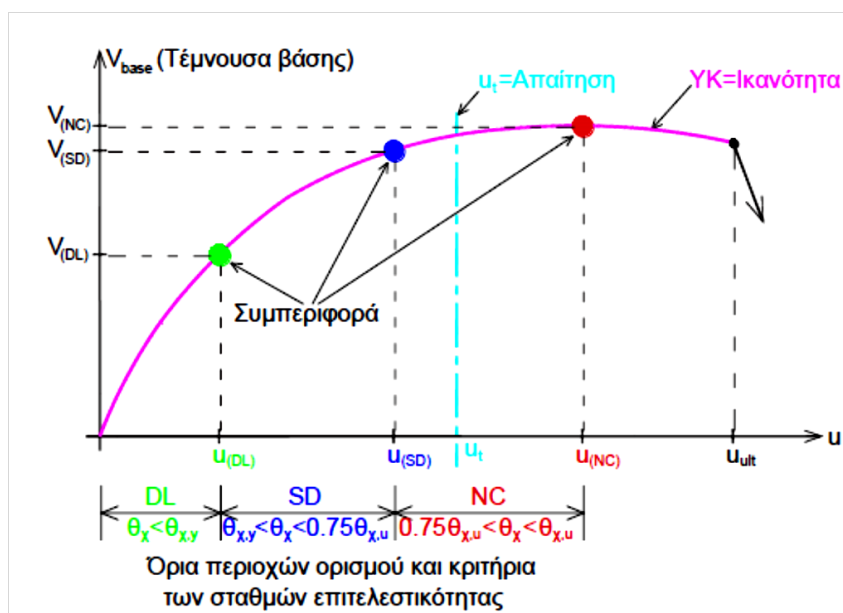
Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. εφαρμόζει παρόμοια μεθοδολογία με τον ΕΚ8 και πάλι ανάλογα με το είδος της ανάλυσης (ελαστική ή ανελαστική) και του δομικού μέλους (πλάστιμο ή ψαθυρό). Οι έλεγχοι διαφοροποιούνται με βάση την στάθμη επιτελεστικότητας.

Έλεγχος σε επίπεδο κατασκευής

Η κατασκευή θεωρείται ότι εκπληρώνει ένα επιλεγμένο επίπεδο επιτελεστικότητας όταν όλα τα πρωτεύοντα στοιχεία της εκπληρώνουν το κριτήριο του επιπέδου αυτού όπως αυτό εκφράζεται μέσω του διαγράμματος ροπών-στροφών χορδής για το καθένα. Πιο συγκεκριμένα:

- Η διαδικασία αποτίμησης γίνεται μέσω της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής.
- Εντοπίζονται πάνω στην καμπύλη ικανότητας τα εξής σημεία που αντιστοιχούν στις στάθμες επιτελεστικότητας:

- Το σημείο το οποίο αντιστοιχεί σε μετακίνηση του κόμβου ελέγχου τέτοια ώστε όλα τα πρωτεύοντα μέλη της κατασκευής πληρούν το κριτήριο του περιορισμού βλαβών ($\theta_x < \theta_{x,y}$).
- Το σημείο το οποίο αντιστοιχεί σε μετακίνηση του κόμβου ελέγχου τέτοια ώστε όλα τα πρωτεύοντα μέλη της κατασκευής πληρούν το κριτήριο των σημαντικών βλαβών ($\theta_x < 0,75 \cdot \theta_{x,u}$).
- Το σημείο το οποίο αντιστοιχεί σε μετακίνηση του κόμβου ελέγχου τέτοια ώστε όλα τα πρωτεύοντα μέλη της κατασκευής πληρούν το κριτήριο της οιονεί κατάρρευσης ($\theta_x < \theta_{x,u}$).
- Σχεδιάζεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας μια κατακόρυφη ευθεία η οποία διέρχεται από το σημείο που αντιστοιχεί στη στοχευμένη μετακίνηση της σεισμικής διέγερσης που έχει επιλεγεί για την αποτίμηση.
- Με βάση τα παραπάνω μπορεί να γίνει η αποτίμηση της κατασκευής για το επιλεγμένο επίπεδο σεισμικής δράσης.



Εικόνα 2.9: Σύνθετο διάγραμμα ικανότητας-απαίτησης μετακίνησης-συμπεριφοράς.

Τα παραπάνω συνοψίζονται στο διάγραμμα της Εικόνας 2.9 (Τεχνικός Οίκος Λογισμικού 2013). Στην Εικόνα 2.9 είναι φανερό ότι η κατασκευή πληροί μόνο το κριτήριο της στάθμης επιτελεστικότητας «οιονεί κατάρρευση» (NC), αλλά όχι τα κριτήρια των άλλων 2 σταθμών επιτελεστικότητας αφού η απαίτηση (στοχευμένη μετακίνηση) βρίσκεται στην περιοχή της στάθμης NC. Δηλαδή, η απαίτηση που τίθεται από τον σεισμό με τον οποίο γίνεται η αποτίμηση

αντιστοιχεί σε μια στοχευμένη μετακίνηση μεγαλύτερη από τις τιμές που αντιστοιχούν στις μετακινήσεις για τις οποίες τουλάχιστον ένα πρωτεύον δομικό μέλος δεν πληροί τα κριτήρια των σταθμών επιτελεστικότητας DL και SD. Συνεπώς, για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με την στοχευμένη μετακίνηση η κατασκευή δεν έχει την συμπεριφορά που χαρακτηρίζει τις στάθμες αυτές, αλλά μόνο εκείνη που είναι συμβατή με τα κριτήρια της στάθμης NC.

2.15. Ενίσχυση δομικών στοιχείων⁸

Στην παρούσα διατριβή χρησιμοποιήθηκαν δύο μέθοδοι ενίσχυσης της κατασκευής που μελετήθηκε: Η ενίσχυση με την κατασκευή μανδυνών σε υποστυλώματα και δοκούς και η ενίσχυση με την κατασκευή ενφαινούμενων τοιχωμάτων σε συγκεκριμένα πλαίσια του φορέα. Οι δύο μέθοδοι θα αναλυθούν περαιτέρω στη συνέχεια.

Οι μέθοδοι ενίσχυσης των υποστυλωμάτων και των δοκών τα οποία καλούνται να παραλάβουν φορτία που υπερβαίνουν την διαθέσιμη αντοχή τους διακρίνονται σε δύο κύριες κατηγορίες ανάλογα με το εάν με την ενίσχυση αυξάνεται ή όχι η διατομή του στοιχείου (Σπυράκος 2004). Πιο συγκεκριμένα:

1. Ενίσχυση με αύξηση της διατομής του δομικού στοιχείου.
2. Ενίσχυση χωρίς αύξηση της διατομής του δομικού στοιχείου.

2.15.1. Ενίσχυση χωρίς αύξηση της διατομής του μέλους

Για την ενίσχυση χωρίς την αύξηση της διατομής του στοιχείου εφαρμόζονται συνήθως τεχνικές που αποσκοπούν στην ενεργό περίσφιγξη του. Η συνηθέστερη τεχνική της κατηγορίας αυτής είναι η επικόλληση «υφασμάτων» σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή ή η επικόλληση χαλύβδινων διατομών. Τα «υφάσματα» από ινοπλισμένα πολυμερή τοποθετούνται στην περίμετρο των στοιχείων και έχουν εξαιρετικό λόγο βάρους προς αντοχή, προσδίδουν ανθεκτικότητα στην διάβρωση και εγκαθίστανται πολύ εύκολα. Η εφαρμογή τους τροποποιεί την αντοχή του στοιχείου τόσο την καμπτική όσο και τη διατμητική και την αξονική. Η τριαξονική θλίψη που επιβάλλεται στο σκυρόδεμα από την εξωτερική περίσφιγξη που επιβάλλει ο μανδύας ινοπλισμένων πολυμερών οδηγεί επίσης και στην αύξηση της πλαστιμότητας του στοιχείου, ενώ ο μανδύας συμβάλει και στην αποτροπή λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων του διαμήκους

⁸Οι βασικότεροι μέθοδοι ενίσχυσης των δομικών μελών ενός φορέα αναφέρθηκαν ήδη στην ενότητα 2.2. Στην παρούσα ενότητα θα γίνει αναφορά κυρίως στην μέθοδο ενίσχυσης υποστυλωμάτων και δοκών με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος η οποία εφαρμόστηκε στην παρούσα μελέτη.

οπλισμού στις περιοχές σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων, αλλά και βελτιώνει τις συνθήκες αγκύρωσης σε περίπτωση ανεπαρκούς μήκους υπερκάλυψης των διαμήκων οπλισμών στις περιοχές των ενώσεων.

2.15.2. Ενίσχυση με αύξηση της διατομής του μέλους

Για την ενίσχυση με αύξηση της διατομής εφαρμόζονται συνήθως τεχνικές όπως η κατασκευή μανδύα περιμετρικά του στοιχείου με την προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και πρόσθετου οπλισμού. Η τεχνική αυτή έχει επιπλέον πλεονεκτήματα όπως ο αυξημένος βαθμός πυροπροστασίας του δομικού μέλους, μείωση της λυγηρότητάς του, αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής του. Τα πλέον διαδεδομένα είδη μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζονται είναι οι μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα, από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και οι μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή κονιάματα (για περιπτώσεις πολύ μικρού πάχους ή πολύ πυκνού οπλισμού). Το συμβιβαστό των παραμορφώσεων μεταξύ παλαιού και νέου στοιχείου εξασφαλίζεται με χημικώς πακτωμένα αγκύρια (βλήτρα) στα οποία ηλεκτροσυγκολλείται ο νέος οπλισμός (διαμήκης και εγκάρσιος). Επειδή υπεισέρχονται όμως αβεβαιότητες στην ποιότητα κατασκευής του μανδύα και στον βαθμό συνεργασίας παλαιού και νέου σκυροδέματος, χρησιμοποιούνται συντελεστές μείωσης της μονολιθικότητας στο 80% της πλήρους τιμής της για μία αντίστοιχη νέα κατασκευή.

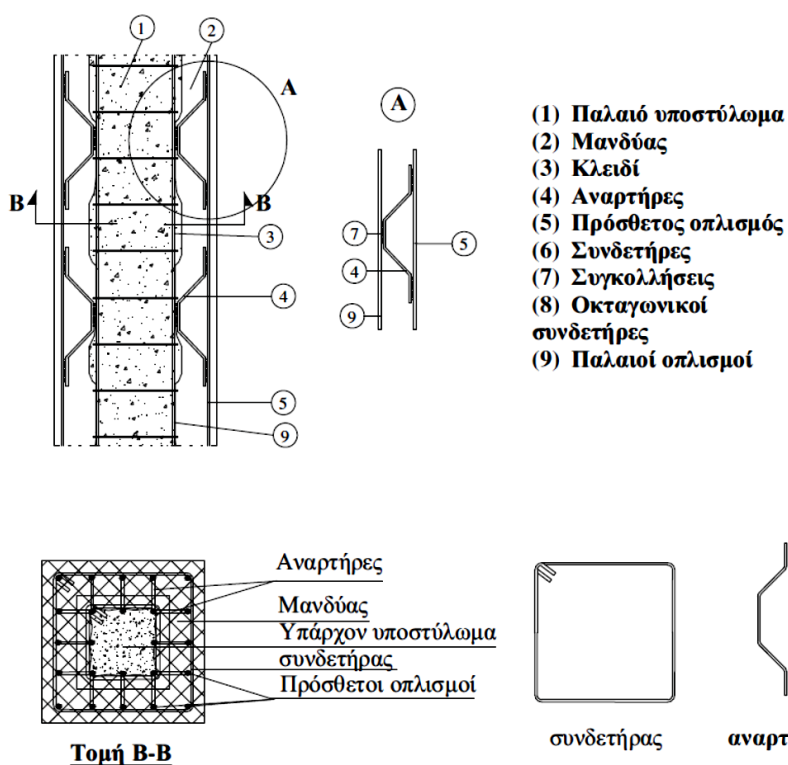
2.15.2.1. Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Η κατασκευή μανδυνών χρησιμοποιείται τόσο για την ενίσχυση υποστυλωμάτων, όσο και για την ενίσχυση δοκών. Εξασφαλίζει αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας των δομικών μελών. Ιδιαίτερης σημασίας είναι η ενίσχυση των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.10 (Κοκκινάκος 2011), αφού είναι σημεία τα οποία επιφορτίζονται με μεγάλες απαιτήσεις πλαστιμότητας και παραμόρφωσης.

Η ενίσχυση με την κατασκευή μανδυνών περιλαμβάνει την αύξηση της διατομής του μέλους με νέο σκυρόδεμα και διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά της υφιστάμενης διατομής. Μπορεί να γίνει ενίσχυση σε συγκεκριμένο τμήμα του μέλους (τοπικός μανδύας), είτε σε όλο το μήκος του (ολικός μανδύας) όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.11 (ΟΑΣΠ 2001). Το ελάχιστο πάχος για μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι 5 cm, ενώ για μανδύες έγχυτου σκυροδέματος είναι 8-12 cm. Είναι σημαντικό οι μανδύες να επεκτείνονται μέχρι την θεμελίωση και να αγκυρώνονται οι νέες διαμήκεις ράβδοι στα πέδιλα.



Εικόνα 2.10: Ενίσχυση στην περιοχή κόμβου δοκού-υποστυλώματος.



Εικόνα 2.11: Λεπτομέρεια κατασκευής περιμετρικού μανδύα σε υποστύλωμα.

Για την κατασκευή των μανδυνών ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία:

1. Αποφορτίζονται και υποστυλώνονται οι πλάκες και οι δοκοί που συντρέχουν στο υποστύλωμα που πρόκειται να ενισχυθεί.

2. Καθαίρεται το αποδιοργανωμένο σκυρόδεμα του υποστυλώματος και αποκαλύπτεται ο υφιστάμενος οπλισμός ο οποίος ελέγχεται και αντικαθίσταται αν χρειαστεί.
3. Διανοίγονται οπές στις θέσεις αγκύρωσης νέων ράβδων οπλισμού και όπου προβλέπονται βλήτρα. Οι πρόσθετοι διαμήκεις οπλισμοί αγκυρώνονται εκατέρωθεν σε πλάκες και δοκούς.
4. Γίνεται εκτράχυνση της επιφάνειας του σκυροδέματος σε βάθος τουλάχιστον 5mm για να αποκαλυφθούν τα αδρανή και καθαρίζεται η επιφάνεια.
5. Αγκυρώνονται τα βλήτρα και τοποθετούνται με ηλεκτροσυγκόλληση χαλύβδινα παρεμβλήματα (αναρτήρες) που συνδέουν τους παλιούς και τους νέους οπλισμούς
6. Τοποθετούνται νέοι πυκνοί συνδετήρες.
7. Καθαρίζονται οι επιφάνειες και τοποθετείται ξυλότυπος.
8. Διαβρέχεται το παλιό σκυρόδεμα και οι ξυλότυποι.
9. Διαστρώνεται το σκυρόδεμα, το οποίο συνήθως είναι αυτοσυμπυκνούμενο καθώς δεν μπορεί να γίνει χρήση δονητή.

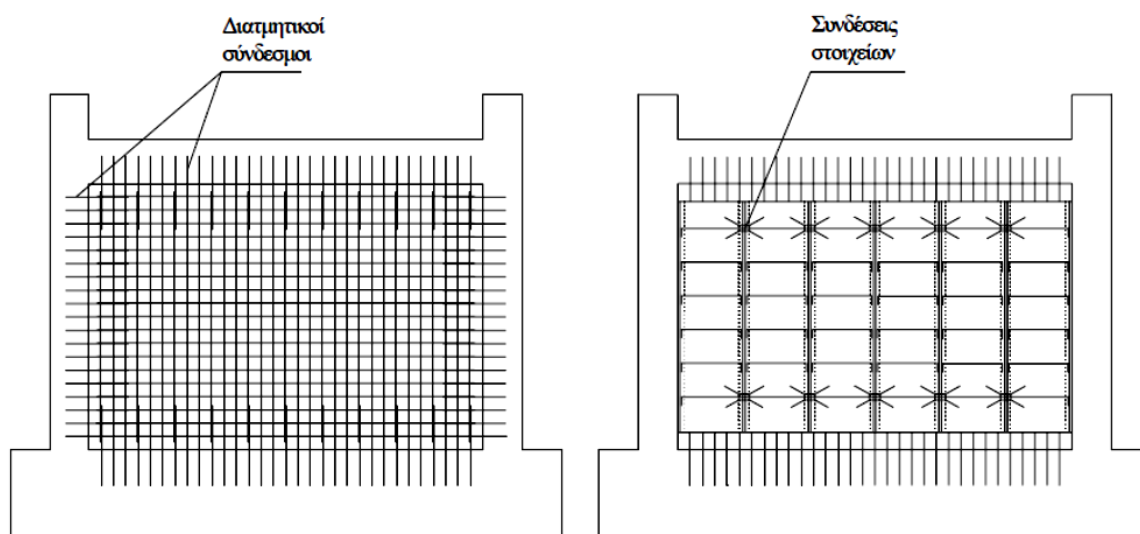
2.15.3. Ενφατνούμενα τοιχώματα

Τα ενφατνούμενα τοιχώματα προέρχονται από την πλήρωση του χώρου εντός ενός πλαισίου με οπλισμένο σκυρόδεμα. Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται όχι μόνο γιατί προσδίδει αντοχή και δυσκαμψία στην κατασκευή, αλλά γιατί με τον τρόπο αυτό μπορούν να διορθωθούν σφάλματα σχεδιασμού σχετικά με την μόρφωση του φορέα όπως πχ σε περιπτώσεις ασυμμετρίας στην κατανομή της δυσκαμψίας καθ' ύψος ή εκκεντρότητες δυσκαμψίας στην κάτοψη. Στα μειονεκτήματα της είναι η αύξηση του βάρους της κατασκευής και η μείωση της πλαστιμότητας της.

Οι συνηθέστερες τεχνικές προσθήκης τοιχωμάτων είναι:

- Η κατασκευή τοιχωμάτων από έγχυτο σκυρόδεμα.
- Η προσθήκη προκατασκευασμένων τοιχωμάτων (συμπαγών ή τύπου «σάντουιτς»).
- Η κατασκευή τοιχοποιίας από συμπαγείς οπτόπλινθους ή τσιμεντόπλινθους.

Τα τοιχώματα συνδέονται κατά μήκος της περιμέτρου τους με τα υφιστάμενα υποστυλώματα και την δοκό του πλαισίου με διατμητικούς συνδέσμους⁹ περιμετρικά, είτε χωρίς πλευρική σύνδεση όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.12 (ΟΑΣΠ 2001).



Εικόνα 2.12: Σύνδεση των νέων τοιχωμάτων με το υφιστάμενο πλαίσιο (περιμετρική ή μόνο οριζόντια)

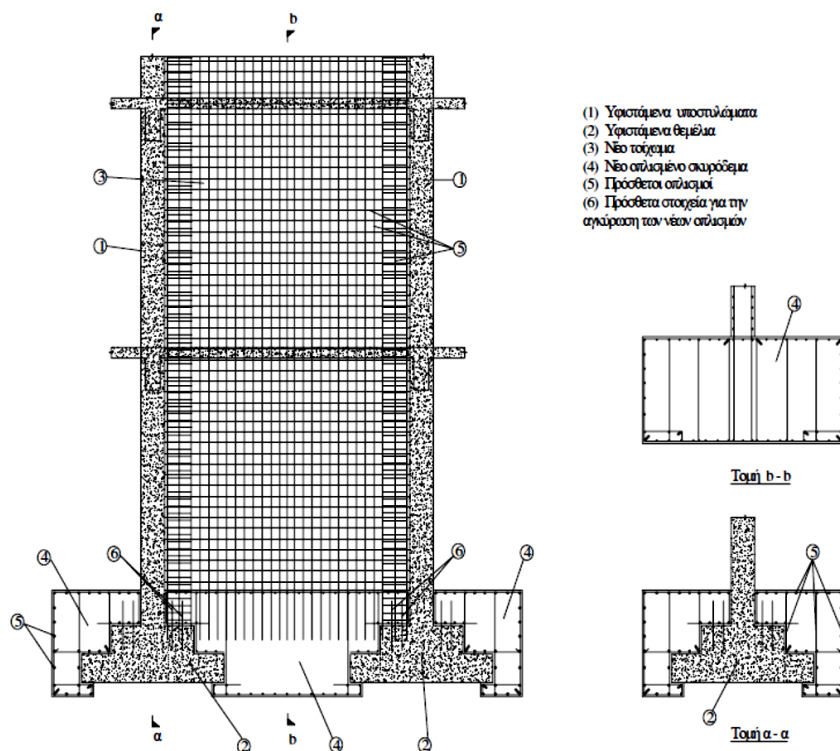
Επειδή στην περίπτωση σύνδεσης των τοιχωμάτων με τα υποστυλώματα, τα υποστυλώματα αποτελούν άκρα του νέου τοιχώματος (όπου αναμένεται ιδιαίτερα αυξημένη ένταση), τις περισσότερες φορές τα άκρα του νέου τοιχώματος επεκτείνονται σε ένα μανδύα περιμετρικά των υποστυλωμάτων των άκρων τους, ενισχύοντας έτσι αυτήν την περιοχή. Ιδιαίτερη σημασία έχει η εξασφάλιση της μεταφοράς των οριζόντιων δυνάμεων στα νεά τοιχώματα το οποίο σημαίνει ότι πρέπει να γίνεται έλεγχος στις στάθμες των ορόφων ότι οι δοκοί που συντρέχουν στο τοίχωμα έχουν επαρκή διαμήκη οπλισμό για την μεταφορά των οριζόντιων δράσεων του ορόφου, σε άλλη περίπτωση θα πρέπει να ενισχυθούν με τη προσθήκη νέων οριζόντιων στοιχείων σύνδεσης.

Η εξασφάλιση της συνέχειας στις διεπιφάνειες παλιού-νεου σκυροδέματος γίνεται με κατάλληλους διατμητικούς συνδέσμους (μηχανικά ή χημικά χαλύβδινα βλήτρα) αφού προηγηθεί εκτράχυση και καθαρισμός της επιφάνειας των παλαιών στοιχείων. Στις διεπιφάνειες γίνεται έλεγχος ώστε να εξασφαλιστεί ότι η διατμητική ένταση που αναπτύσσεται σ' αυτές τις διατομές¹⁰ μπορεί να αναληφθεί από τους μηχανισμούς αναληψης φορτίου που θα αναπτύξει η σύνδεση. Η

⁹ Εφόσον επιδιώκεται μια περισσότερο πλαστική συμπεριφορά για τον φορέα, τα τοιχώματα συνδέονται μόνο στις δοκούς, δηλαδή στο άνω και κάτω τμήμα τους, ενώ μεταξύ των υποστυλωμάτων αφήνεται ένα μικρό διάκενο.

¹⁰ Η εκτίμηση των δυνάμεων διάτμησης της διεπιφάνειας γίνεται συνήθως αγνοώντας την ολίσθηση μεταξύ των στοιχείων, δηλαδή θεωρώντας μονολιθική τη σύνδεση του τοιχώματος με το πλαίσιο.

Θεμελίωση των νέων τοιχωμάτων από σκυρόδεμα συνδέεται σε κάθε περίπτωση με την υφιστάμενη θεμελίωση, όπως παρουσιάζεται ενδεικτικά στην Εικόνα 2.13 (ΟΑΣΠ 2001).



Εικόνα 2.13: Θεμελίωση νέου τοιχώματος εντός υφιστάμενου πλαισίου.

2.15.4. Έλεγχος επάρκειας ενισχύσεων

Η προσθήκη νέων υλικών σε υφιστάμενα δομικά στοιχεία, αν και θεωρητικά συνεπάγεται μονολιθική συνεργασία των παλαιών και νέων υλικών, στην πραγματικότητα η μονολιθικότητα ως προς την αντίσταση κρίσιμων περιοχών ή ως προς την παραμόρφωση των δομικών μελών δεν είναι πλήρης αφού υπάρχουν μικρές σχετικές μετακινήσεις στις διεπιφάνειες (Τεχνικός Οίκος Λογισμικού 2014). Μικρές σχετικές ολισθήσεις οδηγούν σε κατανομή παραμορφώσεων τέτοια ώστε τελικά στο νέο στοιχείο να ενεργοποιούνται λιγότερο οι εσωτερικές δυνάμεις δηλαδή το σύνθετο μέλος να έχει μικρότερη αντίσταση. Η ανάλυση της ενισχυμένης κατασκευής ως γνωστόν μπορεί να γίνει είτε με ελαστικές, είτε με ανελαστικές μεθόδους.

Στην περίπτωση των ελαστικών μεθόδων, τα ενισχυμένα μέλη με μανδύα, θεωρείται ότι συμπεριφέρονται μονολιθικά με πλήρη σύμμεικτη δράση παλαιού-νέου σκυροδέματος. Ειδικά στα υποστυλώματα, το αξονικό φορτίο θεωρείται ότι πλέον δρα στην διατομή του ενισχυμένου μέλους. Επίσης, οι ιδιότητες του σκυροδέματος της νέας διατομής θεωρούνται ότι είναι εκείνες του σκυροδέματος του μανδύα.

Στην περίπτωση των ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης θεωρείται επίσης ότι οι διατομές είναι μονολιθικές και με αυτήν την θεώρηση υπολογίζονται τα διαγράμματα ροπών-στροφών. Όμως, οι τιμές των στροφών πολλαπλασιάζονται βάσει του ΕΚ8 με τον συντελεστή $k_{\theta y}=1,05$ αν η διεπιφάνεια παλαιού-νέου σκυροδέματος έχει εκτραχυνθεί και με τον συντελεστή $k_{\theta y}=1,25$ αν δεν έχει γίνει εκτράχυνση. Η στροφή αστοχίας της δοκού δεν μεταβάλλεται, ούτε και οι ροπές διαρροής M_y , όμως η τέμνουσα αντοχής V_R λαμβάνεται μειωμένη κατά 10%.

2.15.4.1. Έλεγχος των δοκών

Η αύξηση της αντοχής δοκών οπλισμένου σκυροδέματος σε κάμψη μπορεί να γίνει με την προσθήκη νέου οπλισμού στα πέλματα της και ενσωματώνεται πλήρως με μια νέα στρώση σκυροδέματος ώστε να σχηματιστεί ένας μονόπλευρος μανδύας Ο/Σ. Οι έλεγχοι της δοκού πραγματοποιούνται θεωρώντας την σύνθετη διατομή ως μονολιθική, όμως βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ. τα μεγέθη έντασης διαιρούνται με έναν συντελεστή 0,85 ή οι αντοχές πολλαπλασιάζονται με ένα συντελεστή 0,85.

Επιπλέον, απαιτείται και έλεγχος της διεπιφάνειας σε ικανότητα μεταβίβασης των φορτίων από τον αρχικό φορέα στο ενισχυμένο μέλος. Σε αυτήν την περίπτωση υπολογίζεται η διατμητική αντίσταση της διεπιφάνειας βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§ 8.1.1.) η οποία πρέπει να είναι τουλάχιστον 35% μεγαλύτερη από την δύναμη που δρα σε αυτήν. Η διατμητική αντίσταση της διεπιφάνειας εξαρτάται από το εμβαδόν της και από τους μηχανισμούς βλήτρου και τριβής μέσω των οποίων γίνεται η μεταβίβαση των δυνάμεων σε αυτήν.

2.15.4.2. Έλεγχος των υποστυλωμάτων

Η ανεπάρκεια των υποστυλωμάτων αντιμετωπίζεται με την προσθήκη μανδύα Ο/Σ ο οποίος δεν χρειάζεται να είναι απαραίτητα περιμετρικός. Ουσιαστικό είναι στην περίπτωση ενίσχυσης των κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων ο μανδύας να επεκτείνεται και να περιβάλλει και την περιοχή των κόμβων και την αμέσως επόμενη κρίσιμη περιοχή του στοιχείου. Όταν ενισχύονται και οι ακραίες περιοχές των δοκών, πρέπει να ξαναγίνεται έλεγχος ικανοτικού σχεδιασμού (εάν απαιτείται).

Όπως και στην περίπτωση των δοκών, η νέα σύνθετη διατομή θεωρείται μονολιθική. Η διατομή του μανδύα πρέπει να ελέγχεται σε ορθές και διατμητικές δυνάμεις λαμβάνοντας υπόψη την πιθανή ανακατανομή της έντασης μετά την επέμβαση, τις πιθανές βλάβες του αρχικού

μέλους και τον βαθμό που αυτές αποκαταστάθηκαν και στις συνθήκες υποστύλωσης για την ανάληψη φορτίων κατά την επέμβαση. Τα μεγέθη έντασης διαιρούνται με έναν συντελεστή 0,90 ή οι αντοχές πολλαπλασιάζονται με τον ίδιο συντελεστή.

Όπως αναφέρθηκε και για τις δοκούς, πρέπει να γίνεται έλεγχος για την ικανότητα της διεπιφάνειας στην μεταβίβαση των φορτίων από το αρχικό υποστύλωμα στο νέο. Σε αυτήν την περίπτωση βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§8.2.1.5) η αντίσταση της διεπιφάνειας σε διάτμηση πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την θλιπτική δύναμη του μανδύα (αυτή η δύναμη μεταφέρεται στην διεπιφάνεια ως διατμητική). Η διατμητική αντίσταση της διεπιφάνειας εξαρτάται μεταξύ άλλων από την θλιπτική δύναμη του μανδύα, τον μηχανισμό βλήτρου και τριβής, την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα, το πάχος του μανδύα και τον αριθμό των αναρτήρων και των βλήτρων.

Κεφάλαιο 3^ο: Λογισμικό προσομοίωσης

3.1. Εισαγωγή

Στην παρούσα διατριβή χρησιμοποιήθηκε για τις ανάγκες της ανάλυσης της κατασκευής το τεχνικό λογισμικό ΡΑΦ. Πρόκειται για ένα λογισμικό γραμμικής ελαστικής, στατικής και δυναμικής, ανάλυσης κτιριακών φορέων. Είναι προσανατολισμένο στην επίλυση τρισδιάστατων κτιριακών φορέων με διαφραγματική λειτουργία των πλακών όσον αφορά στη συμπεριφορά τους υπό σεισμική φόρτιση και η μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιεί είναι η κλασσική μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων.

Το λογισμικό έχει τη δυνατότητα ανάλυσης κτιρίων τα οποία προσομοιώνονται με τη βοήθεια ραβδωτών πεπερασμένων στοιχείων (Τεχνικός Οίκος Λογισμικού 2014). Για τον σκοπό αυτό, έχει ενσωματωμένο ένα γενικευμένο πεπερασμένο στοιχείο δοκού/υποστυλώματος με πολλαπλές δυνατότητες. Πέραν της κλασσικής στατικής ανάλυσης, το λογισμικό έχει την δυνατότητα πλήρους υλοποίησης των δυο γραμμικών μεθόδων υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης κατασκευών τις οποίες προτείνει ο ΕΚ8 στο εδάφιο 4.3.3.1(3), δηλαδή της:

- ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης¹¹, και της
- μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης¹².

Το εν λόγω λογισμικό έχει ενσωματωμένες ειδικές τεχνικές προσομοίωσης συγκεκριμένων τμημάτων μίας κτιριακής κατασκευής, όπως:

- Προσομοίωση άκαμπτων περιοχών στα άκρα δοκών / υποστυλωμάτων.
- Προσομοίωση ημι-άκαμπτων συνδέσεων δοκών – υποστυλωμάτων.

¹¹ Δυναμική φασματική μέθοδος κατά ΕΑΚ 2003.

¹² Απλοποιημένη φασματική μέθοδος κατά ΕΑΚ 2003.

- Προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας πλακών.
- Προσομοίωση τοιχωμάτων και πυρήνων με το μοντέλο του ισοδυνάμου πλαισίου.
- Προσομοίωση μεμονωμένων πεδίων θεμελίωσης.
- Προσομοίωση συνεχούς ελαστικής έδρασης πεδιλοδοκών και συνδετήριων δοκών.
- Προσομοίωση τοιχωμάτων υπογείου.

Η υλοποίηση των παραπάνω τεχνικών γίνεται αυτόματα και κατά κανόνα με κατάλληλους μαθηματικούς μετασχηματισμούς των μητρώων δυσκαμψίας και φόρτισης, έτσι ώστε να μην είναι αναγκαία η αυτόματη τοποθέτηση βοηθητικών στοιχείων τα οποία λόγω των μεγάλων τιμών οι οποίες ενδεχομένως θα πρέπει να δοθούν για τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών τους, μπορεί να προκαλέσουν αριθμητικές αστάθειες (χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών).

Θα πρέπει επίσης να σημειωθεί ότι υπάρχει δυνατότητα εκτέλεσης συγκεκριμένων αυτοελέγχων των αποτελεσμάτων του λογισμικού. Για τον σκοπό αυτό, έχει ενσωματωθεί στον κώδικα, τόσο η αυτόματη εκτέλεση ελέγχων ισορροπίας των κόμβων, όσο και η εκτέλεση ελέγχων καθολικής ισορροπίας των κτιρίων, ενώ εκτελείται και αυτόματος έλεγχος πλημμελούς στήριξης τόσο του προσομοιώματος όλου του κτιρίου, όσο και επιμέρους τμημάτων του.

3.2. Γενικές Παραδοχές

Το γενικό πλαίσιο των παραδοχών εντός των οποίων πραγματοποιούνται οι υπολογισμοί των κτιριακών κατασκευών από το ΡΑΦ συνίσταται από τα εξής βασικά σημεία:

- Γραμμικώς ελαστική συμπεριφορά υλικών (σκυρόδεμα / χάλυβας) για την ανάλυση,
- Μητρώα δυσκαμψίας, φόρτισης γεωμετρικώς γραμμικά,
- Επιλεκτική θεώρηση διατμητικών και αξονικών παραμορφώσεων των ραβδωτών στοιχείων,
- Διαφραγματική λειτουργία πλακών,
- Θεώρηση συμπαγών (και όχι λεπτότοιχων) διατομών,
- Προσομοίωση ενδοσιμότητας εδάφους με το μοντέλο Winkler.

3.3. Κανονισμοί

Στο λογισμικό ΡΑΦ καλύπτονται πλήρως οι διατάξεις των Κανονισμών για τη μελέτη κτιρίων με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα:

- Ευρωκώδικας 0 για τους συνδυασμούς δράσεων.
- Ευρωκώδικας 1 για τις τιμές των φορτίων των κτιρίων.
- Ευρωκώδικας 2-1 για τον έλεγχο των διατομών των δομικών στοιχείων του κτιρίου.
- Ευρωκώδικας 8-1 για τον αντισεισμικό υπολογισμό, τους ικανοτικούς ελέγχους και τους γενικούς ελέγχους του κτιρίου.

3.4. Ανάλυση για στατικά φορτία

Γενικά, ο υπολογισμός ενός φορέα με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων πραγματοποιείται με βάση τα στάδια που περιγράφονται στη συνέχεια. Πρέπει να αναφερθεί ότι η συνοπτική περιγραφή της μεθόδου είναι κυρίως προσανατολισμένη σε φορείς αποτελούμενους από ραβδωτά στοιχεία.

3.4.1. Διακριτοποίηση του φορέα

Κατά το αρχικό αυτό στάδιο, ο φορέας «διασπάται» σε έναν αριθμό πεπερασμένων στοιχείων. Στην περίπτωση που ο φορέας συνίσταται αποκλειστικά από ραβδωτά στοιχεία, η διαδικασία διακριτοποίησης δεν εισάγει κάποια ιδιαίτερη δυσκολία. Και αυτό γιατί στην περίπτωση αυτή είναι διαθέσιμη η «ακριβής» μαθηματική λύση της διαφορικής εξίσωσης η οποία διέπει την μηχανική συμπεριφορά των στοιχείων αυτών. Οπότε, ο αριθμός των πεπερασμένων στοιχείων προκύπτει από τα ευθύγραμμα τμήματα του φορέα μεταξύ σημείων γεωμετρικής ασυνέχειας (αρθρώσεις), και αλλαγής διεύθυνσης (γωνίες) των αξόνων των στοιχείων. Αντίθετα στην περίπτωση φορέων οι οποίοι συντίθενται και από επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, η μη ύπαρξη αναλυτικών λύσεων των αντίστοιχων διαφορικών εξισώσεων των στοιχείων αυτών, καθιστά τη διακριτοποίηση μια πιο σύνθετη διαδικασία, η οποία εξαρτάται μεταξύ άλλων από τη γεωμετρία, και τη μορφή της φόρτισης του φορέα.

3.4.2. Εξισώσεις μεμονωμένων πεπερασμένων στοιχείων

Μετά τη διακριτοποίηση του φορέα, εξετάζεται κάθε πεπερασμένο στοιχείο ξεχωριστά. Το ζητούμενο κατά το στάδιο αυτό, είναι η περιγραφή της μηχανικής συμπεριφοράς του μεμονωμένου μέλους. Σε μαθηματικό επίπεδο, αυτό σημαίνει ότι γίνεται θεώρηση των σχέσεων που συνδέουν τα μεγέθη έντασης $[s_{loc}]$ με τα εργικώς ανάλογα μεγέθη μετακίνησης (βαθμοί ελευθερίας ή β.ε.) $[u_{loc}]$ στους κόμβους του. Ο συσχετισμός των μεγεθών έντασης, με τα μεγέθη μετακίνησης επιτυγχάνεται με την βοήθεια των τοπικών μητρώων δυσκαμψίας $[K_{loc}]$, και μέσω της παρακάτω μητρωϊκής σχέσης:

$$[K_{loc}^i] \cdot [u_{loc}^i] = [s_{loc}^i] \quad (3.1)$$

Ο δείκτης (loc) υποδηλώνει ότι τα παραπάνω μητρώα αναφέρονται στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων του εκάστοτε πεπερασμένου μέλους, ενώ ο εκθέτης i αναφέρεται στο τυχαίο πεπερασμένο στοιχείο, από το σύνολο των N_e πεπερασμένων στοιχείων στα οποία διακριτοποιείται ένας φορέας).

Πρέπει να τονιστεί ότι στις αναλύσεις τριδιάστατων φορέων που συντίθενται από ραβδωτά στοιχεία οι δυνατότητες μετακίνησης του κάθε κόμβου ενός μέλους (δηλαδή οι β.ε.) είναι γενικώς 6. Αυτό σημαίνει ότι τα μητρώα δυσκαμψίας των στοιχείων έχουν διαστάσεις 12×12 , ενώ τα διανύσματα των μεγεθών έντασης και μετακίνησης 12×1 . Επιπλέον των μητρώων δυσκαμψίας, θα πρέπει να είναι επίσης διαθέσιμες και οι σχέσεις από τις οποίες υπολογίζονται τα μεγέθη έντασης στους κόμβους των στοιχείων λόγω της εξωτερικής τους φόρτισης. Οι σχέσεις αυτές υπεισέρχονται στα διανύσματα φορτίου των στοιχείων $[p_{loc}]$.

3.4.3. Σύνθεση του διακριτοποιημένου φορέα – συνθήκες στήριξης

Μετά το δεύτερο στάδιο της διαδικασίας, είναι πλέον διαθέσιμες οι μητρωϊκές σχέσεις της μορφής (3.1) για τα N_e στοιχεία του προς επίλυση φορέα. Όλα τα μητρώα που υπεισέρχονται στη σχέση αυτή, καθώς και τα αντίστοιχα μητρώα φόρτισης αναφέρονται στα τοπικά συστήματα συντεταγμένων του εκάστοτε μέλους. Στόχος του τρίτου σταδίου της διαδικασίας είναι πλέον η «επανασύνθεση» του διακριτοποιημένου φορέα. Στο σημείο αυτό υπεισέρχεται και η έννοια του καθολικού συστήματος συντεταγμένων του φορέα (το οποίο καθορίζεται από τον μελετητή ή είναι προκαθορισμένο από το λογισμικό) που είναι το σημείο αναφοράς ως προς το οποίο

καθορίζεται μονοσήμαντα η θέση του κάθε μέλους εντός του δομικού συμπλέγματος. Για την εκπλήρωση του στόχου του συγκεκριμένου σταδίου της διαδικασίας, γίνεται η άμεση «τοποθέτηση» των μητρώων δυσκαμψίας των στοιχείων στο καθολικό μητρώο δυσκαμψίας του φορέα. Πριν όμως την εκτέλεση αυτής της διαδικασίας θα πρέπει να προηγηθούν δυο συγκεκριμένες ενέργειες:

- Ο μετασχηματισμός των μητρώων δυσκαμψίας και φόρτισης των στοιχείων από το τοπικό σύστημα συντεταγμένων τους, στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων του φορέα, με τη βοήθεια των παρακάτω μητρωϊκών μετασχηματισμών:

$$[K_{glob}^i] = [T_{g.t}^i]^T \cdot [K_{loc}^i] \cdot [T_{g.t}^i] \quad (3.2)$$

$$[p_{glob}^i] = [T_{g.t}^i]^T \cdot [p_{loc}^i] \quad (3.3)$$

Όπου $[T_{g.t}^i]$ είναι το μητρώο γεωμετρικού μετασχηματισμού του i μέλους. Οι όροι του εξαρτώνται από τις γωνίες που σχηματίζουν οι τοπικοί άξονες του μέλους, με τους άξονες του καθολικού συστήματος.

- Η αντιστοίχιση των β.ε. των κόμβων του κάθε μέλους με τους β.ε. των κόμβων του φορέα γίνεται με τη βοήθεια κατάλληλων μητρώων.

Το καθολικό μητρώο δυσκαμψίας του φορέα είναι διαστάσεων $(6m \times 6m)$, όπου m είναι ο αριθμός των κόμβων του φορέα, ενώ ο αριθμός 6 είναι ο αριθμός των β.ε. του κάθε κόμβου στο χώρο. Μετά τη σύνθεση του, το καθολικό μητρώο δυσκαμψίας του φορέα είναι μη αντιστρέψιμο. Για να καταστεί αντιστρέψιμο θα πρέπει να εισαχθούν οι συνθήκες στήριξης του φορέα (συνοριακές συνθήκες), οι οποίες πρέπει να είναι τόσες (ή περισσότερες) έτσι ώστε να μην επιτρέπουν στον φορέα να κινηθεί ως στερεό σώμα. Η εισαγωγή των συνθηκών στήριξης στο καθολικό μητρώο δυσκαμψίας οδηγεί σε μείωση των προς επίλυση εξισώσεων. Έτσι η τελική μορφή της μητρωϊκής εξίσωσης που αποτελεί τη βασική εξίσωση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων είναι:

$$[K_{tot,glob}] \cdot [u_{tot,glob}] = [p_{n,glob}] - [p_{tot,glob}] \quad (3.4)$$

Όπου:

- $[K_{tot,glob}]$ είναι το καθολικό μητρώο δυσκαμψίας του φορέα με την θεώρηση των συνθηκών στήριξης,

- $[u_{tot, glob}]$ είναι το διάνυσμα των αγνώστων μετακινήσεων εκφρασμένο στο καθολικό σύστημα,
- $[p_{n, glob}]$ είναι το διάνυσμα των επικόμβιων φορτίων του φορέα εκφρασμένο στο καθολικό σύστημα,
- $[p_{tot, glob}]$ είναι το διάνυσμα των υπόλοιπων φορτίων του φορέα εκφρασμένο στο καθολικό σύστημα.

3.4.4. Επίλυση εξισώσεων ισορροπίας

Από την επίλυση της μητρωϊκής εξίσωσης (3.3) προκύπτουν οι άγνωστες μετακινήσεις του φορέα εκφρασμένες στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων. Κατά κανόνα για τις συνήθεις κατασκευές το μέγεθος του προβλήματος (δηλ. ο αριθμός των αγνώστων) είναι μεγάλος. Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιούνται ειδικές αριθμητικές μέθοδοι οι οποίες μπορούν να διακριθούν σε άμεσες (π.χ., μέθοδος απαλοιφής Gauss, μέθοδος Cholesky κ.τ.λ.) και επαναληπτικές (π.χ., μέθοδος Jacobi, μέθοδος Gauss-Seidel, κλπ.).

3.4.5. Υπολογισμός – Μετεπεξεργασία αποτελεσμάτων

Μετά και την επίλυση της μητρωϊκής εξίσωσης (3.3) είναι πλέον διαθέσιμες οι μετακινήσεις των κόμβων του φορέα εκφρασμένες στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων. Για τον υπολογισμό των τελικών ζητούμενων τα οποία είναι τα μεγέθη έντασης στους κόμβους των στοιχείων, αλλά ενδεχομένως και σε επιλεγμένα σημεία στο εσωτερικό τους, θα πρέπει κατ' αρχήν να εντοπιστούν οι μετακινήσεις των κόμβων τους από το διάνυσμα $[u_{tot, glob}]$, με τη βοήθεια του μητρώου αντιστοιχίας των β.ε. των στοιχείων με τους β.ε. του φορέα:

$$[u_{tot, glob}] \rightarrow [u_{glob}^i] \quad (3.5)$$

Στη συνέχεια, υπολογίζονται τα ζητούμενα μεγέθη έντασης στους κόμβους των στοιχείων εκφρασμένα στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων τους με εφαρμογή της σχέσης:

$$[s_{loc}^i] = [T_{g.t}^i] \cdot [K_{glob}^i] \cdot [u_{glob}^i] + [p_{loc}^i] \quad (3.6)$$

Σε ότι αφορά τα μεγέθη έντασης σε ενδιάμεσα σημεία του μέλους, ο υπολογισμός τους μπορεί να γίνει με εφαρμογή της μεθόδου των αρχικών παραμέτρων. Σύμφωνα με την συγκεκριμένη μέθοδο ο υπολογισμός οποιουδήποτε μεγέθους έντασης ή μετακίνησης σε συγκεκριμένο σημείο στο εσωτερικό ενός ραβδωτού μέλους πραγματοποιείται με βάση τα μεγέθη έντασης και μετακίνησης στον έναν από τους δύο κόμβους του και του μητρώου μετασχηματισμού.

3.5. Επίλυση του ιδιοπροβλήματος

Στην προηγούμενη παράγραφο έγινε μια συνοπτική υπενθύμιση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων για την επίλυση ενός φορέα για στατικά φορτία. Η ανάγκη όμως για αντισεισμικό υπολογισμό των κτιριακών φορέων, επιβάλλει και τον προσδιορισμό της σεισμικής τους απόκρισης. Η βασική μέθοδος υπολογισμού που επιβάλλει ο ΕΚ8, είναι η Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (ανάλογη της Δυναμικής φασματικής μεθόδου του ΕΑΚ2003). Κεντρική θέση στην διαδικασία εφαρμογής της συγκεκριμένης μεθόδου, κατέχει η ιδιομορφική ανάλυση του φορέα, δηλαδή ο προσδιορισμός των ιδιοπεριόδων, και των ιδιομορφών του. Κατά συνέπεια, είναι απαραίτητη η επίλυση του προβλήματος της ιδιοταλάντωσης. Για την επίλυση αυτή απαιτείται αρχικά – πέραν της «ελαστικής» διακριτοποίησης από την οποία προκύπτει το στατικό προσομοίωμα – η «αδρανειακή» διακριτοποίηση του φορέα, δηλαδή ο προσδιορισμός των κόμβων όπου θα τοποθετηθούν «σημειακά» οι επί μέρους μάζες του έτσι ώστε να προκύψει ένα διακριτό πολυβάθμιο σύστημα, το οποίο ονομάζεται δυναμικό προσομοίωμα (τα δυο αυτά προσομοιώματα διαφέρουν κατά κανόνα στον αριθμό των β.ε. που λαμβάνουν υπόψη).

Η μητρώικη εξίσωση της ιδιοταλάντωσης από την οποία υπολογίζονται οι ιδιοσυχνότητες, και κατόπιν και όλα τα υπόλοιπα δυναμικά χαρακτηριστικά ενός διακριτού πολυβάθμιου συστήματος είναι:

$$[K_{tot, glob}] \cdot [\varphi] - \omega^2 \cdot [M] \cdot [\varphi] = [0] \quad (3.7)$$

Όπου:

- $[K_{tot, glob}]$ είναι το καθολικό μητρώο δυσκαμψίας του φορέα, λαμβάνοντας υπόψη την επιβολή των συνθηκών στήριξης, το οποίο χρησιμοποιείται και για την επίλυση για στατικά φορτία,

- $[M]$ είναι το μητρώο μάζας του φορέα το οποίο για διακριτά συστήματα έχει μη μηδενικούς μόνον τους διαγώνιους όρους του,
- ω είναι ιδιοσυχνότητα του φορέα,
- $[\phi]$ είναι το ιδιοδιάνυσμα του οποίου αντιστοιχεί στην ιδιοσυχνότητα ω .

Από την επίλυση της παραπάνω σχέσης προκύπτουν N τιμές των ιδιοσυχνοτήτων του φορέα. Ο αριθμός N είναι ίσος με τον αριθμό των «δυναμικών» β.ε. του φορέα. Ο αριθμός αυτός δεν θα πρέπει να συγχέεται με τον αριθμό των «ελαστικών» β.ε. του φορέα (δηλαδή των β.ε. του στατικού προσομοιώματος), εφόσον κατά την αδρανειακή διακριτοποίηση, οι μάζες που τοποθετούνται δεν αντιστοιχούν κατά κανόνα σε όλους του β.ε. των κόμβων, ούτε και τοποθετούνται σε κάθε κόμβο. Επομένως, ο αριθμός N είναι κατά πολύ μικρότερος του συνόλου των «ελαστικών» β.ε. ενός φορέα, ειδικά όταν υφίσταται διαφραγματική λειτουργία των πλακών του. Για παράδειγμα, σε ένα τριώροφο κτίριο το οποίο έχει 9 κόμβους ανά όροφο, ενώ όλοι οι κόμβοι στην βάση του είναι πλήρως πακτωμένοι. Συνεπώς, εφόσον κάθε κόμβος έχει 6 β.ε., ότι συνολικά οι ενεργοί «ελαστικοί» β.ε. είναι $3 \times 9 \times 6 = 162$.

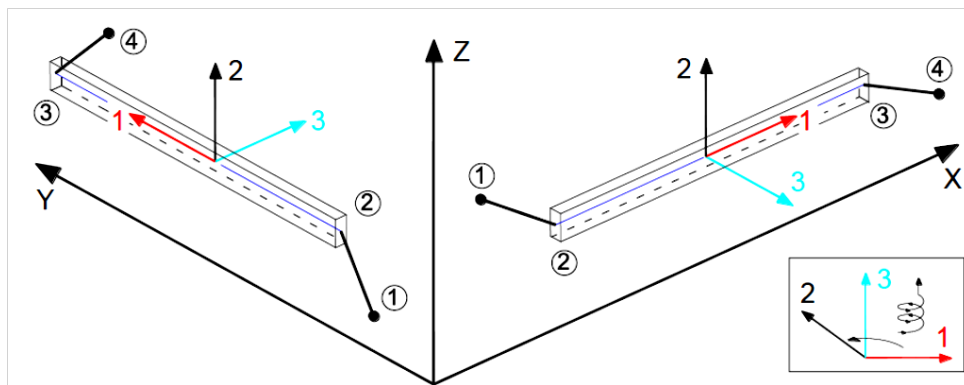
Αν κατά την δυναμική φασματική ανάλυση του κτιρίου θεωρηθεί ότι οι πλάκες του λειτουργούν ως διαφράγματα τότε η κίνηση των κόμβων του κάθε ορόφου μπορεί να καθοριστεί μονοσήμαντα από την κίνηση ενός τυχόντος σημείου του (π.χ., του κέντρου βάρους του). Επειδή όμως τα διαφράγματα εκτελούν επίπεδη κίνηση στερεού δίσκου, η κίνηση τους περιγράφεται από τρεις μόνον παραμέτρους (δυο μετατοπίσεις με διανύσματα εντός του επιπέδου του ορόφου, και μια στροφή γύρω από άξονα κάθετο στο επίπεδο του ορόφου). Επομένως, οι «δυναμικοί» β.ε. του κάθε ορόφου είναι 3. Έτσι για το τριώροφο κτίριο του παραδείγματος, το σύνολο των «δυναμικών» β.ε. είναι: $3 \times 3 = 9$.

Αντίστοιχα, ορίζονται και N διαφορετικά μεταξύ τους ιδιοδιανύσματα $[\phi]$ τα οποία αποτελούν τους ανεξάρτητους κύριους τρόπους ταλάντωσης ενός διακριτού πολυβάθμιου συστήματος, και ονομάζονται ως γνωστόν ιδιομορφές ταλάντωσης. Για την επίλυση του προβλήματος της ιδιοταλάντωσης υπάρχουν πολλές αριθμητικές μέθοδοι οι οποίες είναι επαναληπτικές (iterative methods) και η χρήση τους επιβάλλεται όταν το προς επίλυση σύστημα-φορέας διαθέτει πολύ μεγάλο αριθμό β.ε. Ενδεικτικά αναφέρονται μέθοδοι όπως η simultaneous iteration method, η sub-space iteration method, κ.α. Μετά την επίλυση του ιδιοπροβλήματος, ακολουθεί ο υπολογισμός της ιδιομορφικής απόκρισης και γενικά όλη η υπόλοιπη διαδικασία του αντισεισμικού υπολογισμού όπως περιγράφεται στον ΕΚ8.

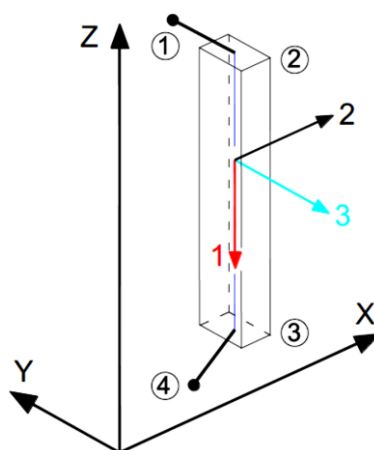
τις αξονικές αλλά και τις διατμητικές παραμορφώσεις, έχοντας παράλληλα και την δυνατότητα να αγνοηθούν οι διατμητικές παραμορφώσεις (κατά την θεωρία Euler).

Τα 3 τμήματα συνδέονται μέσω στροφικών ελατηρίων που τοποθετούνται στους 2 εσωτερικούς κόμβους (ημιάκαμπτες συνδέσεις), ενώ έχουν όλα ενσωματωμένη και επιλεκτικά ενεργοποιούμενη από τον χρήστη συνεχή ελαστική έδραση.

Το κάθε ραβδόμορφο στοιχείο έχει το δικό του τοπικό δεξιόστροφο σύστημα συντεταγμένων ως προς το οποίο ορίζονται τόσο οι ιδιότητες της διατομής του, όσο και τα μεγέθη έντασης του. Η προκαθορισμένη κατεύθυνση των αξόνων του τοπικού συστήματος σε οριζόντια στοιχεία παρουσιάζεται στην Εικόνα 3.2, ενώ για κατακόρυφα στοιχεία στην Εικόνα 3.3. Η προκαθορισμένη διεύθυνση των τοπικών αξόνων 2 και 3 μπορεί να αλλάξει από τον χρήστη, ενώ η θετική διεύθυνση του τοπικού άξονα 1 είναι πάντα από τον κόμβο 2 προς τον κόμβο 3.



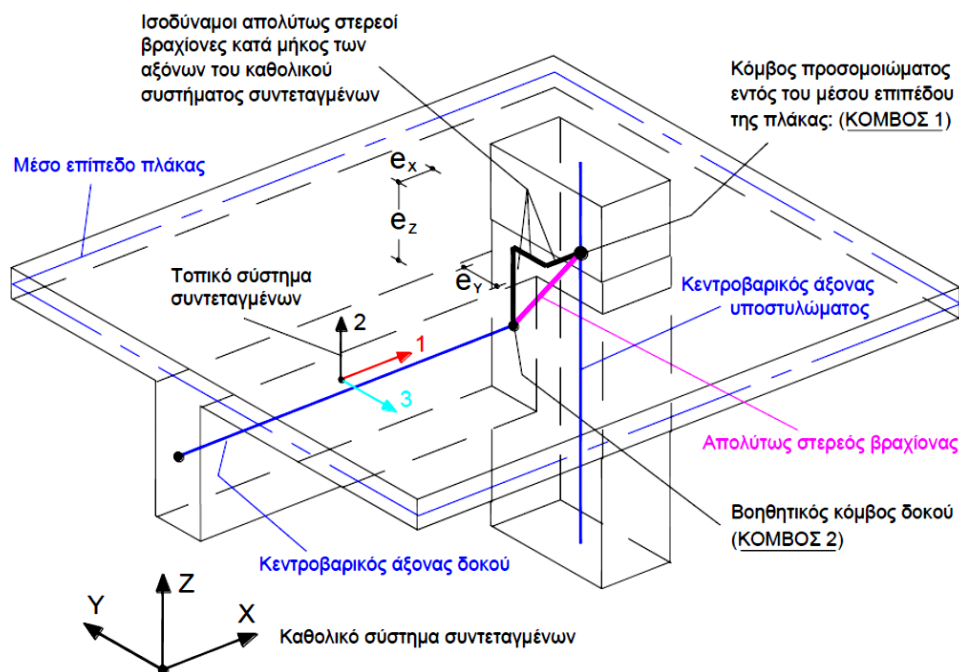
Εικόνα 3.2: Η προκαθορισμένη κατεύθυνση των αξόνων του τοπικού συστήματος σε οριζόντια στοιχεία.



Εικόνα 3.3: Η προκαθορισμένη κατεύθυνση των αξόνων του τοπικού συστήματος σε κατακόρυφα στοιχεία.

3.6.1. Στερεοί βραχίονες

Η προσομοίωση της σύνδεσης των δομικών μελών είναι μεγάλης σημασίας για την ορθή απόδοση της μηχανικής τους συμπεριφοράς. Σε ένα πλαίσιο, οι κόμβοι αυτοί τοποθετούνται εντός του μέσου επιπέδου των πλακών και επίσης στα κέντρα βάρους της διατομής των κατακόρυφων στοιχείων και κατά τις 2 οριζόντιες διευθύνσεις. Στις δοκούς, οι κόμβοι αρχής και τέλους οι οποίοι ορίζουν τους κεντροβαρικούς άξονες τοποθετούνται στις παρειές των διατομών των στοιχείων με τα οποία συνδέονται όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 3.4, όμως αυτό δημιουργεί εκκεντρότητα στην τοποθέτηση των κόμβων αυτών ως προς τους βασικούς κόμβους του προσομοιώματος. Επειδή οι περιοχές σύνδεσης των δομικών στοιχείων θεωρούνται στερεές, υπάρχουν 2 τρόποι για να ληφθούν υπόψη οι εκκεντρότητες αυτές.



Εικόνα 3.4: Το πρόβλημα της προσομοίωσης των έκκεντρων συνδέσεων των δοκών με τους βασικούς κόμβους του χωρικού προσομοιώματος.

Πιο συγκεκριμένα, είναι δυνατόν είτε να τοποθετηθούν στο προσομοίωμα του πλαισίου στερεά ραβδωτά στοιχεία (στερεοί βραχίονες) μεταξύ των κόμβων 1 και 2 (βλ. Εικόνα 3.1) με κατάλληλες ιδιότητες διατομής για την προσομοίωση της μεγάλης τους ακαμψίας. Εναλλακτικά, μπορούν να γίνουν κατάλληλοι μαθηματικοί μετασχηματισμοί των μητρώων δυσκαμψίας και φόρτισης των στοιχείων. Η τελευταία μέθοδος, την οποία χρησιμοποιεί και το πρόγραμμα, είναι προτιμότερη αφού αποτρέπει την εμφάνιση προβλημάτων αριθμητικής φύσεως λόγω των μεγάλων τιμών που απαιτούνται για τις ιδιότητες των διατομών των στερεών βραχιόνων. Πιο

συγκεκριμένα, γίνεται αναγωγή των μεγεθών έντασης που συνθέτουν τα μητρώα φόρτισης και δυσκαμψίας του εσωτερικού (εύκαμπτου) τμήματος του στοιχείου και αναφέρονται στους κόμβους 2 και 3, σε μεγέθη έντασης που αναφέρονται στους εξωτερικούς κόμβους 1 και 4 στα άκρα του στοιχείου. Ανάλογα ισχύουν και για τα μεγέθη μετακίνησης.

3.7. Θεμελίωση

Η προσομοίωση του εδάφους γίνεται με το προσομοίωμα Winkler. Βασίζεται στην παραδοχή ότι το έδαφος είναι ένα ελαστικό υπόβαθρο το οποίο μπορεί να προσομοιωθεί με μια σειρά ανεξάρτητων κατακόρυφων ελατηρίων, πυκνά τοποθετημένων μεταξύ τους όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.5 (Τεχνικός Οίκος Λογισμικού, Εγχειρίδιο Θεωρητικής Τεκμηρίωσης ΡΑΦ 2014). Η κατακόρυφη μετατόπιση σε οποιοδήποτε σημείο της φορτιζόμενης επιφάνειας του εδάφους είναι ανάλογη της κατακόρυφης επιφανειακής φόρτισης στο σημείο αυτό και η σχέση που τις συνδέει είναι:

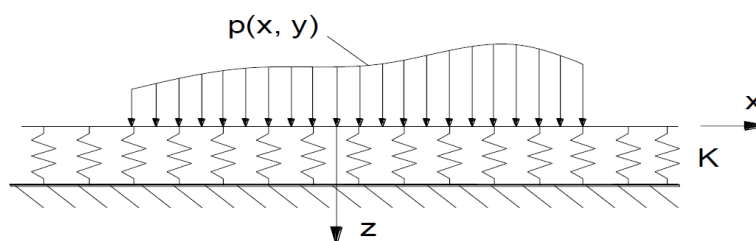
$$p(x, y) = K_s \cdot w(x, y)$$

Όπου:

$w(x, y)$ είναι η κατακόρυφη μετατόπιση,

$p(x, y)$ είναι η κατακόρυφη επιφανειακή φόρτιση και

K_s είναι ο δείκτης εδάφους (σε μονάδες kN/m^3) και αποτελεί ο μοναδικό μέγεθος που απαιτείται για την περιγραφή της μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους κατά την χρήση του προσομοιώματος Winkler.



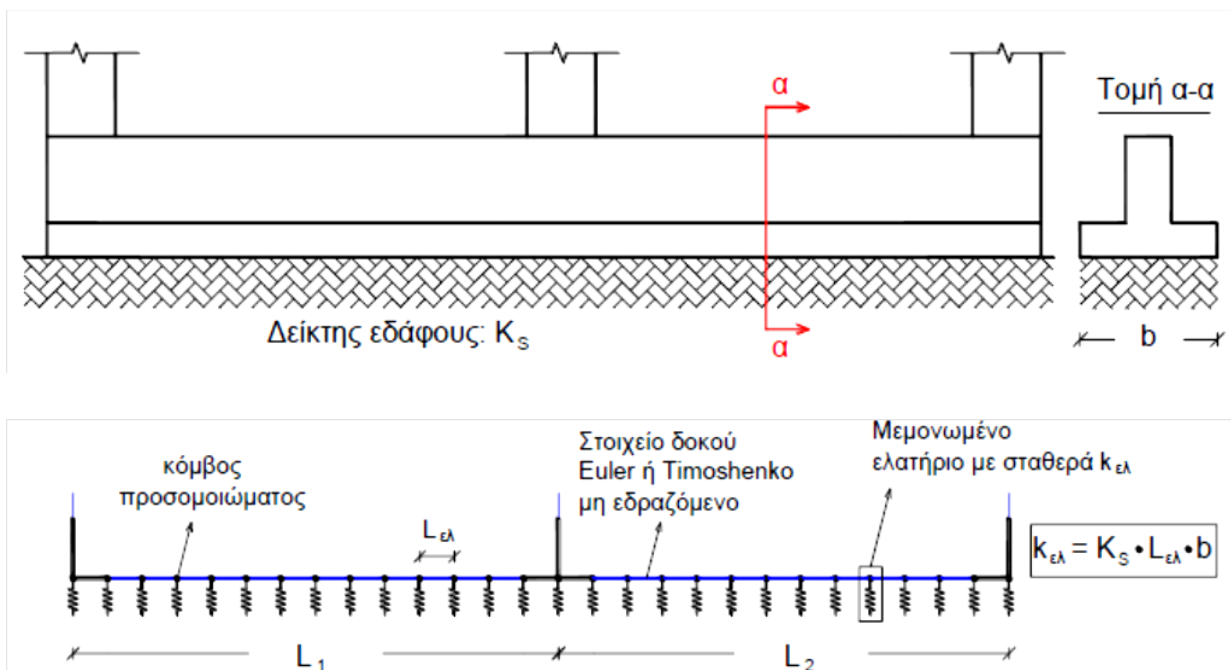
Εικόνα 3.5: Το προσομοίωμα Winkler

Για την προσομοίωση της ελαστικής έδρασης μιας δοκού με το προσομοίωμα Winkler υπάρχουν 2 μέθοδοι:

- η ακριβής αναλυτική λύση των διαφορικών εξισώσεων που αφορούν την κάμψη δοκών ελαστικά εδραζόμενων επί εδάφους, και
- η διακριτοποίηση των ελαστικά εδραζόμενων δοκών και η τοποθέτηση σημειακών ελατηρίων στους κόμβους του προσομοιώματος.

Με τη χρήση των αναλυτικών λύσεων των εξισώσεων που αφορούν την κάμψη ελαστικά εδραζόμενων δοκών (δοκοί Euler ή Timoshenko επί ελαστικού υποβάθρου) υπάρχει το πλεονέκτημα ότι δεν απαιτείται διακριτοποίηση των δοκών σε επιμέρους στοιχεία.

Με τη χρήση της δεύτερης μεθόδου, γίνεται διακριτοποίηση της δοκού σε μια σειρά μη ελαστικώς εδραζόμενων στοιχείων δοκού και στους κόμβους του προσομοιώματος τοποθετούνται σημειακά ελατήρια, όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.6 (Τεχνικός Οίκος Λογισμικού, Εγχειρίδιο Θεωρητικής Τεκμηρίωσης ΡΑΦ 2014). Με τη μέθοδο αυτή, η οποία δεν είναι τόσο ακριβής όσο η αναλυτική μέθοδος, πρέπει να διακριτοποιηθεί η δοκός και να υπολογιστούν οι τιμές των σημειακών ελατηρίων, γεγονός που οδηγεί σε μικρότερη ακρίβεια αποτελεσμάτων λόγω του πλήθους των πεπερασμένων στοιχείων. Η επίτευξη αποδεκτών αποτελεσμάτων απαιτεί αρκετά πυκνή διακριτοποίηση.



Εικόνα 3.6: Διαδικασία προσομοίωσης ελαστικά εδραζόμενης πεδילוδοκού με διακριτοποίηση της και τοποθέτηση σημειακών ελατηρίων.

Κατά την ανάλυση χωρικών φορέων απαιτείται όχι μόνο η προσομοίωση της ελαστικής έδρασης κατά την διεύθυνση ενός από τους τρεις τοπικούς άξονες της διατομής, αλλά κατά την

διεύθυνση δύο τοπικών αξόνων. Εξάλλου, η παραμόρφωση ενός τριδιάστατου φορέα θεμελίωσης προκαλεί πρόσθετες αντιδράσεις στο ελαστικό υπόβαθρο λόγω της στρεπτικής παραμόρφωσης, οι οποίες οφείλονται στην γραμμική μεταβολή των βυθίσεων κατά το πλάτος του εδραζόμενου πέλματος της δοκού.

Για την προσομοίωση της στρεπτικής έδρασης μπορούν να χρησιμοποιηθούν 2 μέθοδοι που χρησιμοποιούνται και για την περίπτωση της εγκάρσιας έδρασης:

- η ακριβής αναλυτική λύση των διαφορικών εξισώσεων που αφορούν την κάμψη δοκών εδραζόμενων επί εδάφους με συνεχή μεταφορική και στρεπτική έδραση, και
- η διακριτοποίηση των ελαστικά εδραζόμενων δοκών και η τοποθέτηση σημειακών στρεπτικών και μεταφορικών ελατηρίων στους κόμβους του προσομοιώματος.

Στο λογισμικό ΡΑΦ η προσομοίωση των ελαστικά εδραζόμενων στοιχείων γίνεται με την εφαρμογή των αναλυτικών λύσεων των εξισώσεων που διέπουν την κάμψη δοκών επί ελαστικού υποβάθρου Winkler. Οπότε, το ραβδόμορφο στοιχείο που περιγράφηκε στην παράγραφο 3.6 έχει μητρώα δυσκαμψίας και φόρτισης για ελαστικά εδραζόμενα στοιχεία Timoshenko που προκύπτουν από την αναλυτική επίλυση των διαφορικών εξισώσεων που περιγράφουν την κάμψη δοκών Timoshenko επί ελαστικού υποβάθρου τύπου Winkler. Με αυτόματους μετασχηματισμούς μπορούν να προκύψουν επίσης από τα μητρώα αυτά και μητρώα που αντιστοιχούν σε δοκούς Timoshenko μη ελαστικά εδραζόμενες ή σε δοκούς Euler ελαστικά είτε μη ελαστικά εδραζόμενες.

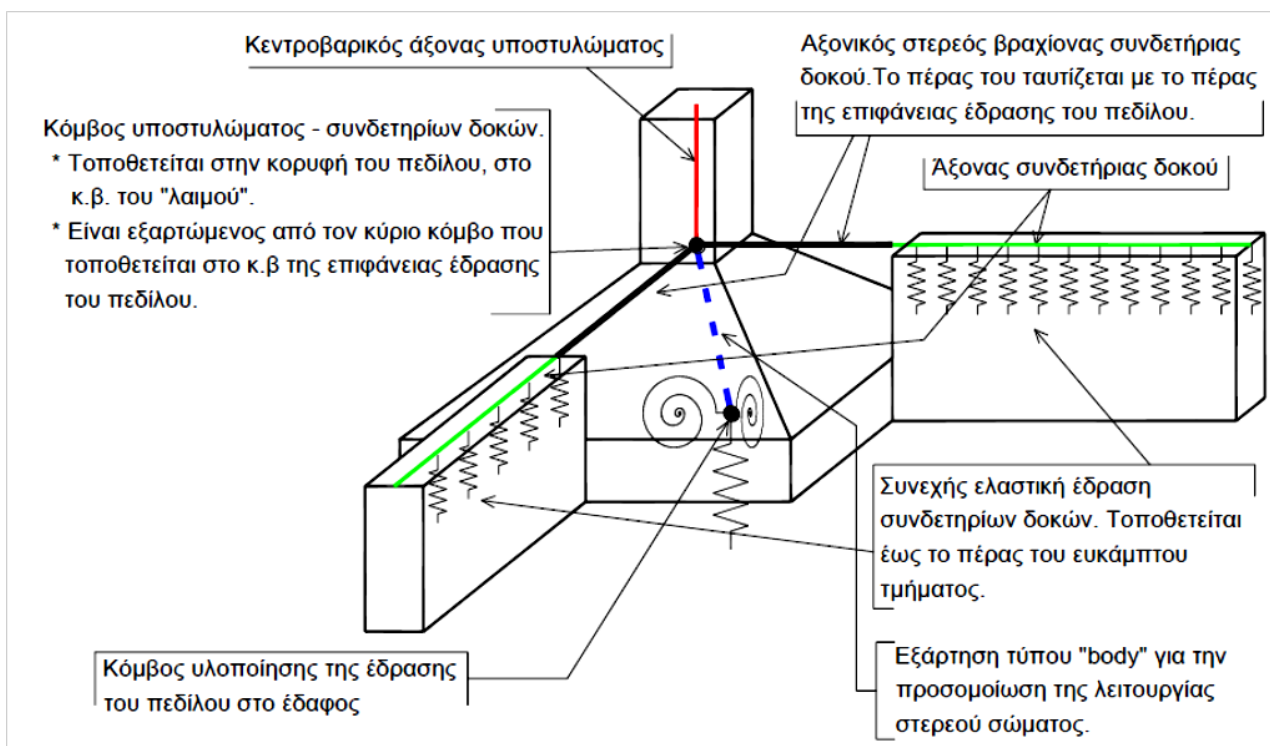
Το στοιχείο δοκού που χρησιμοποιείται από το λογισμικό λαμβάνει υπόψη επιλεκτικά τόσο ελαστική έδραση κατά την διεύθυνση και των 3 τοπικών αξόνων της διατομής, όσο και στρεπτική έδραση. Για την τιμή του δείκτη εδάφους μπορεί να εισαχθεί οποιαδήποτε τιμή από τον χρήστη είτε από τη βιβλιογραφία, είτε από υπάρχοντα εδαφολογικά στοιχεία, είτε από οποιαδήποτε άλλη πηγή.

3.7.1. Πέδιλα

Τα πέδιλα προσομοιώνονται με βάση την παραδοχή ότι συμπεριφέρονται ως απολύτως στερεά σώματα. Έτσι, η έδραση του πεδύλου μπορεί να προσομοιωθεί με τους παρακάτω τρόπους:

- Με 3 ελατήρια που τοποθετούνται σε κόμβο που αντιστοιχεί στο γεωμετρικό κέντρο της επιφάνειας έδρασης.
- Με απόλυτα στερεούς βραχίονες που συνδέουν το γεωμετρικό κέντρο της επιφάνειας έδρασης με τους κόμβους των ραβδωτών στοιχείων που συνδέονται με το πέδιλο (συνδετήριες δοκοί ή υποστυλώματα).

Για την προσομοίωση πεδίων με συνδετήριες δοκούς γίνεται συνδυασμένη χρήση της προσομοίωσης πεδίων και της έδρασης τους, της προσομοίωσης της συνεχούς ελαστικής έδρασης δοκών (από την ακριβή λύση των διαφορικών εξισώσεων κάμψης δοκών Timoshenko επί ελαστικού υποβάθρου τύπου Winkler και τέλος της επιλεκτικής έδρασης των στερεών βραχιόνων των ελαστικά εδραζόμενων δοκών (για τις περιοχές σύνδεσης των συνδετήριων δοκών με τα πέδιλα). Στην Εικόνα 3.7 παρουσιάζεται σχηματικά η προσομοίωση ενός πεδίου και των συνδετήριων δοκών που συμβάλουν σε αυτό.



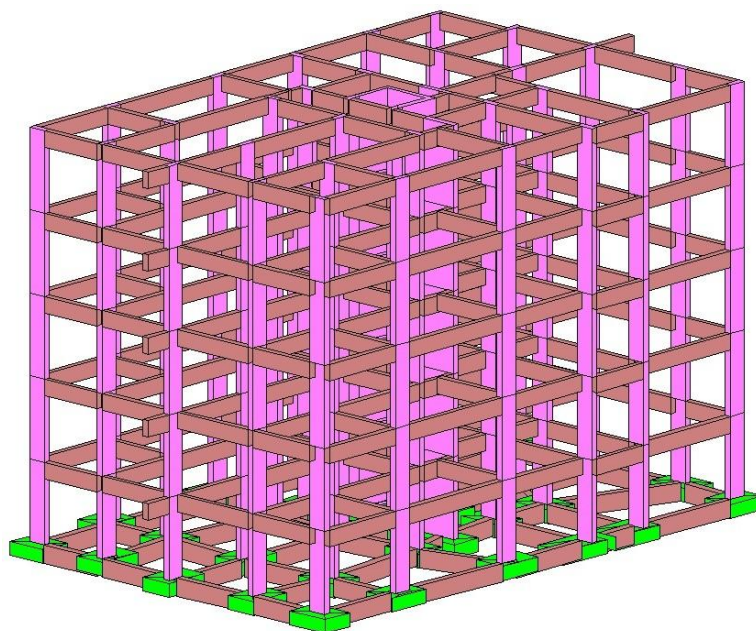
Εικόνα 3.7: Προσομοίωση πεδίου και συνδετήριων δοκών.

Κεφάλαιο 4°: Αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής

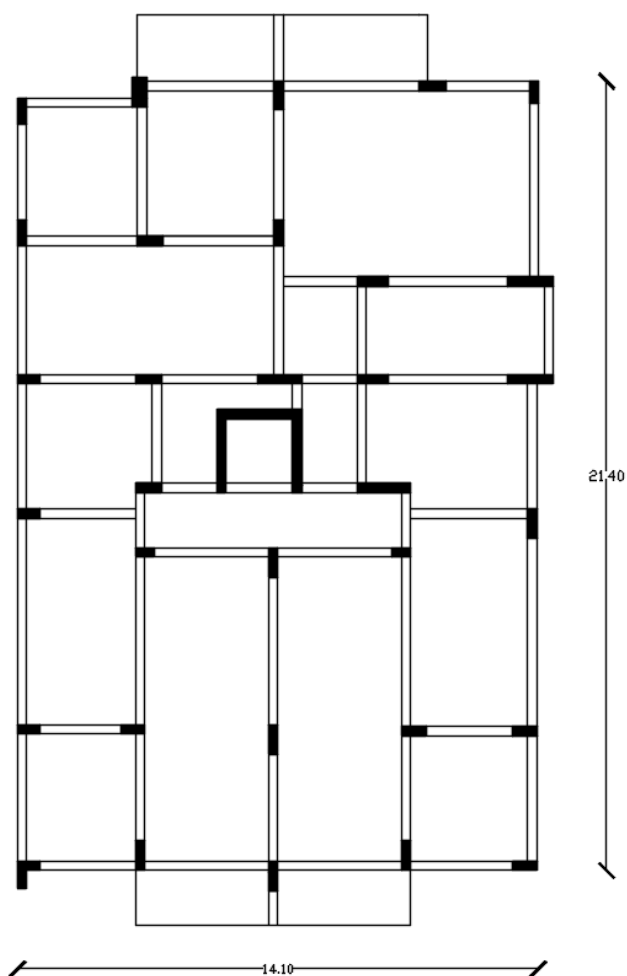
4.1. Περιγραφή της κατασκευής

Το κτίριο, στο οποίο γίνεται αρχικά αποτίμηση της σεισμικής του ικανότητας και το οποίο στη συνέχεια ενισχύεται, είναι ένα τετραώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση κατοικίας, το οποίο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε με βάση τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Διαθέτει pilotis και φέροντα οργανισμό πλαισιακού τύπου, με τοιχώματα μόνο περιμετρικά του φρεατίου του ανελκυστήρα.

Το εξεταζόμενο κτίριο θεωρείται ότι εδράζεται σε αργιλικό έδαφος και η θεμελίωση του αποτελείται από πέδιλα και συνδετήριες δοκούς. Η κάτοψη του κτιρίου είναι διαστάσεων 14,10m x 21,40m και το μήκος των ανοιγμάτων στην περίμετρο του κτιρίου φτάνει τα 5,6m, ενώ υπάρχουν και 2 πρόβολοι διαστάσεων 7,85m x 1,80m. Στην Εικόνα 4.1 παρατίθεται το τριδιάστατο προσομοίωμα του κτιρίου, το οποίο κατασκευάστηκε στο λογισμικό ΡΑΦ της εταιρίας ΤΟΛ για το οποίο έγινε εκτενής αναφορά στο Κεφάλαιο 3 και η κάτοψη του ισογείου παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.2.



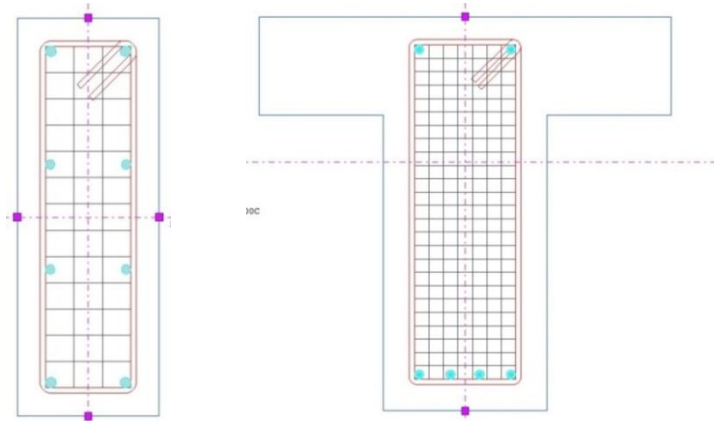
Εικόνα 4.1: Τριδιάστατο προσομοίωμα του κτιρίου.



Εικόνα 4.2: Κάτοψη ισογείου.

4.2. Δομικά στοιχεία

Τα δομικά στοιχεία για λόγους απλοποίησης των υπολογισμών, θεωρήθηκαν ίδιας διατομής για όλους τους ορόφους και κοινής όπλισης. Πιο συγκεκριμένα, τα υποστυλώματα έχουν διαστάσεις 0,70m x 0,25m, οι δοκοί 0,60m x 0,25m, ενώ τα δύο τοιχώματα είναι διαστάσεων 1,45m x 0,25m. Οι τυπικές διατομές των δομικών στοιχείων με τις διατάξεις όπλισης τους παρουσιάζονται στην Εικόνα 4.3.



Εικόνα 4.3: Τυπικές διατομές και όπλιση υποστυλωμάτων και δοκών.

4.3. Φορτία και υλικά της κατασκευής

Τα φορτία της κατασκευής με βάση την μελέτη της και τον ΚΩΣ 1954 παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.1. Ο καταμερισμός των φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς (με ομοιόμορφη κατανομή) έγινε με βάση τις επιφάνειες φόρτισης και τη στήριξη των πλακών ανάλογα με τις γωνίες μερισμού, δηλαδή σε 45° ή 60° σε περίπτωση που η όμορη πλάκα είναι ομοειδούς στήριξης, δηλαδή πάκτωση-πάκτωση ή διαφορετική δηλαδή πάκτωση-ελεύθερη στήριξη, αντίστοιχα.

Φορτία		Τιμή (kN/m ²)
Μόνιμα	Ίδιο βάρος Ο/Σ	24,0
	Επικάλυψη δαπέδων-εξωστών	2,0
	Επικάλυψη δώματος	1,3
	Μπατική τοιχοποιία	3,6
	Δρομική τοιχοποιία	2,1
Κινητά	Δάπεδα	2,0
	Εξώστες	5,0
	Κλίμακες	3,5
	Δώματος	1,5

Πίνακας 4.1: Φορτία της κατασκευής.

Το κτίριο είναι κατασκευασμένο κατά τα πρότυπα της εποχής από χάλυβα StIII για τον διαμήκη και StI για τον εγκάρσιο οπλισμό και σκυρόδεμα κατηγορίας B225. Οι αντίστοιχες ποιότητες υλικών με βάση τα σύγχρονα πρότυπα είναι για το σκυρόδεμα η κατηγορία C16/20 και για τον χάλυβα S400 και S220 αντίστοιχα.

4.4. Δυσκαμψία πρωτευόντων μελών

Για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα η δυσκαμψία και η δυστημψία τους εκτιμάται βάσει των πραγματικών χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων και τις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών τους, χωρίς δηλαδή τους συντελεστές γ_m . Η δυστημψία επιτρέπεται να υπολογίζεται απομειωμένη κατά 60% για τις πλακοδοκούς ($0,4 \cdot E_c \cdot A_w$, όπου A_w είναι η διατομή του κορμού των πλακοδοκών και E_c είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος).

Στην περίπτωση που γίνεται ανάλυση της κατασκευής με γραμμικές μεθόδους, όπου οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων, επιτρέπεται η δυσκαμψία να λαμβάνεται ως ποσοστό της αντίστοιχης τιμής για τις μη-ρηγματωμένες διατομές, αλλιώς επιτρέπεται η χρήση των τιμών δυσκαμψίας των δομικών στοιχείων βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.2.

Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
Εσωτερικό υποστύλωμα	$0,8 \cdot E_c \cdot I$
Εξωτερικό υποστύλωμα	$0,6 \cdot E_c \cdot I$
Δοκός	$0,4 \cdot E_c \cdot I$
Ρηγματωμένο τοίχωμα	$0,5 \cdot E_c \cdot I$
Μη-ρηγματωμένο τοίχωμα	$0,7 \cdot E_c \cdot I$

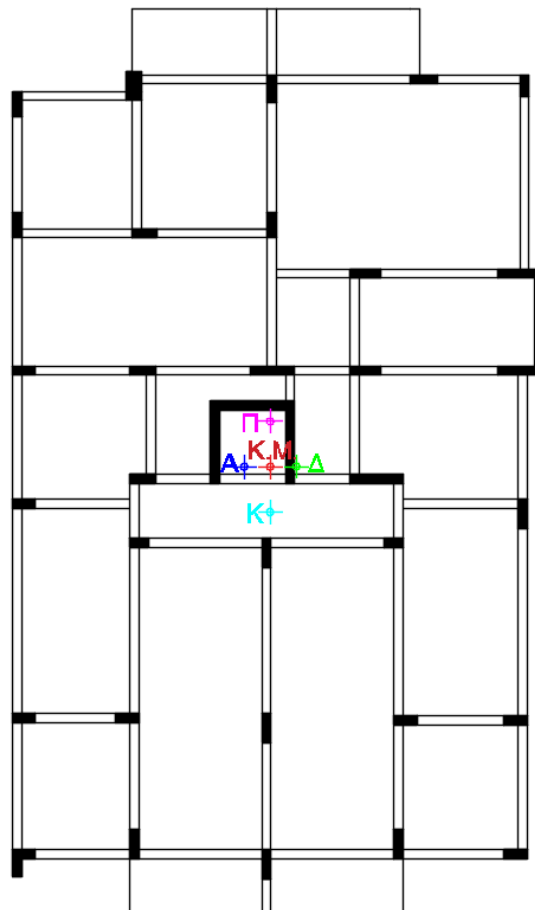
Πίνακας 4.2: Τύποι υπολογισμού της δυσκαμψίας των δομικών στοιχείων.

4.5. Ιδιομορφική ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής έγινε προκειμένου να υπολογιστούν οι ιδιοπερίοδοι, οι ιδιομορφές, τα ποσοστά συμμετοχής των μαζών σε κάθε ιδιομορφή και κυρίως η δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής (στροφική ή μεταφορική). Εκτιμήθηκε ο αριθμός των σημαντικών ιδιομορφών που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη στην φασματική ανάλυση της κατασκευής. Πραγματοποιήθηκε ανάλυση για 15 ιδιομορφές αφού οι βαθμοί ελευθερίας καθεμιάς από τις 5 πλάκες ορόφου είναι 3 (η διαφραγματική λειτουργία των πλακών τους περιορίζει από 6 σε κάθε κόμβο). Εφόσον το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών φτάσει

το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας της κατασκευής, ο αριθμός των ιδιομορφών από τις οποίες προκύπτει το παραπάνω άθροισμα είναι ο αριθμός των σημαντικών ιδιομορφών της κατασκευής. Η ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής προέκυψε από τα κατακόρυφα φορτία ως συνδυασμός των μόνιμων και των κινητών φορτίων: $G_k+0,3\cdot Q_k$.

Συνολικά έγιναν 4 αναλύσεις, μία για κάθε θέση συγκεντρωμένης όλης της μάζας κάθε ορόφου (Α, Δ, Π και Κ) εκατέρωθεν του κέντρου μάζας του και πάνω στην διεύθυνση των κύριων αξόνων της κατασκευής, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.4. Η τυχαματική εκκεντρότητα e_i σε κάθε διεύθυνση βάσει της οποίας υπολογίστηκαν οι 4 θέσεις ισούται με το 5% της διάστασης της κατασκευής που είναι κάθετη στη σεισμική δράση δηλαδή $e_i=5\%\cdot L_i$. Η ολική μάζα κάθε ορόφου και η ολική ροπή αδράνειας του υπολογίστηκαν και παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.3.



Εικόνα 4.4: Οι 4 θέσεις εκατέρωθεν του κέντρου μάζας της κάτοψης που χρησιμοποιήθηκαν στην ιδιομορφική ανάλυση.

Στάθμη	Μάζα (tn)	J_m (tn·m ²)
Θεμελίωση	426.82	26234.48
1 ^{ος} όροφος	426.77	26232.62
2 ^{ος} όροφος	426.77	26232.62
3 ^{ος} όροφος	426.77	26232.62
4 ^{ος} όροφος	261.80	16091.54

Πίνακας 4.3: Μάζα και η μαζική ροπή αδράνειας κάθε ορόφου.

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.4 για συντομία μόνο για τις έξι πρώτες ιδιομορφές αφού ήδη με τον αριθμό αυτό τα ποσοστά της ενεργοποιούμενης μάζας υπερβαίνουν το 96%.

α/α	Θέση μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ενεργοποιούμενη μάζα $m_x(\%)$	Ενεργοποιούμενη μάζα $m_y(\%)$
1	A	1 ^η	0,781	35,45	2,89
2	A	2 ^η	0,700	14,12	69,47
3	A	3 ^η	0,670	35,61	12,54
4	A	4 ^η	0,233	1,50	0,16
5	A	5 ^η	0,194	0,84	10,45
6	A	6 ^η	0,189	8,81	0,73
				$\Sigma m_x=96,33\%$	$\Sigma m_y=96,24\%$
7	Δ	1 ^η	0,795	24,78	14,22
8	Δ	2 ^η	0,707	43,02	40,42
9	Δ	3 ^η	0,652	17,38	30,27
10	Δ	4 ^η	0,239	1,12	1,51
11	Δ	5 ^η	0,194	6,38	4,87
12	Δ	6 ^η	0,185	3,64	4,93
				$\Sigma m_x=96,32\%$	$\Sigma m_y=96,23\%$
13	Π	1 ^η	0,746	4,15	7,32
14	Π	2 ^η	0,715	80,87	1,21
15	Π	3 ^η	0,693	0,25	76,39
16	Π	4 ^η	0,232	0,15	0,32
17	Π	5 ^η	0,194	4,97	6,20
18	Π	6 ^η	0,193	6,00	4,81
				$\Sigma m_x=96,38\%$	$\Sigma m_y=96,24\%$

α/α	Θέση μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ενεργοποιούμενη μάζα $m_x(\%)$	Ενεργοποιούμενη μάζα $m_y(\%)$
19	Κ	1 ^η	0,846	43,67	0,58
20	Κ	2 ^η	0,698	1,78	83,04
21	Κ	3 ^η	0,626	39,62	1,29
22	Κ	4 ^η	0,251	3,69	0,12
23	Κ	5 ^η	0,194	0,38	10,96
24	Κ	6 ^η	0,178	7,06	0,25
				$\Sigma m_x=96,21\%$	$\Sigma m_y=96,24\%$

Πίνακας 4.4: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης υφιστάμενης κατασκευής.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι σε καμία από τις 4 θέσεις εφαρμογής της μάζας κάθε ορόφου, το άθροισμα των ενεργοποιούμενων μαζών κατά τις τρεις πρώτες ιδιομορφές δεν υπερβαίνει το 90% της συνολικής μάζας, και δεν φαίνεται ότι τα ποσοστά της ενεργοποιούμενης μάζας είναι ιδιαίτερα υψηλά σε καμία από τις 3 πρώτες ιδιομορφές. Πάντως, στη θέση Α ξεχωρίζει το σχετικά μεγάλο ποσοστό m_y στη 2^η ιδιομορφή, στη θέση Γ τα σχετικά μεγάλα ποσοστά m_x στη 2^η και m_y στη 3^η ιδιομορφή, ενώ στη θέση Δ διακρίνεται το υψηλό ποσοστό m_y στη 2^η ιδιομορφή.

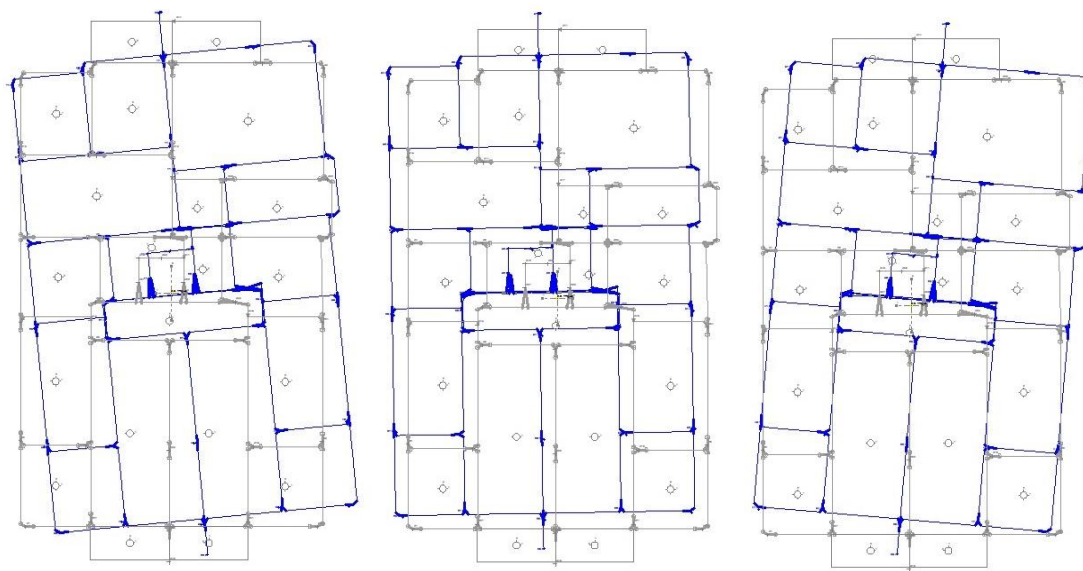
Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης του Πίνακα 4.4, μπορεί να θεωρηθεί ότι οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι της κατασκευής σε κάθε κύρια διεύθυνση, αν ληφθεί υπόψη η ιδιοπερίοδος στην οποία ενεργοποιείται το μεγαλύτερο ποσοστό της ταλαντούμενης μάζας στον μέγιστο βαθμό είναι αντίστοιχα:

- $T_{1x} = 0,846\text{sec}$ (αντιστοιχεί στην 1^η ιδιομορφή για την θέση μάζας Κ),
- $T_{1y} = 0,698\text{sec}$ (αντιστοιχεί στην 2^η ιδιομορφή για την θέση μάζας Κ).

Παρατηρείται συνεπώς ότι η θεμελιώδης 1^η ιδιομορφή της κατασκευής (αυτή με την μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο) δεν είναι μεταφορική καθώς μόνο το 27 %, κατά μέσο όρο της συνολικής μάζας της κατασκευής ενεργοποιείται κατά την διεύθυνση x. Συνεπώς, το κτίριο χαρακτηρίζεται στρεπτικά ευαίσθητο, παρά το γεγονός ότι είναι σχετικά συμμετρικό σε κάτοψη. Η στρεπτική ευαισθησία επηρεάζει δυσμενώς τη σεισμική απόκριση ενός κτιρίου, εμφανίζεται πιο έντονα στα μη-συμμετρικά κτίρια και έχει αποτελέσει το αντικείμενο εκτενούς μελέτης από διάφορους ερευνητές (π.χ., Chopra & Goel, 2004, Pinho et al., 2008, Fajfar et al., 2005, Kreslin &

Fajfar, 2011, κ.α.) επειδή εκτός των άλλων απαιτεί και την προσαρμογή της ανάλυσης Pushover για να ληφθεί υπόψη και η επίδραση των υψηλότερων ιδιομορφών.

Στην Εικόνα 4.5 παρουσιάζεται η κάτοψη του τελευταίου ορόφου όπως μετακινείται κατά τις 3 πρώτες ιδιομορφές της κατασκευής. Παρατηρείται ότι η 1^η και 3^η ιδιομορφή έχουν και στροφικά χαρακτηριστικά, ενώ η 2^η είναι κυρίως μεταφορική. Ένα συμπέρασμα από την ιδιομορφική ανάλυση είναι ότι η κατασκευή έχει στρεπτική ευαισθησία.

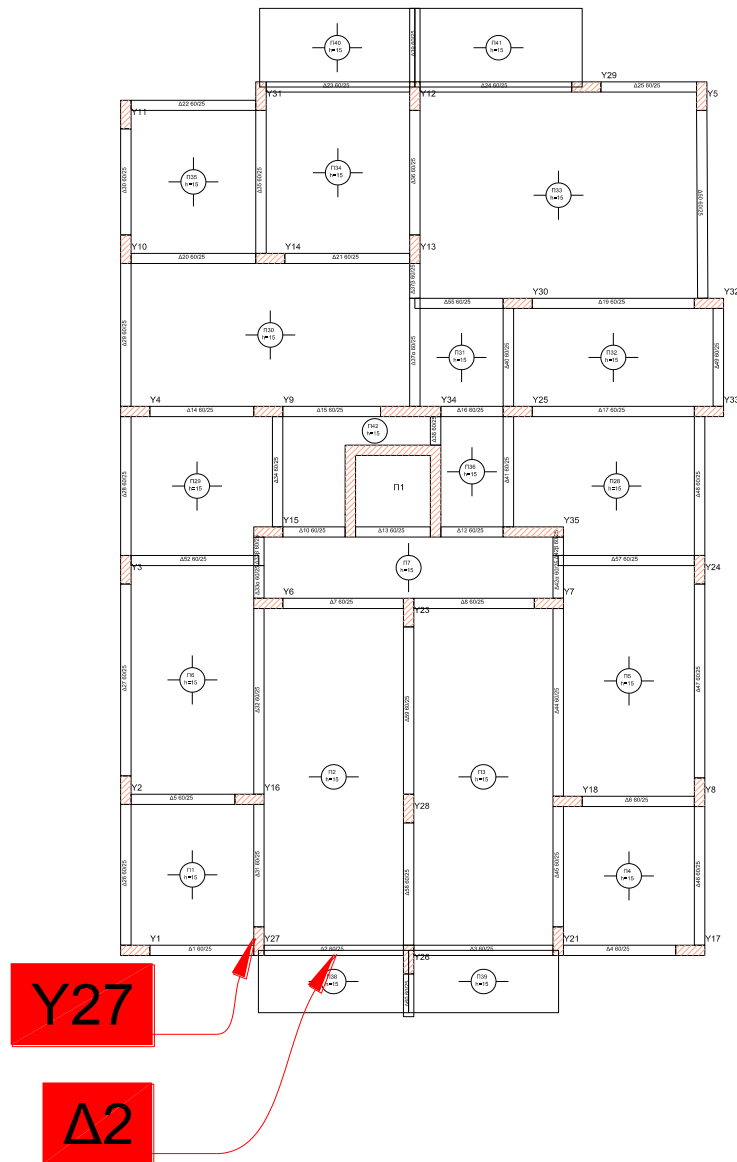


Εικόνα 4.5: Μετακίνηση κάτοψης του τελευταίου ορόφου κατά την 1^η, 2^η και 3^η ιδιομορφή (μεγέθυνση 400%).

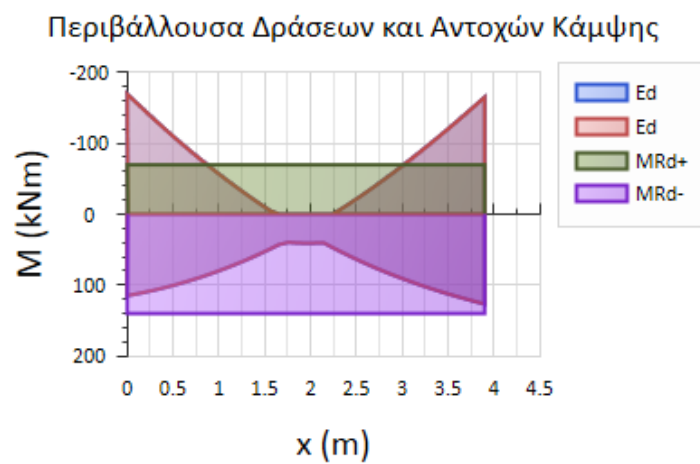
4.5.1. Έλεγχος επάρκειας μελών

Στην παρούσα ενότητα θα εξεταστεί κατά πόσο τα μέλη του κτιρίου επαρκούν κατά την παραπάνω ιδιομορφική ανάλυση. Επειδή δεν κρίνεται απαραίτητο να παρουσιαστούν τα αποτελέσματα για όλα τα μέλη του κτιρίου, ενδεικτικά θα παρουστεί ο έλεγχος επάρκειας του Υποστυλώματος Υ27 και της δοκού Δ2 στην οροφή του ισογείου του κτιρίου, όπως φαίνονται στην Εικόνα 4.6.

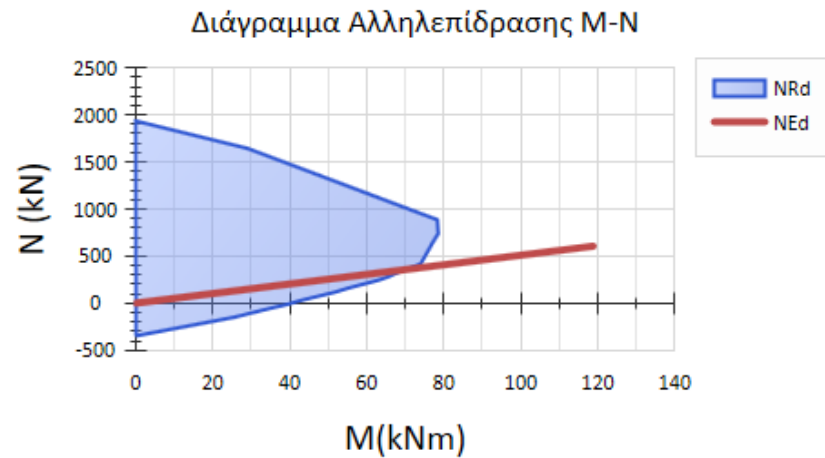
Στις εικόνες 4.7 και 4.8 παρουσιάζονται αντίστοιχα το γράφημα της περιβάλλουσας των δράσεων και των αντοχών σε κάμψη και τέμνουσα της δοκού Δ2, καθώς επίσης το διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής-τέμνουσας για το υποσύλωμα Υ27. Παρατηρείται ότι η δράση ξεπερνά την αντοχή σε κάμψη κατά 50% περίπου τόσο στη δοκό όσο και στο υποσύλωμα. Συνεπώς, τα εξεταζόμενα δομικά μέλη κρίνονται ανεπαρκή.



Εικόνα 4.7: Εξεταζόμενα μέλη στη στάθμη του ισογείου του φορέα.

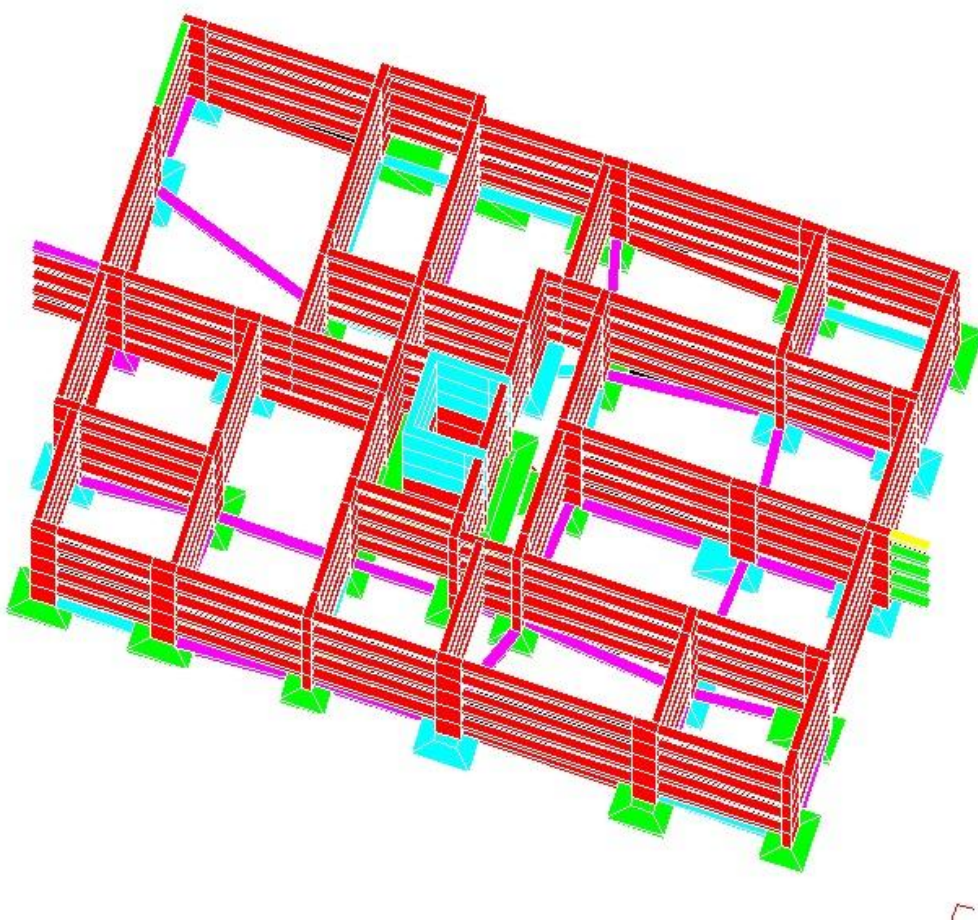


Εικόνα 4.7: Περιβάλλουσα δράσεων και αντοχών σε κάμψη δοκού Δ2.



Εικόνα 4.8: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M-N του υποστυλώματος Y27.

Στην Εικόνα 4.9 παρουσιάζεται ενδεικτικά οι αιτίες αστοχίας όλων των δομικών μελών της κατασκευής με χρωματική ένδειξη. (με κόκκινο χρώμα απεικονίζονται τα στοιχεία που δεν πληρούν τους ελέγχους σε κάμψη, διάτμηση, περίσφυξη, κ.λ.π.).



Εικόνα 4.9: Απεικόνιση αστοχίας δομικών μελών.

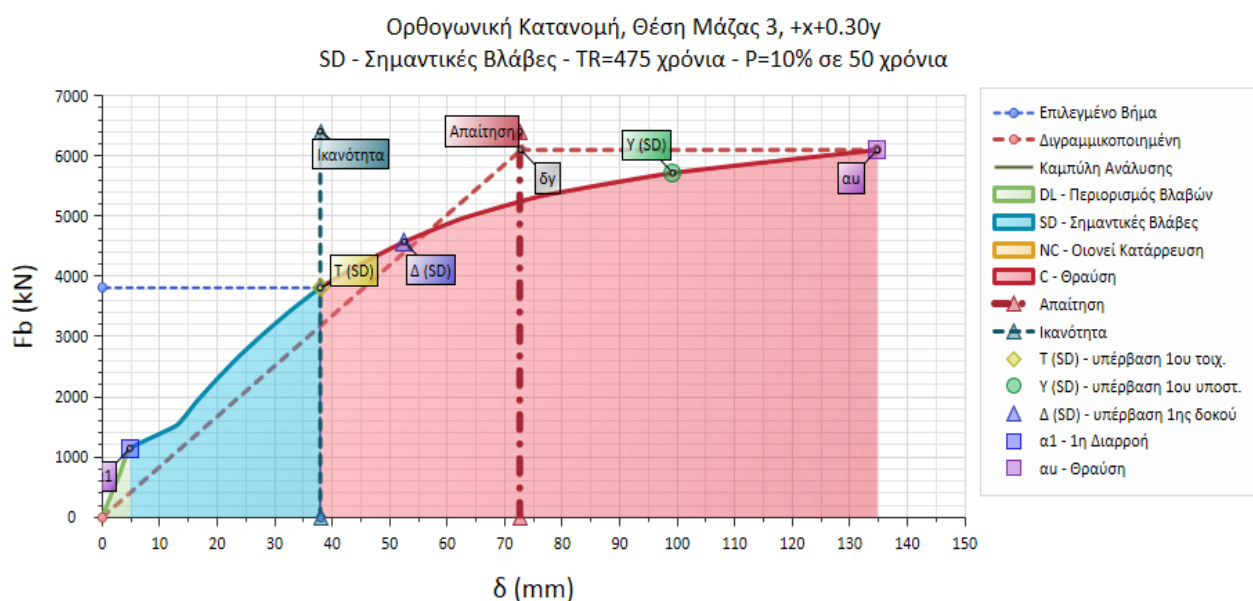
4.6. Ανάλυση Pushover

Στο υφιστάμενο κτίριο εφαρμόστηκε και η στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover) κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, στις διευθύνσεις x και y , με τις εξής παραδοχές:

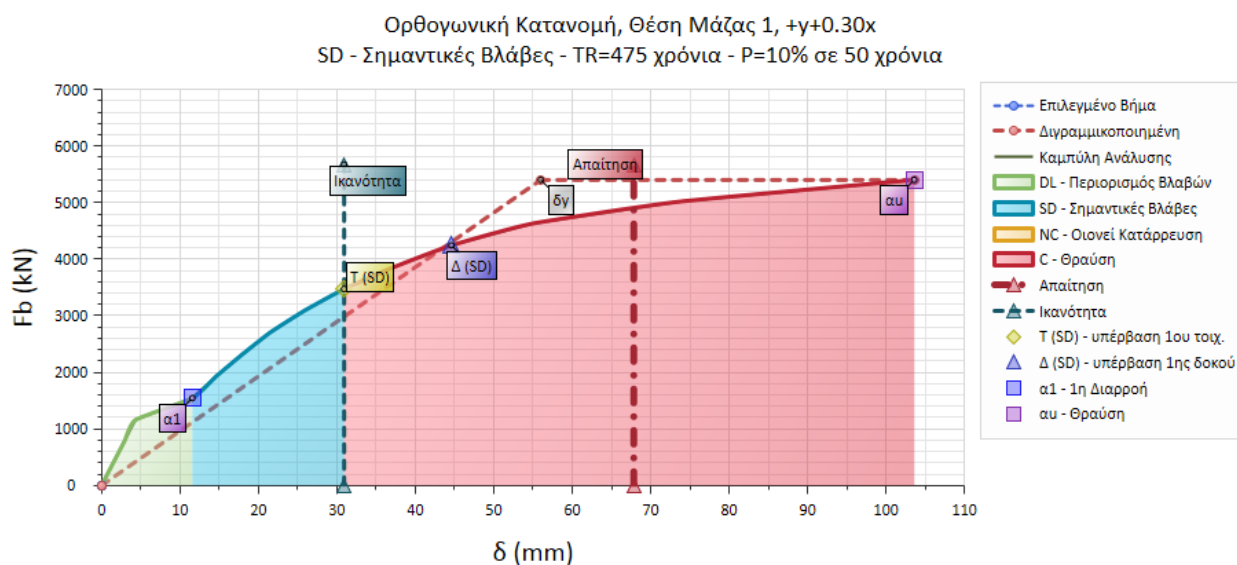
- στάθμη επιτελεστικότητας SD (σημαντικές βλάβες), και
- περίοδος επαναφοράς 475 έτη που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης $P=10\%$ σε 50 έτη.

Η Pushover εφαρμόστηκε σε 50 βήματα με μέγιστο πλήθος επαναλήψεων 30. Στις Εικόνες 4.10 και 4.11 παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου κατά τις διευθύνσεις x και y αντίστοιχα, για την εν λόγω ανάλυση, τόσο στην πραγματική, όσο και στην διγραμμικοποιημένη εκδοχή της απόκρισης της. Παρουσιάζονται οι περιοχές που ορίζουν τα επίπεδα επιτελεστικότητας «Περιορισμού βλαβών», «Σημαντικές βλάβες» και «Οιονεί κατάρρευση» με πράσινο, μπλε και κόκκινο χρώμα, αντίστοιχα.

Παρατηρείται ότι και στις δύο αναλύσεις ο φορέας του κτιρίου δεν επαρκεί, αφού η απαίτηση σε μετακίνηση (δηλαδή η στοχευμένη μετακίνηση) για την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας είναι μεγαλύτερη από την ικανότητα της κατασκευής. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.5. Είναι επίσης σημαντικό να τονιστεί ότι τα αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover έχουν περισσότερη ποιοτική παρά ποσοτική αξία για την κατανόηση των αδυναμιών του υφιστάμενου κτιρίου με στόχο τη μείωση της τρωτότητας του.



Εικόνα 4.8: Καμπύλη Pushover στη διεύθυνση x .



Εικόνα 4.9: Καμπύλη Pushover στη διεύθυνση γ.

Πιο συγκεκριμένα, στη διεύθυνση x η πρώτη αστοχία μέλους αφορά τοίχωμα το οποίο αστοχεί σε τέμνουσα βάσης 3800 kN και μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά 37mm, ενώ σύμφωνα με την στάθμη επιτελεστικότητας B και την περίοδο επαναφοράς που έχει επιλεγεί ο φορέας θα αστοχούσε σε τέμνουσα βάσης 6000kN και μετακίνηση 73 mm. Ανάλογα αποτελέσματα προέκυψαν και στη ανάλυση κατά τη διεύθυνση γ, όπου η πρώτη αστοχία μέλους αφορά τοίχωμα το οποίο αστοχεί για τέμνουσα βάσης 3500kN και μετακίνηση 32 mm, ενώ σύμφωνα με την στάθμη επιτελεστικότητας B και την περίοδο επαναφοράς που έχει επιλεγεί ο φορέας θα αστοχούσε σε τέμνουσα βάσης 5500 kN και μετακίνηση 68 mm. Από τα αποτελέσματα γίνεται φανερό ότι η ικανότητα του φορέα είναι τουλάχιστον 45% χαμηλότερη από την απαιτούμενη και στις 2 διευθύνσεις.

Διεύθυνση	Τέμνουσα βάσης στην πρώτη αστοχία (kN)	Απαιτούμενη Τέμνουσα βάσης για τη στάθμη επιτελεστικότητας B (kN)	Μετακίνηση πρώτης αστοχίας (mm)	Απαιτούμενη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας B (mm)
X	3800	6000	37	73
Y	3500	5500	32	68

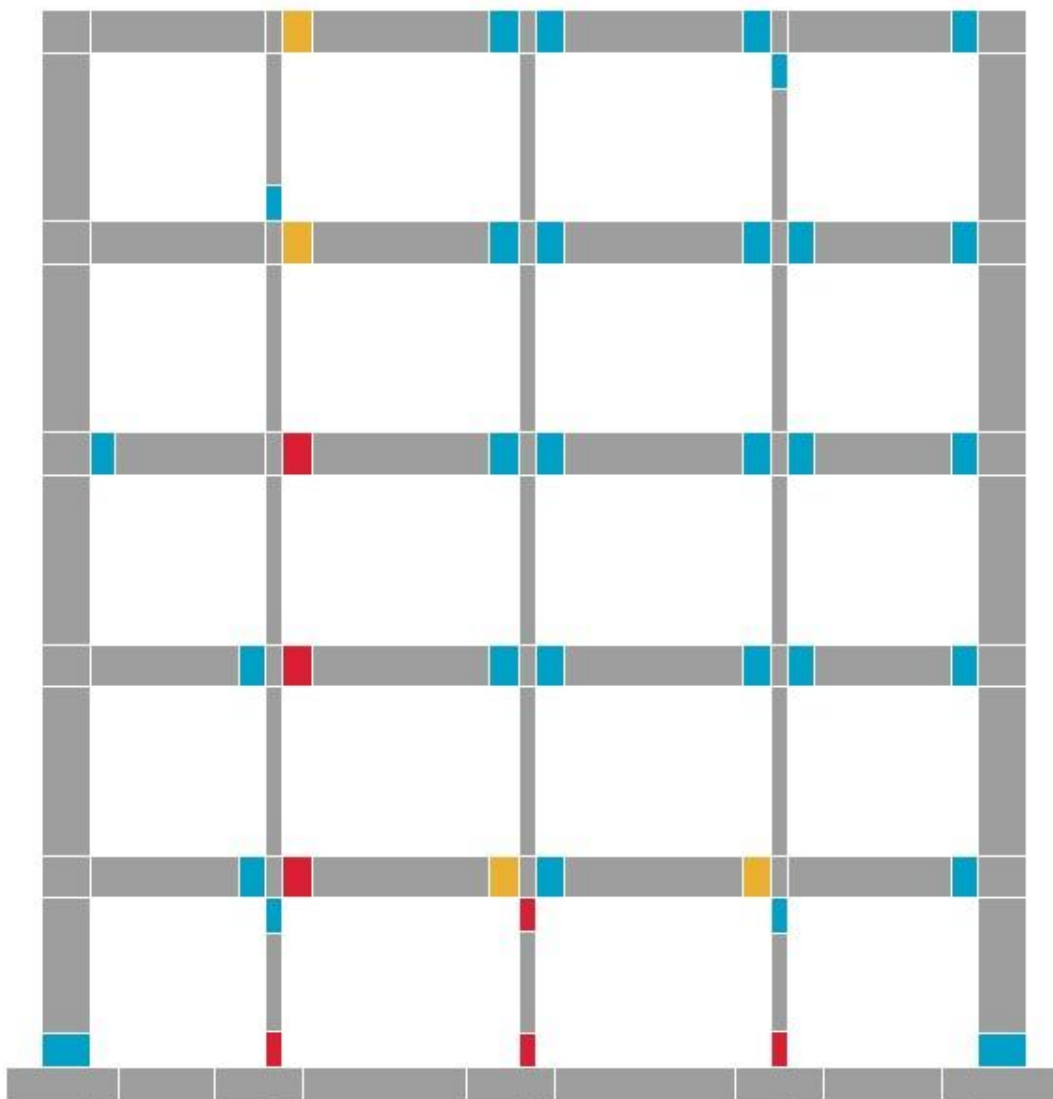
Πίνακας 4.5: Αποτελέσματα ανάλυσης Pushover υφιστάμενου φορέα

Από την αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής γίνεται φανερή η ανάγκη ενίσχυσης της προκειμένου να αυξηθεί η ικανότητα της να αντισταθεί στην επιβαλλόμενη σεισμική ένταση.

Για τον σκοπό αυτό στα επόμενα δύο κεφάλαια θα παρουσιαστούν δύο προτάσεις ενίσχυσης και πιο συγκεκριμένα:

1. Ενίσχυση με ενφαινούμενα τοιχώματα.
2. Ενίσχυση με ενφαινούμενα τοιχώματα και μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος σε δοκούς και υποστυλώματα.

Για να αυξηθεί η αποτελεσματικότητα των όποιων επεμβάσεων είναι απαραίτητη η κατανόηση του μηχανισμού σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων στον φορέα. Στην Εικόνα 4.12 φαίνονται τα σημεία δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο του εξεταζόμενου υποστυλώματος και της εξεταζόμενης δοκού. Με κόκκινο χρώμα φαίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργήθηκαν πρώτες κατά την ανάλυση Pushover και ως συνέπεια στα σημεία αυτά στο τέλος της ανάλυσης η διαρροή έχει προχωρήσει σημαντικά.



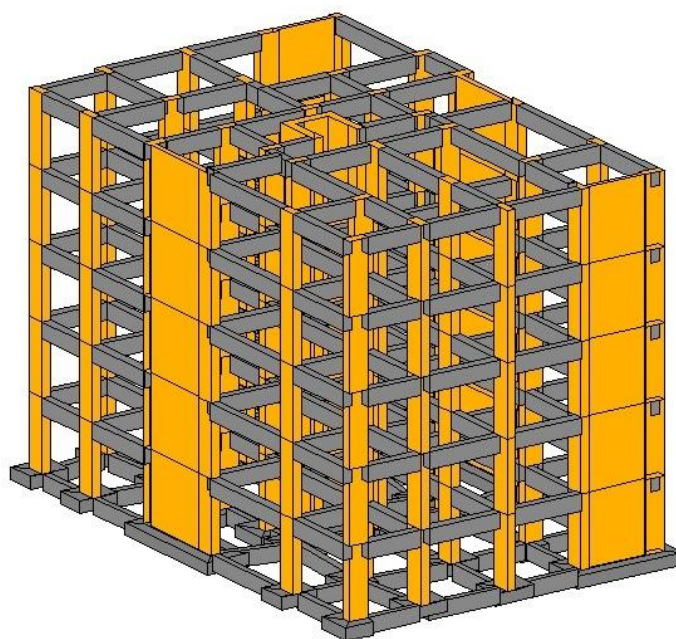
Εικόνα 4.12: Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο ελέγχου.

Κεφάλαιο 5°: Ενίσχυση με ενφαινούμενα τοιχώματα

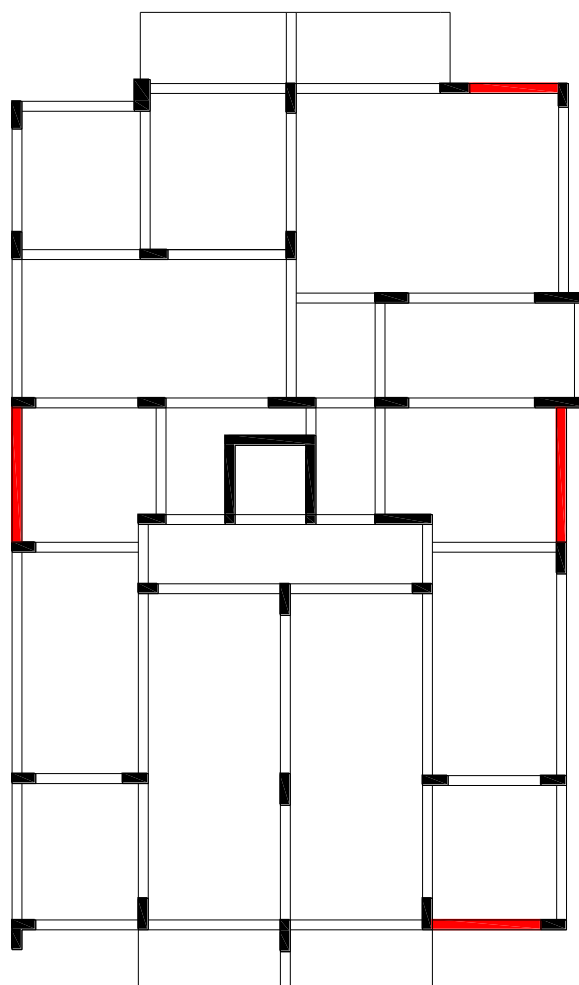
5.1. Περιγραφή της ενίσχυσης

Το κτίριο όπως προκύπτει από τις αναλύσεις του Κεφαλαίου 4 παρουσιάζει εκτός από τις ανεπάρκειες των μελών του και μεγάλη στρεπτική ευαισθησία. Η ευαισθησία αυτή μπορεί να αντιμετωπιστεί με την κατασκευή ενφαινούμενων τοιχωμάτων δηλαδή με την προσθήκη νέων τοιχωμάτων εντός υφισταμένων πλαισίων της κατασκευής. Θεωρείται η πλέον αποτελεσματική μέθοδος για την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοστεί σε περίπτωση ανοικτών ισογείων (pilotis), σε περιπτώσεις ασυμμετρίας στην κατανομή των ακαμψιών καθ' ύψος, ή σε κάτοψη και σε περίπτωση εύκαμπτου φορέα που οδηγεί σε μεγάλες μετατοπίσεις λόγω σεισμού και εκτενείς βλάβες (θραύση υαλοπετασμάτων και τοιχοπληρώσεων, αστοχίες κοντών υποστυλωμάτων, κλπ).

Ο καθορισμός του απαραίτητου πλήθους και της σωστής θέσης των τοιχωμάτων αποτελεί κρίσιμο στοιχείο αποτελεσματικότητας της μεθόδου. Στη μόρφωση του νέου φορέα, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι περιορισμοί που προβλέπονται στον αντισεισμικό κανονισμό για την αποφυγή απότομης μεταβολής της δυσκαμψίας καθ' ύψος της κατασκευής. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, για τον μετριασμό της στρεπτικής ευαισθησίας της κατασκευής η πλέον ενδεδειγμένη τοποθέτηση των τοιχωμάτων είναι στην περίμετρο της κάτοψης και κατά το δυνατόν στις ακμές της. Συνυπολογίζοντας όμως και τους σημαντικούς αρχιτεκτονικούς περιορισμούς επιλέχθηκε η κατασκευή των ενφαινούμενων τοιχωμάτων όπως αυτά παρουσιάζονται στο τριδιάστατο προσομοίωμα της Εικόνας 5.1 και με κόκκινο χρώμα στην κάτοψη του ενισχυμένου τυπικού ορόφου του κτιρίου της Εικόνας 5.2.



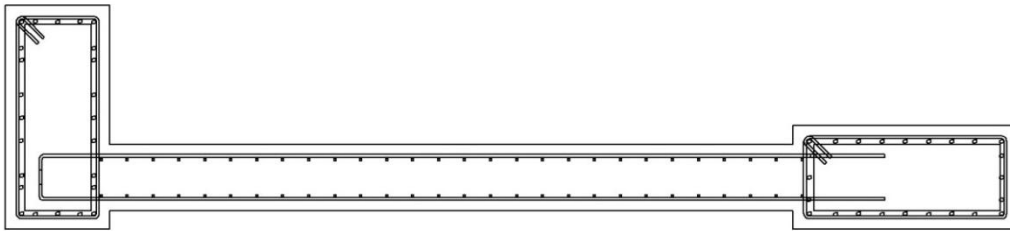
Εικόνα 5.1: Τριδιάστατο προσομοίωμα της ενισχυμένης με ενφαινούμενα τοιχώματα κατασκευής.



Εικόνα 5.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου ενισχυμένου κτιρίου.

5.2. Δομικά στοιχεία

Οι επεμβάσεις που έγιναν στο κτίριο είναι η δημιουργία τεσσάρων ενφαινούμενων τοιχωμάτων πάχους 25 εκ. στις θέσεις που φαίνονται στην Εικόνα 5.2. Τα ενφαινούμενα τοιχώματα είναι οπλισμένα με διπλή εσχάρα $\phi 10/10$ και για την κατασκευή τους θα χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30. Ο οριζόντιος οπλισμός έχει αγκυρωθεί στα πλευρικά υποστυλώματα και δοκάρια με βλήτρα μήκους 20 και 40 εκ., αντίστοιχα. Μια τυπική διατομή ενφαινούμενου τοιχώματος παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.3.



Εικόνα 5.3: Τυπική διατομή ενφαινούμενου τοιχώματος.

5.3. Ιδιομορφική ανάλυση

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης της ενισχυμένης κατασκευής παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.1 μόνο για τις έξι πρώτες ιδιομορφές, αφού ήδη με τον αριθμό αυτό τα ποσοστά της ενεργοποιούμενης μάζας υπερβαίνουν το 95%. Στον πίνακα 5.1 παρατηρείται ότι στην ενισχυμένη κατασκευή η συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών ταλάντωσης είναι πολύ χαμηλότερη από εκείνη της υφιστάμενης κατασκευής (βλ. Πίνακα 4.4) και ότι ήδη κατά την πρώτη ιδιομορφή ενεργοποιείται τουλάχιστον το 71% της μάζας, τόσο κατά την ταλάντωση στη x διεύθυνση όσο και στη y διεύθυνση, κάτι το οποίο δεν συνέβαινε στην υφιστάμενη (μη ενισχυμένη) κατασκευή.

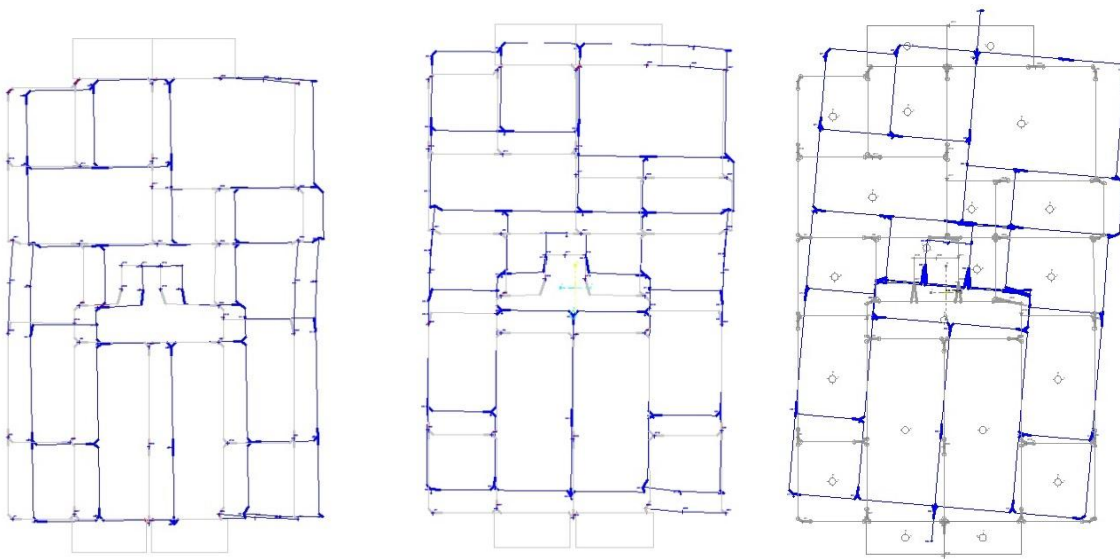
Από τον Πίνακα 5.1 μπορεί να θεωρηθεί ότι οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι της κατασκευής σε κάθε κύρια διεύθυνση αν ληφθεί υπόψη η ιδιοπερίοδος στην οποία ενεργοποιείται το μεγαλύτερο ποσοστό της ταλαντούμενης μάζας στον μεγαλύτερο βαθμό είναι αντίστοιχα:

- $T_{1x} = 0,746\text{sec}$ (αντιστοιχεί στην 1^η ιδιομορφή για την θέση μάζας Π),
- $T_{1y} = 0,716\text{sec}$ (αντιστοιχεί στην 2^η ιδιομορφή για την θέση μάζας Π).

α/α	Θέση μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ενεργοποιούμενη μάζα $m_x(\%)$	Ενεργοποιούμενη μάζα $m_y(\%)$
1	A	1 ^η	0,511	77,64	0,48
2	A	2 ^η	0,462	0,61	81,77
3	A	3 ^η	0,385	4,66	0,19
4	A	4 ^η	0,095	12,77	0,09
5	A	5 ^η	0,085	0,09	13,18
6	A	6 ^η	0,066	0,06	0,12
				$\Sigma m_x=95,83\%$	$\Sigma m_y=95,82\%$
7	Δ	1 ^η	0,795	73,08	3,48
8	Δ	2 ^η	0,707	6,28	71,24
9	Δ	3 ^η	0,652	3,56	7,72
10	Δ	4 ^η	0,239	12,85	0,00
11	Δ	5 ^η	0,194	0,00	12,88
12	Δ	6 ^η	0,185	0,06	0,52
				$\Sigma m_x=95,83\%$	$\Sigma m_y=95,82\%$
13	Π	1 ^η	0,746	82,68	0,17
14	Π	2 ^η	0,715	0,14	79,49
15	Π	3 ^η	0,693	0,12	2,76
16	Π	4 ^η	0,232	12,72	0,07
17	Π	5 ^η	0,194	0,07	13,28
18	Π	6 ^η	0,193	0,07	0,04
				$\Sigma m_x=95,83\%$	$\Sigma m_y=95,82\%$
19	Κ	1 ^η	0,846	71,42	0,47
20	Κ	2 ^η	0,698	1,10	80,63
21	Κ	3 ^η	0,626	10,37	1,33
22	Κ	4 ^η	0,251	12,43	0,00
23	Κ	5 ^η	0,194	0,00	13,34
24	Κ	6 ^η	0,178	0,50	0,04
				$\Sigma m_x=95,83\%$	$\Sigma m_y=95,82\%$

Πίνακας 5.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κατασκευής ενισχυμένης με ενφαινούμενα τοιχώματα

Παρατηρείται ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή της κατασκευής αλλά και η δεύτερη είναι μεταφορικές καθώς το 77,63 % και 81,77 %, αντίστοιχα κατά μέσο όρο, της συνολικής μάζας της κατασκευής ενεργοποιείται κατά τη διεύθυνση x και y σε αντίθεση με την προγενέστερη κατάσταση (προ ενίσχυσης), όπου τα αντίστοιχα ποσοστά ήταν μόλις 27% και 62%. Επίσης, παρατηρείται η αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής καθώς οι ιδιοπερίοδοι έχουν ελαττωθεί σημαντικά, όπως για παράδειγμα στην 1η ιδιομορφή από 0,781 μειώθηκε αισθητά σε 0,51sec. Στην Εικόνα 5.4 παρουσιάζεται η κάτοψη του τελευταίου ορόφου όπως μετακινείται κατά τις 3 πρώτες ιδιομορφές της κατασκευής.

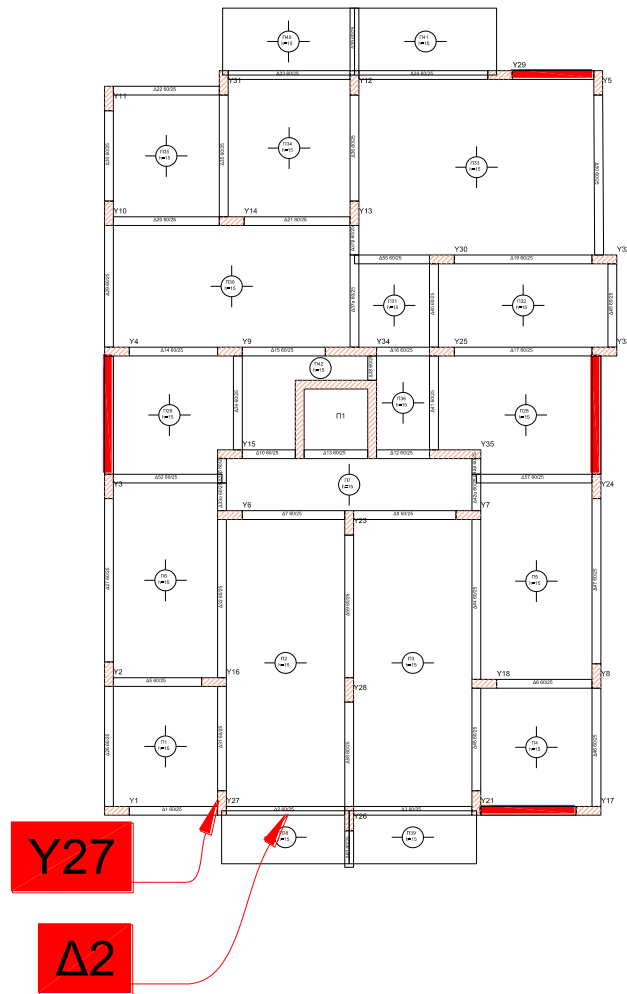


Εικόνα 5.4: Μετακίνηση του τελευταίου ορόφου κατά την 1^η, 2^η και 3^η ιδιομορφή (μεγέθυνση 400%).

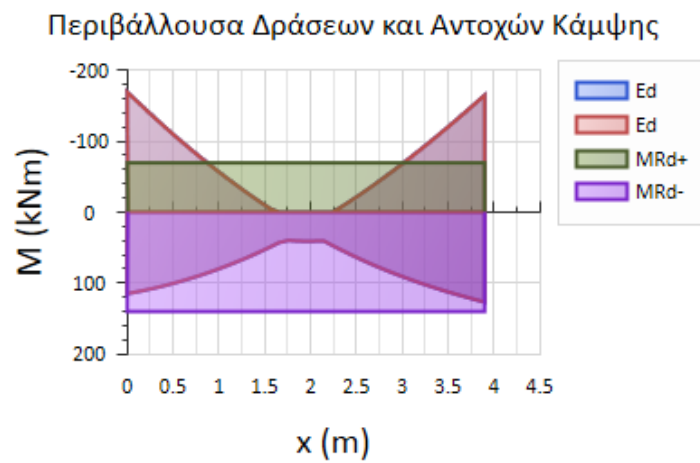
5.3.1. Έλεγχος επάρκειας μελών

Αντίστοιχα κατά την παραπάνω ιδιομορφική ανάλυση θα μελετηθεί ενδεικτικά (όπως έγινε και στο Κεφάλαιο 4 για τον αρχικό, δηλαδή προ ενισχύσεως φέροντα οργανισμό του κτιρίου) ο έλεγχος επάρκειας του Υποστυλώματος Υ27 και της δοκού Δ2 στην οροφή του ισογείου, όπως φαίνονται στην Εικόνα 5.5.

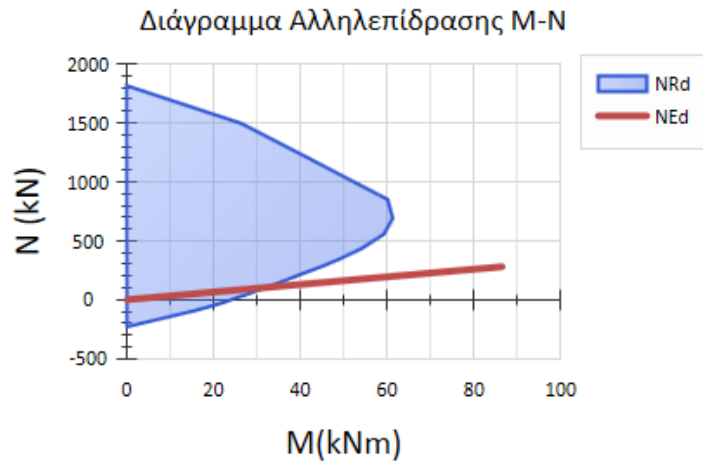
Στις Εικόνες 5.6 και 5.7 παρουσιάζονται αντίστοιχα τα γραφήματα της περιβάλλουσας των δράσεων και των αντοχών σε κάμψη και τέμνουσα της δοκού Δ2 και αλληλεπίδρασης καμπτικής ροπής-αξονικής δύναμης για το υποστύλωμα Υ27. Εξετάζοντας τα αποτελέσματα και συγκρίνοντας τα με τα αντίστοιχα του αρχικού κτιρίου που παρουσιάζονται στις Εικόνες 4.7 και 4.8, παρατηρείται ότι για τη δοκό δεν υπάρχει μεγάλη διαφορά, αφού πάλι υπάρχει υπέρβαση των διαθέσιμων αντοχών της. Αντιθέτως, στο υποστύλωμα 27 έχει βελτιωθεί η κατάσταση, κι αυτό οφείλεται στην ανάληψη μεγάλου ποσοστού της σεισμικής καταπόνησης του φορέα από τα ενφαινούμενα τοιχώματα. Εντούτοις, η αντοχή του εξακολουθεί να υπολείπεται της απαιτούμενης κι αυτό συνεπάγεται την ανάγκη για περαιτέρω ενίσχυση του, όπως θα παρουσιαστεί στο επόμενο κεφάλαιο.



Εικόνα 5.5: Εξεταζόμενα στοιχεία του ενισχυμένου φορέα.



Εικόνα 5.6: Περιβάλλουσα δράσεων και αντοχών σε κάμψη δοκού Δ2.



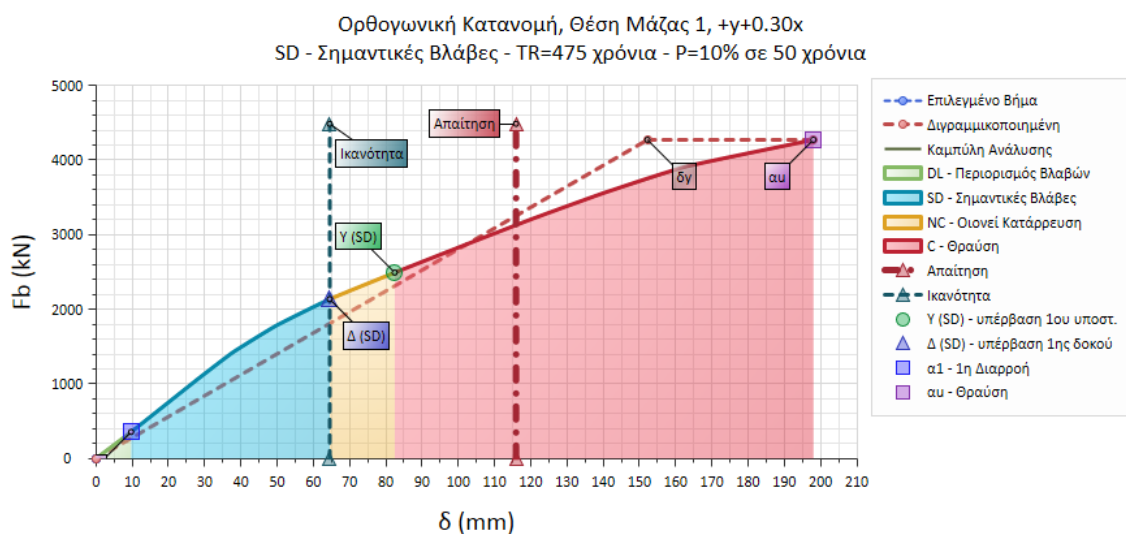
Εικόνα 5.7: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M-N ενισχυμένου υποστρώματος Υ27.

5.4. Ανάλυση Pushover

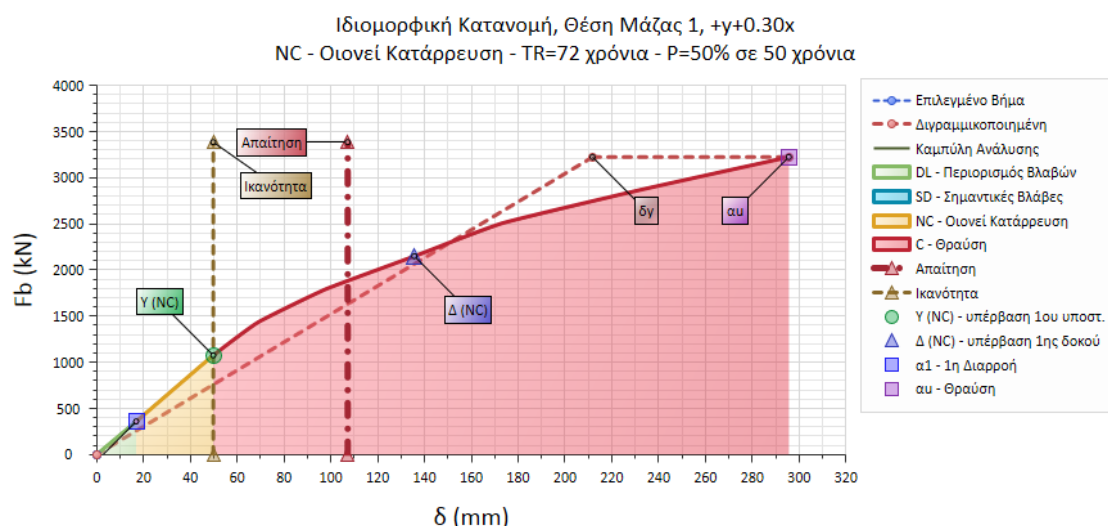
Στο ενισχυμένο κτίριο εφαρμόστηκε, όπως και στο υφιστάμενο, η στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover) κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, στη διεύθυνση x και y με τις ίδιες παραδοχές:

- στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές Βλάβες), και
- περίοδος επαναφοράς 475 έτη που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης $P=10\%$ σε 50 έτη.

Η διαδικασία της ανάλυσης Pushover εφαρμόστηκε σε 50 βήματα με μέγιστο πλήθος επαναλήψεων 30.



Εικόνα 5.6: Καμπύλη Pushover στη διεύθυνση x .



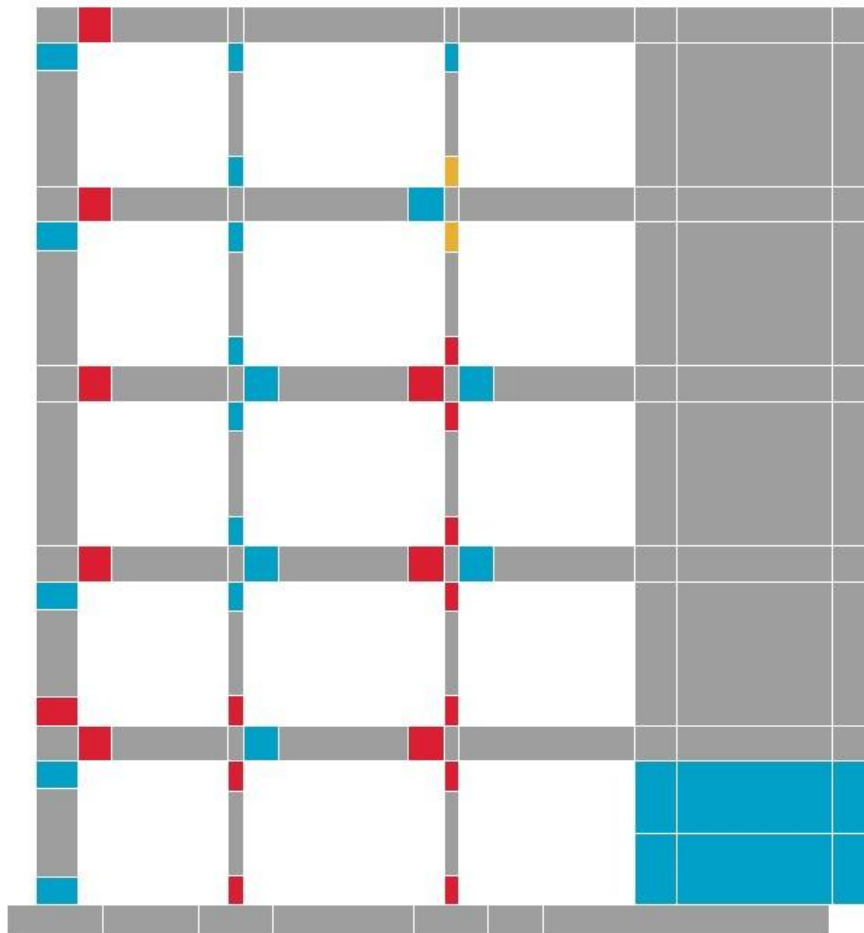
Εικόνα 5.7: Καμπύλη Pushover στη διεύθυνση γ.

Στις Εικόνες 5.8 και 5.9 παρουσιάζεται η απόκριση του ενισχυμένου κτιρίου για την εν λόγω ανάλυση στις δύο διευθύνσεις. Παρατηρείται ότι ο φορέας του κτιρίου δεν επαρκεί και στις δύο διευθύνσεις. Τα συνοπτικά αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.2. Στην πρώτη περίπτωση (διεύθυνση x) σύμφωνα με την καμπύλη ικανότητας η πρώτη αστοχία πραγματοποιείται σε δοκό για τέμνουσα βάσης 2200 kN και μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με 64mm, ενώ σύμφωνα με τη στάθμη επιτελεστικότητας και την περίοδο επαναφοράς που έχει επιλεγεί θα έπρεπε να μην υπήρχε αστοχία, για τέμνουσα βάσης μέχρι 3200kN και μετακίνηση 115mm. Παρόμοια είναι και η κατάσταση στη διεύθυνση γ. Σύμφωνα με την καμπύλη ικανότητας η πρώτη αστοχία αφορά υποστήλωμα και πραγματοποιείται για τέμνουσα βάσης 1100 kN και μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 50mm, ενώ σύμφωνα με την στάθμη επιτελεστικότητας και την περίοδο επαναφοράς που έχει επιλεγεί θα έπρεπε να μην έχουμε αστοχία για τέμνουσα βάσης 1800 kN και μετακίνηση 114mm.

Διεύθυνση	Τέμνουσα βάσης στην πρώτη αστοχία (kN)	Απαιτούμενη Τέμνουσα βάσης για τη στάθμη επιτελεστικότητας B (kN)	Μετακίνηση πρώτης αστοχίας (mm)	Απαιτούμενη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας B (mm)
X	2200	3200	64	115
Y	1100	1800	50	114

Πίνακας 5.2: Αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover για την ενίσχυση του κτιρίου με ενφαινούμενα τοιχώματα.

Στην Εικόνα 5.10 απεικονίζονται τα σημεία δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο του εξεταζόμενου υποστυλώματος και της εξεταζόμενης δοκού. Με κόκκινο χρώμα φαίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργήθηκαν πρώτες κατά την ανάλυση Pushover και αυτό έχει ως συνέπεια στα σημεία αυτά η διαρροή να έχει προχωρήσει σημαντικά στο τέλος της ανάλυσης.



Εικόνα 5.10: Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο ελέγχου.

Συμπερασματικά, με την προσθήκη των ενφαινούμενων τοιχωμάτων δεν παρατηρείται σημαντική βελτίωση στη μείωση της σεισμικής τρωτότητας του κτιρίου, αφού ναι μεν η απαίτηση σε τέμνουσα βάσης και μετακίνηση μειώθηκε, αλλά από την άλλη πλευρά αυξήθηκε σημαντικά η απαίτηση σε μετακίνηση, κι αυτό είχε ως αποτέλεσμα η ικανότητα της κατασκευής να απέχει αρκετά από την απαιτούμενη.

Κεφάλαιο 6°: Ενίσχυση με ενφαινούμενα τοιχώματα και μανδύες

6.1. Περιγραφή της ενίσχυσης

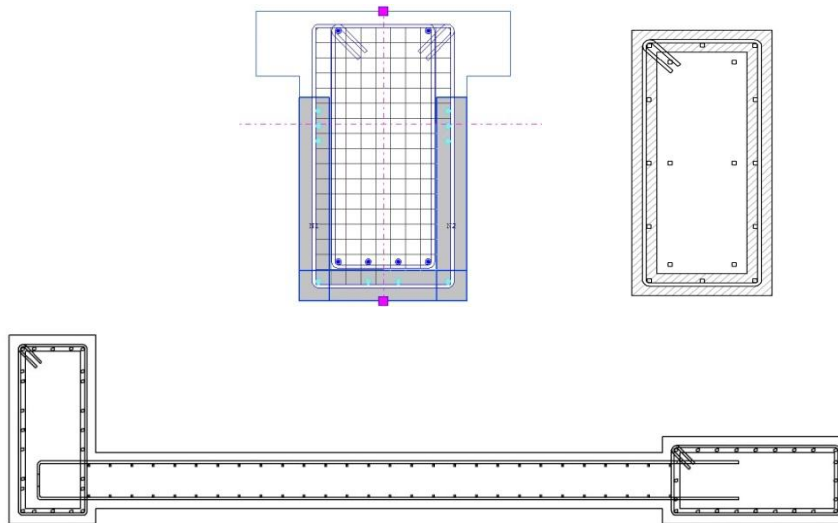
Όπως προαναφέρθηκε το υφιστάμενο κτίριο όπως προκύπτει από τις αναλύσεις που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 4, εμφανίζει εκτός από τις ανεπάρκειες των μελών του και μεγάλη στρεπτική ευαισθησία. Η ευαισθησία αυτή μπορεί να αντιμετωπιστεί μόνο με την προσθήκη ενφαινούμενων τοιχωμάτων, όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 5, αλλά αυτό δεν είναι ικανό να αποτρέψει την αστοχία των κύριων δομικών μελών της κατασκευής, δηλαδή των υποστυλωμάτων και των δοκών. Για τον λόγο αυτό, θα πρέπει τόσο τα υποστυλώματα όσο και οι δοκοί να ενισχυθούν ώστε η αντοχή τους να είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη. Η πλέον ενδεδειγμένη λύση, η οποία και ακολουθήθηκε, είναι η επένδυση τους με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.

Πιο συγκεκριμένα, οι επεμβάσεις που έγιναν στο κτίριο ήταν η κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος στα υποστυλώματα και στις δοκούς, καθώς και η δημιουργία τεσσάρων ενφαινούμενων τοιχωμάτων στις θέσεις που φαίνονται στην Εικόνα 5.3. Τα ενφαινούμενα τοιχώματα είναι οπλισμένα με διπλή εσχάρα $\phi 10/10$, ενώ οι εν λόγω οπλισμοί έχουν αγκυρωθεί στα πλευρικά υποστυλώματα και δοκάρια με βλήτρα μήκους 20 και 40 εκ., αντίστοιχα.

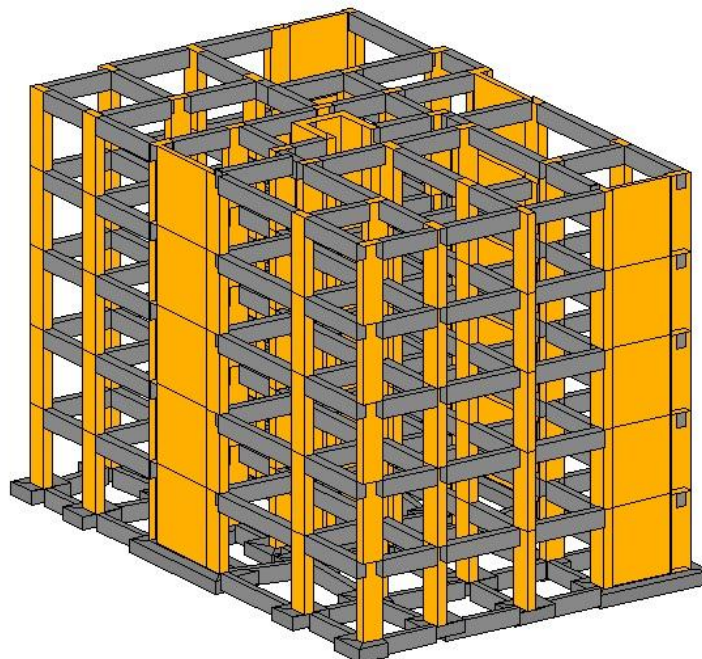
Επίσης, στα υποστυλώματα τοποθετήθηκε μανδύας πάχους 7 εκ. στην περίμετρό τους, διαμήκης οπλισμός $12\phi 16$ και διατμητικός οπλισμός $\phi 10/10$. Στις δοκούς τοποθετήθηκε μανδύας πάχους 7 εκ. στην περίμετρό τους, διαμήκης οπλισμός $4\phi 14$ "κάτω", $6\phi 14$ "πάνω" και διατμητικός οπλισμός $\phi 10/10$. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο "πάνω" οπλισμός των $6\phi 14$ τοποθετήθηκε από την

κάτω πλευρά της δοκού, όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.1, καθώς εφόσον είναι πάνω από τον ουδέτερο άξονα προσδίδουν στη διατομή την απαραίτητη αντοχή σε κάμψη.

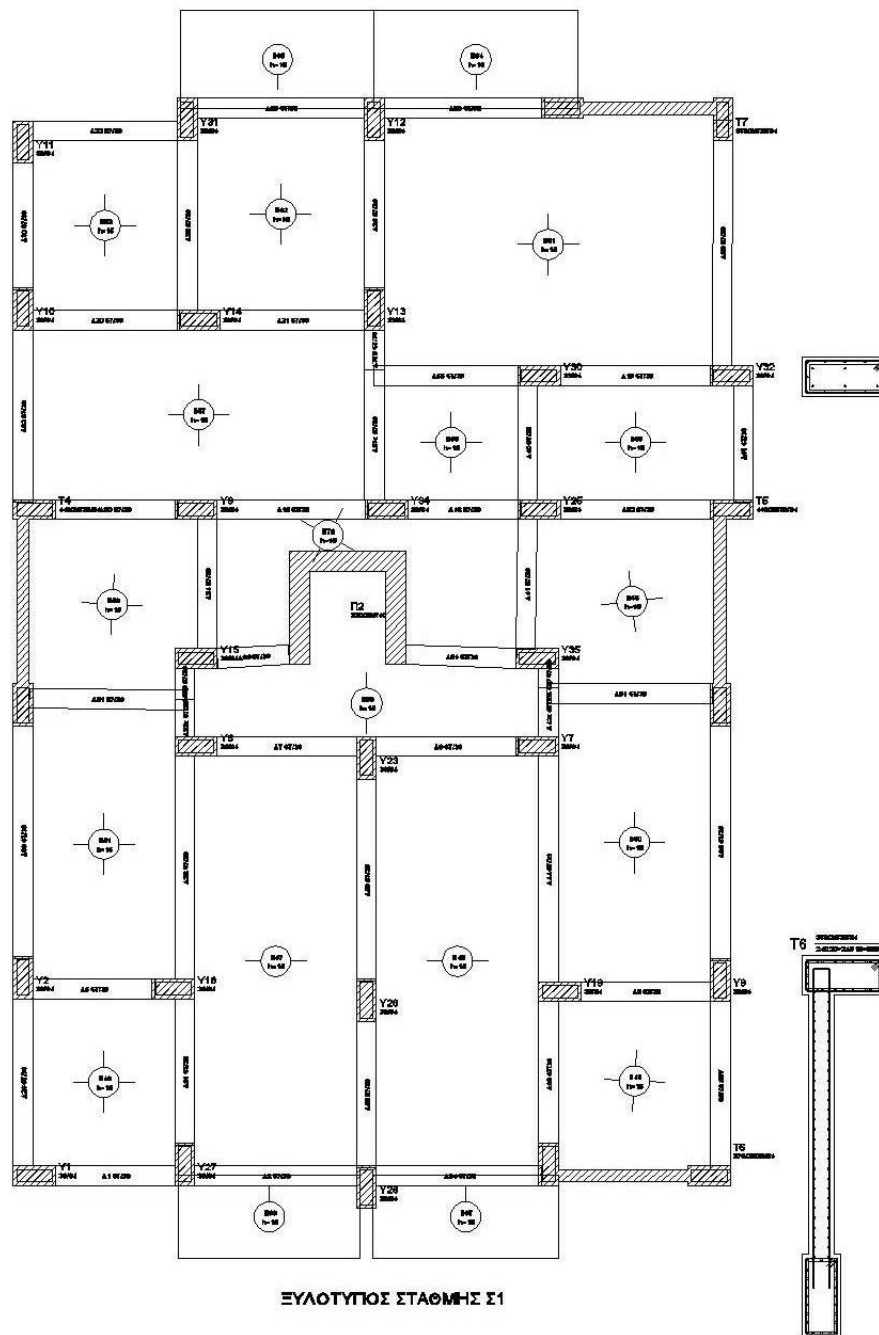
Στην Εικόνα 6.1 παρουσιάζονται οι τυπικές ενισχυμένες διατομές δοκού, υποστυλώματος και τοιχώματος, ενώ το ενισχυμένο τριδιάστατο προσομοίωμα του κτιρίου που δημιουργήθηκε στο λογισμικό ΡΑΦ παρουσιάζεται στην Εικόνα 6.2. και η κάτοψη του ενισχυμένου φορέα στην Εικόνα 6.3.



Εικόνα 6.1: Τυπικές ενισχυμένες διατομές υποστυλώματος, δοκού & εμφανιζόμενου τοιχώματος.



Εικόνα 6.2: Τριδιάστατο προσομοίωμα του ενισχυμένου κτιρίου.



Εικόνα 6.3: Κάτοψη του ενισχυμένου τυπικού ορόφου του κτιρίου.

6.2. Ιδιομορφική ανάλυση

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης της ενισχυμένης κατασκευής παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.1 μόνο για τις έξι πρώτες ιδιομορφές, αφού ήδη με τον αριθμό αυτό τα ποσοστά της ενεργοποιούμενης μάζας υπερβαίνουν το 96%.

α/α	Θέση μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ενεργοποιούμενη μάζα $m_x(\%)$	Ενεργοποιούμενη μάζα $m_y(\%)$
1	A	1 ^η	0,497	82,85	0,08
2	A	2 ^η	0,456	0,15	83,64
3	A	3 ^η	0,357	1,23	0,79
4	A	4 ^η	0,114	12,01	0,04
5	A	5 ^η	0,107	0,05	11,67
6	A	6 ^η	0,086	0,04	0,22
				$\Sigma m_x=96,32\%$	$\Sigma m_y=96,44\%$
7	Δ	1 ^η	0,497	81,445	1,196
8	Δ	2 ^η	0,460	1,692	80,284
9	Δ	3 ^η	0,354	1,081	3,025
10	Δ	4 ^η	0,114	12,021	0,018
11	Δ	5 ^η	0,107	0,033	11,422
12	Δ	6 ^η	0,085	0,042	0,489
				$\Sigma m_x=96,32 \%$	$\Sigma m_y=96,44\%$
13	Π	1 ^η	0,494	84,136	0,005
14	Π	2 ^η	0,455	0,002	84,225
15	Π	3 ^η	0,362	0,117	0,277
16	Π	4 ^η	0,115	11,861	0,016
17	Π	5 ^η	0,106	0,019	11,895
18	Π	6 ^η	0,086	0,187	0,018
				$\Sigma m_x=96,32 \%$	$\Sigma m_y=96,44\%$
19	Κ	1 ^η	0,510	78,701	0,221
20	Κ	2 ^η	0,455	0,0308	84,113
21	Κ	3 ^η	0,351	5,189	0,174
22	Κ	4 ^η	0,117	11,505	0,002
23	Κ	5 ^η	0,106	0,006	11,911
24	Κ	6 ^η	0,084	0,613	0,016
				$\Sigma m_x=96,32 \%$	$\Sigma m_y=96,44\%$

Πίνακας 6.1 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης ενισχυμένου κτιρίου με ενφαινούμενα τοιχώματα και μανδύες κτιρίου.

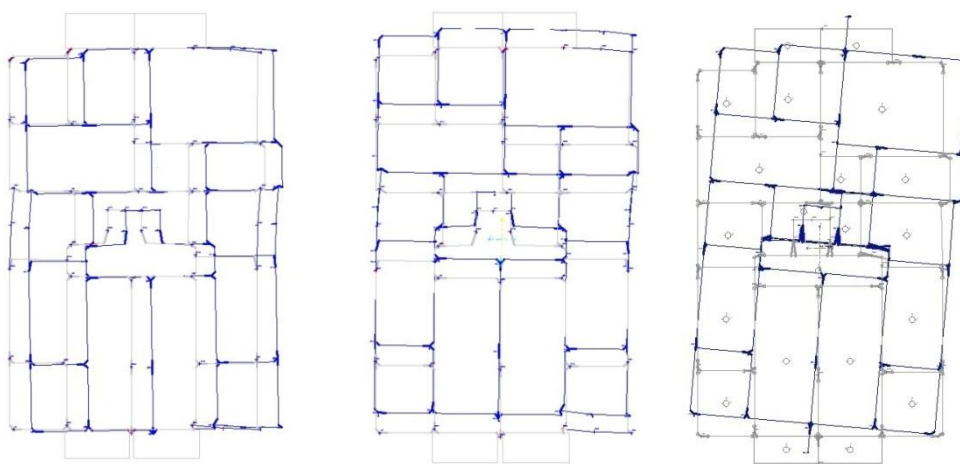
Θα πρέπει να σημειωθεί ότι σε καμία από τις 4 θέσεις εφαρμογής της μάζας κάθε ορόφου, το άθροισμα των ενεργοποιούμενων μαζών κατά τις τρεις πρώτες ιδιομορφές δεν υπερβαίνει το 90% της συνολικής μάζας, και δεν φαίνεται ότι τα ποσοστά της ενεργοποιούμενης μάζας είναι ιδιαίτερα υψηλά σε καμία από τις 3 πρώτες ιδιομορφές. Πάντως, στη θέση Α ξεχωρίζει το σχετικά μεγάλο ποσοστό m_y στη 2^η ιδιομορφή, στη θέση Γ τα σχετικά μεγάλα ποσοστά m_x στη 2^η και m_y στη 3^η ιδιομορφή, ενώ στη θέση Δ διακρίνεται το υψηλό ποσοστό m_y στη 2^η ιδιομορφή.

Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης του Πίνακα 6.1 μπορεί να θεωρηθεί ότι οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι της κατασκευής σε κάθε κύρια διεύθυνση αν ληφθεί υπόψη η ιδιοπερίοδος στην οποία ενεργοποιείται το μεγαλύτερο ποσοστό της ταλαντούμενης μάζας στο μεγαλύτερο βαθμό είναι αντίστοιχα:

- $T_{1x} = 0,497 \text{ sec}$ (αντιστοιχεί στην 1^η ιδιομορφή για την θέση μάζας Κ),
- $T_{1y} = 0,456 \text{ sec}$ (αντιστοιχεί στην 2^η ιδιομορφή για την θέση μάζας Κ).

Παρατηρείται λοιπόν ότι η θεμελιώδης 1^η ιδιομορφή της κατασκευής, αλλά και η 2^η είναι μεταφορικές, καθώς το 82,85% και 83,60%, αντίστοιχα κατά μέσο όρο, της συνολικής μάζας της κατασκευής ενεργοποιείται κατά τη διεύθυνση x και y σε αντίθεση με την προγενέστερη κατάσταση (προ ενίσχυσης) όπου τα αντίστοιχα ποσοστά ήταν μόλις 27% και 62%. Επίσης, παρατηρείται η αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής, καθώς οι ιδιοπερίοδοι έχουν ελαττωθεί σημαντικά, όπως για παράδειγμα στην 1^η ιδιομορφή από 0,781 σε 0,497 sec.

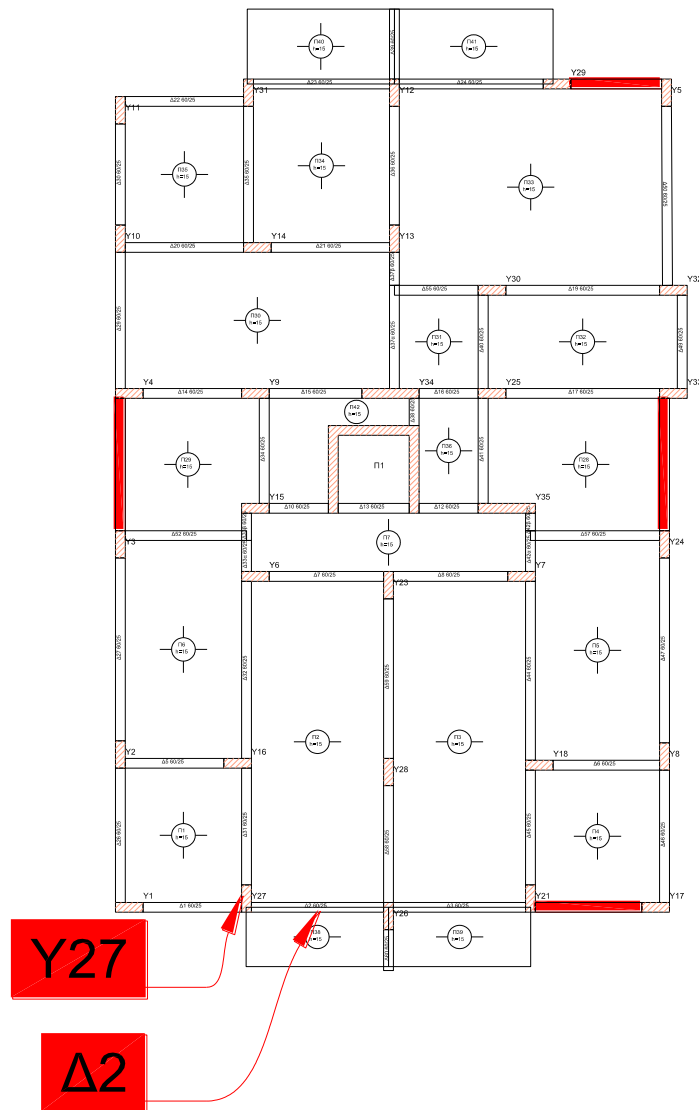
Στην Εικόνα 6.4 παρουσιάζεται η κάτοψη του τελευταίου ορόφου όπως μετακινείται κατά τις 3 πρώτες ιδιομορφές της ενισχυμένης κατασκευής.



Εικόνα 6.4: Μετακίνηση του τελευταίου ορόφου κατά την 1^η, 2^η και 3^η ιδιομορφή (μεγέθυνση 400%).

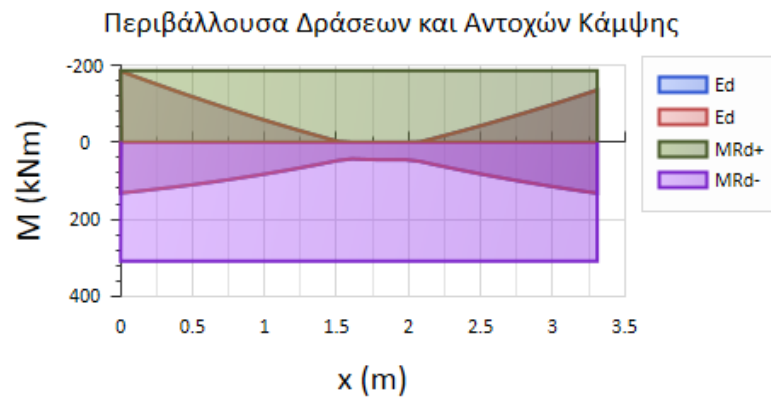
6.2.1. Έλεγχος επάρκειας μελών

Αντίστοιχα κατά την παραπάνω ιδιομορφική ανάλυση θα γίνει ενδεικτικά ο έλεγχος επάρκειας του υποστυλώματος Υ27 και της δοκού Δ2 στην οροφή του ισογείου, όπως φαίνονται στην κάτοψη της Εικόνας 6.5.

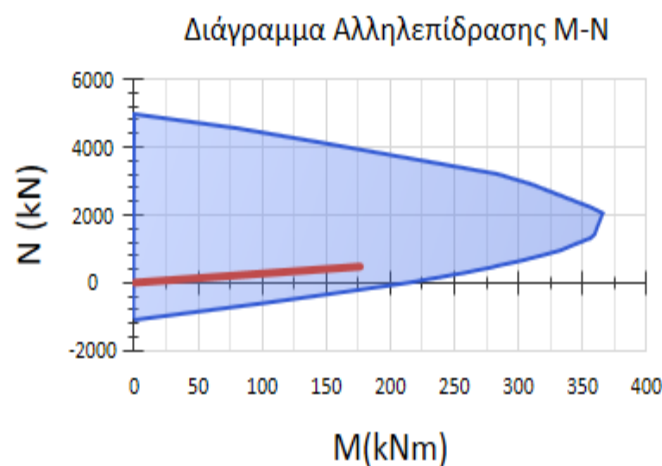


Εικόνα 6.5: Εξεταζόμενα μέλη του ενισχυμένου κτιρίου.

Στη συνέχεια, στις Εικόνες 6.6 και 6.7 παρουσιάζονται τα γραφήματα αλληλεπίδρασης καμπτικής ροπής-αξονικής δύναμης για το υποστύλωμα Y27 και της περιβάλλουσας των δράσεων και των αντοχών σε κάμψη και τέμνουσα της δοκού Δ2. Παρατηρείται ότι η ικανότητα και στα δύο δομικά μέλη έχει αυξηθεί σημαντικά σε σύγκριση με την εικόνα που παρουσίαζαν για τον αρχικό φορά (στις Εικόνες 4.7 και 4.8) και για τον μερικώς ενισχυμένο φορά (στις Εικόνες 5.6 και 5.7). Πιο συγκεκριμένα, τόσο για τη δοκό όσο κυρίως για το υποστύλωμα, η αντοχή τους υπερβαίνει τις απαιτήσεις. Οπότε, αυτό συνεπάγεται την επιτυχή σεισμική αναβάθμιση του κτιρίου σε τοπικό επίπεδο μελών κι ότι δεν υπάρχει ανάγκη για περαιτέρω ενίσχυση τους.



Εικόνα 6.6: Περιβάλλουσα Δράσεων και Αντοχών σε Κάμψη δοκού Δ2



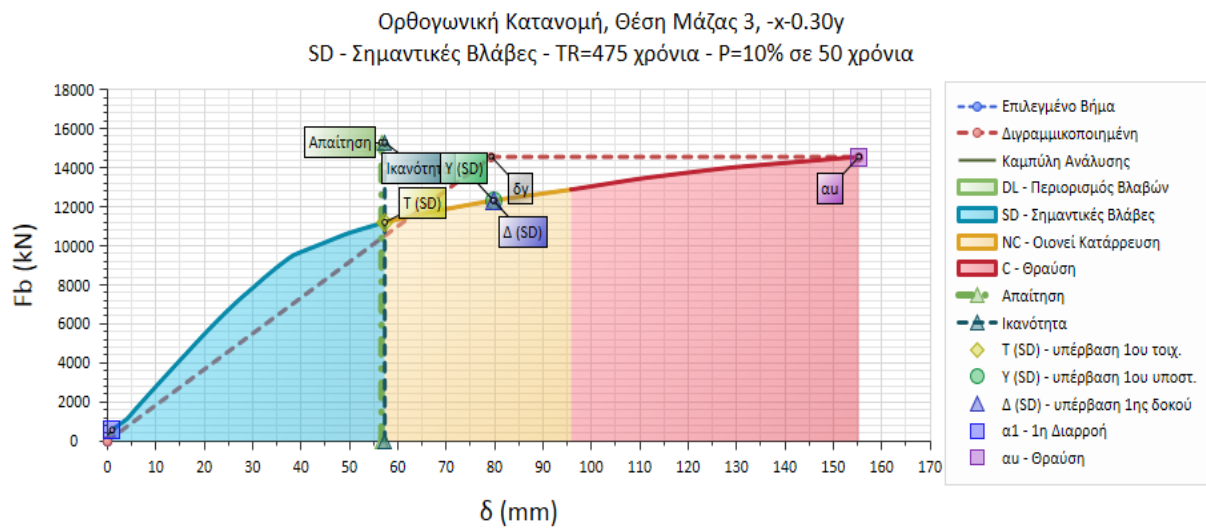
Εικόνα 6.7: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M-N ενισχυμένου υποστυλώματος Υ27.

6.3. Ανάλυση Pushover

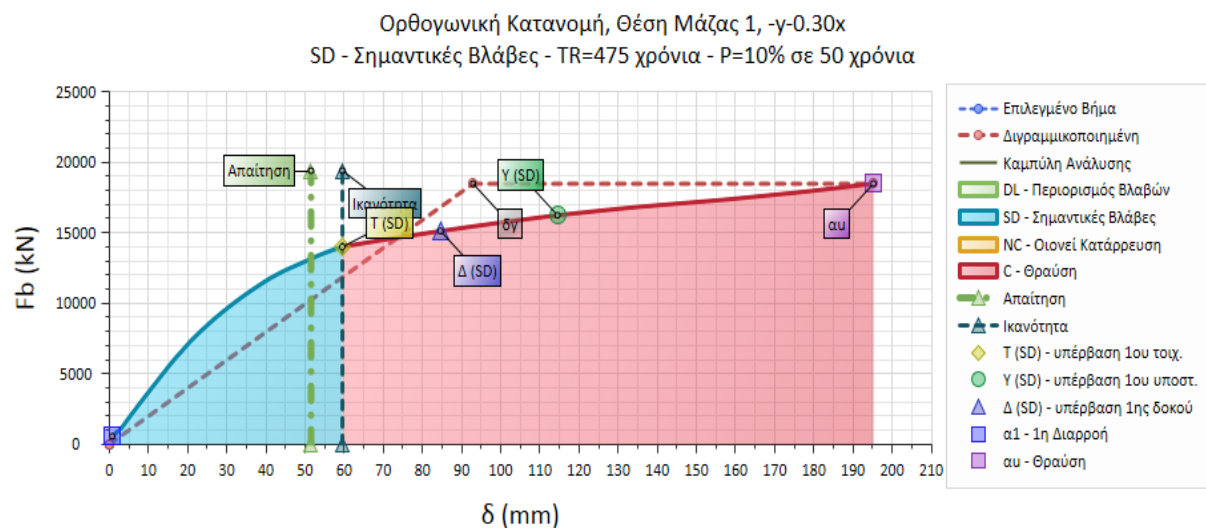
Αντίστοιχα και στο πλήρως ενισχυμένο κτίριο εφαρμόστηκε και η στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover) κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, στις διευθύνσεις x και y με τις ίδιες παραδοχές:

- στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές Βλάβες), και
- περίοδος επαναφοράς 475 έτη που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης $P=10\%$ σε 50 έτη.

Η ανάλυση Pushover εφαρμόστηκε σε 50 βήματα με μέγιστο πλήθος 30 επαναλήψεων για κάθε βήμα.



Εικόνα 6.8: Pushover στη διεύθυνση x



Εικόνα 6.9: Καμπύλη Pushover στη διεύθυνση y.

Στις Εικόνες 6.8 και 6.9 παρουσιάζεται η απόκριση του κτιρίου για την ανάλυση Pushover στη διεύθυνση x και y, αντίστοιχα. Παρατηρείται ότι και στις δύο διευθύνσεις ο φορέας του κτιρίου επαρκεί, αφού πλέον η ικανότητα του υπερβαίνει την απαίτηση που καθορίζεται από την στάθμη επιτελεστικότητας και τη σεισμική δράση.

Τα συνοπτικά αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.2. Στην πρώτη περίπτωση (διεύθυνση x) σύμφωνα με την καμπύλη ικανότητας η πρώτη αστοχία συμβαίνει για τέμνουσα βάσης 11200 kN και μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά 58mm. Ανάλογα ευρήματα προκύπτουν και στη διεύθυνση y, όπου η πρώτη αστοχία συμβαίνει σε τέμνουσα βάσης 14000 kN και μετακίνηση 60mm.

Διεύθυνση	Τέμνουσα βάσης στην πρώτη αστοχία (kN)	Απαιτούμενη Τέμνουσα βάσης για τη στάθμη επιτελεστικότητας B (kN)	Μετακίνηση πρώτης αστοχίας (mm)	Απαιτούμενη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας B (mm)
X	11200	6000	58	56
Y	14000	5500	60	52

Πίνακας 6.2: Αποτελέσματα ανάλυσης Pushover του ενισχυμένου με ενφαινούμενα τοιχώματα και μανδύες φορέα.

Από τα αποτελέσματα γίνεται φανερό ότι με την ενίσχυση του φορέα αυξήθηκε τόσο η αντοχή του, όσο επίσης η δυσκαμψία και η πλαστιμότητά του. Συνεπώς, με βάση τα ευρήματα της ιδιομορφικής και της Pushover ανάλυσης του ενισχυμένου με ενφαινούμενα τοιχώματα και μανδύες φορέα, προκύπτει ότι επετεύχθη η σεισμική αναβάθμιση του σύμφωνα με τους στόχους που ετέθησαν βάσει των κανονιστικών διατάξεων και δεν χρειάζονται πρόσθετα μέτρα ενίσχυσης.

Κεφάλαιο 7^ο: Συμπεράσματα

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία διερευνήθηκε η σεισμική τρωτότητα μίας τυπικής (για τα δεδομένα της περιόδου 1960-1990) υφιστάμενης πολυώροφης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα πριν και μετά την ενίσχυσή της, σύμφωνα με όσα προβλέπονται στο κανονιστικό πλαίσιο επεμβάσεων του Ευρωκώδικα 8 και του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τον σκοπό αυτό διερευνήθηκαν σε βάθος τα υπολογιστικά προσομοιώματα (αξιοποιώντας τα προηγμένα υπολογιστικά εργαλεία που διατίθενται πλέον από το τεχνικό λογισμικό που έχουν στη διάθεση τους οι μηχανικοί στην Ελλάδα) για τρεις περιπτώσεις:

- Το υφιστάμενο κτίριο.
- Το μερικώς ενισχυμένο κτίριο με την προσθήκη ενφαινούμενων τοιχωμάτων στις τέσσερις πλευρές του.
- Το πληρέστερα ενισχυμένο κτίριο με την προσθήκη ενφαινούμενων τοιχωμάτων αλλά και μανδύων σκυροδέματος στα υποστυλώματα και στις δοκούς του.

Τα κύρια συμπεράσματα που μπορούν να εξαχθούν από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων αλλά και από όλη τη διαδικασία που ακολουθήθηκε δίνονται παρακάτω:

- ✓ Η εικόνα του υφιστάμενου κτίσματος όσον αφορά στη στρεπτική του ευαισθησία κρίνεται προβληματική και αυτό αποτυπώνεται και στους ελέγχους επάρκειας του και στον τρόπο σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων στα πλαίσια του φορέα. Η προφανής σεισμική τρωτότητα του αποδεικνύεται σε τοπικό επίπεδο από τις ανεπαρκείς διαθέσιμες αντοχές των μελών του και σε καθολικό επίπεδο από τις επίσης ανεπαρκείς καμπυλές ικανότητας που προέκυψαν από τις αναλύσεις Pushover.

- ✓ Με τη μερική ενίσχυση του φέροντος οργανισμού με την προσθήκη μόνο των ενφαινούμενων τοιχωμάτων βελτιώθηκε σημαντικά η στρεπτική ευαισθησία της κατασκευής. Αυτό φαίνεται από τη μορφή των δύο πρώτων-σημαντικών ιδιομορφών, αλλά και από το ποσοστό της ενεργοποιούμενης μάζας σε κάθε μία από αυτές. Ωστόσο, παρότι η καταπόνηση -στα κατακόρυφα κύρια μέλη- μειώθηκε από την προσθήκη αυτή, πάλι τα μέτρα ενίσχυσης δεν κρίνονται ικανοποιητικά και σε τοπικό και σε καθολικό επίπεδο, κάνοντας επιτακτική την λήψη περαιτέρω μέτρων ενίσχυσης.
- ✓ Με την πληρέστερη μορφή επέμβασης (ενφαινούμενα τοιχώματα σε συνδυασμό με μανδύες σκυροδέματος στα υποστυλώματα και στις δοκούς) παρατηρείται τόσο από την ιδιομορφική ανάλυση όσο και από τη στατική υπερωθητική (Pushover) ανάλυση, ότι το κτίριο καθίσταται πλέον επαρκές σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων και δεν χρήζει περαιτέρω ενίσχυσης.

Συνοψίζοντας, προκύπτει ότι η τεχνική ενίσχυσης που εφαρμόστηκε σε αυτό το τυπικό πολυώροφο κτίριο με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, δηλαδή συνδυασμός των ενφαινούμενων τοιχωμάτων και της κατασκευής μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος προσέδωσε στο κτίριο την απαιτούμενη αντοχή έναντι των σεισμικών φορτίων. Η ενσωμάτωση των ενφαινούμενων τοιχωμάτων προσέδωσε στην κατασκευή την απαιτούμενη δυσκαμψία. Επιπροσθέτως, με τον τρόπο αυτό αντιμετωπίστηκε η στρεπτική ευαισθησία που παρουσίαζε νωρίτερα η κατασκευή παρά τη σχετική συμμετρία σε κάτοψη. Με την προσθήκη των μανδυνών αυξήθηκε η αντοχή και η πλαστιμότητα των κύριων δομικών μελών στοιχείων (δοκών και υποστυλωμάτων), η οποία ήταν επίσης απαραίτητη για την επίτευξη της σεισμικής «αναβάθμισης» του.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η προσθήκη ενφαινούμενων τοιχωμάτων σε κτιριακές κατασκευές –υφιστάμενες ή νέες- δεν είναι πάντοτε εφικτή. Αυτό συμβαίνει, επειδή συνήθως τα τοιχώματα κατασκευάζονται στην περίμετρο του εκάστοτε κτιρίου, οπότε τις περισσότερες φορές το "τίμημα" είναι να κλείνουν κάποιο άνοιγμα (παράθυρο ή πόρτα). Εναλλακτικά μπορούν να κατασκευασθούν χιαστί ή άλλης μορφής μεταλλικοί σύνδεσμοι, οι οποίοι μπορεί να αποτελέσουν και αρχιτεκτονικό στοιχείο των όψεων του κτιρίου. Αντίστοιχα προβλήματα μπορεί να υπάρξουν και στην κατασκευή των μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος περιμετρικά μίας διατομής ενός υποστυλώματος, καθώς αυξάνουν σημαντικά το μέγεθος του, ειδικά όταν κατασκευαστούν από

έγχυτο σκυρόδεμα. Εναλλακτικά μπορούν να κατασκευασθούν πολλοί λεπτότεροι μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP). Κάθε λύση έχει προφανώς τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματά της, συνεπώς απαιτείται καλή συνεργασία του πολιτικού μηχανικού του αρχιτέκτονα μηχανικού και του ιδιοκτήτη του έργου, προκειμένου να επιτυγχάνεται πάντα η ασφαλέστερη, εργονομικότερη και τεχνο-οικονομικά βέλτιστη δυνατή λύση.

Σε κάθε περίπτωση, η στρατηγική των επεμβάσεων που θα υιοθετηθεί για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας υφιστάμενης κατασκευής (δηλαδή, για τη μείωση της διακινδύνευσης και της σεισμικής της τρωτότητας σε αποδεκτά όρια) είναι ένας συνδυασμός επιστήμης και «τέχνης». Για να επιτευχθεί το καλύτερο δυνατό αποτέλεσμα απαιτούνται εξειδικευμένη εμπειρία και γνώσεις από τον μηχανικό, αλλά και προσεκτική εξέταση κάθε περίπτωσης ξεχωριστά, λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιαιτερότητες του κάθε προβλήματος.

Ευρετήριο Πινάκων

Πίνακας 1.1: Στρατηγικές επέμβασης και οι βασικοί στόχοι τους.....	4
Πίνακας 1.2: Συστήματα επέμβασης και στόχοι τους οποίους ικανοποιούν	5
Πίνακας 2.1: Επίπεδα γνώσης, μέθοδοι ανάλυσης και συντελεστές εμπιστοσύνης βάσει Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3.....	12
Πίνακας 2.2: Στόχοι επιτελεστικότητας κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.	15
Πίνακας 2.3: Στόχοι επιτελεστικότητας βάσει του Ευρωκώδικα 8	15
Πίνακας 2.4: Μέθοδοι ανάλυσης και προϋποθέσεις εφαρμογής τους.....	17
Πίνακας 2.5: Τιμές του λόγου των συντελεστών συμπεριφοράς q^*/q'	18
Πίνακας 2.6: Τιμές του συντελεστή q' βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.	19
Πίνακας 2.7: Συνδυασμοί στόχων επιτελεστικότητας στοιχείων του φέροντος οργανισμού- δευτερευόντων στοιχείων	20
Πίνακας 2.8: Σχέσεις υπολογισμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης R_d στη στάθμη επιτελεστικότητας Β.....	25
Πίνακας 2.9: Τιμές του συντελεστή υπεραντοχής γ_{Rd}	26
Πίνακας 2.10: Σχέσεις υπολογισμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης R_d στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ.....	26
Πίνακας 2.11: Τιμές του συντελεστή C_0	41
Πίνακας 2.12: Τιμές του συντελεστή C_2	42
Πίνακας 4.1: Φορτία της κατασκευής.	77
Πίνακας 4.2: Τύποι υπολογισμού της δυσκαμψίας των δομικών στοιχείων.	78
Πίνακας 4.3: Μάζα και η μαζική ροπή αδράνειας κάθε ορόφου.	80

Πίνακας 4.4: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης υφιστάμενης κατασκευής.	81
Πίνακας 4.5: Αποτελέσματα ανάλυσης Pushover υφιστάμενου φορέα	86
Πίνακας 5.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κατασκευής ενισχυμένης με ενφαινούμενα τοιχώματα	92
Πίνακας 5.2: Αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover για την ενίσχυση του κτιρίου με ενφαινούμενα τοιχώματα.	96
Πίνακας 6.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης ενισχυμένου κτιρίου με ενφαινούμενα τοιχώματα και μανδύες κτιρίου.	102
Πίνακας 6.2: Αποτελέσματα ανάλυσης Pushover του ενισχυμένου με ενφαινούμενα τοιχώματα και μανδύες φορέα.	107

Ευρετήριο Εικόνων

Εικόνα 2.1: Τριγωνική κατανομή φορτίων ανά στάθμη ορόφου και καμπύλη ικανότητας της κατασκευής.	27
Εικόνα 2.2: Ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας της κατασκευής επί της καμπύλης ικανότητας της.	28
Εικόνα 2.3: Διάγραμμα έντασης-παραμόρφωσης δομικού μέλους.	29
Εικόνα 2.4: Σημεία πιθανών πλαστικών αρθρώσεων σε ένα απλό πλαίσιο υπό σεισμική δράση.	34
Εικόνα 2.5: Ορισμός ιδεατής καμπύλης ικανότητας.	37
Εικόνα 2.6: Μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης κατά τον Ευρωκώδικα 8.	38
Εικόνα 2.7: Εξιδανικευμένη καμπύλη ικανότητας κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.	40
Εικόνα 2.8: Όρια τιμών της στροφής χορδής ανά στάθμη επιτελεστικότητας.	48
Εικόνα 2.9: Σύνθετο διάγραμμα ικανότητας-απαίτησης μετακίνησης-συμπεριφοράς.	49
Εικόνα 2.10: Ενίσχυση στην περιοχή κόμβου δοκού-υποστυλώματος.	52
Εικόνα 2.11: Λεπτομέρεια κατασκευής περιμετρικού μανδύα σε υποστύλωμα.	52
Εικόνα 2.12: Σύνδεση των νέων τοιχωμάτων με το υφιστάμενο πλαίσιο (περιμετρική ή μόνο οριζόντια)	54
Εικόνα 2.13: Θεμελίωση νέου τοιχώματος εντός υφιστάμενου πλαισίου.	55
Εικόνα 3.1: Το ραβδόμορφο στοιχείο που χρησιμοποιεί το λογισμικό ΡΑΦ.	67
Εικόνα 3.2: Ηπροκαθορισμένη κατεύθυνση των αξόνων του τοπικού συστήματος σε οριζόντια στοιχεία.	68

Εικόνα 3.3: Η προκαθορισμένη κατεύθυνση των αξόνων του τοπικού συστήματος σε κατακόρυφα στοιχεία.....	68
Εικόνα 3.4: Το πρόβλημα της προσομοίωσης των έκκεντρων συνδέσεων των δοκών με τους βασικούς κόμβους του χωρικού προσομοιώματος	69
Εικόνα 3.5: Το προσομοίωμα Winkler	70
Εικόνα 3.6: Διαδικασία προσομοίωσης ελαστικά εδραζόμενης πεδιλοδοκού με διακριτοποίηση της και τοποθέτηση σημειακών ελατηρίων.	71
Εικόνα 3.7: Προσομοίωση πεδίου και συνδετήριων δοκών.	73
Εικόνα 4.1: Τριδιάστατο προσομοίωμα του κτιρίου.	76
Εικόνα 4.2: Κάτοψη ισογείου.	76
Εικόνα 4.3: Τυπικές διατομές και όπλιση υποστυλμάτων και δοκών.....	77
Εικόνα 4.4: Οι 4 θέσεις εκατέρωθεν του κέντρου μάζας της κάτοψης που χρησιμοποιήθηκαν στην ιδιομορφική ανάλυση.....	79
Εικόνα 4.5: Μετακίνηση κάτοψης του τελευταίου ορόφου κατά την 1 ^η , 2 ^η και 3 ^η ιδιομορφή (μεγέθυνση 400%).	82
Εικόνα 4.6: Εξεταζόμενα μέλη.	80
Εικόνα 4.7: Περιβάλλουσα δράσεων και αντοχών σε κάμψη δοκού Δ2.	83
Εικόνα 4.8: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M-N υποστυλώματος Υ27.	83
Εικόνα 4.9: Απεικόνιση αστοχίας δομικών μελών.	83
Εικόνα 4.10: Καμπύλη Pushover στη διεύθυνση x.....	85
Εικόνα 4.11: Καμπύλη Pushover στη διεύθυνση x.....	85
Εικόνα 4.12: Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο ελέγχου.....	86
Εικόνα 5.1: Τριδιάστατο προσομοίωμα της ενισχυμένης με ενφαινούμενα τοιχώματα κατασκευής.....	90
Εικόνα 5.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου ενισχυμένου κτιρίου.	90
Εικόνα 5.3: Τυπική διατομή ενφαινούμενου τοιχώματος.....	91
Εικόνα 5.4: Μετακίνηση του τελευταίου ορόφου κατά την 1 ^η , 2 ^η και 3 ^η ιδιομορφή (μεγέθυνση 400%).	93
Εικόνα 5.5: Εξεταζόμενα στοιχεία του ενισχυμένου φορέα.....	94
Εικόνα 5.6: Περιβάλλουσα Δράσεων και Αντοχών σε Κάμψη δοκού Δ2.....	94

Εικόνα 5.7: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M-N ενισχυμένου υποστυλώματος Y27.....	95
Εικόνα 5.8: Καμπύλη Pushover στη διεύθυνση x.....	95
Εικόνα 5.9: Καμπύλη Pushover στη διεύθυνση γ.....	96
Εικόνα 5.10: Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο ελέγχου	96
Εικόνα 6.1: Τριδιάστατο προσομοίωμα του ενισχυμένου κτιρίου.	100
Εικόνα 6.2: Τυπικές ενισχυμένες διατομές υποστυλώματος, δοκού& εμφανιζόμενου τοιχώματος.	100
Εικόνα 6.3: Κάτοψη του ενισχυμένου τυπικού ορόφου του κτιρίου.....	101
Εικόνα 6.4: Μετακίνηση του τελευταίου ορόφου κατά την 1 ^η , 2 ^η και 3 ^η ιδιομορφή (μεγέθυνση 400%).	103
Εικόνα 6.5: Εξεταζόμενα μέλη του ενισχυμένου κτιρίου.....	104
Εικόνα 6.6: Περιβάλλουσα δράσεων και αντοχών σε κάμψη δοκού Δ2	105
Εικόνα 6.7: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M-N ενισχυμένου υποστυλώματος Y27.....	105
Εικόνα 6.8: Καμπύλη Pushover στη διεύθυνση x.....	106
Εικόνα 6.9: Καμπύλη Pushover στη διεύθυνση γ.....	106

Ευρετήριο Σχημάτων

Σχήμα 2.1: Διάγραμμα ροής της ανάλυσης Pushover	32
Σχήμα 2.2: Διάγραμμα ροής για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.....	39
Σχήμα 2.3: Διάγραμμα υπολογισμού του συντελεστή C_1	41

Βιβλιογραφία

- Γαβριλάκη, Α. Ανάπτυξη νομογραφημάτων, πινάκων και άλλων εργαλείων υποστήριξης μελετών ΚΑΝ.ΕΠΕ. Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολ. Μηχ/κών ΕΜΠ, 2013.
- Δρίτσος, Σ. Αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών και επεμβάσεις. Ευρωκώδικας 8: μέρος 3 - ΚΑΝ.ΕΠΕ. Εθνική πρωτοβουλία διάδοσης Ευρωκωδίκων.ΤΕΕ Τμ. Ανατολικής & Δυτικής Κρήτης - ΠΣΠΜΕ, Ρέθυμνο, 2009.
- Δρίτσος, Σ. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στο πλαίσιο των Ευρωκωδίκων & Διαστασιολόγηση Επεμβάσεων. Ημερίδα: «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», ΟΑΣΠ-ΤΕΕ-ΣΠΜΕ, Αθήνα, 2012.
- ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 2: Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα – Μέρος 1-1: Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για κτίρια, EN 1992-1-1, 2004.
- ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, prEN 1998-1, 2003.
- ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός – Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων, EN 1998-3, 2005.
- ΚΑΝ. ΕΠΕ., Κανονισμός Επεμβάσεων, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012 - 1η Αναθεώρηση, ΟΑΣΠ, Αθήνα, 2013.
- Κοκκινάκος, Δ. Έλεγχος επάρκειας ενίσχυσης σχολικού κτιρίου απο οπλισμένο σκυρόδεμα. Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολ. Μηχ/κών ΕΜΠ, 2011.
- Κοσμόπουλος, Α. Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς και ενίσχυση μη-κανονικών σε κάτοψη κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολ. Μηχ/κών Παν. Πατρών, 2005.

- Κουτρώνας Α. Αποτίμηση και ανασχεδιασμός υφιστάμενου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος με ελαστικές και ανελαστικές μεθόδους με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Τμήμα Πολ. Μηχ/κών ΑΠΘ, 2012.
- Μέργος, Π. Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κατασκευών από σκυρόδεμα, Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολ. Μηχ/κών ΑΠΘ, 2010.
- ΟΑΣΠ. Κανονισμός Επεμβάσεων. ΟΑΣΠ, Αθήνα, 2009.
- ΟΑΣΠ. Συστάσεις για προσεισμικές και μετασεισμικές επεμβάσεις σε κτίρια. ΟΑΣΠ, Αθήνα, 2001.
- ΟΑΣΠ. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΟΑΣΠ, Αθήνα, 2003.
- Σπυράκος, Κ. Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία. ΤΕΕ, Αθήνα, 2004.
- Τεχνικός Οίκος Λογισμικού. Εγχειρίδιο Θεωρητικής Τεκμηρίωσης ΡΑΦ. Ηράκλειο, 2014.
- Τεχνικός Οίκος Λογισμικού. «Υπομονάδα "Ενισχύσεις" : Ενισχύσεις οπλισμένου σκυροδέματος με βάση του ΕΚ8.3 και ΚΑΝ.ΕΠΕ.» Εγχειρίδιο θεωρητικής τεκμηρίωσης και οδηγός χρήσης, 2014.
- Τεχνικός Οίκος Λογισμικού. «Υπομονάδα "υπερωθητική": Στατική υπερωθητική ανάλυση με βάση τους ΕΚ 8.1 , ΕΚ 8.3 και ΚΑΝ.ΕΠΕ.» Εγχειρίδιο θεωρητικής τεκμηρίωσης και οδηγός χρήσης, 2013.
- FEMA 547. Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings. Federal Emergency Management Agency, 2006.
- Bal, I., Crowley, H., Pinho, R., and Gulay, G. Detailed assessment of structural characteristics of Turkish RC building stock for loss assessment models, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 28, 914–932, 2008.
- Bhatt, C., and Bento, R. Extension of the CSM-FEMA 440 to plan-Asymmetric real building structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 40, 1263–1282, 2011.
- Chopra, A. K., and Goel, R. K. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 33, 903–927, 2004.
- Fajfar, P., Marusic, D., and Perus, I., 2005. Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings, *Journal of Earthquake Engineering* 9, 831–854, 2004.

- Fardis, M. N., and Negro, P. SPEAR - Seismic performance assessment and rehabilitation of existing buildings, in Proceedings of the International Workshop on the SPEAR Project, Ispra, Italy, 2006.
- Kreslin, M., and Fajfar, P. The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 40, 1571–1589, 2011.
- Pinho, R., Marques, M., Monteiro, R., and Casarotti, C. Using the adaptive capacity spectrum method for seismic assessment of irregular frames, in Proceedings of the 5th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures, Catania, Italy, 2008.

