

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
«Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών και Αειφόρος
Ανάπτυξη»

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**«Διερεύνηση κόστους κατασκευής για προσθήκη ορόφου από σκυρόδεμα
σε υπάρχων κτίριο κατασκευασμένο με παλαιότερους κανονισμούς για τις
τρεις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ»**

Του Μεταπτυχιακού Φοιτητή

ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ Ε. ΚΑΠΕΤΑΝΑΚΟΣ

Επιβλέπων
κ. Δημήτριος Δρίβας

Αθήνα, Ιούνιος 2018

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στον επιβλέποντα της παρούσας διπλωματικής, τον κο Δημήτριο Δρίβα του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής, για την ανάθεση της πτυχιακής εργασίας. Ακόμη του χρωστάω ένα μεγάλο ευχαριστώ, για τις σημαντικές υποδείξεις και συμβουλές του, την υπομονή και τον χρόνο που μου αφιέρωσε σε όλη τη διάρκεια για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περίληψη
Abstract

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο: Εισαγωγή

1.1 Γενικά.....	1
1.2 Η εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών στην Ελλάδα.....	2
1.3 Η αναγκαιότητα της αντισεισμικής θωράκισης στην Ελλάδα.....	3

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο: Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ – Βασικά κριτήρια και στόχοι

2.1 Αποτίμηση και ανασχεδιασμός.....	5
2.2 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.....	6
2.3 Στάθμες επιτελεστικότητας.....	7
2.4 Καμπύλη ικανότητας κατασκευής.....	9

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο: Διαστασιολόγηση επεμβάσεων

3.1 Γενικές απαιτήσεις.....	10
3.2 Ορισμοί σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	10
3.3 Σύστημα επεμβάσεων.....	10
3.4 Μέθοδοι ενίσχυσης.....	12
3.4.1 Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος.....	12
3.4.1.1 Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος σε υποστυλώματα.....	12
3.4.1.2 Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος σε δοκους.....	15
3.4.2 Εφατνούμενα τοιχώματα.....	16
3.4.3 Δικτυωτά συστήματα εντος πλαισίων.....	18
3.4.4 Μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP).....	20
3.4.5 Χαλύβδινα ελάσματα.....	22
3.4.6 Ενίσχυση θεμελίωσης με αύξηση του ύψους του πεδίου.....	25
3.4.7 Ενίσχυση θεμελίωσης με αύξηση της διατομής του πεδίου.....	26

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο: Μέθοδοι Ανάλυσης ΚΑΝ.ΕΠΕ

4.1 Γενικές αρχές.....	28
4.2 Ελαστική ανάλυση.....	28
4.3 Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover).....	30

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο: Αποτίμηση Υφιστάμενης Κατασκευής

5.1 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής.....	33
5.1.1 Περιγραφή δομικών στοιχείων.....	35
5.1.2 Ποιότητα υλικών και φορτία κατασκευής.....	36
5.2 Προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής.....	36
5.3 Ανάλυση υφιστάμενης κατασκευής.....	37
5.3.1 Ελαστική στατική ανάλυση- Προέλεγχος.....	37
5.4 Ανάλυση Pushover.....	41
5.4.1 Αποτελέσματα Pushover ανάλυσης.....	43
5.4.2 Συμπεράσματα Pushover ανάλυσης.....	45

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο: Ενισχύσεις Κατασκευής

6.1 Περιγραφή ενισχύσεων	46
6.2 Επιλογή ενισχύσεων για τις στάθμες θεμελίωσης και υπογείου.....	46
6.3 Επιλογή ενισχύσεων για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ.....	48
6.3.1 Ανάλυση Pushover για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ.....	52
6.4 Επιλογή ενισχύσεων για την στάθμη επιτελεστικότητας Β.....	53
6.4.1 Ανάλυση Pushover για την στάθμη επιτελεστικότητας Β.....	56
6.5 Επιλογή ενισχύσεων για την στάθμη επιτελεστικότητας Α.....	57
6.5.1 Ανάλυση Pushover για την στάθμη επιτελεστικότητας Α.....	60
6.6 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες ενισχύσεων	61
6.7 Συμπεράσματα.....	63

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο: Διερεύνηση Κόστους Ενισχύσεων Κατασκευής

7.1 Τιμές κόστους ενισχύσεων	65
7.2 Κόστος ενισχύσεων για την στάθμη θεμελίωσης και υπογείου.....	65
7.3 Κόστος ενισχύσεων για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ.....	67
7.3.1 Κόστος ενισχύσεων υποστυλωμάτων με μανδύα σκυροδέματος για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ.....	67
7.3.2 Κόστος ενισχύσεων δοκών με μανδύα σκυροδέματος για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ.....	69
7.3.3 Κόστος ενισχύσεων δοκών με ΙΟΠ για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ.....	70
7.4 Κόστος ενισχύσεων για την στάθμη επιτελεστικότητας Β	71
7.4.1 Κόστος ενισχύσεων υποστυλωμάτων με μανδύα σκυροδέματος για την στάθμη επιτελεστικότητας Β.....	71
7.4.2 Κόστος ενισχύσεων δοκών με μανδύα σκυροδέματος για την στάθμη επιτελεστικότητας Β.....	73
7.4.3 Κόστος ενισχύσεων δοκών με ΙΟΠ για την στάθμη επιτελεστικότητας Β.....	74
7.5 Κόστος ενισχύσεων για την στάθμη επιτελεστικότητας Α	75
7.5.1 Κόστος ενισχύσεων υποστυλωμάτων με μανδύα σκυροδέματος για την στάθμη επιτελεστικότητας Α.....	75
7.5.2 Κόστος ενισχύσεων υποστυλωμάτων με έγχυτο σκυροδέμα για την στάθμη επιτελεστικότητας Α.....	76
7.5.3 Κόστος ενισχύσεων δοκών με μανδύα σκυροδέματος για την στάθμη επιτελεστικότητας Α.....	77
7.5.4 Κόστος ενισχύσεων δοκών με ΙΟΠ για την στάθμη επιτελεστικότητας Α.....	78
7.6 Συνολικό κόστος ενισχύσεων	79
7.7 Συμπεράσματα.....	79

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Είναι γνωστό ότι η Ελλάδα έχει την υψηλότερη σεισμικότητα στην Ευρώπη, και από τις υψηλότερες στον κόσμο. Το πρόβλημα στην χώρα μας οφείλεται στο ότι η πλειοψηφία των κτιρίων έχει κατασκευαστεί πριν το 1984, δηλαδή πριν την πρώτη τροποποίηση του αντισεισμικού κανονισμού του 1959. Στα κτίρια αυτά παρατηρείται μειωμένη ανθεκτικότητα τόσο στον σχεδιασμό τους όσο και στην κατασκευή τους. Για την αντιμετώπιση του ζητήματος της συμπεριφοράς παλαιών κτιρίων κρίθηκε αναγκαία η σύνταξη του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), η οποία εκπονήθηκε από την επιστημονική ομάδα του ΟΑΣΠ το 2010.

Στα πλαίσια του ΚΑΝ.ΕΠΕ εκπονείται η παρούσα διπλωματική εργασία με τίτλο **«Διερεύνηση κόστους κατασκευής για προσθήκη ορόφου από σκυρόδεμα σε υπάρχων κτίριο, κατασκευασμένο με παλαιότερους κανονισμούς για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ»**. Πρόκειται για μια συνήθης δώροφη οικοδομή με υπόγειο, ο φέρων οργανισμός της είναι κατασκευασμένος από οπλισμένο σκυρόδεμα, η οποία μελετήθηκε και κατασκευάστηκε βάσει του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959, όντας κατασκευασμένη το 1977, δηλαδή πρόκειται για μια κατασκευή προ του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1984 και έχει χρήση κατοικίας.

Η προσομοίωση και η ανάλυση της κατασκευής θα γίνει με τη χρήση του στατικού προγράμματος SCADA Pro15, για την διαδικασία τόσο των ελαστικών αναλύσεων, όσο και των ανελαστικών.

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η προσομοίωση και η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα μέσω της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ, στο οποίο θα γίνει μελέτη προσθήκης ενός ορόφου. Στο τέλος θα γίνει η διεύρυνση κόστους όσο αφορά τις αναγκαίες ενισχύσεις που θα απαιτηθούν για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας.

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). Από τις παραπάνω αναλύσεις προέκυψαν σημαντικές ανεπάρκειες με συνέπεια την ανάγκη ανασχεδιασμού του κτιρίου με εφαρμογή κατάλληλων ενισχύσεων. Οι μέθοδοι ενίσχυσης που πραγματοποιήθηκαν ήταν: μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος σε δοκούς και υποστυλώματα και ινοπλισμένα πολυμερή.

ABSTRACT

It is widely known that Greece is characterized by the most intense seismic activity in Europe and one of the most intense in the world. The problem is related to the fact that the majority of the buildings have been constructed before 1984 and therefore before the first alteration of the earthquake regulation in 1959. Those buildings are not durable as far as both their design and their construction is concerned. In order for this problem to be combated, the scientific team of OASP issued the new Greek Regulation (KANEPE).

This dissertation with the title: Widening of the cost of construction of an added floor made from concrete in an existing building constructed based on older regulations for the three stages of effectiveness of KANEPE is about a common two-storey building including a basement with the main body having been made with concrete, which may studied and constructed based on the anti-seismic Regulation of 1959 while being constructed in 1977 and therefore, it is a construction before 1984 which is being used as a residence.

The simulation and analysis of the construction will be done by using the static program SCADA Pro IS, for both the procedure of the elastic and the inelastic assessment.

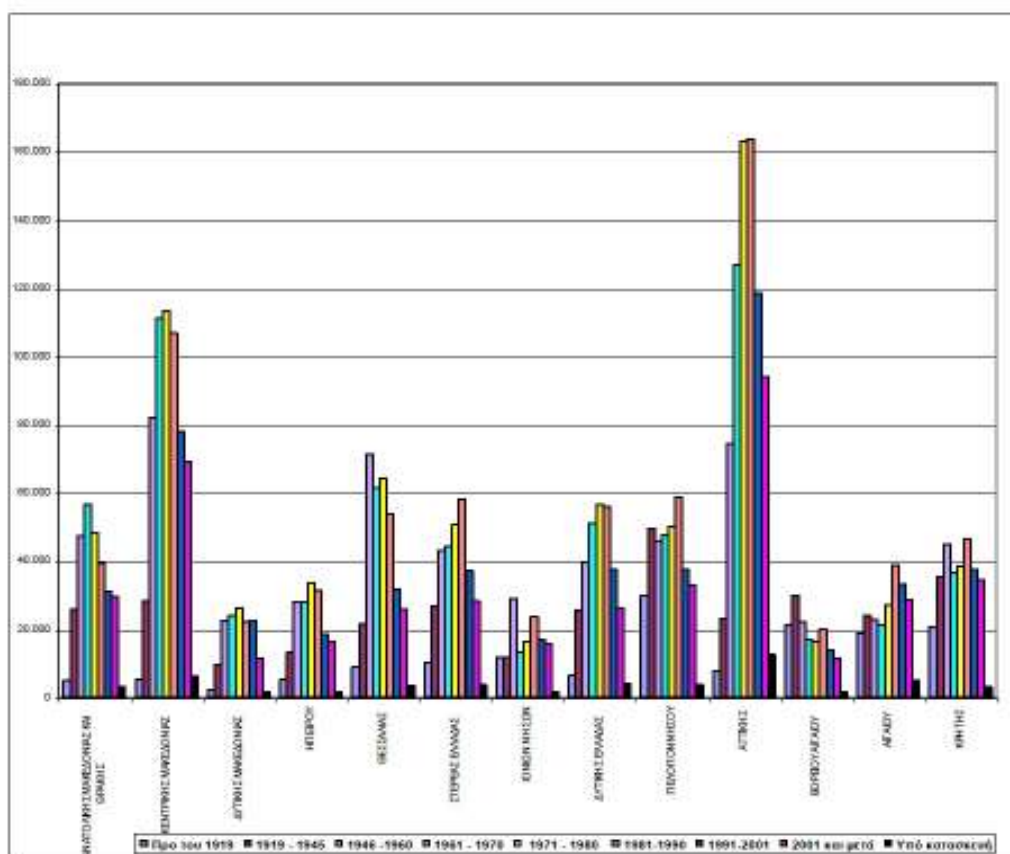
This dissertation aims at the simulation and the assessment of anti-seismic behavior of the specific structure made from reinforced concrete through the inelastic static analysis for the three stages of effectiveness of KANEPE. Last but not least, the widening cost will be examined concerning the necessary strengthening that will be required for the desirable effectiveness.

First, the structure underwent an assessment. For this reason, modularity analysis was done and after that, pushover analysis. The findings showed serious ineffectiveness and as a result, the redesigning of the building with the proper reinforcement way seemed necessary. The methods used were: reinforced concrete jackets on beams and support bass Fiber- Reinforced Polymer (FRP).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο : ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Είναι γνωστό ότι η Ελλάδα έχει την υψηλότερη σεισμικότητα στην Ευρώπη, και την έκτη στον κόσμο, με μέσο αναμενόμενο μέγεθος σεισμού κάθε χρόνο της τάξης των 6.4 ρίχτερ. Κατά καιρούς σεισμοί όπως ο σεισμός το 1999 στην Αθήνα έχουν αποτέλεσμα να χαθούν ανθρώπινες ζωές. Η κύρια αιτία έχει να κάνει με το ότι τα περισσότερα κτίρια στην χώρα μας έχουν κατασκευαστεί προ του 1984, δηλαδή πριν την πρώτη ουσιαστική τροποποίηση του αντισεισμικού κανονισμού του 1959. Στη συντριπτική τους πλειοψηφία είναι κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα που μελετήθηκαν και οικοδομήθηκαν στην Ελλάδα τουλάχιστον έως τα τέλη της δεκαετίας του 1970. Από την μελέτη των στοιχείων προκύπτει ότι το μεγαλύτερο ποσοστό των κτιρίων (704.340 κτίρια) κατασκευάστηκε την περίοδο 1971-1980 (ποσοστό 17,2%). Τα αμέσως επόμενα ποσοστά είναι 15,6% (639.475 κτίρια) που κατασκευάστηκαν την χρονική περίοδο 1961-1970 και 14% (573.250 κτίρια) που κατασκευάστηκαν την περίοδο 1946-1960. Στο γράφημα που ακολουθεί απεικονίζεται η χρονική περίοδος κατασκευής των κτιρίων κατά Περιφέρεια.



Γράφημα 1.1. Χρονική περίοδος κατασκευής των κτιρίων κατά Περιφέρεια

Στα κτίρια αυτά παρατηρείται μειωμένη ανθεκτικότητα τόσο στο σχεδιασμό τους όσο και στη κατασκευή τους. Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί έχουν φτάσει ένα πολύ καλό επίπεδο, με αποτέλεσμα τα νέα κτίρια, όπως έδειξαν οι πρόσφατοι σεισμοί, να έχουν ξεκάθαρα καλύτερη συμπεριφορά σε σχέση με τα παλαιότερα. Τόσο από το σεισμό του Αιγίου το 1995, όσο και από το σεισμό της Αθήνας το 1999 η γενική εικόνα, όπως αναμενόταν, ήταν πολύ καλή για τα κτίρια που κατασκευάστηκαν μετά το 1984, σχετικά καλή για αυτά της περιόδου 1959–84 και χειρότερη για τα παλαιότερα. Σε κάθε περίπτωση όμως αποδείχθηκε ότι οι περισσότερες από τις καταρρεύσεις έγιναν σε κτίρια όπου είχαν γίνει χοντρές παραβιάσεις, όπως κόψιμο υποστυλωμάτων, παράνομες προσθήκες κλπ, ανεξάρτητα από το χρόνο κατασκευής τους.

Τα παλαιότερα κτίρια όμως είναι αυτά που αποτελούν την μεγάλη πλειοψηφία του οικιστικού πλούτου της χώρας, και κατά συνέπεια και τη μεγαλύτερη πηγή κινδύνου από το σεισμό. Ένας σημαντικός αριθμός από τα κτίρια αυτά, κατά τη διάρκεια σεισμών που έχουν συμβεί στο διάστημα από την κατασκευή τους έως σήμερα, έχουν υποστεί μικρότερης ή μεγαλύτερης έκτασης βλάβες. Η φυσική φθορά που υφίσταται μία κατασκευή με το χρόνο, εφόσον δεν υπάρχει πρόνοια για κατάλληλη συντήρηση και ενδεχομένως ενίσχυσή της, μειώνει την αντοχή της κατασκευής για την ανάληψη σεισμικών φορτίων. Κατά συνέπεια, ένας προοδευτικά αυξανόμενος αριθμός υφιστάμενων κατασκευών, διαπιστώνεται ότι χρήζουν επεμβάσεων για την ανάληψη σεισμικών φορτίων

1.2 Η εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών στην Ελλάδα

Στην Ελλάδα μέχρι το 1959 στην ουσία καμία θωράκιση δεν υπήρχε απέναντι σε σεισμικά γεγονότα και κανένας κανονισμός για την κατασκευή των κτιρίων. Το 1959 παρουσιάστηκε στην χώρα μας ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός αφού είχε προηγηθεί η σεισμική ακολουθία με 6.5, 6.8, 7.2 και 6.3 από τις 9 μέχρι τις 12 Αυγούστου του 1953 στο Ιόνιο, που κατέστρεψε τη Κεφαλονιά και τη Ζάκυνθο. Το γεγονός ότι οι αντισεισμικές κατασκευές είναι ο σημαντικότερος παράγοντας μείωσης του σεισμικού κινδύνου αποδεικνύεται από την αντοχή των κατασκευών στα Ιόνια νησιά που χτίστηκαν με αντισεισμικές προδιαγραφές μετά τους σεισμούς του 1953. Αντίθετα επειδή οι προδιαγραφές αυτές δεν υπήρχαν ή ήταν κατώτερες στις απέναντι ακτές της Πελοποννήσου οι βλάβες για τον ίδιο σεισμό και για την ίδια απόσταση από το επίκεντρο ήταν πολύ μεγαλύτερες. Η θέσπιση Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 δεν σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν μ' αυτόν, ιδίως οι πολυώροφες από οπλισμένο σκυρόδεμα, διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό. Το βασικό νέο στοιχείο που εισήγαγε στο σχεδιασμό των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 ήταν η απαίτηση υπολογισμού και διαστασιολόγησης για οριζόντιες δυνάμεις ανάλογες των μαζών της κατασκευής και ο καθορισμός του μεγέθους των δυνάμεων αυτών ανάλογα με τη θεωρούμενη σεισμικότητα της περιοχής και τον τύπο του εδάφους. Για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου σκυροδέματος παρέμεινε σε ισχύ ο Κανονισμός του 1954, ο οποίος ήταν απλή μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936 και δεν περιελάμβανε διατάξεις για κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο την τοπική πλαστιμότητα. Ο Κανονισμός αυτός δηλαδή ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά σχεδόν σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Η ίδια αντίληψη, αυτή της ανάληψης μόνο των κατακόρυφων φορτίων, κυριαρχούσε και στη μόρφωση του δομικού συστήματος. Ως αποτέλεσμα τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος πολύ σπάνια διέθεταν ένα σαφώς ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης των οριζοντίων δυνάμεων και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Αντίθετα συχνά χαρακτηρίζονταν από όπλιση των πλακών μόνο στη μία οριζόντια διεύθυνση και στήριξή τους σε δοκούς παράλληλες στην άλλη διεύθυνση, με αποτέλεσμα το κτίριο να διαθέτει σαφές πλαισιακό σύστημα μόνο στη μία διεύθυνση. Πολύ συχνά επίσης η θέση των δοκών και των υποστυλωμάτων καθοριζόταν απόλυτα από την αρχιτεκτονική διάταξη, με αποτέλεσμα το δομικό σύστημα να κυριαρχείται από έμμεσες στηρίξεις δοκών επί δοκών και να χαρακτηρίζεται από σχεδόν πλήρη απουσία πλήρων πλαισίων. Ο αντισεισμικός κανονισμός του '59 έμεινε ο ίδιος για αρκετά χρόνια, μέχρι το 1984 όπου επήλθαν βελτιώσεις άρθρων, αφού για άλλη μια φορά είχαν προηγηθεί μεγάλα σεισμικά γεγονότα. Συγκεκριμένα το 1978 σημειώθηκε ο σεισμός της Βόλβης με 6,5 ρίχτερ, το 1981 οι σεισμοί των Αλκυονίδων νήσων με 6,7 και 6,4 ρίχτερ.

Η αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού με τις Πρόσθετες Διατάξεις του 1984 οδήγησε σε ουσιαστική αναβάθμιση της αντισεισμικής προστασίας. Οι Πρόσθετες Διατάξεις εισήγαγαν για πρώτη φορά όλα σχεδόν τα κύρια χαρακτηριστικά των σύγχρονων Κανονισμών, όπως τον Ικανοτικό Σχεδιασμό υποστυλωμάτων σε κάμψη, την κατασκευαστική διαμόρφωση και τις λεπτομέρειες όπλισης μελών για λόγους τοπικής πλαστιμότητας, τον έλεγχο των βλαβών στον οργανισμό πλήρωσης και τον υπολογισμό των επιρροών 2ας τάξεως, κλπ. Επιπλέον, σε συνδυασμό και με την είσοδο στην καθημερινή μελετητική πρακτική του Η/Υ και των προγραμμάτων (στατικής) ανάλυσης στο χώρο, έθεσαν τέρμα στο πρόβλημα της ανεπαρκούς προσομοίωσης και των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης πολυωρόφων κτιρίων για τη

σεισμική δράση. Ως τελικό αποτέλεσμα, η σεισμική τρωτότητα των κτιρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος που σχεδιάσθηκαν και κατασκευάσθηκαν μετά το 1984 είναι, κατά μέσο όρο, πολύ μικρότερη. Το 1995, η ριζική αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού και του Κανονισμού για τη Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα, επέφεραν μία εξαιρετική βελτίωση της αντισεισμικής προστασίας και ασφάλειας που προσφέρουν οι κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος. Παρά τις κάποιες ελλείψεις τους που οδήγησαν στις αναθεωρήσεις του 1999-2000, οι Κανονισμοί του 1995 ανταποκρίνονταν για πρώτη φορά πλήρως στα διεθνή πρότυπα και στο σύγχρονο επίπεδο της γνώσης. Βεβαίως η βελτίωση της ασφάλειας με τους Κανονισμούς του 1995 συνοδεύεται από σημαντική αύξηση του κόστους του δομικού συστήματος. Από την 1-1-2004 ισχύει ο Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (NEAK), με βασική τροποποίηση τη διαίρεση της Ελλάδας σε τρεις (0.16, 0.24 και 0.36g), αντί των τεσσάρων, ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, που προήλθε από την κατάργηση της χαμηλής ζώνης 0.12g του 1984. Το τμήμα της Απτικής νότια μιας γραμμής από το Πέραμα μέχρι το Μαραθώνα ανήκει στη ζώνη χαμηλής σεισμικής επικινδυνότητας I (0.16g), ενώ το τμήμα βόρεια της γραμμής αυτής στην ενδιάμεση ζώνη II (0.24g).

1.3 Η αναγκαιότητα της αντισεισμικής θωράκισης στην Ελλάδα

Αν θέλουμε να κατηγοριοποιήσουμε τα κτίρια στην Ελλάδα, μπορούμε να πούμε ότι έχουμε τέσσερις κατηγορίες κτιρίων: Αυτά που κτίστηκαν προ του 1959, χωρίς κανένα αντισεισμικό κανονισμό. Τα κτίρια της περιόδου 1959-1964, που κτίστηκαν με ανεπαρκή αντισεισμικό κανονισμό, τα κτίρια από το 1985 ως το 2000 που κτίστηκαν με καλύτερο αντισεισμικό κανονισμό και τα κτίρια μετά το 2000, που θεωρούνται τα πλέον ασφαλή. Γενικότερα όμως τρία στα τέσσερα κτίρια της χώρας, είναι παλαιά και χρειάζονται προσεισμική ενίσχυση. Πρόκειται για κτίρια που κατασκευάσθηκαν πριν από το 1985, με παλαιούς αντισεισμικούς κανονισμούς ή και χωρίς αντισεισμικό κανονισμό. Ιδιαίτερα ευάλωτα θεωρούνται τα κτίρια με πιλοτή. Εκτιμάται ότι τα προ του 1985 κτίρια πρέπει να ενισχυθούν.

Με απόφαση του ΤΕΕ το 1996 ξεκίνησε το Εθνικό Πρόγραμμα Αντισεισμικής Ενίσχυσης Υφισταμένων Κατασκευών (ΕΠΑΝΤΥΚ) με αντικείμενο τη διαμόρφωση των θέσεων του ΤΕΕ στο πρόβλημα της αντισεισμικής ενίσχυσης των υφιστάμενων κτιρίων της χώρας. Λίγα χρόνια αργότερα άρχισε η δεύτερη φάση του προγράμματος που αφορούσε στην απογραφή του υφιστάμενου δομικού πλούτου της χώρας, τη μελέτη της ταυτότητας των κτιρίων και χαρτογράφηση όλης της χώρας ανάλογα με τον κίνδυνο που κρίνει ότι θα αντιμετωπίσει η κάθε περιοχή σε περίπτωση ισχυρού σεισμού συσχετίζοντας τα υλικά, το ύψος και την ηλικία των κτισμάτων, με τη σεισμικότητα και τα είδη των εδαφών. Όμως το πρόγραμμα αυτό, όπως και τόσα άλλα που έχουν σχέση με τις πραγματικές λαϊκές ανάγκες, αλλά στην πράξη αποδεικνύεται ότι δεν γίνονται για να τις καλύψουν, λόγω «έλλειψης πόρων» δεν εξελίχθηκε σύμφωνα με τον σχεδιασμό. Είναι φανερό ότι άλλες είναι οι προτεραιότητες, γιατί οι πόροι υπάρχουν αλλά δεν διατίθενται για να καλυφθούν οι λαϊκές ανάγκες.

Το 2001 δύο χρόνια μετά το σεισμό του 1999 η τότε κυβέρνηση, ανακοίνωσε ότι θα προχωρήσει σε ένα πρόγραμμα για τον ταχύ οπτικό προσεισμικό έλεγχο σε όλα τα δημόσια κτίρια της χώρας (υπολογίζονται σε 80.000) σε συνεργασία με την Τοπική και Νομαρχιακή Αυτοδιοίκηση, το οποίο θα είχε ολοκληρωθεί μέσα σε δύο χρόνια. Ωστόσο, σύμφωνα με τα πιο πρόσφατα στοιχεία που ανακοίνωσε ο Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ), έως σήμερα έχει γίνει ταχύς οπτικός έλεγχος σε μόλις 7.365 δημόσια κτίρια, από τα οποία τα 6.223 είναι κτίρια σε 4.932 σχολικές μονάδες. Από αυτά:

- το 30% χρειαζόταν άμεσες επεμβάσεις,
- το 40% ήθελε επεμβάσεις αλλά όχι άμεσες,
- το 25% ήταν γενικά σε καλή κατάσταση και για
- το 5% τα στοιχεία δεν ήταν ικανοποιητικά.

Ακόμη στο σεισμό της Αθήνας 2.689 κατοικίες και 1.993 επαγγελματικοί χώροι, σύνολο 4.682 κτίρια κρίθηκαν κατεδαφιστέα, ενώ 3.4471 κατοικίες και 3.694 επαγγελματικοί χώροι, σύνολο 38.165 κτίρια κρίθηκαν επισκευάσιμα. Από τα στοιχεία αυτά προκύπτει ότι η επικινδυνότητα των επαγγελματικών χώρων είναι πολύ μεγαλύτερη απ' ό,τι των κατοικιών αφού στα κτίρια που κρίθηκαν κατεδαφιστέα η σχέση επαγγελματικών χώρων προς κατοικίες ήταν 1 προς 1,3 ενώ σ' αυτά που κρίθηκαν επισκευάσιμα ήταν 1 προς 9,3, όσο περίπου είναι και η φυσική σχέση μεταξύ επαγγελματικών χώρων και κατοικιών. Τραγική απόδειξη η Ρικομέξ όπου κάτω από τα ερείπια της θάφτηκαν 39 εργαζόμενοι.

Πάντως, μέχρι σήμερα σε ελάχιστα κτίρια, και κυρίως σχολεία, έχουν γίνει οι αναγκαίες παρεμβάσεις ενίσχυσης. Όπως αναφέρθηκε ο Οργανισμός Σχολικών Κτιρίων έχει ελέγξει 6223 στατικά ανεξάρτητα κτίρια σε 4932 σχολικές μονάδες ενώ πρέπει να ελεγχθούν άλλες 9.500 σχολικές μονάδες, από τις οποίες οι 4000 έχουν κτιστεί προ του 1985. Από όσα ελέγχθηκαν, διαπιστώθηκε ότι σε 539, από τις οποίες οι 429 στην Αττική μετά το σεισμό του 1999, απαιτείται άμεση επέμβαση. Ωστόσο μόνον ένα μικρό ποσοστό, μερικές 10δες, έχει αποκατασταθεί, ενισχυθεί, ή αντικατασταθεί.

Τώρα όμως και αυτός ο στοιχειώδης προσεισμικός έλεγχος των σχολείων σταμάτησε από τον Μάρτιο του 2010. Με αφορμή το μνημόνιο χτυπήθηκε το σημαντικότερο πρόγραμμα προσεισμικής προστασίας που εφαρμόστηκε στην Ελλάδα, από τον ΟΣΚ (Οργανισμός Σχολικών Κτιρίων), με αποτέλεσμα να έχουν «παγώσει» τα συνεργεία ελέγχων. Υπάρχουν επίσης εκτιμήσεις ότι το 50% των νοσοκομειακών κτιρίων, δηλαδή κάπου 300 ανεξάρτητα από στατικής πλευράς κτίρια, χρειάζονται λεπτομερέστερο έλεγχο ή και παρέμβαση. Είναι λοιπόν φανερό ότι και η Αντισεισμική Προστασία αντιμετωπίζεται με γνώμονα την μεταφορά πόρων από τους πολλούς στους λίγους, και όχι τη διάθεση πόρων για την επίλυση του προβλήματος σε όφελος όλων, και ιδιαίτερα αυτών που έχουν την μεγαλύτερη ανάγκη, όπως είναι οι κάτοικοι πυκνοκατοικημένων και υποβαθμισμένων περιοχών.

Με δεδομένο ότι ακριβής πρόγνωση σεισμού σήμερα δεν είναι δυνατή, ότι οι όποιες στατιστικές εκτιμήσεις εμπεριέχουν το στοιχείο της αβεβαιότητας, όπως ο σεισμός της Αθήνας με δραματικό τρόπο κατέδειξαν ότι δεν υπάρχει περιοχή του ελληνικού χώρου που μπορεί να θεωρηθεί ασεισμική, καμιά περιοχή του ελληνικού χώρου δεν μπορεί να εξαιρεθεί από τη λήψη μέτρων ελαχιστοποίησης του σεισμικού κινδύνου. Στόχος μιας φιλολαϊκής αντισεισμικής πολιτικής θα πρέπει να είναι η λήψη όλων των μέτρων αντισεισμικής θωράκισης που η επιστήμη και η τεχνική παρέχουν στη δεδομένη ιστορική στιγμή σε κάθε κατοικημένο σημείο του ελληνικού χώρου, με την παραδοχή ότι ο επόμενος καταστρεπτικός σεισμός θα γίνει στο σημείο αυτό το επόμενο δευτερόλεπτο. Μέτρα ετοιμότητας του λαού, ύπαρξη ελεύθερων χώρων, προσεισμικοί έλεγχοι μεγάλων δημοσίων και ιδιωτικών κτιρίων (σχολεία, νοσοκομεία, εργοστάσια, χώροι διασκέδασης κλπ.) και αποκατάστασή τους, ή αντικατάστασή τους από άλλα κτίρια με τις απαιτούμενες αντισεισμικές προδιαγραφές, όπου η αποκατάστασή τους δεν επαρκεί. Οι επιστημονικά τεκμηριωμένες εκτιμήσεις για την εξέλιξη της σεισμικής δράσης θα πρέπει πάντα να παίρνονται υπόψη, μαζί με κοινωνικά κριτήρια, στην ιεράρχηση των προτεραιοτήτων και όχι στον αποκλεισμό περιοχών. Σε κάθε περίπτωση η προτεραιότητα πρέπει να δοθεί στις οικονομικά, οικιστικά και κοινωνικά υποβαθμισμένες περιοχές.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο : Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. – ΒΑΣΙΚΑ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΙ

2.1 Αποτίμηση και ανασχεδιασμός

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο-οικονομικών αναγκών θεσπίζονται στον ΚΑΝΕΠΕ διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας (δηλαδή στοχευόμενες συμπεριφορές), οι οποίες αφορούν αποκλειστικά στο φέροντα οργανισμό του εξεταζόμενου δομήματος. Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. προβλέπονται οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού που απεικονίζονται στον παρακάτω πίνακα και αφορούν μόνο τον φέροντα οργανισμό. Δεν προβλέπονται αντίστοιχοι στόχοι για τα μη-φέροντα στοιχεία.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιοσεί κατάρρευσης
1. 10%	A1	B1	Γ1
2. 50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 2.1 Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

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. Κατά τον ορισμό των στόχων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη (μεταξύ άλλων) τα ακόλουθα κριτήρια:

- Κοινωνική σπουδαιότητα του κτιρίου (π.χ. προσωρινή κατασκευή, συνήθεις κατοικίες, χώροι συγκέντρωσης κοινού, χώροι διαχειρισμού εκτάκτων αναγκών, εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου).
- Διαθέσιμα οικονομικά μέσα του υπόψη κοινωνικού συνόλου κατά τη δεδομένη περίοδο.

Γίνεται γενικώς δεκτή μια ονομαστική τεχνική διάρκεια ζωής ίση με τον συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών, ανεξαρτήτως της εικαζόμενης κατά περίπτωση «πραγματικής» υπολειπόμενης διάρκειας ζωής του κτίσματος. Εξάιρεση από τον κανόνα αυτόν επιτρέπεται μόνον υπό εντελώς ειδικές συνθήκες πλήρως εγγυημένης υπόλοιπης διάρκειας ζωής, κατά την κρίση και εγκριση της Δημόσιας Αρχής, οπότε τροποποιούνται αντιστοίχως και οι σεισμικές δράσεις.

Η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων είναι: **$Sd < Rd$** .

2.2 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.

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.

Διακρίνονται τέσσερις στάθμες που δεν είναι απαραίτητα ενιαίες για όλη την κατασκευή. Οι στάθμες αυτές είναι:

- 1) Υψηλή
- 2) Ικανοποιητική
- 3) Ανεκτή
- 4) Ανεπαρκής

Ο χαρακτηρισμός της στάθμης ενός στοιχείου «ανεπαρκής» επιτρέπεται μόνο σε δευτερεύοντα στοιχεία του φέροντος οργανισμού. Μπορεί όμως να εφαρμοστεί και σε κύρια στοιχεία όταν οι τιμές μπορούν να αιτιολογηθούν επαρκώς με βάση την πρότερα συμπεριφορά του κτιρίου, οπότε όσα ισχύουν για «ανεκτή» Σ.Α.Δ. Η διάκριση μεταξύ πρωτευόντων και 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. 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, όπως 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.

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.

2.3 Στάθμες επιτελεστικότητας

Συγκεκριμένα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις στάθμες επιτελεστικότητας:

«Άμεση χρήση μετά το σεισμό» (Α): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.

Αυτή η στάθμη επιτελεστικότητας είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμία λειτουργία του δομήματος δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερευούσης σημασίας λειτουργίες. Ενδέχεται να παρουσιαστούν κάποιες βλάβες για τον φέροντα οργανισμό όπως: Αραιές τριχοειδείς καμπτικές ρωγμές, χωρίς ευδιάκριτες μόνιμες μετακινήσεις υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων. Τα μή φέροντα στοιχεία του κτιρίου, όπως για παράδειγμα τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, χωρίς ουσιώδεις πτώσεις τεμαχίων επιχρίσματος.

«Προστασία ζωής» (Β): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.

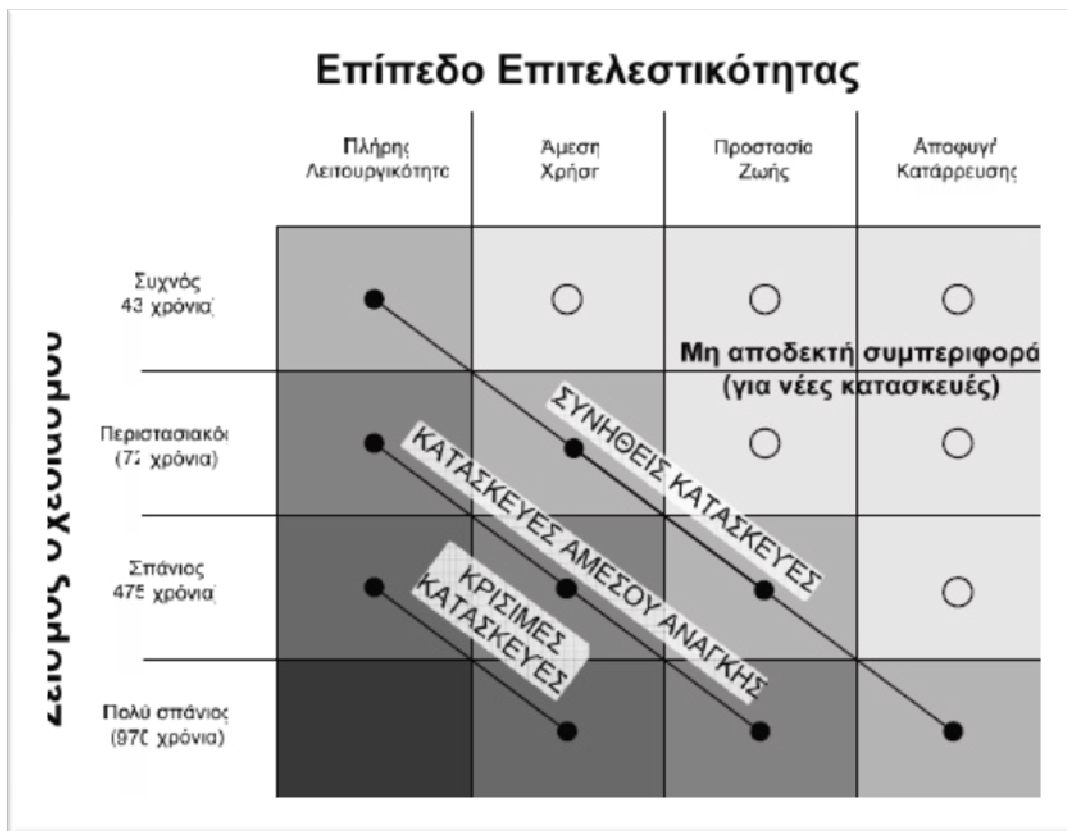
Ακόμη κατά την διάρκεια του σεισμού δεν αναμένεται να προκληθεί κάποιος σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού. Όσο αφορά τον φέροντα οργανισμό, ενδέχεται να παρουσιαστούν κάποιες βλάβες όπως: καμπτικές και διατμητικές ρωγμές, περιορισμένες απολεπίσεις σκυροδέματος, τοπικοί λυγισμοί διαμήκων ράβδων οπλισμού και άνοιγμα ορισμένων αγκίστρων συνδετήρων σε λίγα υποστυλώματα ή τοιχώματα, μικρές γενικώς μόνιμες μετακινήσεις.

Γ) «Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές (μή-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες, οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Παρόλα αυτά ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης. Ο όρος **«μη επισκευάσιμες βλάβες»** αναφέρεται σε σοβαρές βλάβες, έναντι των οποίων απαιτείται ενίσχυση (και όχι απλή επισκευή) ή αντικατάσταση ή υποκατάσταση του δομικού στοιχείου ή του δομήματος στο σύνολό του. Είναι προφανές ότι στην κατάσταση αυτή δεν αποκλείονται τραυματισμοί ορισμένων ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του δευτερεύοντος οργανισμού ή αντικειμένων.

Ακόμη κατά την διάρκεια του σεισμού δεν αποκλείονται κάποιοι σοβαροί τραυματισμοί ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού. Όσο αφορά τον φέροντα οργανισμό, ενδέχεται να παρουσιαστούν κάποιες βλάβες όπως: εκτεταμένες θραύσεις και αποδιοργάνωση πυρήνα σκυροδέματος, τοπικές θραύσεις οπλισμών και άνοιγμα συνδετήρων, ακόμη παρατηρείται ότι τα

περισσότερα μή φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει ή παρουσιάζονται εκτεταμένες αποδιοργανώσεις και καταπτώσεις μεγάλων τεμαχίων τοίχων ή ολόκληρων φανωμάτων.

Ο μηχανικός και ο κύριος του έργου μπορούν να επιλέξουν την επιθυμητή συμπεριφορά του δομήματος για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Έτσι είναι γίνεται εφικτό η επιλογή μια λύσης κατά την οποία λαμβάνονται υπόψη τόσο το αρχικό κόστος της κατασκευής όσο και το συνολικό κόστος κατά την διάρκεια του κύκλου ζωής του έργου. Στο παρακάτω σχήμα απεικονίζεται ότι ένα επίπεδο επιτελεστικότητας μπορεί να αντιστοιχεί σε διαφορετικά επίπεδα σεισμικής έντασης ανάλογα με την σημαντικότητα της κατασκευής



Σχήμα 2.2: Επίπεδα επιτελεστικότητας σε σχέση με επίπεδα σεισμικής έντασης

Για συνήθεις κατασκευές ισχύουν τα εξής:

Για στάθμη επιτελεστικότητας «**Άμεση χρήση μετά το σεισμό**», λαμβάνουμε σεισμική δράση που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 50% άρα μέση περίοδο επαναφοράς τα 72 χρόνια για συμβατικό χρόνο ζωής της κατασκευής 50 ετών.

Για στάθμη επιτελεστικότητας «**Προστασία ζωής**», λαμβάνουμε σεισμική δράση που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 10% άρα μέση περίοδο επαναφοράς τα 475 χρόνια για συμβατικό χρόνο ζωής της κατασκευής 50 ετών.

Για στάθμη επιτελεστικότητας «**Οιονεί κατάρρευση**», λαμβάνουμε σεισμική δράση που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 2% άρα μέση περίοδο επαναφοράς τα 2475 χρόνια για συμβατικό χρόνο ζωής της κατασκευής 50 ετών.

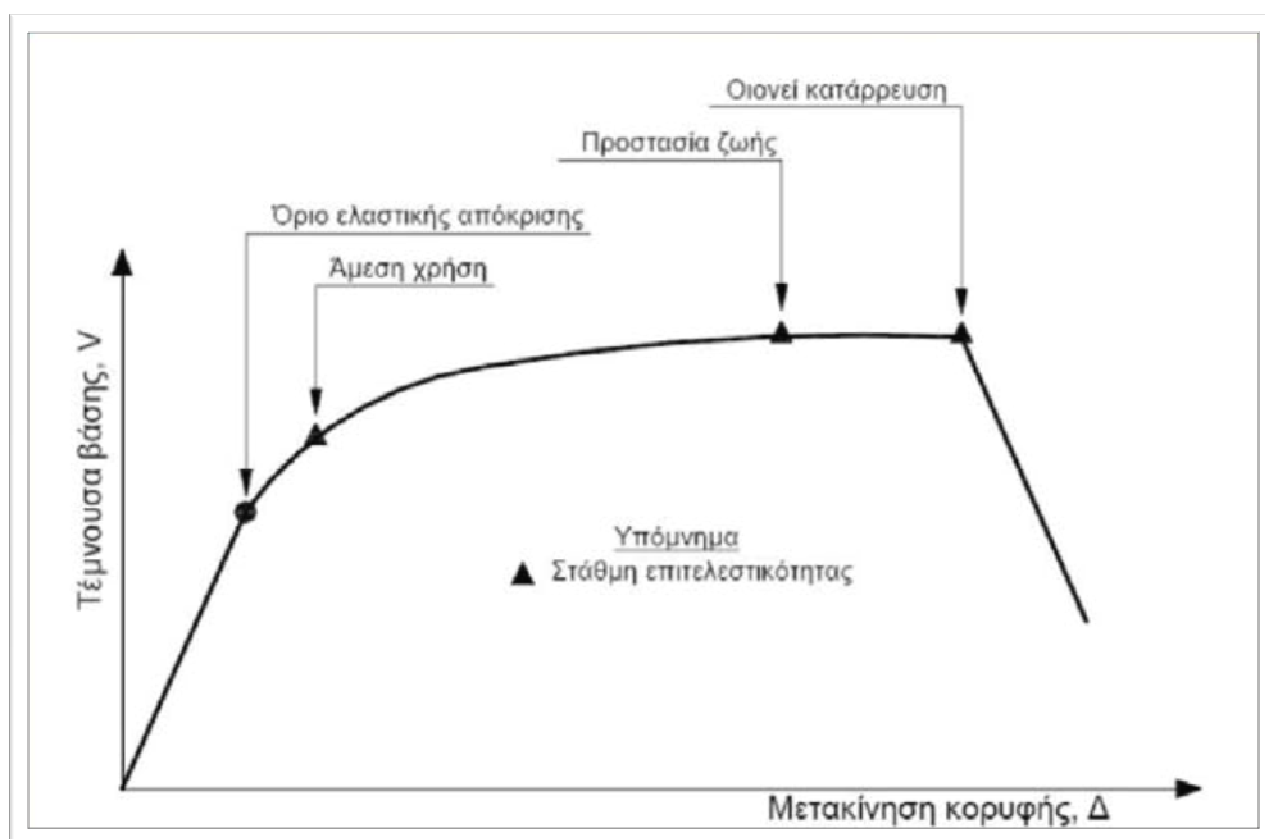
Όπου η περίοδος επαναφοράς T_m και της πιθανότητας p σε t χρόνια δίνεται από την σχέση Poisson:

$$T_m = -t / \ln(1-p)$$

2.4 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 βάσης 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, ο καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας σε αυτήν μπορεί να γίνει όπως στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 2.1: Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο : ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΙΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

3.1 Γενικές απαιτήσεις

Κάθε επέμβαση σε υφιστάμενη κατασκευή, με ή χωρίς βλάβες, σκοπεί στην εξυπηρέτηση του στόχου ανασχεδιασμού, υλοποιείται δε με την προσθήκη νέων υλικών ή στοιχείων σε υφιστάμενα δομικά στοιχεία. Μέσω αυτής της προσθήκης θεωρείται ότι αποκαθίσταται οιοσδήποτε μονολιθική συνεργασία παλαιών και νέων υλικών. Παρά ταύτα, λόγω των μικρών σχετικών μετακινήσεων στις διεπιφάνειες παλαιών/νέων υλικών, η μονολιθικότητα ως προς την αντίσταση κρίσιμων περιοχών ή την παραμόρφωση δομικών στοιχείων, ενδέχεται να μην είναι πλήρης.

Οι απαιτούμενες κάθε φορά συνδέσεις παλαιών και νέων υλικών οφείλουν να ελέγχονται ώστε στη διεπιφάνεια να ισχύει η σχέση: $R_{id} \geq S_{id}$

- R_{id} = Η αντίσταση της υπόψη σύνδεσης στη σχετική διεπιφάνεια.
- S_{id} = Αντίστοιχη δύναμη που δρα στην υπόψη διεπιφάνεια, όπως υπολογίζεται απ' τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού τα οποία ενεργούν στη περιοχή.

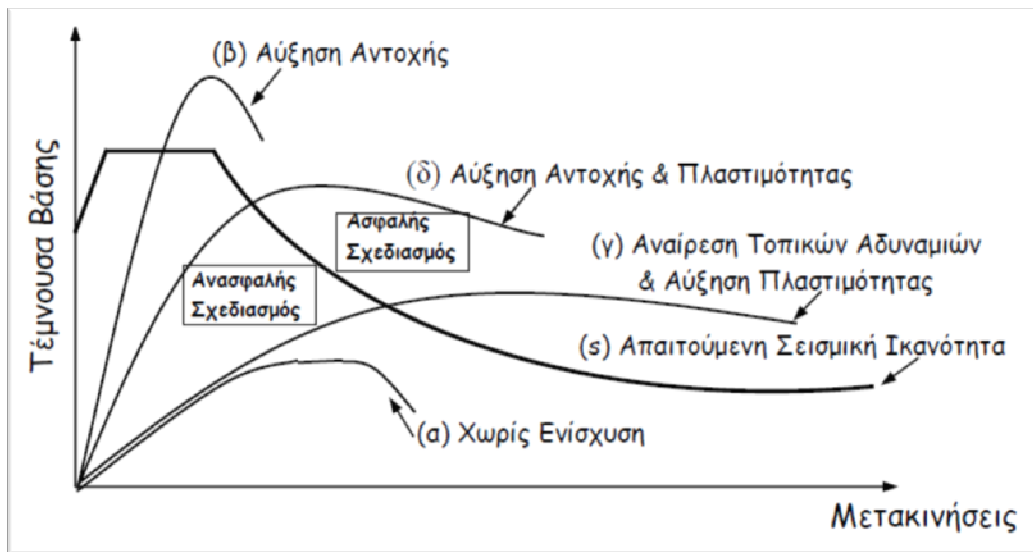
3.2 Ορισμοί σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- Με τον όρο δομητική **επέμβαση** νοείται οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την στοχευόμενη μεταβολή των υφισταμένων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει, ως συνέπεια, την τροποποίηση της απόκρισής του.
- Με τον όρο **επισκευή** νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.
- Με τον όρο **ενίσχυση** νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού.

3.3 Σύστημα επεμβάσεων

Για να μπορέσει μία κατασκευή να επιδείξει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά πρέπει να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο να είναι ικανό να περιορίζει τις μετακινήσεις σε μεγέθη που αντιστοιχούν σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής. Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού, η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού και η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή. Αν θεωρήσουμε, ότι το μέγεθος της μέγιστης αναπτυσσόμενης ενέργειας παραμόρφωσης λόγω σεισμού αποτελεί μέτρο της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής, τότε μπορούμε να χαράξουμε μια καμπύλη υπερβολικής μορφής που αναπαριστά την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα. Επομένως η καμπύλη

αυτή υποδηλώνει το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της λύσης ενίσχυσης. Δηλαδή μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής όταν η καμπύλη που αναπαριστά τη συμπεριφορά της επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη (s) που απεικονίζει την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα. Στην αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση.



Εικόνα 3.1: Στρατηγικές ενίσχυσης (Σ. Δρίτσος, στρατηγικές Και Σχεδιασμός Αντισεισμικής Ενίσχυσης Κτιρίων, 2007)

Πρώτο βήμα για οποιασδήποτε ενέργεια ενίσχυσης, αποτελεί πάντα η αξιολόγηση της υφιστάμενης κατασκευής. Πριν την υιοθέτηση μίας συγκεκριμένης στρατηγικής, ο Μηχανικός πρέπει να αξιολογήσει κατά πόσον αυτή είναι πρακτικά εφαρμόσιμη και σε συνεργασία με τον Κύριο του Έργου, να επιλέξει εκείνη τη στρατηγική ή το συνδυασμό στρατηγικών που αποτελεί τη βέλτιστη λύση. Αυτό είναι δυνατό μόνο εφόσον έχει καθοριστεί η στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή η επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού. Μέσω της αξιολόγησης μπορεί να προσδιοριστεί εάν η κατασκευή πληροί τις απαιτήσεις της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας.

Μπορούμε να ταξινομήσουμε τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ως εξής:

- I. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η προσθήκη τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα. Ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συνδέσμων, η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφιστάμενων υποστυλωμάτων και η χρήση σύνθετων υλικών.
- II. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας, τότε η μέθοδος που ενδείκνυται είναι η κατασκευή μανδύων σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων, καθώς και η χρήση σύνθετων υλικών .
- III. Αν στόχος είναι η ταυτόχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης 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, είναι κατά κανόνα αναπόφευκτη η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

3.4 Μέθοδοι ενίσχυσης

Υπάρχουν διάφορες μέθοδοι και τεχνικές χρησιμοποιούνται σήμερα στην πράξη για την αντισεισμική ενίσχυση μίας κατασκευής. Ειδικότερα όσον αφορά τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, θα διακρίνονται πέντε 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.

3.4.1 Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος

Συνήθως, η κατασκευή μανδυών οπλισμένου 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, αφού είναι σημεία τα οποία επιφορτίζονται με μεγάλες απαιτήσεις πλαστιμότητας και παραμόρφωσης.

Αυτή η μέθοδος ενίσχυσης επιφέρει αύξηση της διατομής 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 μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζονται είναι οι μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα και από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Το συμβιβαστό των παραμορφώσεων μεταξύ παλαιού και νέου στοιχείου εξασφαλίζεται με χημικώς πακτωμένα βλήτρα στα οποία ηλεκτροσυγκολλείται ο νέος οπλισμός (διαμήκης και εγκάρσιος). Μπορεί να γίνει ενίσχυση σε συγκεκριμένο τμήμα του μέλους, είτε σε όλο το μήκος του. 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.

3.4.1.1 Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος σε υποστυλώματα

Οι επεμβάσεις στα υποστυλώματα είναι η πλέον συχνή πρακτική στον αντισεισμικό ανασχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής. Όταν έχουν εμφανιστεί βλάβες, η λύση μπορεί να προβλέπει είτε την αποκατάσταση των αρχικών χαρακτηριστικών του υποστυλώματος (επισκευή) είτε την βελτίωσή τους (ενίσχυση). Προφανώς η δεύτερη επιλογή μπορεί να εφαρμοστεί ανεξάρτητα από την ύπαρξη βλαβών ενώ όταν υπάρχουν βλάβες σχεδόν πάντοτε προηγείται η επισκευή τους. Τα υποστυλώματα, λόγω της ιδιαίτερης σημασίας που έχουν για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μίας υφιστάμενης κατασκευής, αποτελούν τα στοιχεία στα οποία κατά κανόνα επικεντρώνονται οι επεμβάσεις σε μία μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Επίσης τα υποστυλώματα, αλλά και τα κατακόρυφα στοιχεία γενικότερα, είναι τα μέλη που συγκεντρώνουν το μεγαλύτερο ποσοστό βλαβών λόγω σεισμού, εξαιτίας κυρίως των μεγάλων επιβαλλόμενων παραμορφώσεων και των αυξημένων απαιτήσεων πλαστιμότητας.

Η τεχνική της αύξησης των διαστάσεων της διατομής με κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη μέθοδο ενίσχυσης υφιστάμενων υποστυλωμάτων που εμφανίζουν ανεπάρκεια όσον αφορά στην αντοχή, τη δυσκαμψία και την πλαστιμότητά τους. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι ότι αφενός δεν μεταβάλλεται η αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής με την προσθήκη νέων υλικών και αφετέρου αυξάνεται ο βαθμός πυροπροστασίας. Επιπλέον, η κατασκευή

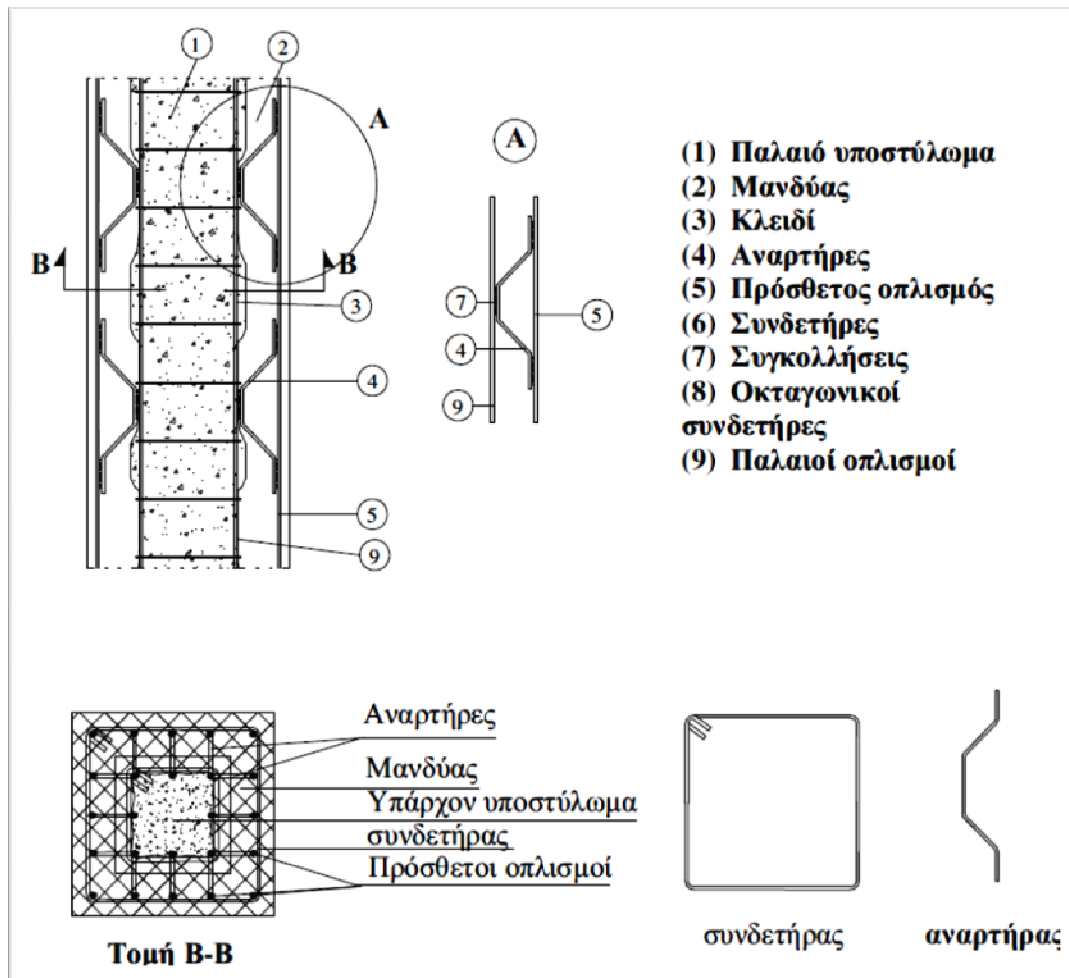
μανδύα που περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της λυγηρότητας καθώς και την αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής.

Ανάλογα με το είδος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του μανδύα, τα πλέον διαδεδομένα είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζονται στην πράξη είναι τα ακόλουθα:

- Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα
- Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
- Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα



Εικόνα 3.2 : Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος



Εικόνα 3.3 : Λεπτομέρεια κατασκευής περιμετρικού μανδύα σε υποστύλωμα

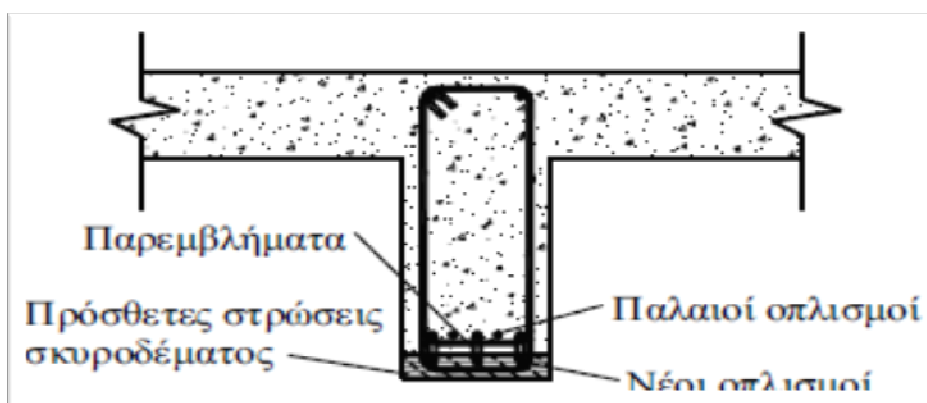


Εικόνα 3.4 : Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

3.4.1.2 Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος σε δοκούς

Στην περίπτωση που η αντοχή μίας δοκού σε κάμψη δεν πληροί τα κριτήρια σχεδιασμού, είναι δυνατή η ενίσχυση της με την προσθήκη νέου οπλισμού στα πέλματα της, που καλύπτονται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε όλο το πλάτος της δοκού ώστε να σχηματιστεί ένας μονόπλευρος μανδύας Ο/Σ. Το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι της τάξης των 7 - 10 cm. Πρέπει να σημειωθεί ότι πριν την εφαρμογή της μεθόδου πρέπει να γίνεται αποφόρτιση της ενισχυόμενης δοκού στο μέγιστο δυνατό βαθμό. 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.



Εικόνα 3.5 : Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος.

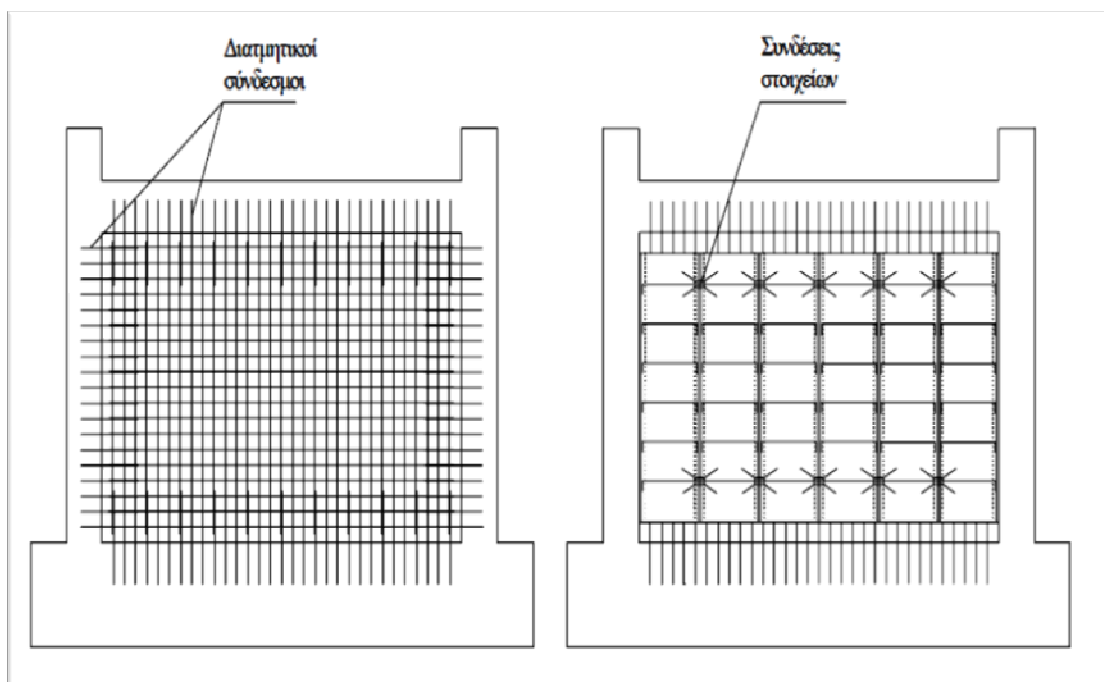


Εικόνα 3.6: Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος

3.4.2 Εφατνούμενα 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 σε περιπτώσεις ασυμμετρίας στην κατανομή της δυσκαμψίας καθ' ύψος ή εκκεντρώτες δυσκαμψίας στην κάτοψη. Στα μειονεκτήματα της είναι η αύξηση του βάρους της κατασκευής και η μείωση της πλαστιμότητας της.

Τα τοιχώματα συνδέονται κατά μήκος της περιμέτρου τους με τα υφιστάμενα υποστυλώματα και την δοκό του πλαισίου με διαμητικούς συνδέσμους περιμετρικά, είτε χωρίς πλευρική σύνδεση όπως παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα:

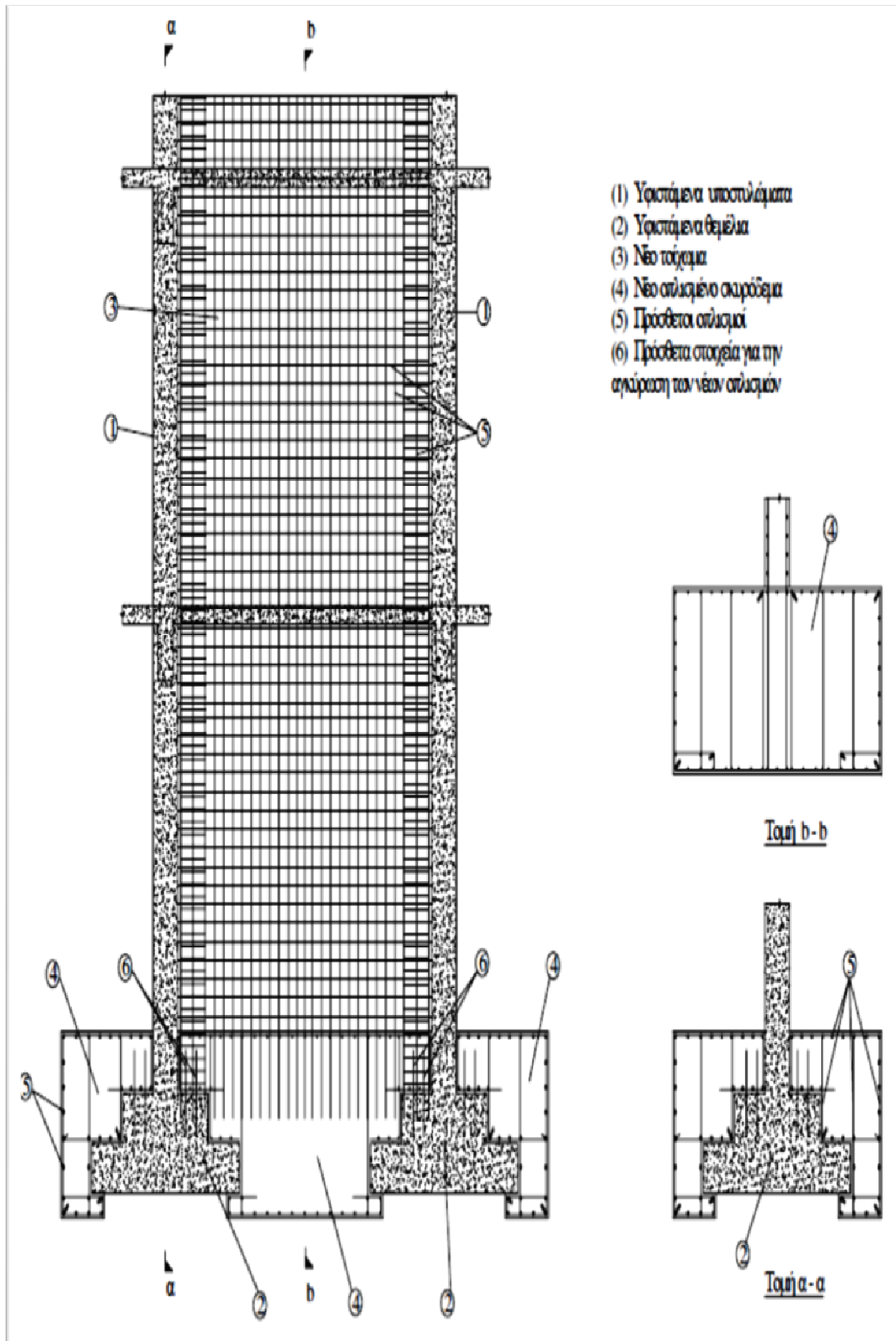


Εικόνα 3.7: Σύνδεση των νέων τοιχωμάτων με το υφιστάμενο πλαίσιο (Εικόνα ΟΑΣΠ 2001)

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 νέα 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-νέου σκυροδέματος γίνεται με κατάλληλους διαμητικούς συνδέσμους (μηχανικά ή χημικά χαλύβδινα βλήτρα) αφού προηγηθεί εκτράχυνση και καθαρισμός της επιφάνειας των παλαιών στοιχείων. Στις διεπιφάνειες γίνεται έλεγχος ώστε να εξασφαλιστεί ότι η διαμητική ένταση που αναπτύσσεται σε αυτές τις διατομές μπορεί να αναληφθεί από τους μηχανισμούς ανάληψης φορτίου που θα αναπτύξει η σύνδεση.

Η θεμελίωση των νέων τοιχωμάτων από σκυρόδεμα συνδέεται σε κάθε περίπτωση με την υφιστάμενη θεμελίωση, όπως παρουσιάζεται ενδεικτικά στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 3.8: Θεμελίωση νέου τοιχώματος εντός υφιστάμενου πλαισίου (Εικόνα ΟΑΣΠ 2001).

Αυτή η τεχνική συναντάται στις παρακάτω μορφές:

1. Προσθήκη απλής “Πλήρωσης” με τοιχώματα από:

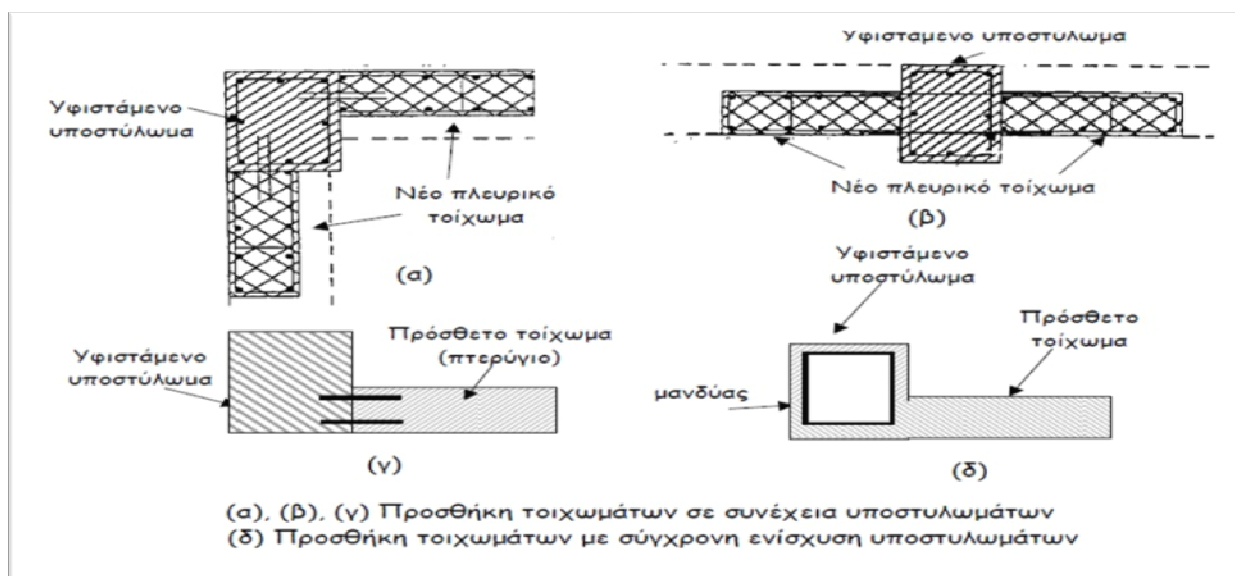
1.α. Άοπλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα (επί τόπου κατασκευαζόμενα ή προκατασκευασμένα)

1.β. Άοπλη ή οπλισμένη τοιχοποιία.

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

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

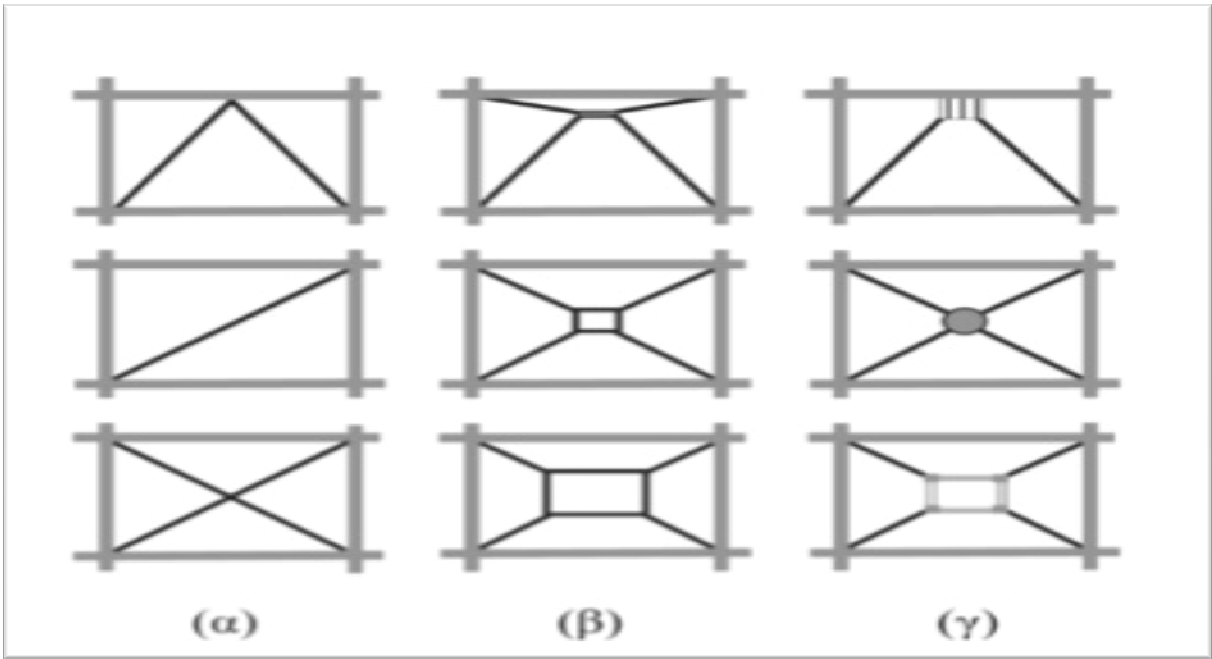
3. Ενίσχυση υφισταμένων τοίχων πληρώσεως: Αυτή η τεχνική επιτυγχάνεται με αμφίπλευρες στρώσεις εκτοξευόμενου σκυροδέματος με ελάχιστο πάχος 20 mm, ελάχιστη Αντοχή 30 MPa και χρήση αναστολέων διάβρωσης.



Εικόνα 3.9: Τρόποι προσθήκης υποστυλωμάτων

3.4.3 Δικτυωτά συστήματα εντός πλαισίων

Εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής πολλές φορές τοποθετούνται μεταλλικοί σύνδεσμοι. Τα συστήματα αυτά είναι τύπου χιαστί διαγώνιων, σχήματος Λ ή V. Αυτή η μέθοδος στοχεύει σε μέτρια αύξηση της αντοχής και κυρίως σε αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής. Προτιμάται η εμφάνωση 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 του φέροντος οργανισμού. Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται εύκολα σε βιομηχανικούς χώρους και σε ισόγειους μαλακούς ορόφους κτιρίων, μιας και έχει το πλεονέκτημα του μικρού ίδιου βάρους και της ταχύτητας κατασκευής.



Εικόνα 3.10: Τρόποι ενίσχυσης μεταλλικών συνδέσμων.



Εικόνα 3.11: Ενίσχυση με κεντρικό χιαστί μεταλλικό σύνδεσμο.

3.4.4 Μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP)

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 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.

Οι τυπικές ιδιότητες των σύνθετων υλικών περιλαμβάνουν το χαμηλό ειδικό βάρος, τον υψηλό λόγο αντοχής προς βάρος και τον υψηλό λόγο μέτρου ελαστικότητας προς βάρος. Επίσης τα περισσότερα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή είναι εξαιρετικά ανθεκτικά σε ηλεκτροχημική διάβρωση. Ένα άλλο χαρακτηριστικό των σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή είναι η σχεδόν γραμμική καμπύλη έντασης – παραμόρφωσης έως την αστοχία τους. Παρόλο που τα υλικά που συνθέτουν τις μήτρες επιδέχονται πλαστική παραμόρφωση, οι ίνες γενικά συμπεριφέρονται μόνο ελαστικά. Καθώς όμως η συμπεριφορά του σύνθετου υλικού καθορίζεται κυρίως από τη συμπεριφορά των ινών, οι οποίες αποτελούν και τον κύριο φορέα μεταφοράς του φορτίου, πολύ σπάνια τα ινοπλισμένα πολυμερή που χρησιμοποιούνται για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών παρουσιάζουν πλαστική παραμόρφωση ή έστω διαρροή. Αντίθετα η θραύση είναι η τυπική μορφή αστοχίας ενός σύνθετου υλικού που καταπονείται από οριακή τιμή τάσης.

Ενδεικτικά οι ίνες άνθρακα που διατίθενται στο εμπόριο έχουν εφελκυστική αντοχή που κυμαίνεται από 2100 MPa έως 6800 MPa με συνήθη για τις εφαρμογές τιμή της τάξης των 3500 MPa και μέτρο ελαστικότητας από 215 GPa έως 700 GPa. Η επιμήκυνση θραύσης κυμαίνεται από 0.2 έως 2.5%, ανάλογα με το είδος του νήματος και τη μέθοδο κατασκευής

Η εξωτερική ενίσχυση με μανδύα από ινοπλισμένα πολυμερή είναι κατάλληλη για πληθώρα εφαρμογών. Αντιπροσωπευτικές χρήσεις είναι οι ακόλουθες:

- Ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής.
- Παθητική περίσφιξη για βελτιστοποίηση της ικανότητας ανάληψης σεισμικών φορτίων.
- Έλεγχος ρηγματώσεως και συρραφή ρωγμών.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της χρήσης σύνθετων υλικών είναι τα εξής:

- Απαιτείται μικρή προετοιμασία στο εργοτάξιο. Η εκκένωση του χώρου δεν είναι αναγκαία και η όχληση στους χρήστες είναι ελάχιστη. Η προετοιμασία των προς ενίσχυση στοιχείων είναι μικρή και σύντομη.
- Η εφαρμογή των σύνθετων υλικών είναι απλή.
- Οι διαστάσεις του ενισχυόμενου δομικού στοιχείου παραμένουν ουσιαστικά αμετάβλητες, λόγω του μικρού πάχους του σύνθετου υλικού.
- Η τοποθέτηση των σύνθετων υλικών είναι δυνατή ακόμα και σε περιπτώσεις που υπάρχει περιορισμός του χώρου εργασίας (π.χ. υποστυλώματα σε μεσοτοιχία).

- Το βάρος των σύνθετων υλικό είναι μικρό και για την τοποθέτησή τους δεν απαιτείται βαρύς ή ειδικός εξοπλισμός.
- Τα σύνθετα υλικά μπορούν να επιχριστούν και να χρωματιστούν σύμφωνα με τις αισθητικές απαιτήσεις του έργου.
- Το κόστος εφαρμογής των σύνθετων υλικών είναι ανάλογο των παραδοσιακών μεθόδων επισκευής και ενίσχυσης.



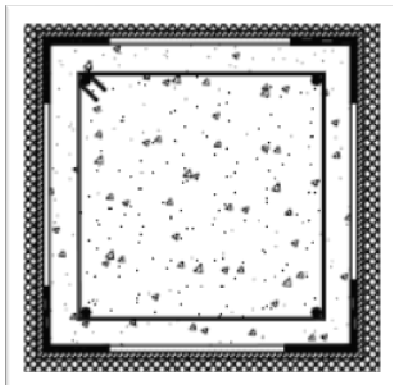
Εικόνα 3.12: Ενίσχυση δοκών με ΙΟΠ



Εικόνα 3.13: Ενίσχυση υποστυλωμάτων και δοκών με ΙΟΠ

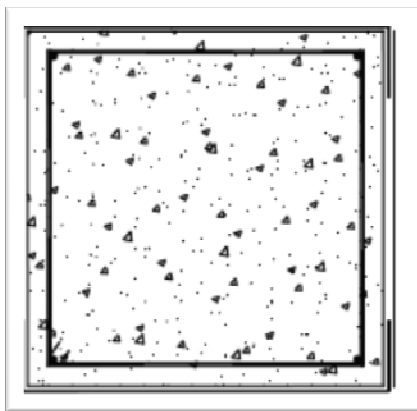
3.4.5 Χαλύβδινα ελάσματα

Ο συνηθέστερος τρόπος επιβολής εξωτερικής περίσφιγξης χωρίς αύξηση της διατομής του υποστυλώματος είναι με χρήση επικολλητών χαλύβδινων διατομών. Η πλέον διαδεδομένη τεχνική είναι η χρήση μεταλλικού κλωβού (Εικόνα 3.14), ο οποίος υλοποιείται με την προσαρμογή τεσσάρων μεταλλικών γωνιακών στις κορυφές του υποστυλώματος, τα οποία συσφίγγονται με ειδικά κλειδιά έτσι ώστε να επιβληθεί περίσφιγξη.



Εικόνα 3.14: Μεταλλικός κλωβός για ενίσχυση υποστυλώματος με επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης.

Εναλλακτικά, αντί για χρήση μεταλλικού κλωβού, η επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης μπορεί να επιτευχθεί με επικολλητά χαλύβδινα κολάρα και λάμες, με σύνηθες πάχος 1-2 mm, εντός των οποίων εγκιβωτίζεται ολόκληρη η διατομή του ενισχυόμενου υποστυλώματος (Εικόνα 3.15, 3.16).

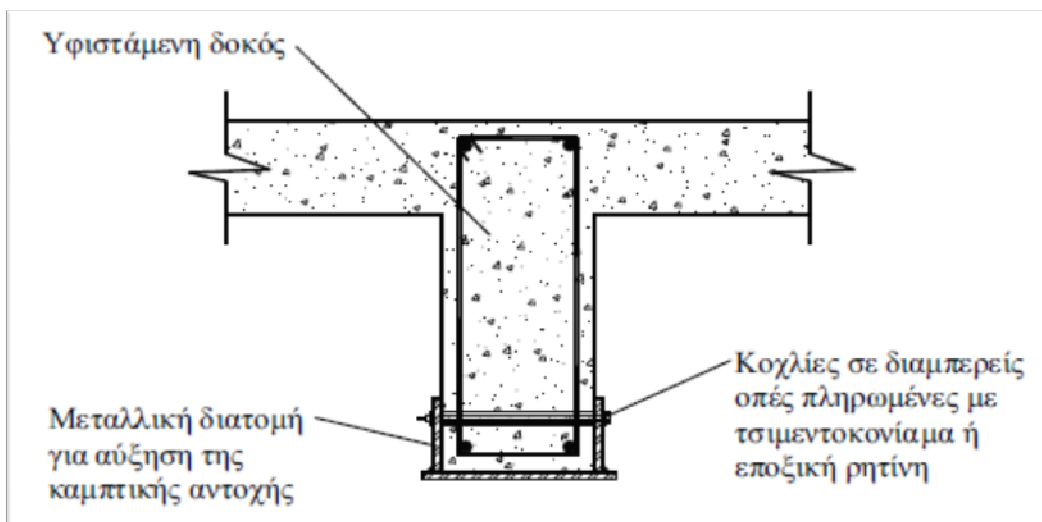


Εικόνα 3.15: Ενίσχυση υποστυλώματος με επικολλητά χαλύβδινα κολάρα.



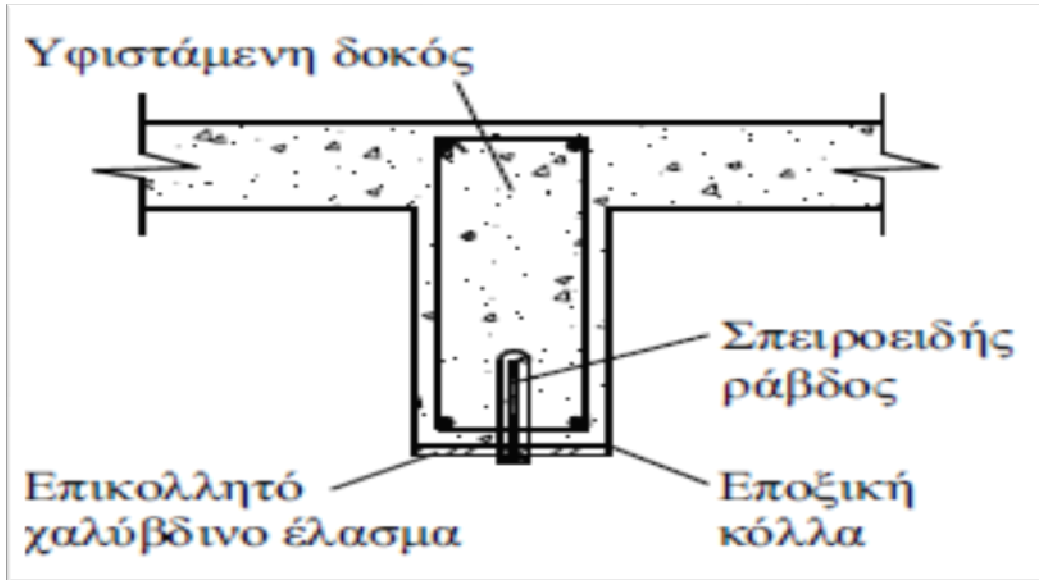
Εικόνα 3.16: Ενίσχυση υποστυλώματος με επικολητά χαλύβδινες λάμες.

Μία άλλη αρκετά συνηθισμένη μέθοδος για ενίσχυση υποστυλωμάτων κυρίως κυκλικής διατομής, είναι η κατασκευή ολόσωμου μεταλλικού μανδύα. Όταν η καμπτική αντοχή της υφιστάμενης δοκού δεν επαρκεί, μπορεί να ενισχυθεί επιτόπου με την προσθήκη χαλύβδινων ελασμάτων ή ακόμα και συγκολλητών μεταλλικών διατομών που κοχλιώνονται στη δοκό. Η συγκολλητή διατομή σχήματος ανεστραμμένου Π που φαίνεται στην (Εικόνα 3.17) χρησιμοποιείται στην περίπτωση που το εμβαδό του απαιτούμενου πρόσθετου οπλισμού είναι σημαντικό.



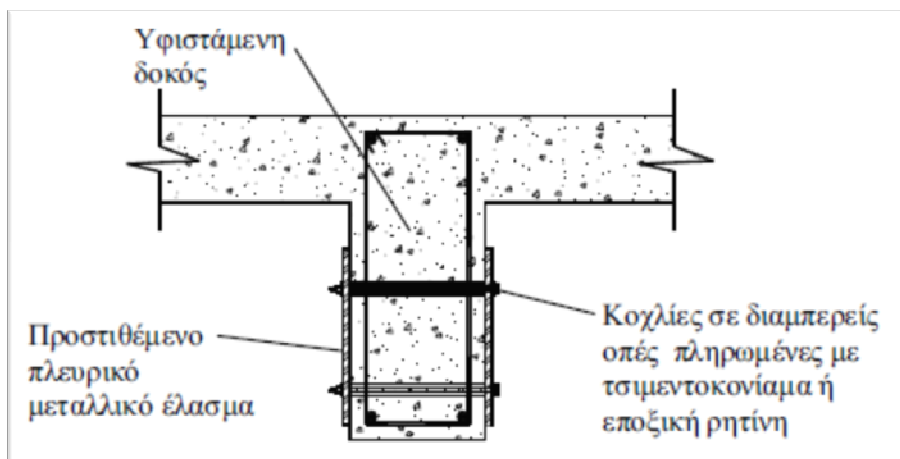
Εικόνα 3.17: Κοχλιωτή σύνδεση συγκολλητής μεταλλικής διατομής για αύξηση της καμπτικής αντοχής υφιστάμενης δοκού από σκυρόδεμα.

Αντί να συνδέονται με κοχλίες, τα χαλύβδινα ελάσματα μπορούν να επικολληθούν στην επιφάνεια του σκυροδέματος με χρήση εποξικής κόλλας προκειμένου να αυξήσουν την καμπτική αντοχή της δοκού. Η επικόλληση των ελασμάτων είναι σαφώς ευκολότερη από τη διάνοιξη οπών και την κοχλίωσή τους στο σκυρόδεμα. Επίσης, οι εργασίες της ενίσχυσης μπορούν να γίνουν γρήγορα, με μικρή επιβάρυνση τόσο της υφιστάμενης κατασκευής όσο και όχληση των ενοίκων.



Εικόνα 3.18: Ενίσχυση καμπτικής αντοχής δοκού με επικολλητά χαλύβδινα ελάσματα.

Στις προηγούμενες ενότητες παρουσιάστηκαν οι κυριότερες μέθοδοι για την αύξηση της καμπτικής αντοχής μίας δοκού. Παρόμοιες τεχνικές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ενίσχυση των δοκών σε διάτμηση.



Εικόνα 3.19: Προσθήκη πλευρικών μεταλλικών ελασμάτων για αύξηση της διατμητικής αντοχής δοκού.

Συνοψίζοντας τα παραπάνω, θα μπορούσε κανείς, ανάλογα με τον κύριο επιδιωκόμενο στόχο, να ταξινομήσει τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης των κατασκευών ως εξής: α) Αν ο κύριος επιδιωκόμενος στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα, ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συστημάτων και στην συνέχεια έπεται η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ'

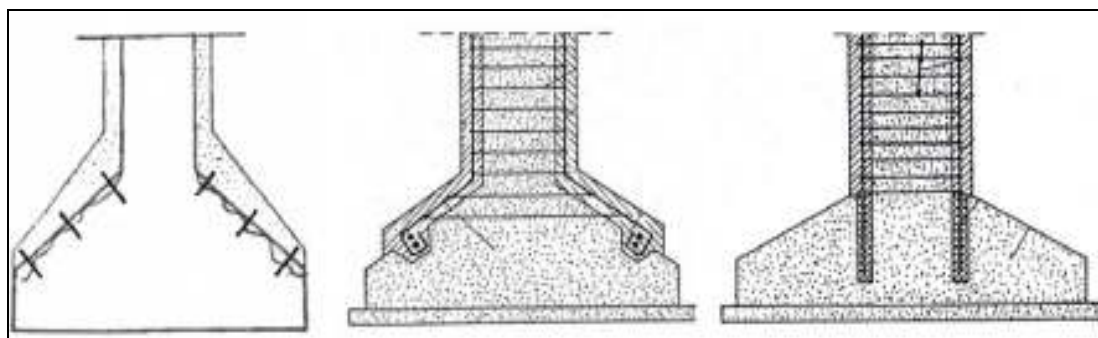
επέκταση υφισταμένων υποστυλωμάτων της κατασκευής. β) Αν ο κύριος επιδιωκόμενος στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η κατασκευή μανδύων σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων της κατασκευής, και ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων. γ) Αν ο επιδιωκόμενος στόχος είναι η σύγχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης που ήδη έχουν αναφερθεί και η επιλογή της ειδικότερης τεχνικής θα γίνει λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά.

Στην περίπτωση που 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.

3.4.6 Ενίσχυση θεμελίωσης με αύξηση του ύψους του πεδίου

Η μέθοδος ενίσχυσης επιτυγχάνεται με την χρήση μανδύα σκυροδέματος στο πέδιλο της θεμελίωσης, αυξάνοντας το ύψος του αλλά όχι το πλάτος του.

Η επιλογή αυτής της μεθόδου εφαρμόζεται κυρίως για την αντιμετώπιση βλαβών σε υποστυλώματα του κατώτερου ορόφου ενός κτιρίου. Συνήθως σε περίπτωση που ενισχύεται με μανδύα σκυροδέματος το υπερκείμενο υποστυλώμα, ο μανδύας μαζί με τους οπλισμούς συνεχίζει και καλύπτει ένα ποσοστό του πεδίου. Βασική εργασία είναι η τοποθέτηση οριζόντιων συνδετήρων με ελάχιστο Φ12/10. Ακόμη ο μανδύας πρέπει να συνεχίζει πέραν του σημείου συνδέσεως του υποστυλώματος με το πέδιλο, ώστε οι οπλισμοί να έχουν το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης.



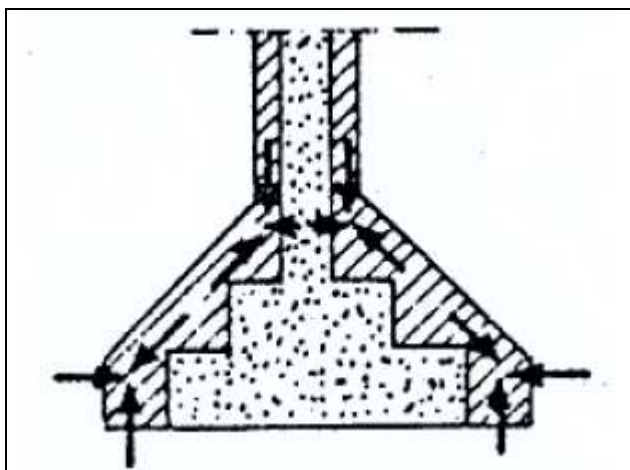
Εικόνα 3.20: Αγκύρωση μανδύα στο πέδιλο θεμελίωσης.

Η δυσκολία της μεθόδου αυτής βρίσκεται στο να επιτευχθεί καλή συνοχή μεταξύ του παλιού και νέου σκυροδέματος. Για αυτό το λόγο είναι απαραίτητη μια προεργασία. Κάποιες από τις απαραίτητες εργασίες είναι οι παρακάτω:

- Αποξήλωση του σαθρού σκυροδέματος.
- Τοποθέτηση βλήτρων για την καλύτερη συνεργασία μεταξύ του παλιού και νέου σκυροδέματος.
- Μετά την σκυροδέτηση η επιφάνεια να διατηρηθεί σε υγρή κατάσταση για ένα χρονικό διάστημα.
- Το νέο σκύροδεμα να είναι μεγαλύτερης ποιότητας αντοχής, με αδρανή που να μην ξεπερνούν τα 2cm.
- Ο μανδύας πρέπει να καλύπτει το μισό του ύψους του πεδίου και να περιλαμβάνει κλειστούς συνδετήρες Φ12/10.

3.4.7 Ενίσχυση θεμελίωσης με αύξηση της διατομής του πεδύλου

Η εφαρμογή της τεχνικής αυτής διευκολύνεται πάρα πολύ εάν ταυτόχρονα με την κατασκευή μανδύα στο πέδιλο, κατασκευαστεί και μανδύας για την αύξηση των διαστάσεων της διατομής του υπερκείμενου υποστυλώματος και μάλιστα ενιαίος, όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη τεχνική. Στην περίπτωση που αυξάνεται και η διατομή του υποστυλώματος, η πρόσθετη τάση του εδάφους λόγω της αύξησης της διατομής του πεδύλου εξισορροπείται από τις λοξές δυνάμεις στο νέο μανδύα του υποστυλώματος.



Εικόνα 3.21: Πρόσθετος μανδύας στο πέδιλο θεμελίωσης.

Το επιπλέον τμήμα που όπως φαίνεται στην εικόνα, δημιουργείται στο πόδι του θεμελίου, χρησιμεύει στην μεταφορά τόσο τον πρόσθετων κατακόρυφον αντιδράσεων του εδάφους, όσο και των λοξών δυνάμεων στο μανδύα του πεδύλου. Γι'αυτό και απαιτείται ισχυρή όπλιση με επαρκή αγκύρωση στην περιοχή εκείνη. Στην περίπτωση όμως που δεν γίνεται ταυτόχρονη ενίσχυση του υποστυλώματος, η πίεση του εδάφους που ασκείται στο ενισχυμένο τμήμα του πεδύλου, πρέπει να μεταβιβαστεί απευθείας στο υπάρχον σώμα του πεδύλου. Η μεταβίβαση αυτή μπορεί να επιτευχθεί είτε με βλήτρα είτε με κάποιες πρότυπες μεταλλικές διατομές που τοποθετούνται κάτω από τα άκρα του υπάρχοντος πεδύλου. Η αύξηση του ύψους του πεδύλου πρέπει να είναι τέτοια ώστε να επιτυγχάνεται αύξηση της ακαμψίας του πεδύλου, ομοιόμορφη διανομή των τάσεων του εδάφους, αλλά και μείωση των απαιτήσεων του πεδύλου για οπλισμό λόγω κατασκευαστικής δυσκολίας, αλλά και για αποφυγή διαβρώσεων του.



Εικόνα 3.22: Ενίσχυση με πρόσθετος μανδύας στο πέδιλο θεμελίωσης.



Εικόνα 3.23: : Ενίσχυση με πρόσθετος μανδύας στο πέδιλο θεμελίωσης

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο : ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ

4.1 Γενικές αρχές

Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων ενός κτιρίου απαιτείται η ανάλυσή του με βάσει τους συνδυασμούς δράσεων που έχουν οριστεί. Με βάση τα εντατικά μεγέθη και τις παραμορφώσεις που προκύπτουν από την ανάλυση με μία από τις συνιστώμενες μεθόδους που αναφέρονται παρακάτω γίνονται οι αντίστοιχοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προτείνει τέσσερις μεθόδους ανάλυσης, οι οποίοι μπορούν να διακριθούν σε δύο κατηγορίες, στις ελαστικές και τις ανελαστικές μεθόδους. Συγκεκριμένα οι μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιούνται για την ανάλυση είναι:

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση, με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικό δείκτη (m)
- Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικό δείκτη (m)
- Ανελαστική στατική ανάλυση
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας)

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 μέθοδο οι οποίες σχετίζονται κυρίως με τη στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων και την κανονικότητα ή μη του φέροντος οργανισμού.

4.2 Ελαστική Ανάλυση

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης περιλαμβάνουν την ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση και την ελαστική ή δυναμική ανάλυση. Η ελαστική στατική ανάλυση είναι η γνωστή από τον Ε.Α.Κ ισοδύναμη στατική μέθοδος, με αυστηρότερες προϋποθέσεις εφαρμογής, αλλά και διαφορές στη διαδικασία. Οι προϋποθέσεις εφαρμογής σχετίζονται με την μορφολογική κανονικότητα της κατασκευής και την ομοιόμορφη κατανομή μάζας και δυσκαμψίας σε αυτήν και εκφράζονται μέσα από ποσοτικά κριτήρια. 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} .

Η σημαντικότερη παρατήρηση όμως αφορά την ύπαρξη κριτηρίου που σχετίζεται με την τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , δηλαδή του λόγου ένταση προς αντοχή των μελών, που απαιτείται να είναι μικρότερη από 2,5 προκειμένου να χρησιμοποιηθούν οι ελαστικές αναλύσεις. Συνεπώς για περιπτώσεις κτιρίων με αρχικό εκτιμώμενο μεγάλο βαθμό ανεπάρκειας, ο οποίος εκφράζεται από τις προσδιοριζόμενες τιμές των δεικτών των μελών το σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ απαιτεί τη χρήση κάποιας ανελαστικής μεθόδου, γεγονός που αποδίδεται στην ακριβέστερη εκτίμηση του υπό μελέτη κτιρίου.

Πλέον των όσων αναφέρθηκαν παραπάνω σχετικά με τους περιορισμούς στη χρήση των ελαστικών μεθόδων για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, το σημαντικό ζήτημα που εισάγεται αφορά το δείκτη συμπεριφοράς q του οποίου η τιμή είναι άγνωστη στην περίπτωση ενός υπάρχοντος κτιρίου. Ο δείκτης συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να καταναλώνει ενέργεια μέσω της ανελαστικής παραμόρφωσης των μελών της.

Στις υφιστάμενες κατασκευές δεν έχουν τηρηθεί κατ' ανάγκη όλες αυτές οι προϋποθέσεις, επομένως η τιμή του δείκτη συμπεριφοράς δεν είναι γνωστή. Συνεπώς πρέπει να γίνει μια εκτίμηση αυτής, με βάση τα χαρακτηριστικά του υπό μελέτη κτιρίου, με αξιοποίηση του παρακάτω πίνακα.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985<...<1995(2)	2,3	1,7	1,7	1,3
...<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Πίνακας 4.1: Τιμές του συντελεστή α' βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Εναλλακτικά στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ, προτείνεται η χρήση των τοπικών δεικτών συμπεριφοράς m , οι οποίοι ορίζονται με βάση την ικανότητα παραμόρφωσης των δομικών μελών και σύμφωνα με την εξίσωση:

$$m = \delta d / \delta y$$

όπου δd και δy η παραμόρφωση σχεδιασμού για την υπόψη στάθμη επιτελεστικότητας και η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη θεωρητική διαρροή της υπ' όψιν κρίσιμης περιοχής του μέλους αντίστοιχα.

Σημειώνεται ότι ο ορισμός αυτός συναντάται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ όπου διατίθενται σχέσεις για τον υπολογισμό των ζητούμενων παραμορφώσεων. Μέσω του δείκτη m ποσοτικοποιείται η τοπική πλαστιμότητα των δομικών μελών στις κρίσιμες περιοχές, επομένως μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την μείωση των αντίστοιχων εντατικών μεγεθών της ελαστικής ανάλυσης. Όμως η προσέγγιση αυτή δεν είναι απόλυτα ακριβής καθώς δεν λαμβάνεται υπόψη η σχέση της τοπικής πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές των μελών με τη συνολική πλαστιμότητα του δομήματος, η οποία εξαρτάται από την κανονικότητα και το μηχανισμό κατάρρευσης που αναμένεται να αναπτυχθεί. Συνεπώς η χρήση των δεικτών m δεν εξαλείφει πλήρως τις αβεβαιότητες που εισάγονται από τη χρήση των ελαστικών μεθόδων, ενώ η εφαρμογή τους διέπεται από προϋποθέσεις οι οποίες αποτυπώνονται στους περιορισμούς που τίθενται και αναφέρθηκαν προηγουμένως.

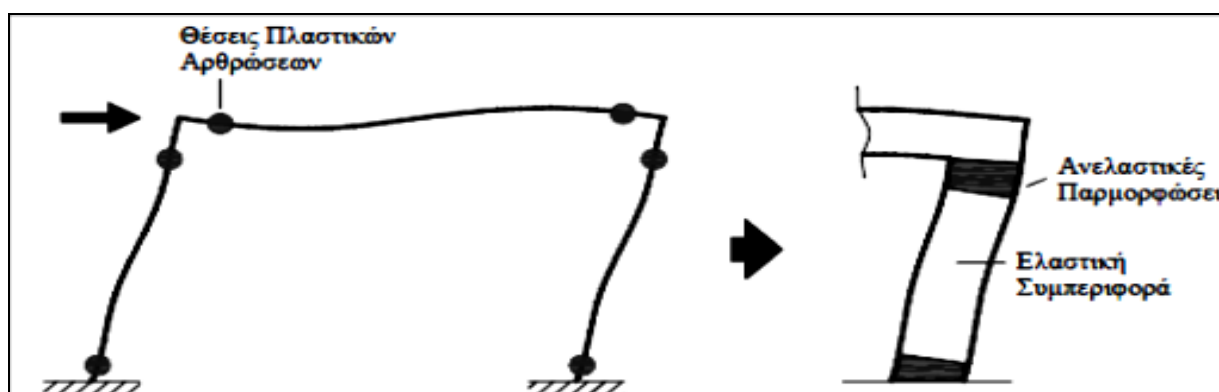
4.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση

Στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι ανελαστικές μέθοδοι που προτείνονται για την ανάλυση της κατασκευής πριν και μετά την επέμβαση είναι η στατική ανελαστική ανάλυση και η δυναμική ανελαστική ανάλυση.

Η στατική ανελαστική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση pushover, αποτελεί μία απλή δυνατότητα για την εκτίμηση της απόκρισης μιας κατασκευής στην μετελαστική περιοχή και συνδυάζει την ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των μελών μέσω των προσομοιωμάτων, που έχουν αναπτυχθεί για τις ανελαστικές αναλύσεις, με την απλότητα της έκφρασης της σεισμικής έντασης με μία οριζόντια κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος, η οποία αυξάνεται σταδιακά και μέχρι την κρίσιμη μετακίνηση του δομήματος, η οποία καθορίζεται από την στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας. Η στατική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τα προσομοιώματα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την διεξαγωγή των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας.

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός και η σύγκρισή τους με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών, που προκύπτουν από τα προσομοιώματα για τη συμπεριφορά τους. Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανισθεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του.

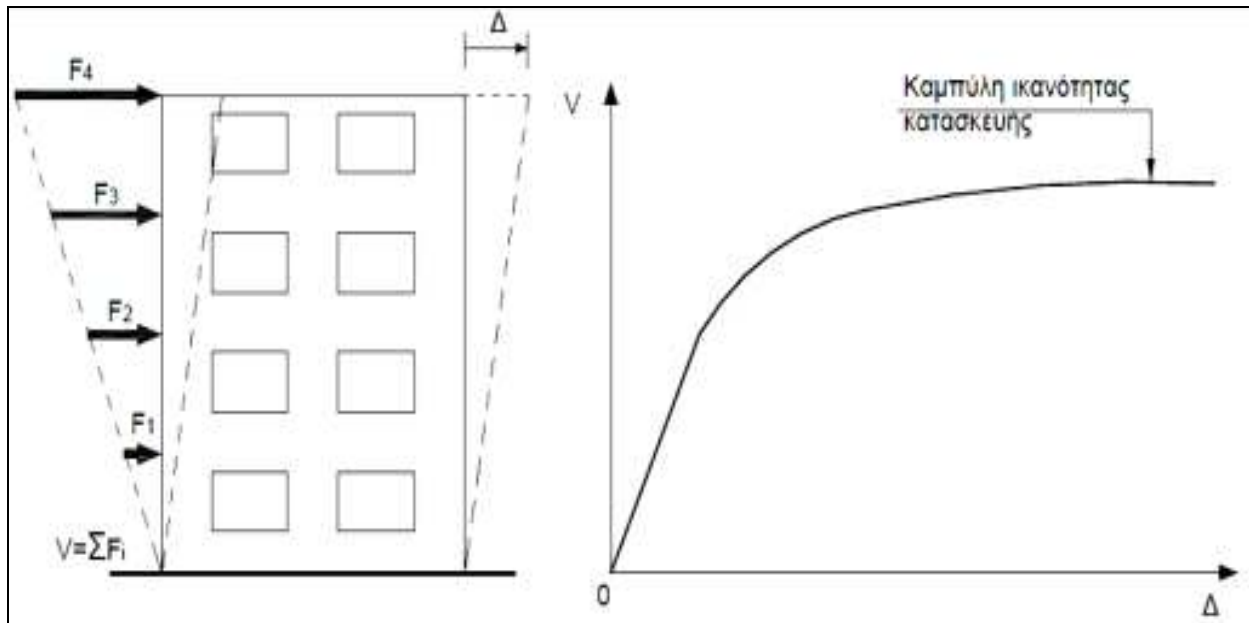
Το προσομοίωμα του κτιρίου υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα μέχρι το βήμα στο οποίο κάποιο δομικό στοιχείο εξαντλεί τη φέρουσα ικανότητά του. Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος και απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Η προσομοίωση προϋποθέτει ότι υπάρχει γνώση των δεδομένων για τις διατομές και τα υλικά 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 πλαίσιο της (Εικόνας 4.1).



Εικόνα 4.1: Σημεία πιθανών πλαστικών αρθρώσεων σε ένα απλό πλαίσιο υπό σεισμική δράση.

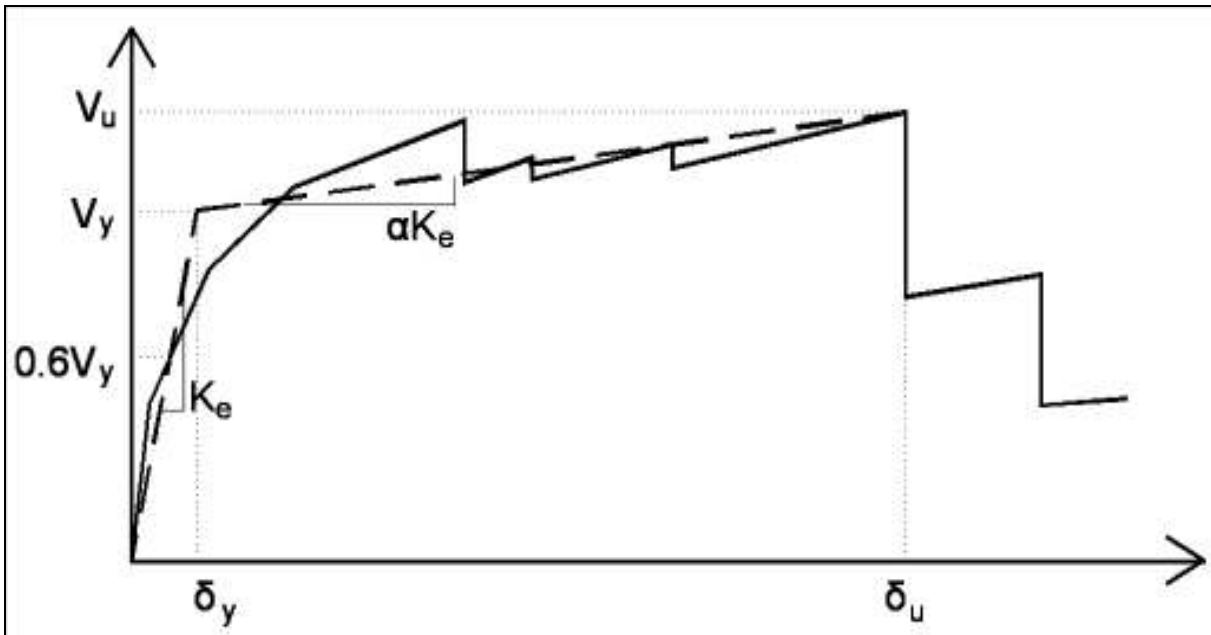
Σε κάθε βήμα υπολογίζεται η στροφή χορδής στα άκρα των δομικών μελών (περιοχές σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων) για να διαπιστωθεί αν έχει γίνει υπέρβαση της στροφής χορδής κατά την διαρροή. Αν δεν διαπιστωθεί κάτι τέτοιο δεν μεταβάλλεται το προσομοίωμα και η διαδικασία προχωράει με επόμενο βήμα φόρτισης αφού προηγουμένως καταγραφούν τα μεγέθη έντασης και παραμόρφωσης των δομικών μελών που χρειάζονται για τον σχεδιασμό της καμπύλης ικανότητας αλλά και την διεξαγωγή ελέγχων επιτελεσματικότητας 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 στρωφικά ελατήρια στα σημεία υπέρβασης.

Ως πρώτη κατανομή επιλέγεται η κατανομή καθ' ύψος συμβατή με την κατανομή των τεμνουσών ορόφων που υπολογίζονται με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων από την φασματική ανάλυση του κτιρίου, χρησιμοποιώντας τον απαιτούμενο αριθμό ιδιομορφών. Ως δεύτερη κατανομή επιλέγεται η «Ομοιόμορφη» κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης ορόφου. Από την ανάλυση του προσομοιώματος προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης V_b – μετακίνησης δ χαρακτηριστικού του σημείου (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας. Η σχέση τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κόμβου ελέγχου αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη από την οποία προσδιορίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_{el} και η αντίστοιχη δύναμη διαρροής V_y του κτιρίου.



Εικόνα 4.2: Κατασκευή καμπύλης αντίστασης της κατασκευής

Έτσι σύμφωνα με τη μέθοδο των συντελεστών, αρχικά χαράσσεται η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης, η οποία προκύπτει από τη διγραμμικοποίηση της σχέσης τέμνουσας βάσης – μετακίνησης που προσδιορίζεται από την ανελαστική στατική ανάλυση του κτιρίου. Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται ενγένη στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη προσδιορίζονται γραφικά με οδηγό την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης (Εικόνα 4.3).



Εικόνα 4.3: Εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

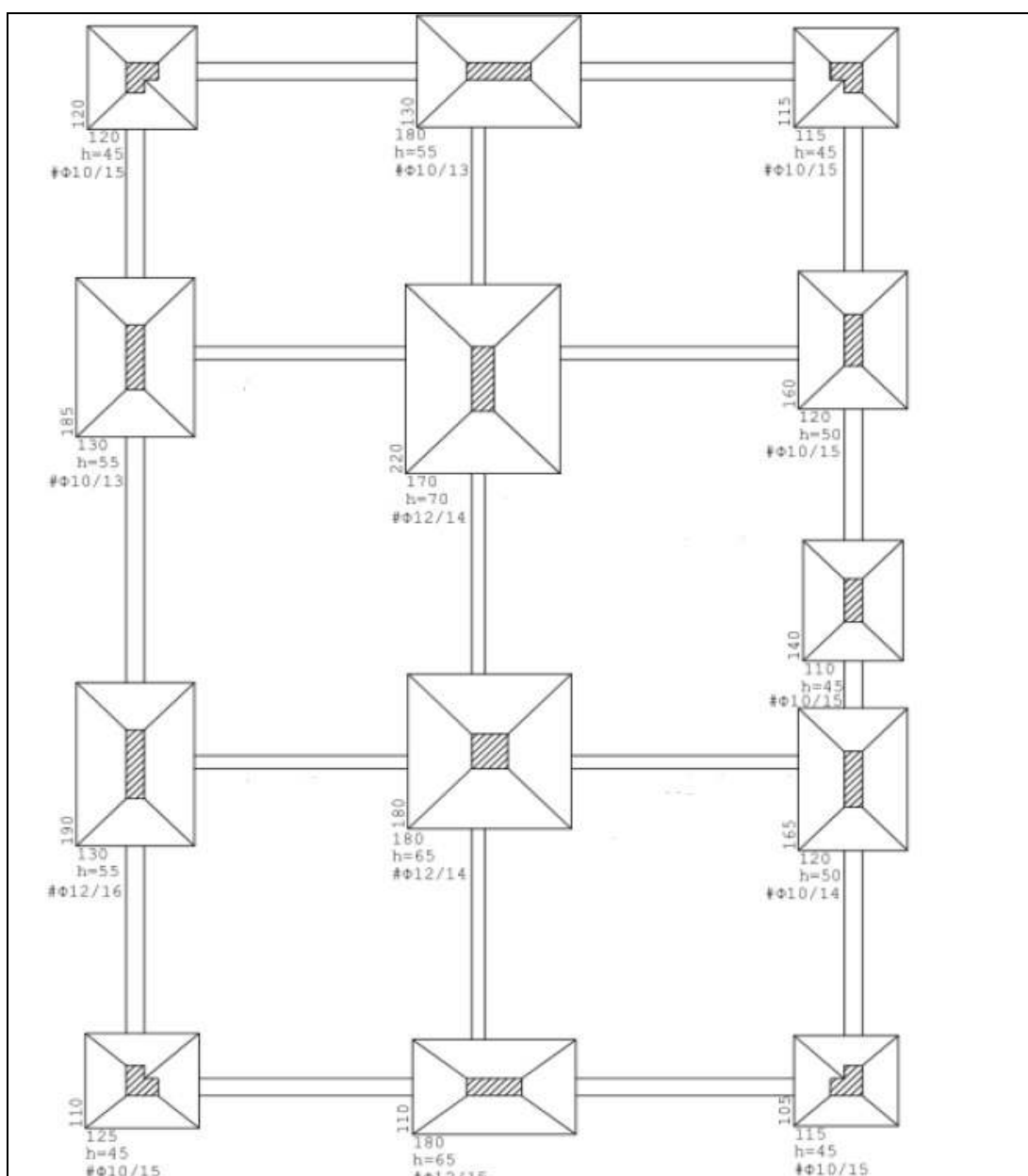
Η ισοδύναμη οριζόντια δυσκαμψία (K_e) προκύπτει ως την επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση με το 60% της δύναμης διαρροής. Η δύναμη διαρροής υπολογίζεται γραφικά από την τομή των 2 ευθειών της διγραμμικής καμπύλης που σχεδιάζεται με κριτήριο την ισότητα των εμβαδών μεταξύ της διγραμμικής και της πραγματικής 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.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο : ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

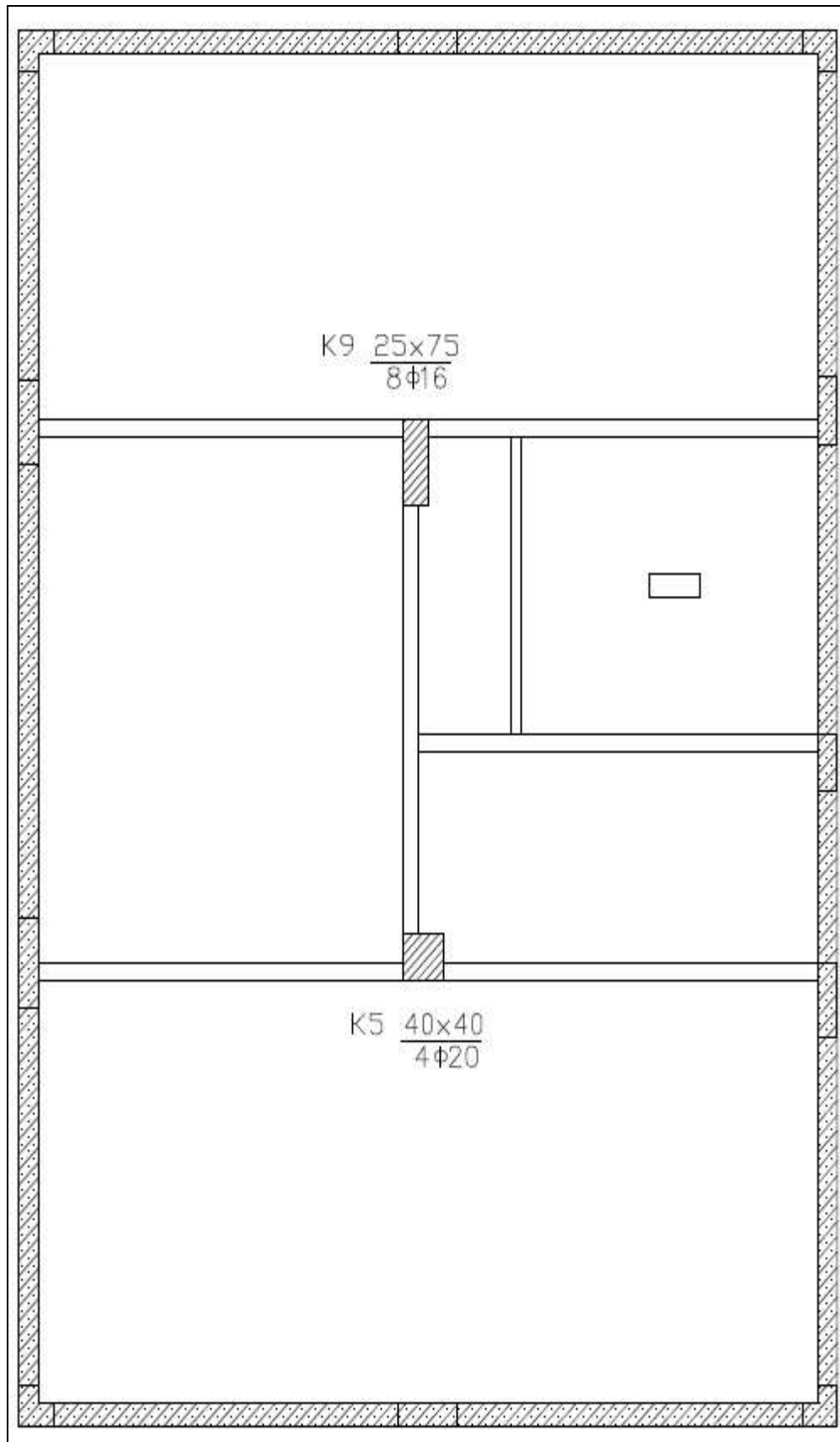
5.1 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής

Πρόκειται για μια συνήθης διώροφη οικοδομή με υπόγειο, ο φέρων οργανισμός της είναι κατασκευασμένος από οπλισμένο σκυρόδεμα, η οποία μελετήθηκε και κατασκευάστηκε βάσει του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959, όντας κατασκευασμένη το 1977, δηλαδή πρόκειται για μια κατασκευή προ του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1984 και έχει χρήση κατοικίας.

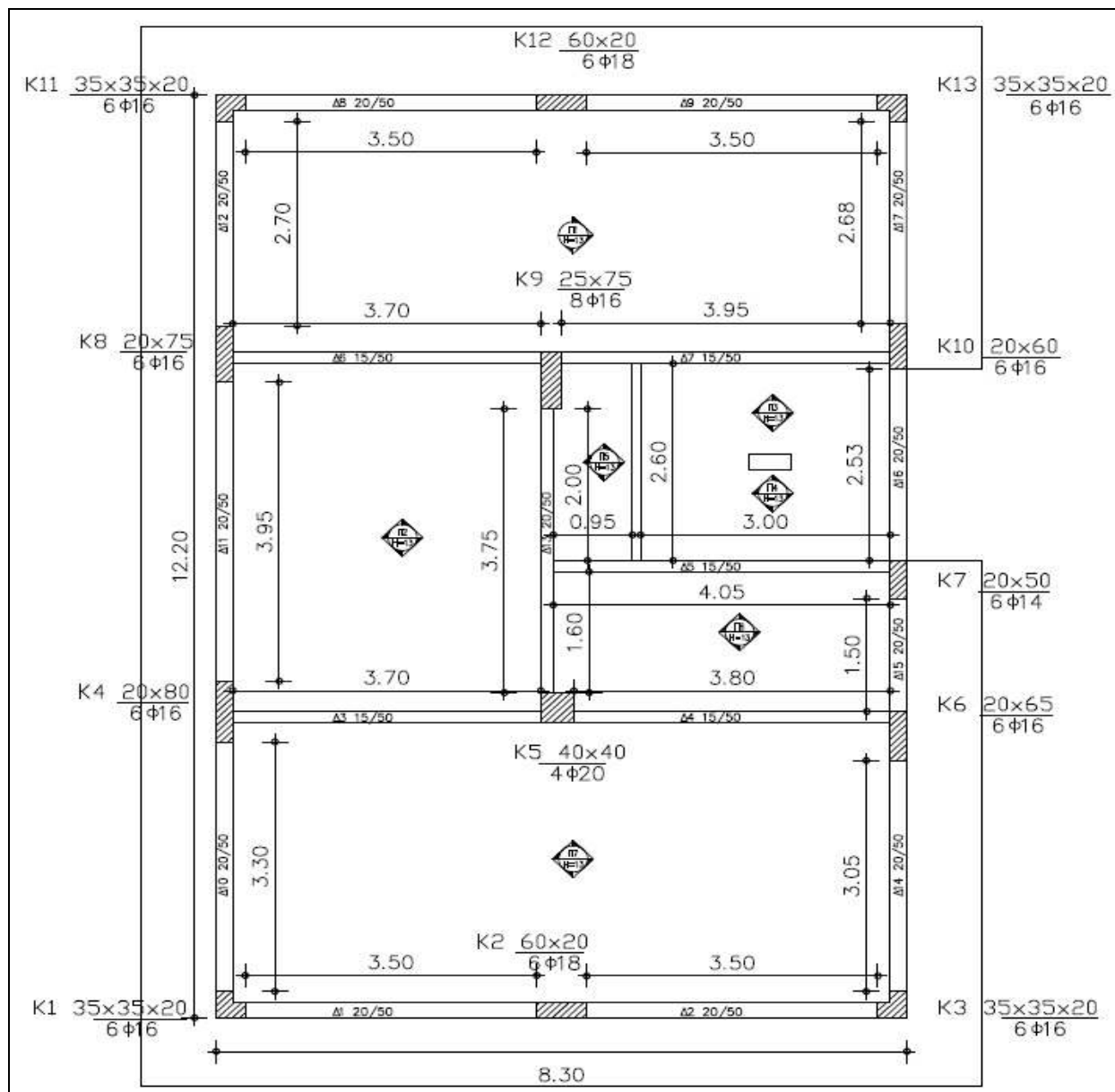
Το εξεταζόμενο κτίριο εδράζεται σε αργιλικό έδαφος και η θεμελίωση του αποτελείται από πέδιλα με συνδετήριες δοκούς, ενώ στη στάθμη του υπογείου, υπάρχουν περιμετρικά τοιχία. Η κάτοψη του κτιρίου είναι διαστάσεων **8,30m x 12,20m**, ενώ υπάρχει περιμετρικός πρόβολος.



Σχήμα 5.1: Ξυλότυπος θεμελίωσης.



Σχήμα 5.2: Ξυλότυπος Υπογείου.



Σχήμα 5.3: Ξυλότυπος Ισογείου και Ορόφου.

Παρατηρούμε πως πρόκειται για μια αμιγώς πλαισιακή κατασκευή με πυκνό κάναβο η οποία χαρακτηρίζεται από απλότητα και ομοιομορφία στην δομική γεωμετρία.

5.1.1 Περιγραφή δομικών στοιχείων

Οι διαστάσεις των δομικών στοιχείων απεικονίζονται στην παραπάνω κάτοψη (Σχήμα 5.1). Υπάρχουν γωνιακά υποστυλώματα διαστάσεων 35x35x20cm, καθώς και ορθογωνικά περιμετρικά και κεντρικά υποστυλώματα διαφόρων διαστάσεων. Επίσης οι δοκοί είναι ορθογωνικής μορφής, διαστάσεων 20x50cm για τις περιμετρικές δοκούς και 15x50cm για τις εσωτερικές δοκούς. Ο οπλισμός των υποστυλωμάτων περιγράφεται και αυτός στην παραπάνω κάτοψη. Οι συνδετήρες που χρησιμοποιήθηκαν ήταν φ6/20 για τους δοκούς και φ8/20 για τα υποστυλώματα.

Οι πλάκες των πλαισίων αλλά και οι πλάκες προβόλων έχουν πάχος $h_f=13\text{cm}$. Ακόμη υπάρχουν μπατικές τοιχοποιίες περιμετρικά της κατασκευής και δρομικές εσωτερικά και στον Ισόγειο όροφο και στον Α' όροφο.

5.1.2 Ποιότητα υλικών και Φορτία κατασκευής

Με βάση τα πρότυπα της περιόδου κατασκευής το σκυρόδεμα ήταν B160 και ο χάλυβας Stl τόσο για τον οπλισμό πλακών και δοκών καθώς και για τον οπλισμό των υποστυλωμάτων και συνδετήρων. Για την προσομοίωση στο πρόγραμμα έγινε χρήση της τιμής αντοχής του σκυροδέματος, που προέκυψε από πυρηνοληψία και κρουσομετρήσεις, όπως ορίζει ο ΚΑΝΕΠΕ. Η ποιότητα του σκυροδέματος είναι C12/15 και του χάλυβα S400.

Σύμφωνα με την στατική μελέτη και τον ΚΩΣ 1954 τα μόνιμα και κινητά φορτία παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακα 5.1):

ΦΟΡΤΙΑ		KN/m ²
Μόνιμα	Ίδιο βάρος Ο/Σ	24
	Μπατική τοιχοποιία	3,6
	Δρομική τοιχοποιία	2,1
	Επικάλυψη μωσαϊκού	0,8
Κινητά	Δάπεδα	2
	Εξώστες	5
	Κλίμακες	3,5

Πίνακας 5.1: Φορτία κατασκευής

Ο καταμερισμός των φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς έγινε με ομοιόμορφη κατανομή με βάση τις επιφάνειες φόρτισης και τη στήριξη των πλακών ανάλογα με τις γωνίες μερισμού, δηλαδή 45ο ή 60ο σε περίπτωση ελεύθερης στήριξης ή πάκτωσης.

5.2 Προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής

Η προσομοίωση και η ανάλυση της κατασκευής θα γίνει με τη χρήση του στατικού προγράμματος SCADA Pro15, για την διαδικασία τόσο των ελαστικών αναλύσεων, όσο και των ανελαστικών.

Βασική προϋπόθεση για να μπορέσει να αποτιμηθεί και να ενισχυθεί το υφιστάμενο κτήριο με το SCADA Pro15, είναι να γίνουν κάποιες παραδοχές στην προσομοίωση του μοντέλου, έτσι ώστε να έχουμε ποίο αξιόπιστα αποτελέσματα. Κάποιες από αυτές τι παραδοχές είναι οι παρακάτω:

- Οι πλάκες στην προσομοίωση του μοντέλου του κτηρίου έχουν διαφραγματική λειτουργία και σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§5.4.6) για τα συστήματα πλακών-δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα, το αντίστοιχο διάφραγμα επιτρέπεται να θεωρείται απαραμόρφωτο.
- Όσο αφορά τις τοιχοπληρώσεις δεν λαμβάνουμε υπόψη την δυσκαμψία τους στην κατασκευή, αλλά εισάγονται τα φορτία από τις τοιχοποιίες στα δοκάρια του κάθε ορόφου.
- Ακόμη, απαραίτητη προϋπόθεση για την εκτέλεση σεναρίου ανελαστικής ανάλυσης είναι η ύπαρξη οπλισμού στις διατομές η οποία προκύπτει από διαστασιολόγηση μόνο με σενάριο Ευρωκώδικα 2 (όχι με παλιό κανονισμό) με προσαρμογή των αντοχών των υλικών Χάλυβα και Σκυροδέματος στις αντοχές του υπάρχοντα φορέα. Δηλαδή τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν δεν πρέπει να είναι

ποιότητας B και STI (παλιές ποιότητες υλικών) αλλά οι προσαρμογές των αντοχών και των επιμέρους συντελεστών ασφάλειας πρέπει να γίνουν με βάση τα νέα υλικά με βάση τα όσα ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- Όσο αφορά την προσθήκη του επιπλέον ορόφου, η διαστασιολόγηση του γίνεται με βάση τους νέους κανονισμούς.



Εικόνα 5.1: Τρισδιάστατο προσομοίωμα κτιρίου

5.3 Ανάλυση υφιστάμενης κατασκευής

Ο Προέλεγχος αποτελεί μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση προκειμένου να εξετασθεί αν πληρούνται τα κριτήρια που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για το αν επιτρέπεται να εφαρμοστεί ελαστική (στατική ή δυναμική) ανάλυση για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό της κατασκευής. Συγκεκριμένα υπολογίζονται, μεταξύ των άλλων, και οι δείκτες ανεπάρκειας “λ” οι οποίοι δίνουν και μια πρώτη εικόνα της αντίστασης του κτιρίου σε σεισμό (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.1). Εξετάζεται επίσης η μορφολογική κανονικότητα του κτιρίου (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.2). Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. θέτει συγκεκριμένες προϋποθέσεις για την εφαρμογή της στατικής και της δυναμικής ανάλυσης.

5.3.1 Ελαστική στατική ανάλυση-Προέλεγχος

Στην ανάλυση που έγινε λήφθηκαν υπόψη οι παρακάτω παράμετροι:

- $A_g=0,24g$
- Ελαστικό φάσμα
- Τύπος εδάφους Β
- Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων – ικανοποιητική
- Συντελεστής απόσβεσης $\zeta=5\%$
- Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης $b_0=2,5$ για οριζόντιο και $b_0=3$ για κατακόρυφο

Στους παρακάτω πίνακες απεικονίζονται τα αποτελέσματα του προέλεγχου σύμφωνα με τα κριτήρια του ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

Έλεγχος δεικτών ανεπάρκειας λ (παρ.5.5.2α(i) ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων (παρ.5.5.2 α(i))													
α/α	Συν/κο	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		λ<=2.5		λ>2.5		λ<=2.5		λ>2.5		λ<=2.5		λ>2.5	
Στάθμης	Υψός (Μ)												
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.500	43	41%	0	0%	31	42%	4	5%	74	41%	4	2%
2	6.500	2	2%	19	18%	1	1%	12	16%	3	2%	31	17%
3	9.500	2	2%	19	18%	0	0%	13	18%	2	1%	32	18%
4	12.500	21	20%	0	0%	13	18%	0	0%	34	19%	0	0%
Σύνολο		68	64%	38	36%	45	61%	29	39%	113	63%	67	37%

Για όλα τα στοιχεία πρέπει λ<=2.5. Εάν λ>2.5 το κτίριο πρέπει να είναι μορφολογικά κανονικό. ----- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Πίνακας: 5.2: Δείκτες ανεπάρκειες δοκών και υποστυλωμάτων

Ο έλεγχος του δείκτη λ γίνεται ανά στάθμη ξεχωριστά για δοκούς και υποστυλώματα και αναγράφεται, σε κάθε στάθμη, ο αριθμός των δοκών που είναι πάνω ή κάτω από 2.5 και το ποσοστό επί του συνόλου των δοκών ή των στύλων του κτιρίου αντίστοιχα. Τα κάτω σύνολα είναι τα αθροίσματα ανά δομικό στοιχείο και συνολικά.

Σύμφωνα με το πρώτο κριτήριο, πρέπει για όλα τα κύρια στοιχεία να ισχύει λ<=2.5 ή για ένα ή περισσότερα στοιχεία προκύπτει λ>2.5, τότε το κτίριο θα πρέπει να είναι μορφολογικά κανονικό. Αναλυτικά προκύπτει λ<2.5 για σύνολο 68 δοκών ποσοστό 64% και για σύνολο 45 υποστυλωμάτων ποσοστό 61% . Αντιθέτως 38 δοκοί ποσοστό 36% και 29 υποστυλώματα ποσοστό 39% έχουν λ>2.5. Συνολικά βλέπουμε από τον πίνακα για το σύνολο των 67 δοκών και υποστυλωμάτων σε ποσοστό 37% ισχύει λ>2.5, οπότε πρέπει να εξετάσουμε την κανονικότητα του κτιρίου.

Έλεγχος μορφολογικής κανονικότητας – δείκτης ανεπάρκειας λκ (παρ.5.5.1.2.(γ) ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Μορφολογική Κανονικότητα (παρ.5.5.1.2)								
Μέσος δείκτης ανεπάρκειας λκ ορόφου ανά κατεύθυνση (παρ.5.5.1.2(γ))								
α/α	Συν/κο	λκκi	λx,ki / λx,ki /		λzki	λz,ki / λz,ki /		
			λx,ki+1	λx,ki-1		λz,ki+1	λz,ki+1	
Στάθμης	Υψός (Μ)							
1	3.500	1.00	52.04		1.23	12.25		
2	6.500	51.84	4.15	52.04	15.09	1.62	12.25	
3	9.500	12.49	7.87	4.15	9.33	10.17	1.62	
4	12.500	1.59		7.87	0.92		10.17	

Οι λόγοι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5 --- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Πίνακας: 5.3 Δείκτες μορφολογικής κανονικότητας

$$\lambda_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i v_{si}}{\sum_1^n v_{si}}$$

Όπου λ_i είναι ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο i του ορόφου, v_{si} είναι η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα (από ελαστική ανάλυση για $q=1$) και n ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου k .

Όπως παρατηρούμε στον πίνακα για κάποιες στάθμες ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας ορόφου λ_k είναι μεγαλύτερος από 1.5, οπότε το έλεγχος δεν ικανοποιείται άρα δεν είναι το κτίριο μορφολογικά κανονικό.

Έλεγχος ιδιοπεριόδων (παρ.5.5.2α(ii) ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Έλεγχος ιδιοπεριόδων κτιρίου (παρ.5.5.2 α(ii))			
Διεύθυνση Ix :	TIx (sec)=	0.5355 4*Tc (sec)=	2.00 Ικανοποιείται
Διεύθυνση IIz :	TIIz (sec)=	0.5355 4*Tc (sec)=	2.00 Ικανοποιείται

Πρέπει:	$T_x, T_z < \min(4T_c, 2s)$	---	Ο έλεγχος Ικανοποιείται

Πίνακας: 5.4: Ιδιοπερίοδοι κτιρίου

Σύμφωνα με το κριτήριο αυτό η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου T_0 πρέπει να είναι μικρότερη του $4T_c$ ή $2s$, όπου $T_c=0,50\text{sec}$ και s είναι ο συντελεστής εδάφους.

Για έδαφος κατηγορίας B έχουμε: $s=1.20$ οπότε,

$$4T_c = 4 * 0.50 \text{ sec} = 2 \text{ sec και}$$

$$2s = 2 * 1.20 = 2.4$$

$$T_x = 0.5355 \text{ sec}$$

$$\text{Άρα } T_x < 4T_c \text{ ή } 2s$$

Επομένως ο έλεγχος αυτός ικανοποιείται.

Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης μεταξύ κόμβων ορόφου (παρ.5.5.2α(iii) ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης μεταξύ κόμβων ορόφου (παρ.5.5.2α(iii))								
α/α Στάθμ.	Συνδυασμ.		Σχετική Μετ/ση		Λόγοι μετακινήσεων		---Αποτέλεσμα---	
	x	z	x (mm)	z (mm)	x	z	x	z
1	59	33	0.39	-0.36	0.58	0.33	Ικανοπ.	Ικανοπ.
2	56	15	7.51	4.44	0.39	0.51	Ικανοπ.	Ικανοπ.
3	56	15	7.25	4.54	0.31	0.42	Ικανοπ.	Ικανοπ.
4	55	15	4.11	2.76	0.30	0.36	Ικανοπ.	Ικανοπ.

Οι λόγοι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5 --- Ο έλεγχος Ικανοποιείται								

Πίνακας: 5.5: Σχετικές μετακινήσεις κόμβων

Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης μεταξύ ορόφων (παρ.5.5.2α(iv) ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης κατά X μεταξύ ορόφων (παρ.5.5.2α(iv))									
α/α	----Υπερκείμενος----			----Υποκείμενος-----			Λόγος	Λόγος	Αποτέλεσμα
Στάθμ.	Συνδ.	Σχετ.	Μετ/ση (mm)	Συνδ.	Σχετ.	Μετ/ση (mm)	d_i/d_{i+1}	d_i/d_{i-1}	
1	54	-7.66	-0.39	0	0.00	0.00	18.78		Δεν Ικαν.
2	55	7.24	7.51	54	-0.39	-7.66	0.04	18.78	Δεν Ικαν.
3	67	3.99	7.06	55	7.51	7.24	0.77	0.04	Ικανοπ.
4	0	0.00	0.00	67	7.06	3.99		0.77	Ικανοπ.

Οι λόγοι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5 --- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης κατά Z μεταξύ ορόφων (παρ.5.5.2α(iv))									
α/α	----Υπερκείμενος----			----Υποκείμενος-----			Λόγος	Λόγος	Αποτέλεσμα
Στάθμ.	Συνδ.	Σχετ.	Μετ/ση (mm)	Συνδ.	Σχετ.	Μετ/ση (mm)	d_i/d_{i+1}	d_i/d_{i-1}	
1	24	4.12	0.32	0	0.00	0.00	11.97		Δεν Ικαν.
2	4	4.18	3.84	24	0.32	4.12	0.09	11.97	Δεν Ικαν.
3	13	-2.71	-4.55	4	3.84	4.18	0.68	0.09	Ικανοπ.
4	0	0.00	0.00	13	-4.55	-2.71		0.68	Ικανοπ.

Οι λόγοι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5 --- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Πίνακας: 5.6: Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

Ο πρώτος έλεγχος αφορά τη σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων (υπερκείμενου και υποκείμενου) και ο έλεγχος κόμβων αφορά τη μετακίνηση του κάθε κόμβου του ορόφου, σε σχέση με τη μέση μετακίνηση του ορόφου στον οποίο ανήκει. Ως κριτήριο αυτού του ελέγχου ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν πρέπει να υπερβαίνει το 1,5 και οι δύο αυτοί έλεγχοι γίνονται ανά κατεύθυνση. Παρατηρούμε ότι ο πρώτος έλεγχος ικανοποιείται ενώ αντίστοιχα ο δεύτερος δεν ικανοποιείται.

Έλεγχος διαφοράς μαζών και ακαμψιών σταθμών κτιρίου (παρ.5.5.2α(v) ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Έλεγχος Διαφοράς Μαζών και Ακαμψιών Σταθμών Κτιρίου (παρ.4.2.3.3.)									
α/α	Συν/κο	Συν.Μάζα	Συνολικές Ακαμψίες		Διαφορές Μαζών - Ακαμψιών				
Στάθμης	Υψός (M)	KN/g	$K_i \cdot 10^3$ (KNM)	$(K_i - X)$	$(K_i - Z)$	(ΔM_i)	$(\Delta K_i - X)$	$(\Delta K_i - Z)$	
1	3.500	123.703	2886.453	3330.316					
2	6.500	162.722	91.787	206.724	αυξ.	0.31	ελ.	0.96	ελ. 0.93
3	9.500	164.422	91.787	206.724	αυξ.	0.01	αυξ.	0.00	αυξ. 0.00
4	12.500	153.237	91.787	206.724	ελ.	0.06	αυξ.	0.00	αυξ. 0.00

Μάζες : Η Αύξηση πρέπει ≤ 0.35 - Η Ελάττωση πρέπει ≤ 0.50
 Ακαμψίες : Η Αύξηση πρέπει ≤ 0.35 - Η Ελάττωση πρέπει ≤ 0.50

Ο έλεγχος δεν ικανοποιεί τα κριτήρια κανονικότητας

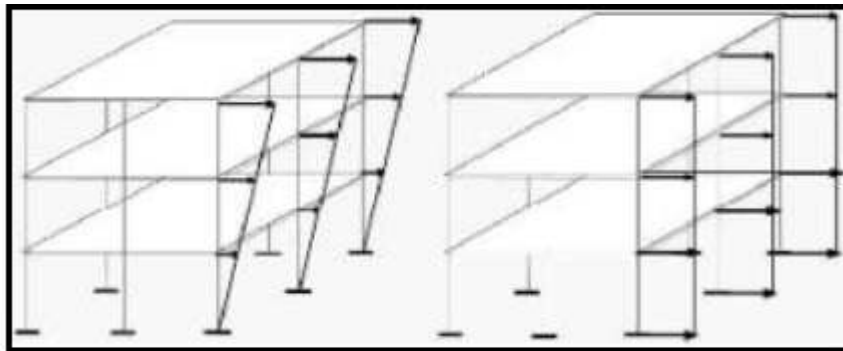
Πίνακας: 5.7: Διαφορές μαζών-ακαμψιών

Για τις μάζες και τις ακαμψίες, η αύξηση πρέπει να είναι ≤ 0.35 και η ελάττωση ≤ 0.50 . Από τον έλεγχο διαφοράς μαζών και ακαμψιών για κάθε στάθμη του κτιρίου. Παρατηρούμε ότι ο έλεγχος διαφοράς μαζών και ακαμψιών σταθμών κτιρίου δεν ικανοποιείται.

Με βάση λοιπόν τα αποτελέσματα από τα παραπάνω κριτήρια δεν μπορεί να γίνει ελαστική ανάλυση (στατική ή δυναμική) για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό της κατασκευής, και θα γίνει εφαρμογή της ανελαστικής ανάλυσης (Pushover).

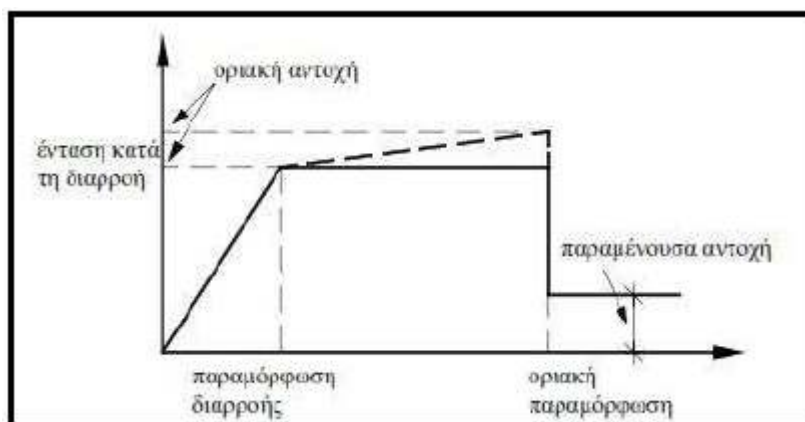
5.4: Ανάλυση Pushover

Κύριος στόχος της ανελαστικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία για την οποία γίνεται η αποτίμηση και η σύγκριση με τις επιτρεπόμενες τιμές σχεδιασμού. Το προσομοίωμα του κτιρίου υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανομημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές μάζες του σεισμού. Η φόρτιση αυξάνεται μονότονα και σταδιακά δημιουργώντας πλαστικές αρθρώσεις κατά μήκος των μελών. Η κατανομή των φορτίων στο κτίριο θα γίνει και με τριγωνική αλλά και με ορθογωνική κατανομή.



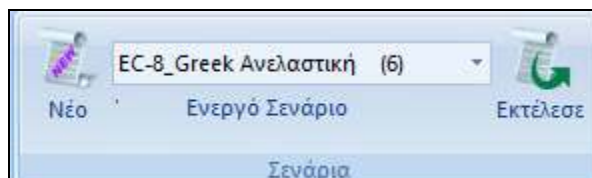
Εικόνα 5.2: α) τριγωνική κατανομή β) ορθογωνική κατανομή

Από την ανελαστική ανάλυση δημιουργείται η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης και της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, ο οποίος λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Στη συνέχεια γίνεται η εξιδανίκευση αυτής της καμπύλης σε μια διγραμμική καμπύλη βάσης της οποίας προσδιορίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση και έτσι γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.



Εικόνα 5.3: Θεωρητικές καμπύλες αντίστασης

Αρχικά, δημιουργούμε ένα σενάριο ανελαστικής ανάλυσης:



Εικόνα 5.4: Δημιουργία σεναρίου

Για την Ελλάδα, επιλέγετε EC-8 Greek/Ανελαστική και αντίστοιχα για την Κύπρο, την Ιταλία και την Αυστρία, για τις οποίες έχουν ενσωματωθεί τα προσαρτήματα των Ευρωκωδίκων.

Στην ανάλυση που έγινε λήφθηκαν υπόψη οι παρακάτω παράμετροι:

- $A_g=0,24g$
- Ελαστικό φάσμα
- Τύπος εδάφους B
- Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων – ικανοποιητική
- Συντελεστής απόσβεσης $\zeta=5\%$
- Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης $b_0=2,5$ για οριζόντιο και $b_0=3$ για κατακόρυφο

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ το φάσμα απόκρισης πρέπει να είναι ελαστικό. Ακόμη ορίζετε από ποια στάθμη μέχρι ποια στάθμη θα εφαρμοστεί το οριζόντιο σεισμικό φορτίο. Εδώ σαν άνω στάθμη θα ορίσουμε τη τελευταία πλήρης στάθμη. Στη στάθμη αυτή θα ανήκει και ο κόμβος ελέγχου (127), που θα είναι ο κόμβος διαφράγματος του κτιρίου. Οι συνδυασμοί φόρτισης προκύπτουν από τις δυο διευθύνσεις σεισμικής ώθησης. Οπότε έχουμε τους συνδυασμούς του παρακάτω πίνακα:

A/A	Είδος	Σεισμικοί Συνδυασμοί
1	Τριγωνική	$F_x+0,30 \cdot F_z$
2	Τριγωνική	$-F_x+0,30 \cdot F_z$
3	Τριγωνική	$F_z+0,30 \cdot F_x$
4	Τριγωνική	$-F_z+0,30 \cdot F_x$
5	Ορθογωνική	$F_x+0,30 \cdot F_z$
6	Ορθογωνική	$-F_x+0,30 \cdot F_z$
7	Ορθογωνική	$F_z+0,30 \cdot F_x$
8	Ορθογωνική	$-F_z+0,30 \cdot F_x$

Πίνακας 5.8: Είδος ανάλυσης

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

Η Pushover είναι μία επαναληπτική διαδικασία η οποία τερματίζεται, μόλις ο φορέας μετατραπεί σε μηχανισμό. Ο αριθμός των "βημάτων" είναι ένα άνω μέγιστο όριο προκειμένου να αποφευχθούν τα πάρα πολλά βήματα πριν ο φορέας γίνει μηχανισμός. Έτσι στους παραπάνω οχτώ σεισμικούς συνδυασμούς του πίνακα με δυο κατανομές και 200 βήματα για την κάθε Pushover, ένα σύνολο 3200 αναλύσεων περίπου. Η άλλη παράμετρος "εύρος λάμδα (%)" αφορά το φορτικό συντελεστή λ . Σε κάθε βήμα υπολογίζεται για κάθε ένα στοιχείο ο φορτικός συντελεστής λ και η ελάχιστη τιμή από όλα τα δομικά στοιχεία καθορίζει εκείνο το στοιχείο στο οποίο θα δημιουργηθεί η πλαστική άρθρωση. Με την προκαθορισμένη τιμή 0 στην παράμετρο

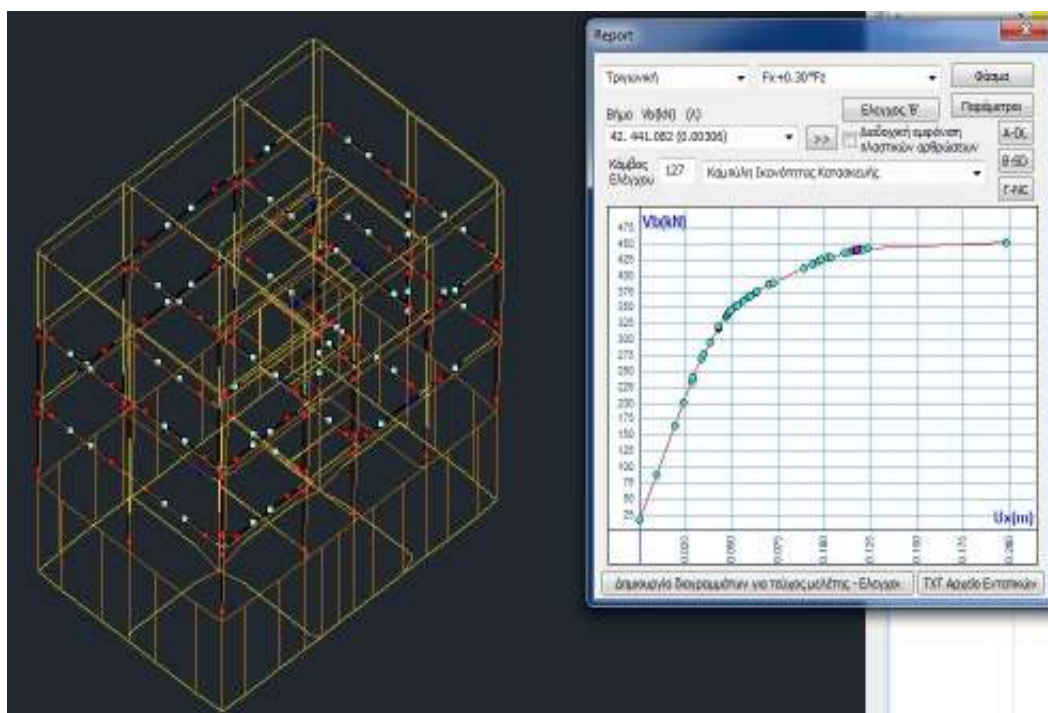
αυτή, το πρόγραμμα επιλέγει μία ελάχιστη τιμή, δηλαδή μόνο ένα στοιχείο, ακόμα και αν υπάρχουν τιμές από άλλα στοιχεία που βρίσκονται πολύ κοντά σε αυτή τη τιμή.

Κόμβος Ελέγχου	<input type="text" value="0"/>	Ευρος λάμδα (%)	<input type="text" value="0"/>
Αριθμός Βημάτων	<input type="text" value="200"/>		
Μέγιστη μετακίνηση	<input type="text" value="3"/>	% του ύψους του κτιρίου	
<input checked="" type="checkbox"/> Υπολογισμός σταθερής τιμής μήκους διάτμησης LS			
Ενεργός δυσκαμψία	Μετά την πλαστική άρθρωση		
Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων	Ικανοποιητική		

Εικόνα 5.5 Παράμετροι pushover

5.4.1: Αποτελέσματα Pushover Ανάλυσης

Κατά την εφαρμογή της Pushover ανάλυσης η κατασκευή εξωθείται σταδιακά με μονότονα αυξανόμενη πλευρική φόρτιση (τριγωνική και ορθογωνική) μέχρι να φτάσει στην αστοχία. Σταδιακά λοιπόν σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των στοιχείων-μελών (δοκών, υποστυλωμάτων) όλου του φορέα. Καθώς αυτές σχηματίζονται, απομειώνεται σταδιακά η αντοχή των κόμβων στην αρχή και στο τέλος του μήκους του στοιχείου. Στα τελευταία βήματα της ανάλυσης θα δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης από τις σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις στα δομικά στοιχεία της κατασκευής, των οποίων οι πλαστικές παραμορφώσεις θα είναι τέτοιες, που τα στοιχεία δεν θα μπορούν να παραλάβουν περαιτέρω ένταση και η κατασκευή θα οδηγηθεί στην αστοχία. Στην παρακάτω εικόνα βλέπουμε ενδεικτικά τις πλαστικές παραμορφώσεις των μελών του κτιρίου για έναν σεισμικό συνδυασμό στην Β στάθμη επιτελεστικότητας. Από τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης, μπορούμε ακόμη να δούμε πως παραμορφώνεται ο φορέας σε τρισδιάστατη απεικόνιση, καθώς και τα διαγράμματα για κάθε ανάλυση pushover. Για κάθε βήμα της ανάλυσης εμφανίζεται η αντίστοιχη τέμνουσα (V_b) και ο ελάχιστος φορτικός συντελεστής (λ).



Εικόνα5.6: Στάθμη Β Τριγωνική κατανομή ($F_x+0.30*F_z$)

Πάνω στην Καμπύλη Αντίστασης σχηματίζονται, υπό μορφή σημείων, τα “Βήματα” της pushover ανάλυσης. Το επιλεγμένο βήμα εμφανίζεται με ροζ χρώμα και αντιπροσωπεύει τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο πρώτο και ασθενέστερο μέλος της κατασκευής. Ακόμη παρατηρείται ότι σχεδόν όλα τα υποστυλώματα έχουν αστοχήσει στον πόδα, με την δημιουργία της πλαστικής άρθρωσης στο κάτω άκρο, κάτι που ήταν αναμενόμενο. Πιο συγκεκριμένα σε πολλά υποστυλώματα έχουν δημιουργηθεί πλαστικές αρθρώσεις στον πόδα αλλά και στην κεφαλή, οπότε λειτουργούν ως μηχανισμοί και αστοχούν. Το κόκκινο χρώμα δηλώνει ότι το μέγεθος της γωνίας στροφής έχει ξεπεράσει τα επιτρεπτά όρια. Συνεπώς έχοντας μία τέτοια κατάσταση κρίνουμε απαραίτητο να προχωρήσουμε σε ενισχύσεις της κατασκευής και ιδιαίτερα στα μέλη αυτά που όπως φαίνεται δέχονται τις μεγαλύτερες καταπονήσεις. Παρατηρώντας τις δοκούς, βλέπουμε ότι έχουν σχηματιστεί κόκκινες πλαστικές αρθρώσεις στις περισσότερες εκτός από κάποιες, όπου οι αρθρώσεις είναι μπλε και η γωνία στροφής δεν έχει ξεπεράσει το επιτρεπτό όριο. Οι δοκοί αστοχούν και σε διάτμηση και αυτό συμβολίζεται με το γαλάζιο τετραγωνάκι που φαίνεται πάνω στις δοκούς. Για την ενίσχυση των δοκών έναντι διάτμησης υπάρχουν διάφορες μέθοδοι οι οποίες θα αναλυθούν στην ενότητα των ενισχύσεων.

Συνολικά για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας έχουμε τον κάτωθι πίνακα.

	Είδος Ανάλυσης - Κατανομής	DL			SD			NC			Εκτύπωση
		Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ	
1	Fx+0.30*Fz - Τριγωνική	58	43	101	56	44	100	56	46	102	Ναι
9	-Fx+0.30*Fz - Τριγωνική	66	28	94	56	30	86	56	25	81	Ναι
17	Fz+0.30*Fx - Τριγωνική	73	33	106	55	21	76	45	19	64	Ναι
25	-Fz+0.30*Fx - Τριγωνική	73	39	112	71	39	110	71	36	107	Ναι
101	Fx+0.30*Fz - Ορθογωνική	58	41	99	55	43	98	53	45	98	Ναι
109	-Fx+0.30*Fz - Ορθογωνική	64	30	94	54	30	84	22	30	52	Ναι
117	Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική	73	35	108	61	19	80	61	15	76	Ναι
125	-Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική	74	35	109	37	18	55	37	16	53	Ναι

Εικόνα5.7: Πίνακας ελέγχου για Pushover ανάλυση

Στον πίνακα αυτό φαίνεται για την κάθε ανελαστική ανάλυση που έχει εκτελεστεί, το συνολικό αριθμό των δοκών και των στύλων που δεν επαρκούν, για την κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Βλέπουμε ότι για όλες τις ανελαστικές αναλύσεις έχουν αστοχήσει στοιχεία (Δ: Δοκοί, Κ: Κολώνες, Σ: Σύνολο) σε όλες τις κατανομές και τους συνδυασμούς και στις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας.

5.4.2 Συμπεράσματα Pushover Ανάλυσης

- Στο σύνολο των δομικών στοιχείων της κατασκευής δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις, στην πλειοψηφία από τα πρωτεύοντα στοιχεία (υποστυλώματα-δοκάρια), για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων.
- Κατά την ανάλυση παρατηρήθηκε πρώτα η αστοχία κάποιων υποστυλωμάτων και μετέπειτα των δοκών, κάτι που δεν είναι επιθυμητό σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό, ο οποίος επιθυμεί πρώτα την αστοχία των δευτερευόντων δομικών στοιχείων και μετέπειτα των πρωτευόντων. Ο λόγος που αυτό παρατηρείται στον συγκεκριμένο φορέα οφείλεται κατά πάσα πιθανότητα στα μεγάλα ύψη δοκών ($h=50\text{cm}$) και στις μικρές διαστάσεις των υποστυλωμάτων.
- Αξίζει να αναφερθεί ότι όσο αυξάνεται η στάθμη του ορόφου, οι παραμορφώσεις στα δομικά στοιχεία ελαπώνονται σε ένα βαθμό σε σχέση με τους υποκείμενους ορόφους, επομένως οι πρώτοι όροφοι είναι αυτοί που δέχονται τα μεγαλύτερα φορτία και συνεπώς παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις. Είναι η τυπική παραμόρφωση ενός πλαισιακού φορέα. Για αυτό το λόγο οι ενέργειες ενισχύσεων πρέπει να γίνονται στους δύο πρώτους ορόφους ώστε τα δομικά στοιχεία του φορέα να είναι σε θέση να αναλάβουν τις μεγάλες παραμορφώσεις και τα επιπλέον φορτία που φέρουν οι υπερκείμενοι όροφοι.
- Από τα παραπάνω είναι εύλογο πως στο κτίριο χρειάζεται να γίνουν επεμβάσεις ενίσχυσης, ώστε να μπορεί να αντέξει την προσθήκη του ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο : Ενισχύσεις κατασκευής

6.1 Περιγραφή ενισχύσεων

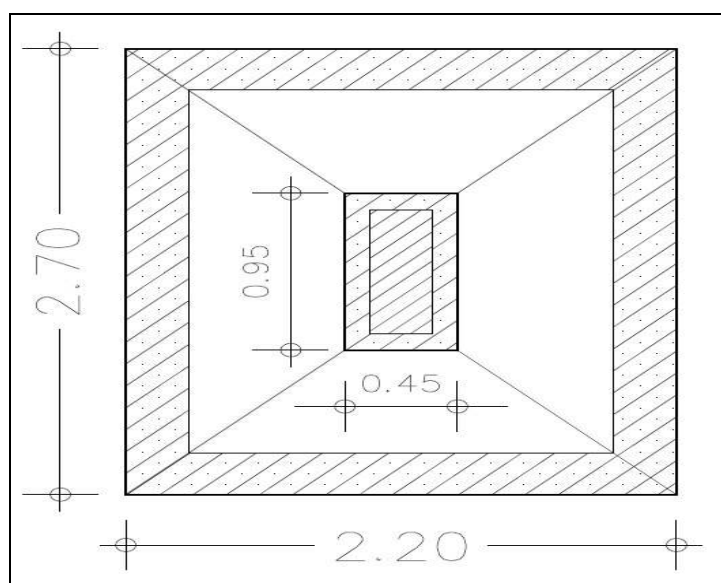
Όπως προαναφέρθηκε και προκύπτει από τις αναλύσεις που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 5, το υφιστάμενο κτίριο εμφανίζει για τις τρεις στάθμες επιτελιστικότητας αρκετές ανεπάρκειες στα μέλη του φέρων οργανισμού του, δηλαδή των υποστυλωμάτων και των δοκών. Για τον λόγο αυτό, θα πρέπει τόσο τα υποστυλώματα 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 στα υποστυλώματα και σε δοκούς, καθώς και η χρήση ΙΟΠ σε δοκούς.

Σε πρώτη φάση θα πραγματοποιηθούν ενισχύσεις στη στάθμη της θεμελίωσης, για τα δύο κεντρικά πέδιλα των υποστυλωμάτων Κ5, Κ9 καθώς και στα περιμετρικά τοιχεία του υπογείου ορόφου. Αυτό κρίνεται απαραίτητο για να μπορέσει το κτίριο να δεχτεί τα νέα φορτία που θα προκύψουν από τις ενισχύσεις στους υπερκείμενους ορόφους.

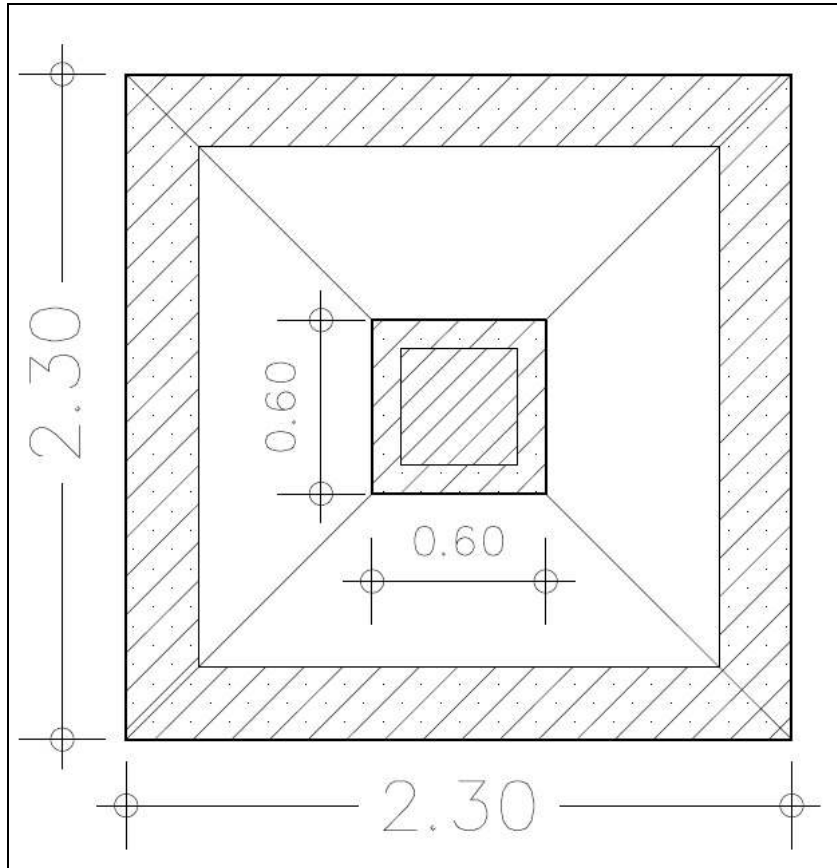
Ακόμη για κάθε στάθμη επιτελιστικότητας με βάση τις ενισχύσεις που θα πραγματοποιηθούν στα μέλη που παρατηρήθηκαν αστοχίες από την pushover ανάλυση, θα γίνει και η διερεύνηση του κόστους των αντίστοιχων ενισχύσεων.

6.2 Επιλογές ενισχύσεων για τις στάθμες θεμελίωσης & υπογείου

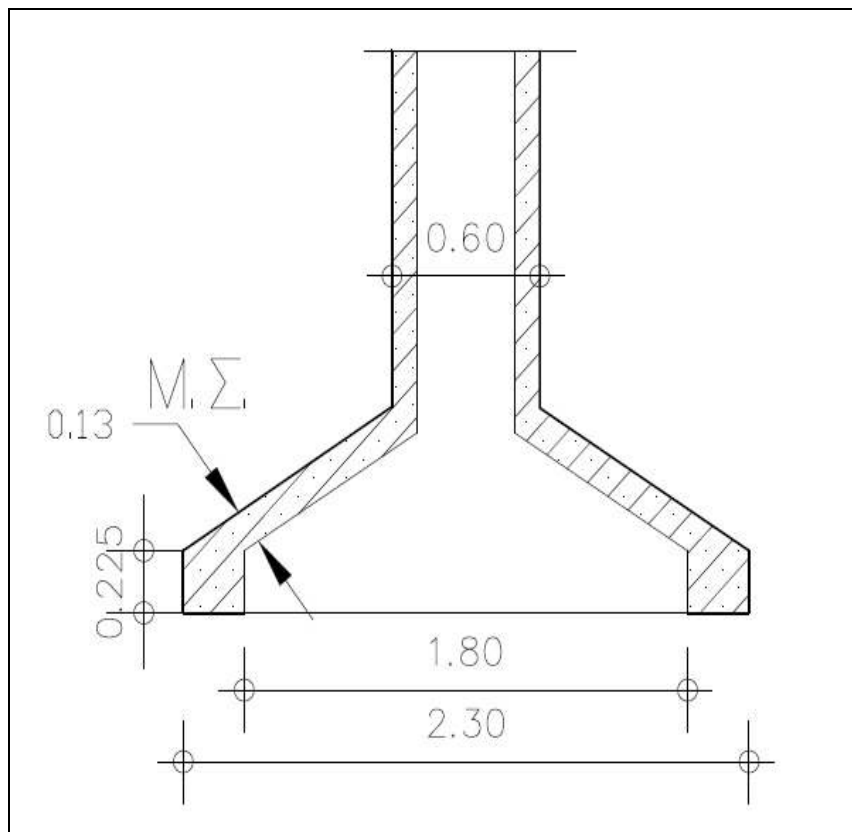
Η ενίσχυση των δυο κεντρικών πεδίων (Π5, Π9) της θεμελίωσης είναι άμεσα συσχετισμένη με την επιλογή ενίσχυσης με μανδύα των δυο υπερκείμενων υποστυλωμάτων (Κ5,Κ9). Ο μανδύας αυτός θα συνεχίσει στα πέδιλα των θεμελίων με οπλισμό που αγκυρώνεται πάνω στο πέδιλο. Έτσι ταυτόχρονα με την αύξηση διατομής στα υπερκείμενα υποστυλώματα, θα γίνει και αύξηση των διαστάσεων των δυο πεδίων με ενιαίο μανδύα, όπως φαίνεται στα σχήματα παρακάτω:



Σχήμα 6.1: Ενίσχυση πεδίου Π9.

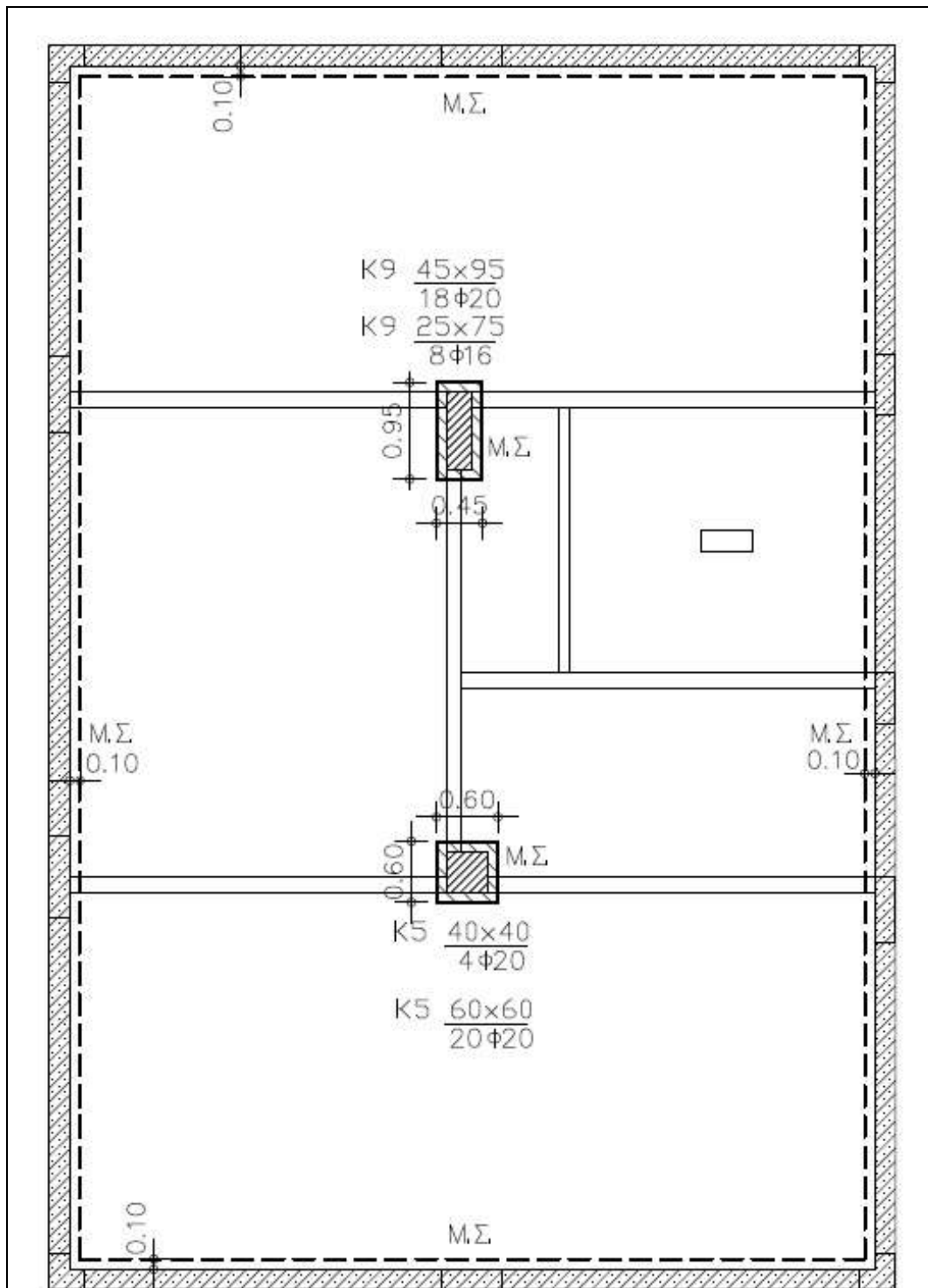


Σχήμα 6.2: Ενίσχυση πεδίου Π5.



Σχήμα 6.3: Τομή ενίσχυσης πεδίου Π5.

Όπως αναφέρθηκε ο μανδύας σκυροδέματος για τα παραπάνω πέλδια της θεμελίωσης θα κατασκευαστεί ενιαία με τα δύο υπερκείμενα υποστυλώματα του υπογείου ορόφου. Πλέον αυτών στον υπόγειο όροφο ενισχύθηκαν τα περιμετρικά τοιχεία από την εσωτερική πλευρά τους, με μανδύα σκυροδέματος ποιότητας C20/25 και πάχους 10cm σε όλο το μήκος τους, όπως φαίνεται στο κάτωθι σχήμα:



Σχήμα 6.4: Τομή ενίσχυσης πεδίου Π5.

Οι παραπάνω ενισχύσεις θα είναι ίδιες και για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας και το κόστος τους θα προσμετράτε στο κόστος της κάθε στάθμης, που θα υπολογιστεί στο κεφάλαιο 7.

6.3 Επιλογές ενισχύσεων για την στάθμη επιλεκτικότητας Γ

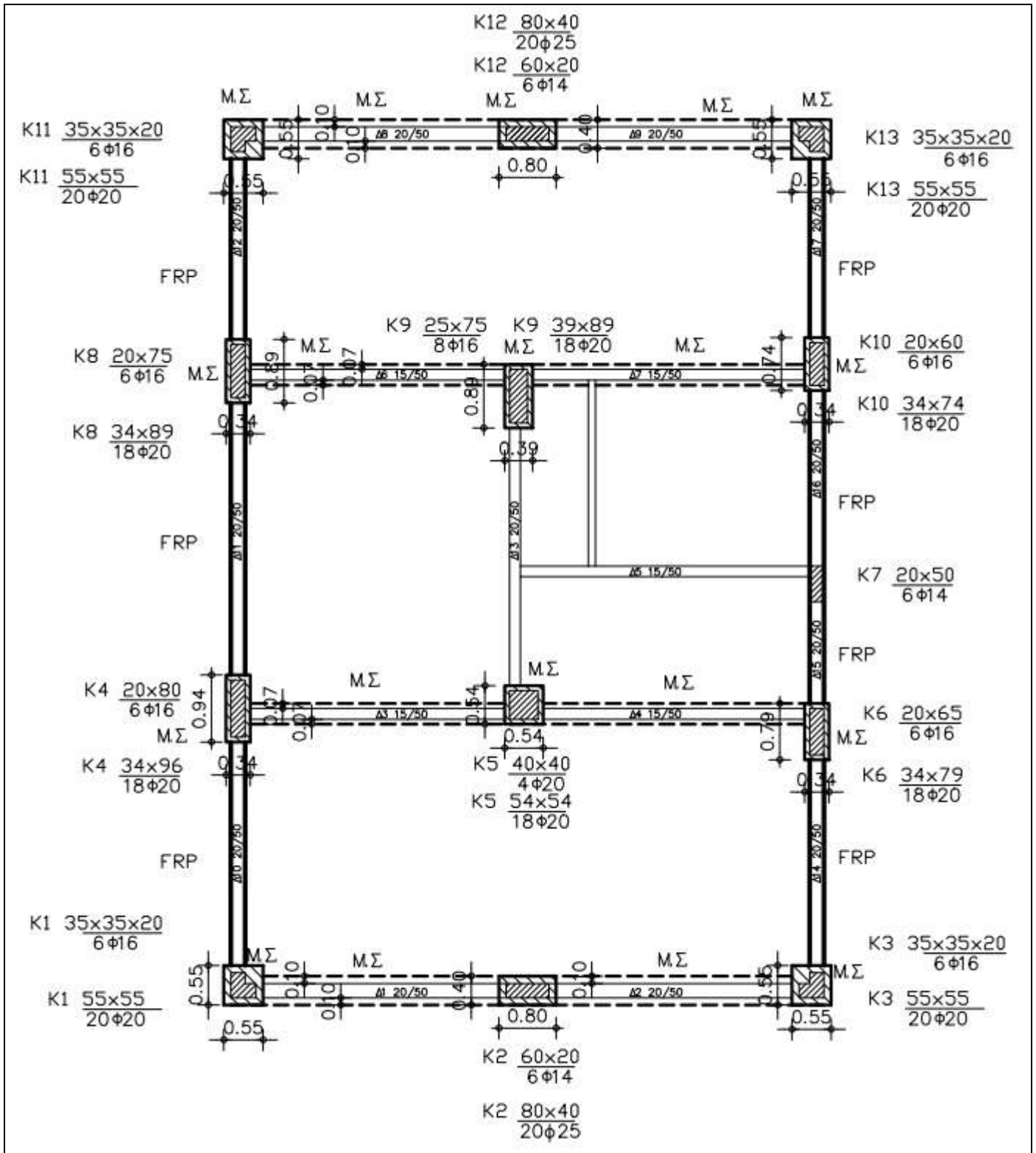
Στην παρακάτω κάτοψη (σχήμα 6.1) αποτυπώνονται τα στοιχεία που ενισχύθηκαν. Αρχικά έγινε ενίσχυση με μανδύα σκυροδέματος των υποστυλωμάτων και στην συνέχεια των δοκών. Συγκεκριμένα ενισχύθηκαν όλα τα γωνιακά υποστυλώματα (K1, K3, K11, K13), στον ισόγειο και Α' όροφο αλλά επειδή το κτίριο συνέχισε να παρουσιάζει αστοχίες ενισχύθηκαν ακόμη τα υποστυλώματα K2 και το συμμετρικό του K12, τα κεντρικά K5 και K9 καθώς και τα K4, K8 με τα συμμετρικά τους K6, K10.

Πιο συγκεκριμένα, στα γωνιακά υποστυλώματα (K1, K3, K11, K13) και στα K2, K12 τοποθετήθηκε μανδύας από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και πάχους 10cm στην περίμετρό τους, με διαμήκη σπλισμό 20ø20 και 20ø25 (K2, K12) και συνδετήρες ø8/10 και ø 12/10 αντίστοιχα. Στα υπόλοιπα υποστυλώματα τοποθετήθηκε μανδύας πάχους 7cm στην περίμετρό τους, διαμήκης σπλισμός 18ø20 και συνδετήρες ø8/10. Ακόμη τα βλήτρα που χρησιμοποιήθηκαν ήταν διαμέτρου 14mm.

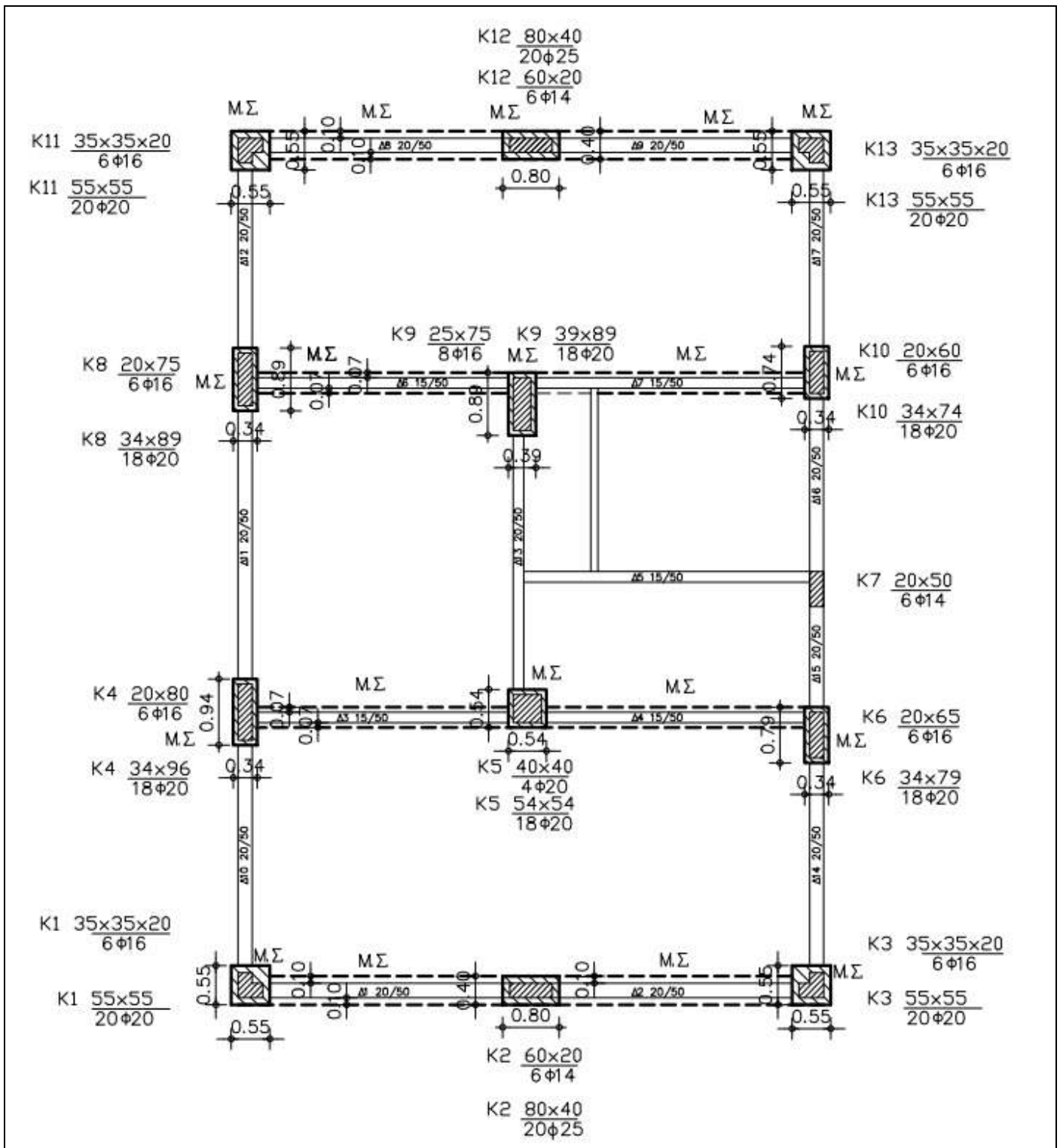
Αντίστοιχα στους δοκούς πραγματοποιήθηκε ενίσχυση με μανδύα σκυροδέματος των δοκών Δ1, Δ2 και των συμμετρικών τους Δ8, Δ9 στους δυο ορόφους από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και πάχους 10cm αλλά και των εσωτερικών Δ3, Δ4 και Δ6, Δ7 από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και πάχους 7cm. Η ενίσχυση πραγματοποιήθηκε και στις δυο παρειές τους, τοποθετήθηκε διαμήκης σπλισμός 4ø12 (γωνιακά και ενδιάμεσα) και συνδετήρες ø8/10. Ακόμη τα βλήτρα που χρησιμοποιήθηκαν ήταν διαμέτρου 10mm με μήκος εμπήξεως 20mm.

Ακόμη επιλέχθηκε ενίσχυση με ΙΟΠ όλων των υπόλοιπων περιμετρικών δοκών στον ισόγειο όροφο, μιας και παρατηρούνταν αστοχίες κυρίως λόγω διάτμησης. Τοποθετήθηκαν ΙΟΠ πάχους 1,2mm σε μια στρώση, σε συνεχόμενη τοποθέτηση στο πέλαμα και στις παρειές. Το μήκος αγκύρωσης είναι 30cm.

Επιπλέον, στο SCADA Pro, οι τεχνικές και τα υλικά ενίσχυσης των δομικών μελών, εμπλουτίζονται με τα υλικά και τις τεχνικές τις εταιρίας Sika A.E. Το ύφασμα που χρησιμοποιήθηκε είναι το SikaWrap 230C, που τοποθετείται με εποξειδική ρητίνη εμποτισμού μεσαίου ιξώδους και τα αγκύρια ήταν SikaWrap Anchor C.



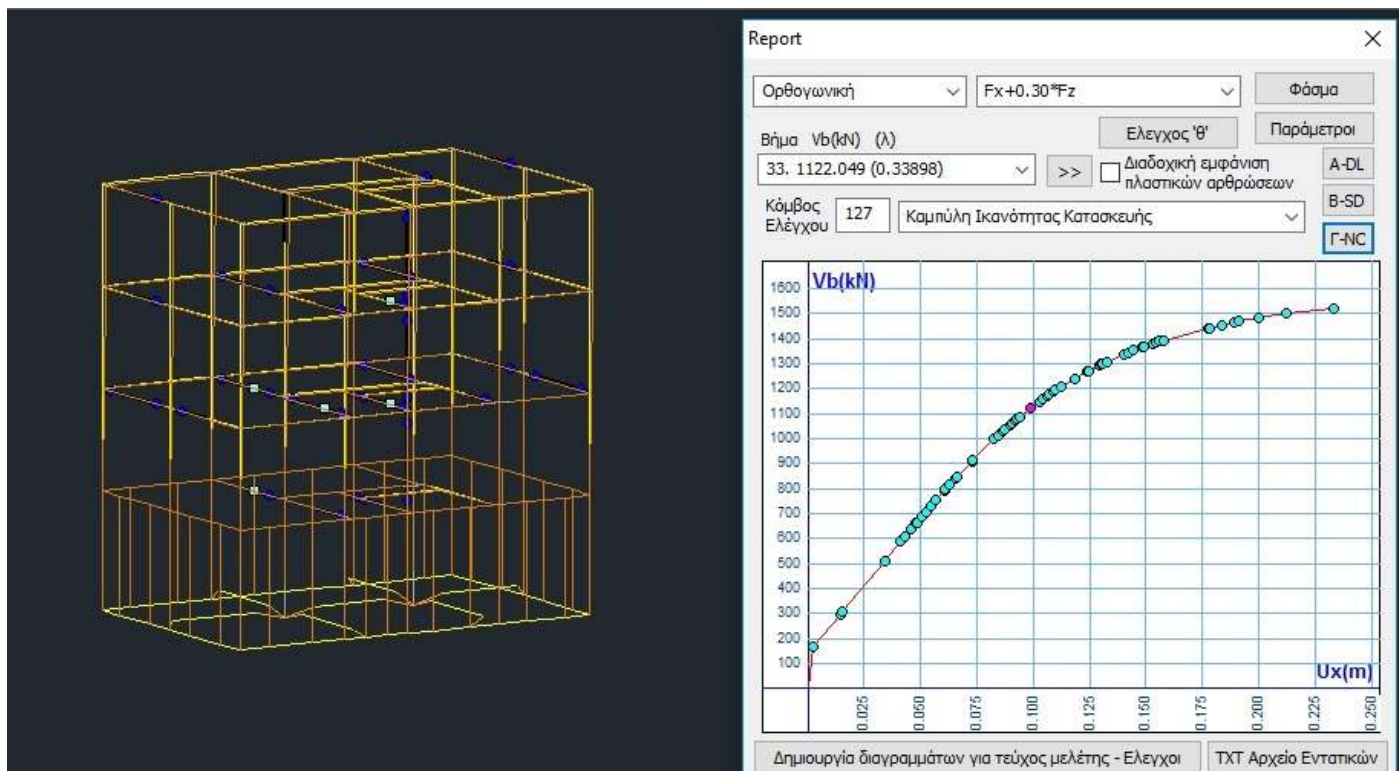
Σχήμα 6.5: Ενισχύσεις Ισογείου για Γ στάθμη επιτελεστικότητας



Σχήμα 6.6: Ενισχύσεις Ορόφου για Γ στάθμη επιτελεστικότητα

6.3.1 Ανάλυση Pushover για στάθμη επιτελεστικότητας Γ

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



Εικόνα 6.1: Στάθμη Γ Ορθογωνική κατανομή ($F_x+0.30*F_z$)

Πάνω στην Καμπύλη Αντίστασης σχηματίζονται, υπό μορφή σημείων, τα “Βήματα” της pushover ανάλυσης. Παρατηρούμε ότι στα υποστυλώματα δεν έχουν δημιουργηθεί πλαστικές αρθρώσεις στον πόδα αλλά και στην κεφαλή, οπότε δεν αστοχούν. Παρατηρώντας τις δοκούς, βλέπουμε ότι έχουν σχηματιστεί σε κάποιες μπλε κουκίδες που δηλώνει πως η γωνία στροφής δεν έχει ξεπεράσει το επιτρεπτό όριο. Συγκεντρωτικά έχουμε τον παρακάτω πίνακα:

Είδος Ανάλυσης - Κατανομής		DL			SD			NC			Εκτύπωση
		Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ	Δ	Κ	Σ	
1	$F_x+0.30*F_z$ - Τριγωνική	22	5	27	0	0	0	0	0	0	Ναι
9	$-F_x+0.30*F_z$ - Τριγωνική	20	0	20	0	0	0	0	0	0	Ναι
17	$F_z+0.30*F_x$ - Τριγωνική	29	9	38	0	0	0	0	0	0	Ναι
25	$-F_z+0.30*F_x$ - Τριγωνική	18	8	26	0	0	0	0	0	0	Ναι
101	$F_x+0.30*F_z$ - Ορθογωνική	25	4	29	0	0	0	0	0	0	Ναι
109	$-F_x+0.30*F_z$ - Ορθογωνική	22	1	23	0	0	0	0	0	0	Ναι
117	$F_z+0.30*F_x$ - Ορθογωνική	27	15	42	0	0	0	0	0	0	Ναι
125	$-F_z+0.30*F_x$ - Ορθογωνική	18	8	26	0	0	0	0	0	0	Ναι

Εικόνα 6.2: Πίνακας ελέγχου για Pushover ανάλυση για στάθμη επιτελεστικότητας Γ

Βλέπουμε ότι για όλες τις ανελαστικές αναλύσεις δεν υπάρχουν αστοχίες των δοκών και των υποστυλωμάτων σε όλες τις κατανομές και τους συνδυασμούς στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ που εξετάζουμε αλλά και στην Β. Ωστόσο παρατηρούμαι να συνεχίζουν να υπάρχουν αστοχίες στην στάθμη επιτελεστικότητας Α, πράγμα που σημαίνει ότι θα χρειαστούν επιπλέον ενισχύσεις.

6.4 Επιλογές ενισχύσεων για την στάθμη επιλεκτικότητας Β

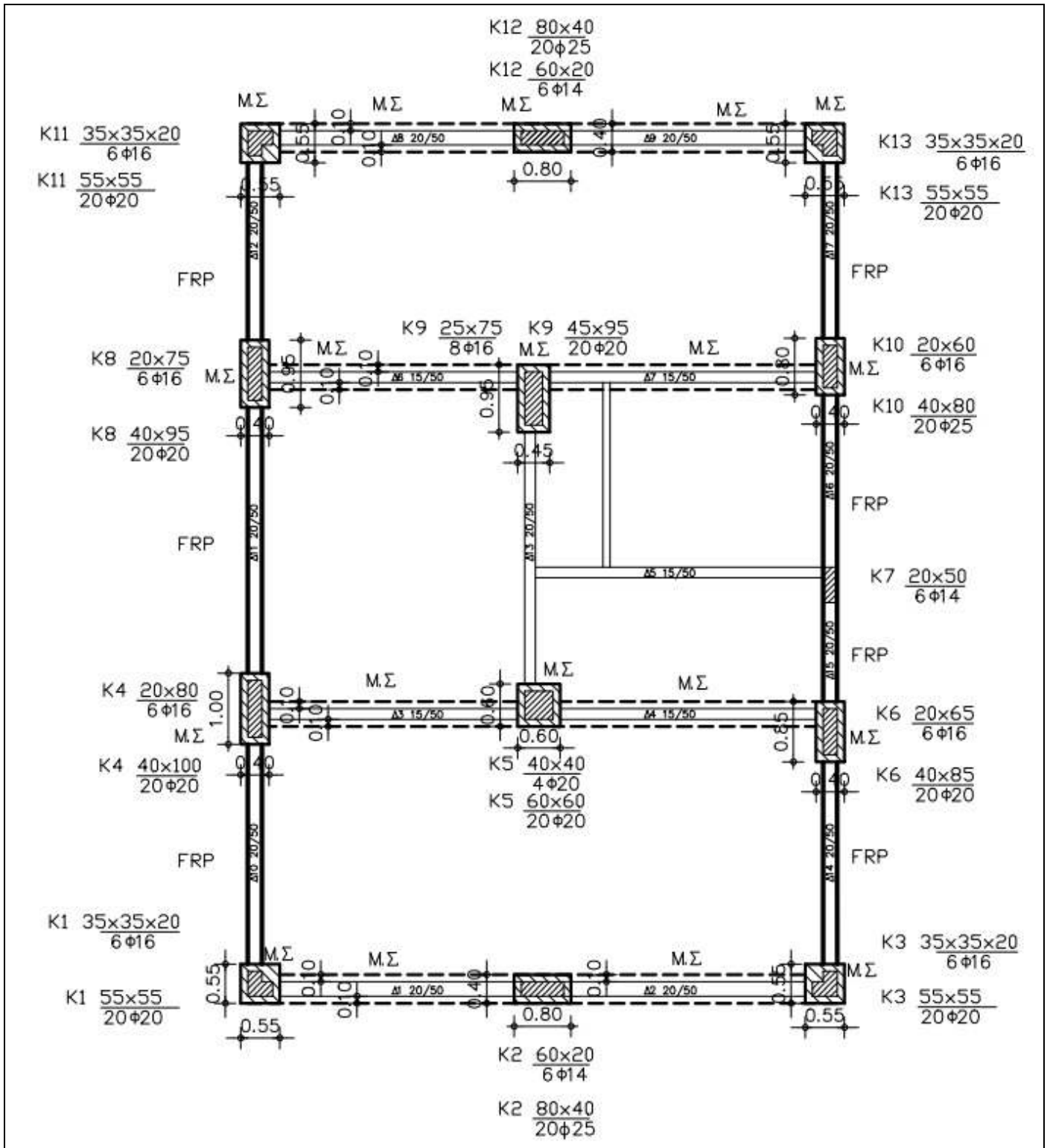
Επειδή σε σχέση με την ανάλυση pushover για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ δεν έχουμε νέες αστοχίες κύριων στοιχείων πέραν αυτών για τα οποία είχε γίνει ενίσχυση, θα αλλάξουμε την διαστασιολόγηση των ενισχύσεων σε κάποια στοιχεία για να δούμε την σύγκριση του κόστους των ενισχύσεων.

Οπότε νέα διαστασιολόγηση έγινε για τα υποστυλώματα (Κ4, Κ5, Κ6, Κ8, Κ9, Κ10) με μεγαλύτερο πάχος μανδύα σκυροδέματος. Αντίστοιχη νέα διαστασιολόγηση των ενισχύσεων έγινε για τον μανδύα των δοκών (Δ1, Δ2, Δ3, Δ4, Δ6, Δ7, Δ8, Δ9).

Πιο συγκεκριμένα, στα υποστυλώματα (Κ4, Κ5, Κ6, Κ8, Κ9, Κ10) τοποθετήθηκε μανδύας από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και πάχους 10cm αντί για 7cm στην περίμετρό τους, με διαμήκη οπλισμό 20ø20 και συνδετήρες ø8/10. Στα υπόλοιπα υποστυλώματα που ενισχύθηκαν παρέμεινε ο μανδύας των 10cm.

Αντίστοιχα στους δοκούς με ενίσχυση μανδύα σκυροδέματος (Δ1, Δ2, Δ3, Δ4, Δ6, Δ7, Δ8, Δ9) τοποθετήθηκε μανδύας από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και πάχους 10cm αντί για 7cm. Πιο συγκεκριμένα, στις δοκούς τοποθετήθηκε μανδύας από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και πάχους 10cm στις παρειές τους, διαμήκης οπλισμός 4ø14 γωνιακά και ενδιάμεσα, συνδετήρες ø8/12. Ακόμη τα βλήτρα που χρησιμοποιήθηκαν ήταν διαμέτρου 10mm με μήκος εμπήξεως 20mm.

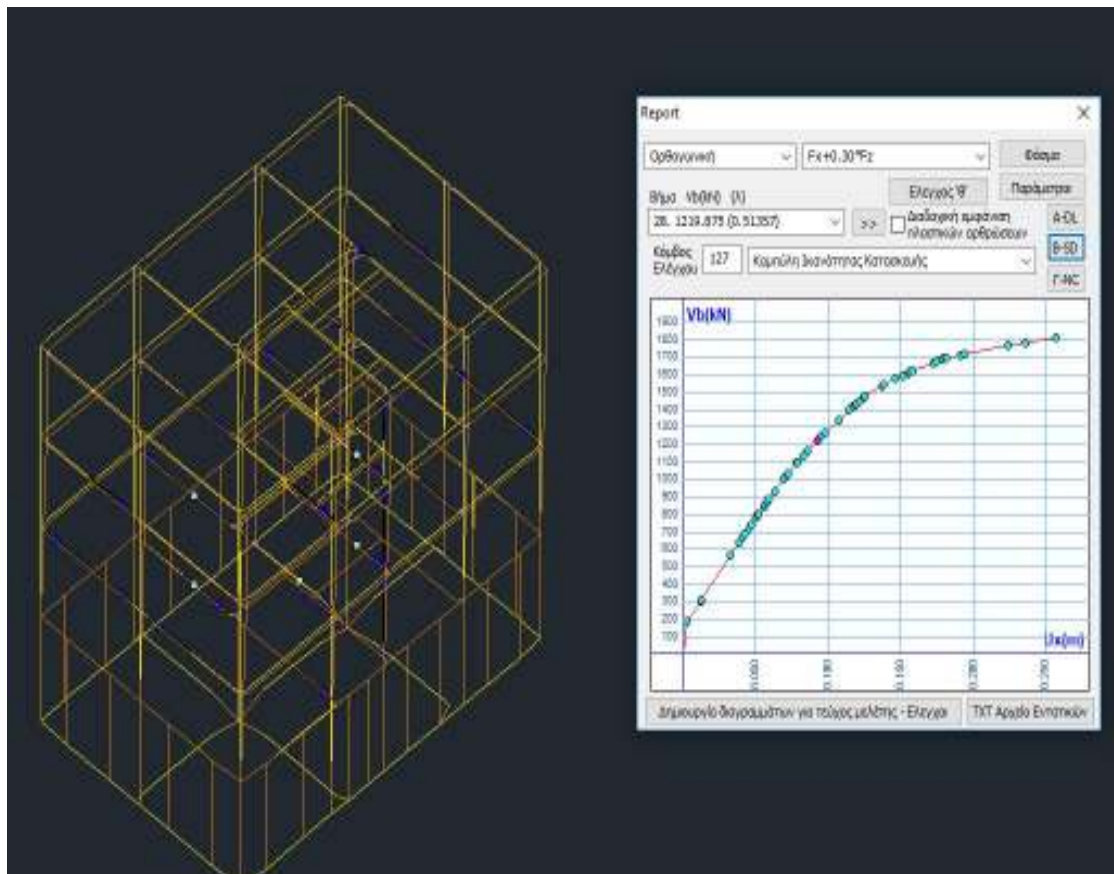
Στους υπόλοιπους περιμετρικούς δοκούς, μόνο στον ισόγειο όροφο παρέμεινε η ενίσχυση με ΙΟΠ πάχους 1,2mm σε μια στρώση, σε συνεχόμενη τοποθέτηση στο πέλμα και στις παρειές.



Σχήμα 6.7: Ενισχύσεις Ισογείου για Β στάθμη επιτελεστικότητα

6.4.1 Ανάλυση Pushover για στάθμη επιτελεστικότητας B

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



Εικόνα 6.3: Στάθμη B Ορθογωνική κατανομή ($F_x+0.30 \cdot F_z$)

Από την Καμπύλη Αντίστασης σχηματίζονται της pushover ανάλυσης, παρατηρούμε ότι στα υποστυλώματα δεν υπάρχουν πλαστικές αρθρώσεις ενώ στα δοκάρια η γωνία στροφής και εδώ δεν έχει ξεπεράσει το επιτρεπτό όριο παραμένουν. Ακόμη ότι η πρώτη πλαστική άρθρωση παρατηρείτε σε προγενέστερο βήμα σε σχέση με την στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

6.5 Επιλογές ενισχύσεων για την στάθμη επιλεκτικότητας A

Πέραν των στοιχείων για τα οποία είχε γίνει ενίσχυση για τις προηγούμενες δυο στάθμες επιλεκτικότητας, ενισχυθήκαν ακόμα κάποια στα οποία υπήρχε αστοχία, ενώ σε κάποια από τα ήδη ενισχυμένα έγινε νέα διαστασιολόγηση των ενισχύσεων. Οι περισσότερες αστοχίες που παρατηρούνται οφείλονται σε διάτμηση, για το λόγο αυτό επιλέγουμε να τοποθετήσουμε περισσότερους συνδετήρες με μεγαλύτερη διάμετρο καθώς και δυο στρώσεως ΙΟΠ, για καλύτερη περίσφιξη των μελών.

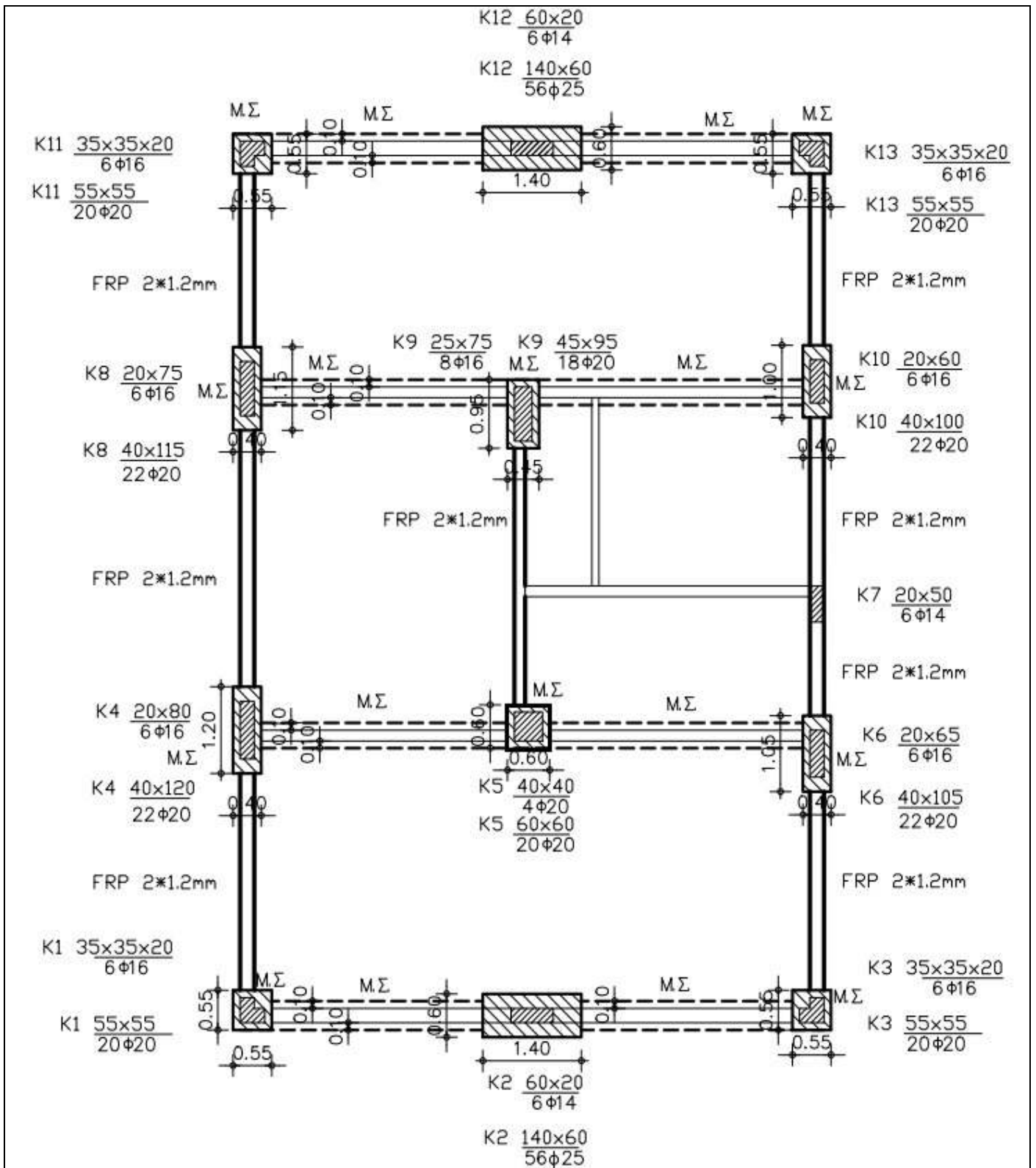
Οπότε νέα διαστασιολόγηση έγινε για τα υποστυλώματα (K2, K12) με μεγαλύτερο πάχος μανδύα σκυροδέματος και με διπλή σειρά οπλισμού. Ακόμη στη δοκό (Δ13) έγινε ενίσχυση με ΙΟΠ. Στο παρακάτω σχήμα αποτυπώνονται τα στοιχεία που ενισχύθηκαν.

Πιο συγκεκριμένα, στα K2, K12 τοποθετήθηκε μανδύας από έγχυτο σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και πάχους 20cm από τις πλευρές στην διεύθυνση χχ' και 40cm στις πλευρές στην διεύθυνση γγ' στην περίμετρό τους, με διαμήκη οπλισμός 56 \varnothing 25 και συνδετήρες \varnothing 14/10. Στα υπόλοιπα υποστυλώματα τοποθετήθηκε μανδύας πάχους 10cm στην περίμετρό τους, διαμήκης οπλισμός 20 \varnothing 20 και συνδετήρες \varnothing 12/10. Ακόμη τα βλήτρα που χρησιμοποιήθηκαν ήταν διαμέτρου 12mm.

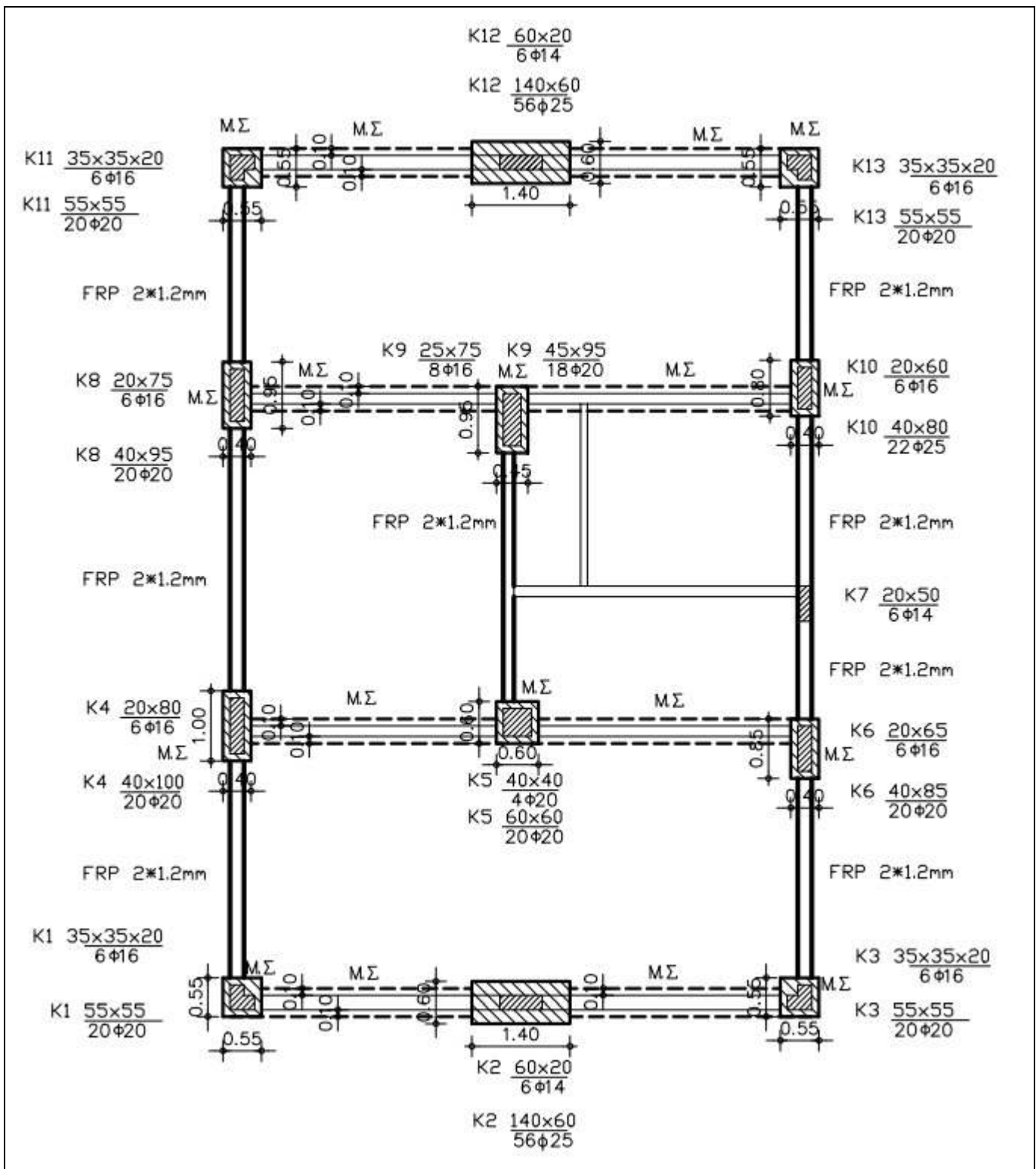
Αντίστοιχα στους δοκούς διατηρήσαμε την ενίσχυση με μανδύα σκυροδέματος των δοκών οι οποίες είχαν ενισχυθεί και στην στάθμη επιτελεστικότητας B. Τοποθετήθηκε όμως ποιο πυκνός οπλισμός συνδετήρων για περίσφιξη και περιορισμού της διάτμησης που είναι έντονη στους δοκούς.

Πιο συγκεκριμένα, στις δοκούς τοποθετήθηκε μανδύας από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και πάχους 10cm στις παρειές τους, διαμήκης οπλισμός 4 \varnothing 14 γωνιακά και ενδιάμεσα, συνδετήρες \varnothing 10/8. Ακόμη τα βλήτρα που χρησιμοποιήθηκαν ήταν διαμέτρου 10mm με μήκος εμπήξεως 20mm.

Ακόμη επιλέχθηκε σε αυτή την στάθμη ενίσχυση με ΙΟΠ όλων των υπόλοιπων περιμετρικών δοκών στον ισόγειο όροφο και πρώτο όροφο, μιας και παρατηρούνταν αστοχίες κυρίως λόγω διάτμησης. Έτσι τοποθετήθηκαν ΙΟΠ πάχους 1,2mm σε διπλή στρώση, σε συνεχόμενη τοποθέτηση στο πέλμα και στις παρειές. Το ύφασμα που χρησιμοποιήθηκε είναι το SikaWrap 600C, που τοποθετείται με εποξειδική ρητίνη εμποτισμού μεσαίου ιξώδους και τα αγκύρια ήταν SikaWrap Anchor C.



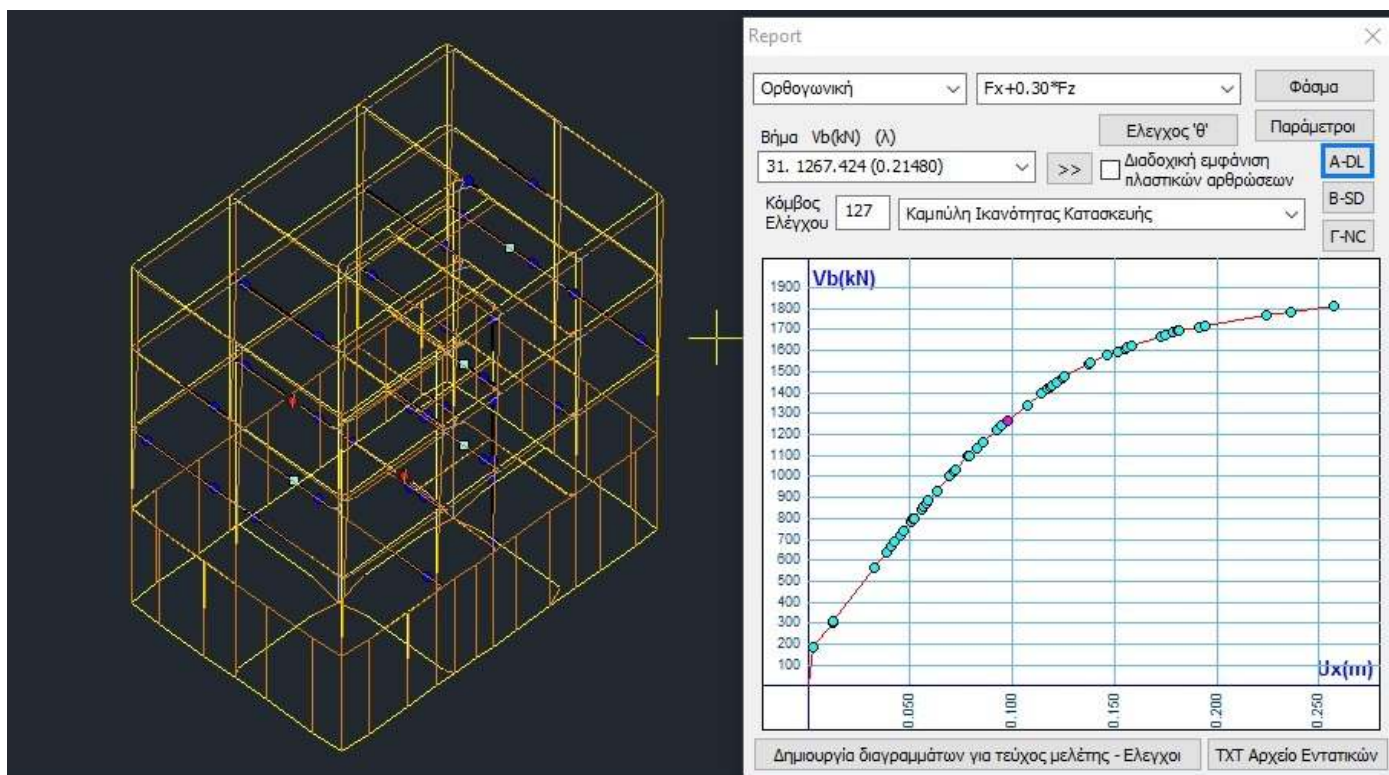
Σχήμα 6.9: Ενισχύσεις Ισογείου για Α στάθμη επιτελεστικότητας



Σχήμα 6.10: Ενισχύσεις Ορόφου για Α στάθμη επιτελεστικότητα

6.5.1 Ανάλυση Pushover για στάθμη επιτελεστικότητας A

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



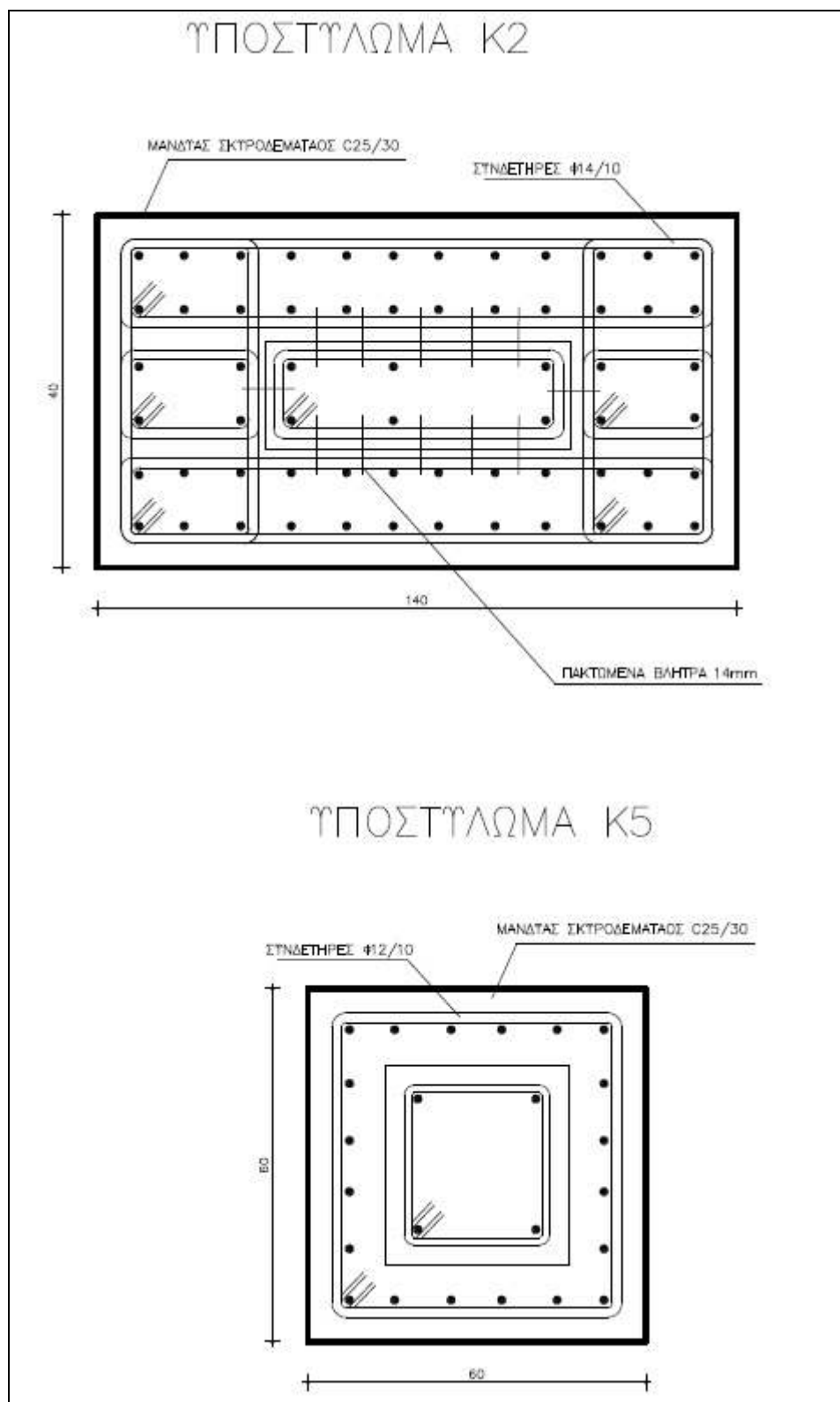
Εικόνα 6.4: Στάθμη A Ορθογωνική κατανομή ($F_x+0.30 \cdot F_z$)

Πάνω στην Καμπύλη Αντίστασης της pushover ανάλυσης πλέον έχουν δημιουργηθεί μηχανισμοί αστοχίας σε δύο δοκούς, κάτι που το υποδεικνύει το κόκκινο χρώμα, δηλαδή ότι το μέγεθος της γωνίας στροφής έχει ξεπεράσει τα επιτρεπτά όρια. Στις υπόλοιπες δοκούς παρά τις επιπλέον ενισχύσεις παρατηρείται ακόμη αστοχία από διάτμηση, στις περισσότερες όμως, η γωνία στροφής δεν έχει ξεπεράσει το επιτρεπτό όριο. Αντιθέτως στα υποστυλώματα δεν έχουν δημιουργηθεί πλαστικές αρθρώσεις στον πόδα αλλά και στην κεφαλή, οπότε δεν αστοχούν. Συγκεντρωτικά έχουμε τον παρακάτω πίνακα:

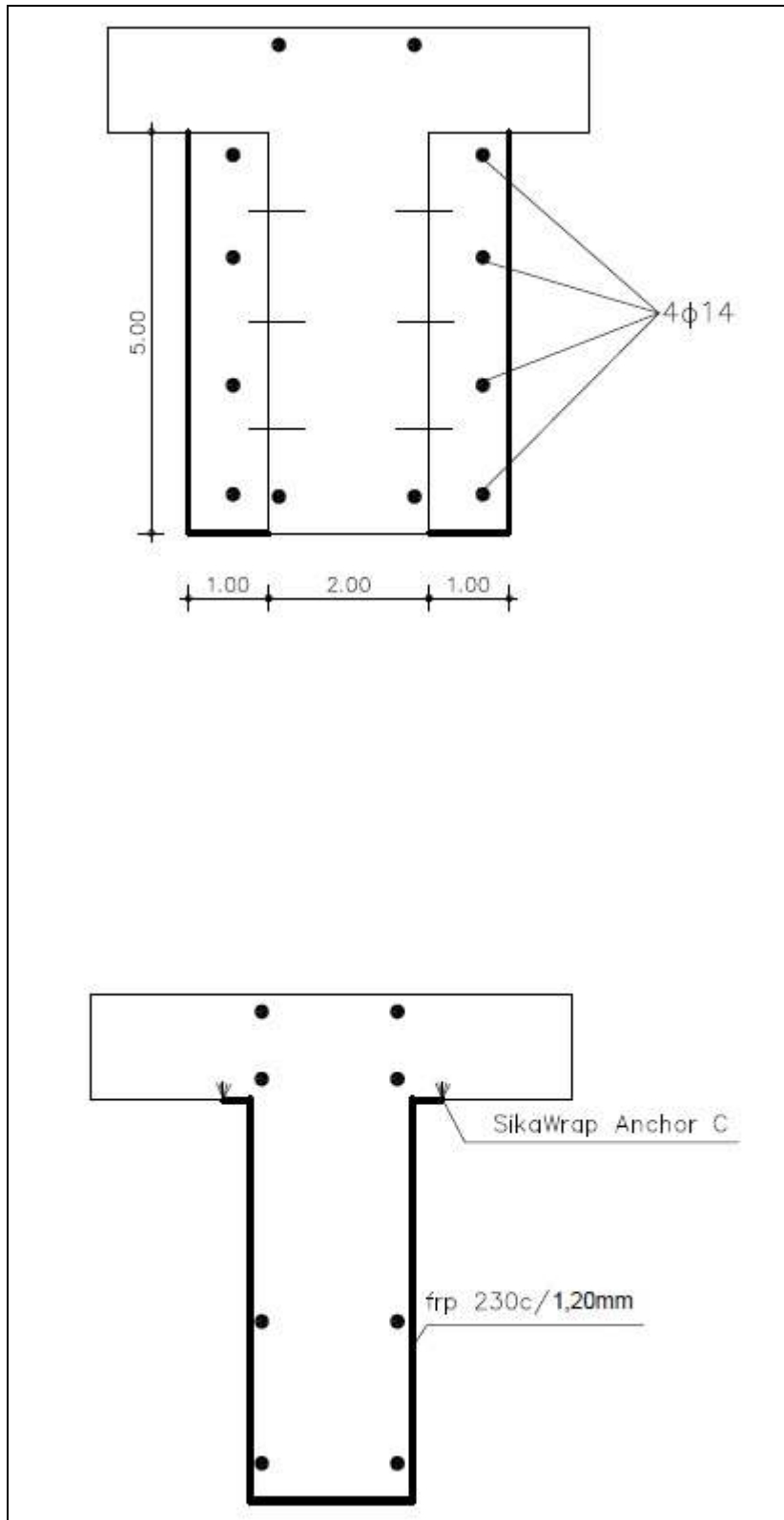
	Είδος Ανάλυσης - Κατανομής	DL			SD			NC			Εκτύπωση
		Δ	K	Σ	Δ	K	Σ	Δ	K	Σ	
1	$F_x+0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική	2	0	2	0	0	0	0	0	0	Ναι
9	$-F_x+0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική	2	0	2	0	0	0	0	0	0	Ναι
17	$F_z+0.30 \cdot F_x$ - Τριγωνική	2	0	2	0	0	0	0	0	0	Ναι
25	$-F_z+0.30 \cdot F_x$ - Τριγωνική	1	0	1	0	0	0	0	0	0	Ναι
101	$F_x+0.30 \cdot F_z$ - Ορθογωνική	2	0	2	0	0	0	0	0	0	Ναι
109	$-F_x+0.30 \cdot F_z$ - Ορθογωνική	2	1	3	0	0	0	0	0	0	Ναι
117	$F_z+0.30 \cdot F_x$ - Ορθογωνική	2	0	2	0	0	0	0	0	0	Ναι
125	$-F_z+0.30 \cdot F_x$ - Ορθογωνική	1	0	1	0	0	0	0	0	0	Ναι

Εικόνα 6.5: Πίνακας ελέγχου για Pushover ανάλυση για στάθμη επιτελεστικότητας A

6.6 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες ενισχύσεων



Σχήμα 6.11: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες υποστυλωμάτων



Σχήμα 6.12: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες δοκών

5.7 Συμπεράσματα επιλογής ενισχύσεων

Κατά την φάση των ενισχύσεων το κτίριο εξετάστηκε για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα προκύπτουν τα παρακάτω συμπεράσματα:

- Αυξήθηκε τόσο η αντοχή του, όσο επίσης η δυσκαμψία και η πλαστιμότητά του. Συνεπώς, με βάση τα ευρήματα της Pushover ανάλυσης του ενισχυμένου με μανδύες σκυροδέματος και ΙΟΠ φορέα, προκύπτει ότι επιτεύχθη η σεισμική αναβάθμιση του σύμφωνα με τους στόχους που ετέθησαν βάσει των κανονιστικών διατάξεων και δεν χρειάζονται πρόσθετα μέτρα ενίσχυσης για να αντέξει την προσθήκη του ορόφου στις στάθμες επιτελεστικότητας Β και Γ.
- Παρατηρούμε μεγάλη ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής δράσης ακόμα και μετά την διαρροή ορισμένων στοιχείων (δοκούς) για την Α στάθμη επιτελεστικότητας.
- Σε πρώτη φάση με την προσθήκη μανδύα σκυροδέματος στα υποστυλώματα προσδώσαμε την απαιτούμενη αντοχή έναντι των σεισμικών φορτίων και στην συνέχεια με την προσθήκη μανδύων στους εσωτερικούς δοκούς και με ΙΟΠ στις περιμετρικές, είχαμε αύξηση της αντοχής σε τέμνουσα, την οποία οφείλονταν η πλειοψηφία των αστοχιών κατά την ανάλυση.
- Αξίζει να σημειωθεί ότι η προσθήκη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος περιμετρικά μίας διατομής ενός υποστυλώματος καθώς και εφαινούμενων τοιχωμάτων σε υφιστάμενα κτίρια δεν είναι πάντοτε εφικτή. Αυτό συμβαίνει, επειδή συνήθως τα τοιχώματα κατασκευάζονται στην περίμετρο του εκάστοτε κτιρίου, οπότε πολλές φορές συνορεύουν με κάποιο όμορο κτίριο ή θα χρειαστεί να κλειστεί κάποιο άνοιγμα.
- Εναλλακτικά μπορούν να κατασκευασθούν χιαστί ή άλλης μορφής μεταλλικοί σύνδεσμοι, οι οποίοι μπορεί να αποτελέσουν και αρχιτεκτονικό στοιχείο των όψεων του κτιρίου.
- Κάθε λύση έχει προφανώς τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα 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.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7° : Διερεύνηση κόστους ενισχύσεων κατασκευής

7.1 Τιμές κόστους ενισχύσεων

Οι τιμές κόστους για τις ενισχύσεις έγιναν μετά από επικοινωνία με ιδιωτικές τεχνικές εταιρείες οι οποίες ασχολούνται με εργασίες ενίσχυσης κτιρίων. Σε κάθε περίπτωση υπάρχουν διαφοροποιήσεις από εταιρεία σε εταιρεία, καθώς στην διαμόρφωση του κόστους των ενισχύσεων παίζουν ρόλο και άλλοι παράγοντες όπως η θέση του έργου, η έκταση του κτλ. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές ανά μονάδα μέτρησης για καθεμία από τις μεθόδους ενισχύσεων που εφαρμόστηκαν στην παρούσα εργασία.

A/A	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΜΟΝΑΔΑ ΜΕΤΡΗΣΗΣ	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	Μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος, πάχους έως 7cm, C25/30 σε υποστυλώματα-πλήρες (οπλισμοί, σκυρόδεμα, προετοιμασία, βλήτρα κλπ)	m3	1050
2	Μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος, πάχους 7cm-10cm, C25/30 σε υποστυλώματα-πλήρες (οπλισμοί, σκυρόδεμα, προετοιμασία, βλήτρα κλπ)	m3	1300
3	Μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος, πάχους έως 7cm, C25/30 σε δοκούς-πλήρες (οπλισμοί, σκυρόδεμα, προετοιμασία, βλήτρα κλπ)	m3	1000
4	Μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος, πάχους 7cm-10cm, C25/30 σε δοκούς-πλήρες (οπλισμοί, σκυρόδεμα, προετοιμασία, βλήτρα κλπ)	m3	1250
5	Μανδύας έγχυτου σκυροδέματος, C25/30 σε υποστυλώματα-πλήρες (οπλισμοί, σκυρόδεμα, προετοιμασία, βλήτρα κλπ)	m3	610
6	Ινοπλισμένα Πολυμερή (fgr)- Ύφασμα 230C	m2	80
7	Ινοπλισμένα Πολυμερή (fgr)- Ύφασμα 600C	m2	100

Πίνακας 7.1: Τιμές κόστους ενισχύσεων

7.2 Κόστος ενισχύσεων για την στάθμη θεμελίωσης & υπογείου

ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ											
ΠΕΔΙΟ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΥΨΟΣ ΘΕΜΕΛΙΟΥ (h/3)	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
Π5	1,80	1,80	3,24	2,30	2,30	5,29	2,05	0,225	0,46	1300	599,63
	ΣΤΕΨΗ ΠΕΔΙΛΟΥ			B	β	ΥΨΟΣ	ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
				2,3	0,6	0,85	4,93	0,13	0,641	1300	833,17
ΣΥΝΟΛΟ											
1432,80											

Πίνακας 7.2: Κόστος ενίσχυσης πεδίου Π5

ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ											
ΠΕΔΙΟ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΥΨΟΣ ΘΕΜΕΛΙΟΥ (h/3)	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
Π9	1,70	2,20	3,74	2,20	2,70	5,94	2,20	0,230	0,51	1300	657,80
	ΣΤΕΨΗ ΠΕΔΙΛΟΥ			B	β	ΥΨΟΣ	ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
				2,2	0,45	0,88	2,332	0,13	0,303	1300	394,11
ΣΥΝΟΛΟ											
1594,74											

Πίνακας 7.3: Κόστος ενίσχυσης πεδίου Π9

ΥΠΟΓΕΙΟΣ ΟΡΟΦΟΣ													
A/A	ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΥΨΟΣ ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑΤΟΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)	
1	K5	0,40	0,40	0,16	0,60	0,60	0,36	0,20	2,35	0,47	1300	611,00	
2	K9	0,25	0,75	0,1875	0,45	0,95	0,43	0,24	2,30	0,552	1300	717,60	
ΣΥΝΟΛΟ													1328,60

Πίνακας 7.4: Κόστος ενίσχυσης υποστυλωμάτων υπογείου ορόφου

ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΑ ΤΟΙΧΙΑ ΥΠΟΓΕΙΟΥ				
ΠΕΡΙΜΕΤΡΟΣ	ΥΨΟΣ	ΠΑΧΟΣ ΜΑΝΔΥΑ	m3	ΚΟΣΤΟΣ (€)
39,40	3,00	0,10	11,82	1300,00
				15366,00

Πίνακας 7.5: Κόστος ενίσχυσης περιμετρικών τοιχίων υπογείου ορόφου

ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ-ΥΠΟΓΕΙΟ		
A/A	ΣΤΑΘΜΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ	3027,53
2	ΥΠΟΓΕΙΟ	16694,60
ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΝΟΛΟ		19722,13

Πίνακας 7.6: Κόστος ενισχύσεων θεμελίωσης και υπογείου ορόφου

7.3 Κόστος ενισχύσεων για την στάθμη επιλεκτικότητας Γ

7.3.1 Κόστος ενισχύσεων υποστρωμάτων με μανόα σκυροδέματος για την στάθμη επιλεκτικότητας Γ

ΙΣΟΓΕΙΟΣ ΟΡΟΦΟΣ												
A/A	ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΥΨΟΣ ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑΤΟΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	K1	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3,00	0,54	1300	702,00
2	K2	0,60	0,20	0,12	0,80	0,40	0,32	0,20	3,00	0,6	1300	780,00
3	K3	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3,00	0,54	1300	702,00
4	K4	0,20	0,80	0,16	0,34	0,94	0,32	0,16	3,00	0,48	1050	502,74
5	K5	0,40	0,40	0,16	0,54	0,54	0,29	0,13	3,00	0,39	1050	414,54
6	K6	0,20	0,65	0,13	0,40	0,85	0,34	0,21	3,00	0,63	1050	661,50
7	K8	0,20	0,75	0,15	0,40	0,95	0,38	0,23	3,00	0,69	1050	724,50
8	K9	0,25	0,75	0,1875	0,36	0,89	0,32	0,13	3,00	0,40	1050	418,64
9	K10	0,20	0,60	0,12	0,34	0,74	0,25	0,13	3,00	0,39	1050	414,54
10	K11	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3,00	0,54	1300	702,00
11	K12	0,60	0,20	0,12	0,80	0,40	0,32	0,20	3,00	0,6	1300	780,00
12	K13	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3,00	0,54	1300	702,00
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ											7504,455	

Πίνακας 7.7: Κόστος ενίσχυσης υποστρωμάτων ισογείου ορόφου για την Γ στάθμη επιτελεστικότητας

Α' ΟΡΟΦΟΣ												
A/A	ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΥΨΟΣ ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑΤΟΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	K1	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
2	K2	0,60	0,20	0,12	0,80	0,40	0,32	0,20	3	0,6	1300	780,00
3	K3	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
4	K4	0,20	0,80	0,16	0,34	0,94	0,32	0,16	3	0,48	1050	502,74
5	K5	0,40	0,40	0,16	0,54	0,54	0,29	0,13	3	0,39	1050	414,54
6	K6	0,20	0,65	0,13	0,40	0,85	0,34	0,21	3	0,63	1050	661,50
7	K8	0,20	0,75	0,15	0,40	0,95	0,38	0,23	3	0,69	1050	724,50
8	K9	0,25	0,75	0,1875	0,36	0,89	0,32	0,13	3	0,40	1050	418,64
9	K10	0,20	0,60	0,12	0,34	0,74	0,25	0,13	3	0,39	1050	414,54
10	K11	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
11	K12	0,60	0,20	0,12	0,80	0,40	0,32	0,20	3	0,6	1300	780,00
12	K13	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ											7504,455	

Πίνακας 7.8: Κόστος ενίσχυσης υποστρωμάτων Α' ορόφου για την Γ στάθμη επιτελεστικότητας

7.3.2 Κόστος ενισχύσεων δοκών με μανδύα σκυροδέματος για την στάθμη επιλεκτικότητας Γ

ΙΣΟΓΕΙΟΣ ΟΡΟΦΟΣ								
A/A	ΔΟΚΟΣ	ΚΡΕΜΑΣΗ ΔΟΚΟΥ	ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ	ΠΑΧΟΣ ΜΑΝΔΥΑ	ΠΛΕΥΡΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	Δ1	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
2	Δ2	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
3	Δ3	0,5	3,70	0,07	2	0,259	1000	259
4	Δ4	0,5	3,80	0,07	2	0,266	1000	266
5	Δ6	0,5	3,70	0,07	2	0,259	1000	259
6	Δ7	0,5	3,95	0,07	2	0,2765	1000	276,5
7	Δ8	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
8	Δ9	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ								2810,5

Πίνακας 7.9: Κόστος ενίσχυσης δοκών ισογείου ορόφου για την Γ στάθμη επιτελεστικότητας

Α' ΟΡΟΦΟΣ								
A/A	ΔΟΚΟΣ	ΚΡΕΜΑΣΗ ΔΟΚΟΥ	ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ	ΠΑΧΟΣ ΜΑΝΔΥΑ	ΠΛΕΥΡΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	Δ1	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
2	Δ2	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
3	Δ3	0,5	3,70	0,07	2	0,259	1000	259
4	Δ4	0,5	3,80	0,07	2	0,266	1000	266
5	Δ6	0,5	3,70	0,07	2	0,259	1000	259
6	Δ7	0,5	3,95	0,07	2	0,2765	1000	276,5
7	Δ8	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
8	Δ9	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ								2810,5

Πίνακας 7.10: Κόστος ενίσχυσης δοκών Α' ορόφου για την Γ στάθμη επιτελεστικότητας

7.3.3 Κόστος ενισχύσεων δοκών με ΙΟΠ για την στάθμη επιλεκτικότητας Γ

ΙΣΟΓΕΙΟΣ ΟΡΟΦΟΣ									
A/A	ΔΟΚΟΣ	ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑ	ΚΡΕΜΑΣΗ ΔΟΚΟΥ	ΠΛΕΥΡΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ	m2	ΣΤΡΩΣΕΙΣ FRP	m2 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	Δ10	0,2	0,5	2	3,30	3,96	1,00	80	316,80
2	Δ11	0,2	0,5	2	3,95	4,74	1,00	80	379,20
3	Δ12	0,2	0,5	2	2,70	3,24	1,00	80	259,20
4	Δ14	0,2	0,5	2	3,05	3,66	1,00	80	292,80
5	Δ15	0,2	0,5	2	1,50	1,80	1,00	80	144,00
6	Δ16	0,2	0,5	2	2,53	3,04	1,00	80	242,88
7	Δ17	0,2	0,5	2	2,68	3,22	1,00	80	257,28
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ									1892,16

Πίνακας 7.11: Κόστος ενίσχυσης δοκών ισογείου ορόφου για την Γ στάθμη επιτελεστικότητας

7.4 Κόστος ενισχύσεων για την στάθμη επιλεκτικότητας Β

7.4.1 Κόστος ενισχύσεων υποστρωμάτων με μανόα σκυροδέματος για την στάθμη επιλεκτικότητας Β

ΙΣΟΓΕΙΟΣ ΟΡΟΦΟΣ												
Α/Α	ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΥΨΟΣ ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑΤΟΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	K1	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
2	K2	0,60	0,20	0,12	0,80	0,40	0,32	0,20	3	0,6	1300	780,00
3	K3	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
4	K4	0,20	0,80	0,16	0,40	1,00	0,40	0,24	3	0,72	1300	936,00
5	K5	0,40	0,40	0,16	0,60	0,60	0,36	0,20	3	0,6	1300	780,00
6	K6	0,20	0,65	0,13	0,40	0,85	0,34	0,21	3	0,63	1300	819,00
7	K8	0,20	0,75	0,15	0,40	0,95	0,38	0,23	3	0,69	1300	897,00
8	K9	0,25	0,75	0,1875	0,45	0,95	0,43	0,24	3	0,72	1300	936,00
9	K10	0,20	0,60	0,12	0,40	0,80	0,32	0,20	3	0,6	1300	780,00
10	K11	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
11	K12	0,60	0,20	0,12	0,80	0,40	0,32	0,20	3	0,6	1300	780,00
12	K13	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ											9516,00	

Πίνακας 7.12: Κόστος ενίσχυσης υποστρωμάτων ισογείου ορόφου για την Β στάθμη επιτελεσιμότητας

Α' ΟΡΟΦΟΣ												
A/A	ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΥΨΟΣ ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑΤΟΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	K1	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
2	K2	0,60	0,20	0,12	0,80	0,40	0,32	0,20	3	0,6	1300	780,00
3	K3	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
4	K4	0,20	0,80	0,16	0,40	1,00	0,40	0,24	3	0,72	1300	936,00
5	K5	0,40	0,40	0,16	0,60	0,60	0,36	0,20	3	0,6	1300	780,00
6	K6	0,20	0,65	0,13	0,40	0,85	0,34	0,21	3	0,63	1300	819,00
7	K8	0,20	0,75	0,15	0,40	0,95	0,38	0,23	3	0,69	1300	897,00
8	K9	0,25	0,75	0,1875	0,45	0,95	0,43	0,24	3	0,72	1300	936,00
9	K10	0,20	0,60	0,12	0,40	0,80	0,32	0,20	3	0,6	1300	780,00
10	K11	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
11	K12	0,60	0,20	0,12	0,80	0,40	0,32	0,20	3	0,6	1300	780,00
12	K13	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ											9516,00	

Πίνακας 7.13: Κόστος ενίσχυσης υποστυλωμάτων Α' ορόφου για την Β στάθμη επιτελεστικότητας

7.4.2 Κόστος ενισχύσεων δοκών με μανδύα σκυροδέματος για την στάθμη επιλεκτικότητας Β

ΙΣΟΓΕΙΟΣ ΟΡΟΦΟΣ								
A/A	ΔΟΚΟΣ	ΚΡΕΜΑΣΗ ΔΟΚΟΥ	ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ	ΠΑΧΟΣ ΜΑΝΔΥΑ	ΠΛΕΥΡΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	Δ1	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
2	Δ2	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
3	Δ3	0,5	3,70	0,10	2	0,37	1250	462,5
4	Δ4	0,5	3,80	0,10	2	0,38	1250	475
5	Δ6	0,5	3,70	0,10	2	0,37	1250	462,5
6	Δ7	0,5	3,95	0,10	2	0,395	1250	493,75
7	Δ8	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
8	Δ9	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ								3643,75

Πίνακας 7.14: Κόστος ενίσχυσης δοκών ισογείου ορόφου για την Β στάθμη επιτελεστικότητας

Α' ΟΡΟΦΟΣ								
A/A	ΔΟΚΟΣ	ΚΡΕΜΑΣΗ ΔΟΚΟΥ	ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ	ΠΑΧΟΣ ΜΑΝΔΥΑ	ΠΛΕΥΡΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	Δ1	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
2	Δ2	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
3	Δ3	0,5	3,70	0,10	2	0,37	1250	462,5
4	Δ4	0,5	3,80	0,10	2	0,38	1250	475
5	Δ6	0,5	3,70	0,10	2	0,37	1250	462,5
6	Δ7	0,5	3,95	0,10	2	0,395	1250	493,75
7	Δ8	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
8	Δ9	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ								3643,75

Πίνακας 7.15: Κόστος ενίσχυσης δοκών Α' ορόφου για την Β στάθμη επιτελεστικότητας

7.4.3 Κόστος ενισχύσεων δοκών με ΙΟΠ για την στάθμη επιλεκτικότητας Β

ΙΣΟΓΕΙΟΣ ΟΡΟΦΟΣ									
Α/Α	ΔΟΚΟΣ	ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑ	ΚΡΕΜΑΣΗ ΔΟΚΟΥ	ΠΛΕΥΡΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ	m2	ΣΤΡΩΣΕΙΣ FRP	m2 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	Δ10	0,2	0,5	2	3,30	3,96	1,00	80	316,80
2	Δ11	0,2	0,5	2	3,95	4,74	1,00	80	379,20
3	Δ12	0,2	0,5	2	2,70	3,24	1,00	80	259,20
4	Δ14	0,2	0,5	2	3,05	3,66	1,00	80	292,80
5	Δ15	0,2	0,5	2	1,50	1,80	1,00	80	144,00
6	Δ16	0,2	0,5	2	2,53	3,04	1,00	80	242,88
7	Δ17	0,2	0,5	2	2,68	3,22	1,00	80	257,28
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ									1892,16

Πίνακας 7.16: Κόστος ενίσχυσης δοκών ισογείου ορόφου για την Β στάθμη επιτελεστικότητας

7.5 Κόστος ενισχύσεων για την στάθμη επιλεκτικότητας Α

7.5.1 Κόστος ενισχύσεων υποστυλωμάτων με μανδύα σκυροδέματος για την στάθμη επιλεκτικότητας Α

ΙΣΟΓΕΙΟΣ ΟΡΟΦΟΣ												
Α/Α	ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΥΨΟΣ ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑΤΟΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	K1	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
2	K3	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
3	K5	0,40	0,40	0,16	0,60	0,60	0,36	0,20	3	0,6	1300	780,00
4	K9	0,25	0,75	0,1875	0,45	0,95	0,43	0,24	3	0,72	1300	936,00
5	K11	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
6	K13	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ											4524,00	

Πίνακας 7.17: Κόστος ενίσχυσης υποστυλωμάτων ισογείου ορόφου για την Α στάθμη επιτελεστικότητας

Α' ΟΡΟΦΟΣ												
Α/Α	ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΥΨΟΣ ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑΤΟΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	K1	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
2	K3	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
3	K5	0,40	0,40	0,16	0,60	0,60	0,36	0,20	3	0,6	1300	780,00
4	K9	0,25	0,75	0,1875	0,45	0,95	0,43	0,24	3	0,72	1300	936,00
5	K11	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
6	K13	0,35	0,35	0,1225	0,55	0,55	0,30	0,18	3	0,54	1300	702,00
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ											4524,00	

Πίνακας 7.18: Κόστος ενίσχυσης υποστυλωμάτων Α' ορόφου για την Α στάθμη επιτελεστικότητας

7.5.2 Κόστος ενισχύσεων υποστυλωμάτων με έγγυτο σκυροδέμα για την στάθμη επιλεκτικότητας Α

ΙΣΟΓΕΙΟΣ ΟΡΟΦΟΣ												
Α/Α	ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΥΨΟΣ ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑΤΟΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	K2	0,6	0,2	0,12	1,40	0,60	0,84	0,72	3	2,16	610	1317,60
2	K4	0,2	0,8	0,16	0,40	1,20	0,48	0,32	3	0,96	610	585,60
3	K6	0,2	0,65	0,13	0,40	1,05	0,42	0,29	3	0,87	610	530,70
4	K8	0,2	0,75	0,15	0,40	1,15	0,46	0,31	3	0,93	610	567,30
5	K10	0,2	0,6	0,12	0,40	1,00	0,40	0,28	3	0,84	610	512,40
6	K12	0,6	0,2	0,12	1,40	0,60	0,84	0,72	3	2,16	610	1317,60
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ											4831,20	

Πίνακας 7.19: Κόστος ενίσχυσης υποστυλωμάτων ισογείου ορόφου για την Α στάθμη επιλεκτικότητας

Α' ΟΡΟΦΟΣ												
Α/Α	ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Χ	ΝΕΑ ΔΙΑΣΤΑΣΗ Υ	m2	ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΥΨΟΣ ΥΠΟΣΤΥ-ΛΩΜΑΤΟΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	K2	0,6	0,2	0,12	1,40	0,60	0,84	0,72	3	2,16	610	1317,60
2	K4	0,2	0,8	0,16	0,40	1,20	0,48	0,32	3	0,96	610	585,60
3	K6	0,2	0,65	0,13	0,40	1,05	0,42	0,29	3	0,87	610	530,70
4	K8	0,2	0,75	0,15	0,40	1,15	0,46	0,31	3	0,93	610	567,30
5	K10	0,2	0,6	0,12	0,40	1,00	0,40	0,28	3	0,84	610	512,40
6	K12	0,6	0,2	0,12	1,40	0,60	0,84	0,72	3	2,16	610	1317,60
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ											4831,20	

Πίνακας 7.20: Κόστος ενίσχυσης υποστυλωμάτων Α' ορόφου για την Α στάθμη επιλεκτικότητας

7.5.3 Κόστος ενισχύσεων δοκών με μανδύα σκυροδέματος για την στάθμη επιλεκτικότητας Α

ΙΣΟΓΕΙΟΣ ΟΡΟΦΟΣ								
A/A	ΔΟΚΟΣ	ΚΡΕΜΑΣΗ ΔΟΚΟΥ	ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ	ΠΑΧΟΣ ΜΑΝΔΥΑ	ΠΛΕΥΡΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	Δ1	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
2	Δ2	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
3	Δ3	0,5	3,70	0,10	2	0,37	1250	462,5
4	Δ4	0,5	3,80	0,10	2	0,38	1250	475
5	Δ6	0,5	3,70	0,10	2	0,37	1250	462,5
6	Δ7	0,5	3,95	0,10	2	0,395	1250	493,75
7	Δ8	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
8	Δ9	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ								3643,75

Πίνακας 7.21: Κόστος ενίσχυσης δοκών ισογείου ορόφου για την Α στάθμη επιτελεστικότητας

Α' ΟΡΟΦΟΣ								
A/A	ΔΟΚΟΣ	ΚΡΕΜΑΣΗ ΔΟΚΟΥ	ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ	ΠΑΧΟΣ ΜΑΝΔΥΑ	ΠΛΕΥΡΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	m3	m3 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	Δ1	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
2	Δ2	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
3	Δ3	0,5	3,70	0,10	2	0,37	1250	462,5
4	Δ4	0,5	3,80	0,10	2	0,38	1250	475
5	Δ6	0,5	3,70	0,10	2	0,37	1250	462,5
6	Δ7	0,5	3,95	0,10	2	0,395	1250	493,75
7	Δ8	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
8	Δ9	0,5	3,50	0,10	2	0,35	1250	437,5
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ								3643,75

Πίνακας 7.22: Κόστος ενίσχυσης δοκών Α' ορόφου για την Α στάθμη επιτελεστικότητας

7.5.4 Κόστος ενισχύσεων δοκών με ΙΟΠ για την στάθμη επιλεκτικότητας Α

ΙΣΟΓΕΙΟΣ ΟΡΟΦΟΣ									
A/A	ΔΟΚΟΣ	ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑ	ΚΡΕΜΑΣΗ ΔΟΚΟΥ	ΠΛΕΥΡΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ	m2	ΣΤΡΩΣΕΙΣ FRP	m2 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	Δ10	0,2	0,5	2	3,30	3,96	2,00	100	792,00
2	Δ11	0,2	0,5	2	3,95	4,74	2,00	100	948,00
3	Δ12	0,2	0,5	2	2,70	3,24	2,00	100	648,00
4	Δ13	0,15	0,5	2	3,75	4,31	2,00	100	862,50
5	Δ14	0,2	0,5	2	3,05	3,66	2,00	100	732,00
6	Δ15	0,2	0,5	2	1,50	1,80	2,00	100	360,00
7	Δ16	0,2	0,5	2	2,53	3,04	2,00	100	607,20
8	Δ17	0,2	0,5	2	2,68	3,22	2,00	100	643,20
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ									5592,90

Πίνακας 7.23: Κόστος ενίσχυσης δοκών ισογείου ορόφου για την Α στάθμη επιτελεστικότητας

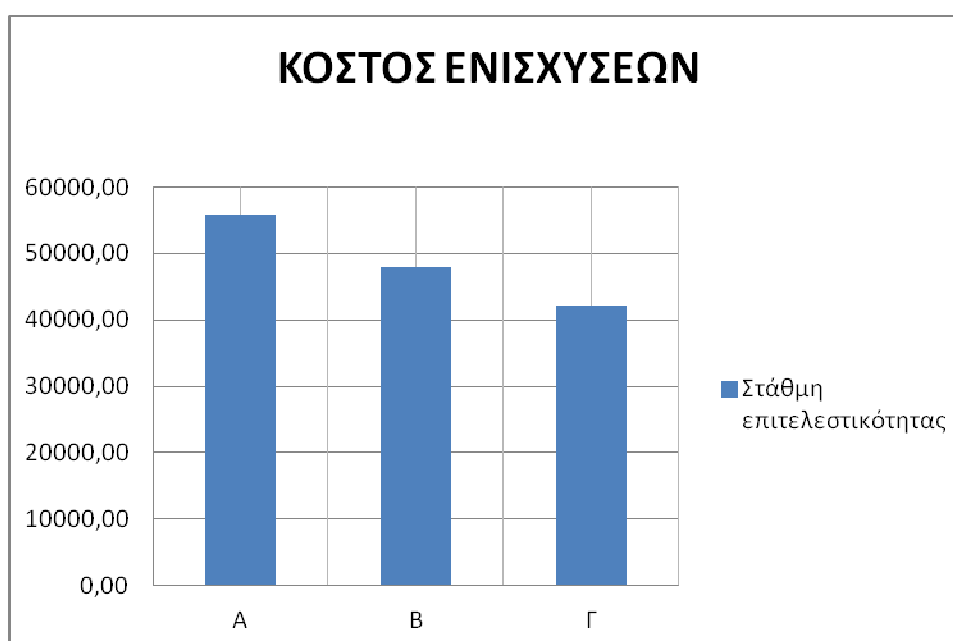
Α' ΟΡΟΦΟΣ									
A/A	ΔΟΚΟΣ	ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑ	ΚΡΕΜΑΣΗ ΔΟΚΟΥ	ΠΛΕΥΡΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ	m2	ΣΤΡΩΣΕΙΣ FRP	m2 / (€)	ΚΟΣΤΟΣ (€)
1	Δ10	0,2	0,5	2	3,30	3,96	2,00	80	633,60
2	Δ11	0,2	0,5	2	3,95	4,74	2,00	80	758,40
3	Δ12	0,2	0,5	2	2,70	3,24	2,00	80	518,40
4	Δ13	0,15	0,5	2	3,75	4,31	2,00	80	690,00
5	Δ14	0,2	0,5	2	3,05	3,66	2,00	80	585,60
6	Δ15	0,2	0,5	2	1,50	1,80	2,00	80	288,00
7	Δ16	0,2	0,5	2	2,53	3,04	2,00	80	485,76
8	Δ17	0,2	0,5	2	2,68	3,22	2,00	80	514,56
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ									4474,32

Πίνακας 7.24: Κόστος ενίσχυσης δοκών Α' ορόφου για την Α στάθμη επιτελεστικότητας

7.6 Συνολικό Κόστος ενισχύσεων κατασκευής

Α/Α	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ		
		Α	Β	Γ
1	ΜΑΝΔΥΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	18710,40	19032,00	15008,90
2	ΜΑΝΔΥΑΣ ΔΟΚΩΝ	7287,50	7287,50	5621,00
3	ΙΟΠ	10067,22	1892,16	1892,16
4	ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ-ΥΠΟΓΕΙΟ	19722,13	19722,13	19722,13
ΣΥΝΟΛΟ		55787,25	47933,79	42244,19

Πίνακας 7.25: Κόστος ενισχύσεων ανά στάθμη επιτελεστικότητας



Πίνακας 7.26: Διάγραμμα κόστους ενισχύσεων ανά στάθμη επιτελεστικότητας

7.7 Συμπεράσματα κόστους ενισχύσεων

- Παρατηρούμε ότι η επιλογή των ενισχύσεων για την Γ στάθμη επιτελεστικότητας, που με βάση την Pushoeverg ανάλυση καλύπτει και τις απαιτήσεις της Β στάθμης είναι η πιο συμφέρουσα οικονομοτεχνικά.
- Σε περίπτωση επιλογής των ενισχύσεων της Α στάθμης επιλεκτικότητας παρατηρούμε μια διάφορα της τάξης των 13.543,06ευρώ (24,30%)

ΒΙΒΛΙΟΦΡΑΦΙΑ

Γαβριλάκη, Α. Ανάπτυξη νομογραφημάτων, πινάκων και άλλων εργαλείων υποστήριξης μελετών ΚΑΝ.ΕΠΕ. Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολ. Μηχ/κών ΕΜΠ, 2013.

Γαβριλάκη, Α, Χιώτης Δ. Μέθοδοι ενίσχυσης στοιχείων θεμελίωσης. 16^ο Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευές Κατασκευών, Πάτρα, 2010.

Παπιάς Σ. Αποτίμηση και ενίσχυση διώροφης κατασκευής από οπλισμένο σκύροδεμα και προσθήκης ενός επιπέδου ορόφου με βάση τους σημερινούς κανονισμούς. 22^ο Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών, Πάτρα, 2016.

Επιτροπάκης, Ε. Αποτίμηση και ενίσχυση πολύροφου κτιρίου με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και τον Ευρωκώδικα 8. Διπλωματική Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Γενικό τμήμα Πολυτεχνείου Κρήτης, 2016.

Μουστακάτου, Δ. Αποτίμηση εξάροφου κτιρίου Ο/Σ με βάση την ανελαστική στατική μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ και προτάσεις ενίσχυσης. Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολ. Μηχ/κών ΕΜΠ, 2011.

Κακαρη, Δ. Ανάλυση υφιστάμενων κατασκευών από Ο/Σ με σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολ. Μηχ/κών ΕΜΠ, 2011.

Δρίτσος, Σ. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στο πλαίσιο των Ευρωκωδίκων & Διαστασιολόγηση Επεμβάσεων. Ημερίδα: «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», ΟΑΣΠ-ΤΕΕ-ΣΠΜΕ, Αθήνα, 2012.

Δρίτσος, Σ. Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών 2004.

Σπυράκος, Κ. Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία, Εκδόσεις. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα, 2004

Ο.Α.Σ.Π. (2011) «Κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), «1η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013»

ACE-Hellas, SCADA PRO Eurocodes, Παράδειγμα 3, «Μελέτη Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού κτιρίου βάση ΚΑΝ.ΕΠΕ»

ACE-Hellas, SCADA PRO Eurocodes, Εγχειρίδιο Χρήσης, Ανάλυση