

## **ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ, ΜΕ ΑΛΛΑΓΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ, ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

**ΚΡΙΜΑΤΟΓΛΟΥ ΝΕΚΤΑΡΙΟΣ  
ΤΑΣΙΟΥΛΑ ΑΝΑΣΤΑΣΙΑ**

### **Περίληψη**

*Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας ενός υφιστάμενου διώροφου κτιρίου με τη μέθοδο της μη γραμμικής ανάλυσης (Μέθοδος Pushover) κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., το οποίο διαστασιολογήθηκε με τον Κανονισμό Σκυροδέματος του 1954. Παράλληλα εφαρμόστηκαν και εξετάστηκαν δύο τεχνικές ενίσχυσης: i) ενίσχυση με ΙΟΠ (FRP) και ii) δημιουργία μανδυνών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Για τη διαστασιολόγηση, την αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας και την ενίσχυση του κτιρίου έγινε χρήση του λογισμικού FESPA 10R.*

### **1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

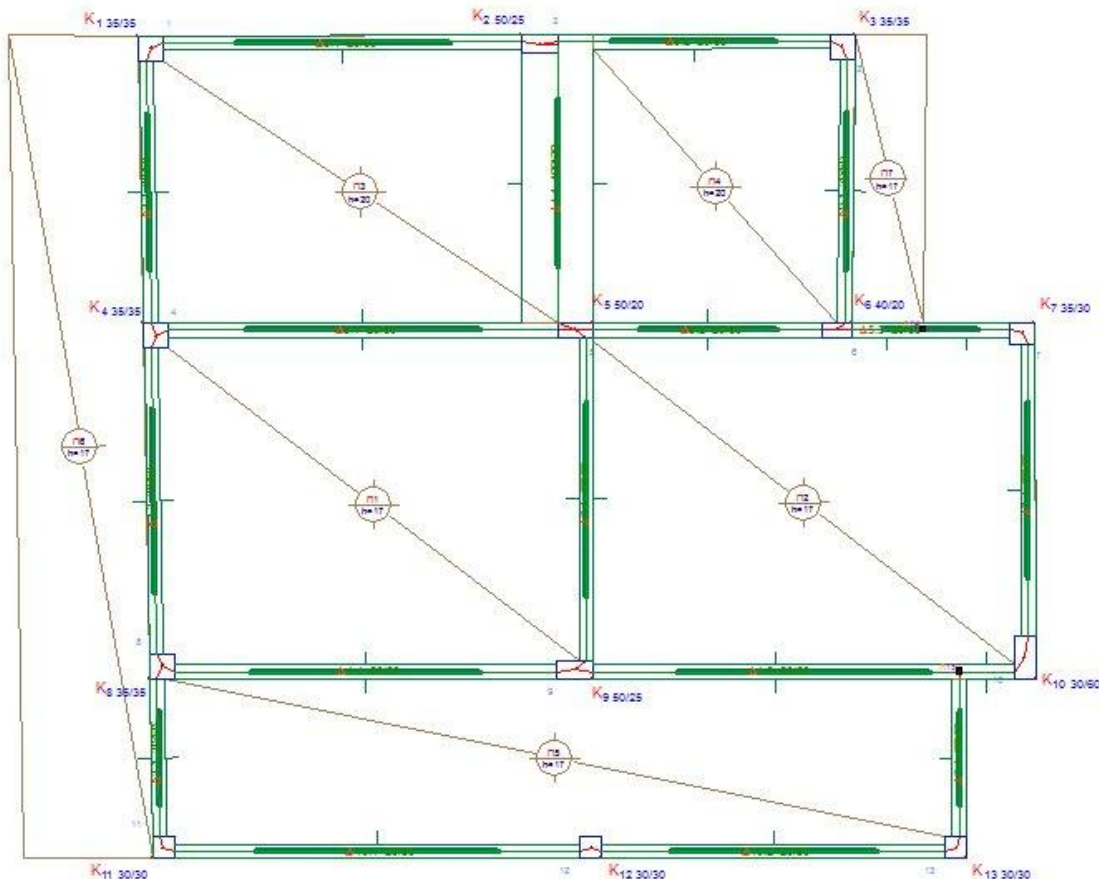
Δεδομένης της έντονης ανοικοδόμησης που υπήρξε τις προηγούμενες δεκαετίες στην Ελλάδα, παρατηρείται αδυναμία ανέγερσης νέων κτισμάτων, ιδιαίτερα στα κέντρα των μεγαλουπόλεων. Το παραπάνω, σε συνδυασμό με την οικονομική κρίση των τελευταίων ετών, οδήγησε όλο και περισσότερους να επιλέγουν τη μετατροπή των ήδη υπαρχόντων παλαιών κτιρίων σε εργασιακούς χώρους. Συνεπώς, η εργασία μας πραγματεύεται ένα ρεαλιστικό σενάριο, κατά το οποίο ο ιδιοκτήτης του κτιρίου αποφασίζει αλλαγή χρήσης του, από κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια) σε κατηγορία σπουδαιότητας III (χώροι συνάθροισης, κτλ.)

Για το σκοπό αυτό, επιλέχθηκε ένα υφιστάμενο διώροφο κτίριο, το οποίο διαστασιολογήθηκε μέσω του προγράμματος σύμφωνα με τον Κανονισμό Σκυροδέματος του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985. Το κτίριο σχεδιάστηκε αρχικά, σε περιοχή με σεισμική επιτάχυνση 0,08g (π.χ. Πάτρα), ως σύνηθες κτίριο (κατηγορία σπουδαιότητας II). Στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε αποτίμησή του με τη μέθοδο της μη γραμμικής ανάλυσης με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως κτίριο σπουδαιότητας III, και μελετήθηκε η συμπεριφορά του για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας: Α (DL-Περιορισμένες βλάβες), Β (SD-Σημαντικές βλάβες) και Γ (NC-Οιονεί κατάρρευση). Τέλος, έγινε ενίσχυσή του κτιρίου με δύο τρόπους: α) με ΙΟΠ (FRP) και β) με μανδύες σκυροδέματος, και πραγματοποιήθηκε εκ νέου αποτίμησή του.

### **2. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΦΟΡΕΑ-ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ**

Η κάτοψη του κτιρίου που θα μελετήσουμε είναι υπαρκτή. Οι θέσεις των υποστυλωμάτων, η διάταξή τους και οι διαστάσεις τους είναι πραγματικές. Ομοίως οι θέσεις των δοκών και οι διαστάσεις τους είναι αληθινές, καθώς και η διαμόρφωση των πλακών, όπως και τα πάχη τους.

Όλα τα παραπάνω, φαίνονται στην κάτοψη ισογείου που απεικονίζεται στο Σχήμα 1.



Σχήμα 1: Κάτοψη Κτιρίου

Το κτίριο βρίσκεται σε κατηγορία εδάφους Β και σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας ΙΙ. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται σύμφωνα με τον κανονισμό του 1954:

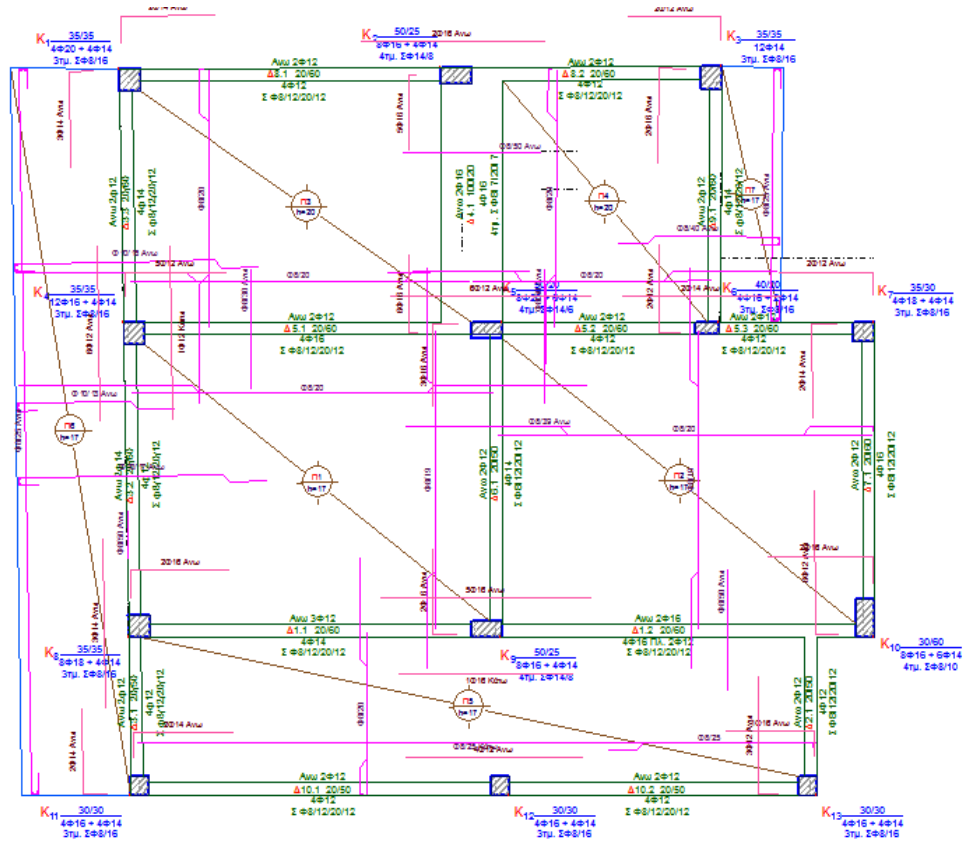
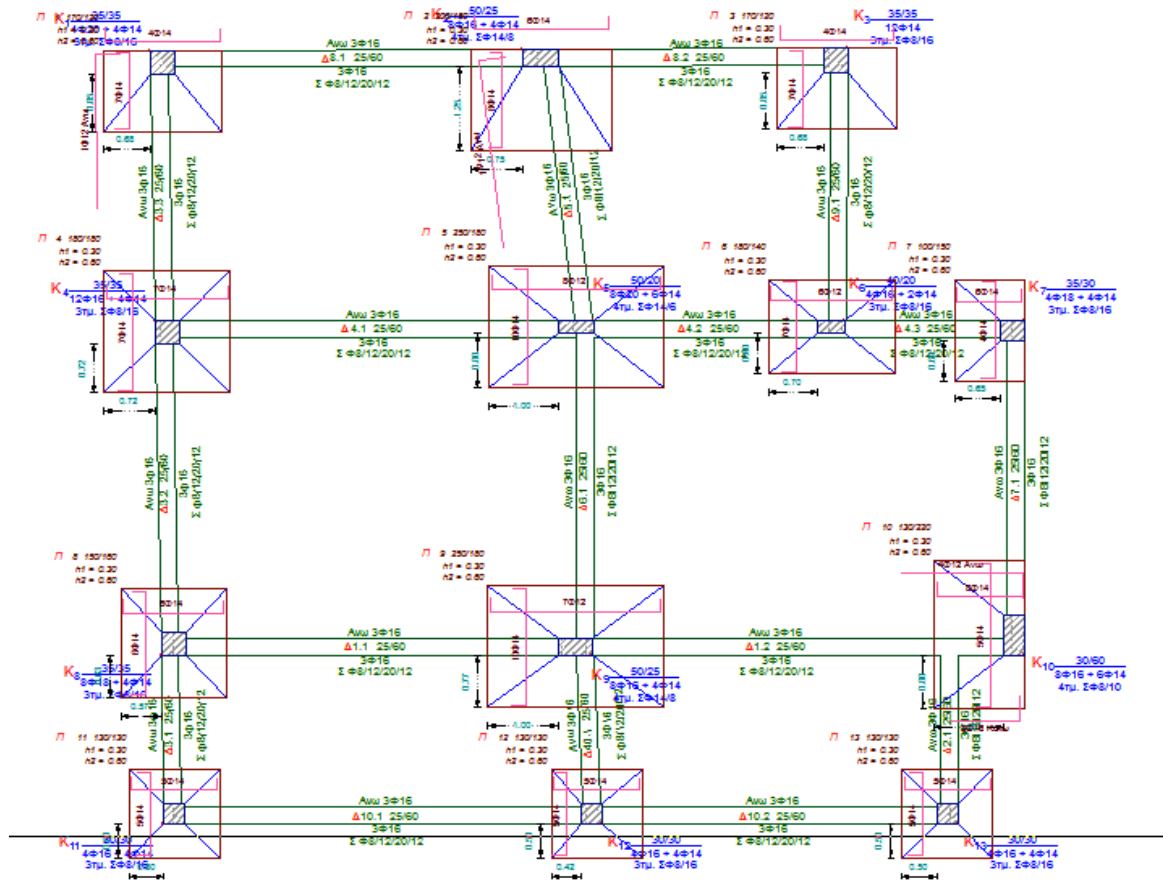
- Σκυρόδεμα κατηγορίας B225 (σημερινή C16/20)
- Χάλυβας κατηγορίας StIII (S400)
- Χάλυβας συνδετήρων κατηγορίας StI [7]

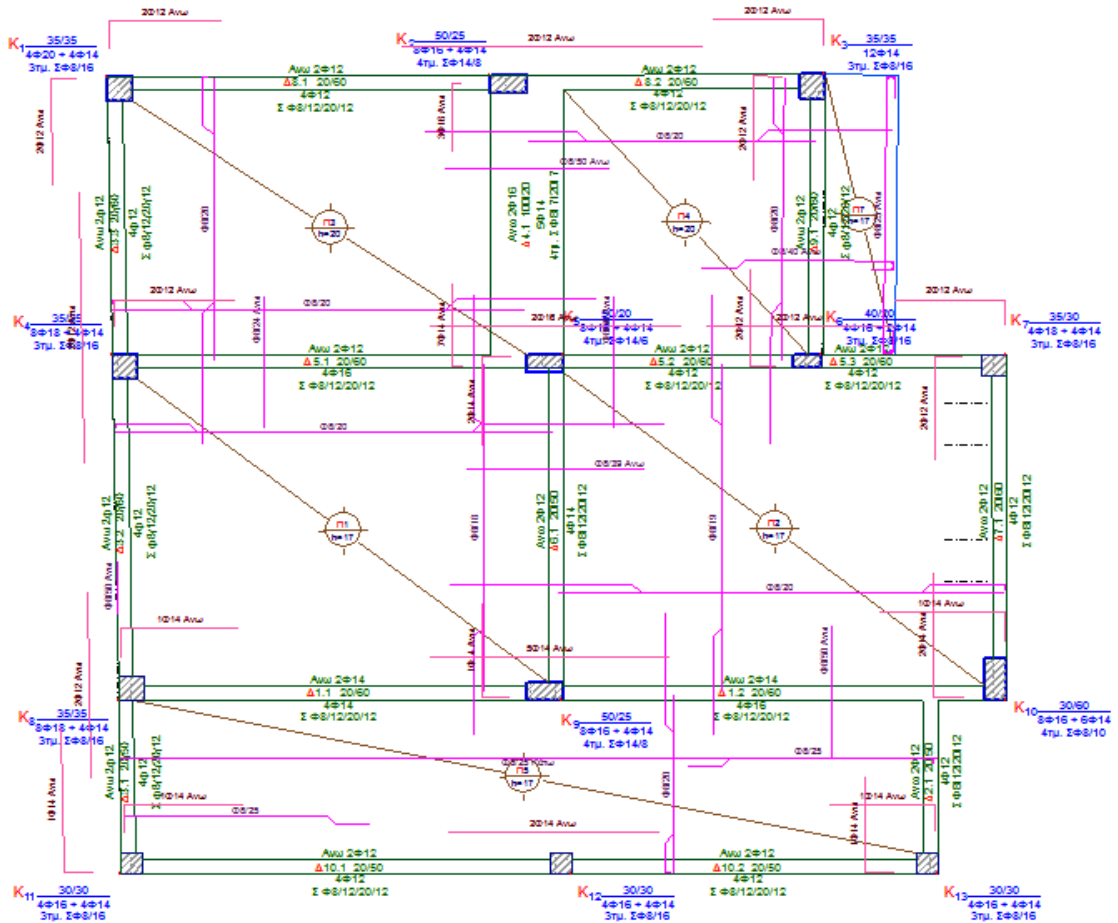
Το ύψος κάθε ορόφου είναι 3 m.

Το πάχος των πλακών είναι ανομοιογενές καθώς οι Π1, Π2, Π5, Π6, Π7 έχουν πάχος  $h=17\text{cm}$  και οι Π3, Π4 έχουν πάχος  $h=20\text{cm}$ . Η επικάλυψη των οπλισμών είναι  $c=2.5\text{cm}$  στις πλάκες και  $c=3\text{cm}$  στα υποστυλώματα και στις δοκούς.

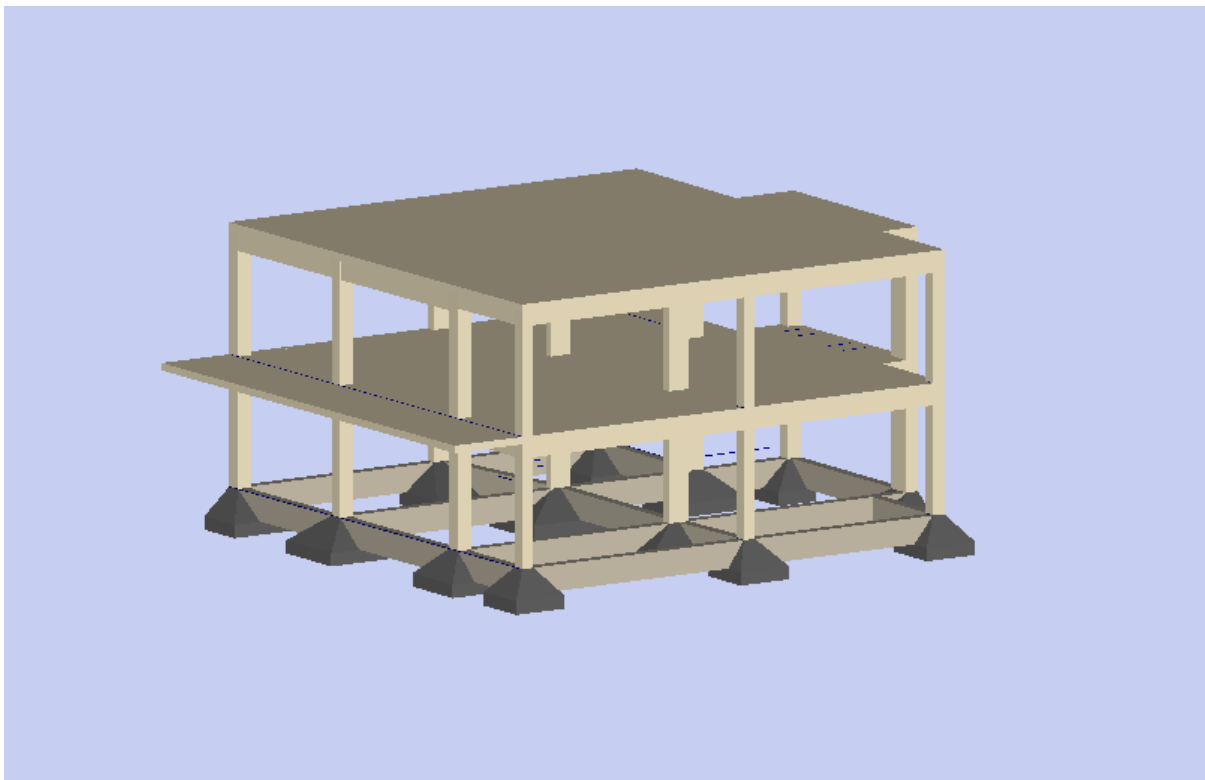
Στις πλάκες ασκείται μόνιμο και ωφέλιμο φορτίο  $2\text{ kN/m}^2$ , ενώ στους δύο εξώστες ασκείται μόνιμο φορτίο  $2\text{ kN/m}^2$  και ωφέλιμο φορτίο  $5\text{ kN/m}^2$ . Περιμετρικά υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος  $3.6\text{ kN/m}^2$  και εσωτερικά δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος  $2.1\text{ kN/m}^2$ . Στις περιμετρικές δοκούς της δεύτερης στάθμης η μπατική τοιχοποιία είναι ύψους 1.20 μ.

Η αρχική επίλυση του φορέα παρουσίασε ανεπάρκεια τριών πέλδλων θεμελίωσης και γι' αυτό προχωρήσαμε στην αύξηση των διαστάσεών τους σε σχέση με αυτές που έδινε η ανάλυση του προγράμματος. Μετά από αυτή την παρέμβαση είχαμε πλήρη επάρκεια για τους ισχύοντες κανονισμούς. Οι τελικές κατόψεις ξυλοτύπων δίνονται στο Σχήμα 2, ενώ η τρισδιάστατη μορφή του φορέα αποδίδεται στο Σχήμα 3. [3]





Σχήμα 2: Ευλότυποι Θεμελίωσης, Ισογείου και Ορόφου



Σχήμα 3: Τρισδιάστατη μορφή φορέα

### 3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΘΕΩΡΙΑΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

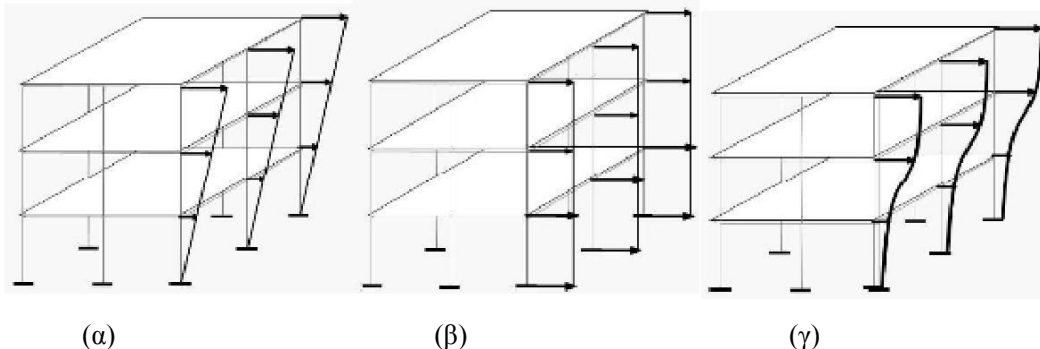
#### 3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSHOVER)

Η στατική μη γραμμική ανάλυση είναι πλέον αποδεκτή και προτείνεται από όλους τους σύγχρονους κανονισμούς. Η προτίμηση των κανονισμών στην ανάλυση Pushover αποδίδεται στο ότι δίνει τη δυνατότητα εκμετάλλευσης όχι μόνο της ελαστικής αλλά και της πλαστικής περιοχής των υλικών των φερόντων στοιχείων ενός οργανισμού.

Κύριος στόχος της ανελαστικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται σε σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο σχεδιασμός, και η σύγκριση αυτών με τις επιτρεπόμενες τιμές που ορίζονται από τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας. [4]

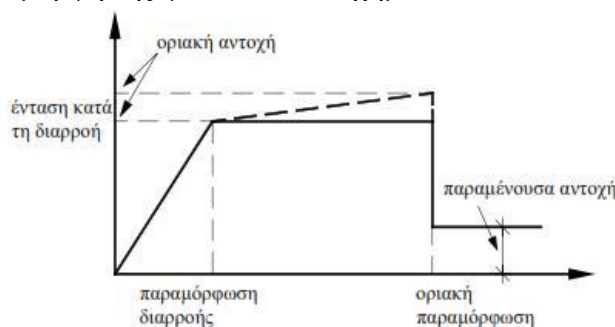
Κατά την εφαρμογή της Pushover το προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού. Η φόρτιση αυξάνεται μονότονα και σταδιακά δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις κατά μήκος των μελών, δηλαδή επέρχεται αστοχία. Όταν οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι τέτοιες που, είτε η κατασκευή δεν δύναται να παραλάβει περαιτέρω ένταση, είτε επέλθει πρόωμη διατμητική αστοχία σε πρωτεύοντα στοιχεία, το κτίριο καταρρέει.

Συνήθως, η κατανομή των παραπάνω φορτίων είναι τριγωνική καθ' ύψος με τα φορτία να ασκούνται στις στάθμες της κορυφής των ορόφων. Άλλες περιπτώσεις κατανομής φορτίων είναι η ομοιόμορφη και η ιδιομορφική όπως φαίνεται στο Σχήμα 4. [2]



Σχήμα 4: α)τριγωνική, β)ομοιόμορφη και γ)ιδιομορφική καθ' ύψος κατανομή σεισμικών φορτίων [4]

Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης και μετακίνησης κόμβου ελέγχου, ο οποίος λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Γίνεται εξιδανίκευση αυτής της καμπύλης σε μία διγραμμική καμπύλη, βάση της οποίας προσδιορίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση και έτσι γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Η μορφή της φαίνεται στο Σχήμα 5 που ακολουθεί. [2]



Σχήμα 5: Θεωρητικές καμπύλες εντατικού μεγέθους – παραμόρφωση [2]

Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε τα κατάλληλα μεγέθη για την καμπύλη των δομικών στοιχείων είναι η ροπή κάμψης  $M$  με τη στροφή  $\theta$ . Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση τότε το κατάλληλο διάγραμμα είναι η διατμητική δύναμη συναρτήσει της παραμόρφωσης. Επειδή στα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, η καταλληλότερη επιλογή μεγεθών είναι η ροπή κάμψης  $M$  και η γωνία στροφής χορδής  $\theta$  στα άκρα του στοιχείου, μέγεθος που υπεισέρχεται και στη διαδικασία αποτίμησης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. Παρακάτω στο Σχήμα 6 φαίνεται η γραφική επεξήγηση τη γωνίας στροφής χορδής.[4]



Σχήμα 6: Γωνία στροφής χορδής [4]

### 3.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Με τον όρο στάθμη επιτελεστικότητα καλούμε την ελάχιστη στάθμη αντοχής (αποδεκτό επίπεδο βλαβών) που επιλέγουμε εμείς ως μελετητές να έχει η κατασκευή μας. Ο καθορισμός του στόχου σχεδιασμού είναι άμεσα εξαρτημένος από την ασφάλεια και το κόστος καθώς και από την σπουδαιότητα της κατασκευής. Ανάλογα με την οριακή γωνία στροφής χορδής ορίζονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας και αναλύονται παρακάτω: [4]

- Στάθμη περιορισμού βλαβών (DL-Damage Limitation) : Πρόκειται για την οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών ή αλλιώς στάθμη επιτελεστικότητας Α. Αναφέρεται σε άμεση χρήση μετά το σεισμό και εισάγει το κριτήριο ο φορέας να έχει υποστεί ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν περάσει τη διαρροή και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Το κριτήριο γωνίας στροφής σε αυτή τη στάθμη είναι:

$$\theta < \theta_{DL} = \theta_y \quad [6]$$

- Στάθμη σημαντικών βλαβών (SD-Severe Damage) : Πρόκειται για την οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών ή αλλιώς στάθμη επιτελεστικότητας Β (Προστασία Ζωής). Τα φέροντα στοιχεία δίνονται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις ενώ εξασφαλίζεται πως τα πρωτεύοντα μέλη διαθέτουν αρκετό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας  $\theta_u$ . Το κριτήριο γωνίας στροφής είναι σε αυτή τη στάθμη είναι:

$$\theta < \theta_{SD} = \frac{(\theta_y + \theta_u)}{2\gamma_{Rd}}, \quad \text{όπου } \gamma_{Rd} = 1.5 \text{ για πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα μέλη} \quad [6]$$

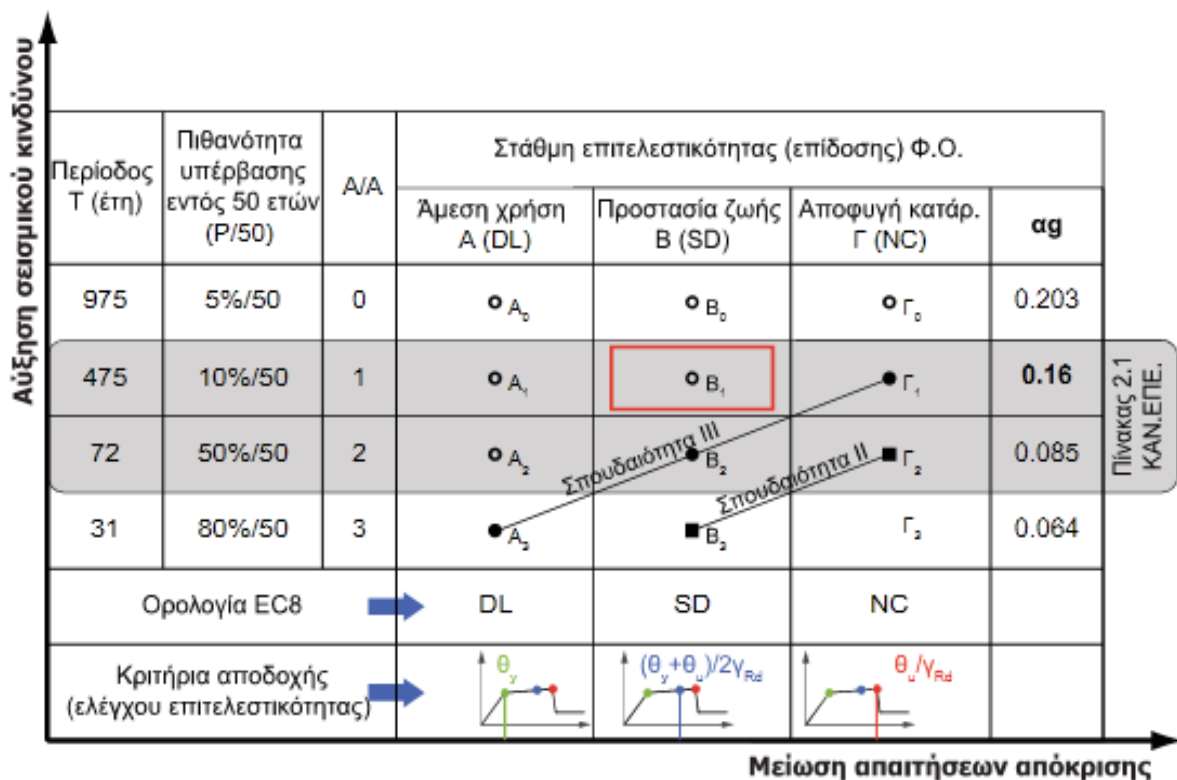
- Στάθμη οιονεί κατάρρευση (NC-Near Collapse) : Πρόκειται για την οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευση ή αλλιώς στάθμη επιτελεστικότητας Γ. Σε αυτή την περίπτωση αναμένεται η εμφάνιση εκτεταμένων και ίσως μη επισκευάσιμων βλαβών.

Η κατασκευή μπορεί να φέρει κατακόρυφα φορτία αλλά η οριζόντια δυσκαμψία της έχει μειωθεί ιδιαίτερα κάτι που την καθιστά πολύ ευαίσθητη σε μετασεισμούς. Στα φέροντα στοιχεία εξασφαλίζεται ότι δεν θα υπάρξει υπέρβαση της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας. Το κριτήριο γωνίας στροφής χορδής σε αυτή τη στάθμη είναι:

$$\theta < \theta_{NC} = \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}}, \text{ όπου } \gamma_{Rd}=1.5 \text{ για πρωτεύοντα μέλη}$$

$$\gamma_{Rd}=1.0 \text{ για δευτερεύοντα μέλη [6]}$$

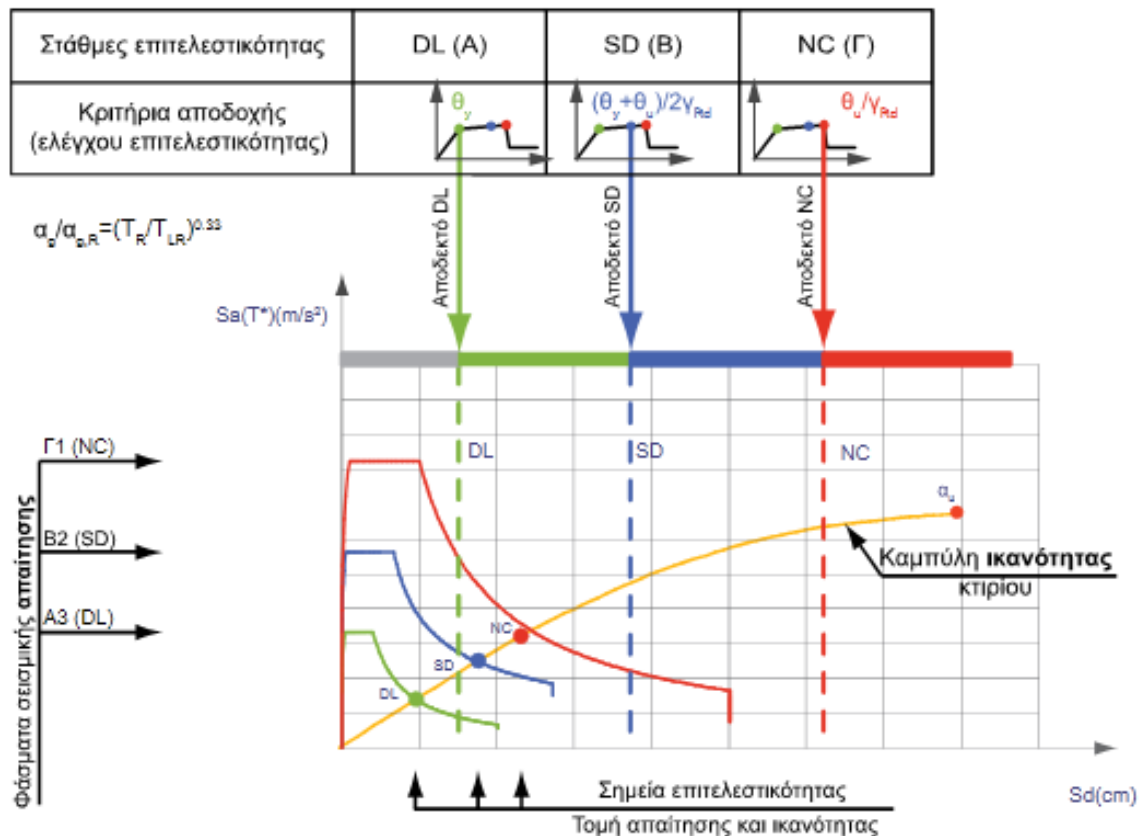
Στον πίνακα του Σχήματος 7 παρουσιάζονται συνοπτικά οι προαναφερθείσες στάθμες επιτελεστικότητας όπως αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σε κόκκινο πλαίσιο ορίζεται ο βασικός στόχος σχεδιασμού και αποτίμησης στον οποίο βασίζονται οι διατάξεις του EC8. Ο στόχος αυτός είναι η προστασία ζωής των ενοίκων σε ένα σεισμικό γεγονός που έχει περίοδο επανάληψης 10% στα 50 χρόνια. Επίσης, μία υφιστάμενη κατασκευή, ανάλογα με τη σπουδαιότητά της, παρουσιάζει διαφορετικούς στόχους αποτίμησης για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Σύμφωνα με τον πίνακα στο Σχήμα 6 ένα κτίριο σπουδαιότητας III, όπως αυτό που εξετάζουμε, θα πρέπει να πληρεί τις καταστάσεις A<sub>3</sub>, B<sub>2</sub>, Γ<sub>1</sub> για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας DL, SD, NC αντίστοιχα.



Σχήμα 6: Στάθμες επιτελεστικότητας [4]

### 3.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ-ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Το λογισμικό FESPA 10R το οποίο χρησιμοποιήσαμε για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του υφιστάμενου κτιρίου μας παρουσιάζει τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης Pushover μέσω του διαγράμματος Απαίτησης-Ικανότητας που αντίστοιχό του απεικονίζεται στο Σχήμα 7.



Σχήμα 7: Ενδεικτικό διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας [4]

Το παραπάνω σχήμα αναπαριστά την καμπύλη αντίστασης μιας τυχαίας κατασκευής καθώς και τα ελαστικά σεισμικά φάσματα απαίτησης για κάθε μία από τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας αντίστοιχα. Με τις τρεις χρωματισμένες κουκίδες απεικονίζονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις ενώ με τις οι αντίστοιχες ικανότητες μετακίνησης της κατασκευής για κάθε στάθμη όπως έχουν προκύψει από την ανάλυση διαγράφονται με τις τρεις κατακόρυφες διακεκομμένες. Επιθυμητό σε μία κατασκευή είναι η στοχευόμενη μετακίνηση της κάθε επιτελεστικότητας να βρίσκεται αριστερά της αντίστοιχης διακεκομμένης γραμμής της έτσι ώστε η κατασκευή να καθίσταται επαρκής στις απαιτήσεις της αποτίμησης.

### 3.4 ΛΟΓΟΙ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΜΕΛΩΝ $\lambda$

Οι λόγοι επάρκειας  $\lambda$  (απαίτηση / ικανότητα) μας δείχνουν την πιθανότητα ένα μέλος του φέροντος οργανισμού να έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής  $\theta$  ( $\lambda = \theta/\theta_{lim}$ ) ή της τέμνουσας δύναμης ( $\lambda = V/V_R$ ) όπως αυτοί αντιστοιχούν στην κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

Για τις στάθμες DL, SD, NC και για μετατόπιση ίση με την αντίστοιχη στοχευόμενη υπολογίζονται οι λόγοι  $\lambda = \theta/\theta_{lim}$  ενώ για τη στάθμη NC υπολογίζεται και ο λόγος  $\lambda = V/V_R$ . Αναγκαία προϋπόθεση για να ικανοποιείται το κριτήριο είναι η τιμή του  $\lambda$  να είναι μικρότερη της μονάδας διαφορετικά το μέλος δεν επαρκεί για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. [4]



## 4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### 4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Μετά τη διαστασιολόγηση του φέροντος οργανισμού ως κτίριο σπουδαιότητας II, που παρουσιάστηκε αναλυτικά στην αρχή της εργασίας, σύμφωνα με τον κανονισμό σκυροδέματος 1954 και με σεισμικό συντελεστή 0.08g, προχωρήσαμε στην αποτίμηση του κτιρίου θεωρώντας το ως κτίριο σπουδαιότητας III με τον ίδιο αντίστοιχο σημερινό σεισμικό συντελεστή που είναι 0.24g ( Σεισμική Ζώνη II κατά EC8). Σκοπός μας ήταν να εξάγουμε αποτελέσματα με μεγαλύτερο ενδιαφέρον καθώς και να αποδώσουμε ένα ρεαλιστικό σενάριο της σημερινής εποχής, κατά το οποίο ένας δικαιούχος παλαιάς κατασκευής θέλει να προβεί σε αλλαγή χρήσης της και πολύ πιθανόν σε ενίσχυσή της.

### 4.2 ΕΠΙΛΟΓΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Για την αποτίμηση του κτιρίου προχωρήσαμε στις εξής επιλογές:

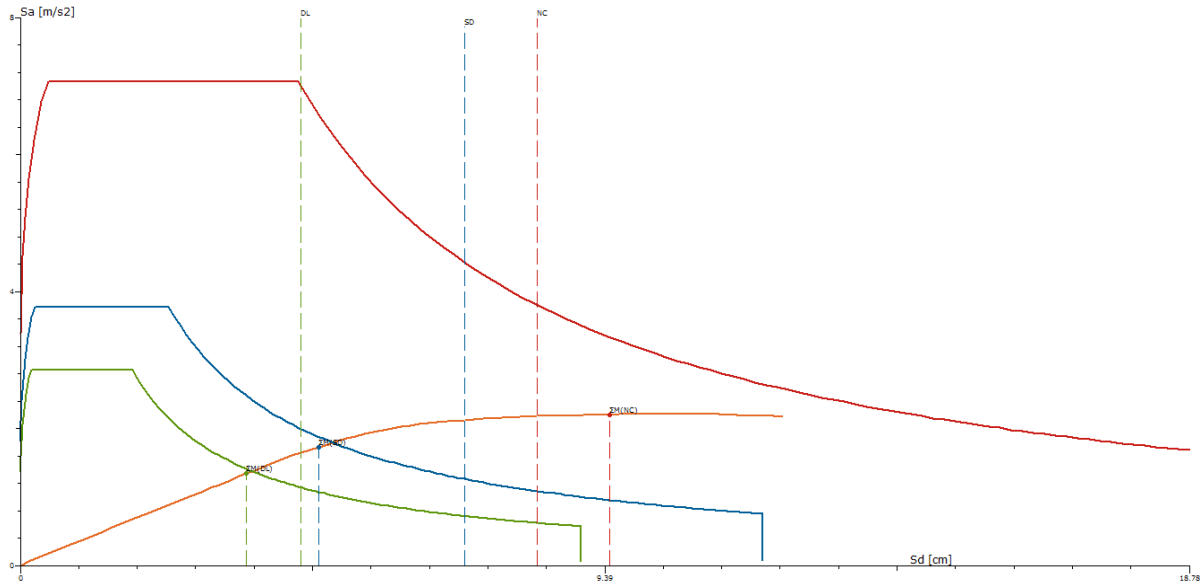
- Σεισμική ζώνη: Z2
- Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση:  $agR=0.24$
- Σπουδαιότητα κτιρίου: III (εκπαιδευτήρια, χώροι συνάθροισης κλπ.)
- Συντελεστής σπουδαιότητας :  $\gamma I=1.2$
- Συμβατικός χρόνος ζωής:  $TL=50$  έτη
- 1<sup>η</sup> κατανομή φόρτισης Pushover : ομοιόμορφη
- 2<sup>η</sup> κατανομή φόρτισης Pushover : ιδιομορφική
- Μέθοδος επίλυσης: Μέθοδος μετατοπίσεων
- Υπολογισμός φαινομένων δευτέρας τάξης P-Δ: Ναι
- Μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος:  $f_{cm}=\min\{f_{ck}+5 \text{ (MPa)}, 1.20 * f_{ck}\}=21.6 \text{ MPa}$
- Μέση τιμή αντοχής χάλυβα:  $f_{ym}=460 \text{ MPa}$

Για τις στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον πίνακα του Σχήματος 6 επιλέξαμε ως εξής:

- Άμεση χρήση μετά το σεισμό (DL):
  - 1<sup>η</sup> διαρροή δοκού ή υποστυλώματος
  - Πιθανότητα υπέρβασης  $P_{DLR} [\%]=80$
- Σημαντικές βλάβες-Προστασία ζωής (SD):
  - 1<sup>η</sup> υπέρβαση ορίου σε υποστύλωμα ή κύρια δοκό
  - Πιθανότητα υπέρβασης  $P_{SDR} [\%]=50$
- Οιονεί κατάρρευση (NC):
  - 1<sup>η</sup> αστοχία υποστυλώματος ή κύριας δοκού
  - Πιθανότητα υπέρβασης  $P_{NCR} [\%]=10$

### 4.3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Μετά την αποτίμηση που κάναμε για το κτίριο, με τη χρήση του διαγράμματος Απαίτησης-Ικανότητας που μας έδωσε το λογισμικό, παρατηρήσαμε πως η κατασκευή μας δεν επαρκεί σε έξι από τις οκτώ ανελαστικές αναλύσεις διαφορετικών κατευθύνσεων για τη στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση (NC). Ενδεικτικά παρουσιάζεται στο Σχήμα 8 ένα από τα διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας στο οποίο φαίνεται πως η στοχευόμενη μετακίνηση της στάθμης επιτελεστικότητας NC βρίσκεται δεξιά της αντίστοιχης διακεκομμένης γραμμής, που σημαίνει πως το κτίριο δεν επαρκεί για τη συγκεκριμένη στάθμη. Επιλέξαμε να παρουσιάσουμε στο Σχήμα 8 το δυσμενέστερο σενάριο φόρτισης.



Σχήμα 8: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας μετά την αποτίμηση [3]

Επιπλέον, υπήρξαν τρία μέλη, και συγκεκριμένα υποστυλώματα, που παρουσίασαν ανεπάρκεια ως προς την οριακή τιμή γωνίας στρωφής χορδής  $\theta$ , δηλαδή καμπτική ανεπάρκεια, και ένα μέλος, δοκός, που παρουσίασε διατμητική ανεπάρκεια. Τα μέλη και οι λόγοι ανεπάρκειάς τους παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.

Μέλος	Λόγος ανεπάρκειας $\lambda$
K4(0)	$\lambda_{NC}=1.25$
K4(1)	$\lambda_{DL}=1.06$
K6(0)	$\lambda_{NC}=1.08$
$\Delta 1.3(0)$	$\lambda_{VRy}=1.34$

Πίνακας 1: Μέλη-Λόγοι ανεπάρκειας

## 5. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

### 5.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΠΟΛΥΜΕΡΩΝ (FRP)

Η μέθοδος ενίσχυσης με FRP (Fiber Reinforced Polymers) αποτελεί την πλέον σύγχρονη τεχνική υπερισχύοντας της έως τώρα πιο διαδεδομένης τεχνικής των χαλύβδινων επικολλητών ελασμάτων.

Τα σύνθετα υλικά προέρχονται από συνδυασμό ινών (γυαλιού, άνθρακα και αραμιδίου) σε μήτρα εποξειδικής ρητίνης. Οι ίνες αποτελούν το φορέα ανάληψης δυνάμεων (κατά κανόνα εφελκυστικών) παράλληλα στη διεύθυνσή τους. Η μήτρα αποτελεί τη συγκολλητική ουσία μεταξύ των ινών, τις προστατεύει και εξασφαλίζει τη μεταφορά δυνάμεων σε αυτές. Στην αγορά διατίθενται είτε σε μορφή φύλλου – υφάσματος είτε σε μορφή ελάσματος λωρίδας. Για την ευκολότερη εφαρμογή τους διατίθενται ακόμη προκατασκευασμένοι μανδύες από FRP και εκτοξευόμενο ή ψεκαζόμενο FRP.

Τα πλεονεκτήματα των σύνθετων υλικών είναι η ανθεκτικότητα σε διάβρωση, το χαμηλό βάρος (περίπου 1/4 – 1/5 του χάλυβα), η εξαιρετικά υψηλή εφελκυστική αντοχή (πολλαπλάσια του κοινού χάλυβα), η διαθεσιμότητα των υλικών σε μεγάλα μήκη και η

μεγάλη ευκαμψία τους που τα καθιστά ιδανικά για εύκολη και ταχύτατη εφαρμογή. Στα θετικά τους μπορεί να συνυπολογιστεί και το μικρό τους πάχος (τάξης mm), όπως και η αύξηση τόσο της καμπτικής αντοχής, όσο και της διατμητικής αντοχής.

Ωστόσο, στα μειονεκτήματά τους συμπεριλαμβάνεται η κακή τους συμπεριφορά σε υψηλές θερμοκρασίες, το αρκετά μεγάλο κόστος τους και η έλλειψη πλαστιμότητας. [5]

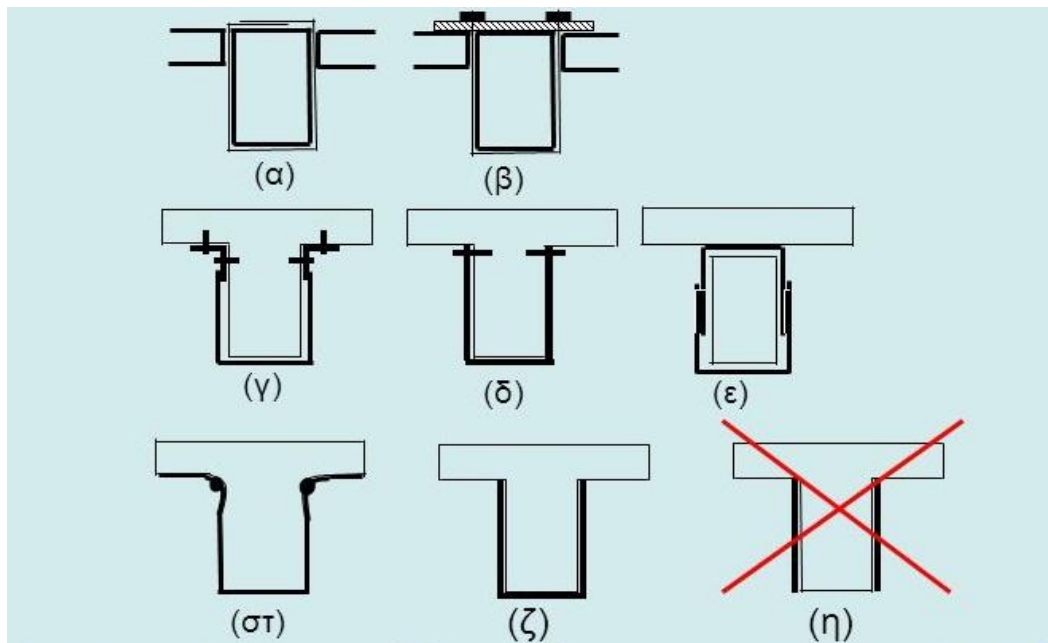
## 5.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕΛΩΝ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ (FRP)

Για να πραγματοποιήσουμε την ενίσχυση των μελών με FRP επιλέξαμε να χρησιμοποιήσουμε το υλικό SikaWrap-600 C/120. Πρόκειται για ένα ύφασμα με ίνες άνθρακα μονής διεύθυνσης που εφαρμόζεται με υγρή μέθοδο. Οι ιδιότητες του υλικού παρέχονται στον Πίνακα 2. [8]

Σχεδιαστικό πάχος υφάσματος	0.337 mm
Εφελκυστική αντοχή ινών	3800 N/mm <sup>2</sup>
Μέτρο ελαστικότητας ινών	242000 N/mm <sup>2</sup>
Οριακή παραμόρφωση σε εφελκυσμό	1.55%
Πάχος στρώσης συστήματος	1.3mm ανά στρώση

Πίνακας 2:Ιδιότητες χρησιμοποιούμενου FRP

Το παραπάνω υλικό εφαρμόστηκε τόσο για την ενίσχυση υποστυλωμάτων έναντι κάμψης, όσο και για τη διατμητική ενίσχυση της δοκού. Ενδεικτικά αναφέρεται πως υπάρχουν τρεις βασικοί μέθοδοι ενίσχυσης μιας δοκού: (i) η κλειστή ενίσχυση, (ii)η «ανοιχτή» ενίσχυση ή ενίσχυση μορφής U και τέλος (iii) η δίπλευρη ενίσχυση. Στο Σχήμα 9 απεικονίζονται ορισμένες μέθοδοι ενίσχυσης δοκών σε διάτμηση. [6]



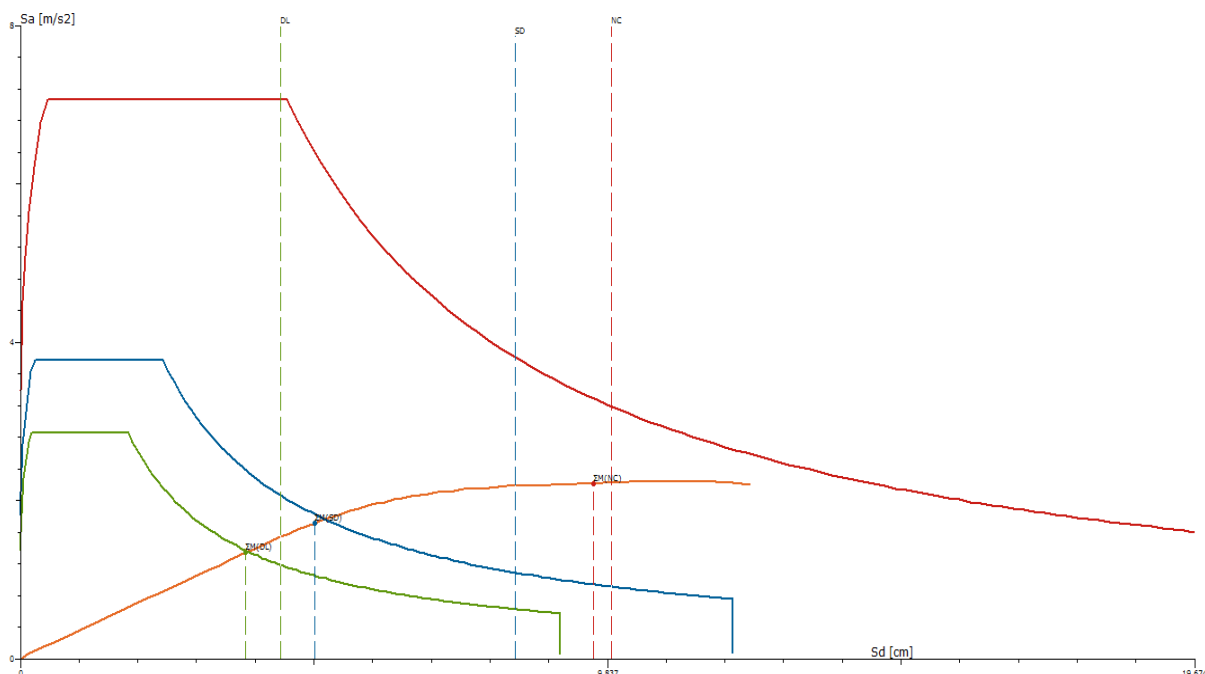
Σχήμα 9: Ενδεικτικοί τρόποι ενίσχυσης σε διάτμηση: (α),(β) «κλειστή» ενίσχυση, (γ),(δ),(ε),(στ),(ζ) ανοιχτή ενίσχυση, (η) δίπλευρη ενίσχυση μη αποδεκτή [6]

Ύστερα από δοκιμές που πραγματοποιήσαμε με διάφορους συνδυασμούς αριθμών στρώσεων σε κάθε μέλος, και μετά από εκ νέου αποτίμηση του κτιρίου για κάθε συνδυασμό καταλήξαμε στον βέλτιστο, ο οποίος παρουσιάζεται στον Πίνακα 3 για το κάθε μέλος.

Ενισχυόμενο μέλος	Αριθμός στρώσεων υφάσματος
K4(0)	3
K6(0)	2
Δ1.3(0)	2

Πίνακας 3: Αριθμός στρώσεων FRP ανά μέλος

Μετά την αποτίμηση που κάναμε για το ενισχυόμενο κτίριο, με τη χρήση του διαγράμματος Απαίτησης-Ικανότητας που μας έδωσε το λογισμικό, παρατηρήσαμε πως η κατασκευή μας επαρκεί και στις οκτώ ανελαστικές αναλύσεις διαφορετικών κατευθύνσεων για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας. Ενδεικτικά παρουσιάζεται στο Σχήμα 10 ένα από τα διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας στο οποίο φαίνεται πως η στοχευόμενη μετακίνηση της κάθε επιτελεστικότητας βρίσκεται αριστερά της αντίστοιχης διακεκομμένης γραμμής της και έτσι η ενισχυμένη κατασκευή μας καθίσταται επαρκής στις απαιτήσεις της αποτίμησης.



Σχήμα 10: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας μετά την ενίσχυση με FRP [3]

Στον Πίνακα 4 δίνονται οι νέοι λόγοι επάρκειας των μελών που δεν πληρούσαν τις απαιτήσεις της αρχική αποτίμησης.

Μέλος	Λόγος ανεπάρκειας $\lambda$
K4(0)	$\lambda_{NC}=0.59$
K4(1)	$\lambda_{DL}=1.00$
K6(0)	$\lambda_{NC}=0.40$
Δ1.3(0)	$\lambda_{VRy}=0.82$

Πίνακας 4: Λόγοι επάρκειας μελών μετά την ενίσχυση

Αξίζει να σημειωθεί ότι ενισχύοντας τα υποστυλώματα K4(0) και K6(0) παρατηρήσαμε πως ο λόγος ανεπάρκειας και του υποστυλώματος K4(1), το οποίο δεν είχε ενισχυθεί, έστω και οριακά πλέον επαρκούσε, κάτι που οφείλεται στην ανακατανομή της έντασης στο κτίριο. Επίσης, λόγω αυτής της ανακατανομής, παρουσιάστηκαν στην κατασκευή μας νέα εύτρωτα μέλη, που όμως οι λόγοι ανεπάρκειάς τους ήταν μικρότεροι της μονάδας.

### 5.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΜΑΝΔΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Η τεχνική της κατασκευής μανδύων σε στοιχεία οπλισμένου είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της αντοχής, καμπτικής και διατμητικής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας τους. Εφαρμόζεται σε περιπτώσεις στοιχείων με σοβαρές βλάβες ή ιδιαίτερη ανεπάρκεια των χαρακτηριστικών τους.

Η τεχνική περιλαμβάνει αύξηση της διατομής του στοιχείου με νέο σκυρόδεμα με νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά του αρχικού στοιχείου. Μπορεί να εκτείνεται είτε σε όλο το μήκος του υποστυλώματος (περίπτωση ολικού μανδύα), είτε σε ένα μόνο τμήμα του (περίπτωση τοπικού μανδύα). Η κατασκευή τους μπορεί να γίνει είτε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, η οποία είναι η πιο συνηθισμένη πρακτική για την κατασκευή μανδύων μικρού πάχους και δεν απαιτείται ξυλότυπος, είτε με έγχυτο σκυρόδεμα, για μανδύες μεγαλύτερου πάχους, όπου απαιτείται και ξυλότυπος. [1]

### 5.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕΛΩΝ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Για την ενίσχυση χρησιμοποιήθηκαν μανδύες πάχους 10 cm ,σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβας B500C. Στην περίπτωση των υποστυλωμάτων έγινε χρήση ολικού περιμετρικού μανδύα, ενώ στη δοκό εφαρμόσαμε ξανά ΙΟΠ. Για την σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν βλήτρα χάλυβα ποιότητας B500C, διαμέτρου Φ14 και μήκους 15cm, φροντίζοντας να ικανοποιούν τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περί ελαχίστου μήκους, εγκάρσιου και διαμήκους οπλισμού.

Για να καταλήξουμε στην τελική μορφή ενίσχυσης, η οποία παρουσιάζεται στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκαν διάφορες δοκιμές, για διαφορετικές περιπτώσεις ενίσχυσης, και καταλήξαμε σε αυτή που είχε τα βέλτιστα αποτελέσματα.

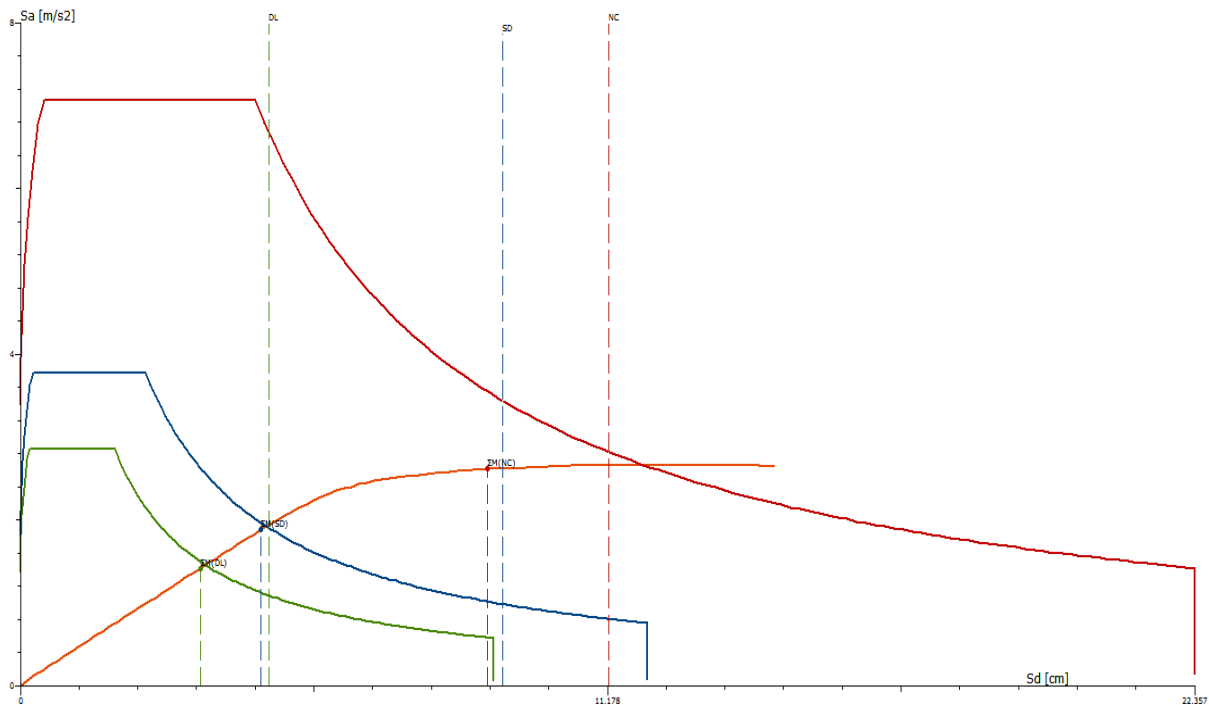
Οι οπλισμοί που χρησιμοποιήθηκαν στους μανδύες φαίνονται στον Πίνακα 5.

Μέλος	Οπλισμός	Συνδετήρες
K4(0)	8Φ16	Φ8/200
K6(0)	8Φ16	Φ8/200

Πίνακας 5: Οπλισμοί Μανδύων

Σημειώνεται ότι ο αρχικός χάλυβας της κατασκευής είναι StIII (S400) και συνεπώς μη συγκολλητός. Γι αυτό το λόγο δεν έχει γίνει σύνδεση παλαιών και νέων ράβδων με χρήση αναρτήρων και η συμμετοχή των αρχικών στοιχείων στην ανάληψη φορτίων θεωρείται μειωμένη.

Μετά την αποτίμηση που κάναμε για το ενισχυόμενο κτίριο, με τη χρήση του διαγράμματος Απαιτήσης-Ικανότητας που μας έδωσε το λογισμικό, παρατηρήσαμε πως η κατασκευή μας επαρκεί και στις οκτώ ανελαστικές αναλύσεις διαφορετικών κατευθύνσεων για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας. Ενδεικτικά παρουσιάζεται στο Σχήμα 11 ένα από τα διαγράμματα Απαιτήσης-Ικανότητας στο οποίο φαίνεται πως η στοχευόμενη μετακίνηση της κάθε επιτελεστικότητας βρίσκεται αριστερά της αντίστοιχης διακεκομμένης γραμμής της και έτσι η ενισχυμένη κατασκευή μας καθίσταται επαρκής στις απαιτήσεις της αποτίμησης.



Σχήμα 11: Διάγραμμα Απαιτήσης-Ικανότητας μετά την ενίσχυση με μανδύες [3]

Στον Πίνακα 6 δίνονται οι νέοι λόγοι επάρκειας των μελών που δεν πληρούσαν τις απαιτήσεις της αρχική αποτίμησης.

Μέλος	Λόγος ανεπάρκειας $\lambda$
K4(0)	$\lambda_{NC}=0.48$
K4(1)	$\lambda_{DL}=1.00$
K6(0)	$\lambda_{NC}=0.38$
$\Delta 1.3(0)$	$\lambda_{VRy}=0.73$

Πίνακας 6: Λόγοι επάρκειας μελών μετά την ενίσχυση

Ομοίως με την προηγούμενη ενίσχυση, παρατηρήσαμε πως ο λόγος ανεπάρκειας και του υποστυλώματος K4(1), το οποίο δεν είχε ενισχυθεί, έστω και οριακά πλέον επαρκούσε, κάτι που οφείλεται στην ανακατανομή της έντασης στο κτίριο. Επιπλέον, λόγω αυτής της ανακατανομής, παρουσιάστηκαν ξανά στην κατασκευή μας νέα εύτρωτα μέλη, που όμως οι λόγοι ανεπάρκειάς τους ήταν μικρότεροι της μονάδας.

## 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Η καταλληλότερη ανάλυση για την αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτιρίου είναι η μη γραμμική στατική ανάλυση Pushover.
- Οι μικρές δοκοί ( <1.5m ) υποφέρουν συχνά σε διάτμηση, πιο εύκολα από τις μεγαλύτερες σε μήκος δοκούς.

- Ένα κτίριο μπορεί να μην αντιμετωπίζει προβλήματα υπέρβασης πλαστικών στροφών για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β, αλλά να εμφανίζει για τις άλλες στάθμες επιτελεστικότητας Α και Γ.
- Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στην εργασία για το υφιστάμενο κτίριο προέρχονται από οκτώ ανελαστικές αναλύσεις (ομοιόρφη και ιδιομορφική κατανομή φορτίων) που αναφέρονται στις τέσσερις κύριες διευθύνσεις σεισμού. Επιλέγοντας τιμή του συντελεστή συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης (%) διάφορη του μηδενός (30%) και τυχηματική εκκεντρότητα στην εγκάρσια διεύθυνση, τα αποτελέσματα της αποτίμησης προκύπτουν από 32 ανελαστικές αναλύσεις και είναι πολύ διαφορετικά και οι λόγοι ανεπάρκειας των μελών αρκετά δυσμενέστεροι.
- Παρόλο που ορισμένα μέλη εμφανίζουν λόγο ανεπάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας, μπορεί να μην είναι κρίσιμα για την ολική συμπεριφορά του κτιρίου.
- Ενισχύοντας ορισμένα από τα μέλη που αστοχούν, παρατηρήσαμε πως πετυχαίνουμε επάρκεια και άλλων μελών, που μέχρι πρότινος έχρηζαν ενίσχυσης, κάτι που οφείλεται στην αλλαγή της κατανομής των φορτίσεων στο φορέα.
- Κατά την ενίσχυση με ΙΟΠ παρατηρήσαμε πως από κάποια στάθμη στρώσης υφάσματος και ύστερα, δεν επέρχονταν μείωση των λόγων ανεπάρκειας των μελών. Κατά συνέπεια, η μεγάλη ποσότητα υλικού δεν είναι απαραίτητα και πιο αποδοτική.
- Εφαρμόζοντας τις δύο παραπάνω μεθόδους ενίσχυσης και για τη συγκεκριμένη ποσότητα και ποιότητα υλικών σε κάθε μέθοδο, παρατηρήσαμε ότι οι λόγοι ανεπάρκειας των μελών λ ήταν εμφανώς καλύτεροι για την ενίσχυση με μανδύες. Ωστόσο, το παραπάνω συμπέρασμα δεν αποτελεί κριτήριο για την υπεροχή της μιας μεθόδου έναντι της άλλης, καθώς κατά την ενίσχυση των κτιρίων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τόσο το κόστος των υλικών, όσο και ο χρόνος αποπεράτωσης των εργασιών.

## 7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1]Στέφανος Η. Δρίτσος, «Ενισχύσεις – Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος», Έκδοση Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2013
- [2] ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013
- [3]Λογισμικό FESPA 10R
- [4]«Ανάλυση Pushover», Βοηθητικά κείμενα Fespa 10R, LH Logismiki
- [5]Αθανάσιος Χ.Τριανταφύλλου, «Ενισχύσεις Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας με Σύνθετα Υλικά», Πάτρα 2006
- [6] «Ενισχύσεις – Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος», Ηλεκτρονικές Σημειώσεις, <https://eclass.upatras.gr/modules/document/document.php?course=ARCH148>
- [7]Φ.Ε.Κ. Αντισεισμικός Κανονισμός 1959, Αναθεώρηση Α.Κ. 1959\_1984/85, Κανονισμός Σκυροδέματος 1954
- [8]SIKAWRAP\_600, [http://www.vakalopoulos.com/uplds/File/SIKAWRAP\\_600.pdf](http://www.vakalopoulos.com/uplds/File/SIKAWRAP_600.pdf)

