

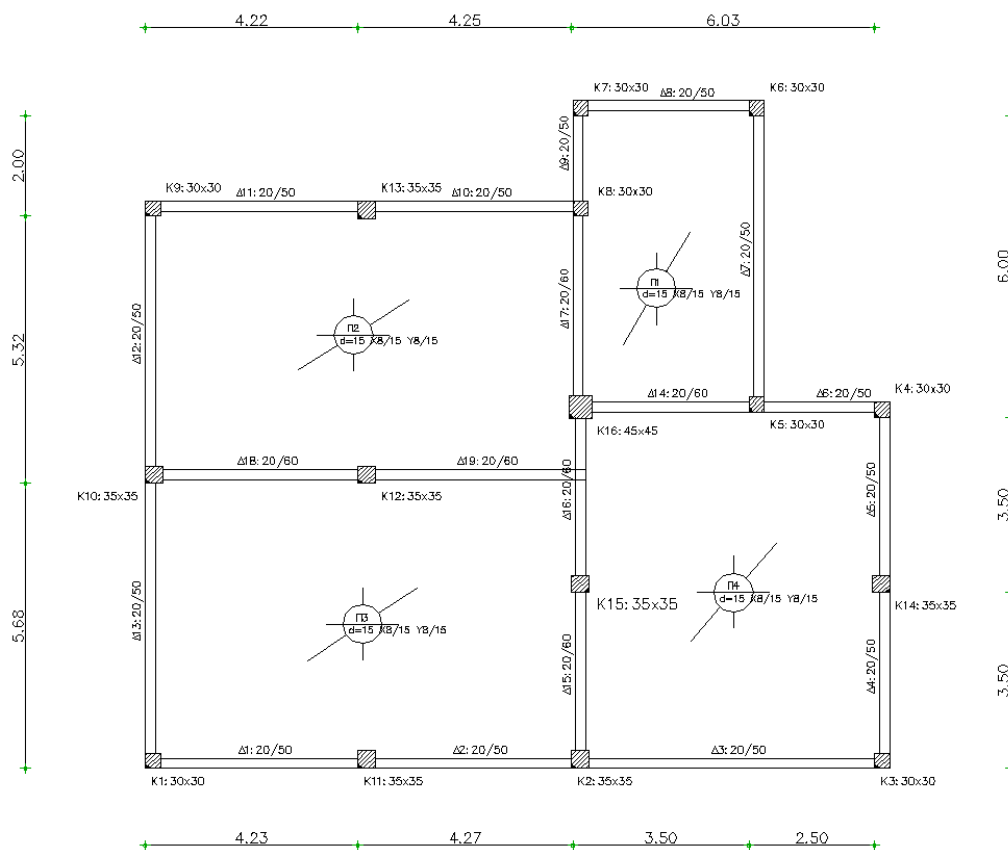
ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΤΑ ΕΚΩΣ/ΕΑΚ ΣΕ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΔΙΩΡΟΦΟ ΚΤΙΡΙΟ ΤΟΥ 1975. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΥ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΓΕΩΡΓΙΟΥ ΛΟΥΚΙΑ
ΤΡΥΦΩΝΟΣ ΚΥΡΙΑΚΟΣ

Περίληψη

Κατά την παρούσα εργασία έγινε η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) διώροφης κατοικίας η οποία είναι κτισμένη το 1975 και στην οποία έγινε προσθήκη ορόφου σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς ΕΑΚ/ΕΚΩΣ. Σκοπός της εργασίας είναι να συγκριθούν τα αποτελέσματα τριών μεθόδων (ελαστικών και ανελαστικής) και να προκύψουν συμπεράσματα σε σχέση με τις διαφορές και τη δυνατότητα εφαρμογής τους. Ο ανασχεδιασμός του κτιρίου έγινε με δύο διαφορετικές μεθόδους για σκοπούς σύγκρισης. Στις επόμενες παραγράφους αναλύονται κάποια στοιχεία από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ απαραίτητα για την εφαρμογή των μεθόδων και ακολούθως παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και οι απαραίτητες ενισχύσεις. Οι αναλύσεις έγιναν με την βοήθεια του λογισμικού STRAD.3DR

1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ



Σχήμα 1: Κάτοψη Τυπικού Ορόφου Κτιρίου

Στο (Σχήμα 1) δίνεται η διαμόρφωση των φερόντων στοιχείων ενός τυπικού ορόφου της διώροφης οικοδομής κατασκευασμένης το 1975, ενώ στο (Σχήμα 2) η τρισδιάστατη του μορφή .

Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων είναι:

(α) Υποστυλώματα K1,K3,K4,K5,K6,K7,K8,K9: 300/300 με οπλισμό 4Φ20.(β) K2,K10:

350/350 με οπλισμό 4Φ18. (γ) K11,K12,K13,K14,K15: 350/350 με οπλισμό 4Φ20. (δ)K16: 450/450 με οπλισμό 8Φ16.

Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/500 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2Φ14 ως πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός. Στο άνοιγμα στο πάνω πέλμα υπάρχουν 2Φ12. Οι εσωτερικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία επίσης τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Ο πρόσθετος οπλισμός των στηρίξεων είναι 2Φ18. Στο άνοιγμα στο πάνω πέλμα υπάρχουν 2Φ14.

Οι συνδετήρες είναι Φ8/200 σε όλα τα υποστρώματα, καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα, και Φ8/300 στις δοκούς με επαρκή αγκύρωση.

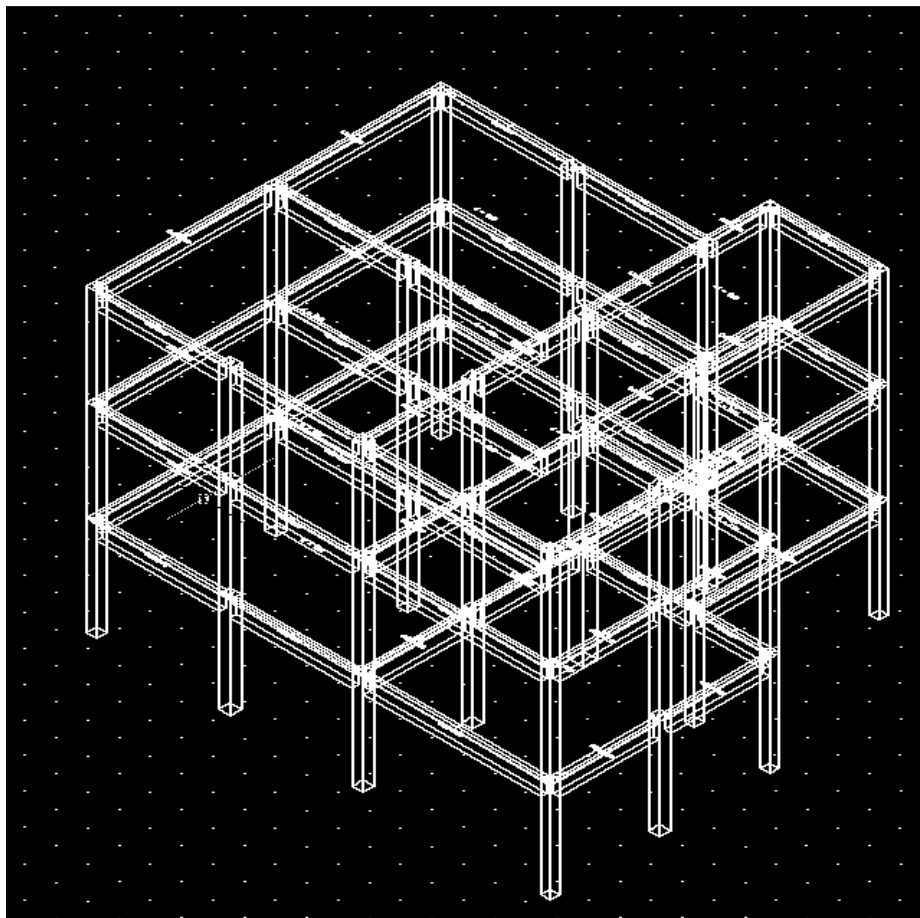
Οι πλάκες έχουν πάχος $h_f = 150\text{mm}$ και είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με Φ8/150. Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με 1.5 KN/m^2 . Τα ωφέλιμα φορτία λήφθηκαν 2.0 KN/m^2 .

Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3.6 kN/m^2 επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2.1 KN/m^2 . Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα. Συνολικό ύψος ορόφου 3.20 m.

Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας I με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα Σ2.

Για την θεμελίωση δεν υπάρχουν στοιχεία και γι' αυτό το κτίριο θα προσομοιωθεί σαν να είναι πακτωμένο στο έδαφος, αφού θεωρήθηκε ότι επαρκεί.

Τα υλικά της κατασκευής είναι Σκυρόδεμα C16/20 και χάλυβας S400.



Σχήμα 2: Τρισδιάστατη μορφή Κατασκευής.

2. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

Το κτίριο έχει κατασκευαστεί με βάση τις διατάξεις και τον αντισεισμικό κανονισμό του Βασιλικού Διατάγματος του 1959, σύμφωνα με την εποχή που κτίστηκε (1975). Σε αυτό προστέθηκε ένας επιπλέον όροφος με την ίδια ακριβώς γεωμετρία, ο οποίος επαρκεί σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς ΕΑΚ/ΕΚΩΣ.

Για το τριώροφο, πλέον, κτίριο έγινε αποτίμηση με ελαστικές και ανελαστικές μεθόδους τις οποίες προτείνει ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) για να ελεγχθεί η επάρκεια των υφιστάμενων δομικών του στοιχείων για συγκεκριμένο σεισμό και στάθμη επιτελεστικότητας. Στην συνέχεια έγινε ανασχεδιασμός του κτιρίου με κάθε μια από τις αντίστοιχες μεθόδους, έτσι ώστε να προκύψει πλήρης επάρκεια όλων των δομικών στοιχείων της κατασκευής.

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για τις επεμβάσεις και τον επιπλέον όροφο είναι χάλυβας S500 και σκυρόδεμα C25/30. Για τα υφιστάμενα υλικά χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες τους τιμές, ενώ για τα νέα οι χαρακτηριστικές τους τιμές σύμφωνα με την §4.4.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]. Οι μέσες τιμές των υλικών προκύπτουν βάση τεκμηριωμένων εργαστηριακών ελέγχων κατά την αποτύπωση του κτιρίου. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν τιμές οι οποίες θεωρήθηκαν λογικές αν γίνονταν πειραματικές εργασίες.

- Για υφιστάμενα:

Μέση Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος: $f_{cm} = 24 \text{ MPa}$, Τυπική απόκλιση: $s = 4 \text{ MPa}$

Αντοχή χάλυβα: $f_y = 450 \text{ MPa}$, Τυπική απόκλιση: $s = 40 \text{ MPa}$

- Για νέα:

Χαρακτηριστική Αντοχή Σκυροδέματος : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Χαρακτηριστική Αντοχή Χάλυβα : $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

- Υφιστάμενες Τοιχοπληρώσεις

Όσον αφορά τις τοιχοπληρώσεις, όπως αναφέρθηκε στην περιγραφή του φορέα, περιμετρικά του κτιρίου υπάρχουν μεγάλα ανοίγματα της τάξεως του 50%. Σύμφωνα με την §7.4.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1] επιτρέπεται να αγνοούνται εντελώς, η να συμπεριλαμβάνονται με διαφορετική πιο πολύπλοκη λειτουργία. Λόγω του ότι δεν υπήρχαν περεταίρω στοιχεία για τα ανοίγματα, αποφασιστικέ στην παρούσα εργασία να αποτιμηθεί το κτίριο για δύο ακραίες περιπτώσεις: 1) προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων σαν να ήταν χωρίς ανοίγματα, 2) καθόλου προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων. Έτσι θα μπορεί να βγουν και συμπεράσματα κατά πόσο υπάρχει ευμενής επιρροή ή όχι αυτών στην κατασκευή. Κατά τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης οι τοιχοπληρώσεις προσομοιώθηκαν σαν ένα ζεύγος διαγώνιου θλιπτήρα - ελκυστήρα με την μισή δυστένεια στο κάθε μέλος, ενώ κατά τις ανελαστικές μόνο σαν ένα διαγώνιο θλιπτήρα με ολόκληρη την δυστένεια σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

2.1 ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ

Στην παρούσα εργασία η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός έγινε με στόχο την **επιτελεστικότητα Β “Προστασία Ζωής”**. Κατά αυτήν 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. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.

Η σεισμική δράση που επιλέχθηκε είναι ο σεισμός ο οποίος έχει **πιθανότητα υπέρβασης 10% σε περίοδο 50 χρόνων**. Αυτή η πιθανότητα αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 475 ετών.

2.2 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ [1] διακρίνει τρεις διαφορετικές στάθμες δεδομένων:

i.” Υψηλή”, ii. “Ικανοποιητική” και iii. “Ανεκτή”

Σύμφωνα με την §3.7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ θα πρέπει να καθοριστούν επιμέρους στάθμες αξιοπιστίας 1) του σκυροδέματος, 2) του χάλυβα, 3) των τοιχοπληρώσεων και 4) των γεωμετρικών δεδομένων της κατασκευής. Για να οριστεί η στάθμη αξιοπιστίας για κάθε δεδομένο πρέπει να γίνει πλήρης διερεύνηση σύμφωνα με της διατάξεις της συγκεκριμένης παραγράφου. Από αυτές τις στάθμες προκύπτουν και οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των υλικών κατά την αποτίμηση και ανασχεδιασμό. Πράγμα που σημαίνει ότι, όσο πιο υψηλή στάθμη αξιοπιστίας εξασφαλιστεί, τόσο πιο μικροί επιμέρους συντελεστές ασφαλείας. Κατά συνέπεια πιο λίγες επεμβάσεις και μείωση του κόστους ανασχεδιασμού. Στην παρούσα εργασία **επιλέχθηκε Στάθμη Αξιοπιστίας “Υψηλή”** για όλα τα δεδομένα.

2.3 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΕΝΙΑΙΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (q)

2.3.1 ΔΙΑΘΕΣΙΜΟ ΠΕΡΙΘΩΡΙΟ ΑΝΤΟΧΗΣ ΔΟΜΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα κύρια στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ανάλυση του κτιρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογισθούν οι λόγοι («δείκτες ανεπάρκειας»), σύμφωνα με την Εξ.5.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ [1].

$$\lambda = \frac{S}{R_m} \quad (1)$$

S: (i) Η ροπή λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (βλ. §4.4.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ.), όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ($q=1$) και (ii) Η ικανοτική τέμνουσα που υπολογίζεται με βάση τις αντοχές των μελών που συμβάλλουν σε έναν κόμβο σύμφωνα με την §9.3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1].

R_m : Είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών (βλ. §5.1.4, ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

2.3.2 ΕΝΙΑΙΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (q)

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, όταν κατά τις διατάξεις του Κεφ. 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1], επιτρέπεται η χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς για το σύνολο του δομήματος. Ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, λαμβάνονται υπ’ όψη οι διαφοροποιημένες τιμές q^* που δίνονται στον πίν. 4.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1] με τιμή αναφοράς q' την τιμή που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας Β («προστασία ζωής»). Έτσι, για στάθμη επιτελεστικότητας Β λαμβάνεται $q^*/q' = 1$.

Η τιμή q' κατά τη φάση της αποτίμησης του κτιρίου επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη τους παράγοντες (§4.6.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1]). Στην παρούσα εργασία επειδή δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία για αυτούς τους παράγοντες, η τιμή του δείκτη q' καθορίστηκε με βάση τον Πιν. Σ4.4, ΚΑΝ.ΕΠΕ. ίση με **1.7**. Με τις πιο κάτω θεωρήσεις, 1) Ευμενής Παρουσία τοιχοπληρώσεων, 2) Όχι βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία, 3) Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί πριν από 1985.

2.3.3 ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ

Σύμφωνα με την παράγραφο §4.4.1.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1] στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων, με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q, οπότε γενικώς οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου I (μη – ρηγματωμένα στοιχεία). Στην περίπτωση μας με τη χρήση του συγκεκριμένου λογισμικού [3] υπολογίστηκαν οι δυσκαμψίες των στοιχείων από τα

διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων (Μ-φ) για συγκεκριμένο αξονικό φορτίο, N, για τις δοκούς N=0 και για τα υποστυλώματα N για φόρτιση G+0,3Q.

2.3.4 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΡΟΠΩΝ-ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΩΝ (Μ-φ)

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s στοιχείου ισούται με:

$$K = M_y L_s / 3\theta_y \quad (2)$$

όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου, οι οποίες υπολογίζονται με οδηγό το παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1] Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από πιο πάνω εξίσωση στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δηλαδή, διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K από την εξίσωση για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).

2.3.5 ΕΦΑΡΜΟΓΗ - ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (q=1)

2.3.5.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ

Εφόσον η ελαστική ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q, το συνολικό οριζόντιο φορτίο (τέμνουσα βάση) σε μία διεύθυνση του κτιρίου θα υπολογίζεται από το λογισμικό με βάση την §3.5.2 του ΕΑΚ. [2]. Αφού όμως κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ χρησιμοποιείται το φάσμα του ΕΚ 8-1[5], οι αντίστοιχες εξισώσεις τροποποιήθηκαν ως εξής:

1. Οι τιμές T_1 και T_2 αντιστοιχήθηκαν με τις τιμές T_B και T_C .
2. Ο εκθέτης του λόγου T_2/T_1 από 2/3 έγινε ίσος με 1.

Με βάση το φάσμα σχεδιασμού οριζόντιων επιταχύνσεων του σεισμού που καθορίζεται από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$R_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T < T_1 \quad (3.a)$$

$$R_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \quad \text{για } T_1 \leq T \leq T_2 \quad (3.β)$$

$$R_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{για } T_2 < T \quad (3.γ)$$

όπου:

- Ιδιοπερίοδος της κατασκευής: $T_x = 0.57 \text{ sec}$ και $T_y = 0.57 \text{ sec}$
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: $I, \alpha = 0.16, A = \alpha \cdot g = 0.16 \cdot g$
- Κατηγορία εδάφους: B όπου $T_B = 0.15 \text{ sec}$ και $T_C = 0.5 \text{ sec}$
- Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου: $\Sigma_2, \gamma_1 = 1.00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς: $q = 1.0$
- Ποσοστό απόσβεσης: $\zeta = 5\%$
- Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης: $\beta_0 = 2.5$
- Συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης: $\theta = 1$

Βάσει όλων των παραπάνω, υπολογίστηκε η τέμνουσα βάση ως εξής:

Όροφος	Βάρος (G+0.3Q) [KN]	Ύψος [m]	F_i [KN]
1	1322.4	3.2	312.1
2	1322.4	3.2	549.9
3	1001.1	3.2	596.3
Σύνολο	3645.9	9.6	1458.3

Πίνακας 1: Τιμές και κατανομή τέμνουσας βάσης (q=1.00)

Η εξαγωγή των λόγων ανεπάρκειας λ (Πιν. 2), πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος STRAD.3DR [3]. Οι έλεγχοι γίνονται επομένως με τον δυσμενέστερο από τους παρακάτω συνδυασμούς φόρτισης:

$$G + 0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y, \quad G + 0.3Q \pm E_y \pm 0.3E_x$$

Όροφος 1				Όροφος 2			
A/A		A/A		A/A		A/A	
1	2.27	9	2.13	1	2.08	9	1.92
2	2.63	10	2.94	2	2.56	10	8.33
3	1.59	11	2.56	3	1.56	11	2.38
4	1.61	12	2.50	4	1.20	12	1.75
5	1.82	13	2.33	5	1.69	13	2.13
6	1.85	14	20.00	6	1.41	14	1.75
7	1.82	15	2.38	7	1.45	15	16.67
8	1.92	16	2.63	8	1.67	16	2.33

Πίνακας 2: Συντελεστές Καμπτικής Ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων

Max λ ορόφου 1 = 20.00, Max λ ορόφου 2 = 16.67

2.3.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΚΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ

Αρχικά πρέπει να δούμε αν τηρούνται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της στατικής ελαστικής μεθόδου σύμφωνα με την §5.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [1], και αν το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό.

Για τον τύπο του κτιρίου που εξετάζεται στην παρούσα εργασία και σύμφωνα με την περιγραφή του φέροντα οργανισμού, οι δύο πρώτες συνθήκες της μορφολογικής κανονικότητας που ορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, πληρούνται. Ακολουθεί ο έλεγχος της τήρησης των δύο επόμενων συνθηκών της μορφολογικής κανονικότητας με βάσει τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης.

Βάσει των πιο πάνω τιμών για τους συντελεστές ανεπάρκειας κάθε υποστυλώματος, υπολογίστηκαν οι μέσοι δείκτες ανεπάρκειας κάθε ορόφου από τη Εξ. 5.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1], για κάθε διεύθυνση του σεισμού, x και y, αντίστοιχα:

$$\lambda_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{si}}{\sum_1^n V_{si}} \quad (4)$$

Όροφος 1: $\lambda_{1x} = 2.73$ και $\lambda_{1y} = 3.66$, Όροφος 2: $\lambda_{2x} = 2.66$ και $\lambda_{2y} = 4.34$

Αφού $\lambda_{2x} / \lambda_{1x} < 1.5$ και $\lambda_{2y} / \lambda_{1y} < 1.5$, ικανοποιείται το 3^ο κριτήριο της μορφολογικής κανονικότητας για μη ύπαρξη καμπτοδιατμητικού ασθενή ορόφου.

Όπως φαίνεται στα δεδομένα του πίνακα ανεπαρκειών δεν ικανοποιείται το 4^ο κριτήριο της μορφολογικής κανονικότητας, αφού υπάρχει μεγάλη διαφορά μεταξύ του μικρότερου και του μεγαλύτερου λ σε απέναντι πλευρές του κάθε ορόφου. Έτσι **και οι δύο όροφοι είναι στεπτικώς ασθενείς**. Άρα το κτίριο θεωρείται **μορφολογικά μη κανονικό**, αφού δεν ικανοποιείται το τελευταίο κριτήριο.

Συμπερασματικά, για το κτίριο που εξετάζεται σε σχέση με τις προϋποθέσεις εφαρμογής της ελαστικής στατικής ανάλυσης ισχύουν τα παρακάτω:

- Η προϋπόθεση (i) δεν πληρείται σύμφωνα με τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης ($q=1$), αφού υπάρχουν αρκετά στοιχεία με δείκτη ανεπάρκειας που υπερβαίνει την τιμή 2.50 και συγχρόνως το κτίριο χαρακτηρίζεται μορφολογικά μη κανονικό όπως αποδεικνύεται πιο πάνω.

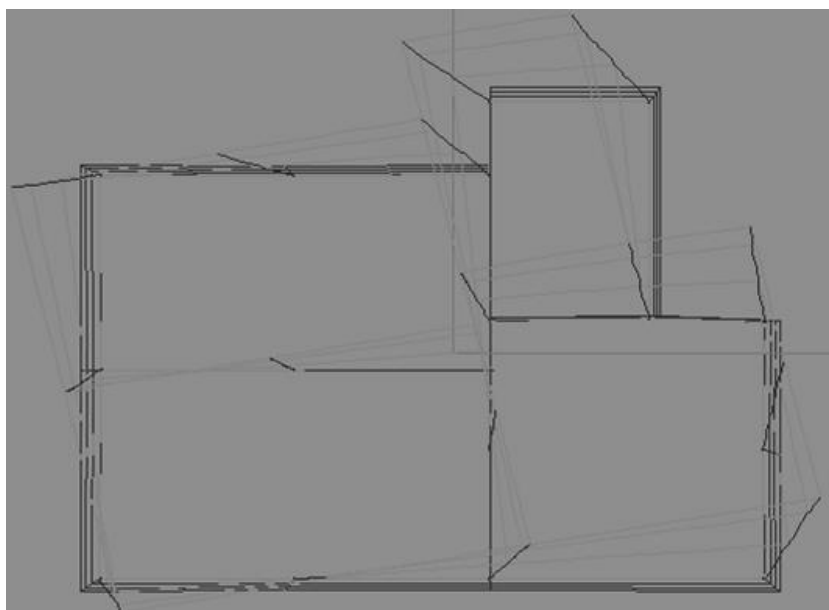
- Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης προέκυψε: $T_x=0.57$ sec και $T_y=0.57$ sec. Επιπλέον, για έδαφος κατηγορίας Β, ο ΕΚ 8-1 [5] προβλέπει: $T_C=0.50$ sec. Οπότε: $T=0.57$ sec < $4T_C=2.00$ sec και η προϋπόθεση (ii) πληρείται.
- Οι προϋποθέσεις (iii) μέχρι (vi) ικανοποιούνται αφού όλοι οι όροφοι έχουν την ίδια γεωμετρία και δεν έχουν λόγο μήκους πλευρών πάνω από 1.5, ενώ το σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων είναι σε δύο διευθύνσεις κάθετες μεταξύ τους.

Επομένως, αφού η προϋπόθεση (i) δεν τηρείται, δεν μπορούμε να κάνουμε ελαστική ανάλυση. Για σκοπούς μόνο αποτίμησης μπορούμε να την εφαρμόσουμε αλλά πρέπει να **αυξηθεί** ο συντελεστής ασφάλειας προσομοιώματος γ_{sd} **κατά 0.15** σύμφωνα με την §5.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στην παρούσα εργασία έγινε ανασχεδιασμός με χρήση και των ελαστικών μεθόδων για λόγους σύγκρισης, όπως θα αναλυθεί στη συνέχεια.

Σύμφωνα με την ιδιομορφική ανάλυση (Πιν. 3) παρατηρούμε ότι η πρώτες ιδιομορφές σε x και y διεύθυνση, αντίστοιχα, δε μεταφέρουν πάνω από το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου. Έτσι επιλέγουμε να κάνουμε ελαστική δυναμική ανάλυση για να συμπεριληφθεί η συνεισφορά των ανωτέρων ιδιομορφών. Επίσης, όπως παρατηρήσαμε από το λογισμικό (Σχήμα 3) η τρίτη ιδιομορφή είναι στρεπτική και μεταφέρει μεγάλο ποσοστό της συνολικής μάζας του κτιρίου (28.00% στη y-διεύθυνση). Αποδεικνύεται έτσι ότι **το κτίριο είναι στεπτικώς ασθενές**.

A/A	ΙΔΙΟΠ. (sec)	%X	%Y	A/A	ΙΔΙΟΠ. (sec)	%X	%Y
1	0,627	10,3	47,3	7	0,205	0,5	4,8
2	0,573	75,1	14,5	8	0,186	7,2	1,0
3	0,504	4,2	28,0	9	0,170	0,5	2,7
4	0,241	0,1	0,0	10	0,127	0,1	0,8
5	0,240	0,8	0,0	11	0,120	1,1	0,2
6	0,231	0,0	0,0	12	0,113	0,1	0,4

Πίνακας 3: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης



Σχήμα 3 : 3^η Ιδιομορφή Κτιρίου (Στρεπτική)

2.3.7 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ q

Δεδομένου των αποτελεσμάτων της προκαταρκτικής ανάλυσης, εφαρμόζεται η ελαστική, δυναμική ανάλυση χρησιμοποιώντας συντελεστή συμπεριφοράς $q=1.7$. Η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται με το κατάλληλο φάσμα επιταχύνσεων κατά τον ΕΚ 8.1.

Όροφος	1	2	3	Σύνολο
F_i [KN]	193,3	340	369,3	903,1

Πίνακας 4: Τιμές και κατανομή τέμνουσας βάσης ($q=1.70$)

Πιο κάτω (Πιν. 5) φαίνονται οι ανεπάρκειες σε κάμψη και διάτμηση των δοκών και των υποστυλωμάτων. Στην κάμψη δοκών παρουσιάζονται σαν έλλειψη διαμήκη οπλισμού σε cm^2 . Στις στηρίξεις παραθέτονται οι ελλείψεις σε θετικές ροπές και στα ανοίγματα οι αρνητικές, οι οποίες ήταν οι κυριότερες. Επιπλέον, σημειώνεται η δυσμενέστερη τιμή εκ των 2 στηρίξεων για κάθε δοκό. Οι ανεπάρκειες στη διάτμηση παρουσιάζονται σαν το λόγο του υπολειπόμενου προς τον απαιτούμενο οπλισμό. Για τα υποστυλώματα παρουσιάζονται για κάμψη και διάτμηση μόνο το μήνυμα επάρκειας ή ανεπάρκειας αντίστοιχα.

Τύποι ανεπάρκειας:

I. Αρνητική ροπή ανοίγματος (cm^2). II. Θετική ροπή στήριξης (cm^2). III. Διάτμηση A_{svp}/A_{sap} .

1 ^{ος} Όροφος	Τύποι Ανεπάρκειας			2 ^{ος} Όροφος	Τύποι Ανεπάρκειας			
	A/A	I	II		III	A/A	I	II
1		1,37	3,87	0,61	1	0,22	1,59	0,71
2		2,56	3,58	0,4	2	1,14	1,31	0,59
3		3,22	1,41	0,78	3	1,94	0	0
4		12,74	8,1	0,39	4	7,1	6,83	0,51
5		1,2	2,92	0,44	5	0	0,58	0,6
6		1,86	3,37	0,63	6	0,54	0,77	0,74
7		1,46	0	0,53	7	0,47	0	0,61
8		1,6	3,98	0	8	0,22	1,42	0
9		0	2,4	0	9	0	0,32	0
10		1,37	3,11	0,29	10	0,25	1,04	0,42
11		1,97	3,07	0,46	11	0	1	0,63
12		4,16	3,72	0	12	2,15	1,39	0
13		4,06	2,91	0	13	2,18	0,71	0
14		2,55	8,76	0,75	14	0,54	4,85	0
15		0	3,46	0,35	15	0	0,71	0,5
16		1,17	4,64	0	16	0	2,34	0
17		1,2	0	0,67	17	0	0,53	0,74
18		3,94	3,64	0,25	18	1,98	0,7	0,33
19		3,2	0	0	19	3,2	0	0
Μέσος Όρος		2,61	3,31	0,34	Μέσος Όρος	1,15	1,37	0,34
Ποσοστό Επάρκειας		10,53%	15,79%	31,58%	Ποσοστό Επάρκειας	31,58%	15,79%	42,11%

Πίνακας 5,α: Ανεπάρκειες Δοκών

Συμβολισμοί: Επάρκεια = E, Ανεπάρκεια = A

1 ^{ος} Όροφος			2 ^{ος} Όροφος		
A/A	Κάμψη	Διάτμηση	A/A	Κάμψη	Διάτμηση
1	A	E	1	A	A
2	A	E	2	A	A
3	A	E	3	A	E
4	A	E	4	A	E
5	A	E	5	A	E
6	A	E	6	A	E
7	A	A	7	A	A
8	A	E	8	A	A
9	A	E	9	A	E
10	A	E	10	A	E
11	A	E	11	A	A
12	A	E	12	A	E
13	A	E	13	A	A
14	A	E	14	A	A
15	A	E	15	A	A
16	A	A	16	A	A
Ποσοστό Επάρκειας	0%	87,50%	Ποσοστό Επάρκειας	0%	43,75%

Πίνακας 5,β: Ανεπάρκειες Υποστυλωμάτων

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης μας έδειξαν ότι υπάρχουν πάρα πολλές καμπτικές και διατμητικές ανεπάρκειες στα πιο πολλά δομικά στοιχεία της κατασκευής.

Στις δοκούς υπάρχει μεγάλη έλλειψη διαμήκους οπλισμού τόσο στις στηρίξεις, όσο και στα ανοίγματα. Στον 1^ο όροφο οι ελλείψεις είναι μεγαλύτερες όπως αναμενόταν, αφού αυτός είναι που καταπονείται περισσότερο από το σεισμό. Ο σεισμός αντιστρέφει πολλές φορές την φορά των πρόσημων των ροπών και από θετικές στο άνοιγμα τις αλλάζει σε αρνητικές και στις στηρίξεις το αντίθετο. Ο οπλισμός που έχουν οι δοκοί στα ανοίγματα επάνω αποδεικνύεται πολύ λίγος για τον σεισμό σχεδιασμού αφού από τις 38 δοκούς σε κάθε όροφο, μόνο **6 επαρκούν** σε αρνητικές ροπές στο άνοιγμα. Πιο συγκεκριμένα στον 1^ο όροφο υπάρχει μέσος όρος ελλείμματος οπλισμού **3.31 cm²** και στον 2^ο **1.37 cm²**. Πιο εύρωτη δοκός φαίνεται να είναι και στους δύο ορόφους η **Δ4** αφού έχει τεράστιες ελλείψεις **8.1 cm²** και **6.83 cm²**, αντίστοιχα. Όσον αφορά τις θετικές ροπές σε στηρίξεις, ο διαμήκης οπλισμός που φτάνει από τα ανοίγματα είναι πολύ λίγος για να παραλάβει το σεισμικό φορτίο. Από τις 38 δοκούς μόνο στις **5 επαρκεί** αυτός ο οπλισμός. Στον 1^ο υπάρχει μέσος όρος ελλείμματος οπλισμού **2.61 cm²** και στον 2^ο **1.15 cm²**, ενώ πάλι η πιο εύρωτη δοκός αποδεικνύεται η **Δ4**. Αρκετά μεγάλο πρόβλημα παρουσιάζεται για διάτμηση στις δοκούς αφού ο εγκάρσιος οπλισμός Φ8/300 που υπάρχει σε όλες δεν επαρκεί. Πιο συγκεκριμένα **επαρκούν** σε διάτμηση **14** από τις 38 δοκούς. Η ανεπάρκεια εκφράζεται σαν λόγο ελλείμματος του υπάρχοντος οπλισμού προς τον απαιτούμενο, και στους δύο ορόφους είναι **0.34**.

Σε όλα τα υποστυλώματα και των δύο ορόφων υπάρχουν καμπτικές **ανεπάρκειες** οι οποίες δεν ποσοτικοποιούνται όπως στις δοκούς σαν έλλειμμα οπλισμού λόγω της πιο πολύπλοκης εντατικής τους κατάστασης, αφού καταπονούνται σε διαξονική κάμψη. Όσον αφορά την διάτμηση οι ελλείψεις είναι λιγότερες στον 1^ο, αφού **επαρκούν 14** από τα 16. Στον δεύτερο είναι πιο πολλές αφού **επαρκούν 7** από τα 16.

2.4 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (m)

Η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα, εκτιμάται μέσω των δεικτών (m). Στην στάθμη επιτελεστικότητας (B), «Προστασία ζωής», ο φέρων οργανισμός επιτρέπεται να αναπτύξει σημαντικές μετελαστικές παραμορφώσεις, αλλά πρέπει να διαθέτει επαρκή και αξιόπιστα περιθώρια έναντι ενδεχόμενης εξάντλησης των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας. Επειδή η ανάλυση είναι ελαστική, η γενική ανίσωση ασφαλείας, ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών ως εξής:

α) Για πλαστικούς τρόπους αστοχίας, ελέγχεται η ανίσωση (4), §9.3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1]:

$$S_d = S_G + S_E/m < R_d \quad (5)$$

S_G : εντατικό μέγεθος για τις δράσεις βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού,

S_E : εντατικό μέγεθος για την σεισμική δράση από την (ελαστική) ανάλυση,

R_d : τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους εντατικών μεγεθών, υπολογιζόμενη με τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

$m = \delta_d/\delta_y$, σύμφωνα με την §4.7.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1]

δ_d : η παραμόρφωση σχεδιασμού, όπου ως δ_d χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής θ_d

Τα μεγέθη θ_u , θ_y που απαιτούνται για τον προσδιορισμό του δείκτη (m) έχουν υπολογιστεί για όλα τα δομικά στοιχεία με βάσει της εξισώσεως του παραρτήματος 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

β) Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, ο έλεγχος της γενικής ανίσωσης ασφαλείας, γίνεται αντίστοιχα με την ανάλυση με τον καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q:

R_d = τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους εντατικών μεγεθών, υπολογιζόμενη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με συντελεστές ασφαλείας υλικού γ_m .

S_d = εντατικό μέγεθος που προκύπτει με βάση τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού και την ισορροπία του στοιχείου, όταν στις πλαστικές περιοχές που το επηρεάζουν αναπτύσσεται η υπεραντοχή τους, $\gamma_{Rd} \cdot R_d$.

2.4.1 ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΒΑΣΗΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ m

Εφόσον η ανάλυση γίνεται με την μέθοδο των επιμέρους δεικτών συμπεριφοράς m η τέμνουσα βάσης σε κάθε διεύθυνση του κτιρίου θα υπολογίζεται κατά τρόπον ώστε να προσεγγίζονται με επαρκή ακρίβεια οι μετακινήσεις, λαμβανομένης υπόψη (i) της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων και (ii) του ρόλου των ανώτερων ιδιομορφών.

Για την εφαρμογή αυτής της απαίτησης όταν δεν υιοθετούνται ακριβέστερες προσεγγίσεις, είναι δυνατή η χρησιμοποίηση της ακόλουθης σχέσης για τον υπολογισμό της τέμνουσας βάσης, Εξ. 5.3, ΚΑΝ.ΕΠΕ [1] : $V = C_1 C_m \Phi_e W$ (6)

C_1 : Συντελεστής που συσχετίζει την αναμενόμενη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από γραμμική ελαστική ανάλυση. Για τη συγκεκριμένη εργασία $C=1.0$ για $T_0 \geq T_2$, αφού $T_0 = 0.57 \geq T_c = 0.50$, όπου T_c η τιμή στην οποία αρχίζει ο φθίνων κλάδος του φάσματος απόκρισης.

C_m : ο συντελεστής δράσεως μάζης (για συνεκτίμηση ανώτερων ιδιομορφών), που λαμβάνεται ίσος με **0.85**.

Φ_e : η φασματική επιτάχυνση του ελαστικού φάσματος που αντιστοιχεί σε ιδιοπερίοδο T_0 σε κάθε κύρια διεύθυνση.

W : το βάρος που αντιστοιχεί στην συνολικά ταλαντευόμενη μάζα της κατασκευής.

Η κατανομή των σεισμικών φορτίων γίνεται σύμφωνα με την Εξ.Σ5.4, ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1]:

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_j m_j \cdot z_j} \quad (7)$$

z_i : η απόσταση της στάθμης i από τη βάση και $V_o = C_1 C_m \Phi_e W$.

2.4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ m

Στους πιο κάτω (Πιν. 6) παραθέτονται οι ανεπάρκειες των δομικών στοιχείων σε κάμψη και διάτμηση με την μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m με τους συμβολισμούς να είναι οι ίδιοι με την μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς.

1 ^{ος} Όροφος	Τύποι Ανεπάρκειας			2 ^{ος} Όροφος	Τύποι Ανεπάρκειας		
	A/A	I	II		III	A/A	I
1	0	0	0,61	1	0	0	0,71
2	0,25	0	0,4	2	0	0	0,59
3	0	0	0,78	3	0	0	0
4	0,06	0	0,39	4	0	0	0,51
5	0	0	0,44	5	0	0	0,6
6	0	0	0,63	6	0	0	0,74
7	0	0	0,53	7	0	0	0,61
8	0	0	0	8	0	0	0
9	0	0	0	9	0	0	0
10	0	0	0,29	10	0	0	0,42
11	0	0	0,46	11	0	0	0,63
12	0,28	0	0	12	0	0	0
13	1,05	0	0	13	0,22	0	0
14	0	0	0,75	14	0	0	0
15	0	0	0,35	15	0	0	0,5
16	0	1,97	0	16	0	0,37	0
17	0	0	0,67	17	0	0	0,74
18	1,79	0	0,25	18	0,53	0	0,33
19	2,36	0	0	19	2,36	0	0
Μέσος Όρος	0,30	0,10	0,34	Μέσος Όρος	0,16	0,02	0,34
Ποσοστό Επάρκειας	68,42%	94,74%	31,58%	Ποσοστό Επάρκειας	84,21%	94,74%	42,11%

Πίνακας 6,α: Ανεπάρκειες Δοκών

1 ^{ος} Όροφος			2 ^{ος} Όροφος		
A/A	Κάμψη	Διάτμηση	A/A	Κάμψη	Διάτμηση
1	E	E	1	E	E
2	E	E	2	E	A
3	E	E	3	E	E
4	E	A	4	E	E
5	E	E	5	E	A
6	E	E	6	E	E
7	E	A	7	E	E
8	E	E	8	E	A
9	E	E	9	E	E
10	A	E	10	E	A
11	E	A	11	E	A
12	A	E	12	E	E
13	E	A	13	E	A
14	E	A	14	E	A

15	E	E	15	E	A
16	E	A	16	E	A
Ποσοστό Επάρκειας	87,50%	62,50%	Ποσοστό Επάρκειας	100%	43,75%

Πίνακας 6,β: Ανεπάρκειες Υποστυλωμάτων

Στις δοκούς φαίνεται ότι οι διατμητικές ανεπάρκειες είναι πιο πολλές σε σχέση με τις καμπτικές. Για αρνητική ροπή στο άνοιγμα **επαρκούν 36** από τις 38 δοκούς, ενώ ο μέσος όρος υπολειπόμενου διαμήκους οπλισμού είναι πολύ μικρός, **0.10 cm²** στον 1^ο και **0.02 cm²** και 2^ο όροφο αντίστοιχα. Για θετικές ροπές στις στηρίξεις **επαρκούν 28** από τις 38 δοκούς, ενώ ο μέσος όρος υπολειπόμενου οπλισμού είναι και εδώ αρκετά μικρός, **0.30 cm²** στον 1^ο και **0.16 cm²** στο 2^ο όροφο αντίστοιχα. Για διατμητικές αστοχίες υπάρχει αρκετά μεγάλο έλλειμμα εγκάρσιου οπλισμού. Από τις 38 δοκούς **επαρκούν** μόνο οι **14**, με μέσο όρο λόγω ελλείμματος οπλισμού **0.34** και για τους δύο ορόφους.

Στα υποστυλώματα δεν φαίνεται να υπάρχει μεγάλο πρόβλημα σε κάμψη, αφού από τα 32 **επαρκούν τα 30**, ενώ τα 2 που δεν επαρκούν βρίσκονται στον 1^ο όροφο. Περισσότερο πρόβλημα υπάρχει στη διάτμηση ειδικότερα στο δεύτερο όροφο. Στον 1^ο όροφο **επαρκούν τα 10** από τα 16, ενώ στο 2^ο όροφο επαρκούν μόνο τα **7** από τα 16.

2.5 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ (PUSHOVER)

2.5.1 ΒΑΣΙΚΟΤΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:

Το προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει ώσπου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, που κατά κανόνα χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης χαρακτηριστικού του σημείου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Στην πρακτική εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η χάραξη της καμπύλης αντίστασης μέχρι ένα σημείο που αντιστοιχεί σε μετακίνηση κατά τι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη.

Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.

2.5.2 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Η ανελαστική στατική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι σ' αυτήν την περίπτωση θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση. Σε αυτή την περίπτωση επιτρέπεται αύξηση κατά 25% των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου στη δυναμική ελαστική ανάλυση (δείκτης q και δείκτες m αντίστοιχα)

2.5.3 ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ δ_i

Η στοχευόμενη μετακίνηση (δ_i) του κόμβου ελέγχου υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ5.8) [1] :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) \Phi_e \quad (8)$$

T_e : η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου στη διεύθυνση που μελετάται.

Φ_e : η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο του κτιρίου T_e στη διεύθυνση που μελετάται.

C_0 : συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα, με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστο-πλαστικά αποκρινόμενου φορέα.

C_1 : συντελεστής που ορίστηκε πιο πάνω κατά την μέθοδο m.

C_2 : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα Σ5.1.

C_3 : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη αύξηση μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως.

Κατά την παρούσα εργασία οι πιο πάνω συντελεστές θεωρήθηκαν:

$C_0 = 1.3$, $C_1 = 1.0$, $C_2 = 1.1$, $C_3 = 1.0$ σύμφωνα με την §5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1]

2.5.4 ΈΛΕΓΧΟΙ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

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

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1] §9.3.1 η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται ως εξής:

α) Για πλάστιμους τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών με:

S_d : παραμορφωσιακό μέγεθος δ (γωνία στροφής θ , καμπυλότητα $1/r$ κ.α.) από την ανάλυση

R_d : τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, όχι μεγαλύτερη της αναμενόμενης οριακής παραμόρφωσης, δ_u . Η R_d υπολογίζεται με βάση τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με κατάλληλο συντελεστή ασφάλειας γ_{Rd} . Στη συγκεκριμένη περίπτωση, ως μέγεθος ελέγχου θα χρησιμοποιηθεί η γωνία στροφής θ , ενώ για τον υπολογισμό των θ_y και θ_u χρησιμοποιούνται οι ακριβείς αναλυτικές σχέσεις του Κεφ. 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1]

Σε πρωτεύοντα στοιχεία, η τιμή της R_d για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» μπορεί να υπολογισθεί ως: $R_d = \delta_d = 0.5 (\delta_y + \delta_u) / \gamma_{Rd}$

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

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

S_d : εντατικό μέγεθος από την ανελαστική ανάλυση

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

2.5.5 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών κατανομών φορτίων.

Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για την ανελαστική ανάλυση διαθέτει **τριγωνική** κατανομή και **ομοιόμορφη** κατανομή σεισμικών φορτίων. Συνολικά έγιναν 16 αναλύσεις, 8 για κάθε κατανομή για να καλυφθούν όλοι οι πιθανοί σεισμικοί συνδυασμοί.

2.5.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSHOVER

Κατά την παρούσα εργασία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, γι' αυτό η ανελαστική ανάλυση Pushover συνδυάστηκε με μία **συμπληρωματική Δυναμική ανάλυση q** , στην οποία όμως ο **καθολικός δείκτης συμπεριφοράς προσαυξήθηκε κατά 25%**

($q=2.125$). Οι ανεπάρκειες στα δομικά στοιχεία της κατασκευής για τον συνδυασμό των δύο μεθόδων παραθέτονται στους πιο κάτω πίνακες (Πιν. 7) .

Στους πλαστικούς καμπτικούς τρόπους αστοχίας οι ανεπάρκειες φαίνονται σαν τον λόγο της επιτρεπόμενης στροφής χορδής προς την επιβαλλόμενη (θ_d/θ), ενώ για τους ψαθυρούς και διατμητικούς τρόπους αστοχίας φαίνονται όπως και στις προηγούμενες μεθόδους που αναλύθηκαν πιο πάνω. Όσα στοιχεία επαρκούν δεν παρουσιάστηκαν στα δεδομένα.

Δοκοί:

A/A	11	12	15	18	M.O.	Επάρκεια %
θ_d/θ	0.87	0.91	0.87	0.87	0.92	74.00

Πίνακας 7,α : Ανεπάρκειες σε Κάμψη (θ_d/θ) δοκών 1^{ου} ορόφου

A/A	1	4	6	11	14	18	M.O.	Επάρκεια %
$A_{sup}/A_{sap.}$	0.70	0.70	0.78	0.77	0.75	0.50	0.22	68.42

Πίνακας 7,β : Ανεπάρκειες σε Διάτμηση ($A_{sup}/A_{sap.}$) δοκών 1^{ου} ορόφου

A/A	2	3	12	13	18	19	M.O.	Επάρκεια %
A_{sup}	0.18	0.85	1.07	1.09	0.31	2.36	0.31	68.42

Πίνακας 7,γ : Καμπτικές Ανεπάρκειες σε αρνητικές Ροπές στο άνοιγμα ($A_{sup} \text{ cm}^2$) δοκών 2^{ου} ορόφου

A/A	2	3	12	13	18	M.O.	Επάρκεια %
A_{sup}	0.31	0.18	0.35	0.5	1.46	0.15	73.68

Πίνακας 7,δ : Καμπτικές Ανεπάρκειες σε θετικές Ροπές στη στήριξη ($A_{sup} \text{ cm}^2$) δοκών 2^{ου} ορόφου

- Σημειώνεται ότι όσον αφορά τις καμπτικές ανεπάρκειες των δοκών του δευτέρου ορόφου, αυτές προέκυψαν σε όρους εντατικών μεγεθών λόγω του ότι ήταν δυσμενέστερες για την Δυναμική ελαστική ανάλυση, η είχαν ψαθυρό τρόπο αστοχίας γι' αυτό και τα αποτελέσματα φαίνονται σαν ανεπάρκεια διαμήκους οπλισμού αντί το λόγο στροφών.

A/A	1	2	4	5	6	7	10	11	15	17	18	M.O.	Επ. %
$A_{sup}/A_{sap.}$	0.71	0.65	0.60	0.72	0.78	0.64	0.47	0.75	0.63	0.75	0.37	0.37	42.11

Πίνακας 7,ε : Ανεπάρκειες σε Διάτμηση ($A_{sup}/A_{sap.}$) δοκών 2^{ου} ορόφου

Υποστυλώματα:

A/A	4	10	11	12	Επάρκεια %
θ_d/θ	0.97	0.81	A	0.76	81.25

Πίνακας 7,στ : Ανεπάρκειες σε Κάμψη (θ_d/θ) Υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου

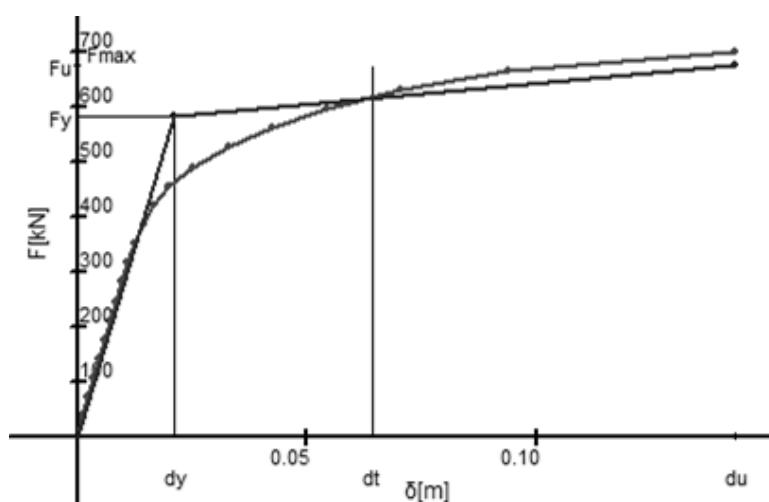
- Το A στο K11 συμβολίζει ανεπάρκεια αφού προέκυψε σε όρους εντατικών μεγεθών .

Στις δοκούς του πρώτου ορόφου δεν φαίνεται να υπάρχει μεγάλο πρόβλημα στην κάμψη, αφού μόνο **12** στις 16 **επαρκούν** με μέσο όρο λόγου επιτρεπόμενης στροφής χορδής προς την επιβαλλόμενη **0.92**. Στον δεύτερο όροφο παρουσιάζονται πιο πολλές καμπτικές ανεπάρκειες, αφού όπως φαίνεται προέκυψε δυσμενέστερη η δυναμική μέθοδος που συνδυάστηκε. Για αρνητικές ροπές στο άνοιγμα **επαρκούν 10** από τις 19 με μέσο όρο ελλείμματος οπλισμού **0.31 cm²**. Για θετικές ροπές στις στηρίξεις **επαρκούν 11** από τις 16 με μέσο όρο ελλείμματος οπλισμού **0.15 cm²**. Για διατμητικούς τρόπους αστοχίας υπάρχει πιο μεγάλο πρόβλημα

ειδικά στον 2^ο όροφο. Από τις 38 δοκούς **επαρκούν** μόνο οι **15**, με μέσο όρο λόγου υπολειπόμενου οπλισμού προς απαιτούμενο **0.30**.

Στα υποστυλώματα δεν υπάρχει μικρό πρόβλημα σε κάμψη σε κάποια υποστυλώματα του πρώτου ορόφου. Πιο συγκεκριμένα **επαρκούν 12** από τα 16 στον 1^ο, και στον 2^ο υπάρχει **σε όλα επάρκεια**. Στην διάτμηση δεν φαίνεται να υπάρχει κάποιο πρόβλημα, αφού υπάρχει διατμητική **επάρκεια σε όλα** τα υποστυλώματα των δύο ορόφων

Για παράδειγμα στο πιο κάτω (Σχήμα 4) φαίνεται το διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης – Μετατόπισης του κόμβου ελέγχου για την Τριγωνική κατανομή στη θετική διεύθυνση y. Διακρίνεται η μετατόπιση διαρροής, δ_y και η στοχευόμενη μετακίνηση, δ_t .



Σχήμα 4 : Διάγραμμα F – δ (+Y Τριγωνική)

Παρατηρούμε επίσης, τη διγραμμικοποίηση με τομή των δύο καμπυλών στο $0.6f_y$, κριτήριο αυτής να υπάρχουν ίσα εμβαδά κάτω από τις δύο καμπύλες. Σημειώνεται ότι το δ_t βρίσκεται στον ανελαστικό κλάδο της καμπύλης, μετά τη διαρροή και αρκετά πριν την κατάρρευση της κατασκευής. Η πλήρης κατάρρευση του φορέα συμβαίνει για τέμνουσα βάσης περίπου 700 KN.

2.6 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΜΕ ΣΥΝΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Παρακάτω (Πιν. 8,9,10) παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα των τριών αναλύσεων αποτίμησης, με συνεκτίμηση όμως και των τοιχοπληρώσεων, στην ακραία περίπτωση της απουσίας ανοιγμάτων σε αυτές. Αυτό γίνεται για να τονιστούν οι διαφορές στη δυσκαμψία του κτιρίου σε σχέση με τα προηγούμενα, παρόλο που η παρουσία των ανοιγμάτων είναι δυσμενέστερη περίπτωση.

2.6.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ q

1 ^{ος} Όροφος	Τύποι Ανεπάρκειας			2 ^{ος} Όροφος	Τύποι Ανεπάρκειας		
A/A	I	II	III	A/A	I	II	III
Μέσος Όρος	0,26	0,12	0,36	Μέσος Όρος	0,26	0,09	0,43
Ποσοστό Επάρκειας	73,68%	89,47%	42,11%	Ποσοστό Επάρκειας	73,68%	89,47%	42,11%

Πίνακας 8,α: Ανεπάρκειες Δοκών

1 ^{ος} Όροφος			2 ^{ος} Όροφος		
A/A	Κάμψη	Διάτμηση	A/A	Κάμψη	Διάτμηση
Ποσοστό Επάρκειας	56,25%	93,75%	Ποσοστό Επάρκειας	100%	93,75%

Πίνακας 8,β: Ανεπάρκειες Υποστυλωμάτων

2.6.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ m

1 ^{ος} Όροφος	Τύποι Ανεπάρκειας			2 ^{ος} Όροφος	Τύποι Ανεπάρκειας		
A/A	I	II	III	A/A	I	II	III
Μέσος Όρος	0,30	0,10	0,35	Μέσος Όρος	0,12	0,00	0,36
Ποσοστό Επάρκειας	68,42%	94,74%	36,84%	Ποσοστό Επάρκειας	94,84%	100%	42,11%

Πίνακας 8,α: Ανεπάρκειες Δοκών

1 ^{ος} Όροφος			2 ^{ος} Όροφος		
A/A	Κάμψη	Διάτμηση	A/A	Κάμψη	Διάτμηση
Ποσοστό Επάρκειας	100%	93,75%	Ποσοστό Επάρκειας	100%	93,75%

Πίνακας 9,β: Ανεπάρκειες Υποστυλωμάτων

2.6.3 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER

1 ^{ος} Όροφος	Τύποι Ανεπάρκειας			2 ^{ος} Όροφος	Τύποι Ανεπάρκειας		
A/A	I	II	III	A/A	I	II	III
Μέσος Όρος	0,01	0,03	0,40	Μέσος Όρος	0,00	0,02	0,37
Ποσοστό Επάρκειας	94,74%	89,47%	42,11%	Ποσοστό Επάρκειας	100%	89,47%	47,37%

Πίνακας 10,α: Ανεπάρκειες Δοκών

1 ^{ος} Όροφος			2 ^{ος} Όροφος		
A/A	Κάμψη	Διάτμηση	A/A	Κάμψη	Διάτμηση
Ποσοστό Επάρκειας	100%	100%	Ποσοστό Επάρκειας	100%	100%

Πίνακας 10,β : Ανεπάρκειες Υποστυλωμάτων

2.6.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΑΡΟΥΣΙΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα για την ανάλυση με την παρουσία τοιχοπληρώσεων, αυτές έχουν εν γένει θετική επιρροή στην κατασκευή. Για παράδειγμα θα συγκριθούν τα αποτελέσματα της ελαστικής μεθόδου q για τις δύο περιπτώσεις. Σε **όλα** τα υποστυλώματα υπήρχε χωρίς τοιχοπληρώσεις **ανεπάρκεια** για κάμψη, ενώ με παρουσία τους υπήρχε **επάρκεια** σε **όλα** του 2^{ου} ορόφου και του 1^{ου} **επάρκεια** στα **9** από τα **16**. Το ίδιο ισχύει και για την διάτμηση σε αυτά, αφού από **21** που επαρκούσαν αυξήθηκαν σε **30** από τα 32. Στις δοκούς υπήρξαν σημαντικές μειώσεις στα ελλείμματα διαμήκους οπλισμού κάμψης. Για θετικές ροπές στις στηρίξεις υπήρξε μείωση του μέσου όρου από **3.31** σε **0.12 cm²**. Για αρνητικές ροπές στο άνοιγμα υπήρξε μείωση από **2.61** σε **0.26 cm²**. Τέλος όσον αφορά τις δοκούς σε διάτμηση εδώ υπήρξε ελαφρώς δυσμενής επιρροή των τοιχοπληρώσεων. Ο αριθμός των δοκών που αστοχούσαν σε διάτμηση χωρίς τις τοιχοπληρώσεις έμεινε ο ίδιος, όμως ο μέσος όρος του λόγου ανεπάρκειών του οπλισμού αυξήθηκε από **0.34** σε **0.40**. Τέλος

από την ιδιομορφική ανάλυση παρατηρούμε ότι η συνεισφορά των θεμελιωδών ιδιοπεριόδων της κάθε διεύθυνσης αυξήθηκε αρκετά, ενώ η συνεισφορά της στρεπτικής μειώθηκε από **28%** σε **12%**.

3. ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

Η επιλογή στρατηγικής επέμβασης είναι ένα θέμα πολύ δύσκολο για το μελετητή και συγχρόνως αρκετά χρονοβόρο. Οι επιλογές που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι αρκετές και εναπόκειται στην κρίση και την εμπειρία του μηχανικού σε ποια από αυτές θα προχωρήσει. Η διαδικασία αυτή απαιτεί αρκετές επαναληπτικές χρονοβόρες αναλύσεις έτσι ώστε να προκύψει μια τελική λύση, η οποία να πληρεί όλες τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και συγχρόνως να είναι όσο πιο οικονομική γίνεται. Στην παρούσα εργασία ακολουθήθηκαν δύο στρατηγικές επεμβάσεων: (1) Προσθήκη καθολικών και δίπλευρων μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα στα υποστυλώματα και ενίσχυση των δοκών με στρώσεις ινοπλισμένων πολυμερών (FRP), (2) Προσθήκη Πρόσθετων Τοιχωμάτων από Ο/Σ. Ο ανασχεδιασμός του κτιρίου έγινε με βάση την δυσμενέστερη από τις δύο περιπτώσεις που εξετάστηκαν και βρέθηκαν περισσότερες ανεπάρκειες, δηλαδή αυτήν που δεν έγινε συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων.

Κατά την §4.6.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιτρέπεται η χρήση διαφορετικών τιμών, μεγαλύτερων q' ανασχεδιασμού από αυτόν που έχει χρησιμοποιηθεί στην αποτίμηση. Στη μέθοδο ενίσχυσης με μανδύες δεν έγινε προσαύξηση του q' αφού, δεν προστέθηκαν νέα κατακόρυφα στοιχεία, παραμόνο ενίσχυση των υφισταμένων ($q' = 1.7$). Αντίθετα, στη μέθοδο ενίσχυσης με προσθήκη νέων τοιχωμάτων χρησιμοποιήθηκε τιμή του q' κατά τους σύγχρονους κανονισμούς. Αυτό έγινε με βάση του κριτηρίου ότι υπάρχουν τουλάχιστον δύο μη συνεπίπεδα και σταθερά καθ' ύψος τοιχώματα προς δύο κάθετες μεταξύ τους κατευθύνσεις. Επιλέχθηκε, λοιπόν, τιμή $q' = 3.5$.

3.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΚΑΙ FRP

3.1.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΑΙΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ, q

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της αποτίμησης υπήρχαν καμπτικές ανεπάρκειες σε όλα τα υποστυλώματα της κατασκευής και διατμητικές στα πιο πολλά. Με βάση, λοιπόν, τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης αρχικά αποφασίστηκε να ενισχυθούν αυτά με τις μεγαλύτερες ανεπάρκειες, στη συνέχεια έγινε ξανά προκαταρκτική και έπειτα ελαστική δυναμική ανάλυση για τον ανασχεδιασμένο φορέα. Έτσι προέκυψαν νέες ανεπάρκειες λιγότερες από τις προηγούμενες. Ακολούθησαν διαδοχικές επαναλήψεις αυτής της διαδικασίας μέχρι να προκύψει επάρκεια σε όλα τα υποστυλώματα. Αυτό έγινε για να βρεθεί **η καλύτερη, δυνατή λύση** που να αποτρέπει την αλόγιστη ενίσχυση όλων των υποστυλωμάτων. Τελικά, ενισχύθηκαν **13** υποστυλώματα στον 1^ο και **10** στο 2^ο όροφο.

Σχεδόν σε όλες τις δοκούς υπήρχαν μεγάλες καμπτικές και διατμητικές ανεπάρκειες σε στηρίξεις και ανοίγματα στον αρχικό φορέα. Παρόλα αυτά δεν έγινε ενίσχυση τους με βάση τον αρχικό φορέα, αφού μετά την ενίσχυση των υποστυλωμάτων ακολούθησε αλλαγή στη δυσκαμψία με αποτέλεσμα την ανακατανομή των εντάσεων στα δομικά στοιχεία. Αυτές ήταν και οι τελικές εντάσεις στο φορέα, αφού **μετά την ενίσχυση με FRP δε σημειώνεται ανακατανομή των εντάσεων**, αφού είναι πολύ ελαφριά σε σχέση με το Ο/Σ και δουλεύουν παθητικά (ενεργοποιούνται μόνο κατά τη διάρκεια του σεισμού).

Τέλος παρατηρήθηκε ότι η δυσκαμψία του κτιρίου αυξήθηκε παρατηρώντας τις θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους σε κάθε διεύθυνση που ήταν $T = 0.57 \text{ sec}$ και στις δύο διευθύνσεις. Οι νέες ιδιοπεριόδοι είναι $T_x = 0.43 \text{ sec}$ και $T_y = 0.39 \text{ sec}$.

3.1.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ m

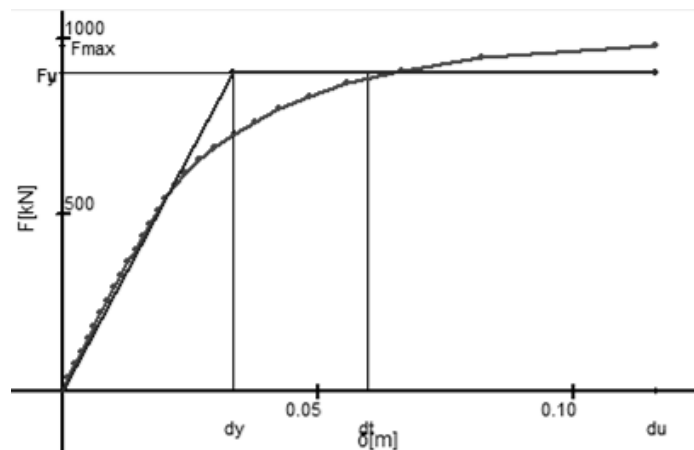
Παρατηρήθηκε από τα αποτελέσματα της ανάλυσης ότι υπήρχαν πιο **πολλές διατμητικές ανεπάρκειες** ειδικά στο 2^ο όροφο στα υποστυλώματα. Τα υποστυλώματα του 2^ο επαρκούσαν όλα σε κάμψη, ενώ μόνο δύο υποστυλώματα το 1^ο δεν επαρκούσαν. Το πρόβλημα που προέκυψε είναι ότι κάποια υποστυλώματα στο 2^ο που δεν επαρκούσαν σε διάτμηση ήταν διαφορετικά από αυτά στον 1^ο με αποτέλεσμα να χρειαστεί να ενισχυθούν και αυτά του 1^ο. Αυτό έγινε διότι δε γίνεται να μπει μανδύας Ο/Σ σε πιο πάνω όροφο, χωρίς να υπάρχει και στους πιο κάτω. Με τον ίδιο τρόπο όπως και στη Μέθοδο q, έγιναν διαδοχικές επαναλήψεις της ανάλυσης μέχρι να προκύψει επάρκεια όλων των υποστυλωμάτων.

Στις δοκούς υπήρχαν αρκετές ανεπάρκειες και με βάση τον τελικό ανασχεδιασμένο φορέα έγινε ενίσχυση τους με FRP όπου χρειάστηκε.

Παρατηρείται και εδώ αύξηση της δυσκαμψίας του ανασχεδιασμένου φορέα αφού οι νέες ιδιοπερίοδοι της κατασκευής είναι $T_x=0.44$ sec και $T_y=0.43$ sec.

3.1.3 ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSHOVER

Από την ανελαστική ανάλυση προέκυψαν **μόνο 4 υποστυλώματα στον 1^ο όροφο**, τα οποία δεν επαρκούσαν σε κάμψη. Σε αυτά έγινε ενίσχυση και προέκυψε πλήρης επάρκεια. Στη συνέχεια ακολούθησε ενίσχυση των δοκών με FRP, όπου χρειάστηκε. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται το αντίστοιχο διάγραμμα τέμνουσας βάσης - μετατόπισης του ανασχεδιασμένου φορέα για +Y Τριγωνική κατανομή. Από το παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 5) παρατηρούμε ότι η τέμνουσα βάσης κατά την κατάρρευση **αυξήθηκε από 700 KN σε 1000 KN**, αποτέλεσμα των ενισχύσεων που πραγματοποιήθηκαν.



Σχήμα 5: Διάγραμμα F – δ (+Y Τριγωνική)

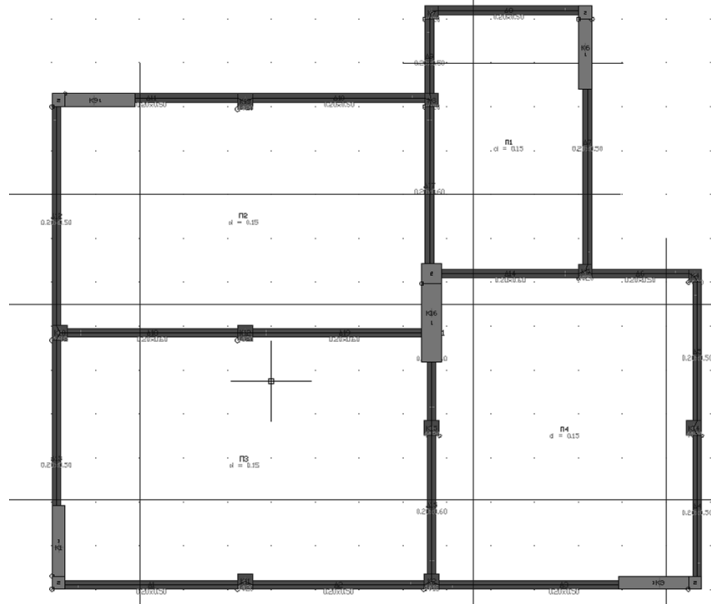
3.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΝΕΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ

Επιλέχθηκε να γίνει **προσθήκη 5 πρόσθετων τοιχωμάτων** τα οπλίστηκαν για να επαρκούν σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς ΕΑΚ/ΕΚΩΣ [2,6]. Τοποθετήθηκε ένα τοίχωμα σε κάθε γωνιά του κτιρίου, διαστάσεων **(1.60m x 0.30m)** και ένα στο κέντρο, διαστάσεων **(1.80m x 0.45m)**. Έτσι έγινε ανάλυση του κτιρίου με τις τρεις μεθόδους που αναλύθηκαν πιο πάνω για να συγκριθούν οι διαφορές ανεπάρκειες στα υφιστάμενα δομικά στοιχεία.

Οι δύο ελαστικές μέθοδοι έδωσαν τις ίδιες ακριβώς ανεπάρκειες οι οποίες ήταν ελάχιστες. Στα υποστυλώματα υπήρχαν δύο (**K9, K16**) στον 1^ο όροφο τα οποία δεν επαρκούσαν σε διάτμηση, ενώ τα υπόλοιπα επαρκούν. Όσον αφορά τις δοκούς στον 1^ο υπήρχαν δύο που ανεπαρκούσαν σε διάτμηση (**Δ7, Δ18**) και μία σε κάμψη (**Δ19**). Στις δοκούς του 2^ο, 3 ανεπαρκούσαν σε διάτμηση (**Δ7, Δ17, Δ18**) και μία σε κάμψη (**Δ19**).

Στην ανελαστική μέθοδο προέκυψε πλήρης τήρηση των κριτηρίων επιτελεστικότητας της μεθόδου.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η δυσκαμψία του φορέα αυξήθηκε σημαντικά με την προσθήκη των τοιχωμάτων. Αυτό φαίνεται από τις δύο θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους οι οποίες μειώθηκαν σε $T_x = 0.37 \text{ sec}$ και $T_y = 0.30 \text{ sec}$. Επίσης βελτιώθηκε αισθητά και η σεισμική απόκριση του κτιρίου αφού η συνεισφορά της μάζας στην στρεπτική ιδιομορφή **μειώθηκε από 28% σε 20%**. Στο πιο κάτω (Σχήμα 6) φαίνεται η κάτοψη των ορόφων του κτιρίου μετά την προσθήκη των τοιχωμάτων. Με γκριζό χρώμα φαίνονται τα τοιχώματα που προστέθηκαν.



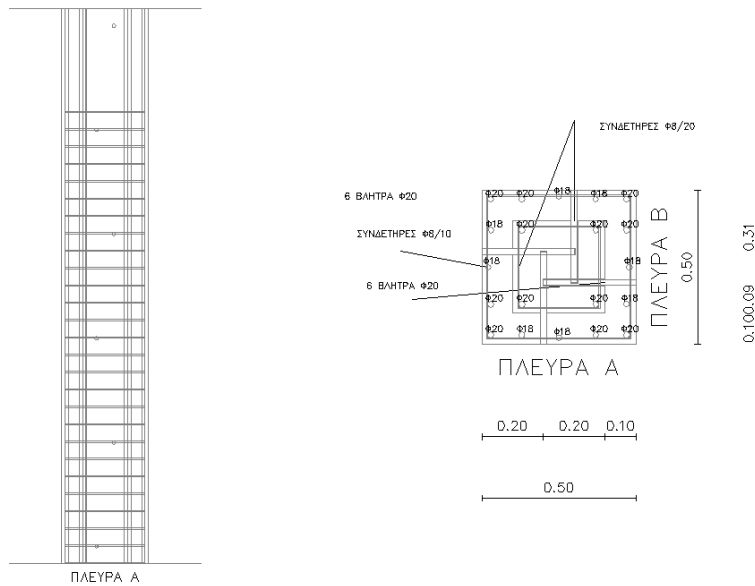
Σχήμα 6: Κάτοψη ορόφων μετά από την προσθήκη Τοιχωμάτων

4. ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

Ο υπολογισμός των ενισχύσεων έγινε με βάση τα κεφάλαια 6,7,8 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1] Πιο συγκεκριμένα όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι φαίνονται στο εγχειρίδιο χρήσης 3DR.STREN.ΚΑΝ.ΕΠΕ. [3,4] Στις πιο κάτω παραγράφους φαίνονται κάποιες σημαντικές λεπτομέρειες για τον τρόπο ενίσχυσης των δομικών μελών.

4.1 ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΑ

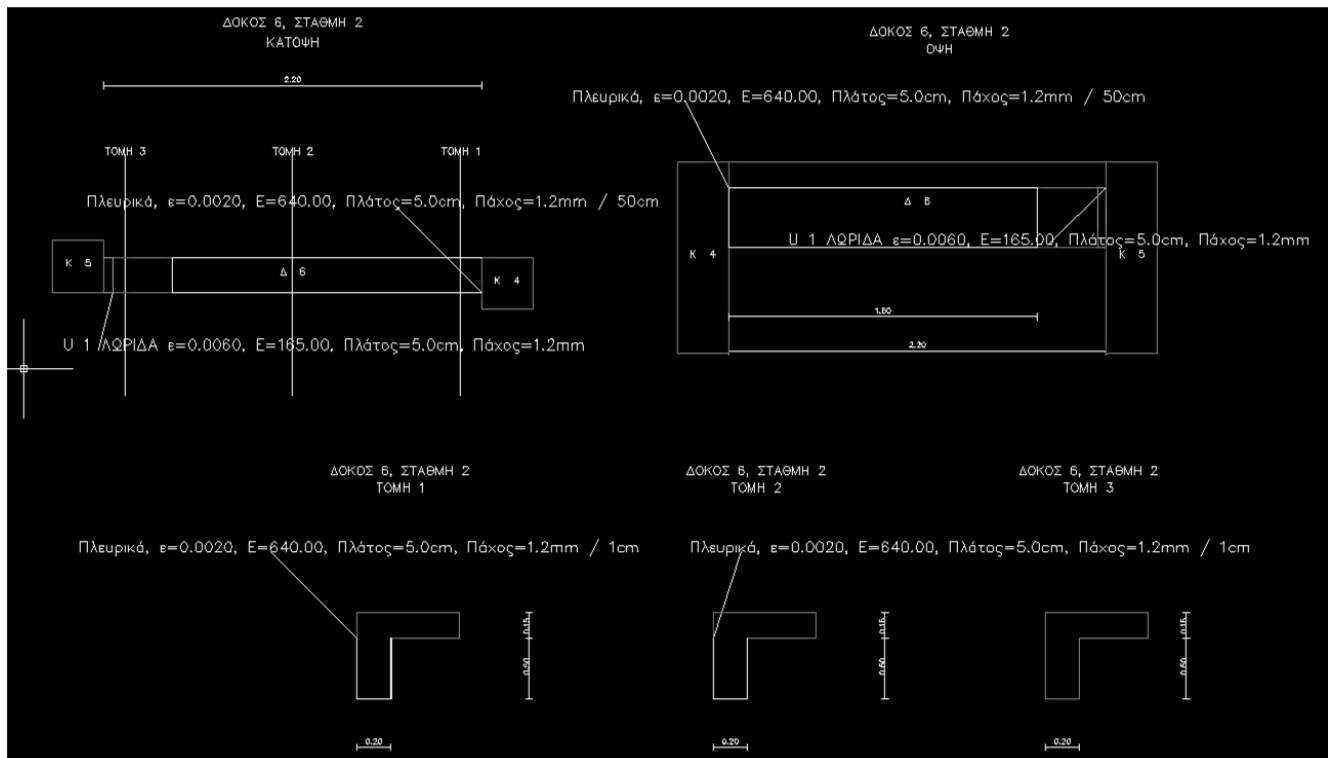
Στα υποστυλώματα τοποθετήθηκαν κυρίως καθολικοί (τετράπλευροι μανδύες) και σε κάποιες περιπτώσεις δίπλευροι. Οι διαμήκεις οπλισμοί των ενισχύσεων είναι $\Phi 20$. Η αγκύρωσή τους έγινε με δύο τρόπους: 1) σε περίπτωση όπου ο μανδύας συνεχίζει σε άλλον όροφο, η αγκύρωση γίνεται μέσω οπής στην πλάκα και μάτιση με τον οπλισμό του μανδύα του επόμενου ορόφου. 2) σε περίπτωση που ο μανδύας δε συνεχίζει στον επάνω όροφο, αλλά υπάρχει πρόσβαση και δυνατότητα εργασιών για τμήμα κοντά στο υποστυλώμα γίνονται οπές στην πλάκα στις θέσεις διαμήκων ράβδων. Τοποθέτηση διατομών Γ στην επάνω παρειά της πλάκας, έτσι που το κατακόρυφο σκέλος του Γ να βρίσκεται σε επαφή με τον οπλισμό που διέρχεται από τις οπές. Συγκόλληση του οπλισμού στο σκέλος του Γ . Οι συνδετήρες που τοποθετήθηκαν ήταν $\Phi 8/100$. Το πάχος στρώσεων του σκυροδέματος ήταν συνήθως 10 cm. Τέλος, για την μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ διεπιφάνειων παλαιού και νέου σκυροδέματος τοποθετήθηκαν τα απαραίτητα βλήτρα και άπαιες. Στο πιο κάτω (Σχήμα 7) φαίνεται το σχέδιο τομής κα όψης της ενίσχυσης του υποστυλώματος Κ1.



Σχήμα 7: Σχέδιο όψης και Τομής Ενίσχυσης υποστύλωματος

4.2 ΔΟΚΟΙ

Οι ενισχύσεις στις δοκούς έγιναν με FRP. Τα κύρια χαρακτηριστικά του υλικού που χρησιμοποιήθηκε είναι τα εξής: 1) Μέγιστη παραμόρφωση υλικού 0.006. 2) Λωρίδες των 5cm σε πολλές (αν απαιτείται) στρώσεις. 3) Πάχος λωρίδας 1.2mm. 4) Μέτρο ελαστικότητας 165 Gpa. 5) Μήκος αγκύρωσης με περιορισμούς για άνοιγμα και στήριξη. 6) Δεν τροποποιούνται ροπές αντοχής ή σχεδιασμού. Τέλος ελέγχεται αν μετά από πιθανή καταστροφή FRP αντέχει ο υπάρχων οπλισμός της δοκού για μόνιμα φορτία. Παρακάτω (Σχήμα 8) φαίνεται το σχέδιο κάτοψης, όψης και χαρακτηριστικών τομών ενίσχυσης της δοκού Δ6.



Σχήμα 8: Σχέδιο Κάτοψης, Όψης και Τομής Ενίσχυσης δοκού

5. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα η Μέθοδος q αποδεικνύεται η πιο συντηρητική μέθοδος από τις τρεις αφού προέκυψαν οι πιο πολλές ανεπάρκειες. Στη Μέθοδο m προκύπτουν λιγότερες ανεπάρκειες, ενώ η Μέθοδος Pushover δίνει τα ευμενέστερα αποτελέσματα. Αυτό είναι λογικό αφού η μέθοδος m δουλεύει με τις μέσες τιμές μείον μία τυπική απόκλιση και μεγαλύτερους συντελεστές γ_m , ενώ οι άλλες δύο με τις μέσες τιμές και με μικρότερο συντελεστή ασφαλείας γ_m .
- Η Μέθοδος q δίνει σε όλα τα υποστυλώματα καμπτικές ανεπάρκειες και κάποιες διατμητικές. Η Μέθοδος m δίνει πιο πολλές διατμητικές παρά καμπτικές, ενώ η Ανελαστική δίνει κάποιες ελάχιστες καμπτικές.
- Στις δοκούς, η Μέθοδος q δίνει πολύ μεγάλες ανεπάρκειες σε αρνητικές ροπές στο άνοιγμα και θετικές ροπές στη στήριξη ενώ οι άλλες δύο δίνουν αρκετά μικρότερες ανεπάρκειες. Όσον αφορά τη διάτμηση οι δύο Ελαστικές δίνουν ακριβώς τις ίδιες ανεπάρκειες. Αυτό γίνεται διότι στους ψαθυρούς τρόπους αστοχίας, όπως είναι οι διατμητικοί, η Μέθοδος m χρησιμοποιεί τον καθολικό συντελεστή συμπεριφοράς, q αντί τους διαθέσιμους δείκτες πλαστιμότητας. Αυτοί ήταν και οι μόνοι τρόποι αστοχίας στους οποίους η Μέθοδος Pushover έδειξε δυσμενέστερα αποτελέσματα.
- Όσον αφορά τις ενισχύσεις με μανδύες όπως αναμενόταν ήταν οι περισσότερες για τη Μέθοδο q, λιγότερες για τη Μέθοδο m και ακόμα πιο λίγες για τη Μέθοδο Pushover. Όσον αφορά τον ανασχεδιασμό με τοιχώματα και οι τρεις μέθοδοι εν γένει παρουσιάζουν επάρκεια των δομικών στοιχείων της κατασκευής.
- Η παρουσία των τοιχοπληρώσεων στην κατασκευή παρατηρήθηκε ότι έχει γενικά θετική επιρροή. Αυτό δικαιολογείται αφού οι ανεπάρκειες μειώθηκαν, ενώ μειώθηκε αρκετά και η ανεπιθύμητη συνεισφορά της στρεπτικής ιδιομορφής. Παρόλα αυτά, παρατηρήθηκε μία δυσμενής επιρροή των τοιχοπληρώσεων στις διατμητικές αστοχίες των δοκών, αφού οι ανεπάρκειες ήταν ελαφρώς μεγαλύτερες.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] “ΚΑΝ.ΕΠΕ”, 2013
- [2] “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός” ΕΑΚ (2000)
- [3] Παπαρησιτίδης Α., Βαδαλούκας Γ., “Έλεγχος υφιστάμενων κατασκευών σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)”, Σεμινάριο ΚΑΝ.ΕΠΕ, Χαλκίδα, 2009
- [4] 3DR.STREN-KANEΠE, Εγχειρίδιο Χρήσης
- [5] EC8-1
- [6] “Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος” ΕΚΩΣ (2000)