

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Ο.Σ ΚΑΙ ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕΣΩ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSH-OVER) ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑ

ΜΑΡΚΟΥ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η σεισμική αποτίμηση ενός θεωρητικού διωρόφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος με βάση το σχέδιο του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και η ενίσχυσή του με την τεχνική του "μεταλλικού κλωβού" και με τη μέθοδο των ινοπλισμένων πολυμερών (FRP). Κατόπιν γίνεται σύγκριση των δυο μεθόδων ενίσχυσης. Για την αποτίμηση του κτιρίου πριν και μετά από την ενίσχυση εφαρμόστηκε ανελαστική στατική ανάλυση με βάση τις μετακινήσεις. Η αποτίμηση του ενισχυμένου κτιρίου κρίνεται επιτυχής όταν η απαίτηση για μετακίνηση που θέτει το φάσμα σχεδιασμού (στοχευόμενη μετακίνηση) δεν ξεπερνά τη διαθέσιμη μετακίνηση του κτιρίου από την οποία επιτυγχάνεται η στάθμη επιτελεστικότητας "Προστασίας ζωής ενοίκων" όπως αυτή ορίζεται στο σχέδιο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα τελευταία χρόνια η ανάλυση στοιχείων μετά από σεισμούς κατέδειξε την ως επί το πλείστον αναγκαιότητα για ενίσχυση των κατασκευών λόγω των εκτεταμένων βλαβών που μπορεί να προκαλέσει σε αυτές ένας σεισμός. Ωστόσο πολλές φορές η εξασφάλιση αντοχής και δυσκαμψίας σε μια κατασκευή δεν αποτελεί πάντα αντισεισμική εφεδρεία και πηγή σεισμικής υπεραντοχής. Αντίθετα η ικανότητα παραμόρφωσης μιας κατασκευής πολλές φορές είναι πιο κρίσιμη. Στο υπό μελέτη κτίριο η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία του κτιρίου όταν αυτό υπόκειται σε μια σεισμική δράση επιτυγχάνεται μέσω της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, η οποία μπορεί να μας δώσει μια ολοκληρωμένη εικόνα για την τρωτότητα του κτιρίου. Γίνεται λοιπόν προσπάθεια να προσδώσουμε σε αυτό πλαστιμότητα με τη μορφή εξωτερικής περίσφιξης είτε μέσω γωνιακών ελασμάτων και μεταλλικών λαμών είτε μέσω μανδύα από ινοπλισμένα πολυμερή.

Για την επίλυση του μαθηματικού προσομοιώματος του υπό μελέτη κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 v.9.0.3. Σε αυτό εισαχθήκανε οι διαθέσιμες τιμές γωνίας στροφής πλαστικής άρθρωσης $\theta_{u,pl}$ σύμφωνα με τις συστάσεις του σχεδίου ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τα όρια στις στάθμες επιτελεστικότητας (Σ.Ε) "Άμεσης χρήσης μετά τον σεισμό, Προστασίας ζωής των ενοίκων, Αποφυγή οίονει κατάρρευσης" υπολογίστηκαν με βάση το σχέδιο ΚΑΝ.ΕΠΕ σε όρους στροφής πλαστικών αρθρώσεων.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το κτίριο όπως αναφέρθηκε είναι απο Ο/Σ διάροφο με ύψος ορόφου 3 m , δυο ανοίγματα 5 m το καθένα στη x-διεύθυνση και ένα άνοιγμα 5m στη y-διεύθυνση. Υποθέτουμε ότι έχει διαστασιολογηθεί με τις απαιτήσεις του κανονισμού του 1959 , ενώ οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες των μελών είναι χαρακτηριστικές εκείνης της περιόδου. Οι διαστάσεις των μελών και οι οπλισμοί περιγράφονται παρακάτω:

Δοκοί:

- Μορφή πλακοδοκού με 25/50 , $b_{eff}=1.25$ m
- Οπλισμοί: 2Φ16+ 2Φ12 άνω και 2Φ12 κάτω για τις περιμετρικές διατομές του κτιρίου, ΣΦ8/200
- Οπλισμοί: 5Φ16+ 2Φ12 άνω και 2Φ12 κάτω για τις κεντρικές διατομές του κτιρίου, ΣΦ8/200

Υποστυλώματα:

- Διαστάσεις 30x40 για τα περιμετρικά υποστυλώματα του κτιρίου
- Διαστάσεις 25x50 για τα κεντρικά υποστυλώματα του κτιρίου
- Οπλισμοί: 6Φ14 και 6Φ16 για τα υποστυλώματα με διάσταση 30x40 και 25x50 αντίστοιχα , ΣΦ8/200

Πλάκα:

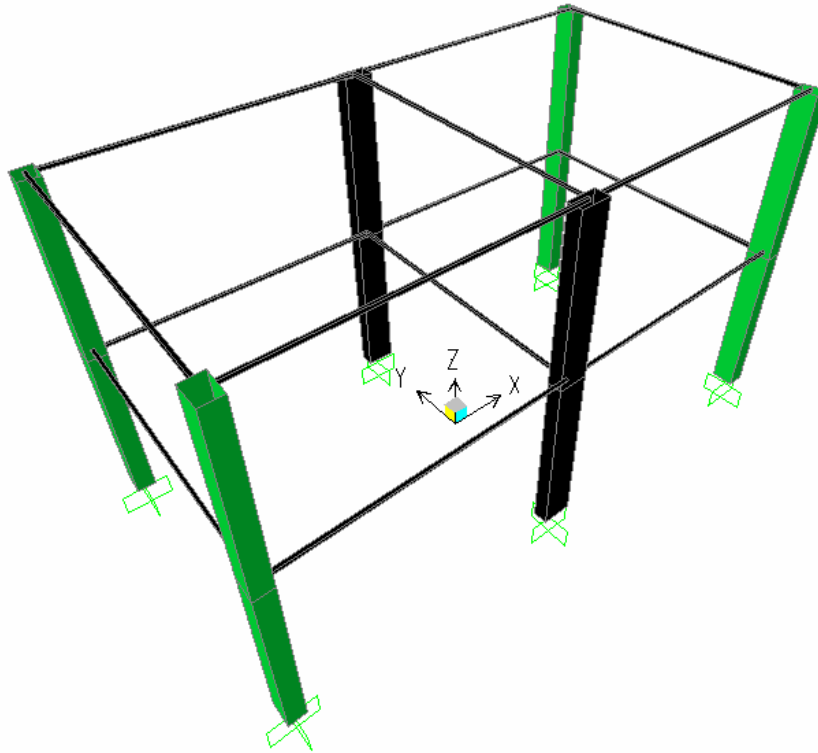
- $h_f=0.15$ m , Οπλισμός: Φ8/15

Υλικά:

- Διαμήκεις οπλισμοί: S220
- Συνδετήρες: S220
- Σκυρόδεμα: C12
- $E_c=27.021$ Gra

Ως μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος θεωρήθηκε η τιμή $f_c=20$ MPa. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος υπολογίστηκε από τη σχέση $E_c=11000f_c^{0.3}$, σχέση που προτείνει ο EC2. Τα παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά για το απερίσφικτο σκυρόδεμα θεωρήθηκαν όπως αυτά ορίζονται από τον ΕΚΩΣ 2000 ,δηλαδή ως ομοιόμορφη βράχυνση διαρροής του σκυροδέματος $\epsilon_{co}=0.2\%$ και ως ομοιόμορφη βράχυνση αστοχίας $\epsilon_{cu}=0.0035$. Για τον χάλυβα θεωρήθηκε ως μέση τιμή του ορίου διαρροής $f_y=253$ MPa και $E_s=200$ Gra.

Το υπό εξεταζόμενο κτίριο φαίνεται στο σχήμα 1



Σχήμα 1: Υπο μελέτη κτίριο

3. ΠΡΟΣΟΜΕΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ-ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

3.1 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

- Θεωρήθηκε διαφραγματική λειτουργία της πλάκας κάθε ορόφου
- Το φορτίο των πλακών είναι ίσο με $G=1 \text{ KN/m}^2$ και $Q=2 \text{ KN/m}^2$
- Παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών με μάζες υπολογισμένες για το συνδυασμό $G+0.3Q$
- Θεωρήθηκε ότι οι συνδετήρες δεν προσφέρουν τις απαιτούμενες συνθήκες περίσφιξης

3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ

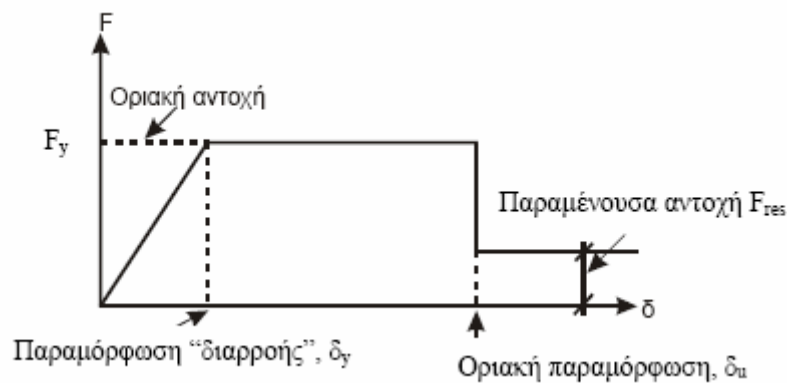
Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομειώθηκαν με οριζόντια και κατακόρυφα γραμμικά στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας στα άκρα. Για τα στοιχεία αυτά εισήχθησαν ανελαστικά διαγράμματα ροπής-πλαστικής γωνίας στροφής χορδής (θ_{pl}). Ως ενεργός δυσκαμψία των στοιχείων αυτών λήφθηκε^[4]:

$$(EI)_{ef} = \frac{M_y}{3\theta_y} L_s$$

όπου M_y η ροπή διαρροής, L_s το μήκος διάτμησης του κάθε μέλους όπου για τα υποστυλώματα θεωρήθηκε ίσο με το μισό του ύψους τους και για τα δοκάρια ίσο με το μισό του μήκους τους και θ_y η γωνία στροφής χορδής στη διαρροή. Επειδή για τα δοκάρια η παραπάνω σχέση δίνει διαφορετικές τιμές για θετική ή για αρνητική κάμψη χρησιμοποιήθηκε ο μέσος όρος των δύο άκρων και για τα δύο πρόσημα της κάμψης. Για τα υποστυλώματα οι υπολογισθείσες ενεργές δυσκαμψίες κυμαίνονταν μεταξύ των τιμών 3760.19-6401.51 KNm^2 , ενώ για τα δοκάρια μεταξύ των τιμών 8467.31-12973.75 KNm^2 .

3.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το προσομοίωμα που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της ικανότητας των δομικών μελών είναι σε όρους ροπής- γωνίας πλαστικής άρθρωσης, όπως φαίνεται και από το σχήμα 2 σύμφωνα με το σχέδιο ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Σχήμα 2: Προσομοίωμα υπολογισμού ικανότητας δομικών μελών ^[6]

Η F εκφράζεται σε όρους ροπών, οπότε είναι $F_y = M_y = M_u$ και η παραμόρφωση δ σε όρους στροφής θ . Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος ορίζεται ως τη διαρροή του στοιχείου όπου και ορίζεται η γωνία στροφής χορδής στη διαρροή θ_y . Το διάγραμμα αυτό θεωρείται ως ελαστικό-τελείως πλαστικό της παραμόρφωσης στη διαρροή θ_y και λαμβάνει υπόψη του όλες τις παραμορφώσεις κατά την διαρροή του στοιχείου.

Ο υπολογισμός των διαθέσιμων τιμών γωνιών στροφής χορδής στη διαρροή και πλαστικής γωνίας στροφής χορδής έγινε μέσω του προγράμματος Excel. Η τιμή της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή δίνεται (Fardis and Biskinis, 2003) ^[4]:

Αποτίμηση διωρόφου κτιρίου Ο.Σ και προτεινόμενη μέθοδος ενίσχυσης μέσω ανελαστικής στατικής ανάλυσης(push-over) με βάση την επιτελεσματικότητα

$$\theta_y = (1.035\phi_y) \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + a_{s1} \frac{0.13\phi_y d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

όπου ϕ_y η καμπυλότητα στη διαρροή και δίνεται από τη σχέση:

$$\phi_y = \min \left\{ \frac{\varepsilon_y}{(1 - \xi_y)d}, \frac{0.9\varepsilon_{co}}{\xi_y d} \right\} \quad \text{με ύψος θλιβόμενης ζώνης} \quad \xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A$$

όπου $\alpha = E_s/E_c$ και

$$A = \rho_1 + \rho_2 + \rho_v + \frac{N}{bdf_y}, \quad B = \rho_1 + \rho_2 \delta_1 + 0.5\rho_v(1 + \delta_1) + \frac{N}{bdf_y}$$

με $\delta_1 = d_1/d$ και $a_{s1} = 1$ επειδή είναι δυνατή η ολίσθηση των εφελκόμενων ράβδων

- $a_v = 0$ αν $V_{My} = M_y/L_s \leq V_{rd1}$
- $a_v = 1$ αν $V_{My} = M_y/L_s > V_{rd1}$

Η πλαστική γωνία στροφής χορδής του μήκους διάτμησης ενός μέλους που αστοχεί λόγω κάμψης δίνεται (Fardis and Biskinis, 2003) ^[4]:

$$\theta_u^{pl} = a_{st}^{pl} (1 - 0.52 \Pi \cdot 2a_{cy}) (1 + a_{s1} / 1.6) (1 - 0.4a_{wall}) (0.25)^v \left(\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \right)^{0.3} f_c^{0.2} \left(\frac{L_s}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\frac{a_{\rho_s} f_{yw}}{f_c} \right)} 1.275^{100\rho_d}$$

όπου

- $a_{st}^{pl} = 0.0185$
- $a_{cy} = 1$ επειδή τα μέλη του κτιρίου είναι κατασκευασμένα με κατασκευαστικές λεπτομέρειες σύμφωνες με τους παλιούς αντισεισμικούς κανονισμούς
- $a_{s1} = 1$ επειδή είναι δυνατή η ολίσθηση των διαμήκων ράβδων από τη ζώνη αγκύρωσης πέραν της ακραίας διατομής
- $a_{wall} = 0$ επειδή το κτίριο δεν έχει τοιχώματα
- $\omega' = \omega_2$ και $\omega = \omega_1 + \omega_v$
- f_c η αντοχή σκυροδέματος σε MPa
- α ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης
- ρ_d αφορά μέλη με δισδιαγώνιο οπλισμό

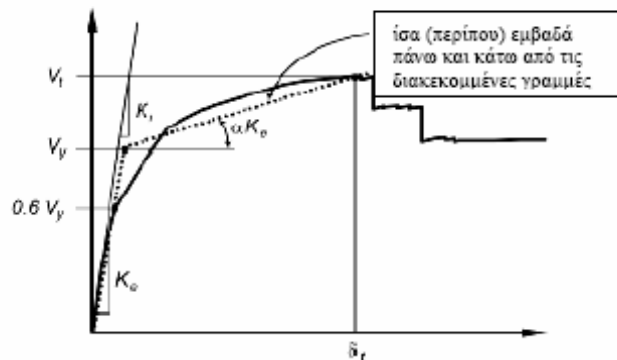
Για τα υποστυλώματα οι υπολογισθείσες τιμές των πλαστικών γωνιών στροφής χορδής για το αρχικό κτίριο κυμαίνονταν μεταξύ των τιμών 0.022-0.037 rad, ενώ για τα δοκάρια μεταξύ των τιμών 0.022-0.061 rad.

Τα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας ορίστηκαν με βάση την τιμή R_d (τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης όχι μεγαλύτερη από την αναμενόμενη οριακή παραμόρφωση θ_u), όπως ορίζει το σχέδιο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και είναι:

Για την στάθμη επιτελεστικότητας "Άμεση χρήση μετά τον σεισμό" το κτίριο αναμένεται να έχει οιονεί ελαστική συμπεριφορά και να μην αναπτύξει μετελαστικές παραμορφώσεις, οπότε είναι $R_d = 0$. Για τις στάθμες επιτελεστικότητας "Προστασίας ζωής των ενοίκων" και "Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης" είναι $R_d = 0.5\theta_u^{pl} / \gamma_{rd}$ και $R_d = \theta_u^{pl} / \gamma_{rd}$ αντίστοιχα με $\gamma_{rd} = 1.8$.

4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΡΧΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Για την αποτίμηση του κτιρίου εφαρμόστηκε η μέθοδος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης επιβαλλόμενων μετακινήσεων. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή γίνεται η καταγραφή της καμπύλης δύναμης-μετατόπισης $V-\delta$ (καμπύλη αντίστασης κτιρίου) κατά την πορεία της βηματικής αύξησης των πλευρικών μετατοπίσεων μέχρις ότου κάποια μέλη να εξαντλήσουν τη διαθέσιμη πλαστική γωνία στροφής χορδής οπότε και αστοχούν. Συνεπώς η καταγραφή της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου σταματάει όταν έχουμε σχηματισμό μηχανισμού στο κτίριο. Στη συνέχεια ακολουθεί η μεθοδολογία που προτείνει το σχέδιο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και γίνεται εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου σε διγραμμική, ώστε να προσδιορισθεί η τιμή μετατόπισης της καθολικής διαρροής του κτιρίου. Η εξιδανίκευση της καμπύλης γίνεται με βάση την παραδοχή ότι εμβαδά πρέπει να διατηρούνται ίσα πάνω και κάτω από τις διακεκομμένες γραμμές.



Σχήμα 3: Εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης σε διγραμμική ^[6]

Ακολούθως επιλέγεται η σεισμική δράση αποτίμησης και υπολογίζεται βάση του σχεδίου ΚΑΝ.ΕΠΕ. η απαιτούμενη μετακίνηση που θέτει η σεισμική αυτή δράση (στοχευόμενη μετακίνηση). Στη παρούσα εργασία θεωρούμε ότι το κτίριο βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι και κατηγορία εδάφους Β βάση τον ΕΑΚ 2003, οπότε $A_g = 0.16g$ και $T_1 = 0.15 \text{ sec}$, $T_2 = 0.6 \text{ sec}$. Έπειτα για τη μετακίνηση αυτή γίνεται ο έλεγχος των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Συγκεκριμένα ελέγχεται αν

Αποτίμηση διωρόφου κτιρίου Ο.Σ και προτεινόμενη μέθοδος ενίσχυσης μέσω ανελαστικής στατικής ανάλυσης(push-over) με βάση την επιτελεστικότητα

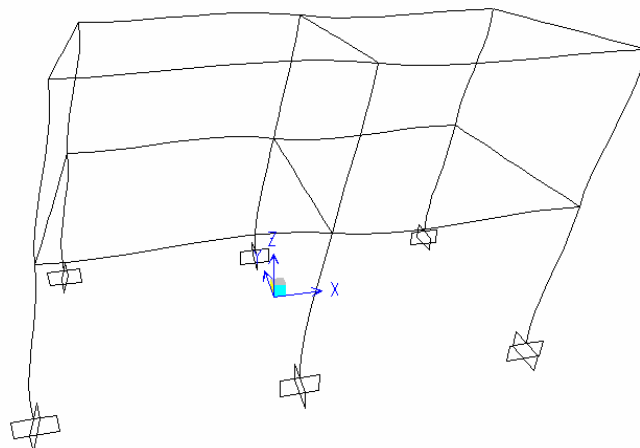
η απαίτηση για μετακίνηση που θέτει το φάσμα σχεδιασμού δεν ξεπερνά τη διαθέσιμη μετακίνηση του κτιρίου από την οποία και θα εξασφαλίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας 'Προστασίας ζωής ενοίκων'.

Η απαιτούμενη μετακίνηση που θέτει το φάσμα σχεδιασμού μπορεί να υπολογίζεται βάση του σχεδίου ΚΑΝ.ΕΠΕ. [6] από τη σχέση:

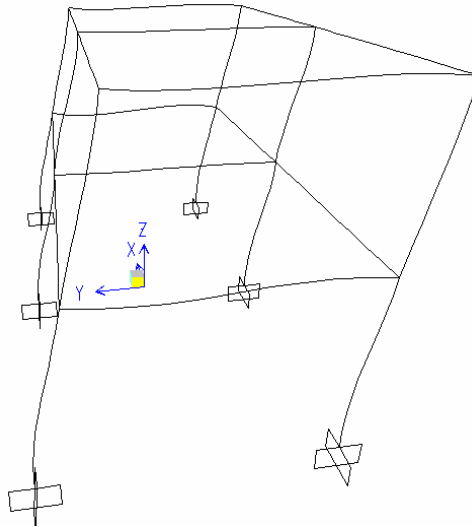
$$\delta_{\alpha\pi\alpha\iota\tau} = C_0 C_1 C_2 C_3 \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) \Phi_e \quad \text{όπου:}$$

- T_e η ισοδύναμη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που δίνεται από $T_e = T_0 \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$ όπου T_0 η ελαστική θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση, K_0 η ελαστική πλευρική δυσκαμψία και K_e η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία και προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση με το 60% της δύναμης διαρροής V_y
- Φ_e η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου [7]
- C_0 συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e με την πραγματική μετακίνηση κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα και λαμβάνει την τιμή $C_0=1.2$ για δύο ορόφους
- $C_1 = \frac{\delta_{inel}}{\delta_{elas}}$ και είναι $C_1=1$ επειδή $T_0 > T_2$
- C_2 συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του λαμβάνονται από τον πίνακα 5.1 του σχεδίου ΚΑΝ.ΕΠΕ. Εδώ είναι $C_2=1.2$ και $C_2=1$ για τη διεύθυνση X και Y αντίστοιχα
- C_3 συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2^{ης} τάξης και λαμβάνει την τιμή $C_3=1$

Στην παρούσα εργασία η ανάλυση του κτιρίου έγινε για τις δύο βασικές ιδιομορφές όπως αυτές προκύπτουν στις δύο διευθύνσεις X και Y.



Σχήμα 4.1: Καμπτική ιδιομορφή κατά X, T=0.761 sec

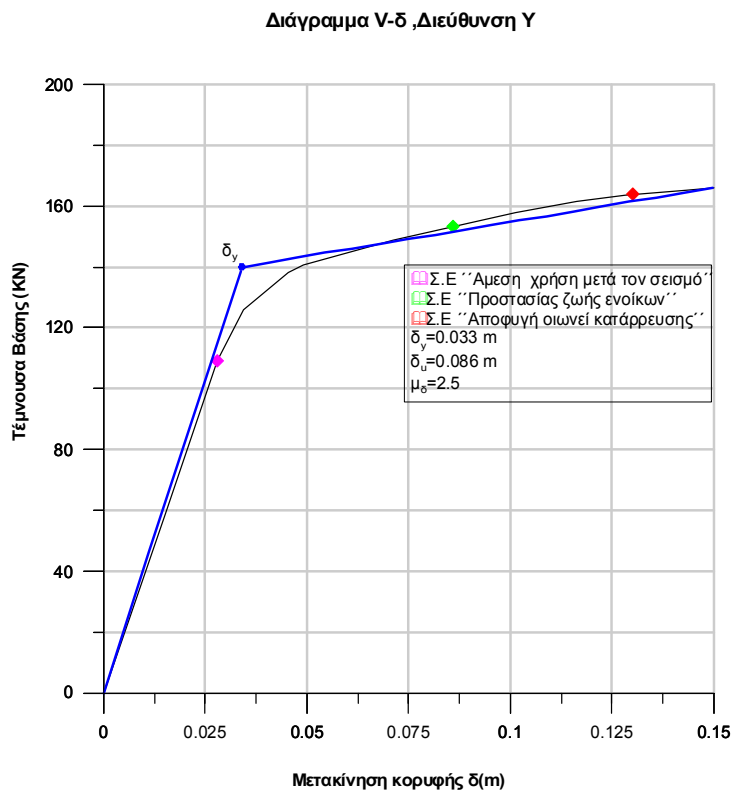
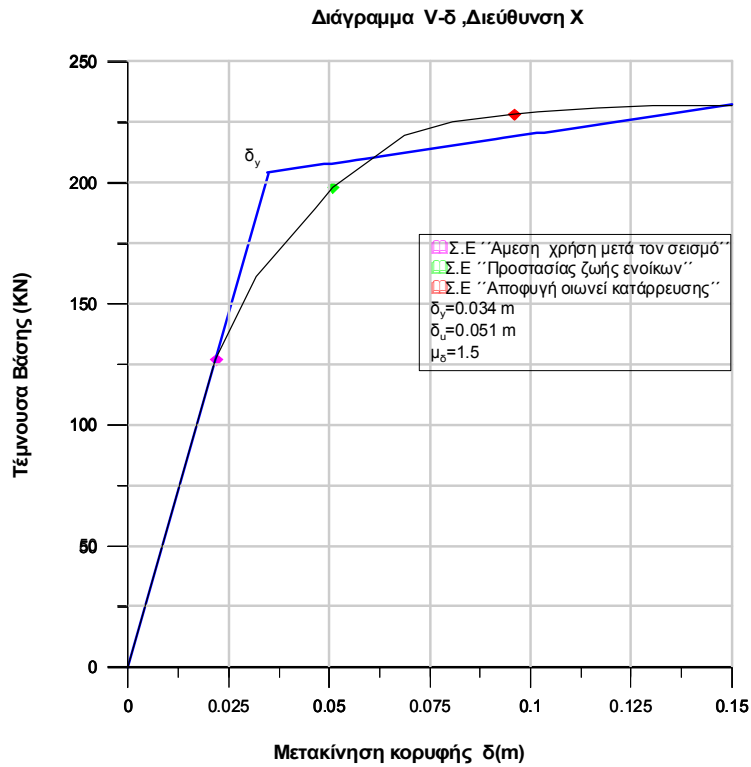


Σχήμα 4.2: Καμπτική ιδιομορφή κατά Y, T=0.939 sec

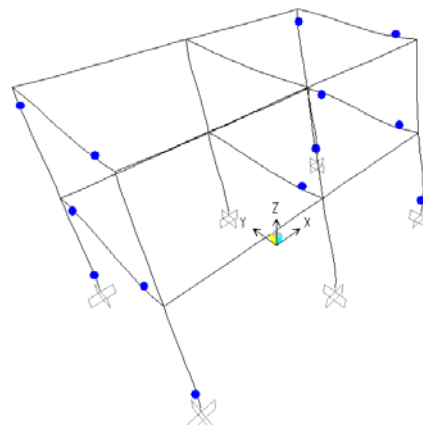
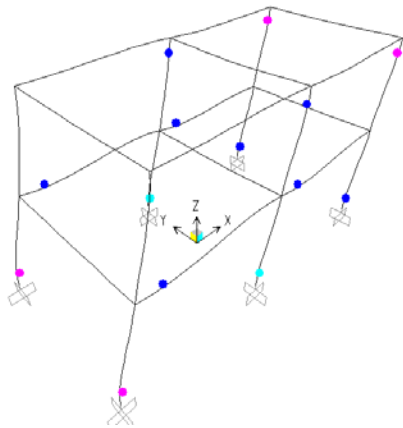
Για τη διεύθυνση X η ισοδύναμη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ήταν ίση με $T_e=0.763$ sec και η απαιτούμενη μετακίνηση που θέτει το φάσμα σχεδιασμού ίση με $\delta_{\text{απαιτ}}=0.067$ m. Αντίστοιχα για τη διεύθυνση Y βρέθηκε ότι η $T_e=0.936$ sec και η $\delta_{\text{απαιτ}}=0.068$ m.

Παρακάτω φαίνονται οι καμπύλες αντίστασης του κτιρίου και για τις δυο διευθύνσεις σε όρους τέμνουσας βάσης-μετατόπισης, καθώς και στιγμιότυπα του αναπτυσσόμενου πλαστικού μηχανισμού του κτιρίου από το πρόγραμμα SAP2000 για την απαιτούμενη μετακίνηση. Από τις καμπύλες αντίστασης φαίνεται ότι η διαρροή του κτιρίου εμφανίζεται για μετακίνηση $\delta_y=0.034$ m για τη διεύθυνση X και $\delta_y=0.033$ m για τη διεύθυνση Y. Ως μετακίνηση αστοχίας, που είναι και η διαθέσιμη μετακίνηση του κτιρίου, θεωρούμε τη μετακίνηση από την οποία εξασφαλίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας "Προστασίας ζωής ενοίκων" και είναι $\delta_u=0.051$ m για τη διεύθυνση X και $\delta_u=0.086$ m για τη διεύθυνση Y. Παρατηρούμε λοιπόν ότι η απαιτούμενη μετακίνηση που θέτει το φάσμα σχεδιασμού για τη διεύθυνση X είναι: $\delta_{\text{απαιτ}}=0.067$ m > $\delta_{\text{διαθεσ}}=0.051$ m πράγμα που είναι αναμενόμενο αφού το κτίριο σε αυτή τη διεύθυνση παρουσιάζει πολύ μικρή πλαστιμότητα. Αντίθετα για τη διεύθυνση Y είναι $\delta_{\text{απαιτ}}=0.068$ m < $\delta_{\text{διαθεσ}}=0.086$ m γεγονός επίσης αναμενόμενο, αφού η πλαστιμότητα του κτιρίου είναι μεγαλύτερη σε αυτή τη διεύθυνση της τάξης της μιας μονάδας.

Αποτίμηση διωρόφου κτιρίου Ο.Σ και προτεινόμενη μέθοδος ενίσχυσης μέσω ανελαστικής στατικής ανάλυσης(push-over) με βάση την επιτελεστικότητα



Σχήμα 5: Καμπύλες αντίστασης κτιρίου για διεύθυνση X και Y



Σχήμα 6.1: Αναπτυσσόμενος πλαστικός μηχανισμός για $\delta_{\alpha\pi\alpha\iota\tau}$, Βήμα 6, X

Σχήμα 6.2: Αναπτυσσόμενος πλαστικός μηχανισμός για $\delta_{\alpha\pi\alpha\iota\tau}$, Βήμα 6, Y

Από τα παραπάνω σχήματα βλέπουμε ότι το κτίριο για τη διεύθυνση X παρουσιάζει εκτεταμένες βλάβες στα υποστυλώματα. Ιδιαίτερα σοβαρές βλάβες παρουσιάζονται κυρίως στα κεντρικά υποστυλώματα, τα οποία βρίσκονται οριακά σε Σ.Ε "Αποφυγή οινωεί κατάρρευσης". Αντίθετα για τη διεύθυνση Y οι περισσότερες βλάβες περιορίζονται στα δοκάρια χωρίς να είναι ιδιαίτερα σοβαρές, ενώ τα περισσότερα στοιχεία είναι σε Σ.Ε "Προστασίας ζωής ενοίκων".

5. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Η μεθοδολογία της ενίσχυσης είχε ως γενικότερο στόχο την αύξηση της πλαστιμότητας του κτιρίου στη διεύθυνση X. Συγκεκριμένα αποσκοπούσε στην μείωση της απαίτησης της απόκρισης του κτιρίου που θέτει το φάσμα σχεδιασμού και αύξηση της διαθέσιμης μετακίνησης του κτιρίου. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με τη μορφή εξωτερικής περίσφιξης στα υποστυλώματα. Στη παρούσα εργασία επιλέχθηκε η τεχνική του "μεταλλικού κλωβού"^[1] και η χρήση μανδύων από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP)^[5] για την επιβολή της περίσφιξης. Στη συνέχεια ακολούθησε αποτίμηση του ενισχυμένου πλέον κτιρίου μέσω ανελαστικής στατικής ανάλυσης (push-over) και σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ του αρχικού και ενισχυμένου κτιρίου καθώς και μεταξύ των δυο μεθόδων ενίσχυσης από πλευράς κόστους.

- **Τεχνική του "μεταλλικού κλωβού"**

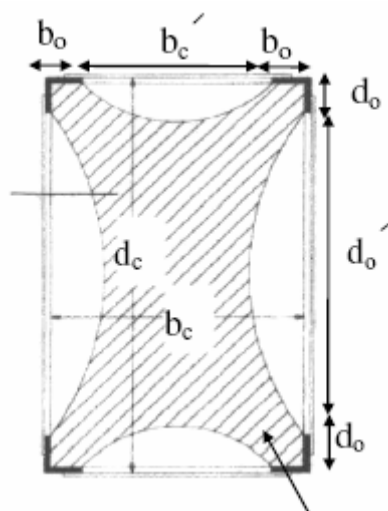
Σύμφωνα με την τεχνική αυτή η περίσφιξη επιτυγχάνεται μέσω τεσσάρων γωνιακών ελασμάτων που προσαρμόζονται στις γωνίες κάθε υποστυλώματος και οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων ή "κολλάρα" που συγκολλούνται πάνω στα

Αποτίμηση διωρόφου κτιρίου Ο.Σ και προτεινόμενη μέθοδος ενίσχυσης μέσω ανελαστικής στατικής ανάλυσης(push-over) με βάση την επιτελεσματικότητα

γωνιακά. Πριν γίνει η συγκόλληση προηγείται η σύσφιγξη των γωνιακών με ειδικά κλειδιά. Τα κενά που δημιουργούνται στην επαφή του μεταλλικού κλωβού και του σκυροδέματος συμπληρώνονται με ένα μη-συρρικνούμενο κονίαμα. Για την παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν γωνιακά διατομής 50x50x5 mm και οριζόντια μεταλλικά ελάσματα διατομής 30x7 mm ανά αποστάσεις 100 mm. Η εφελκυστική αντοχή των λαμών θεωρήθηκε ίση με 400 MPa. Ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης δίνεται από τη σχέση $\alpha = \alpha_s \alpha_n$ όπου:

$$a_s = \left(1 - \frac{s}{2b_{x_0}}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_{y_0}}\right) \quad \text{και} \quad \alpha_n = 1 - \frac{1}{3A_c} \left[b_c^2 (1 - \beta)^2 + d_c^2 (1 - \gamma)^2 \right], \quad A_c = b_c d_c$$

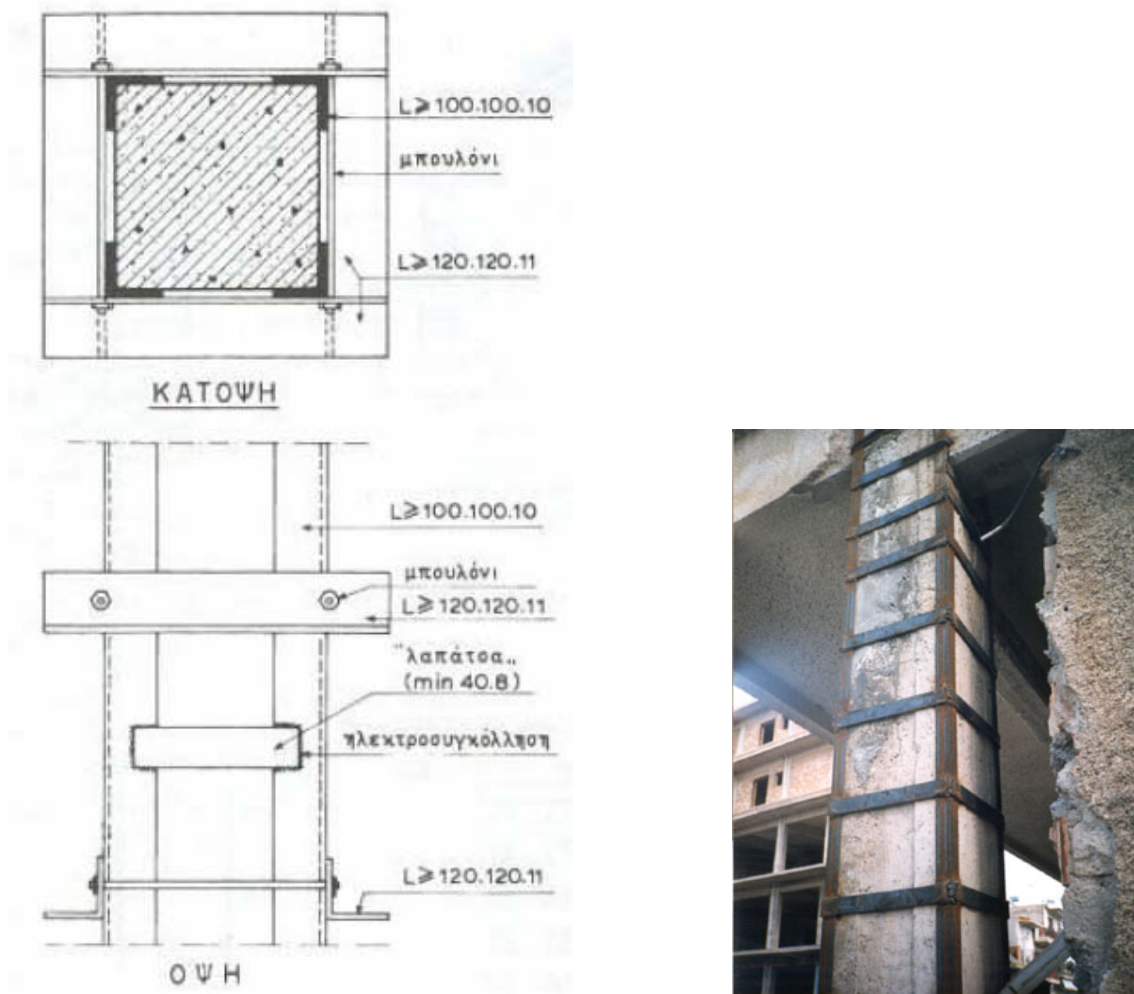
$$\beta = \frac{2b_0}{b_c}, \quad \gamma = \frac{2d_0}{d_c}, \quad b_{x_0} = b_c' + 2b_0 + t_f, \quad b_{y_0} = d_c' + 2d_0 + t_f \quad \text{όπου } t_f \text{ το πάχος του ελάσματος}$$



Σχήμα 7: Περίσφιγμένο σκυρόδεμα [6]

Το ογκομετρικό ποσοστό του οριζοντίου οπλισμού για κάθε διεύθυνση υπολογίστηκε από τις σχέσεις $\rho_x = \frac{\sum A_{sx}}{b_{y_0} \cdot s}$, $\rho_y = \frac{\sum A_{sy}}{b_{x_0} \cdot s}$

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται ενδεικτικά σε κάτοψη και όψη η παραπάνω τεχνική:



Σχήμα 8: Κάτοψη και όψη υποστυλώματος περισιφιγμένο με γωνιακά ελάσματα και οριζόντια μεταλλικά ελάσματα ^{[9], [8]}

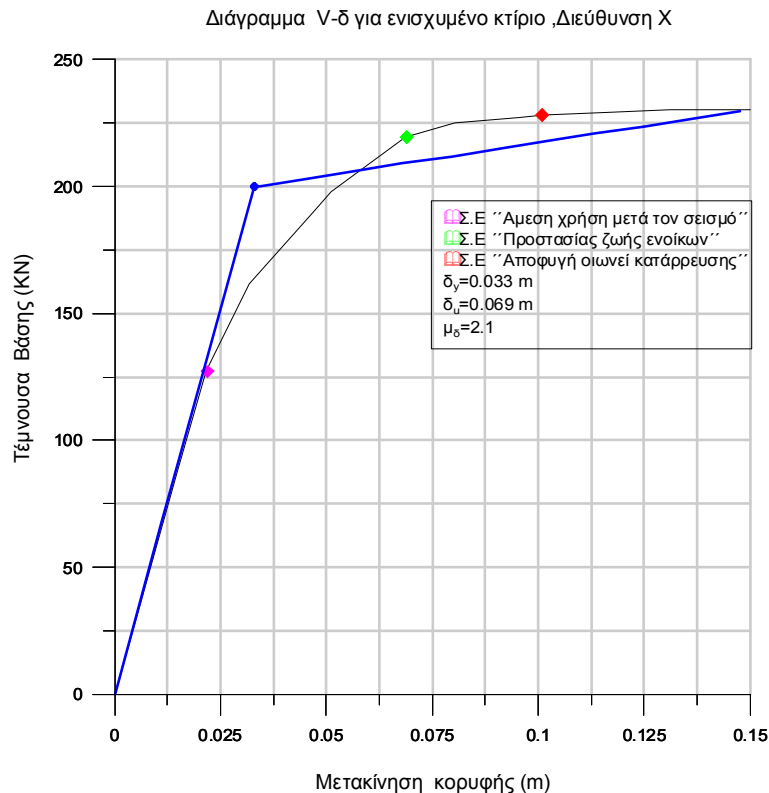
Για τα υποστυλώματα διαστάσεων 30x40 βρέθηκε $\alpha=0.474$, $\rho_x=0.01$, $\rho_y=0.013$ ενώ για αυτά διαστάσεων 25x50 βρέθηκε $\alpha=0.377$, $\rho_x=0.0157$, $\rho_y=0.00812$. Η πλαστική γωνία στροφής χορδής υπολογίστηκε από τη σχέση ^[4] :

$$\theta_u^{pl} = a_{st}^{pl} (1 - 0.52 \Pi . 2 a_{cy}) (1 + a_{s1} / 1.6) (1 - 0.4 a_{wall}) (0.25)^v \left(\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \right)^{0.3} f_c^{0.2} \left(\frac{L_s}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\frac{a \rho_s f_{yw}}{f_c} \right)} 1.275^{100 \rho_d}$$

Για τα υποστυλώματα οι υπολογισθείσες τιμές των πλαστικών γωνιών στροφής χορδής για το ενισχυμένο κτίριο κυμαίνονταν μεταξύ των τιμών 0.033-0.048 rad , βρέθηκαν δηλαδή αυξημένες κατά 37% σε σχέση με αυτές του αρχικού κτιρίου. Η απαιτούμενη μετακίνηση που θέτει το φάσμα σχεδιασμού για το ενισχυμένο κτίριο για τη διεύθυνση X είναι $\delta_{\text{απαιτ}}=0.055 \text{ m}$ όπως υπολογίστηκε με βάση τις συστάσεις του σχεδίου ΚΑΝ.ΕΠΕ. Έχουν ληφθεί $C_0=1.2$, $C_1=C_2=C_3=1$, $T_e=0.753 \text{ sec}$.

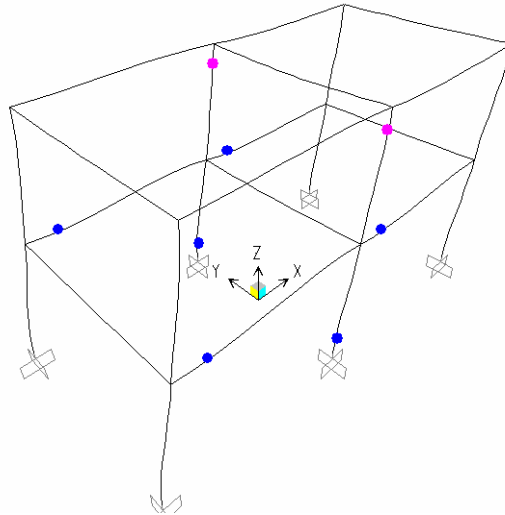
Αποτίμηση διωρόφου κτιρίου Ο.Σ και προτεινόμενη μέθοδος ενίσχυσης μέσω ανελαστικής στατικής ανάλυσης(push-over) με βάση την επιτελεσματικότητα

Μετά την αποτίμηση του ενισχυμένου κτιρίου παίρνουμε την καμπύλη αντίστασης για τη διεύθυνση X.



Σχήμα 9: Καμπύλη αντίστασης ενισχυμένου κτιρίου

Παρατηρούμε ότι η διαρροή του κτιρίου εμφανίζεται για μετακίνηση $\delta_y=0.033$ m ,δηλαδή είναι περίπου ίδια με αυτή του αρχικού κτιρίου, ενώ η διαθέσιμη μετακίνηση του κτιρίου αυξήθηκε κατά 35.3% σε σχέση με αυτή του αρχικού κτιρίου και ανέρχεται στην τιμή $\delta_{διαθ}=0.069$ m. Αξιοσημείωτο είναι επίσης ότι αυξήθηκε και η πλαστιμότητα από την τιμή $\mu_\delta=1.5$ που ήταν αρχικά στην τιμή $\mu_\delta=2.1$. Βλέπουμε δηλαδή ότι ο ρόλος της περίσφιξης ήταν ευεργετικός, αφού πλέον $\delta_{διαθ}=0.069$ m > $\delta_{απαιτ}=0.055$ m. Παρακάτω φαίνεται στιγμιότυπο από τον αναπτυσσόμενο πλαστικό μηχανισμό του κτιρίου για την απαιτούμενη μετακίνηση από το πρόγραμμα SAP2000.



Σχήμα 10: Αναπτυσσόμενος πλαστικός μηχανισμός για $\delta_{\text{απαιτ}}$, Βήμα 5, X

Από το παραπάνω σχήμα βλέπουμε ότι το κτίριο όπως είναι αναμενόμενο δεν παρουσιάζει ιδιαίτερες βλάβες.

- **Χρήση μανδύων από ινοπλισμένα πολυμερή**

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή ο μανδύας σύνθετων υλικών λειτουργεί παθητικά, όπως και οι συνδετήρες παρεμποδίζει δηλαδή την εγκάρσια παραμόρφωση (διόγκωση) του δομικού στοιχείου επιβάλλοντας τάση περίσφιξης ανάλογη αυτής της παραμόρφωσης. Στη παρούσα εργασία γίνεται προσπάθεια σύγκρισης του κόστους που απαιτείται αν χρησιμοποιούσαμε για τη περίσφιξη των υποστυλωμάτων ανθρακούφασματα αντί μεταλλικών ελασμάτων. Το πρόβλημα λοιπόν έγκειται στην εύρεση του αριθμού των στρώσεων του υφάσματος που απαιτούνται, ώστε να επιτευχθεί για τα υποστυλώματα η ίδια διαθέσιμη πλαστική γωνία στροφής χορδής με αυτή στη περίπτωση χρήσης μεταλλικών ελασμάτων. Θεωρούμε λοιπόν ότι έχουμε στη διάθεση μας ύφασμα συνθέτων υλικών πάχους $t_f = 0.12 \text{ mm}$ με ίνες άνθρακα, μέτρου ελαστικότητας $E_f = 230 \text{ GPa}$ και εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού $f_{fd} = 3200 \text{ MPa}$. Εμάς μας ενδιαφέρει η εφελκυστική αντοχή του μανδύα κατά την έννοια της περιμέτρου, που θεωρείται μειωμένη κατά 20% της f_{fd} , οπότε $f_{fde} = 2560 \text{ MPa}$. Επίσης θεωρούμε ότι ο μανδύας εκτείνεται σε απόσταση 50 cm πάνω-κάτω από τα άκρα κάθε υποστυλώματος.

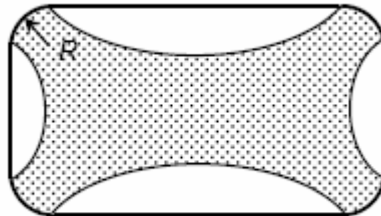
Ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης δίνεται από τη σχέση ^[5]:

$$a = 1 - \frac{(b_x - 2R)^2 + (b_y - 2R)^2}{3b_x b_y \left(1 - \frac{A_s}{b_x b_y} \right)}$$

όπου b_x, b_y οι εξωτερικές διαστάσεις της ορθογωνικής

διατομής, A_s το εμβαδόν του διαμήκους οπλισμού και r η ακτίνα καμπυλότητας

των γωνιών που απαιτούνται να εξομαλυνθούν για να είναι αποδοτικότερη η περίσφιξη.



Σχήμα 11:Εξομάλυνση γωνιών υποστυλώματος ^[5]

Για τα υποστυλώματα διαστάσεων 30x40 $\alpha=0.448$, ενώ για αυτά διαστάσεων 25x50 $\alpha=0.312$.

Η πλαστική γωνία στροφής χορδής στην περίπτωση χρησιμοποίησης υφάσματος συνθέτων υλικών δίνεται από τη σχέση:

$$\theta_u^{pl} = 0.0145 \cdot (0.25)^{\nu} \left(\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \right)^{0.3} f_c^{0.2} \left(\frac{L_s}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\frac{\alpha \rho_{fx} f_{fde}}{f_c} \right)} \text{ όπου:}$$

- $\rho_{fx} = \frac{A_f}{b_y}$ και $A_f = 2 \cdot t_f \cdot \eta$ όπου η ο αριθμός των στρώσεων

Υπολογίστηκε λοιπόν ότι απαιτείται **1 στρώση** υφάσματος από το παραπάνω ανθρακόνημα για τα περιμετρικά υποστυλώματα και **2 στρώσεις** για τα κεντρικά , ώστε να επιτευχθεί πλαστιμότητα κτιρίου ίση με $\mu_\delta=2.1$ και να ικανοποιείται έτσι η ανισότητα $\delta_{\text{διαθ}} > \delta_{\text{απαιτ}}$.

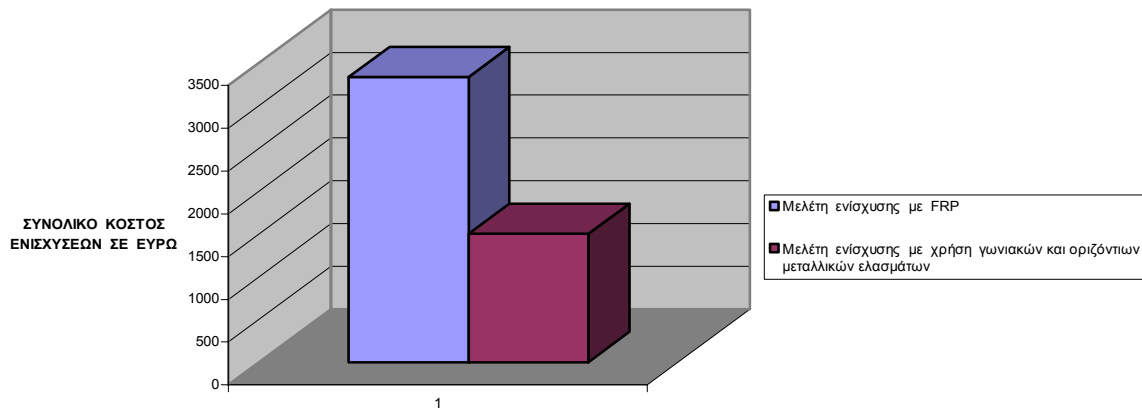
5.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΟΣΤΟΥΣ

Παρακάτω γίνεται προσπάθεια σύγκρισης του κόστους που απαιτείται για την ενίσχυση του κτιρίου μεταξύ των δυο μεθόδων που προαναφέρθηκαν. Τα κόστη που βασίζεται η παρακάτω σύγκριση είναι σε σημερινές τιμές και αναφέρονται στα παρακάτω υλικά:

- FRP από ανθρακόνημα πάχους 0.12 mm , μέτρου ελαστικότητας 230 GPa κοστίζει 35€ ανά m^2
- Ρητίνες εμποτισμού του ανθρακονήματος κοστίζουν 18€ ανά Kgr
- Εργατικά συμπεριλαμβανομένου κόστους καθαίρεσης σοβά κοστίζουν 30€ ανά m^2
- Χαλύβδινα ελάσματα κοστίζουν 0.85€ το Kgr

Τελικώς υπολογίστηκε ότι το συνολικό κόστος ενίσχυσης του κτιρίου και με τις δυο μεθόδους ενίσχυσης. Τα συνολικά κόστη φαίνονται στο παρακάτω διάγραμμα:

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΟΣΤΟΥΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ



6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στη παρούσα εργασία έγινε σεισμική αποτίμηση και προμελέτη ενίσχυσης με χρήση της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού. Κατά την αποτίμηση το κτίριο κρίθηκε ανεπαρκές για την απόκριση στη διεύθυνση X κυρίως λόγω της μικρής ικανότητας παραμόρφωσής του ,ενώ στη διεύθυνση Y το κτίριο αποκρίθηκε ικανοποιητικά.

Έγινε λοιπόν ενίσχυση του κτιρίου με στόχο την αύξηση της παραμορφωσιμότητας του. Αυτό επιτεύχθηκε με την επιβολή εξωτερικής περίσφιξης στα υποστυλώματα. Μετά την ενίσχυση η απαιτούμενη μετακίνηση που θέτει το φάσμα σχεδιασμού μειώθηκε κατά 22% για τη διεύθυνση X , η διαθέσιμη μετακίνηση του κτιρίου από την οποία εξασφαλίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας 'Προστασίας ζωής ενοίκων' αυξήθηκε κατά 35.3% , ενώ η πλαστιμότητα του κτιρίου αυξήθηκε κατά 40%. Με βάση τα παραπάνω λοιπόν το κτίριο επιτελεί τον στόχο ανασχεδιασμού.

Τέλος όσον αφορά τη σύγκριση μεταξύ των δυο μεθόδων ενίσχυσης βλέπουμε ότι ο ίδιος στόχος μπορεί να επιτευχθεί με πολύ χαμηλότερο κόστος , της τάξης του 120% για την περίπτωση χρησιμοποίησης μεταλλικών ελασμάτων.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1. Δρίτσος Σ.Η (2002)**
Επισκευές και Ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, Πανεπιστήμιο Πατρών
- 2. Β.Γ.Μπαρδάκης, Σύγκριση των μετρήσεων ψευδοδυναμικής δοκιμής πολυώροφου κτιρίου και των αποτελεσμάτων αποτίμησης με βάση την επιτελεστικότητα μέσω μη γραμμικής στατικής ανάλυσης επιβαλλόμενων μετακινήσεων, Εργασία 10^{ου} Φοιτητικού Συνεδρίου Έπισκευές Κατασκευών-2004, επίβλεψη:Σ.Η.Δρίτσος,2004, Πανεπιστήμιο Πατρών**
- 3. Φαρδής Μ.Ν (2001)**
Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος - Μέρος 1, Πανεπιστήμιο Πατρών
- 4. Φαρδής Μ.Ν (2003)**
Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, Πανεπιστήμιο Πατρών
- 5. Τριανταφύλλου Αθ. (2003)**
Προηγμένες Τεχνολογίες Υλικών & Κατασκευών, Πανεπιστήμιο Πατρών
- 6. Ο.Α.Σ.Π, Σχέδιο κειμένου Κανονισμού Επεμβάσεων, Φεβρουάριος 2004**
- 7. Ο.Α.Σ.Π, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000**
- 8. Ιστοσελίδα "www.episkeves.civil.upatras.gr"**
- 9. Καραβά.Α, Φιλιππάκη.Α, Επισκευή-Ενίσχυση υποστυλωμάτων, Εργασία 9^{ου} Φοιτητικού Συνεδρίου Έπισκευές Κατασκευών-2003, Πανεπιστήμιο Πατρών**

