

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΥΨΗΛΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ PILOTIS

Ευάγγελος Μπάρλας

Πολιτικός Μηχανικός Π.Θ.

Εργαστήριο Ανάλυσης και Σχεδιασμού Κατασκευών, Τμήμα Πολ. Μηχ. Π.Θ.
Βόλος, Ελλάδα

Κυριακή Γεωργιάδη-Στεφανίδη

Πολιτικός Μηχανικός Π.Θ., MsC, Υποψήφια διδάκτωρ

Εργαστήριο Ανάλυσης και Σχεδιασμού Κατασκευών, Τμήμα Πολ. Μηχ. Π.Θ.
Βόλος, Ελλάδα

Ευριπίδης Μυστακίδης

Αναπληρωτής Καθηγητής

Εργαστήριο Ανάλυσης και Σχεδιασμού Κατασκευών, Τμήμα Πολ. Μηχ. Π.Θ.
Βόλος, Ελλάδα

Κοσμάς Στυλιανίδης

Καθηγητής

Εργ. Κατασκευών Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας, Τμήμα Πολ. Μηχ. Α.Π.Θ.
Θεσσαλονίκη, Ελλάδα

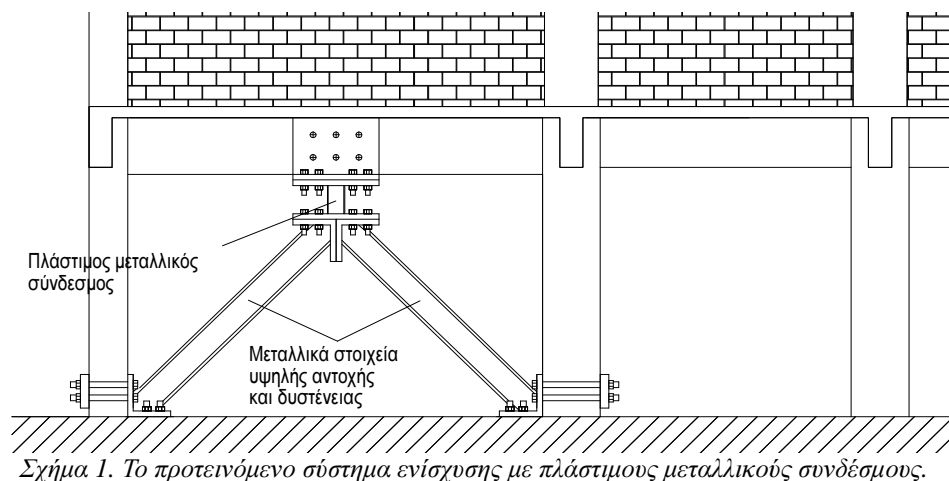
1. ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της αποτελεσματικότητας μεταλλικών διατάξεων υψηλής απόσβεσης για την αντισεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος με pilotis. Η διάταξη ενίσχυσης αποτελείται από δύο ράβδους δικτύωσης μορφής Λ, υψηλής αντοχής και δυστένειας, οι οποίες καταλήγουν σε μικρής επιφάνειας μεταλλικό σύνδεσμο. Ο σύνδεσμος αυτός προσδίδει στο σύστημα αντοχή και δυσκαμψία αλλά κυρίως υψηλή απορρόφηση ενέργειας και συνδέεται με το πλαίσιακό σύστημα του υπό μελέτη κτιρίου στο μέσο του υπερκείμενου ζυγώματος. Στόχος του συγκεκριμένου τύπου ενίσχυσης είναι η αποφυγή της συγκέντρωσης της πιθανής βλάβης στον ασθενή όροφο, χωρίς ταυτόχρονη μεταφορά του προβλήματος σε υπερκείμενους ορόφους.

2. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η χώρα μας βρίσκεται στη ζώνη υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας της Ευρώπης και επομένως ο σχεδιασμός και η κατασκευή κτιρίων πρέπει να έχει ως στόχο την ασφαλή συμπεριφορά τους στις σεισμικές καταπονήσεις. Στην κατεύθυνση αυτή τα τελευταία χρόνια έχουν γίνει πολλά και σημαντικά βήματα, κυρίως με τη θεσμοθέτηση

αυστηρότερων αντισεισμικών κανονισμών, που η εφαρμογή τους παρέχει στα σύγχρονα κτίρια υψηλού επιπέδου αντισεισμική ασφάλεια. Τα περισσότερα όμως κτίρια στην Ελλάδα μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν πριν το 1985 και συνήθως δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών. Ιδιαίτερα χαρακτηριστικά και υψηλή τρωτότητα εμφανίζουν τα υφιστάμενα κτίρια με pilotis, ιδίως στην περίπτωση αμιγώς πλαισιακών πολυώροφων κτιρίων, που έχουν σχεδιαστεί με παλαιότερους κανονισμούς. Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της δυνατότητας ενίσχυσης υφιστάμενων πολυώροφων κτιρίων με pilotis, μέσω μεταλλικών διατάξεων υψηλής απόσβεσης. Οι προτεινόμενες διατάξεις αποτελούνται από μεταλλικά στοιχεία υψηλής αντοχής και δυστένειας που συνδέονται σε διάταξη μορφής Λ, τα οποία, αντί να συνδεθούν απ' ευθείας με τον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό, όπως σε παρεμφερή συστήματα, συνδέονται σ' αυτόν με την παρεμβολή ενός πλαστικού μεταλλικού στοιχείου (Σχήμα 1). Ο σύνδεσμος αυτός μπορεί να έχει διάφορες μορφές, όπως λεπίδας, ή διπλού ταυ. Κατά τη σεισμική φόρτιση ο σύνδεσμος πλαστικοποιείται και μέσω της ανακύκλισης της φόρτισης πραγματοποιείται κατανάλωση ενέργειας, επιτυγχάνοντας υψηλές τιμές υστερητικής απόσβεσης. Με το προτεινόμενο σύστημα αυξάνεται η δυσκαμψία και η αντοχή της κατασκευής αλλά και η δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας, βελτιώνοντας συνολικά την αντισεισμική συμπεριφορά του υφιστάμενου κτιρίου. Βέβαια, για την επιτυχία της επέμβασης απαιτείται η κατάλληλη διαστασιολόγηση του συνδέσμου. Για το λόγο αυτό, στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στο θέμα της προδιαστασιολόγησης των συνδέσμων. Τέλος, μελετάται η περίπτωση ενός πολυώροφου κτιρίου με pilotis, σχεδιασμένου με παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς, τόσο πριν την ενίσχυση όσο και μετά την ενίσχυση με το προτεινόμενο σύστημα. Η αποτίμηση της συμπεριφοράς του κτιρίου γίνεται με τη μέθοδο της στατικής μη γραμμικής ανάλυσης, ενώ η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Στα προσομοιώματα που χρησιμοποιούνται λαμβάνεται υπόψη η συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων με επαρκή ακρίβεια.



3. ΠΡΟΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ

Γενικά, η συμπεριφορά μιας κατασκευής μπορεί να αποτυπωθεί από την καμπύλη ικανότητας που μπορεί να εκφραστεί είτε σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής (καμπύλη $F_b - d_{roof}$), είτε σε όρους του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (καμπύλη $F^* / m^* - d^*$ σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8). Στην τελευταία περίπτωση μπορεί στο ίδιο διάγραμμα να σχεδιαστεί και το φάσμα του σεισμού σχεδιασμού, δηλαδή η απαίτηση. Επίσης, στο ίδιο διάγραμμα μπορούν να σημειωθούν οι οριακές μετακινήσεις

που αντιστοιχούν στην εξάντληση της ικανότητας της κατασκευής, ανάλογα με τα διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας [1], [2]. Ειδικά στην περίπτωση των κτιρίων που εξετάζονται στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, όπου κρίσιμη είναι η συμπεριφορά της pilotis, η καμπύλη $F^* / m^* - d^*$ μπορεί να υπολογιστεί από την καμπύλη $F_b - d_{pil}$, όπου d_{pil} η μετακίνηση που αντιστοιχεί στη στάθμη της οροφής της pilotis. Οι μετασχηματισμοί είναι πολύ απλοί και γίνονται με βάση τις σχέσεις του παραρτήματος Β του Μέρους 1 του Ευρωκώδικα 8 [1], όπου οι μετακινήσεις Φ_i κανονικοποιούνται ως προς τη μετακίνηση της οροφής της pilotis. Στο Σχήμα 2 απεικονίζεται με συνεχή γραμμή η συμπεριφορά ενός υφιστάμενου κτιρίου. Στο σχήμα σημειώνονται με $d_{AX,Y}^*$, $d_{ΠZ,Y}^*$ και $d_{OK,Y}^*$ οι οριακές μετακινήσεις που αντιστοιχούν στην εξάντληση κρίσιμων μεγεθών παραμόρφωσης των στοιχείων της κατασκευής, σύμφωνα με τα όρια των αντιστοιχών επιπέδων επιτελεστικότητας (ΑΧ=άμεση χρήση μετά το σεισμό, ΠΖ=προστασία ζωής, ΟΚ=οιονεί κατάρρευση). Η μέγιστη πιθανή μετακίνηση της κατασκευής για το σεισμό σχεδιασμού (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement), $d_{t,Y}^*$, υπολογίζεται με τη διαδικασία που προτείνεται στο [1]. Υπολογίζοντας το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού που διέρχεται από το σημείο της στοχευόμενης μετακίνησης (αυξάνοντας το ζ), μπορεί να ληφθεί μια εικόνα της ικανότητας απόσβεσης του εξεταζόμενου συστήματος, ζ_Y . Στην περίπτωση που η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη από την οριακή μετακίνηση που αντιστοιχεί στο προκαθορισμένο επίπεδο επιτελεστικότητας, θεωρείται ότι η κατασκευή αδυνατεί να ανταποκριθεί στις απαιτήσεις του συγκεκριμένου επιπέδου για το σεισμό σχεδιασμού. Συνεπώς, η κατασκευή θα πρέπει να ενισχυθεί ακολουθώντας κάποια στρατηγική (αύξηση δυσκαμψίας ή/και αντοχής, αύξηση ικανότητας παραμόρφωσης κλπ).

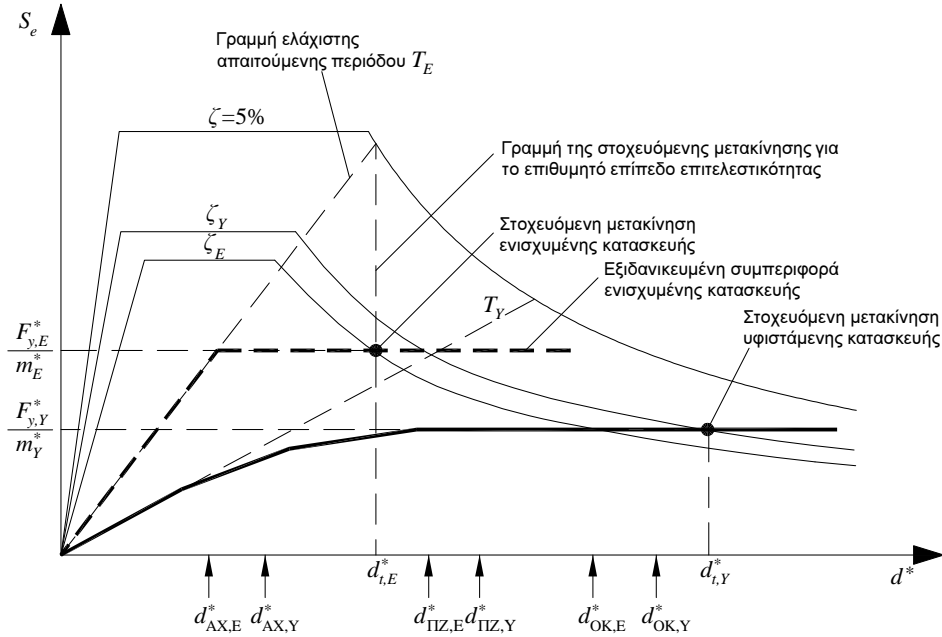
Στη συνέχεια, περιγράφεται μέθοδος που επιτρέπει την προδιαστασιολόγηση των μεταλλικών συνδέσμων ενίσχυσης. Η μέθοδος προϋποθέτει τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος του υφιστάμενου κτιρίου (στοχευόμενη μετακίνηση $d_{t,Y}^*$, λόγος δύναμης προς μάζα $F_{y,Y}^* / m_Y^*$, απόσβεση ζ_Y , συντελεστής μετασχηματισμού Γ_Y) και ακολουθεί τα παρακάτω βήματα:

Βήμα 1: Επιλογή επιπέδου επιτελεστικότητας για το ενισχυμένο κτίριο και καθορισμός της μέγιστης επιθυμητής μετακίνηση σχεδιασμού του ενισχυμένου κτιρίου $d_{t,E}^*$, ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις επιτελεστικότητας. Για παράδειγμα, για επίπεδο επιτελεστικότητας «προστασία ζωής», η $d_{t,E}^*$ μπορεί να καθοριστεί μικρότερη ή ίση με τη μετακίνηση που εξαντλεί τις παραμορφώσεις των υφιστάμενων δομικών στοιχείων για το επιλεγμένο επίπεδο επιτελεστικότητας, δηλ. $d_{t,E}^* \leq d_{ΠZ,E}^*$. Ο προσδιορισμός της $d_{ΠZ,E}^*$ μπορεί να γίνει στο ενισχυμένο σύστημα από τη μετακίνηση $d_{ΠZ}$ (που προσδιορίζεται μονοσήμαντα από τα χαρακτηριστικά των στύλων της pilotis) μέσω της σχέσης

$$d_{ΠZ,E}^* = \frac{d_{ΠZ}}{\Gamma_E}, \text{ όπου όμως ο συντελεστής } \Gamma_E \text{ είναι άγνωστος. Σαν απλούστευση μπορεί να}$$

γίνει η παραδοχή ότι λόγω της αλλαγής των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών του ενισχυμένου κτιρίου ο συντελεστής αυτός θα είναι μικρότερος του Γ_Y , (π.χ. $\Gamma_E = 0.75\Gamma_Y$).

Βήμα 2: Γίνεται η παραδοχή ότι το ενισχυμένο κτίριο πρέπει να διαθέτει ικανότητα απόσβεσης μεγαλύτερη από αυτή του υφιστάμενου κτιρίου. Έχοντας εκτιμήσει την ικανότητα απόσβεσης του υφιστάμενου κτιρίου από την προηγούμενη φάση, επιλέγεται το επιθυμητό επίπεδο απόσβεσης, $\zeta_E > \zeta_Y$.



Σχήμα 2. Γραφική παράσταση της διαδικασίας προδιαστασιολόγησης των συνδέσμων.

Βήμα 3: Έχοντας καθορίσει τα $d_{t,E}^*$ και ζ_E , καθορίζεται η φασματική επιτάχυνση του ενισχυμένου κτιρίου $F_{y,E}^*/m_E^*$ από το σημείο τομής του ανελαστικού φάσματος που αντιστοιχεί στο ζ_E με την κατακόρυφο που άγεται από την τετμημένη $d_{t,E}^*$ (Σχήμα 2).

Βήμα 4: Από την τομή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού με την κατακόρυφο από την $d_{t,E}^*$, καθορίζεται η αρχική ιδιοπερίοδος του ενισχυμένου κτιρίου, T_E (βλ. Σχήμα 2).

Βήμα 5: Προσδιορίζονται τα χαρακτηριστικά του συστήματος ενίσχυσης. Η δυσκαμψία K_E της ενισχυμένης κατασκευής υπολογίζεται από τη σχέση:

$$K_E = K_Y (T_E / T_Y)^2 \quad (1)$$

όπου K_Y και T_Y είναι αντίστοιχα η δυσκαμψία και ιδιοπερίοδος της υφιστάμενης κατασκευής. Η πρόσθετη δυσκαμψία που πρέπει να παρέχει το σύστημα ενίσχυσης, K_{Π} , υπολογίζεται από τις δυσκαμψίες του υφιστάμενου και του ενισχυμένου συστήματος:

$$K_E = K_Y + K_{\Pi} \Rightarrow K_{\Pi} = K_E - K_Y. \quad (2)$$

Η τέμνουσα βάσης του ενισχυμένου συστήματος, $F_{b,E}$, υπολογίζεται από την προσεγγιστική σχέση:

$$\frac{F_E^*/m_E^*}{F_Y^*/m_Y^*} = \frac{F_{b,E}/\Gamma_E m_E^*}{F_{b,Y}/\Gamma_Y m_Y^*} \approx \frac{F_E}{F_Y} \Rightarrow F_{b,E} \approx F_{b,Y} \frac{F_E^*/m_E^*}{F_Y^*/m_Y^*} \quad (3)$$

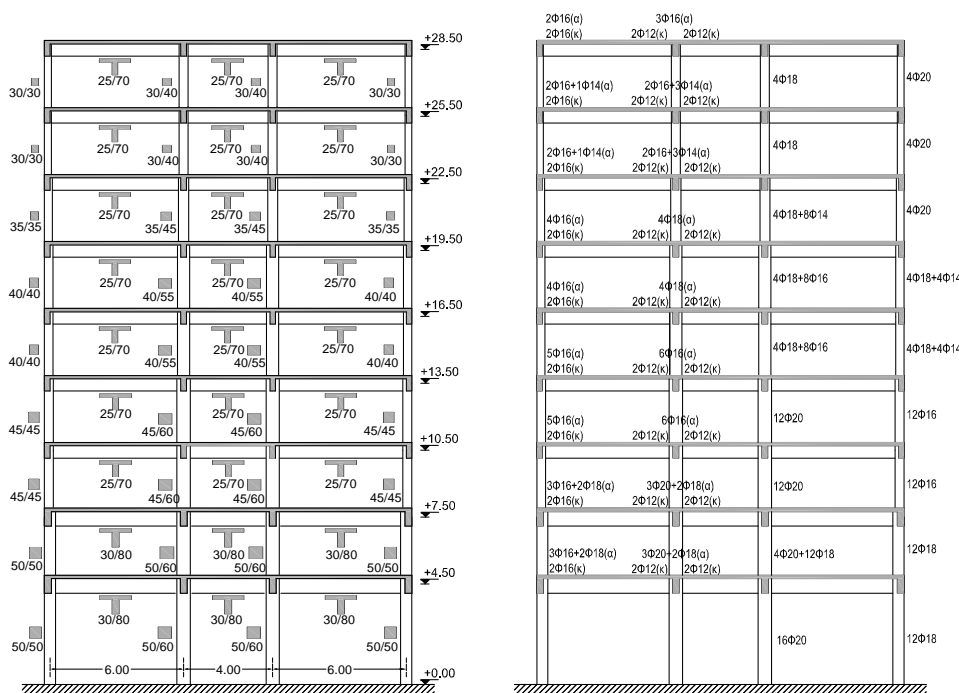
όπου $F_{b,Y}$ είναι η τέμνουσα βάσης της υφιστάμενης κατασκευής και Γ_Y , Γ_E είναι οι συντελεστές μετασχηματισμού του υφιστάμενου και ενισχυμένου κτιρίου αντίστοιχα. Η παραπάνω σχέση προϋποθέτει ότι τα γινόμενα $\Gamma_Y m_Y^*$ και $\Gamma_E m_E^*$ είναι περίπου ίσα. Στη συνέχεια, μπορεί να προσδιοριστεί η πρόσθετη αντοχή F_{Π} που πρέπει να παρέχει το σύστημα ενίσχυσης από τη σχέση:

$$F_{\Pi} = F_{b,E} - F_{b,Y}. \quad (4)$$

Στο σημείο αυτό μπορεί να γίνει η επιλογή του αριθμού και των θέσεων που θα τοποθετηθούν τα συστήματα ενίσχυσης. Με τα παραπάνω χαρακτηριστικά, γίνεται η επιλογή των διαστάσεων των συνδέσμων.

4. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΕΝΝΙΑΟΡΟΦΟ ΚΤΙΡΙΟ

Στη συνέχεια δίνεται εφαρμογή της παραπάνω διαδικασίας στην ενίσχυση ενός εννιαόροφου κτιρίου με pilotis. Το κτίριο είναι κατασκευασμένο με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 με σεισμικό συντελεστή $\varepsilon=0.06$ και με τις κατασκευαστικές συνθήκες της περιόδου αυτής. Το πλαίσιο που φαίνεται στο Σχήμα 3 θεωρείται ότι είναι τυπικό του κτιρίου, δηλαδή το κτίριο συγκροτείται από τα ίδια ακριβώς πλαίσια τοποθετημένα ανά 3m μεταξύ τους. Η ποιότητα σκυροδέματος είναι B225 ενώ τα υποστρώματα και οι δοκοί φέρουν διαμήκη οπλισμό με ποιότητα χάλυβα St-III και συνδετήρες $\Phi 8/200$ ποιότητας St-I. Όλα τα φανώματα της ανωδομής θεωρούνται τοιχοπληρωμένα με τοιχοποιία θλιπτικής αντοχής $f_{wk}=5.0\text{MPa}$ και πάχους 15cm.



Σχήμα 3. Οπλισμός και γεωμετρία εννιαόροφου κτιρίου.

Για την ανάλυση του κτιρίου, μορφώθηκε κατάλληλο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων. Οι στύλοι και οι δοκοί προσομοιώθηκαν με δισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία στα οποία δόθηκαν κατάλληλες ιδιότητες. Η περιοχή που βρίσκεται εντός των κόμβων δοκών-στύλων λήφθηκε υπόψη ως απαραμόρφωτη. Ως θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων λήφθηκαν υπόψη τα άκρα των δοκών και των στύλων. Για την προσομοίωση της τοιχοποιίας χρησιμοποιήθηκαν τετρακομικά επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία σταθερού πάχους 15cm. Τα στοιχεία αυτά συνδέονται με το πλαίσιο μέσω μη γραμμικών στοιχείων, που κατά την αξονική τους διεύθυνση μεταφέρουν μόνο θλιπτικές δυνάμεις, ενώ στην εγκάρσια διεύθυνση τους λαμβάνουν υπόψη και μεταφέρουν τις δυνάμεις τριβής που αναπτύσσονται μεταξύ του πλαισίου και της τοιχοποιίας. Για την τριβή μεταξύ τοιχοποιίας και πλαισίου ελήφθη υπόψη μοντέλο τύπου Coulomb με συντελεστή ίσο με $\mu=0.6$. Τα κατανομημένα μόνιμα φορτία της κατασκευής υπολογίστηκαν σε 6 kN/m^2 και το κινητό φορτίο ελήφθη ίσο με 2 kN/m^2 . Τέλος, έγινε τραπεζοειδής κατανομή των φορτίων των πλακών στις δοκούς. Επιπλέον, ελήφθησαν υπόψη τα φορτία των τοιχοποιιών που εδράζονται απ' αυθείας επάνω στις δοκούς (4 kN/m).

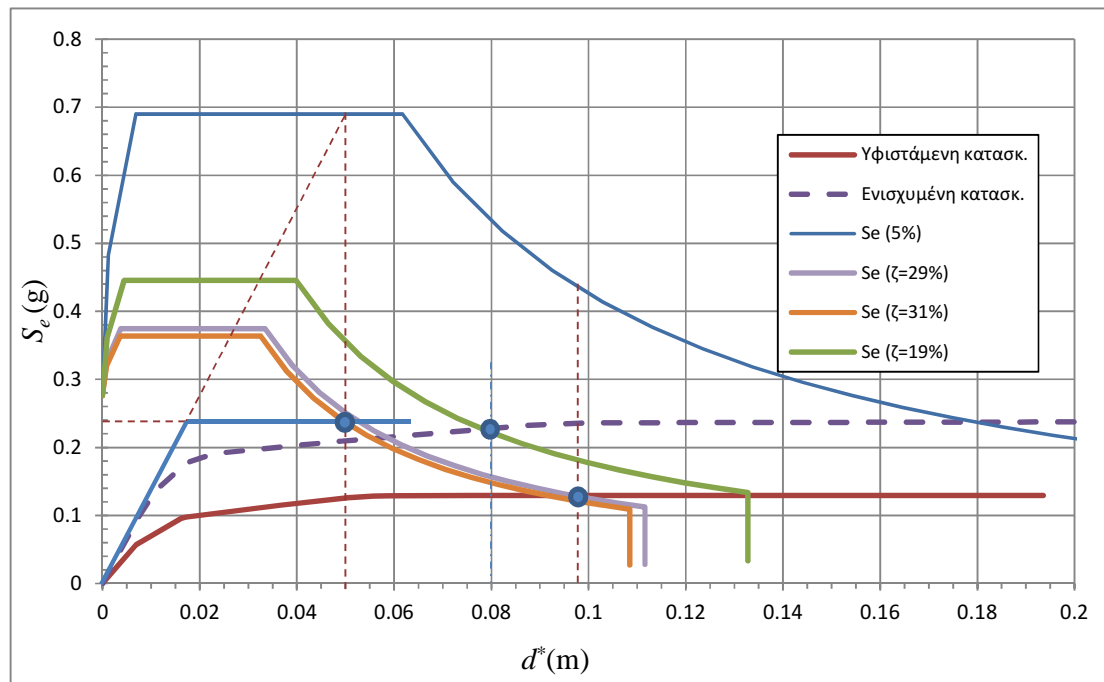
Τόσο για την αποτίμηση της αντοχής όσο και για την ενίσχυση χρησιμοποιήθηκαν τα φάσματα του Ευρωκώδικα 8 με ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ($\alpha=0.24$), κατηγορία

σπουδαιότητας 1, κατηγορία εδάφους C και συντελεστή εδάφους $S=1.15$. Τέλος, επιλέχθηκε επίπεδο επιτελεστικότητας «προστασία ζωής». Το προσομοίωμα υποβλήθηκε σε μη γραμμική στατική ανάλυση από την οποία διαπιστώθηκαν οι αδυναμίες του κτιρίου. Η ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων στην ανωδομή δημιουργεί ένα προφίλ μετακινήσεων στο οποίο παρατηρούνται μεγάλη γωνιακή παραμόρφωση στον μαλακό όροφο (pilotis) και μικρότερες στους ορόφους της ανωδομής. Ως αποτέλεσμα, τα άκρα των υποστυλωμάτων της pilotis πλαστικοποιούνται γρήγορα και εμφανίζονται γωνίες στροφής χορδής πέραν των επιτρεπτών ορίων του επιπέδου επιτελεστικότητας που επιλέχθηκε. Η τέμνουσα βάσης του κτιρίου είναι $F_{b,Y} = 650 \text{ kN}$ και η δυσκαμψία $K_Y = 65.500 \text{ kN/m}$. Η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίστηκε στα $d_{t,Y}^* = 9.6 \text{ cm}$ και ο λόγος $F_{y,Y}^* / m_Y^* = 0.13$, ενώ η απόσβεση του υφιστάμενου κτιρίου $\zeta_E = 29\%$. Ο συντελεστής μετασχηματισμού είναι $\Gamma_Y = 0.66$ και η μετακίνηση της pilotis υπολογίζεται σε $d_{pil,Y} = \Gamma_Y d_{t,Y}^* = 6.3 \text{ cm}$. Η μετακίνηση αυτή δημιουργεί γωνιακή παραμόρφωση μεγαλύτερη από αυτή που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η μετακίνηση που θα ικανοποιούσε τα προηγούμενα όρια υπολογίζεται σε $d_{\text{IIZ}} = 5.4 \text{ cm}$. Επομένως, κρίνεται σκόπιμο να γίνει ενίσχυση της pilotis για τη βελτίωση της συμπεριφορά του κτιρίου.

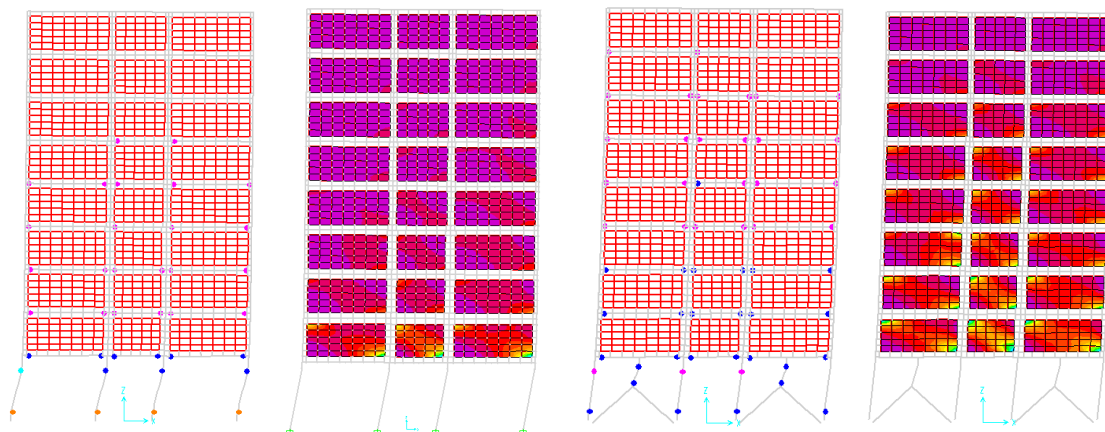
Η προδιαστασιολόγηση των συνδέσμων γίνεται με τη μεθοδολογία που διατυπώθηκε στην Παρ. 4, από τα χαρακτηριστικά του υφιστάμενου κτιρίου. Η καμπύλη $F^* / m^* - d^*$ του υφιστάμενου κτιρίου δίνεται στο Σχήμα 4 (συνεχής γραμμή). Γίνεται υποθεση συντελεστή $\Gamma_E = 0.75 \Gamma_Y = 0.50$. Συνεπώς, σε όρους του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, η οριακή μετακίνηση που αντιστοιχεί στο επίπεδο επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» είναι $d_{\text{IIZ},E}^* = d_{\text{IIZ}} / \Gamma_E = 10.8 \text{ cm}$. Επιλέγεται μια σημαντικά μικρότερη στοχευόμενη μετακίνηση για το ενισχυμένο κτίριο $d_{t,E}^* = 5.0 \text{ cm}$ και απόσβεση $\zeta_E = 31\%$. Με τα χαρακτηριστικά αυτά υπολογίζεται $F_{y,E}^* / m_E^* = 0.24$, $T_E = 0.54 \text{ sec}$, $K_E = 107.000 \text{ kN/m}$ και τελικώς $K_{\text{II}} = 41.500 \text{ kN/m}$. Επίσης, από τη σχέση (3) υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης του ενισχυμένου κτιρίου $F_{b,E} = 1130 \text{ kN}$ και συνεπώς η δύναμη που πρέπει να παραλαμβάνει το σύστημα ενίσχυσης $F_{\text{II}} = 480 \text{ kN}$. Επιλέγεται να τοποθετηθούν δύο πανομοιότυποι σύνδεσμοι στα ακραία φατνώματα του κτιρίου. Με βάση αυτά τα χαρακτηριστικά σχεδιάστηκε μεταλλικός σύνδεσμος με διατομή διπλού ταυ με ύψος 120 mm , πάχος πελμάτων και κορμού 20 mm και πλάτος πέλματος 200 mm . Το μήκος του συνδέσμου υπολογίστηκε $L = 1.59 \text{ m}$ με χάλυβα ποιότητας S355.

Στη συνέχεια, γίνεται εκ νέου μη γραμμική στατική ανάλυση του ενισχυμένου κτιρίου για να διαπιστωθεί κατά πόσο είναι επιτυχή τα αποτελέσματα της προδιαστασιολόγησης. Η καμπύλη ικανότητας του ενισχυμένου κτιρίου αποτυπώνεται στο ίδιο διάγραμμα (Σχήμα 4, διακεκομμένη γραμμή). Παρατηρείται ότι, ενώ η αντοχή και η αρχική δυσκαμψία του ενισχυμένου κτιρίου ανταποκρίνονται πλήρως στις προδιαγραφές της προδιαστασιολόγησης, εμφανίζονται διαφορές ως προς τη στοχευόμενη μετακίνηση και το επίπεδο υστερητικής απόσβεσης. Οι διαφορές αυτές οφείλονται στο ότι η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται βάσει του Ευρωκώδικα 8 με τη βοήθεια διγραμμικής προσέγγισης της καμπύλης συμπεριφοράς, που δεν ταυτίζεται πάντα με την πραγματική. Σε γενικές γραμμές πάντως τα αποτελέσματα είναι πολύ ικανοποιητικά σε ότι αφορά τη συνολική συμπεριφορά του ενισχυμένου κτιρίου. Στο Σχήμα 5 φαίνεται η παραμόρφωση του φορέα και η κατανομή των τάσεων στην τοιχοποιία τόσο για το μη ενισχυμένο όσο και

για το ενισχυμένο κτίριο. Από τους υπολογισμούς που έγιναν δε διαπιστώθηκε υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής των τοιχοποιιών λόγω της προσθήκης των μεταλλικών συνδέσμων.



Σχήμα 4. Καμπύλη φασματικής ικανότητας ενισχυμένου και μη ενισχυμένου κτιρίου



Σχήμα 5. Παραμορφωμένη κατάσταση για το μη ενισχυμένο και το ενισχυμένο κτίριο, αντίστοιχα.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θερμές ευχαριστίες εκφράζονται προς τον Οργανισμό Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) μέσω του οποίου χρηματοδοτήθηκε μερικώς η παρούσα εργασία.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] EUROCODE 8: 'Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules seismic actions and rules for buildings'. Brussels December 2004.
- [2] ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ) Τελικό σχέδιο κειμένου – 3, Αθήνα Φεβρουάριος 2009.

APPLICATION OF DISSIPATIVE STEEL LINKS FOR THE SEISMIC STRENGTHENING OF EXISTING STRUCTURES WITH SOFT STOREY

Evangelos Barlas

Civil Engineer,

Lab. Structural Analysis and Design, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Thessaly,
Volos, Greece

Kyriaki Georgiadi-Stefanidi

Civil Engineer, MsC, Doctoral Candidate

Lab. Structural Analysis and Design, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Thessaly,
Volos, Greece

Euripidis Mistakidis

Assoc. Professor

Lab. Structural Analysis and Design, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Thessaly,
Volos, Greece

Kosmas Stylianidis

Professor

Dept. of Civil Engineering, Aristotle University of Thessaloniki,
Thessaloniki, Greece

SUMMARY

The aim of the paper is to investigate the effectiveness of dissipative steel elements for the seismic strengthening of existing reinforced concrete buildings with soft storey, which have been designed according to older design codes. The dissipative system is connected to the existing frame through high strength and stiffness diagonal elements. First, a methodology is developed for the preliminary design of the characteristics of the dissipative steel element (required strength, stiffness, etc), according to the specific characteristics of the existing building. Then, the methodology is applied for the strengthening of an existing nine storey building in Greece, which was built in the early 60s according to the provision and the materials (type of concrete, type of steel, masonry, etc.) of this period. All the floors apart from the ground floor include masonry. A non-linear static analysis is applied to identify the weaknesses of the structure. The building develops plastic hinges at the ground floor columns which lead to a soft storey collapse. For the strengthening, two dissipative steel links are placed in the ground floor. After a non-linear static analysis the results show that the overall seismic behaviour of the building is significantly improved.