

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ Ω.Σ. ΜΕ ΣΧΟΙΝΙΑ ΑΠΟ ΙΝΕΣ ΒΑΣΑΛΤΗ

ΜΑΧΑ ΜΑΚΡΙΝΗ

Υποψήφια Διδάκτωρ, Institute of Structural Engineering (IKI), University of Natural Resources and Life Sciences (BOKU), Vienna, makrini.macha@boku.ac.at

Περίληψη

Οι υφιστάμενες κατασκευές, οι οποίες έχουν σχεδιασθεί σύμφωνα με παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς, συχνά υποφέρουν από πρόωρες, απότομες και καταστροφικές αστοχίες σε περιπτώσεις καταπόνησης έναντι μεγάλης έντασης σεισμικών φαινομένων. Η απουσία ικανοτικού σχεδιασμού διαφαίνεται από την έλλειψη κατασκευαστικών λεπτομερειών στα εκάστοτε δομικά μέλη. Σε αυτήν την εργασία μελετάται αναλυτικά η σεισμική συμπεριφορά και η διαθεσιμη φέρουσα ικανότητα ενός υφιστάμενου σχολικού κτιρίου, λαμβάνοντας υπόψιν την επίδραση διάφορων διατάξεων τοιχοπληρώσεων. Προκειμένου να συγκριθεί η σεισμική απόκριση των κατασκευών, αναλύονται τρία είδη φορέων: α) φορέας χωρίς τοιχοποιίες, β) τοιχοπληρωμένος φορέας με δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων και γ) τοιχοπληρωμένος φορέας κατά μήκος ολόκληρου του ύψους του φατνώματος. Η αποτίμηση πραγματοποιείται με τρισδιάστατη στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover) και αυξητική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (ΑΔΑ) με το λογισμικό Seismostruct, σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς επεμβάσεων. Τα υποστυλώματα των κτιρίων με ανεπαρκή απόδοση ενισχύονται με συνεχή εγκάρσια περίσφιξη από σχοινιά ινών βασάλτη (BFR) ως εξωτερικός οπλισμός διάτμησης. Η τεχνική ενίσχυσης με προεντεταμένα, μη εμποτισμένα σε ρητίνες σχοινιά βασίζεται σε διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα υποστυλωμάτων υπό αξονική θλίψη τα οποία ανέπτυξαν αξιοσημείωτη αύξηση της πλαστιμότητας περισφιγμένου σκυροδέματος. Οι ανελαστικές αναλύσεις καταλήγουν στο συμπέρασμα ότι τα μη ενισχυμένα κτίρια με κοντά υποστυλώματα υπόκεινται σε πρόωρες καταρρεύσεις για χαμηλές τιμές μετατοπίσεων λόγω διατμητικών αστοχιών. Σύμφωνα με την ΑΔΑ, προβλέπεται κατάρρευση της κατασκευής για μικρότερες τιμές δυσκαμψίας και μετακίνησης σε αντίθεση με την Pushover ανάλυση. Η εξωτερική ενίσχυση με BFR αυξάνει τις μέγιστες μετατοπίσεις της κορυφής του κτιρίου. Επίσης, εξαλείφονται τόσο θλιπτικές όσο και διατμητικές αστοχίες των κρίσιμων υποστυλωμάτων και αυξάνεται η συνολική αντοχή της τέμνουσας δύναμης βάσης.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ακριβής αξιολόγηση της επίδρασης των τοιχοποιιών πλήρωσης σε κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα (Ω.Σ) παραμένει μια άλυτη πρόκληση. Τα εν λόγω στοιχεία ασκούν σημαντική επιρροή στην απόκριση μιας κατασκευής κατά την διάρκεια σεισμικών φαινομένων αφού η συνολική δομή αποτελείται από υλικά με διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά (πλαίσιο Ω.Σ. και τοιχοποιία). Έχουν την ικανότητα ανάληψης υψηλών τιμών αντοχής και εμφάνισης βλαβών μεγάλου κόστους (Σχήμα 1). Γι' αυτόν τον λόγο, έχουν αποτελέσει αντικείμενο έρευνας με σκοπό να προσδιοριστεί η επιρροή τους η οποία σε αρκετές περιπτώσεις κρίνεται ευμενής ενώ σε άλλες ιδιαίτερα δυσμενής [1-2].

Σε ορισμένες περιπτώσεις, ανοίγματα σε τοίχους πλήρωσης μπορεί να οδηγήσουν στο σχηματισμό "κοντών υποστυλωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος". Αυτά τα δομικά στοιχεία μπορεί να έχουν αρνητικές επιπτώσεις κατά τη διάρκεια σεισμών, καθώς σε πολλές περιπτώσεις αστοχούν ψαθυρά μέσω της διατμητικής αστοχίας σκυροδέματος που μπορεί να οδηγήσει στην κατάρρευση του κτιρίου. Προηγούμενα πειράματα σε κοντά υποστυλώματα

έχουν δείξει ότι η αστοχία τους χαρακτηρίζεται από το σχηματισμό διαγώνιων ρωγμών στο σκυρόδεμα [3-5].



Σχήμα 1: Αστοχίες τοιχοπληρώσεων υπό την επίδραση σεισμού στην Λευκάδα το έτος 2003

Η αποκατάσταση ή βελτίωση της στατικής επάρκειας μιας κατασκευής είναι δυνατόν να επιτευχθεί μέσω της αποδοτικότερης εφαρμογής των διατιθέμενων υλικών και τεχνολογιών. Η σωστή στρατηγική επιλογή της μεθόδου είναι ένα κρίσιμο ζήτημα, είτε για την διαδικασία αποτίμησης είτε για του ανασχεδιασμού [6].

Τα σύνθετα υλικά από ινωπλισμένα πολυμερή - fiber reinforced polymer composites (FRPs) είναι κάποια από αυτά τα προϊόντα, των οποίων η χρήση ολοένα και αυξάνεται τις τελευταίες δεκαετίες. Πολλοί ερευνητές επικεντρώνονται στην εφαρμογή ενισχύσεων με σχοινιά ινών από αραμίδιο (aramide) και νέα υλικά όπως το βίνυλον (vinylon) ή τον βασάλτη (basalt). Τέτοια σχοινιά χρησιμοποιούνται ως μέσο εξωτερικής περίσφιγξης συνδυάζοντας εύκολο χειρισμό, μικρή ευαισθησία σε τοπικές βλάβες των ινών, λόγω λυγισμού ή μικρής ακτίνας των γωνιών [7].

Η τεχνική ενίσχυσης με σχοινιά χαρακτηρίζεται από την ευκολία εφαρμογής της στην επιφάνεια των δομικών στοιχείων χωρίς την απαίτηση για χρήση εποξειδικών ρητίνων. Το υλικό αυτό υπερτερεί σε σχέση με τα συμβατικά υφάσματα ή φύλλα ινών λόγω του χαμηλού ειδικού βάρους και της ευελιξίας που διαθέτει. Δίνει την δυνατότητα εύκολης προσαρμογής σε διάφορους τύπους και σχήματα δομικών στοιχείων και κατά συνέπεια οι διαδικασίες εφαρμογής να γίνονται χειρονακτικά σε συντομότερο χρόνο, με περισσότερη ασφάλεια και οικονομία [8].

Ο βασάλτης αποτελεί ένα σύγχρονα αναδυόμενο υλικό στον τομέα των κατασκευών ως ένα εναλλακτικό μέσο ενίσχυσης από τις ίνες άνθρακα ή υάλου. Είναι απολύτως φυσικό και μπορεί να βρεθεί στα ηφαιστειακά πετρώματα. Το πρωτογενές υλικό του βασάλτη παράγεται

αφού λιώσει το πέτρωμα στους 1500°C - 1700°C. Επιπλέον, ο βασάλτης βρίσκεται άφθονος στη φύση λόγω της ορυκτολογικής του σύνθεσης, έχει μη τοξικές αλληλεπιδράσεις, είναι ανθεκτικός στη φωτιά και έχει υψηλό επίπεδο ανακυκλωσιμότητας. Συμπερασματικά, πρόκειται για ένα φιλικό προς το περιβάλλον ανόργανο υλικό υψηλής απόδοσης [9-13].

2. ΜΕΘΟΔΟΙ

2.1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η παρούσα εργασία επικεντρώνεται στην μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς ενός παλιού σχολικού κτιρίου που βρίσκεται στην Αθήνα. Η στατική μελέτη της υφιστάμενης κατασκευής έγινε πριν το 1984, όπου υπήρχαν συγκεκριμένοι τύποι σχολικών κτιρίων, ένας εκ των οποίων αντιστοιχεί στο υπό εξέταση κτίριο και υπάγεται στον τύπο Αθηνά. Κύρια διαφοροποίηση μεταξύ των 7 τύπων είναι η στατική μελέτη τους με κριτήριο την κατηγορία σεισμικής ζώνης της περιοχής που βρίσκονται, ενώ η αρχιτεκτονική τους μορφή παραμένει σταθερή.

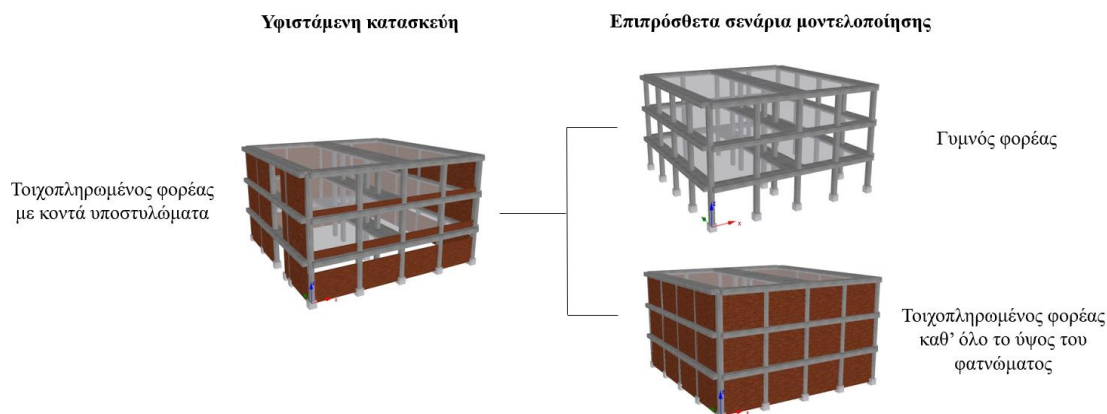
Αυτά τα κτίρια θεωρούνται ευάλωτα σε ισχυρούς σεισμούς διότι είναι κατασκευασμένα πριν από την αναθεώρηση του ελληνικού κώδικα το 1984, επομένως η αξιολόγηση της σεισμικής τους απόκρισης αποτελεί ζήτημα ύψιστης σημασίας. Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) [14] χρησιμοποιήθηκε για την εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας του κτιρίου και τον ανασχεδιασμό του.

Πιο λεπτομερώς, το κτίριο είναι τριώροφο με συνολικό ύψος 9.60 μ. και απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων 4.00 μ. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν ήταν σκυρόδεμα B225 και χάλυβας StIIIb για τον διαμήκη οπλισμό δοκών και υποστυλωμάτων ενώ χάλυβας StI για τον εγκάρσιο οπλισμό. Το έδαφος στο οποίο κατασκευάσθηκε το δόμημα ανήκει στην κατηγορία Β και η περιοχή εντάσσεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙΙ.

Το στατικό σύστημα του κτιρίου είναι πλαισιωτό το οποίο μορφώνεται από ισοδύναμα πλαίσια ωπλισμένου σκυροδέματος (δοκιδωτές πλάκες), τέσσερα από τα οποία εντάσσονται στην περιμετρό του και ένα στο εσωτερικό του, τα οποία αναλαμβάνουν εκτός από τα φορτία βαρύτητας τα τυχόν οριζόντια σεισμικά φορτία.

Μελετούνται τρία διαφορετικά σενάρια θέσεων τοιχοποιίας πλήρωσης (Σχήμα 2) με στόχο την ερεύνηση και σύγκριση της επιρροής κάθε περίπτωσης τοιχοπλήρωσης στην σεισμική απόκριση των κατασκευών.

Η υφιστάμενη κατασκευή που διερευνάται επηρεάζεται δυσμενώς από την αλληλεπίδραση μεταξύ των τοίχων πλήρωσης και του φορέα Ω.Σ. σύμφωνα με την αποτίμηση της κατασκευής εφαρμόζοντας τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ [15]. Η παρουσία



Σχήμα 2: Τρισδιάστατη απεικόνιση των υπό εξέταση περιπτώσεων

ανοιγμάτων με σκοπό την τοποθέτηση παραθύρων έχει ως αποτέλεσμα τον σχηματισμό κοντών υποστυλωμάτων. Τα κοντά υποστυλώματα σε πολλές περιπτώσεις κρίνονται επιβλαβή κατά την διενέργεια σεισμικών φαινομένων, καθώς η πιθανή πρόωγη ψαθυρή αστοχία τους μπορεί να οδηγήσει σε επικίνδυνη κατάρρευση του κτιρίου. Επιπλέον, οι δοκοί και τα υποστυλώματα στερούνται κατάλληλης κατασκευαστικής λεπτομέρειας με χαμηλό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού χάλυβα και επομένως χαμηλής πλαστιμότητας.

2.2. ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

Η ανελαστική συμπεριφορά των τοίχων πλήρωσης και η αλληλεπίδρασή τους με τα πλαίσια σκυροδέματος προσομοιώνεται χρησιμοποιώντας το προηγμένο λογισμικό Seismostruct [16], σύμφωνα με τη μέθοδο που προτείνεται από το [3]. Οι τοιχοπληρώσεις της κατασκευής θεωρούνται ότι έχουν κατακόρυφη θλιπτική αντοχή $f_{wc}=3.10$ MPa και μέτρο ελαστικότητας $E_w=3000$ MPa. Η μάζα του κτιρίου υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τη μάζα κάθε ορόφου ξεχωριστά με τον παρακάτω τύπο:

$$M = \sum m_{GB} + \sum m_{GC} + 0.3 \cdot \sum m_{QB}, \text{ όπου:}$$

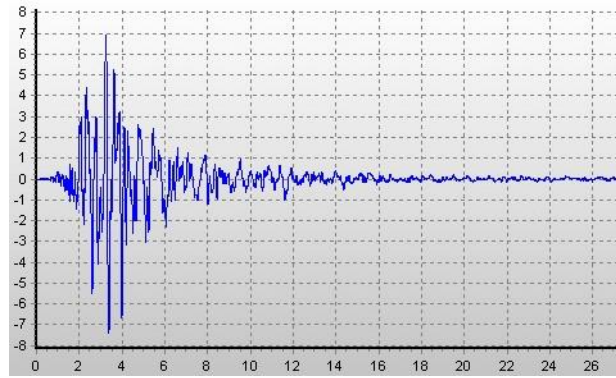
$\sum m_{GB}$ είναι η συνολική μάζα των πλακών, επικαλύψεων δαπέδων, δοκών και τοιχοπληρώσεων, $\sum m_{GC}$ είναι η συνολική μάζα των υποστυλωμάτων και $\sum m_{QB}$ είναι η συνολική μάζα των κινητών φορτίων σύμφωνα με την εκάστοτε χρήση κτιρίου.

Πραγματοποιούνται ανελαστικές αναλύσεις με την επίδραση των σεισμικών δυνάμεων κατά την διεύθυνση x-x' και y-y' για όλες τις περιπτώσεις φορέων. Αυτό περιλαμβάνει την εξέταση μόνο της σεισμικής δράσης στην κατεύθυνση X (F_{bx}), μόνο της σεισμικής δράσης στην κατεύθυνση Y (F_{by}). Η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου για σεισμική ζώνη επικινδυνότητας III με ισοδύναμη εδαφική επιτάχυνση 0,36 g, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

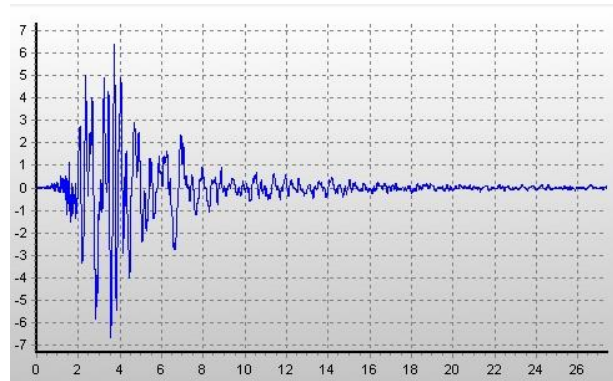
Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με κριτήριο ελέγχου την μείωση της διατμητικής αντοχής στο 50%. Η παραπάνω προσέγγιση βασίστηκε σε μια ενδιάμεση θεώρηση σε σχέση με τα πειραματικά αποτελέσματα των M. Moretti & T.P. Tassios [5] και Yi-An-Li [6]. Κατά την διεξαγωγή των πειραμάτων παρατηρήθηκε σε παρόμοια δοκίμια κοντών υποστυλωμάτων μείωση της συνολικής μέγιστης δύναμης στο 50% κατά τους μεταγενέστερους κύκλους της ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Διαπιστώνεται ότι μετά την πρώτη διατμητική αστοχία και λόγω της αυξανόμενης ρηγμάτωσης ενεργοποιείται το μοντέλο του διαγώνιου θλιπτήρα σκυροδέματος και έτσι προκύπτει συνεχής μείωση της μέγιστης αναλαμβανόμενης τέμνουσας βάσης που δικαιολογεί αυτήν την απομείωση.

Λόγω της δυσμενούς επίδρασης των στοιχείων πλήρωσης για την περίπτωση της υφιστάμενης κατασκευής, τα αποτελέσματα από την Pushover ανάλυση κρίνονται αναξιόπιστα και επομένως κρίνεται απαραίτητη η εφαρμογή δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης. Πραγματοποιείται Αυξητική Δυναμική Ανάλυση (ΑΔΑ) με βαθμιαία αυξανόμενους συντελεστές κλιμάκωσης 0,1, 0,4 και 0,7 προκειμένου να βρεθεί το στάδιο κατάρρευσης. Για την εφαρμογή των δυναμικών αναλύσεων λαμβάνονται επιταχυνσιογραφήματα από πραγματικές καταγραφές του σεισμού της Κεφαλονιάς στις 3 Φεβρουαρίου 2014.

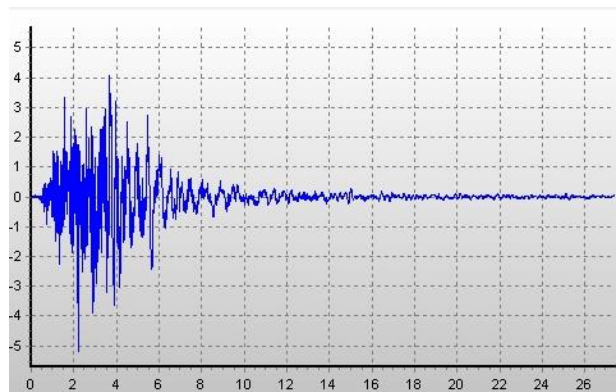
Οι τιμές αντλήθηκαν από τα στοιχεία του Ινστιτούτου Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών (Σχήμα 3).



(α)



(β)



(γ)

Σχήμα 3: Επιταχυνσιογράφημα Συνιστώσας (α) X, (β) Y και (γ) Z [acceleration (m/sec²), time (sec)]

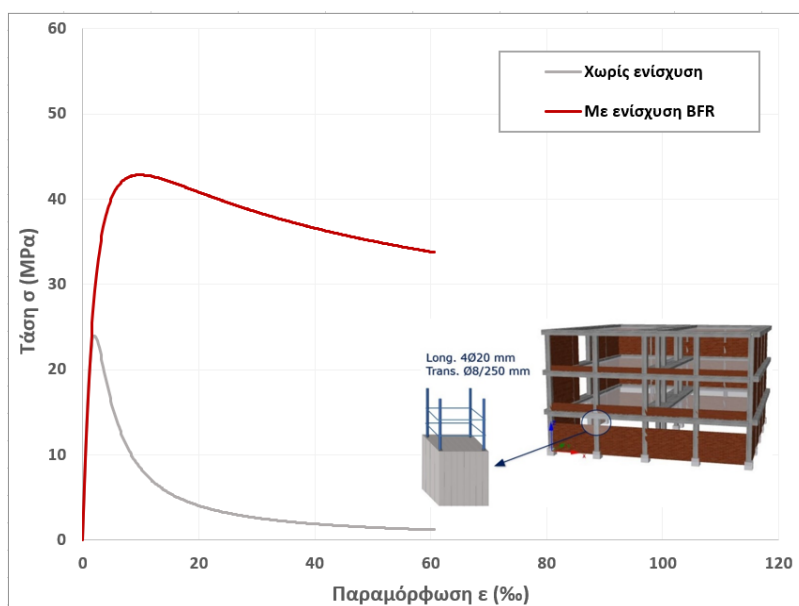
2.3. ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Η τεχνική ενίσχυσης με σχοινιά από ίνες βασάλτη BFR βασίζεται σε διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα ενισχυμένων υποστρωμάτων με αυτού του είδους τεχνική, τα οποία καταπονούνται υπό αξονική θλιπτική φόρτιση. Τα δοκίμια εμφανίζουν αξιοσημείωτη αύξηση της πλαστιμότητας περισφιγμένου σκυροδέματος [17].

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε κατά το πείραμα ήταν κατηγορίας C12. Η ακριβής τιμή αντοχής προέκυψε 15.24 MPa για αξονική παραμόρφωση 0.291%. Ο εγκάρσιος οπλισμός χάλυβα ανήκει στην κατηγορία S220 (ονομαστική αντοχή διαρροής $f_y=220$ MPa, λείος) με διάμετρο 5.5 mm ενώ ο διαμήκης στην κατηγορία B500C (ονομαστική αντοχή διαρροής $f_y=500$ MPa) με διάμετρο 8 mm και απόσταση μεταξύ τους 100 mm. Ο ινοπλισμός δεν εμποτίστηκε με ρητίνη και δεν συνδέθηκε με την επιφάνεια του σκυροδέματος.

Η μελέτη περιελάμβανε ως μέσο περίσφιξης ένα πλεγμένο σχοινί βασάλτη με μέτρο ελαστικότητας 69.3 GPa, μέγιστη τιμή αντοχής τα 1282 MPa με 1.85% επιμήκυνση στην αστοχία του (σύμφωνα με τις προδιαγραφές του κατασκευαστή Juan Gili S.L.). Το σχοινί προεντάθηκε έως και 1,87% καταπόνηση πριν από την εφαρμογή του αξονικού φορτίου. Οι καμπύλες τάσης-παραμόρφωσης του δοκιμίου RCBSL12PRE1,87%, σύμφωνα με τα πειραματικά δεδομένα, δείχνουν ότι το δοκίμιο αναπτύσσει αξονική θλιπτική τάση που αυξάνεται μέχρι τη μέγιστη τιμή των 38.22 MPa για αξονική παραμόρφωση αστοχίας e_{cu} = 5.617% [21].

Με στόχο την προσομοίωση της ενίσχυσης που χρησιμοποιήθηκε στο πείραμα και την διερεύνηση της συμπεριφοράς υπό αξονική καταπόνηση ενός υποστυλώματος περισφιγμένου με σχοινιά παρόμοιων ιδιοτήτων, απομονώνεται ένα κοντό υποστύλωμα του υπό μελέτη κτιρίου. Το δομικό στοιχείο έχει τετράγωνη διατομή με διαστάσεις 400 mm * 400 mm και ύψος 0.85 m. Οι αναλυτικές καμπύλες που προκύπτουν μετά από την ανάλυση παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.



Σχήμα 4: Διάγραμμα Τάσης σ - Αξονικής παραμόρφωσης ϵ προσομοίωσης κοντού υποστυλώματος

Σύμφωνα με το παραπάνω διάγραμμα, το ενισχυμένο υποστύλωμα υποδεικνύει καλή συμπεριφορά. Πιο συγκεκριμένα, μετά την ενίσχυση η μέγιστη τιμή τάσης ανέρχεται στα 42.8 MPa για αξονική παραμόρφωση 10.2 %. Στον ανελαστικό κλάδο η τάση διατηρείται όσο αυξάνεται η παραμόρφωση μέχρι το σημείο αστοχίας για τιμή παραμόρφωσης 60.6 %. Για το μη ενισχυμένο υποστύλωμα, η μέγιστη τιμή τάσης ανέρχεται μόλις στα 24 MPa για αξονική παραμόρφωση 2 % και ακολουθεί συνεχόμενη πτώση της τάσης του.

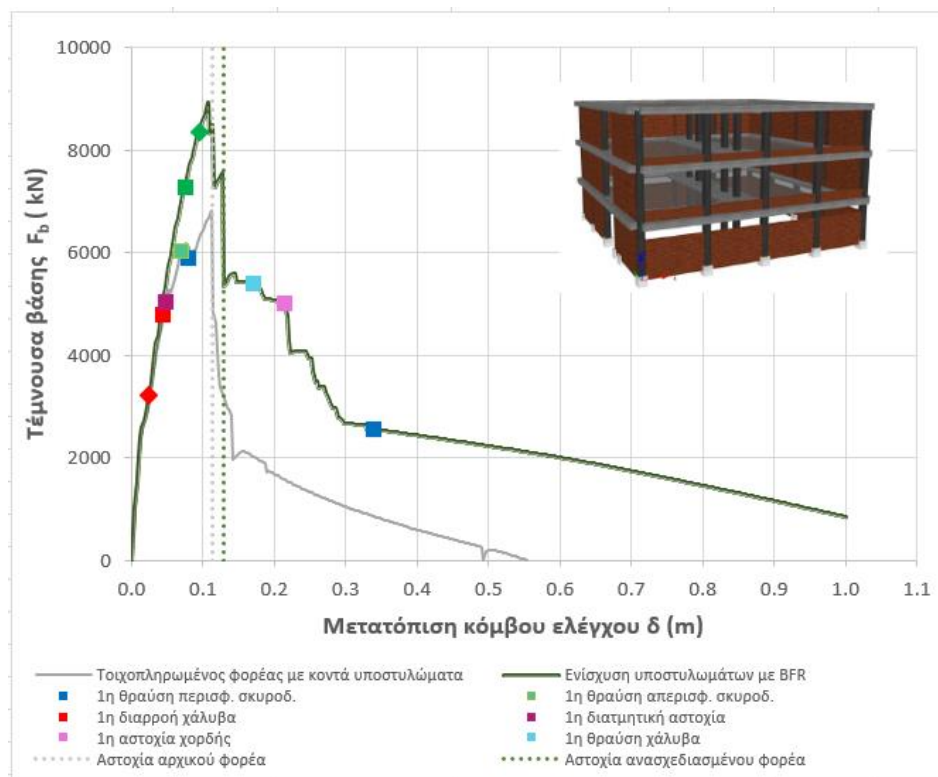
Η στρατηγική ενίσχυσης που επιλέγεται είναι η περίσφιξη όλων των υποστυλωμάτων με σχοινιά από ίνες βασάλτη δύο στρώσεων για κάθε περίπτωση φορέα.

3. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

3.1. PUSHOVER ANALYSIS

Έπειτα από την στατική ανελαστική ανάλυση των φορέων με επιβολή σεισμικών δυνάμεων σε κάθε διεύθυνση, η διεύθυνση φόρτισης κατά τον άξονα y-y' κρίνεται δυσμενέστερη καθώς αναπτύσσονται οι υψηλότερες τιμές τέμνουσας βάσης και οι φορείς αστοχούν για

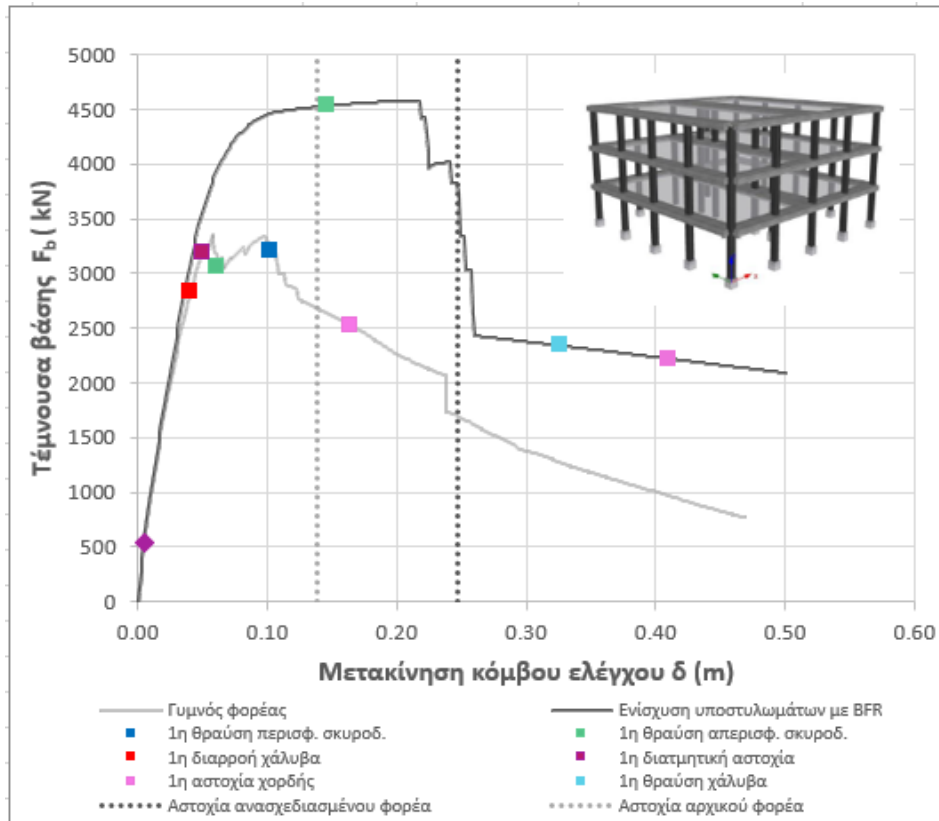
μικρότερες τιμές μετακινήσεων κόμβου ελέγχου. Τα αποτελέσματα που παραθέτονται στην παρούσα εργασία αφορούν την δυσμενέστερη διεύθυνση φόρτισης και παρουσιάζονται συγκρίνοντας τις καμπύλες απόκρισης αρχικού και ανασχεδιασμένου φορέα για κάθε σενάριο κατασκευής ξεχωριστά.



Σχήμα 5: Συγκριτικές καμπύλες αντίστασης αρχικού και ανασχεδιασμένου τοιχοπληρωμένου φορέα με κοντά υποστρώματα κατά την διεύθυνση $y-y'$.

Λαμβάνοντας υπόψιν το σχήμα 5, οι περιπτώσεις φορέων παρουσιάζουν παρόμοια συμπεριφορά απότομα αυξανόμενης αντοχής στον ελαστικό κλάδο. Για το σενάριο ενίσχυσης, η τιμή της μέγιστης τέμνουσας βάρσης εκτιμάται 8914.3 kN. Η μείωση της τέμνουσας βάρσης είναι απότομη καθώς επέρχεται αστοχία των τοιχοπληρώσεων, οι οποίες αύξησαν την αντοχή του φορέα υπό την σεισμική φόρτιση. Η αστοχία της κατασκευής προκύπτει με εφαρμογή των διατάξεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τιμή μετακίνησης του κεντρικού κόμβου κορυφής 0.13 m.

Η 1^η αστοχία εξαιτίας της διαρροής χάλυβα εμφανίζεται στο ίδιο υποστήλωμα και για τους δύο υπό μελέτη φορείς. Διατμητικές αστοχίες παρατηρούνται μόνο στον αρχικό φορέα για μετακίνηση 0.048 m στο ενδιάμεσο πλαίσιο του άξονα $y-y'$. Η 1^η θραύση περισφιγμένου σκυροδέματος υποστρώματος για τον ανασχεδιασμένο φορέα σημειώνεται για αυξημένη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου στα 0.34 m σε σύγκριση με τον αρχικό στα 0.08 m.



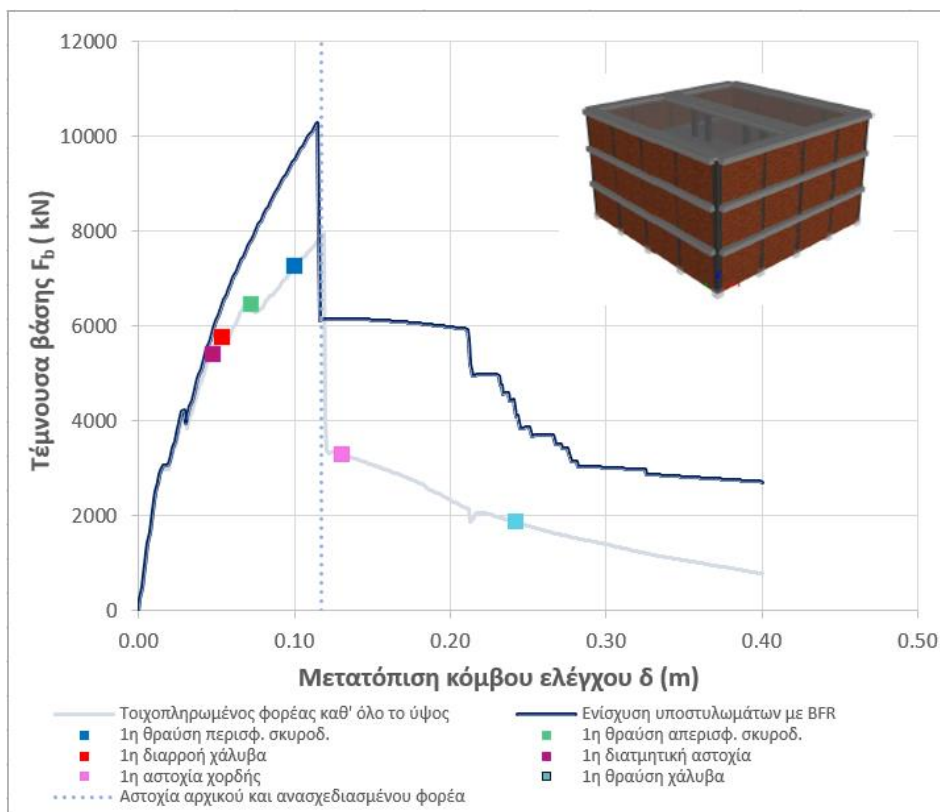
Σχήμα 6: Συγκριτικές καμπύλες αντίστασης αρχικού και ανασχεδιασμένου γυμνού φορέα κατά την διεύθυνση y-y'.

Σύμφωνα με την συγκριτική απεικόνιση των αποτελεσμάτων ανάλυσης αρχικού και ενισχυμένου γυμνού φορέα του σχήματος 6, είναι φανερή η ευμενής επιρροή των σύνθετων υλικών τόσο στην αύξηση της αντοχής όσο και στην αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα. Η μέγιστη τιμή της νέας τέμνουσας βάρσσης φθάνει τα 4579.5 kN ενώ πριν την ενίσχυση υπολογίζεται στα 3347.6 kN. Επίσης, η κατάρρευση της ανασχεδιασμένης κατασκευής προκύπτει για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.247 m σε αντίθεση με τον αρχικό φορέα για μετακίνηση 0.139 m. Επισημαίνεται ότι λόγω της μεγαλύτερης αντοχής που διαθέτει ο ενισχυμένος φορέας η πτώση της τέμνουσας βάρσσης είναι αρκετά απότομη.

Η 1^η διαρροή χάλυβα συμβαίνει στην ίδια θέση υποστυλώματος για τις δύο περιπτώσεις. Παρατηρείται απουσία διατμητικής αστοχίας και θραύσης περισφιγμένου σκυροδέματος υποστυλωμάτων στον ενισχυμένο φορέα.

Στο σχήμα 7 παρουσιάζεται η απόκριση των τοιχοπληρωμένων φορέων καθ' όλο το ύψος του φανώματος κατά την δυσμενέστερη διεύθυνση. Στα αρχικά στάδια συμπεριφοράς, οι φορείς παρουσιάζουν ομοιότητες στην απόκρισή τους μέχρι την 1^η διατμητική αστοχία υποστυλώματος του αρχικού φορέα. Έπειτα η αντοχή του ενισχυμένου φορέα αυξάνεται μέχρι την μέγιστη τιμή στα 10290.8 kN. Η αστοχία των κατασκευών γίνεται για ίδια τιμή μετακίνησης, τα 0.117 m. Η μέγιστη οριζόντια σεισμική δύναμη που απορροφάται από τον αρχικό φορέα προκύπτει 7938.8 kN.

Η ενίσχυση του φορέα αποτρέπει την δημιουργία ψαθυρών διατμητικών αστοχιών και θραύση περισφιγμένου σκυροδέματος υποστυλωμάτων. Η 1^η αστοχία απερισφικτου σκυροδέματος υποστυλώματος αρχικού φορέα εκτιμάται σε μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.072 m ενώ στον ενισχυμένο φορέα 0.098 m.



Σχήμα 7: Συγκριτικές καμπύλες αντίστασης αρχικού και ανασχεδιασμένου τοιχοπληρωμένου φορέα καθ' όλο το ύψος του φατνώματος κατά την διεύθυνση $y-y'$.

3.2. ΑΥΞΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ (ΑΔΑ)

Όπως αναφέρθηκε, τα αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover για το σενάριο κατασκευής με παρουσία κοντών υποστρωμάτων δεν θεωρούνται αξιόπιστα λόγω της αρνητικής επίδρασης των τοίχων πλήρωσης. Ως εκ τούτου, απαιτείται από τους κανονισμούς η διενέργεια δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας.

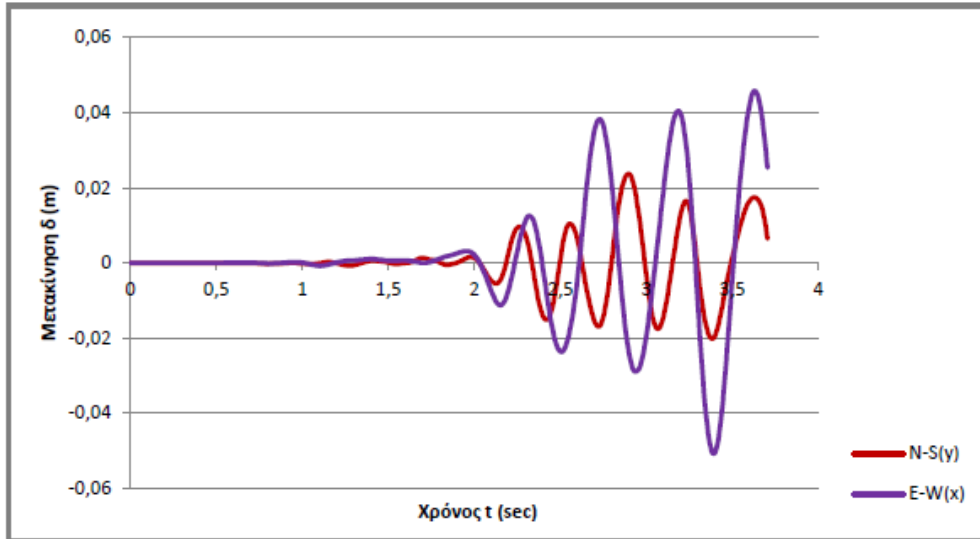
Η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας πραγματοποιείται με επιβολή επιταχυνσιογραφημάτων από την καταγραφή σεισμού στις 03.02.2014 στο νησί της Κεφαλονιάς (Σχήμα 3). Παρακάτω παρουσιάζονται τα δυσμενή αποτελέσματα κάθε άξονα από την ΑΔΑ με σταδιακά αυξανόμενους συντελεστές κλιμάκωσης 0.1, 0.4 και 0.7 προκειμένου να προσδιοριστεί το σημείο κατάρρευσης της κατασκευής (Σχήμα 8). Τέλος, γίνεται σύγκριση μεταξύ της μέγιστης τέμνουσας βάσης που προκύπτει από την ΑΔΑ και των αποτελεσμάτων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης – Pushover (Σχήμα 9).

Αρχικά, η ανάλυση με συντελεστή κλιμάκωσης 0.1 δεν οδηγεί στην κατάρρευση της κατασκευής, καθώς η μετατόπιση είναι σχεδόν μηδενική μετά από 27 δευτερόλεπτα. Οι αστοχίες στα δομικά στοιχεία είναι περιορισμένες και αποτελούνται από διατμητικές αστοχίες δοκών.

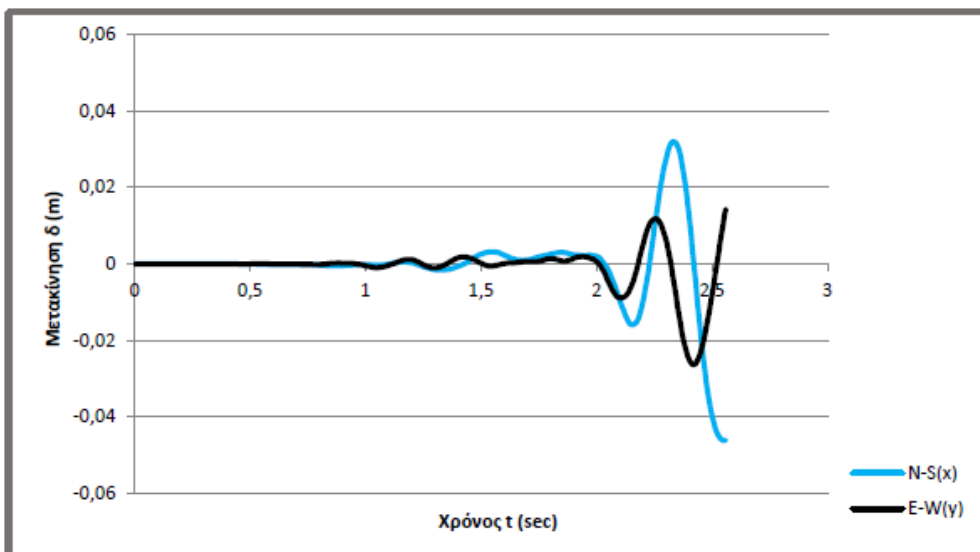
Η αύξηση του συντελεστή κλιμάκωσης σε 0.4 οδηγεί στην κατάρρευση της κατασκευής, καθώς η μετακίνηση του κτιρίου φτάνει στο μέγιστο σημείο της σε σύντομο χρονικό διάστημα (3 sec) και δεν μηδενίζεται. Τα αποτελέσματα προέκυψαν από την ανάλυση των επιταχυνσιογραφημάτων κατά μήκος του άξονα $x-x'$. Οι σημαντικότερες αστοχίες που παρατηρήθηκαν είναι η διάτμηση των υποστρωμάτων και των δοκών και η αστοχία περισφιγμένου σκυροδέματος. Κατά την ανάλυση στον άξονα $y-y'$ με συντελεστή

κλιμάκωσης 0.4, δεν παρατηρείται κατάρρευση της κατασκευής. Οι περιορισμένες αστοχίες καταδεικνύουν την ανθεκτικότητα της κατασκευής.

Τέλος, διεξήχθη η ανάλυση με συντελεστή κλιμάκωσης 0.7, όπου όπως αναμένεται, η κατασκευή κατά την διεύθυνση $x-x'$ καταρρέει. Το σύνολο της κατασκευής αστοχεί επίσης κατά τη διεύθυνση $y-y'$. Οι κύριες αστοχίες που σημειώνονται είναι η διάτμηση και η θραύση περισφιγμένου σκυροδέματος υποστρωμάτων και δοκών. Οι αστοχίες εμφανίζονται αρχικά στα κοντά υποστρώματα και στη συνέχεια στα υπόλοιπα δομικά στοιχεία.



(α)

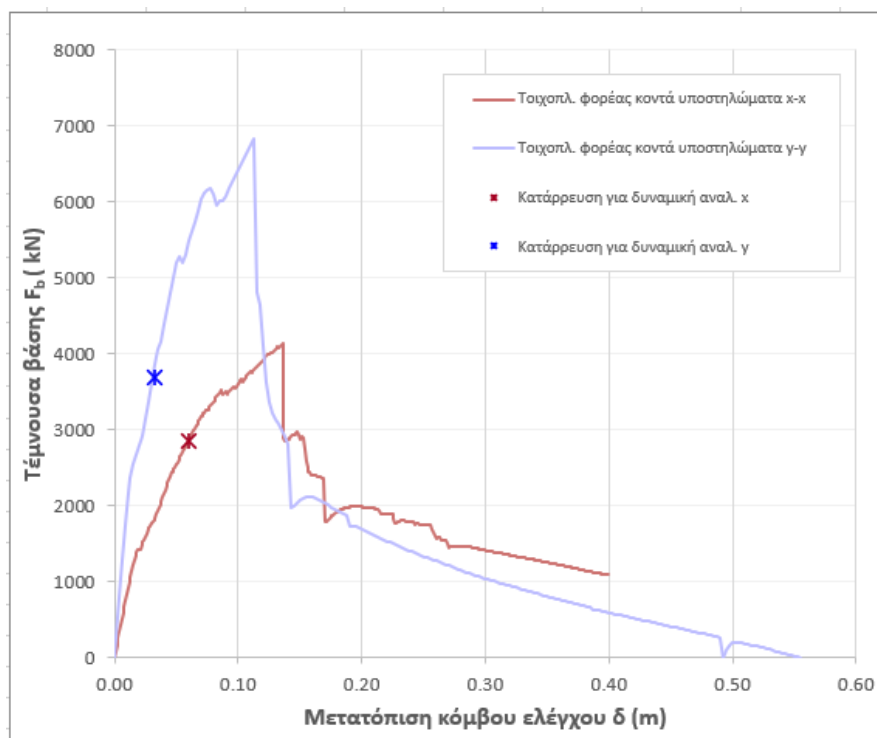


(β)

Σχήμα 8: Καμπύλες επιταχυνσιογραφημάτων για τις δυσμενέστερες περιπτώσεις στην διεύθυνση (α) $x-x'$ και συντελεστή κλιμάκωσης 0.4 και (β) $y-y'$ και συντελεστή κλιμάκωσης 0.7.

Τα δυσμενέστερα σενάρια κατάρρευσης της κατασκευής είναι στη διεύθυνση $x-x'$ με συντελεστή κλιμάκωσης 0.4 και στη διεύθυνση $y-y'$ με συντελεστή 0.7 (Σχήμα 8). Τα αποτελέσματα υποδηλώνουν ότι η κατασκευή έχει υψηλότερα αποθέματα αντοχής στον άξονα $y-y'$ λόγω της παρουσίας ενός πρόσθετου πλαισίου. Οι μέγιστες τιμές αντοχής σημειώνονται $F_{bx}=2860.5$ kN και $F_{by}=3697.44$ kN, αντίστοιχα.

Οι μέγιστες τιμές τέμνουσας βάσης στο σημείο αστοχίας για την Pushover ανάλυση είναι $F_{bx}=4133.84$ kN και $F_{by}=6825.64$ kN. Οι μέγιστες μετατοπίσεις κόμβου ελέγχου παρατηρήθηκαν στον άξονα x-x' λόγω μειωμένης δυσκαμψίας και αύξησης της ιδιοπεριόδου και των μετατοπίσεων.



Σχήμα 9: Καμπύλες ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τις διευθύνσεις x-x' και y-y' με σημεία κατάρρευσης σύμφωνα με τις δυναμικές αναλύσεις.

Κατά τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων ανάλυσης, παρατηρούνται ορισμένες ομοιότητες και διαφορές (Σχήμα 9). Και οι δύο αναλύσεις συμφωνούν ότι η κατασκευή έχει την υψηλότερη αντοχή στη διεύθυνση y-y' και ότι η διεύθυνση x-x' έχει υψηλότερη μετατόπιση αστοχίας και ιδιοπερίοδο. Ωστόσο, υπάρχουν διαφορές στην προβλεπόμενο στάδιο κατάρρευσης της κατασκευής.

Η ΑΔΑ προβλέπει κατάρρευση της κατασκευής για χαμηλότερες τιμές τέμνουσας βάσης, η οποία διαφέρει από τα αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover, όπως φαίνεται στο διάγραμμα σύγκρισης στο Σχήμα 9 (οι συνεχείς γραμμές αντιστοιχούν στα αποτελέσματα Pushover και τα στίγματα στα αποτελέσματα ΑΔΑ).

Στην περίπτωση αυτή, η κατανομή των δυνάμεων στο ύψος του κτιρίου δεν εξαρτάται από την 1^η ιδιομορφή, σε αντίθεση με την υπόθεση της ανάλυσης Pushover ότι η πρώτη ιδιομορφή είναι κυρίαρχη. Συνεπώς, η ανάλυση Pushover θεωρείται αναξιόπιστη, διότι αναμένεται ευνοϊκή απόκριση της κατασκευής από αυτήν που πραγματικά συμβαίνει και η εφαρμογή της ΑΔΑ κρίνεται απαραίτητη.

4. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η απουσία φιλοσοφίας ικανοτικού σχεδιασμού αποδεικνύεται κατά την εφαρμογή των ανελαστικών αναλύσεων στις υφιστάμενες κατασκευές, καθώς όλα τα υποστυλώματα με ανεπαρκή σχεδιασμό αστοχούν σε διάτμηση. Από τις συγκριτικές καμπύλες απόκρισης Τέμνουσας βάσης - Μετακίνησης κόμβου ελέγχου όλων των περιπτώσεων προκύπτει το

συμπέρασμα ότι η συνολική τέμνουσα βάσης είναι ανάλογη του ποσοστού πλήρωσης με τοιχοποιία. Όσο μεγαλύτερο είναι το ποσοστό κάλυψης του φορέα με τοιχοποιία τόσο μεγαλύτερη είναι η τέμνουσα βάσης που εμφανίζεται. Πρώιμες διατμητικές αστοχίες εντοπίστηκαν στα κοντά υποστυλώματα της περιμέτρου. Επειτά από την σύγκριση της με την στατική ανελαστική ανάλυση καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η κατασκευή έρχεται στο σημείο κατάρρευσης για μικρότερες τιμές τέμνουσας βάσης και σε μικρότερες μετακινήσεις κορυφής όταν αποτιμάται με δυναμική ανελαστική ανάλυση.

Μετά τον ανασχεδιασμό του γυμνού φορέα διαπιστώνεται η καταλληλότητα της μεθόδου ενίσχυσης αφού οι διατμητικές αστοχίες στα υποστυλώματα εξαλείφονται. Επιπλέον, παρατηρείται αύξηση της ικανότητας για παραλαβή σεισμικών δυνάμεων αλλά και της μετακίνησης για την οποία σημειώνεται κατάρρευση της κατασκευής. Οι βλάβες πραγματοποιούνται για μεγαλύτερες μετακινήσεις του φορέα και μετά από το σημείο στάθμης επιτελεσματικότητας που ορίζεται από τον κανονισμό ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στους ενισχυμένους φορείς με τοιχοπληρώσεις λόγω ύπαρξης των τοιχοποιιών πλήρωσης, οι τιμές τέμνουσας βάσης είναι υψηλές με αποτέλεσμα την κατακόρυφη πτώση της αντοχής. Μετά την ενίσχυση οι πρώτες βλάβες πραγματοποιούνται για μεγαλύτερες μετατοπίσεις και σε λιγότερα δομικά στοιχεία ενώ τα υποστυλώματα δεν αστοχούν έναντι διάτμησης.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Akyildiz T. , Kwiecień A. , Rousakis T. , Kramar M. (2018) Preliminary Numerical Analyses of Masonry Infill Walls before Shaking.
- [2] Rousakis, T. et al. (2020) Deformable Polyurethane Joints and Fibre Grids for Resilient Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames with Orthoblock Brick Infills in: *Polymers* 12, Nr. 12. <https://doi.org/10.3390/polym12122869>
- [3] Crisafulli, F. J. (1997) Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills.
- [4] Moretti, M.; Tassios, T. P. (2007) Behaviour of short columns subjected to cyclic shear displacements: Experimental results in: *Engineering Structures* 29, H. 8, S. 2018–2029. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.11.001>
- [5] Li, Y.-A.; Huang, Y.-T.; Hwang, S.-J. (2014) *Seismic Response of Reinforced Concrete Short Columns Failed in Shear* in: *ACI Structural Journal* 111, H. 4. <https://doi.org/10.14359/51686780>
- [6] T. C. Rousakis, Confinement of Concrete Columns by Fiber Rope Reinforcements. In: Monti J. (ed.) *The 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering – CICE 2012*. Rome 13 - 15 of June 2012
- [7] Rousakis, T. C. (2014) Elastic Fiber Ropes of Ultrahigh-Extension Capacity in Strengthening of Concrete through Confinement in: *Journal of Materials in Civil Engineering* 26, H. 1, S. 34–44. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000796](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000796)
- [8] Shimomura, T.; Phong, N. H. Structural performance of concrete members reinforced with continuous fiber rope – In *Proceedings of the FRPRCS-8 Conference University of Patras, Patra, Greece, 16–18 July 2007*.
- [9] Di Ludovico, M.; Prota, A.; Manfredi, G. (2010) Structural Upgrade Using Basalt Fibers for Concrete Confinement in: *Journal of Composites for Construction* 14, H. 5, S. 541–552. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000114](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000114)
- [10] Kabay, N. (2014) Abrasion resistance and fracture energy of concretes with basalt fiber in: *Construction and Building Materials* 50, S. 95–101. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.09.040>

- [11] Banibayat, P.; Patnaik, A. (2014) Variability of mechanical properties of basalt fiber reinforced polymer bars manufactured by wet-layup method in: *Materials & Design* (1980-2015) 56, S. 898–906. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2013.11.081>
- [12] Dhand, V. et al. (2015) A short review on basalt fiber reinforced polymer composites in: *Composites Part B: Engineering* 73, S. 166–180. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.12.011>
- [13] Haldar, S. K. (2020) *Introduction to Mineralogy and Petrology*. 2. Aufl. San Diego: Elsevier.
- [14] Ο.Α.Σ.Π (2022) *ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ελληνικός κανονισμός επεμβάσεων*
- [15] Βισβίκη Ευαγγελία, «Αποτίμηση υφιστάμενου σχολικού κτιρίου τύπου Αθηνά για σεισμική ζώνη ΙΙΙ & ανασχεδιασμός με προσθήκη τοιχωμάτων και χρήση σύνθετων υλικών σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ. ΕΠΕ. », Διατριβή πτυχιακού διπλώματος, Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης, 2018
- [16] Seismosoft [2021] "SeismoStruct 2021 – A computer program for static and Dynamic nonlinear analysis of framed structures," available from <https://seismosoft.com/> [Software].
- [17] Rousakis, T. C. et al. (2019) Prismatic RC columns externally confined with FRP sheets and pre-tensioned basalt fiber ropes under cyclic axial load in: *Composites Part B: Engineering* 163, S. 96–106. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.11.024>

ΕΠΙΒΛΕΨΗ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια της απόκτησης του διπλώματος μου τον Οκτώβριο 2022 από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Δημοκρίτειου Πανεπιστημίου Ξάνθης υπό την επίβλεψη του Καθηγητή Ρουσάκη Θεόδωρου.

Ευχαριστίες απεύθυνονται στον επιβλέπων καθηγητή μου Ρουσάκη Θεόδωρο για την επιστημονική του καθοδήγηση, τις ουσιαστικές υποδείξεις του, την επιμονή του και το αμείωτο ενδιαφέρον του από την αρχή μέχρι το τέλος, καθώς και στην Seismosoft για τη δωρεάν παραχώρηση του λογισμικού.

