

UHI Research Database pdf download summary

Papavasileiou, Georgios; Pnevmatikos, Nikos

Published in:

Proceedings of the 4th Hellenic National Conference on Earthquake Engineering and Technical Seismology

Publication date:

2019

The Document Version you have downloaded here is:

Publisher's PDF, also known as Version of record

[Link to author version on UHI Research Database](#)

Citation for published version (APA):

Papavasileiou, G., & Pnevmatikos, N. (2019). . In *Proceedings of the 4th Hellenic National Conference on Earthquake Engineering and Technical Seismology* (pp. 1-9).

General rights

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the UHI Research Database are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights:

- 1) Users may download and print one copy of any publication from the UHI Research Database for the purpose of private study or research.
- 2) You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- 3) You may freely distribute the URL identifying the publication in the UHI Research Database

Take down policy

If you believe that this document breaches copyright please contact us at RO@uhi.ac.uk providing details; we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

Εκτίμηση της Επιρροής της Χρήσης Καλωδίων ως Μεθόδου Ενίσχυσης έναντι Προοδευτικής Κατάρρευσης στη Σεισμική Συμπεριφορά Μεταλλικών Κτιρίων

Γεώργιος Σ. Παπαβασιλείου¹, Νίκος Γ. Πνευματικός²

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Κτίρια που έχουν σχεδιαστεί με τους ισχύοντες κανονισμούς έναντι σεισμού έχουν σημαντική ικανότητα να παραλάβουν οριζόντια φορτία με ασφάλεια. Ωστόσο, κατά την απώλεια ενός φέροντος στοιχείου (π.χ. ενός υποστυλώματος), συνήθως αναπτύσσονται μεγάλες παραμορφώσεις στα φαντώματα πάνω από τη θέση της βλάβης. Παράλληλα, λαμβάνει χώρα μια δυσανάλογη επέκταση των βλαβών σε γειτονικά στοιχεία, η οποία μπορεί να οδηγήσει στη μερική ή ολική κατάρρευση της κατασκευής. Για τη βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής σε μια τέτοια περίπτωση βλάβης, έχουν προταθεί αρκετές μέθοδοι ενίσχυσης υφιστάμενων κτιρίων. Μια εξ αυτών είναι η εγκατάσταση μεταλλικών καλωδίων σε συγκεκριμένες θέσεις στην κατασκευή, τα οποία σε περίπτωση απώλειας φερόντων στοιχείων βοηθούν στην παραλαβή των βαρυτικών φορτίων και, συνεπώς στον περιορισμό των παραμορφώσεων. Είναι δυνατό να εγκατασταθούν καλώδια σε μια κατασκευή με τέτοιο τρόπο που να μην επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά της κατά τη διάρκεια ενός σεισμού μεγέθους έως και αυτό του σεισμού σχεδιασμού. Σε περιπτώσεις μεγαλύτερων σεισμών, τα καλώδια παραλαμβάνουν φορτία και κατά τη διάρκεια του σεισμού και, συνεπώς αλλάζουν την απόκριση της κατασκευής. Το παρόν άρθρο μελετά την επιρροή των καλωδίων αυτών στη γενικότερη συμπεριφορά του κτιρίου έναντι σεισμού. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται είναι χαρακτηριστικά του μεγέθους της διαφοροποίησης στη συμπεριφορά και της στρατηγικής που χρειάζεται να ακολουθηθεί κατά το σχεδιασμό της εν λόγω επέμβασης στο κτίριο.

Λέξεις κλειδιά: Προοδευτική κατάρρευση, μεταλλικά καλώδια, μεταλλικά κτίρια, σεισμική απόκριση.

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Κτίρια τα οποία έχουν σχεδιαστεί έναντι σεισμού έχουν την ικανότητα να αντισταθούν σε σεισμικές δονήσεις μεγέθους έως και το σεισμό σχεδιασμού εξασφαλίζοντας ότι η συμπεριφορά τους βρίσκεται εντός των ορίων που έχουν καθοριστεί για το επιθυμητό επίπεδο

¹ Lecturer in Civil Engineering, University of the Highlands and Islands, Georgios.Papavasileiou.ic@uhi.ac.uk

² Αναπληρωτής Καθηγητής, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής, pnevma@uniwa.gr

επιτελεστικότητα. Για να επιτευχθεί αυτό, οι αντοχές των επιμέρους μελών πρέπει να είναι επαρκείς ούτω ώστε να παραλάβουν με ασφάλεια τα φορτία σχεδιασμού λόγω των δράσεων που λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό (ίδιον βάρος, φορτία χρήσης, σεισμός, άνεμος, χιόνι). Ταυτόχρονα, η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του συστήματος πρέπει να είναι επαρκής ούτως ώστε κατά τη διάρκεια του σεισμού η επέκταση των βλαβών να μην είναι τόσο εκτενής που να οδηγήσει σε ανεπιθύμητη συμπεριφορά ή και κατάρρευση του συστήματος. Ωστόσο, όταν προκύπτει βλάβη η οποία θα προκαλέσει απώλεια φέρουσας ικανότητας ή πλήρη απώλεια ενός φέροντος στοιχείου που μεταφέρει φορτία κατακόρυφα, συνήθως ένα υποστύλωμα, κτίρια που έχουν σχεδιαστεί έναντι σεισμού, δεν κατέχουν απαραίτητα την ικανότητα να παραλάβουν τα επιπλέον φορτία και να τα μεταφέρουν με ασφάλεια στο έδαφος. Συνεπώς, καθώς αυξάνονται σημαντικά οι τάσεις στα γειτονικά στοιχεία στη θέση της αρχικής βλάβης, συνήθως στις δοκούς, αναπτύσσονται μεγάλες παραμορφώσεις με αποτέλεσμα να επηρεαστούν επιπλέον στοιχεία και τελικώς τη δυσανάλογη επέκταση των δομικών βλαβών. Προκειμένου να αυξηθεί η αντίσταση των κτιρίων αυτών σε προοδευτική κατάρρευση, πρέπει να ενισχυθούν κατάλληλα.

Κανονιστικά κείμενα όπως τα [1] και [2] χρησιμοποιούν τη Μέθοδο της Εναλλακτικής Διαδρομής Φορτίων (Alternate Load Path method – ALP) κατά το σχεδιασμό κτιρίων έναντι προοδευτικής κατάρρευσης. Ο στόχος της μεθόδου αυτής είναι να σχεδιαστεί η κατασκευή κατάλληλα ούτως ώστε να μπορεί να ανακατανείμει τα φορτία με ασφάλεια όταν προκύπτει κάποια δομική βλάβη, π.χ. απώλεια ενός ή περισσότερων δομικών στοιχείων του κτιρίου. Στην περίπτωση αυτή, τα φορτία τα οποία αρχικώς μεταφέρονταν μέσω των στοιχείων που έχουν αστοχήσει, παραλαμβάνονται από τα γειτονικά στοιχεία και μεταφέρονται μέσω εναλλακτικών διαδρομών στο έδαφος. Για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής, μοντελοποιείται η βλάβη με την αφαίρεση των στοιχείων που θεωρείται ότι έχουν υποστεί σημαντικές βλάβες και εφαρμόζονται τα βαρυντικά φορτία σταδιακά. Η απόκριση του κτιρίου καταγράφεται και αξιολογείται με βάση συγκεκριμένα κριτήρια [1]. Η ίδια διαδικασία χρησιμοποιείται και για την αποτίμηση της αντίστασης σε προοδευτική κατάρρευση υφιστάμενων κτιρίων.

Υπάρχουσες εργασίες [3-8], έδειξαν ότι ενισχύοντας δομικά στοιχεία που μεταφέρουν φορτία οριζόντια ή διαγώνια, λαμβάνοντας υπόψη τη συμπεριφορά της ενισχυμένης κατασκευής έναντι σεισμού, μπορεί να αυξήσει σημαντικά την αντίστασή της σε προοδευτική κατάρρευση., καθώς τα στοιχεία αυτά παίζουν σημαντικό ρόλο στην εναλλακτική διαδρομή φορτίων (ALP) που σχηματίζεται μετά την αρχική ζημιά. Σε προηγούμενη εργασία από τους συγγραφείς [8], παρουσιάστηκε η δυνατότητα εγκατάστασης μεταλλικών καλωδίων σε μια κατασκευή χωρίς αυτή να επηρεάζει τη σεισμική της απόκριση, όταν αυτή ελέγχεται με συμβατικές μεθόδους, σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Αυτό επιτυγχάνεται με μια αρχική χαλάρωση στα καλώδια. Τα καλώδια δεν αλληλεπιδρούν με τα γειτονικά στοιχεία, έως ότου η επιμήκυνση των δυο άκρων τους ξεπεράσει την αρχική χαλάρωση, οπότε και θα βρεθούν σε εφελκυσμό. Έτσι, οι μηχανισμοί ανάλυσης φορτίων παραμένουν οι ίδιοι όσο τα καλώδια είναι ανενεργά. Αν η αρχική χαλάρωση που επιβάλλεται στα καλώδια είναι επαρκώς μεγάλη, τα καλώδια μπορεί να παραμείνουν ανενεργά κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, οπότε και η σεισμική απόκριση του κτιρίου παραμένει αναλλοίωτη. Το απαραίτητο αρχικό μήκος των καλωδίων αυτών μπορεί να υπολογιστεί ως $(1+IDR_{max,i,DBE}) \cdot L_0$, όπου L_0 το μήκος μεταξύ των δύο άκρων του καλωδίου στη θέση εγκατάστασης, όταν το κτίριο βρίσκεται σε κατάσταση ηρεμίας και $IDR_{max,i,DBE}$ η μέγιστη

ανηγμένη σχετική μετατόπιση των ορόφων ($i - 1$) και i μεταξύ των οποίων εγκαθίσταται το καλώδιο, η οποία προκύπτει κατά το σεισμό σχεδιασμού (Design Base Earthquake – DBE). Εναλλακτικά, η $IDR_{max,i,DBE}$ μπορεί να αντικατασταθεί από την επιτρεπόμενη μέγιστη ανηγμένη μετατόπιση ορόφων για το σύνολο του κτιρίου, κατά το επίπεδο επιτελεστικότητας για το οποίο σχεδιάζεται.

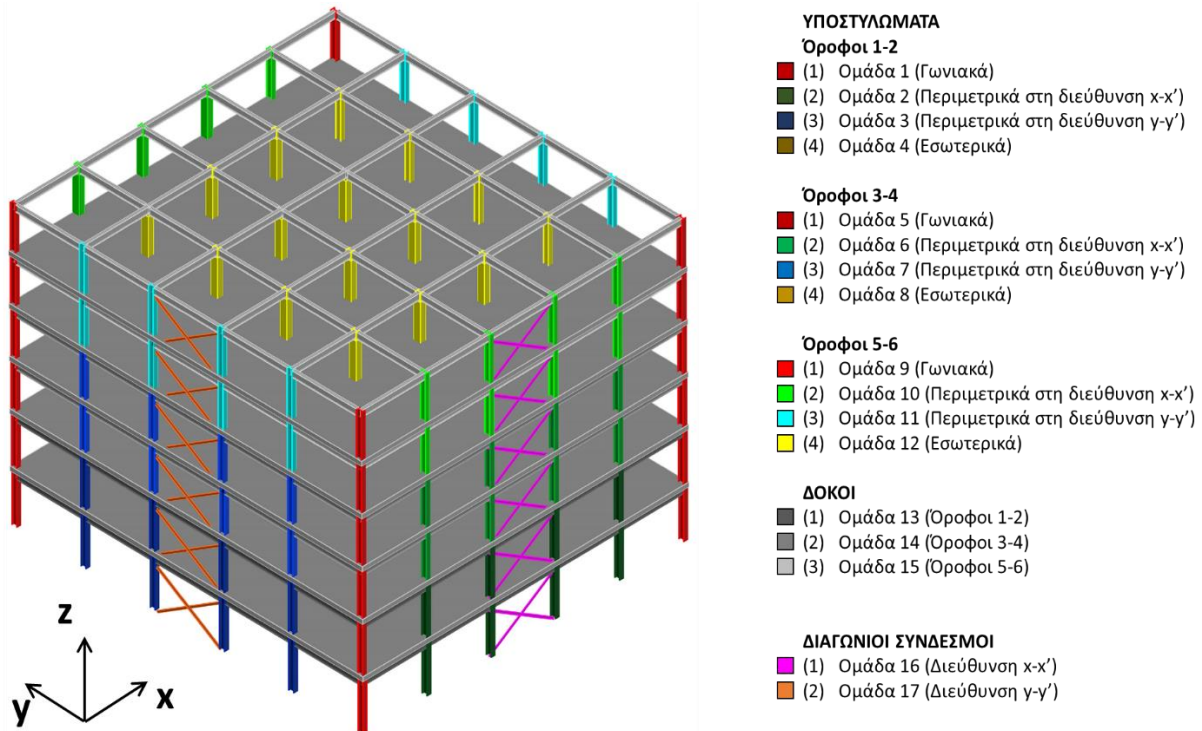
Παρότι μέχρι το σεισμό σχεδιασμού ή το σεισμό ο οποίος προκαλεί μέγιστη ανηγμένη μετατόπιση ορόφων ίση με αυτή που έχει χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό των καλωδίων, η συμπεριφορά του ενισχυμένου κτιρίου αναμένεται να παραμείνει ανεπηρέαστη, κατά τη διάρκεια σεισμικών διεγέρσεων που θα προκαλέσουν μεγαλύτερες σχετικές μετατοπίσεις, τα καλώδια ενεργοποιούνται. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την απότομη αλλαγή της συμπεριφοράς του κτιρίου, στο οποίο προστίθεται επιπλέον δυσκαμψία και, στην περίπτωση που η δυσκαμψία αυτή είναι αρκετά μεγάλη, το μετατρέπει σε μη κανονικό καθ' ύψος λόγω δυσκαμψίας. Συνεπώς, μια τέτοια παρέμβαση σε ένα αντισεισμικά σχεδιασμένο κτίριο μπορεί να επηρεάσει την ικανότητά του έως την κατάρρευση. Έτσι, όπως και με συμβατικές μεθόδους ενίσχυσης [6], καθίσταται απαραίτητη η διερεύνηση της συμπεριφοράς ενισχυμένων κτιρίων πριν την εφαρμογή αυτής της μεθόδου ενίσχυσης.

2 ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ Η/Υ

Για τους σκοπούς της παρούσας εργασίας, ένα μεταλλικό κτίριο σχεδιάστηκε έναντι σεισμού, χρησιμοποιώντας τη μεθοδολογία βελτιστοποίησης που περιγράφεται στο [9]. Η μεθοδολογία αυτή επιλέχθηκε ούτως ώστε το αντισεισμικά σχεδιασμένο κτίριο να επιτυγχάνει την επιθυμητή απόκριση σε σεισμό, αλλά να έχει ταυτόχρονα όσο το δυνατό μικρότερη υπεραντοχή, καθώς τα δομικά του στοιχεία θα έχουν τις ελάχιστες δυνατές διατομές. Η υπεραντοχή των δομικών μελών του κτιρίου κρατήθηκε στα χαμηλότερα δυνατά επίπεδα, καθώς έχει θετική επιρροή στην απόκριση του κτιρίου σε προοδευτική κατάρρευση. Συνεπώς, το σχεδιασμένο κτίριο, έχει την επιθυμητή συμπεριφορά με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς, αλλά απαιτεί τη μέγιστη δυνατή ενίσχυση έναντι προοδευτικής κατάρρευσης. Έτσι, η επιπλέον δυσκαμψία στο κτίριο κατά την ενεργοποίηση των καλωδίων μεγιστοποιείται, αυξάνοντας αντίστοιχα και την επιρροή τους στη σεισμική συμπεριφορά αυτού. Το επιλεγμένο κτίριο είναι ένα εξάωρο κτίριο με πέντε ανοίγματα σε κάθε οριζόντια διεύθυνση. Το ύψος του πρώτου ορόφου είναι 4,2 μέτρα, ενώ οι υπόλοιποι όροφοι έχουν ύψος 3,5 μέτρα. Το συνολικό άνοιγμα δοκού είναι 5m και στις δύο διευθύνσεις. Κατά τη διεύθυνση $x-x'$ οι συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος είναι συνδέσεις ροπής, οπότε σχηματίζονται πλαίσια ροπής (Moment Resisting Frames), ενώ στη διεύθυνση $y-y'$ οι συνδέσεις είναι συνδέσεις διάτμησης. Και στις δύο διευθύνσεις έχουν εγκατασταθεί μεταλλικοί χιαστί σύνδεσμοι περιμετρικά στο μεσαίο φάτνωμα και στις τέσσερις πλευρές του κτιρίου. Τυποποιημένες πλατύπελμες διατομές τύπου HEB χρησιμοποιήθηκαν για τα υποστυλώματα, υψίκορμες διατομές τύπου IPE για τις δοκούς και γωνιακά τύπου L για τους διαγώνιους συνδέσμους. Τα υποστυλώματα ομαδοποιήθηκαν ως εξής: (α) γωνιακά υποστυλώματα, (β) περιμετρικά υποστυλώματα στη διεύθυνση $x-x'$, (γ) περιμετρικά υποστυλώματα στη διεύθυνση $y-y'$ και (δ) εσωτερικά υποστυλώματα. Διαφορετικές διατομές χρησιμοποιήθηκαν καθ' ύψος ανά



δύο ορόφους, για κάθε ομάδα υποστύλων και δοκών. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι ομαδοποιήθηκαν με βάση το επίπεδο στο οποίο εγκαταστάθηκαν ($x-z$ ή $y-z$). Στο Σχήμα 1 φαίνεται η ομαδοποίηση των δομικών στοιχείων του κτιρίου.



Σχήμα 1: Τρισδιάστατη μοντελοποίηση και ομαδοποίηση διατομών (η πλάκα του ανώτερου ορόφου έχει αφαιρεθεί για λόγους απεικόνισης).

Το κτίριο σχεδιάστηκε έναντι σεισμού με βάση το EN1998-1 [10] για το επίπεδο επιτελεσματικότητας Αποφυγής Κατάρρευσης (Collapse Prevention - CP). Το όριο για τη μέγιστη ανηγμένη μετατόπιση ορόφων επιλέχθηκε με βάση το ASCE/SEI 41-06 [11]. Ο σχεδιασμός των επιμέρους δομικών στοιχείων έγινε με βάση τις πρόνοιες του EN1993-1 [12]. Κατόπιν, το κτίριο ενισχύθηκε έναντι προοδευτικής κατάρρευσης χρησιμοποιώντας μεταλλικά καλώδια με αρχική χαλάρωση 1.89% του αρχικού μήκους, που αντιστοιχεί σε ανηγμένη μετατόπιση ορόφων 4%. Από τις τοπολογίες που περιγράφονται στο [7], επιλέχθηκε η τοπολογία «ζώνης», η οποία προτείνει την τοποθέτηση καλωδίων περιμετρικά σε συγκεκριμένους ορόφους. Η τοπολογία αυτή παρότι έχει αποδειχθεί αποτελεσματική στην ενίσχυση έναντι προοδευτικής κατάρρευσης, δεν είναι εύκολο να υλοποιηθεί στην πράξη όταν τα καλώδια τοποθετούνται χιαστί λόγω αρχιτεκτονικών περιορισμών, αφού καλύπτονται όλα τα ανοίγματα σε κάποιους ορόφους. Ωστόσο, επιλέχθηκε για την παρούσα διερεύνηση καθώς συγκεντρώνει όλα τα καλώδια σε συγκεκριμένους ορόφους και, συνεπώς, η διαφοροποίηση στη δυσκαμψία λόγω των καλωδίων, όταν αυτά ενεργοποιούνται, είναι η μέγιστη δυνατή. Έτσι, το κτίριο στις περιπτώσεις αυτές μετατρέπεται σε έντονα μη συμμετρικό. Οι πρόνοιες του UFC 4-023-03 [1] και των οδηγιών της GSA [2], χρησιμοποιήθηκαν για την αποτίμηση της αντίστασης του κτιρίου σε προοδευτική

κατάρρευση. Το κτίριο υποβλήθηκε σε τέσσερα σενάρια βλαβών, τα οποία περιλαμβάνουν: (α) την απώλεια γωνιακού υποστυλώματος στη βάση του κτιρίου, (β) την απώλεια περιμετρικού υποστυλώματος στη διεύθυνση y-y' στη βάση του κτιρίου, (γ) την απώλεια γωνιακού υποστυλώματος στον τρίτο όροφο του κτιρίου και (δ) την απώλεια πολλαπλών γειτονικών στοιχείων και συγκεκριμένα τριών υποστυλωμάτων και δύο δοκών στον πρώτο όροφο και του γωνιακού υποστυλώματος στο δεύτερο όροφο (μοντελοποιώντας το αποτέλεσμα έκρηξης στη θέση αυτή). Η διάμετρος των καλωδίων επιλέχθηκε ούτως ώστε η μέγιστη αναπτυσσόμενη πλαστική στρόφη στη βάση των δοκών μετά την κάθε βλάβη να μην ξεπερνάει τις 6° για Υψηλό Επίπεδο Προστασίας σύμφωνα με το UFC 4-023-03 [1].

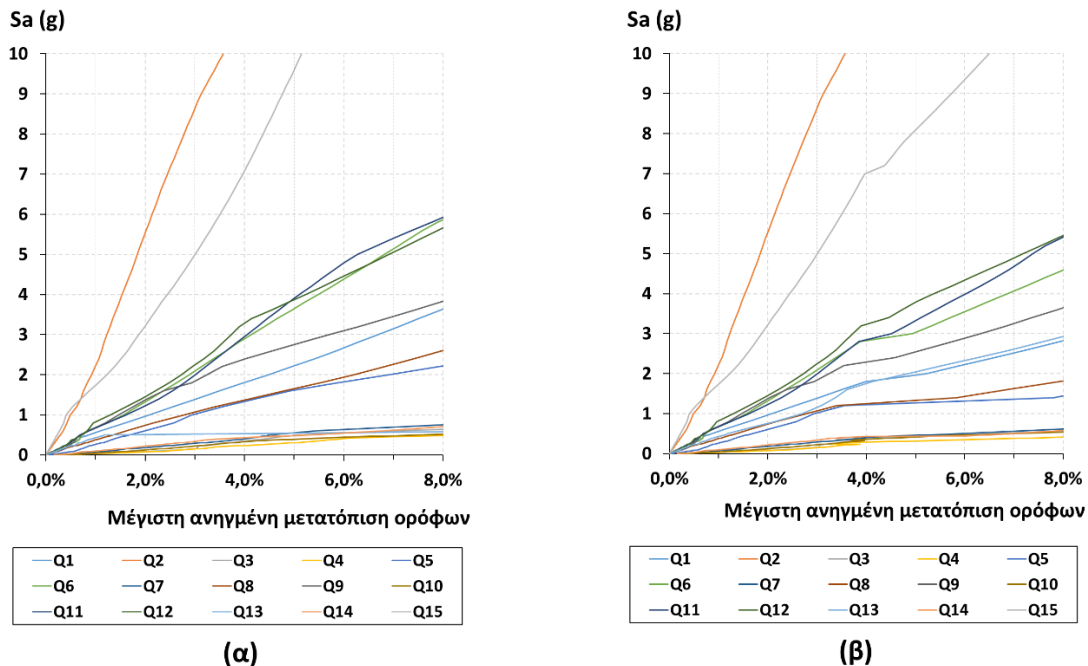
Τα κτίρια μοντελοποιήθηκαν στο λογισμικό OpenSEES [13]. Χρησιμοποιήθηκαν τρισδιάστατα μοντέλα ούτως ώστε να ληφθεί υπόψη η συνεισφορά των στοιχείων στην κάθετη διεύθυνση στην απόκριση των επιμέρους πλαισίων τόσο στη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου, όσο και στην αντίστασή του σε προοδευτική κατάρρευση. Τα επιμέρους δομικά στοιχεία μοντελοποιήθηκαν με στοιχεία ινών (fiber elements), τα οποία επιτυγχάνουν την κατανομή της πλαστιμότητας κατά μήκος του στοιχείου. Για τα υποστυλώματα, τις δοκούς και τους διαγώνιους συνδέσμους χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο υλικού «Steel02». Τα μεταλλικά καλώδια μοντελοποιήθηκαν με το μοντέλο υλικού «Elastic – Perfectly Plastic» το οποίο αποτελείται από ένα κεκλιμένο (ελαστικό) κλάδο και δυο οριζόντιους, θεωρώντας μηδενική δυσκαμψία εκτός του ελαστικού κλάδου. Το μοντέλο αυτό προσφέρεται για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των καλωδίων, καθώς οι ιδιότητές του μπορούν να τροποποιηθούν κατάλληλα ούτως ώστε να προσομοιωθεί η αρχική χαλάρωση ή προένταση. Το τροποποιημένο μοντέλο υλικού Ibarra-Krawinkler [14] χρησιμοποιήθηκε ούτως ώστε να μοντελοποιηθεί η απομείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας στα άκρα των δοκών. Πέντε τύποι αναλύσεων χρησιμοποιήθηκαν για κάθε κτίριο:

- (α) μια ελαστική στατική ανάλυση με βάση τις δυνάμεις (force-controlled linear static analysis) υπό βαρυτικά φορτία, ούτως ώστε να εκτελεστούν οι έλεγχοι αντοχής των μελών βάσει του EN1993-1-1,
- (β) μια ιδιομορφική ανάλυση (eigenvalue analysis) σε κάθε οριζόντια διεύθυνση για τον καθορισμό των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών του κτιρίου,
- (γ) μια μη γραμμική στατική ανάλυση προωθητικής καμπύλης με βάση τις μετατοπίσεις (displacement-controlled Static PushOver analysis) σε κάθε οριζόντια διεύθυνση για την αποτίμηση της απόκρισης του κτιρίου κατά το σεισμό σχεδιασμού,
- (δ) μια μη-γραμμική στατική ανάλυση υπό βαρυτικά φορτία με βάση τις δυνάμεις (force-controlled Static PushDown analysis) για κάθε σενάριο βλάβης που μοντελοποιήθηκε και
- (ε) πολλαπλές μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας (Nonlinear Time-History Analyses) ως μέρος της Επαυξητικής Δυναμικής Ανάλυσης (Incremental Dynamic Analysis) [15] έως την κατάρρευση του κτιρίου, για κάθε σεισμική διέγερση που χρησιμοποιήθηκε.

3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ

Για τον καλύτερο δυνατό έλεγχο της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου, είναι απαραίτητο να υπολογιστεί η πιθανότητα κατάρρευσης για κάθε επίπεδο σεισμικής έντασης. Αυτό επιτυγχάνεται με τον καθορισμό κατάλληλων καμπυλών τρωτότητας. Για το σκοπό αυτό, 15 ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις επιλέχθηκαν στοχευμένα ούτως ώστε τα δυναμικά τους χαρακτηριστικά να διαφέρουν σημαντικά. Η χρήση μεγαλύτερου αριθμού σειμών θα μπορούσε να δώσει πιο ακριβή αποτελέσματα σχετικά με την αναμενόμενη απόκριση του κτιρίου. Ωστόσο, καθώς στην παρούσα εργασία γίνεται μια αρχική διερεύνηση της αλλαγής στη σεισμική απόκριση, ο συγκεκριμένος αριθμός θεωρήθηκε επαρκής. Οι επιλεγμένες σεισμικές διεγέρσεις κλιμακώθηκαν κατάλληλα ούτως ώστε η μέγιστη επιτάχυνσή τους να κυμαίνεται από 0,01g έως 10g με βήμα 0,01g. Η μέγιστη ανηγμένη μετατόπιση ορόφων, καθώς και η μέγιστη μετατόπιση οροφής καταγράφηκαν. Η κατάρρευση του κτιρίου ορίστηκε σε μέγιστη ανηγμένη μετατόπιση ορόφων 8% με βάση το [16].

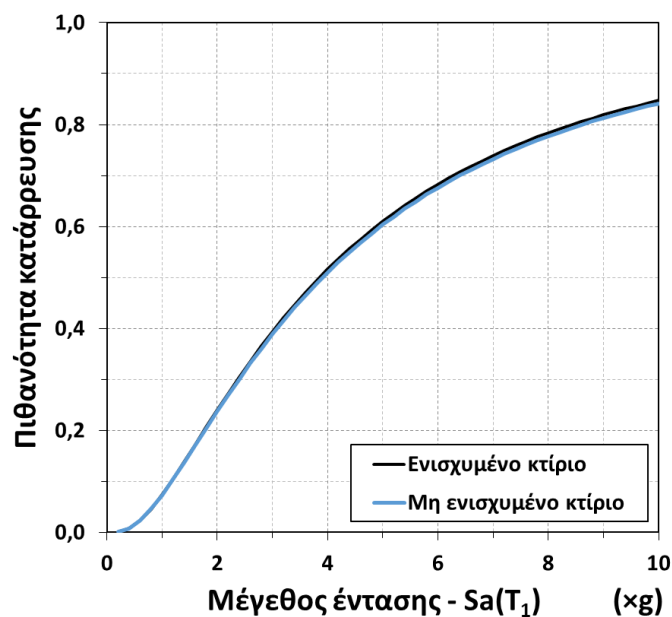
Στο Σχήμα 2 παρουσιάζεται η μέγιστη ανηγμένη μετατόπιση ορόφων για κάθε επίπεδο σεισμικής έντασης (α) για το μη ενισχυμένο και (β) για το ενισχυμένο κτίριο για κάθε σεισμική διέγερση. Σύγκριση μεταξύ των καμπυλών που αντιστοιχούν στον ίδιο σεισμό δείχνει ότι έως το επίπεδο κατά το οποίο φτάνουν σε μέγιστη ανηγμένη μετατόπιση ορόφων 4%, τα δύο κτίρια έχουν την ίδια απόκριση, όπως αναμενόταν. Σε μεγαλύτερο επίπεδο σεισμικής έντασης, η απόκριση του ενισχυμένου κτιρίου είναι δυσμενέστερη, καθώς η αυξημένη δυσκαμψία σε ένα όροφο φαίνεται να οδηγεί στην αύξηση των παραμορφώσεων στους «μη ενισχυμένους» ορόφους και, συνεπώς, στην αύξηση της μέγιστης ανηγμένης μετατόπισης ορόφων. Έτσι, η κλίση των καμπυλών αυτών



Σχήμα 2: Καμπύλες επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης για (α) το μη ενισχυμένο κτίριο και (β) το ενισχυμένο κτίριο.

μειώνεται, δηλαδή για το ίδιο επίπεδο σεισμικής έντασης, η μέγιστη ανηγμένη μετατόπιση ορόφων στο κτίριο αυξάνεται. Για το λόγο αυτό, στο ενισχυμένο κτίριο έχει μειωθεί και το επίπεδο σεισμικής έντασης κατά το οποίο θεωρείται ότι φτάνει στην κατάρρευση.

Για τον έλεγχο της επιρροής της ενίσχυσης στην πιθανότητα κατάρρευσης, σχεδιάστηκαν οι σχετικές καμπύλες τρωτότητας για τα δυο κτίρια. Επειδή και στα δύο κτίρια υπάρχουν περιπτώσεις κατά τις οποίες κατάρρευση δεν επέρχεται έως τα 10g, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος που περιγράφεται στο [17] για την εξαγωγή καμπυλών τρωτότητας από περικομμένες επαυξητικές δυναμικές αναλύσεις. Στο Σχήμα 3 παρουσιάζονται οι σχετικές καμπύλες τρωτότητας για τα δύο κτίρια.



Σχήμα 3: Καμπύλες τρωτότητας για το μη ενισχυμένο κτίριο και το ενισχυμένο κτίριο.

Σύγκριση μεταξύ των δύο καμπυλών δείχνει ότι, ενώ η αλλαγή στη συμπεριφορά των κτιρίων είναι εμφανής, οι δύο καμπύλες τρωτότητας είναι πρακτικώς ίδιες. Συγκεκριμένα, η αλλαγή στη μέση τιμή (β) είναι περίπου -0,79%, ενώ η διαφορά στην τυπική απόκλιση είναι -1,42%. Δηλαδή, η πιθανότητα κατάρρευσης σε κάθε επίπεδο σεισμικής έντασης, παρότι αυξάνεται ελάχιστα, η διαφορά είναι τόσο μικρή ούτως ώστε να θεωρηθεί ότι παραμένει πρακτικώς ανεπηρέαστη. Αυτό πιθανώς να οφείλεται στο γεγονός ότι επαρκής αριθμός περιπτώσεων κατάρρευσης λαμβάνει χώρα σε σχετικά χαμηλό επίπεδο σεισμικής έντασης (μικρότερο του 1g), οπότε η ποσοστιαία μεταβολή στη συμπεριφορά του κτιρίου είναι σχετικά μικρή. Συνεπώς, η δυσμενής επιρροή σε μεγαλύτερα επίπεδα σεισμικής έντασης, η οποία παρατηρείται από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων για κάθε σεισμό ξεχωριστά, δεν καταγράφεται στην κατανομή της πιθανότητας κατάρρευσης. Με βάση τα αποτελέσματα αυτά, φαίνεται ότι επιτυγχάνεται εξασφάλιση του κτιρίου έναντι προοδευτικής κατάρρευσης, χωρίς σημαντική επιρροή στη σεισμική απόκριση του κτιρίου. Σε κάθε περίπτωση, πριν ληφθεί η απόφαση για ενίσχυση του κτιρίου έναντι προοδευτικής κατάρρευσης, ο μηχανικός πρέπει να λάβει υπόψη του τα οφέλη από την

εξασφάλιση έναντι προοδευτικής κατάρρευσης σε σχέση με τα πιθανά κόστη λόγω αλλοίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς, για τον κύκλο ζωής του έργου.

4 ΣΥΝΟΨΗ

Στην παρούσα εργασία η πιθανή αρνητική επιρροή της χρήσης καλωδίων ως μεθόδου ενίσχυσης έναντι προοδευτικής κατάρρευσης στη σεισμική απόκριση ενός μεταλλικού κτιρίου μελετήθηκε. Τα κτίρια που δεν έχουν σχεδιαστεί έναντι προοδευτικής κατάρρευσης, είναι επιρρεπή στην ανάπτυξη δυσανάλογων βλαβών στο φορέα, λόγω σχετικά περιορισμένης αρχικής ζημιάς. Ένα τέτοιο κτίριο σχεδιάστηκε και στη συνέχεια ενισχύθηκε με τη χρήση μεταλλικών καλωδίων. Η τοπολογία των καλωδίων που χρησιμοποιήθηκαν επιλέχθηκε στρατηγικά ούτως ώστε να μεγιστοποιήσει την πιθανή αρνητική επιρροή στη συμπεριφορά του κτιρίου, όταν τα καλώδια ενεργοποιούνται. Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν, παρατηρείται αύξηση στη μέγιστη ανηγμένη μετατόπιση ορόφων όταν αυτή ξεπερνάει το 4%, δηλαδή το όριο έως το οποίο τα καλώδια παραμένουν ανενεργά. Παρ' όλ' αυτά, κατά την εξαγωγή των καμπυλών τρωτότητας, αυτή η επιρροή δεν είναι εμφανής. Ωστόσο, προτού τα αποτελέσματα αυτά γενικευτούν για οποιοδήποτε κτίριο, θα πρέπει να λάβει χώρα σχετική διερεύνηση κατά την οποία επαρκής αριθμός κτιρίων θα μοντελοποιηθεί και αξιολογηθεί, με αυξημένο αριθμό σεισμικών διεγέρσεων και διάφορες διατάξεις καλωδίων.

5 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Department of Defense (DoD). Unified Facilities Criteria (UFC) – Design of buildings to resist progressive collapse, UFC 4-023-03, USA, 2009.
2. General Services Administration (G.S.A.) Progressive Collapse Design Guidelines Applied to Concrete Moment- Resisting Frame Buildings. General Services Administration, Nashville, Tennessee, USA, 2004.
3. Crawford JE. Retrofit methods to mitigate progressive collapse. In *The Multihazard Mitigation Council of the National Institute of Building Sciences*, Report on the July 2002 National Workshop and Recommendations for Future Effort, 2002.
4. Galal K, El-Sawy T. Effect of retrofit strategies on mitigating progressive collapse of steel frame structures. *Journal of Constructional Steel Research*. 2010;66(4):520-31.
5. Papavasileiou, G.S., & Pnevmatikos, N.G. Optimized design of steel buildings against earthquake and progressive collapse using cables. *International Journal of Progressive Sciences and Technologies*, 6(1), 213-220. 2017.
6. Papavasileiou G.S., & Charmpis D.C. Retrofit of seismically designed steel-concrete composite structures to withstand progressive collapse. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Nonlinear Modelling – Design and Rehabilitation of Structures* (pp. 211-218). Coimbra, Portugal, 2017.
7. Papavasileiou G.S., & Pnevmatikos N.G. Retrofit of Steel Buildings against Progressive Collapse Using Cables. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Nonlinear Modelling – Design and Rehabilitation of Structures* (pp. 202-210). Coimbra, Portugal, 2017.
8. Papavasileiou G.S., & Pnevmatikos N.G. Optimized retrofit of steel-concrete composite buildings against progressive collapse using steel cables. In *Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering*. Thessaloniki, Greece, 2018.
9. Papavasileiou, G.S., & Charmpis, D.C. Seismic design optimization of multi– storey steel–concrete composite buildings. *Computers & Structures* 2016; 170, 49-61. DOI: 10.1016/j.compstruc.2016.03.010
10. EN 1998-1. Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Brussels, Belgium: CEN, 2005.

11. American Society of Civil Engineers (ASCE). Seismic rehabilitation of existing buildings, Standard ASCE/SEI 41-06 (incl. suppl. 1), Reston, Virginia, USA, 2006.
12. EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, Belgium: CEN, 2005.
13. Mazzoni S., McKenna F., Scott M., Fenves G.L. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES) – Command Language Manual, PEER Center, California, USA, 2006.
14. Lignos D.G., & Krawinkler H. Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering* 2011, 137(11):1291–1302.
15. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2002 Mar;31(3):491-514.
16. HAZUS-MH MR1. Multi-hazard loss estimation methodology earthquake model. Washington, DC: FEMA-National Institute of Building Sciences. 2003.
17. Baker, J.W. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra* 2015; 31(1), 579-599.