

## **Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς τετραώροφου κτηρίου ΟΣ σχεδιασμένου βάσει επιπέδου έντασης έναντι επιπέδου επιτελεστικότητας**

**Ακριβή Χατζηδάκη<sup>1</sup>, Χαρίλαος Λυριτσάκης<sup>2</sup>, Δημήτριος Βαμβάτσικος<sup>3</sup>, Mark Aschheim<sup>4</sup>,  
Enrique Hernández-Montes<sup>5</sup>**

### **ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Τρεις μεθοδολογίες σχεδιασμού συγκρίνονται ως προς τα αποτελέσματά τους για ένα τετραώροφο κτήριο από οπλισμένο σκυρόδεμα με περιμετρικά πλαίσια ανάληψης οριζοντίων δυνάμεων. Οι δύο είναι μεθοδολογίες σχεδιασμού βάσει επιτελεστικότητας και βασίζονται στη χρήση των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής για να επιτύχουν με αξιοπιστία αυξημένους στόχους επιτελεστικότητας, λαμβάνοντας πλήρως υπόψη τις αβεβαιότητες και τη σεισμική επικινδυνότητα. Η τρίτη χρησιμοποιεί το Φάσμα Σημείου Διαρροής για να επιτύχει ταχεία σύγκλιση σε μια ικανοποιητική σχεδίαση που είναι συμβατή με τις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις. Και στις τρεις περιπτώσεις δημιουργήθηκαν τα μη γραμμικά προσομοιώματα των κτηρίων και πραγματοποιήθηκε Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση για την εκ των υστέρων αποτίμηση της επιτυγχανόμενης σεισμικής επιτελεστικότητας. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι όλες οι παραπάνω μέθοδοι ικανοποιούν τις απαιτήσεις του κανονισμού, δηλαδή στόχους επιτελεστικότητας που σχετίζονται με την Προστασία Ζωής. Ωστόσο, μόνο οι δύο μέθοδοι σχεδιασμού βάσει επιτελεστικότητας επιτρέπουν την ακριβή επίτευξη στόχων που σχετίζονται π.χ. με την προστασία έναντι κατάρρευσης ή στόχους άλλους από την Προστασία Ζωής, που ορίζονται εκ των προτέρων από το μελετητή και πηγαίνουν πέρα από τις διατάξεις του κανονισμού.

### **1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Οι ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις (EK8 [1] και ASCE/SEI 7-10 [2]) προβλέπουν τα κτήρια να σχεδιάζονται μειώνοντας τις ελαστικές απαιτήσεις με χρήση συγκεκριμένων συντελεστών συμπεριφοράς. Οι συντελεστές αυτοί έχουν υπολογιστεί προσεγγιστικά για ομάδες ομοειδών κατασκευών, παρόλο που στην πραγματικότητα εξαρτώνται από χαρακτηριστικά που διαφέρουν

<sup>1</sup> Υπ. Διδάκτορας, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Ελλάδα, c.akrivi@central.ntua.gr

<sup>2</sup> Υπ. Διδάκτορας, The Pennsylvania State University, University Park, PA, czl279@psu.edu

<sup>3</sup> Επ. Καθηγητής, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Ελλάδα, divamva@mail.ntua.gr

<sup>4</sup> Καθηγητής, Santa Clara University, Santa Clara, CA, maschheim@scu.edu

<sup>5</sup> Καθηγητής, University of Granada, Spain, emontes@ugr.es

μεταξύ των κατασκευών της ίδιας ομάδας, όπως είναι η ιδιοπερίοδος, το ύψος, η πλαστιμότητα κ.α.. Ο σχεδιασμός βασίζεται σε μία αρχική εκτίμηση της ιδιοπεριόδου, η οποία μπορεί να αλλάξει σημαντικά σε διαδοχικούς κύκλους σχεδιασμού-ανάλυσης καθώς μεταβάλλεται η αντοχή και η πλευρική δυσκαμψία του κτηρίου, με αποτέλεσμα να απαιτούνται πολλές επαναλήψεις για την τελική λύση. Επιπλέον, προδιαγράφονται συντελεστές ασφαλείας και έλεγχοι που εάν πληρούνται τότε κατά τον κανονισμό εκτιμάται ότι η κατασκευή θα ικανοποιεί τους Στόχους Επιτελεστικότητας (ΣΕ) της Προστασίας Ζωής και του Περιορισμού Βλαβών. Ωστόσο, επειδή ο κανονισμός δεν ενσωματώνει τη διάδοση των αβεβαιοτήτων από το επίπεδο εισόδου (πλήρης καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας) στο επίπεδο εξόδου (τελική απόκριση της κατασκευής), η προαναφερθείσα μέθοδος δεν εγγυάται ρητά ότι η τελική κατασκευή θα συμμορφώνεται με τους επιθυμητούς ΣΕ σε επίπεδο διακινδύνευσης.

Ο απαιτούμενος αριθμός επαναλήψεων μπορεί να μειωθεί σημαντικά εάν η αντοχή του κτηρίου υπολογιστεί χρησιμοποιώντας τη θεώρηση σταθερής μετατόπισης διαρροής αντί της θεώρησης σταθερής ιδιοπεριόδου, όπως έχουν προτείνει οι Priestley [3] και Aschheim [4]. Πρόκειται για μια παράμετρο που δεδομένης της γεωμετρίας του φορέα μπορεί να εκτιμηθεί εξ' αρχής και δεν μεταβάλλεται σημαντικά κατά τους κύκλους σχεδιασμού-ανάλυσης. Ακολουθώντας αυτή την ιδέα, πολλοί ερευνητές έχουν προτείνει μεθόδους σχεδιασμού βάσει των μετακινήσεων (π.χ. [5], [6], [7]), οι οποίες προσφέρουν μία βελτίωση εν συγκρίσει με τις κλασικές μεθόδους, αφού η τελική λύση επιτυγχάνεται σε σημαντικά μειωμένο αριθμό επαναλήψεων. Παρόλα αυτά εξακολουθούν να αποτελούν μεθοδολογίες σχεδιασμού βάσει έντασης και όχι βάσει διακινδύνευσης με αποτέλεσμα και σε αυτές τις περιπτώσεις να μην εξασφαλίζεται ρητά ότι θα ικανοποιούνται προδιαγεγραμμένοι ΣΕ [8], [9].

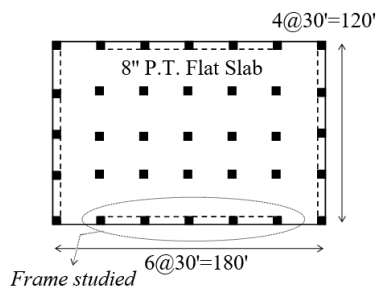
Οι μεθοδολογίες σχεδιασμού βάσει διακινδύνευσης επιτρέπουν το σχεδιασμό κατασκευών που συμμορφώνονται με συγκεκριμένους ΣΕ οι οποίοι ορίζονται εκ των προτέρων από το μελετητή. Στην πιο εξελιγμένη τους μορφή μπορούν να στοχεύουν σε περισσότερο περίπλοκες μεταβλητές απόφασης, όπως είναι οι οικονομικές απώλειες, απώλειες σε ζωές κλπ.. Αντίθετα με τις κλασικές μεθόδους σχεδιασμού βάσει έντασης, οι μέθοδοι βάσει επιτελεστικότητας ενσωματώνουν ορθά κατά το σχεδιασμό τη στοχευόμενη Μέση Ετήσια Συχνότητα (ΜΕΣ) υπέρβασης της κάθε μεταβλητής απόφασης. Δεδομένου ότι τα χαρακτηριστικά και η απόκριση της κατασκευής δεν μπορούν να συνδεθούν συναρτησιακά, αναπόφευκτα οι μέθοδοι αυτές απαιτούν μία επαναληπτική διαδικασία σχεδιασμού-αποτίμησης, με αποτέλεσμα να βρίσκουν εφαρμογή, μέχρι σήμερα, μόνο για ερευνητικούς σκοπούς. Συνήθως ο μελετητής καλείται να επιλέγει τις τροποποιήσεις που πρέπει να πραγματοποιηθούν σε κάθε κύκλο (π.χ. [10], [11]), με αποτέλεσμα να απαιτούνται πολλαπλές επαναλήψεις που χρειάζονται εμπειρία στη συμπεριφορά ανάλογων κατασκευών για να επιτευχθεί μια οικονομική και συμβατή με τους ΣΕ λύση. Εναλλακτικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν αλγόριθμοι βελτιστοποίησης ώστε να επιτευχθεί μία σχεδόν ιδανική λύση που θα ικανοποιεί τους ΣΕ (π.χ. [12]) απαιτώντας ωστόσο ακόμα περισσότερες επαναλήψεις και μεγάλη υπολογιστική ισχύ.

Η μέθοδος σχεδιασμού βάσει διακινδύνευσης που προτάθηκε πρόσφατα από τους Vamvatsikos and Aschheim [13] επιλύει προσεγγιστικά και τα δύο προαναφερθέντα προβλήματα και βασίζεται στη χρήση των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής (ΦΣΧΔ). Τα ΦΣΧΔ για δεδομένη

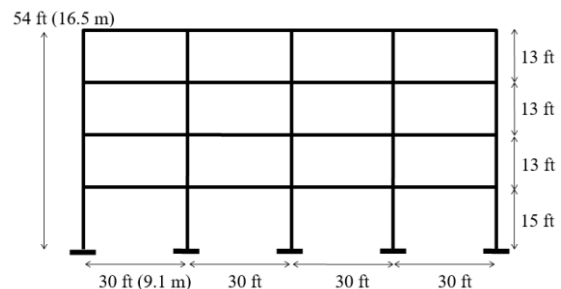
μετατόπιση διαρροής της κατασκευής, συνδέουν τη ΜΕΣ υπέρβασης προκαθορισμένων ΣΕ με την αντοχή σε διαρροή του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος της κατασκευής. Έτσι επιτρέπουν το σχεδιασμό κτηρίων, ακόμα και σε μία επανάληψη, που ικανοποιούν συγκεκριμένους ΣΕ που ορίζονται εκ των προτέρων από το μελετητή επιτρέποντας να ληφθούν υπόψη οι αβεβαιότητες και η σεισμική επικινδυνότητα. Μέχρι τώρα, δεν έχει γίνει εκτενής επαλήθευση της μεθόδου, πέρα από ισοδύναμα μονοβάθμια συστήματα και ένα 8-όροφο κτήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΟΣ) [14]. Για το λόγο αυτό, στην παρούσα εργασία αποτιμάται η συμπεριφορά ενός κτηρίου που έχει σχεδιαστεί με τρεις διαφορετικές μεθόδους: (α) με μέθοδο σχεδιασμού βάσει μετατοπίσεων που προτάθηκε από τον Aschheim [15], η οποία προσφέρει λύση συμβατή με τις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις, (β) με μέθοδο σχεδιασμού βάσει διακινδύνευσης με χρήση των ΦΣΧΔ με προσεγγιστική καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας και (γ) με ΦΣΧΔ με την πραγματική καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας.

## 2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

Οι τρεις μεθοδολογίες σχεδιασμού εφαρμόζονται στο τετραώροφο κτήριο του Σχ. 1 που αρχικά σχεδιάστηκε από τους Haselton et al. [16]. Πρόκειται για ένα κτήριο ΟΣ με δύο περιμετρικά πλαίσια ανάληψης οριζοντίων δυνάμεων ανά διεύθυνση και εσωτερικά υποστυλώματα που φέρουν μόνο βαρυτικά φορτία. Το κτήριο έχει ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 54,9x36,6μ (180x130ft) όπως φαίνεται στο Σχ. 1α και περιμετρικά πλαίσια τεσσάρων ανοιγμάτων μήκους 4x9,1μ = 36.4μ (Σχ. 1β). Το συνολικό ύψος του κτηρίου είναι 16,5μ (54ft), με 4,5μ (15ft) πρώτο όροφο και 4μ (13ft) καθέναν από τους υπολοίπους. Κατά το σχεδιασμό θεωρήθηκε μόνιμο φορτίο ίσο με 8,4kN/m<sup>2</sup> και κινητό φορτίο 2,4kN/m<sup>2</sup> που ασκείται σε όλους του ορόφους πλην της οροφής. Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε έχει χαρακτηριστική αντοχή 34MPa (5ksi) ενώ ο χάλυβας οπλισμού 414MPa (60ksi).



Σχήμα 1α: Κάτοψη τυπικού ορόφου κτηρίου (από [18]). Διαστάσεις σε πόδια (') και ίντσες (").



Σχήμα 1β: Όψη περιμετρικών πλαισίων ανάληψης οριζοντίων δυνάμεων (από [18]). Διαστάσεις σε πόδια (ft) και μέτρα (m).

## 3 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Για τον υπολογισμό του φάσματος σημείου διαρροής της Μεθόδου Α χρησιμοποιήθηκε ως βάση το φάσμα του κανονισμού ASCE-7 [2]. Συνεπώς οι ΣΕ που τέθηκαν είναι συμβατοί με τις εν λόγω διατάξεις και αφορούν όριο πλαστιμότητας ίσο με 3,6 με πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια και όριο ανηγμένης σχετικής μετακίνησης ορόφου ίσο με 0,02 με πιθανότητα

υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (10%/50). Και για τους δύο ΣΕ θεωρήθηκε 50% επίπεδο εμπιστοσύνης ενώ ο κρίσιμος στόχος που καθόρισε το σχεδιασμό ήταν το όριο πλαστιμότητας.

Οι Μέθοδοι Β και C επιτρέπουν το σχεδιασμό κτηρίων τα οποία συμμορφώνονται με ΣΕ που ορίζονται εκ των προτέρων από τον μελετητή. Η Μέθοδος Β είναι ενδεικτική περιπτώσεων που δεν υπάρχουν διαθέσιμες πληροφορίες αναφορικά με την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής μελέτης, επομένως υπολογίζεται προσεγγιστικά και αξιοποιείται για τη δημιουργία των ΦΣΧΔ. Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε το φάσμα ομοιόμορφης επικινδυνότητας του ASCE-7 για εδαφική κατηγορία D και πιθανότητα υπέρβασης 10%/50, το οποίο τροποποιήθηκε για διαφορετικές τιμές πιθανότητας υπέρβασης θεωρώντας σταθερή κλίση της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας σε λογαριθμικές συντεταγμένες, όπως έχει προταθεί από τους Cornell et al. [17], ίση με  $k = 3$ . Το κτήριο σχεδιάστηκε ώστε η ΜΕΣ υπέρβασης ορίου ανηγμένης σχετικής μετακίνησης ορόφου ίσου με 0,02 κατά τη δυναμική απόκριση της κατασκευής να μην υπερβαίνει το  $2,11 \times 10^{-3}$  (ισοδύναμο με 10%/50), με 68% εμπιστοσύνη για να επιβληθεί ένα ανώτερο επίπεδο ασφάλειας έναντι υπέρβασης της οριακής τιμής σε σχέση με τη σχεδίαση Α.

Για τη Μέθοδο C τα ΦΣΧΔ υπολογίστηκαν για τη καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας του San Jose στην Καλιφόρνια (γεωγραφικό πλάτος =  $37,33659^\circ$  και γεωγραφικό μήκος =  $-121,89056^\circ$ ) για έδαφος κατηγορίας D, όπως προκύπτει από τα δεδομένα της United States Geological Survey. Το κτήριο σχεδιάστηκε λαμβάνοντας υπόψη τους ακόλουθους στόχους επιτελεστικότητας: (α) ΜΕΣ υπέρβασης ορίου πλαστιμότητας 1,50 ίσου με  $1,39 \times 10^{-2}$  (50%/50chr) με 70% εμπιστοσύνη, (β) ΜΕΣ υπέρβασης ορίου ανηγμένης σχετικής μετακίνησης ορόφου 0,02 ίση με  $2,11 \times 10^{-3}$  (10%/50chr) με 70% εμπιστοσύνη και (γ) ΜΕΣ υπέρβασης κατάρρευσης της κατασκευής ίση με  $2,01 \times 10^{-4}$  (1%/50chr) με 90% εμπιστοσύνη. Ο κρίσιμος στόχος επιτελεστικότητας που καθόρισε το σχεδιασμό του κτηρίου, δηλαδή τις διαστάσεις και τον οπλισμό των δοκών και των υποστυλωμάτων των περιμετρικών πλαισίων, ήταν ο (γ).

Ο σχεδιασμός των κτηρίων ακολουθώντας τις προαναφερθείσες μεθόδους παρουσιάζεται αναλυτικά από τους Aschheim et al. [18] και τα προσομοιώματα των κτηρίων είναι διαθέσιμα από τους Chatzidaki et al. [19].

#### 4 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΤΗΡΙΩΝ

Για να διακριβωθεί εάν τα παραπάνω κτήρια ικανοποιούν τους ΣΕ που τέθηκαν από τον μελετητή κατά το σχεδιασμό, δημιουργήθηκαν μη γραμμικά προσομοιώματα και υποβλήθηκαν σε Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (ΙΔΑ, [20]) ώστε να αποτιμηθεί εκ των υστέρων η σεισμική τους επιτελεστικότητα. Λόγω συμμετρίας προσομοιώθηκε μόνο το μισό της κατασκευής δηλαδή το ένα εκ των δύο περιμετρικών πλαισίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση. Το πλαίσιο συνδέθηκε με ελαστικό στύλο που λαμβάνει υπόψη τα υποστυλώματα του μισού κτηρίου που δεν ανήκουν στο προσομοιωμένο πλαίσιο καθώς και τις μάζες που φέρουν αυτά. Το μη γραμμικό προσομοίωμα του κτηρίου μπορεί να ενσωματώνει στοιχεία κατανεμημένης ή συγκεντρωμένης πλαστικότητας, κάθε ένα από τα οποία προσφέρει διαφορετικά πλεονεκτήματα σε συγκεκριμένες περιοχές απόκρισης. Αναλυτικότερα, τα στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας μπορούν να αναπαραγάγουν τη ρηγμάτωση του σκυροδέματος καθώς και την αλληλεπίδραση αξονικής με ροπή στο επίπεδο της διατομής, αλλά αδυνατούν να αποδώσουν με ακρίβεια την συμπεριφορά

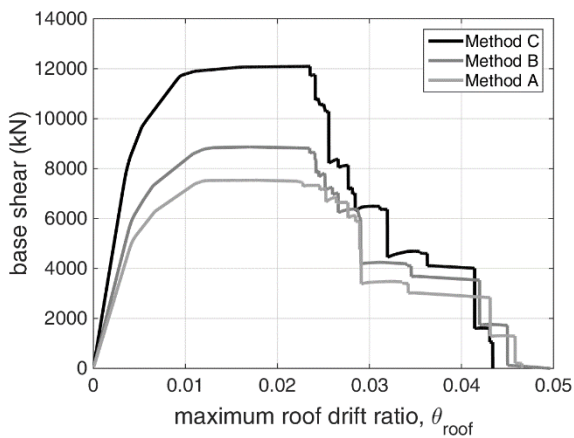


της κατασκευής μετά την πλήρη πλαστικοποίηση. Αντίθετα, τα στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας δεν μπορούν να προσομοιώσουν τη σταδιακή πλαστικοποίηση των διατομών και τη ρηγματώση του σκυροδέματος αλλά αποδίδουν ορθά την απόκριση της κατασκευής στη μεταελαστική περιοχή και επιτυγχάνουν ταχύτερη και ευκολότερη σύγκλιση. Για να εκμεταλλευτούμε τα πλεονεκτήματα που προσφέρουν και τα δύο είδη στοιχείων, για κάθε κτήριο δημιουργήθηκαν δύο μη γραμμικά προσομοιώματα στο λογισμικό OpenSEES [21] το ένα εκ των οποίων αποτελείται από στοιχεία κατανεμημένης και το άλλο από στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας.

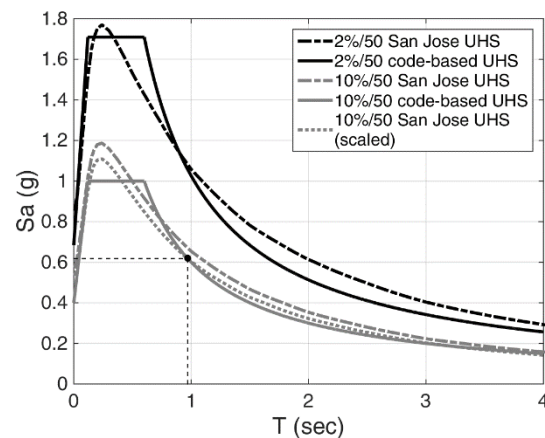
Στο μοντέλο κατανεμημένης πλαστικότητας οι δοκοί και οι στύλοι προσομοιώθηκαν με στοιχεία που βασίζονται στην εσωτερική κατανομή της ευκαμψίας των διατομών. Οι διατομές διακριτοποιήθηκαν σε ίνες και θεωρήθηκαν πέντε διατομές ελέγχου ανά μέλος. Οι καταστατικές σχέσεις τάσης-ανηγμένης παραμόρφωσης καταρτίστηκαν βάσει των μέσων αντοχών των υλικών και όχι των χαρακτηριστικών, δηλαδή για  $f_{ce} = 44,8\text{MPa}$  (6,5ksi) και  $f_{ye} = 475,7\text{MPa}$  (69ksi). Το σκυρόδεμα της επικάλυψης προσομοιώθηκε ως απερίσφιγκτο ενώ η αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος του πυρήνα υπολογίστηκε σύμφωνα με το προσομοίωμα των Mander et al. [22]. Το άκαμπτο διάφραγμα προσομοιώνεται με την επιβολή κινηματικών δεσμεύσεων ή τη χρήση ράβδων μεγάλης δυστένειας που συνδέουν τα άκρα των δοκών. Όμως, σε κτήρια σκυροδέματος οι δοκοί των οποίων διακριτοποιούνται σε ίνες, αυτό συνεπάγεται την ανάπτυξη παρασιτικών θλιπτικών αξονικών δυνάμεων στις δοκούς που αυξάνουν την αντοχή τους λόγω της αλληλεπίδρασης ροπής με αξονική. Για το λόγο αυτό, παρεμβλήθηκαν στοιχεία μηδενικού μήκους με μικρή αξονική δυσκαμψία που συνδέουν ένα άκρο κάθε δοκού με τον αντίστοιχο κόμβο.

Στο προσομοίωμα συγκεντρωμένης πλαστικότητας χρησιμοποιήθηκε ένα ελαστικό στοιχείο δοκού-στύλου ανά μέλος με πλαστικές αρθρώσεις συγκεντρωμένες στα δύο άκρα του. Η σχέση ροπής-γωνίας στροφής που διέπει κάθε πλαστική άρθρωση καθορίστηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του ASCE-SEI 41/13 [23]. Η ροπή διαρροής υπολογίστηκε προσεγγιστικά από τα αποτελέσματα ανάλυσης ροπής-καμπυλότητας των παραπάνω διατομών ινών, για αξονική δύναμη υπολογισμένη βάσει των βαρυτικών φορτίων που δρουν στα υποστυλώματα και μηδενική για τις δοκούς. Αναφορικά με τα αδρανειακά χαρακτηριστικά του εσωτερικού ελαστικού τμήματος κάθε μέλους, οι κανονισμοί συνήθως ορίζουν η ενεργός δυσκαμψία  $EI$  να μειώνεται ώστε να ληφθεί υπόψη η ρηγματώση. Ενδεικτικά, ο ASCE-SEI 41/13 ορίζει να λαμβάνεται ως  $0,3EI_g$  για μη προεντεταμένες δοκούς και  $0,3$  ή  $0,5EI_g$  για υποστυλώματα ανάλογα με την αξονική δύναμη σχεδιασμού που ασκείται σε αυτά, όπου  $E$  είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και  $I_g$  η ροπή αδράνειας της αρηγμάτωτης διατομής. Η προσέγγιση αυτή είναι συντηρητική και δεν ενδείκνυται να εφαρμόζεται σε περιπτώσεις όπου επιδιώκονται αμερόληπτα αποτελέσματα όπως στην περίπτωση αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς. Συνεπώς η ροπή αδράνειας των μελών υπολογίστηκε προσεγγιστικά ως ο μέσος όρος της αρηγμάτωτης και της ρηγματωμένης δυσκαμψίας της διατομής στη διαρροή, όπως προκύπτει από την ανάλυση ροπής-καμπυλότητας. Η προσαρμογή αυτή επιτρέπει να αποδοθεί ορθότερα η συμπεριφορά της κατασκευής πριν τη διαρροή, όπως αυτή αναδεικνύεται και από το μοντέλο κατανεμημένης βλάβης. Το άκαμπτο διάφραγμα προσομοιώθηκε μέσω επιβολής οριζόντιων κινηματικών δεσμεύσεων στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων.

Τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής προσαυξητικής ανάλυσης που προκύπτουν κατά την επιβολή φορτίου ανάλογου με την πρώτη ιδιομορφή του κάθε κτηρίου φαίνονται στο Σχ. 2. Για λόγους ευκρίνειας, παρουσιάζονται μόνο τα αποτελέσματα που αφορούν τα μοντέλα συγκεντρωμένης βλάβης. Η πρώτη ιδιοπερίοδος των παραπάνω κτηρίων είναι  $T_A = 1,05\text{sec}$ ,  $T_B = 0,97\text{sec}$  και  $T_C = 0,79$ , όπου οι δείκτες αντιστοιχούν στην εκάστοτε μέθοδο σχεδιασμού. Καθώς μεταβαίνουμε από τη Μέθοδο Α στη C η αντοχή και η δυσκαμψία των κτηρίων αυξάνονται, κάτι που είναι προφανές αφού το κτήριο σχεδιάζεται λαμβάνοντας υπόψη πιο αυστηρές απαιτήσεις.



Σχήμα 2: Καμπύλη ικανότητας μοντέλων συγκεντρωμένης βλάβης για τα κτήρια που σχεδιάστηκαν με τις Μεθόδους Α, Β και C.



Σχήμα 3: Φάσματα Ομοιόμορφης Επικινδυνότητας (ΦΟΕ) που προκύπτουν από το φάσμα του κανονισμού ASCE-7 θεωρώντας κλίση  $k = 3$  (συνεχείς γραμμές) και ΦΟΕ San Jose (διακεκομμένες γραμμές).

## 5 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΕΠΙΤΥΓΧΑΝΟΜΕΝΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Για την αποτίμηση της σεισμικής επιτελεστικότητας τα μη γραμμικά προσομοιώματα των κτηρίων υποβάλλονται σε ΙΔΑ, δηλαδή σε μία σειρά από επιταχυνσιογραφήματα που κλιμακώνονται κατάλληλα ώστε να οδηγήσουν την κατασκευή από την ελαστικότητα, στη διαρροή και τελικά έως τη δυναμική αστάθεια. Τα αποτελέσματα της ΙΔΑ χαρακτηρίζονται από το Μέτρο Έντασης (Intensity Measure, IM) που αντιπροσωπεύει τη σεισμική ένταση του επιταχυνσιογραφήματος και το μέτρο απόκρισης που καθορίζει την απόκριση του συστήματος. Η φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής του κτηρίου για απόσβεση 5%,  $S_a(T_1, 5\%)$ , υιοθετήθηκε ως το IM, ενώ χρησιμοποιήθηκαν τα ακόλουθα μέτρα απόκρισης: η μέγιστη ανηγμένη μετακίνηση ορόφου,  $\theta_{max}$ , η μέγιστη ανηγμένη σχετική μετακίνηση της οροφής του κτηρίου,  $\theta_{roof}$ , καθώς και ο (μέγιστος) λόγος απαίτησης προς ικανότητα στροφής των πλαστικών αρθρώσεων για τις δοκούς και τα υποστυλώματα,  $DCR = \text{απαίτηση/ικανότητα πλαστικής στροφής μέλους}$ . Ο λόγος  $DCR$  χρησιμοποιήθηκε για λόγους κανονικοποίησης αφού η ικανότητα πλαστικής στροφής δεν είναι ίδια για όλες τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Οι 22 σεισμοί μακρινού πεδίου από τη βιβλιοθήκη του FEMA-P695 [25] χρησιμοποιήθηκαν για τις αναλύσεις, κάθε ένας από τους οποίους αποτελείται από δύο επιταχυνσιογραφήματα, ένα για κάθε οριζόντια συνιστώσα, καταλήγοντας σε ένα σύνολο 44 επιταχυνσιογραφήματων.

Από τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων υπολογίστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας για κάθε ΣΕ. Πρόκειται για συνεχείς συναρτήσεις που δίνουν την πιθανότητα η απαίτηση,  $D$ , να υπερβεί την ικανότητα,  $C$ , για δεδομένο  $IM$ , δηλαδή  $P[D > C | IM]$ . Οι καμπύλες τρωτότητας συνήθως θεωρείται ότι ακολουθούν τη λογαριθμοκανονική κατανομή, επομένως μπορούν να οριστούν πλήρως από τη διάμεση τιμή και τη διασπορά (τυπική απόκλιση του λογαρίθμου των δεδομένων). Από τη συνέλιξη της καμπύλης τρωτότητας με την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας κατά την Εξ. 1 υπολογίζεται η ΜΕΣ υπέρβασης του εξεταζόμενου ΣΕ:

$$\lambda(D > C) = \int P[D > C | IM] \cdot |d\lambda(IM)| \quad (1)$$

όπου  $\lambda(IM)$  είναι η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας. Σε μαθηματικούς όρους, ένας συγκεκριμένος ΣΕ ικανοποιείται εάν το  $x\%$  ποσοστημόριο του  $\lambda(D > C)$  (λόγω επιπλέον αβεβαιότητας που οφείλεται στο προσομοίωμα, στην ανάλυση, στις ιδιότητες των υλικών κλπ.) είναι μικρότερο από την επιτρεπόμενη ΜΕΣ του υπό εξέταση ΣΕ,  $\lambda_{PO}$ , δηλαδή:

$$\lambda_{x\%}(D > C) < \lambda_{PO} \quad (2)$$

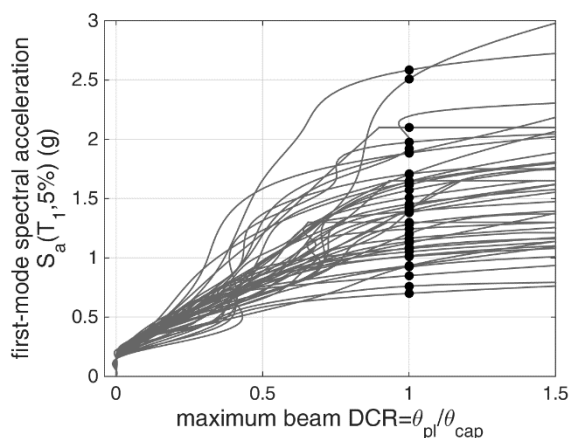
όπου  $x\%$  είναι το επιθυμητό επίπεδο εμπιστοσύνης του ΣΕ.

Για την αποτίμηση της σεισμικής επιτελεστικότητας και των τριών κτηρίων χρησιμοποιήθηκε η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας του San Jose στην Καλιφόρνια. Στόχος της παρούσας μελέτης είναι να αποτιμήσουμε εάν οι προαναφερθείσες μεθοδολογίες προσφέρουν σχεδιασμό ικανό να συμμορφωθεί με τους στόχους επιτελεστικότητας που τίθενται εκ των προτέρων από το μελετητή. Δεδομένου ότι οι Μέθοδοι σχεδιασμού A και B χρησιμοποιούν ως βάση τους το φάσμα του κανονισμού αντί του ακριβούς φάσματος ομοιόμορφης επικινδυνότητας όπως προκύπτει για τη δεδομένη τοποθεσία, η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας κλιμακώνεται κατάλληλα ώστε για 10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια το  $Sa(T_1)$  να ισούται με την φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιοπεριόδου του κτηρίου  $T_1$  που υπολογίζεται από το φάσμα του κανονισμού, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3 για τη Μέθοδο B. Στο ίδιο σχήμα φαίνονται και οι διαφορές μεταξύ των φασμάτων σεισμικής επικινδυνότητας της υπό εξέταση θέσης και αυτών που προκύπτουν από το φάσμα του κανονισμού λαμβάνοντας  $k=3$ . Για την αμερόληπτη αποτίμηση της ακρίβειας των μεθόδων A και B χρησιμοποιήθηκαν τα φάσματα ομοιόμορφης επικινδυνότητας του San Jose που έχουν κλιμακωθεί κατάλληλα (scaled) ώστε για πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50chr και για την ιδιοπερίοδο της κατασκευής να προκύπτει η τιμή του φάσματος του κανονισμού. Στη Μέθοδο C έχει χρησιμοποιηθεί το φάσμα για το San Jose κατά το σχεδιασμό, επομένως χρησιμοποιείται το ίδιο και για την αποτίμηση της επιτελεστικότητας.

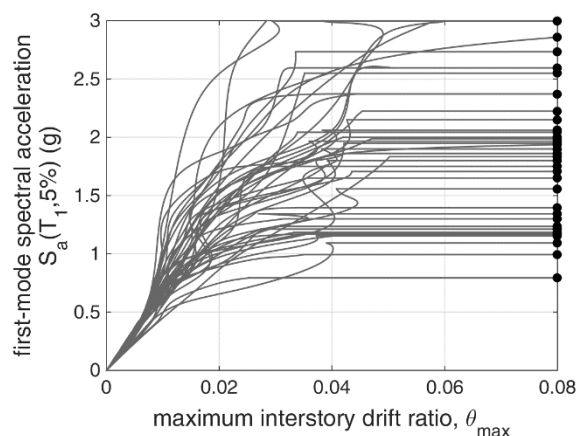
#### Αποτελέσματα ΙΔΑ κτηρίου σχεδιασμένου με τη Μέθοδο C

Ενδεικτικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που αφορούν τους ελέγχους της πλαστικής στροφής των δοκών και της κατάρρευσης του κτηρίου που σχεδιάστηκε με τη Μέθοδο C. Τα αποτελέσματα που αφορούν το σύνολο των κτηρίων συνοψίζονται στον Πίνακα 1. Επειδή η ικανότητα στροφής δεν είναι ίδια για όλες τις δοκούς του πλαισίου, ο μέγιστος λόγος απαίτησης προς ικανότητα,  $DCR$ , κάθε μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρησιμοποιήθηκε για τη

σύγκριση των αποτελεσμάτων. Τα αποτελέσματα των ΙΔΑ παρουσιάζονται στο Σχ. 4, όπου παρατηρούνται τοπικά χαμηλές αρνητικές τιμές λόγω της ατελούς προσαρμογής των καμπυλών ΙΔΑ χωρίς όμως να επηρεάζουν τα αποτελέσματα. Η ΜΕΣ υπέρβασης του  $DCR = 1$  υπολογίστηκε θεωρώντας λογαριθμοκανονική κατανομή των  $S_a(T_1, 5\%)$  (μαύρες κουκκίδες Σχ. 4). Από τη συνέλιξη της καμπύλης τρωτότητας με την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας για 75% εμπιστοσύνη προκύπτει  $\lambda_{75\%} = 0,0009$  που είναι μικρότερο από την επιθυμητή τιμή 0,0021 (10%/50) συνεπώς ο συγκεκριμένος ΣΕ ικανοποιείται.



Σχήμα 4: Αποτελέσματα ΙΔΑ σε όρους  $S_a(T_1, 5\%) - DCR$  για τις δοκούς του κτηρίου. Οι κουκκίδες παρουσιάζουν τα αποτελέσματα της ΙΔΑ για  $DCR = 1$  που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό της ΜΕΣ υπέρβασης αυτού του ΣΕ για το κτήριο που σχεδιάστηκε με τη Μέθοδο C.



Σχήμα 5: Αποτελέσματα ΙΔΑ σε όρους  $S_a(T_1, 5\%) - \theta_{max}$ . Οι κουκκίδες παρουσιάζουν τα αποτελέσματα της ΙΔΑ για  $\theta_{max} = 0,08$  που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό της ΜΕΣ υπέρβασης του ΣΕ της κατάρρευσης για το κτήριο που σχεδιάστηκε με τη Μέθοδο C.

Η κατασκευή θεωρείται πως καταρρέει όταν εμφανίζεται αριθμητική αστάθεια του μη γραμμικού προσομοιώματος της ή όταν παρατηρούνται μεγάλες τιμές της μέγιστης ανηγμένης σχετικής μετακίνησης ορόφου (εδώ μεγαλύτερες του 8%). Τα αποτελέσματα των ΙΔΑ σε όρους  $S_a(T_1, 5\%) - \theta_{max}$  παρουσιάζονται στο Σχ. 5 όπου με μαύρες κουκκίδες φαίνονται τα σημεία που αντιστοιχούν σε  $\theta_{max} = 0,08$ . Η ΜΕΣ υπέρβασης της κατάρρευσης της κατασκευής υπολογίστηκε ίση με 0,000571 που είναι μεγαλύτερη από το όριο 0,000201 (1%/50), επομένως αυτός ο ΣΕ δεν ικανοποιείται. Σημειώνεται ότι η κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων και ειδικά βάσει  $S_a(T_1)$  μπορεί να οδηγήσει σε συντηρητικά αποτελέσματα για υψηλά επίπεδα έντασης. Για το λόγο αυτό η FEMA P-695 [2424] προτείνει την εφαρμογή του συντελεστή σχήματος φάσματος ώστε να προσαρμοστεί κατάλληλα η διάμεση τιμή της λογαριθμοκανονικής κατανομής. Για την συγκεκριμένη περίπτωση ο συντελεστής προκύπτει ίσος με 1,35 οπότε η νέα ΜΕΣ υπέρβασης αυτού του ΣΕ ισούται με  $0,00019 < 0,00020$  οπότε ικανοποιείται και αυτός ο ΣΕ.

## 6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στον Πίνακα 1 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα που αφορούν όλους τους ΣΕ των εξεταζόμενων κτηρίων. Για όλους τους στόχους έχει ληφθεί πρόσθετη αβεβαιότητα ίση με 25%. Το κτήριο που σχεδιάστηκε με τη Μέθοδο A ικανοποιεί το στόχο επιτελεστικότητας της μέγιστης ανηγμένης σχετικής παραμόρφωσης ορόφου και της πλαστικής στροφής των



υποστυλωμάτων που σχετίζονται με τη ΣΕ της Προστασίας Ζωής. Ωστόσο, αδυνατεί να ικανοποιήσει τους ελέγχους πλαστιμότητας και πλαστικής στροφής στις δοκούς. Αντίθετα, τα κτήρια που σχεδιάστηκαν βάσει διακινδύνευσης ικανοποιούν όλους τους στόχους επιτελεσματικότητας που τέθηκαν εκ των προτέρων από τον μελετητή. Συνεπώς, ο σχεδιασμός βάσει διακινδύνευσης με χρήση των ΦΣχΔ προσφέρει αποτέλεσμα που συμμορφώνεται με τους εκάστοτε στόχους επιτελεσματικότητας που τίθενται κατά το σχεδιασμό. Αντιθέτως, ο κανονιστικός σχεδιασμός βάσει έντασης δεν μπορεί να αξιοποιηθεί για στόχους άλλους από τους αυστηρά οριζόμενους στον κανονισμό, ενώ στην πραγματικότητα κατά περίπτωση αδυνατεί να ικανοποιήσει ακόμα και τους στοχευόμενους (αλλά πρακτικώς υπονοούμενους) στόχους της προστασίας έναντι κατάρρευσης.

Πίνακας 1: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα για όλους τους ΣΕ των εξεταζόμενων κτηρίων.

Κτήριο	Περιγραφή στόχου	ΜΕΣ απαίτηση ( $\chi\rho^{-1}$ )	ΜΕΣ ικανότητα ( $\chi\rho^{-1}$ ) (πιθανότητα/ $\chi\rho$ )	Επίπεδο εμπιστοσύνης	Έλεγχος
A	Πλαστιμότητα = 3,6	0,0008	0,0004 (2%/50)	50%	X
	$\theta_{max} = 0,02$	0,0018	0,0021	50%	√
	Δοκοί: $DCR = 1$	0,0024	(10%/50)	60%	X
	Υποστυλώματα: $DCR = 1$	0,0006		60%	√
B	$\theta_{max} = 0,02$	0,0016	0,0021	68%	√
	Δοκοί: $DCR = 1$	0,0016	(10%/50)	75%	√
	Υποστυλώματα: $DCR = 1$	0,0008		75%	√
	Πλαστιμότητα = 1,50	0,0049	0,0139 (50%/50)	70%	√
C	$\theta_{max} = 0,02$	0,0008	0,0021	70%	√
	Δοκοί: $DCR = 1$	0,0009	(10%/50)	75%	√
	Υποστυλώματα: $DCR = 1$	0,0004		75%	√
	Κατάρρευση	0,00019	0,00020 (1%/50)	90%	√

## 7 ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η δουλειά του πρώτου συγγραφέα έχει συγχρηματοδοτηθεί από το Ίδρυμα Ευγενίδου και από το Ερευνητικό Πρόγραμμα Horizon 2020 «PANOPTIS», Grant Agreement 769129. Επιπλέον, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον Ανδρή Φώτη απόφοιτο της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ που συνέβαλε στην προετοιμασία των μοντέλων.

## 8 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. CEN. *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, European Comitee for Standarization, Brussels: 2005.
2. ASCE. *Minimum design loads for buildings and other structures*, ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, VA: 2010.
3. Priestley MJN. Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering* 2000; 33(3): 325-346.
4. Aschheim M. Seismic design based on the yield displacement. *Earthquake Spectra* 2002; 18(4): 461 581–600.
5. Moehle JP. Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes. *Earthquake spectra* 1992; 8(3): 403-428.
6. Aschheim M, Black EF. Yield point spectra for seismic design and rehabilitation. *Earthquake Spectra* 2000; 16(2): 317–335.
7. Tsiavos A, Stojadinović B. Constant yield displacement procedure for seismic evaluation of existing structures. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2019; 17(4): 2137-2164.

8. Vamvatsikos D, Kazantzi A, Mark A. Performance-based seismic design: Avant-garde and code-compatible approaches. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering* 2.2 2015; C4015008.
9. Vamvatsikos D. Performance-based seismic design in real life: the good, the bad and the ugly. ANIDIS 2017.
10. Krawinkler H, Zareian F, Medina RA, Ibarra LF. Decision support for conceptual 510 performance-based design. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2006; 35(1): 115–133.
11. Zareian F, Krawinkler H. Conceptual performance-based seismic design using building-level and story-level decision support system. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2012; 41(11): 1439-1453.
12. Fragiadakis M, Papadrakakis M. Performance-based optimum seismic design of reinforced concrete structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2008; 37(6): 825-844.
13. Vamvatsikos D, Aschheim MA. Performance-based seismic design via yield frequency spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2016; 45(11): 1759-1778.
14. Katsanos EI, Vamvatsikos D. Yield frequency spectra and seismic design of code-compatible RC structures: an illustrative example. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2017; 46(11): 1727-1745.
15. Aschheim M. Yield point spectra: A simple alternative to the capacity spectrum method. *Advanced Technology in Structural Engineering* 1999; pp. 1-8.
16. Haselton CB, Goulet CA, Mitrani-Reiser J, Beck JL, Deierlein GG, Porter KA, Stewart JP Taciroglu E. An assessment to benchmark the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete moment-frame building. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2007/1, 2008.
17. Cornell CA, Jalayer F, Hamburger RO, Foutch DA. The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines. Submitted to. *J. Struct. Engrg* 2001.
18. Aschheim M, Hernández-Montes E, Vamvatsikos D. Design of Reinforced Concrete Buildings for Seismic performance: Practical, deterministic and probabilistic approaches, CRC Press, 2019.
19. Chatzidaki A, Vamvatsikos D, Aschheim M, Hernández-Montes E. Reinforced Concrete Building Seismic Design Examples 2019; <http://users.ntua.gr/divamva/RCbook.html>.
20. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2002; 31(3): 491-514.
21. McKenna F, Fenves GL, Scott MH. Open system for earthquake engineering simulation. University of California, Berkeley, CA, 2000.
22. Mander JB, Priestley MJ, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering* 1988; 114(8): 1804-1826.
23. ASCE. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia: 2013.
24. FEMA (2009). FEMA P695 Far field ground motion set (available at <http://users.ntua.gr/divamva/RCbook/FEMA-P695-FFset.zip>).
25. FEMA (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors. FEMA P-695, prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.