

## ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ EC8

**Αθανασία Κ. Καζαντζή**

Πολιτικός Μηχανικός, MSc, Υποψήφια Διδάκτορας  
Faculty of Engineering & Physical Sciences, University of Surrey  
Guildford, Ηνωμένο Βασίλειο  
e-mail: [A.Kazantzi@surrey.ac.uk](mailto:A.Kazantzi@surrey.ac.uk)

**Τιμόθεος Δ. Ρηγιγιώτης**

Λέκτορας, BEng, PhD, DIC, MASTM  
Faculty of Engineering & Physical Sciences, University of Surrey  
Guildford, Ηνωμένο Βασίλειο  
e-mail: [T.Righiniotis@surrey.ac.uk](mailto:T.Righiniotis@surrey.ac.uk)

### 1. ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην πλειονότητά της, η ως τώρα έρευνα σχετικά με τη σεισμική αξιοπιστία των μεταλλικών κτιρίων, έχει επικεντρωθεί σε τυπικές για τις Η.Π.Α. πρακτικές σχεδίασης και κατασκευής, οι οποίες, κατά βάση, είναι διαφορετικές από τις αντίστοιχες Ευρωπαϊκές. Η παρούσα μελέτη παρουσιάζει τα αποτελέσματα μιας πλήρους πιθανολογικής αξιολόγησης ενός 5-όροφου μεταλλικού πλαισίου σχεδιασμένου σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Για τον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας η τυχαία απόκριση της κατασκευής υπολογίζεται μέσω ενός μεγάλου αριθμού ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων, χρησιμοποιώντας ένα σύνολο Ευρωπαϊκών επιταχυνσιογραφημάτων. Οι απαραίτητες, για τον ορισμό της τρωτότητας, συναρτήσεις οριακής κατάστασης, εκφράζονται σε σχέση με τις προαναφερθείσες αποκρίσεις της κατασκευής, καθώς επίσης και των πιθανολογικά ορισμένων κατά FEMA 356 επιπέδων επιτελεστικότητας. Χρησιμοποιώντας τις καμπύλες τρωτότητας υπολογίζεται η ετήσια πιθανότητα αστοχίας για την πόλη Reggio Calabria της Ιταλίας. Οι παραπάνω καμπύλες τρωτότητας συγκρίνονται στη συνέχεια με εκείνες που προκύπτουν βάσει ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή.

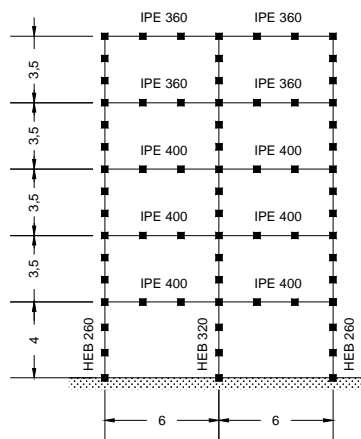
### 2. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι σεισμοί είναι μια σημαντική αιτία κατασκευαστικών βλαβών. Για το λόγο αυτό, η σχεδίαση και η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς τόσο των νέων όσο και των υφιστάμενων κτιρίων αποτελεί αντικείμενο σημαντικών ερευνών. Αναγνωρίζοντας τις μεγάλες αβεβαιότητες που επηρεάζονται στη σεισμική απόκριση των κτιρίων και αφορούν τόσο στη διαθέσιμη αντοχή τους, όσο και στις επιβαλλόμενες δράσεις, η επιστημονική κοινότητα βαθμιαία πείστηκε ότι το πρόβλημα μπορεί να αντιμετωπιστεί αποτελεσματικότερα με τη χρήση πιθανολογικών μεθόδων.

Η παρούσα εργασία εξετάζει, μέσω μιας περιπτωσιολογικής μελέτης, τη σεισμική αξιοπιστία των μεταλλικών πλαισίων που έχουν σχεδιαστεί σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 [1]. Η εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπό μελέτη τυπικού 5-όροφου μεταλλικού πλαισίου πραγματοποιείται πιθανολογικά, λαμβάνοντας υπόψη τις αβεβαιότητες στα χαρακτηριστικά της κατασκευής, αλλά και στη σεισμική δράση. Μέσω ενός μεγάλου αριθμού ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων σε τυχαία δείγματα της κατασκευής, που προκύπτουν με τη χρήση της μεθόδου Monte Carlo, υπολογίζονται οι καμπύλες τρωτότητας και οι ετήσιες πιθανότητες αστοχίας σε διαφορετικά επίπεδα επιτελεστικότητας. Τέλος, τα αποτελέσματα της έρευνας συγκρίνονται με εκείνα μιας απλοποιημένης μεθόδου, που στηρίζεται σε έναν ισοδύναμο μονοβάθμιο ταλαντωτή.

### 3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΠΛΑΙΣΙΑΚΟΥ ΦΟΡΕΑ

Το υπό μελέτη κτίριο (βλ. Σχ. 1) είναι ένα κανονικό καθ' ύψος 5-όροφο μεταλλικό πλαίσιο δύο ανοιγμάτων σχεδιασμένο από τους Fragiaco *et al.* [2] με βάση τους Ευρωκώδικες 3 [3] και 8 [1]. Ο χάλυβας σε όλα τα υποστυλώματα και τις δοκούς είναι κατηγορίας Fe360 (ονομαστική τάση διαρροής 235MPa). Το κτίριο σχεδιάστηκε για υψηλό επίπεδο πλαστιμότητας (συντελεστής συμπεριφοράς,  $q=6$ ). Ο υπολογισμός των σεισμικών δράσεων έγινε με βάση το φάσμα σχεδιασμού του EC8 [1], για κατηγορία εδάφους B και μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση εδάφους 0,35g. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του πλαισίου  $T_1$  υπολογίστηκε ίση προς 1,25sec.



Σχ. 1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και διακριτοποίηση του υπό ανάλυση φορέα

Όλες οι ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με τη χρήση του προγράμματος DRAIN-2DX [4]. Προκειμένου να προσομοιωθεί η ανελαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, χρησιμοποιήθηκε στα πιθανά σημεία των πλαστικών αρθρώσεων ένα ελαστοπλαστικό μοντέλο με 3% κράτυνση.

## 4. ΠΙΘΑΝΟΛΟΓΙΚΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ

### 4.1 ΤΥΧΑΙΕΣ ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ

Οι αβεβαιότητες που ελήφθησαν υπόψη στην παρούσα μελέτη περιλαμβάνουν τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης, το όριο διαρροής του χάλυβα και τα όρια

επιτελεστικότητας της κατασκευής. Όσον αφορά στις αβεβαιότητες της σεισμικής δράσης, χρησιμοποιήθηκε ένα σύνολο εννέα επιταχυνσιογραφημάτων που επιλέχθηκαν από την Ευρωπαϊκή βάση σεισμών ισχυρών κινήσεων [5]. Για να ληφθεί υπόψη η αβεβαιότητα σε σχέση με τα όρια διαρροής του χάλυβα των δομικών στοιχείων, χρησιμοποιήθηκαν τέσσερις ανεξάρτητες τυχαίες μεταβλητές, λογαριθμικά κατανομημένες, με μέση τιμή 280MPa [6] και συντελεστή μεταβλητότητας 7% [6]. Για την αποτίμηση των βλαβών της κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν οι οριακές καταστάσεις κατά FEMA 356 [7]. Η FEMA ορίζει τρία επίπεδα επιτελεστικότητας (άμεση χρήση μετά το σεισμό, *IO*; προστασία ζωής, *LS*; πρόληψη κατάρρευσης, *CP*) προτείνοντας γι' αυτά όρια αναφορικά με τη σχετική μετακίνηση των ορόφων (0,7%, 2,5% και 5% αντίστοιχα). Τα όρια αυτά θεωρήθηκαν λογαριθμικά κατανομημένα, με μέσες τιμές εκείνες που ορίζονται κατά FEMA 356 [7] και συντελεστή μεταβλητότητας 10%.

#### 4.2 ΘΕΩΡΙΑ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ

Η σεισμική τρωτότητα  $F_R(z)$  είναι μια συνάρτηση που περιγράφει την πιθανότητα να ξεπεραστεί μια ντετερμινιστική ή τυχαία οριακή κατάσταση, εξαρτημένη από ένα εντατικό μέγεθος. Έτσι,

$$F_R(z) = P[G(\mathbf{X}) \leq 0 \mid IM = z] \quad (1)$$

όπου,  $G(\mathbf{X})$  είναι η συνάρτηση της οριακής κατάστασης σε σχέση με το διάνυσμα των τυχαίων μεταβλητών  $\mathbf{X}$  και  $IM$  είναι το σχετικό με τον προσδιορισμό του σεισμικού κινδύνου εντατικό μέγεθος. Το εντατικό μέγεθος που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα μελέτη είναι η φασματική επιτάχυνση υπολογισμένη για 5% απόσβεση στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του πλαισίου,  $S_a(T_1, 5\%)$ . Λαμβάνοντας υπόψη ότι η σεισμική απόκριση του πλαισίου εκτιμήθηκε με βάση τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, η εξ. (1) μπορεί να γραφεί ως εξής,

$$F_R(z) = P \left\{ DL_{PL} - \max_i \left[ \max_t \left( \frac{|u_i(t)|}{h_i} \right) \right] \leq 0 \mid S_a = z \right\} \quad (2)$$

όπου,  $0 < t \leq t_d$ ,  $DL_{PL}$  είναι το όριο των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων του υπό εξέταση επιπέδου επιτελεστικότητας,  $t_d$  είναι η διάρκεια του σεισμού,  $i$  είναι το επίπεδο του ορόφου,  $u_i$  είναι η σχετική μετακίνηση του  $i^{ov}$  ορόφου και  $h_i$  είναι το ύψος του ορόφου. Θέτοντας ακόμη,

$$\theta_{max} = \max_i \left[ \max_t \left( \frac{|u_i(t)|}{h_i} \right) \right] \quad (3)$$

η εξ. (2) μπορεί να γραφεί και ως

$$F_R(z) = P \{ \theta_{max} \geq DL_{PL} \mid S_a = z \} \quad (4)$$

#### 4.3 ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΚΛΕΙΣΤΗΣ ΜΟΡΦΗΣ

Η θεωρία των καμπυλών τρωτότητας κλειστής μορφής βασίστηκε κυρίως στη μέθοδο “2000 SAC/FEMA” που περιγράφεται αναλυτικά από τους Cornell *et al.* [8]. Η μέθοδος στηρίζεται στην υπόθεση ότι η τρωτότητα της κατασκευής περιγράφεται ικανοποιητικά από μια λογαριθμική κατανομή, καθώς και στο ότι οι ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης δύναται να πραγματοποιηθούν σε ένα ντετερμινιστικό μοντέλο της κατασκευής, αγνοώντας τις αβεβαιότητες που αφορούν στα μηχανικά χαρακτηριστικά της. Έτσι, θεωρώντας ότι τόσο η αντοχή της κατασκευής  $C$ , όσο

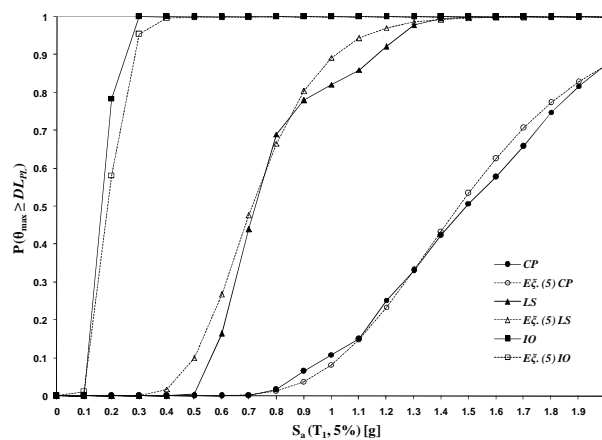
και η απόκριση της  $D$  είναι λογαριθμικά κατανομημένες, η κατανομή της τρωτότητας μπορεί να εκφραστεί ως,

$$P(C \leq D | S_a = z) = \Phi \left[ - \frac{\ln(\hat{\theta}_{\max}^C) - \ln(\hat{\theta}_{\max}^D)}{\beta_T} \right] \quad (5)$$

όπου,  $\beta_T = \sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}$  είναι η συνολική αβεβαιότητα στην αντοχή και απόκριση της κατασκευής και  $\hat{\theta}_{\max}^C$ ,  $\hat{\theta}_{\max}^D$  οι μέσες τιμές της μεταβλητής  $\theta_{\max}$ .

## 5. ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Οι καμπύλες τρωτότητας που παρουσιάζονται παρακάτω προέκυψαν από μια σειρά ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν σε αυξανόμενα επίπεδα σεισμικής έντασης. Η όλη διαδικασία μπορεί συνοπτικά να χωριστεί σε τρία βασικά μέρη. Το πρώτο μέρος περιλαμβάνει την προσομοίωση, με τη μέθοδο Monte Carlo, 200 τυχαίων δειγμάτων του πλαισίου. Το δεύτερο μέρος περιλαμβάνει την ανελαστική δυναμική ανάλυση των παραπάνω δειγμάτων για μια σειρά εννέα επιταχυνσιογραφημάτων κατάλληλα πολλαπλασιασμένων, ώστε η φασματική τους επιτάχυνση να αυξάνεται κλιμακωτά από 0,1-2g με σταθερό βήμα 0,1g. Στο τρίτο και τελευταίο μέρος, γίνεται η στατιστική ανάλυση των αποτελεσμάτων, προκειμένου να υπολογιστούν οι πιθανότητες αστοχίας του πλαισίου, για κάθε ένα από τα επίπεδα της σεισμικής έντασης, από τις αποκρίσεις της κατασκευής.



Σχ. 2: Καμπύλες τρωτότητας μεταλλικού πλαισίου

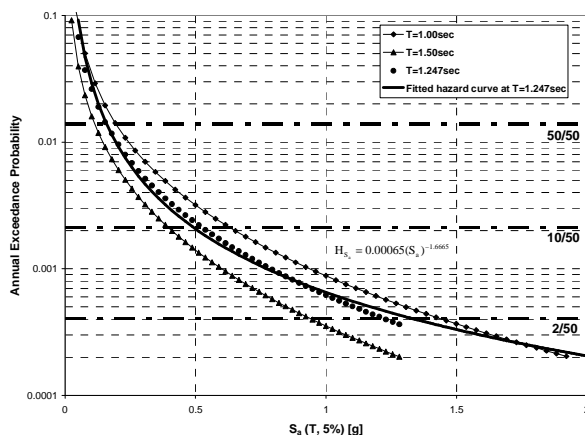
Το Σχ. 2 παρουσιάζει τις μέσες καμπύλες τρωτότητας (μέση τιμή εννέα καμπυλών τρωτότητας) στα τρία υπό εξέταση επίπεδα επιτελεστικότητας ( $IO$ ,  $LS$  και  $CP$ ). Συγκρίνοντας το σχήμα τους είναι φανερό ότι η τυπική απόκλιση της τρωτότητας είναι μικρότερη για τα επίπεδα εκείνα που συνδέονται με λιγότερο σοβαρές κατασκευαστικές βλάβες. Αξίζει να σημειωθεί επίσης ότι, στην ελαστική φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού του πλαισίου (0,4g), που σχετίζεται με ένα σεισμό περιόδου επαναφοράς 475 χρόνων, η μέση εκτιμώμενη πιθανότητα αστοχίας για το επίπεδο επιτελεστικότητας  $LS$ , όπως αυτή προκύπτει από την καμπύλη τρωτότητας χωρίς τη λογαριθμική προσέγγιση, είναι μικρότερη του  $1/(9 \times 200)$  ( $= 5,6 \times 10^{-4}$ ).

Στο ίδιο σχήμα παρουσιάζονται επίσης, για λόγους σύγκρισης, οι καμπύλες τρωτότητας κλειστής μορφής, που βασίζονται σε μια λογαριθμική υπόθεση για την τρωτότητα, χωρίς

ωστόσο να αγνοηθούν οι αβεβαιότητες που σχετίζονται με τα μηχανικά χαρακτηριστικά του πλαισίου. Από τη σύγκριση των καμπυλών προκύπτει ότι μια από τις θεμελιώδεις υποθέσεις της “2000 SAC/FEMA” μεθόδου, ότι δηλαδή η τρωτότητα είναι λογαριθμικά κατανομημένη, είναι ορθή, τουλάχιστον για κανονικά μεταλλικά κτίρια που δεν παρουσιάζουν εκτεταμένες βλάβες στην περιοχή των συνδέσεων.

### 6. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ

Οι καμπύλες τρωτότητας στα διαφορετικά επίπεδα επιτελεστικότητας μπορούν να συνδιαστούν με το σεισμικό κίνδυνο προκειμένου να εκτιμηθεί η σεισμική διακινδύνευση μιας κατασκευής. Η καμπύλη εκτίμησης του σεισμικού κινδύνου λαμβάνει υπόψη τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με την ένταση της σεισμικής δράσης στη συγκεκριμένη περιοχή που τοποθετείται η υπό εξέταση κατασκευή. Η καμπύλη εκτίμησης του ετήσιου σεισμικού κινδύνου (βλ. Σχ. 3) που χρησιμοποιήθηκε για την αποτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης του εν λόγω μεταλλικού πλαισίου βασίστηκε σε μια μελέτη που εκπονήθηκε για την πόλη Reggio Calabria της Ιταλίας [9].



Σχ. 3: Καμπύλη εκτίμησης ετήσιου σεισμικού κινδύνου

Επίπεδο επιτελεστικότητας	Ετήσια σεισμική διακινδύνευση
CP	$3,41 \times 10^{-4}$
LS	$9,94 \times 10^{-4}$
IO	$8,51 \times 10^{-3}$

Πιν. 1: Ετήσια σεισμική διακινδύνευση

Ακολούθως του προσδιορισμού της ετήσιας καμπύλης σεισμικού κινδύνου, δύναται να εκτιμηθεί η ετήσια σεισμική διακινδύνευση για κάθε ένα από τα επίπεδα επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη σχέση,

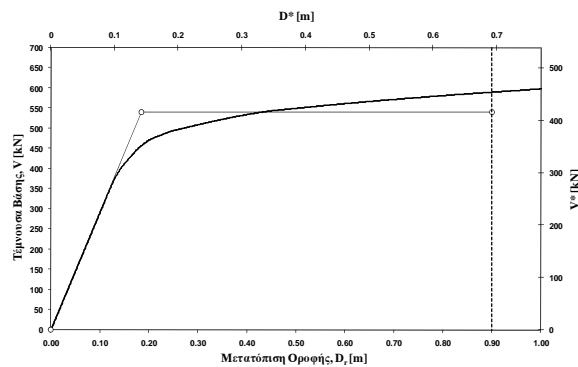
$$P_f = \int_0^{\infty} f_R(z)H(z)dz \tag{6}$$

όπου,  $z$  είναι το εντατικό μέγεθος που έχει επιλεγεί (εδώ η φασματική επιτάχυνση  $S_a$ ),  $f_R(z)$  είναι η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της τρωτότητας και  $H(z)$  είναι η συνάρτηση

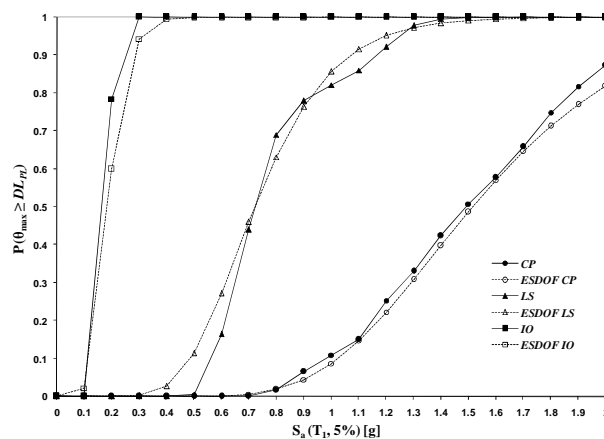
του σεισμικού κινδύνου. Ο Πίνακας 1 παρουσιάζει τα αποτελέσματα της πιθανολογικής εκτίμησης της ετήσιας σεισμικής διακινδύνευσης του μεταλλικού πλαισίου στα τρία εξεταζόμενα επίπεδα επιτελεστικότητας.

### 7. ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΒΑΣΙΣΜΕΝΕΣ ΣΕ ΕΝΑΝ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ ΤΑΛΑΝΤΩΤΗ

Παρά το ότι οι δυναμικές αναλύσεις πολυβάθμιων ανελαστικών συστημάτων αποτελούν αναντίρρητα ένα ισχυρό ερευνητικό εργαλείο στον τομέα της εκτίμησης της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, η μεγάλη υπολογιστική ισχύ που απαιτείται, ιδιαίτερα σε μελέτες αξιολόγησης της σεισμικής αξιοπιστίας, καθιστά τη χρήση τους σε πρακτικές εφαρμογές σχεδόν ανέφικτη. Παρακάτω παρουσιάζεται συνοπτικά μια απλοποιημένη μεθοδολογία που βασίζεται στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης του δομικού συστήματος μέσω ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή.



Σχ. 4: Διγραμμική ελαστοπλαστική προσέγγιση της καμπύλης ώθησης (pushover curve) και χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος



Σχ. 5: Καμπύλες τρωτότητας με τη μέθοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή

Τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή προκύπτουν από την εφαρμογή της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης (pushover) στο “μέσο” κτίριο. Ο όρος “μέσο” κτίριο υποδηλώνει εδώ τη χρήση της μέσης τιμής στα όρια διαρροής του χάλυβα. Η καθ’ ύψος κατανομή των στατικών σεισμικών φορτίων βασίστηκε στη θεμελιώδη

ιδιομορφή του κτιρίου και διατηρήθηκε αμετάβλητη κατά τη διάρκεια της προοδευτικής διαρροής του φορέα. Στο Σχ. 4 παρουσιάζεται η καμπύλη ώθησης του κτιρίου, η ελαστοπλαστική προσέγγιση της, καθώς και τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Οι σεισμικές αποκρίσεις υπολογίστηκαν μέσω δυναμικών αναλύσεων του ισοδύναμου ανελαστικού μονοβάθμιου ταλαντωτή και οι καμπύλες τρωτότητας προέκυψαν με τη χρήση της εξ. (5). Στο Σχ. 5 παρουσιάζονται οι μέσες καμπύλες τρωτότητας του μεταλλικού πλαισίου, όπως προκύπτουν από την άνω μεθοδολογία, καθώς και οι αντίστοιχες που προκύπτουν μέσω της εξ. (4) και δυναμικών αναλύσεων στο πολυβάθμιο σύστημα. Προκύπτει από τη σύγκριση ότι η ακρίβεια της απλοποιημένης μεθόδου είναι ικανοποιητική για πρακτικές εφαρμογές.

## 8. ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρόν άρθρο εξετάστηκε η σεισμική αξιοπιστία των μεταλλικών κτιρίων που έχουν σχεδιαστεί σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Πέραν της παρουσίασης μιας πλήρους μεθοδολογίας για την αξιολόγηση της τρωτότητας και της σεισμικής διακινδύνευσης, πραγματοποιήθηκε σύγκριση των αποτελεσμάτων με άλλες απλοποιημένες μεθοδολογίες. Προκύπτει από τη μελέτη ότι (α) η επίδραση των χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης στην τρωτότητα είναι σημαντική και (β) η χρήση των απλοποιημένων μεθοδολογιών οδηγεί σε αποτελέσματα ικανοποιητικής ακρίβειας, τουλάχιστον στις περιπτώσεις μεταλλικών πλαισίων με υψηλό βαθμό γεωμετρικής και μαζικής ομοιομορφίας που δεν παρουσιάζουν ψαθυρές αστοχίες στην περιοχή των συνδέσεων.

## 9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] European Committee for Standardization. “prEN1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”, Brussels, 2002.
- [2] Fragiacomio M., Amadio C. and Macorini L. “Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions”, Engineering Structures, Vol. 26, No. 13, 2004, pp. 2021-2035.
- [3] European Committee for Standardization. “EN1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings”, Brussels, 2005.
- [4] Prakash V., Powell GH. and Campbell S. “DRAIN-2DX: Base program description and user guide”, Report No. UCB/SEMM-93/17, Berkeley, 1993.
- [5] Ambraseys N., Smit P., Sigbjornsson R., Suhadolc, P. and Margaris B. “Internet-site for European strong-motion data”, European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme, 2002.
- [6] Joint Committee on Structural Safety (JCSS). “Probabilistic model code part 3: resistance variables”, <http://www.jcss.ethz.ch>, 2001.
- [7] FEMA 356. “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, Washington (DC): Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [8] Cornell CA., Jalayer F., Hamburger RO. and Foutch DA. “Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines”, Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 128, No. 4, 2002, pp. 526-533.
- [9] Pinto PE. (editor). “Probabilistic methods for seismic assessment of existing structures”, LESSLOSS Report No. 2007/06, Pavia, Italy: IUSS Press, 2007.

**SEISMIC RELIABILITY OF A STEEL MRF DESIGNED TO EC8****Athanasia K. Kazantzi**

Civil Engineer, MSc, PhD candidate  
Faculty of Engineering & Physical Sciences, University of Surrey  
Guildford, UK  
e-mail: [A.Kazantzi@surrey.ac.uk](mailto:A.Kazantzi@surrey.ac.uk)

**Timothy D. Righiniotis**

Lecturer, BEng, PhD, DIC, MASTM  
Faculty of Engineering & Physical Sciences, University of Surrey  
Guildford, UK  
e-mail: [T.Righiniotis@surrey.ac.uk](mailto:T.Righiniotis@surrey.ac.uk)

In recognition of the large capacity and demand uncertainties involved in the seismic response of buildings, the engineering community has increasingly become, over the years, convinced that the problem may be treated more efficiently using probabilistic tools coupled with appropriate performance-related criteria. So far, the majority of the work carried out on the reliability of steel Moment Resisting Frames (MRFs) has focused on buildings typical of US design and construction practice, which are, in principle, different from their European counterparts. Thus, this study presents the results of a full probabilistic assessment performed on an EC8-designed, 5-storey steel MRF. In order to obtain fragility curves, the random structural responses were evaluated through a large number of non-linear time history analyses using an ensemble of European ground records. The limit state functions necessary to define fragility were expressed in terms of the previously mentioned structural responses as well as the probabilistically-defined FEMA 356 performance levels. Using these fragilities, annual failure probabilities were obtained for the city of Reggio Calabria in Italy. The aforementioned fragilities were then compared against those obtained from an equivalent SDOF coupled with a closed-form lognormal approximation. The study has revealed that (a) the influence of the ground record characteristics on fragility is significant, (b) the fragility variance increases with the level of induced non-linearity and (c) the fragility methodology based on the equivalent SDOF yields reasonable results.

**ACKNOWLEDGMENTS**

The first author would like to thank her principal thesis supervisor Professor Marios K. Chryssanthopoulos for his valuable contribution in this research.