

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΗ ΚΑΝΟΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΤΙΡΙΑΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Δημήτριος Γιώτσας
Πολιτικός Μηχανικός, M.Eng.
Τεχνικό Γραφείο Μελετών και Κατασκευών
Ελασσόνα, Ελλάδα
e-mail: dgiots@gmail.com

Νικόλαος Πνευματικός
Επίκουρος Καθηγητής, Τ.Ε.Ι. Αθήνας
Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Αθήνας, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΤΕ και Μηχανικών, Τοπογραφίας και Γεωπληροφορικής
ΤΕ
Αθήνα, Ελλάδα
e-mail: pnevma@teiath.gr

Γεώργιος Χατζηγεωργίου
Αναπληρωτής Καθηγητής, Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο
Διευθυντής Μεταπτυχιακού Προγράμματος Σπουδών «Διαχείριση Τεχνικών Έργων»
Πάτρα, Ελλάδα
e-mail: hatzigeorgiou@eap.gr

1. ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Το παρόν άρθρο πραγματεύεται τη μη γραμμική στρεπτική συμπεριφορά μη κανονικού μεταλλικού κτιρίου. Διερευνά τη μεταβολή του κέντρου ελαστικής στροφής ως προς το κέντρο μάζας κατά τη διάρκεια της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα που υπόκειται σε σεισμική φόρτιση. Ως παράδειγμα εφαρμογής εξετάζεται ο σχεδιασμός ενός τριώροφου μεταλλικού κτιρίου στοχεύοντας στη διερεύνηση ενός μη συμμετρικού κτιρίου τόσο σε κάτοψη όσο και καθ' ύψος. Κύρια επιδίωξη υπήρξε ο υπολογισμός με προσεγγιστικές εξισώσεις της μετατόπισης του κέντρου ελαστικής στροφής των ορόφων του κτιρίου (εκκεντρότητα) κατά τη σταδιακή δημιουργία των πλαστικών αρθρώσεων και η σύγκριση της εν λόγω κατάστασης με την αρχική εκκεντρότητα του κτιρίου. Κατά την παραπάνω διερεύνηση πραγματοποιήθηκε στατική ανελαστική υπερωθητική ανάλυση (pushover) κατά EC8 και για τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Κατόπιν διεξήχθη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η εκκεντρότητα των ορόφων μεταβάλλεται σημαντικά κατά τη διάρκεια της διαρροής των μελών και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τα κριτήρια κανονικότητας και στρεπτικής ευαισθησίας να μην ικανοποιούνται.

2. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η μη κανονικότητα ενός κτιρίου και η στρεπτική του ευαισθησία είναι παράμετροι σημαντικές για την απόκριση ενός κτιρίου και τις οποίες λαμβάνει υπ' όψιν ο ευρωπαϊκός αντισεισμικός κανονισμός EC8 [1,2]. Συγκεκριμένα, από τον παραπάνω κανονισμό τίθενται κριτήρια τα οποία σχετίζονται με τα χαρακτηριστικά γεωμετρίας και δυσκαμψίας του εκάστοτε κτιρίου. Οι βασικότεροι έλεγχοι οι οποίοι έχουν θεσπιστεί είναι οι εξής:

- Η κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη, $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$, δεν θα είναι μεγαλύτερη του 4, όπου L_{\max} και L_{\min} είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.
- Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y , η στατική εκκεντρότητα e_o και η ακτίνα δυστρεψιάς r ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες:

$$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x \quad e_{oy} \leq 0.30 \cdot r_y \quad (1)$$

όπου e_o είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση x ή y , κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης και r είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψιάς προς την μεταφορική δυσκαμψία («ακτίνα δυστρεψιάς»). Για να μην είναι ένα σύστημα στρεπτικά ευαίσθητο αρκεί να ικανοποιείται μία από τις παρακάτω ανισώσεις σε κάποιο όροφο. Εάν, αντί για τις ακτίνες δυστρεψιάς ως προς το κέντρο δυσκαμψίας του ορόφου χρησιμοποιηθούν οι ακτίνες ως προς το κέντρο μάζας, r_{mx} και r_{my} για να μην υπάρχει στρεπτική ευαισθησία θα πρέπει:

$$r_{mx} = \sqrt{e_x^2 + r_x^2} \geq I_s \quad r_{my} = \sqrt{e_y^2 + r_x^2} \geq I_s \quad (2)$$

όπου I_s είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου (α) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου προς (β) την μάζα της πλάκας του ορόφου). Η Εξ. (1) σχετίζεται με την κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη, ενώ η Εξ. (2) με την στρεπτική ευαισθησία του. Η μη εκπλήρωση των ως άνω ανισοτήτων οδηγούν σε στρεπτική καταπόνηση του κτιρίου, που σημαίνει μείωση του συντελεστή συμπεριφοράς q και του επιπέδου πλαστιμότητας κατά τον σχεδιασμό [3].

3. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

Με βάση την εφαρμοζόμενη μεθοδολογία, οι συντεταγμένες του Κέντρου Ελαστικής Στροφής (ΚΕΣ) υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης:

$$x_{CR} = \frac{\sum K_{yi} \cdot x_i}{\sum K_{yi}} \quad y_{CR} = \frac{\sum K_{xi} \cdot y_i}{\sum K_{xi}} \quad (3)$$

με K τις δυσκαμψίες των υποστρωμάτων στην εκάστοτε διεύθυνση και x_i , y_i τις συντεταγμένες των υποστρωμάτων με βάση το οριοθετημένο σύστημα συντεταγμένων. Ο υπολογισμός των ακτινών δυστρεψιάς πραγματοποιείται μέσω του υπολογισμού της δυστρεψιάς K_θ ως εξής:

$$K_\theta = \sum (x_i - x_{CR})^2 K_{yi} + \sum (y_i - y_{CR})^2 K_{xi} \quad (4)$$

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{\sum K_{yi}}} \quad r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{\sum K_{xi}}} \quad (5)$$

Οι παραπάνω σχέσεις ισχύουν όταν το κτίριο βρίσκεται στην ελαστική περιοχή. Σε ένα κτίριο το οποίο ικανοποιεί τα κριτήρια κανονικότητας και στρεπτικής ευαισθησίας αποδίδεται μια τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q , προφανώς διαφορετική από ότι αν το κτίριο ήταν μη κανονικό η στρεπτικά ευαίσθητο. Σε περίπτωση που στο κτίριο το οποίο βρίσκεται στην ελαστική περιοχή, αρχίζουν να διαρρέουν κάποια στοιχεία του (στύλοι), και να μεταβαίνουν σταδιακά στην ανελαστική περιοχή, τότε η εκκεντρότητα του κτιρίου μεταβάλλεται και ενδεχομένως το κτίριο να μην ικανοποιεί τα κριτήρια κανονικότητας και

στρεπτικής ευαισθησίας, με συνέπεια να πρέπει να αποδοθεί άλλη τιμή στο συντελεστή συμπεριφοράς q . Στόχος αυτής της εργασίας, είναι να διερευνηθεί την μεταβολή της εκκεντρότητας κατά την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου, με την εξής διαδικασία:

1. Εκτελείται είτε στατική είτε δυναμική ανελαστική ανάλυση.
2. Σε κάθε βήμα δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων υπολογίζονται οι συντεταγμένες του κέντρου ελαστικής στροφής και η εκκεντρότητα, των ορόφων του κτιρίου.
3. Ελέγχονται τα κριτήρια κανονικότητας και στρεπτικής ευαισθησίας.
4. Σχεδιάζονται στις κατώσεις των ορόφων οι διαδοχικές θέσεις του ΚΕΣ

Κατά τον υπολογισμό των συντεταγμένων των κέντρων ελαστικής στροφής του κτιρίου έχουν γίνει οι παρακάτω παραδοχές:

α) η συνολική δυσκαμψία του κτιρίου επηρεάζεται μόνο από τις επιμέρους δυσκαμψίες των υποστυλωμάτων,

β) η δυσκαμψία των υποστυλωμάτων υπολογίζεται ως εξής: $K_i = \frac{kEI_i}{L_i^3} = kA_i$ (6)

Ο συντελεστής k λαμβάνει τιμή ίση με 12 για αμφίπακτο υποστύλωμα (χωρίς σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης), και τιμή 3 για σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης σε ένα από τα δύο άκρα (άρθρωση - πάκτωση). Σε υποστύλωμα στο οποίο σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις και στα δύο άκρα του, λαμβάνεται δυσκαμψία η οποία εξαρτάται από το είδος των πλαστικών αρθρώσεων. Συγκεκριμένα:

i) Για σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης η οποία αντιστοιχεί στη διαρροή του κόμβου η παραμένουσα δυσκαμψία αντιστοιχεί στο 10% της αρχικής, δηλαδή: $K_i = 0.10 * k * A_i$,

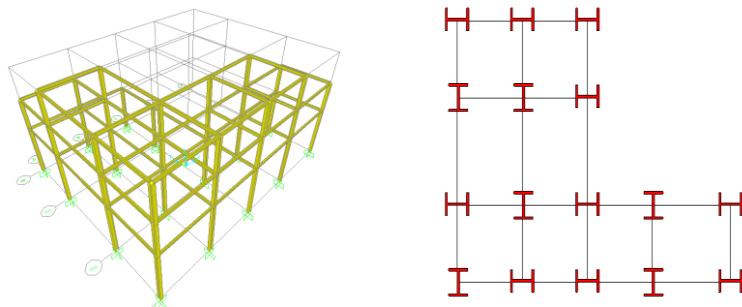
ii) Για σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης η οποία αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «άμεση χρήση» η παραμένουσα δυσκαμψία αντιστοιχεί στο 8% της αρχικής, δηλαδή: $K_i = 0.08 * k * A_i$,

iii) Για σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης η οποία αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» η παραμένουσα δυσκαμψία αντιστοιχεί στο 6% της αρχικής, δηλαδή: $K_i = 0.06 * k * A_i$ και

iv) Για σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης η οποία αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία κατάρρευσης» δεν υφίσταται παραμένουσα δυσκαμψία.

4. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ

Το κτίριο το οποίο χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις σχεδιάστηκε με βάση τις εξής ιδιότητες: α) Μεταλλικό κτίριο μέσων διαστάσεων, β) Μη κανονικότητα σε κάτοψη (μορφής Γ) και γ) Μη κανονικότητα καθ ύψος. Τελικά σχεδιάστηκε το παρακάτω τριώροφο κτίριο, όπως εμφανίζεται στο Σχ. 1. Τα ύψη των ορόφων είναι 5.0 m, 3.0 m και 3.0 m, για το ισόγειο, τον 1^ο και το 2^ο όροφο, αντίστοιχα.



Σχ. 1 Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου και διεύθυνση των υποστυλωμάτων σε κάτοψη

Η επιλογή των διατομών του ως άνω κτιρίου, έγινε με την επίλυση του φορέα για το συνδυασμό μόνιμων φορτίων $1.35G + 1.5Q$ [4]. Στις επόμενες αναλύσεις, στις οποίες

διερευνήθηκε η μετατόπιση του ΚΕΣ, οι διατομές διατηρήθηκαν ίδιες και λήφθηκαν αποτελέσματα τόσο για ενδιάμεσα βήματα έως το τελικό στάδιο της ανάλυσης (κατάρρευση κτιρίου), όσο και για ένα σημείο δεδομένης απόκρισης (performance point), όπως αυτό προκύπτει από την καμπύλη αντίστασης του κτιρίου στην ανάλυση pushover [5]. Οι αναλύσεις έγιναν με το υπολογιστικό πρόγραμμα SAP2000. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα των ελέγχων δίνονται στον Πιν. 1.

Pushover κατά τη διεύθυνση x - βήμα 10 (κατάρρευση κτιρίου)						
ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΤΟΨΗΣ						
Όροφος	e_x [m]	$0.3r_x$ [m]	$e_x \leq 0.3r_x$	e_y [m]	$0.3r_y$ [m]	$e_y \leq 0.3r_y$
Ισόγειο	0.941	3.371	Κανονική κάτοψη	0.563	2.622	Κανονική κάτοψη
1 ^{ος} όρ.	2.863	5.605	Κανονική κάτοψη	0.890	3.428	Κανονική κάτοψη
2 ^{ος} όρ.	2.082	2.058	Μη-καν. κάτοψη	2.439	1.715	Μη-καν. κάτοψη
ΣΤΡΕΠΤΙΚΗ ΕΥΑΙΣΘΗΣΙΑ						
Όροφος	r_{mx}	I_s	$r_{mx} \geq I_s$	r_{my}	I_s	$r_{my} \geq I_s$
Ισόγειο	11.28	11.71	Στρεπτικά ευαίσθητο	8.76	11.71	Στρεπτικά ευαίσθητο
1 ^{ος} όρ.	15.60	11.08	Μη-στρεπτικά ευαίσθητο	9.42	11.08	Στρεπτικά ευαίσθητο
2 ^{ος} όρ.	7.17	7.69	Στρεπτικά ευαίσθητο	6.22	7.69	Στρεπτικά ευαίσθητο

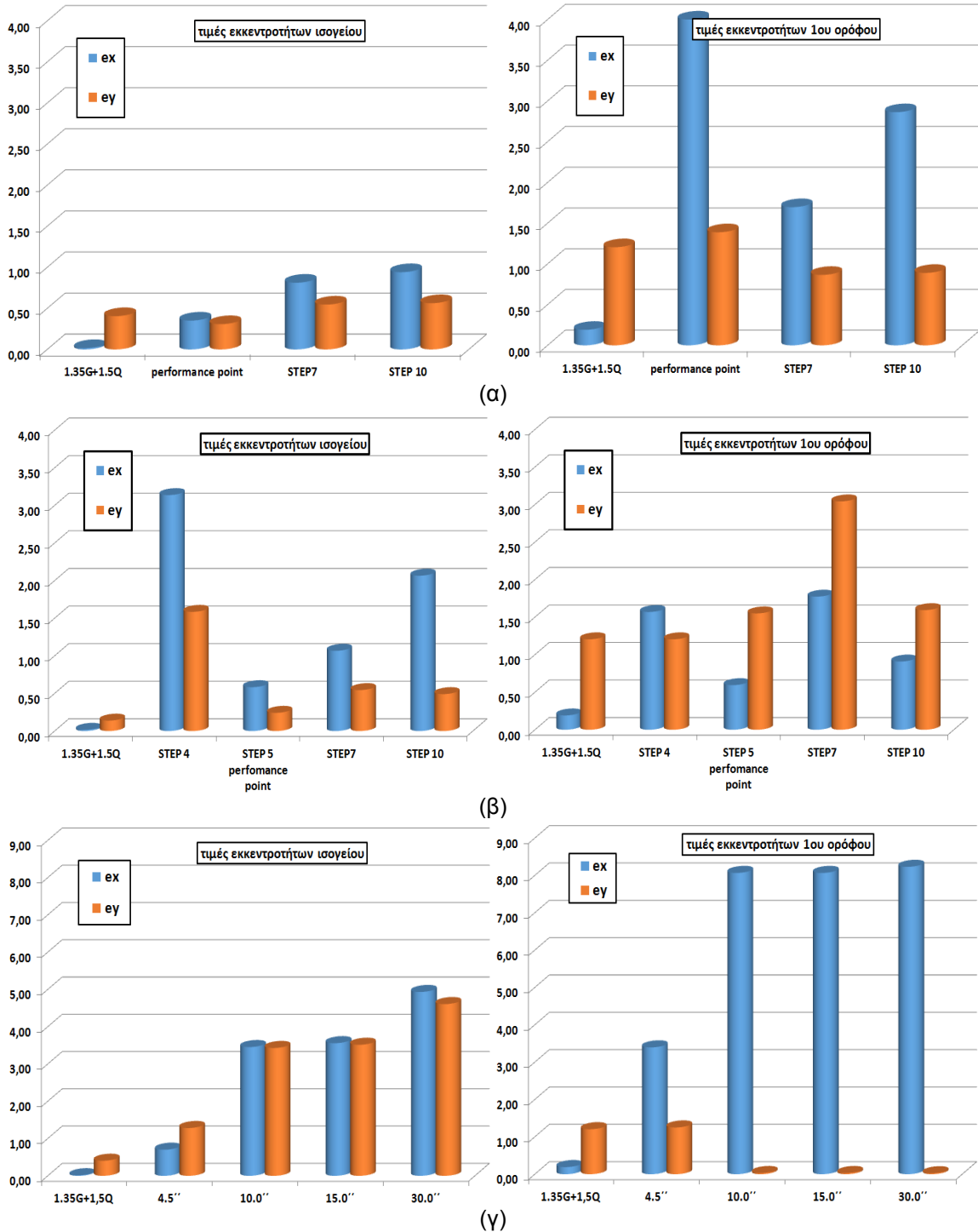
Πιν. 1. Αποτελέσματα ελέγχων κανονικότητας και στρεπτικής ευαισθησίας

Pushover κατά τη διεύθυνση y - βήμα 10 (κατάρρευση κτιρίου)						
ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΤΟΨΗΣ						
Όροφος	e_x [m]	$0.3r_x$ [m]	$e_x \leq 0.3r_x$	e_y [m]	$0.3r_y$ [m]	$e_y \leq 0.3r_y$
Ισόγειο	2.066	3.182	Κανονική κάτοψη	0.491	2.568	Κανονική κάτοψη
1 ^{ος} όρ.	0.909	3.667	Κανονική κάτοψη	1.594	2.834	Κανονική κάτοψη
2 ^{ος} όρ.	0.680	2.054	Κανονική κάτοψη	0.832	2.266	Κανονική κάτοψη
ΣΤΡΕΠΤΙΚΗ ΕΥΑΙΣΘΗΣΙΑ						
Όροφος	r_{mx}	I_s	$r_{mx} \geq I_s$	r_{my}	I_s	$r_{my} \geq I_s$
Ισόγειο	10.81	11.71	Στρεπτικά ευαίσθητο	8.57	11.71	Στρεπτικά ευαίσθητο
1 ^{ος} όρ.	12.26	11.08	Μη-στρεπτικά ευαίσθητο	9.58	11.08	Στρεπτικά ευαίσθητο
2 ^{ος} όρ.	6.88	7.69	Στρεπτικά ευαίσθητο	7.60	7.69	Στρεπτικά ευαίσθητο

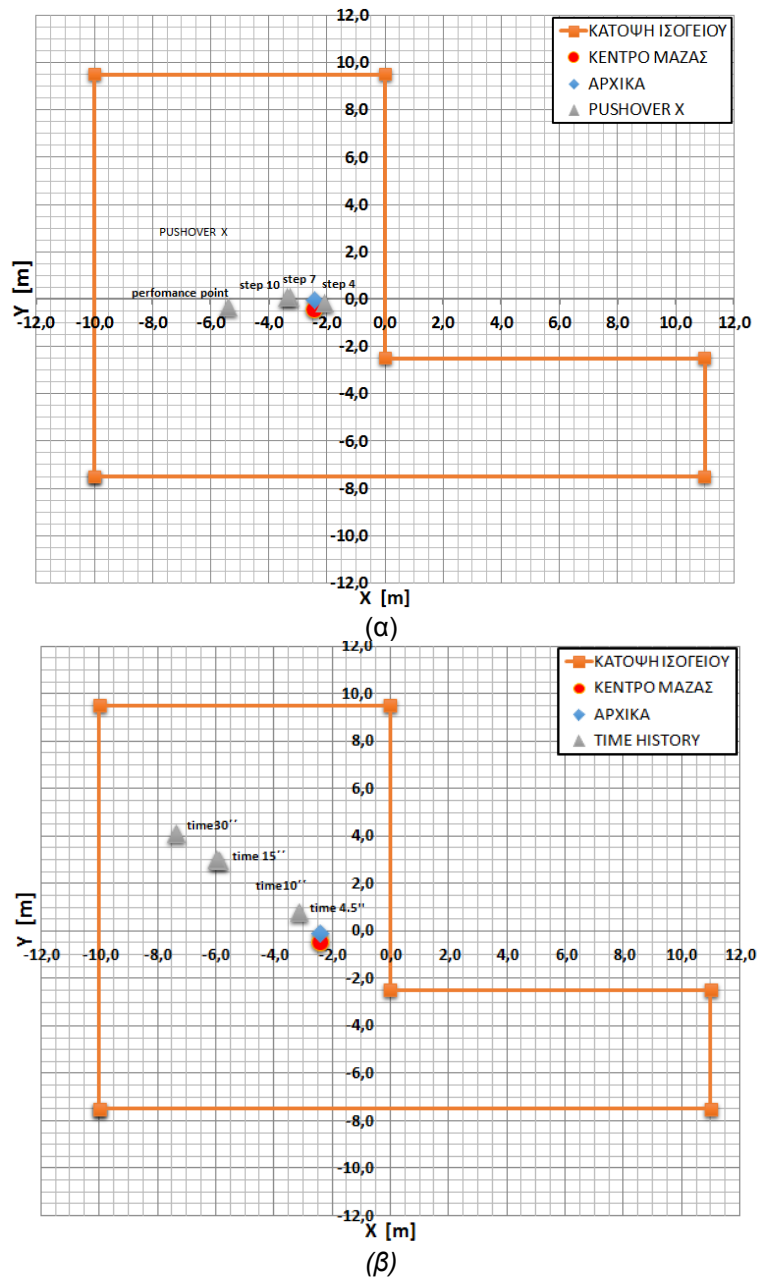
Ανάλυση χρονοϊστορίας για το σεισμό ElCentro (1940) κατά τη διεύθυνση x (time 30sec)						
ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΤΟΨΗΣ						
Όροφος	e_x [m]	$0.3r_x$ [m]	$e_x \leq 0.3r_x$	e_y [m]	$0.3r_y$ [m]	$e_y \leq 0.3r_y$
Ισόγειο	4.933	2.795	Μη-καν. κάτοψη	4.608	2.683	Μη-καν. κάτοψη
1 ^{ος} όρ.	8.230	4.491	Μη-καν. κάτοψη	0.026	2.530	Κανονική κάτοψη
2 ^{ος} όρ.	0.680	2.054	Κανονική κάτοψη	0.832	2.266	Κανονική κάτοψη
ΣΤΡΕΠΤΙΚΗ ΕΥΑΙΣΘΗΣΙΑ						
Όροφος	r_{mx}	I_s	$r_{mx} \geq I_s$	r_{my}	I_s	$r_{my} \geq I_s$
Ισόγειο	10.54	11.71	Στρεπτικά ευαίσθητο	10.06	11.71	Στρεπτικά ευαίσθητο
1 ^{ος} όρ.	17.08	11.08	Μη-στρεπτικά ευαίσθητο	8.43	11.08	Μη-στρεπτικά ευαίσθητο
2 ^{ος} όρ.	6.88	7.69	Στρεπτικά ευαίσθητο	7.60	7.69	Στρεπτικά ευαίσθητο

Πιν. 1. Αποτελέσματα ελέγχων κανονικότητας και στρεπτικής ευαισθησίας (συνέχεια)

Τα αποτελέσματα των εκκεντροτήτων στις δύο διευθύνσεις για τις τρεις μη γραμμικές αναλύσεις δίνονται στο Σχ. 2, όπου παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για το ισόγειο και για τον 1^ο όροφο (στο 2^ο όροφο δεν παρατηρήθηκαν αξιοσημείωτες μετατοπίσεις του ΚΕΣ). Ενδεικτικά, στο Σχ. 3 δίνεται η μετατόπιση του ΚΕΣ στο ισόγειο κατά την εξέλιξη της ανάλυσης pushover κατά x και της χρονοϊστορίας.



Σχ. 2 Αποτελέσματα εκκεντροτήτων για τις μη γραμμικές αναλύσεις: α) pushover κατά τη x διεύθυνση, β) pushover κατά τη y διεύθυνση και γ) εξέλιξη για το σεισμό EICentro κατά τη x διεύθυνση μέχρι και το 30''.



Σχ. 3 Θέσεις κέντρων βάρους και ελαστικής στροφής του εξεταζόμενου κτιρίου για α) ανάλυση pushover κατά τη διεύθυνση x και β) ανάλυση χρονόιστορίας στο ισόγειο.

Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων pushover, είναι φανερό ότι οι μετατοπίσεις των κέντρων ελαστικής στροφής και οι εκκεντρότητες ως προς το κέντρο μάζας, έχουν διαφορετική συμπεριφορά κατά την x και y διεύθυνση. Το γεγονός αυτό σχετίζεται με τον προσανατολισμό του ισχυρού άξονα των στύλων. Το ισόγειο έχει 10/16 στύλους (ποσοστό 62%) με ασθενή άξονα στη διεύθυνση y. Επισημαίνεται ότι κατά τη φόρτιση στην y διεύθυνση, σχηματίζονται στη παραπάνω διεύθυνση περισσότερες πλαστικές αρθρώσεις εκτός επιπέδου. Το ίδιο συμβαίνει και στον 1^ο όροφο, για την φόρτιση κατά y, με 8/14 στύλους (ποσοστό 57%) με ασθενή άξονα στη διεύθυνση y. Ο 2^{ος} όροφος έχει 6/10 στύλους (ποσοστό 60%) με ασθενή άξονα στη διεύθυνση x. Κατά τη φόρτιση στη διεύθυνση x, παρατηρήθηκε σχηματισμός πολλών πλαστικών αρθρώσεων, με αυξανόμενες τιμές εκκεντροτήτων κατά την εξέλιξη της φόρτισης.

Αναφορικά με τους ελέγχους κανονικότητας και στρεπτικής ευαισθησίας, τα αποτελέσματα υποδεικνύουν ότι η κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη διασφαλίζεται για τις περισσότερες περιπτώσεις (επάρκεια σε 54/66¹ ελέγχους - 82%). Η πλειονότητα των ανεπαρκών ελέγχων αφορούν στην ανάλυση χρονοϊστορίας. Παράλληλα, μη στρεπτική ευαισθησία προέκυψε για 11 από τους 66 ελέγχους (17% επάρκεια), γεγονός που υποδεικνύει την επίδραση της γεωμετρίας του φορέα στον εν λόγω έλεγχο, ανεξαρτήτως είδους φόρτισης.

5. ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα ανάλυση πραγματοποιήθηκε μία προσεγγιστική εκτίμηση της μετατόπισης της θέσης του κέντρου ελαστικής στροφής κατά τις ως άνω ανελαστικές αναλύσεις. Τα βασικότερα συμπεράσματα τα οποία προέκυψαν μπορούν να συνοψιστούν στα παρακάτω:

- Η απόκριση μη κανονικών σε κάτοψη και καθ' ύψος κτιρίων σχετίζεται με τα δυναμικά χαρακτηριστικά του κτιρίου (μάζα και δυσκαμψία) και τη γεωμετρία του.
- Κατά την ανάλυση pushover το κέντρο ελαστικής στροφής μετατοπίζεται κυρίως κατά την διεύθυνση της εφαρμοζόμενης φόρτισης.
- Η παραπάνω συμπεριφορά εξαρτάται άμεσα από τον προσανατολισμό του ισχυρού άξονα των υποστυλωμάτων σε σχέση με τη διεύθυνση φόρτισης, καθώς ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων ευνοείται κατά τον ασθενή άξονα.
- Η ανεπάρκεια του κτιρίου κατά τους ελέγχους σε κανονικότητα κάτοψης παρατηρείται στους χαμηλότερους ορόφους του κτιρίου και κατά τα τελευταία βήματα των αναλύσεων.
- Η ανάλυση χρονοϊστορίας είναι δυσμενέστερη για μη κανονικά κτίρια καθώς επηρεάζει το κτίριο και στις δύο διευθύνσεις αν και εφαρμόστηκε κατά τη διεύθυνση x. Το πλήθος των πλαστικών αρθρώσεων και οι μετατοπίσεις του κέντρου ελαστικής στροφής δεν σχετίζονται με τις μετακινήσεις στην εξεταζόμενη χρονική στιγμή, αλλά στη μέχρι τότε συσσωρευμένη καταπόνηση του κτιρίου.
- Η εκκεντρότητα των ορόφων μεταβάλλεται σημαντικά κατά τη διάρκεια της διαρροής των μελών με αποτέλεσμα να επηρεάζονται τα κριτήρια κανονικότητας και στρεπτικής ευαισθησίας.

5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Stathopoulos K.G. and Anagnostopoulos S.A. “Earthquake induced inelastic torsion in asymmetric multistory buildings” 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 2004.
- [2] Paulay T., Priestley M.J.N. «Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία», Κλειδάριθμος, 1999.
- [3] [4] Φαρδής Μ., Κόλιας Β., Παναγιωτάκος Τ. και Κανιτάκη Ε. «Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998-1:2004 - Ευρωκώδικας 8, Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών – Μέρος 1 Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια».
- [4] «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός» (2000) Ο.Α.Σ.Π.
- [5] «Ανάλυση Pushover», Βοηθητικά κείμενα Fespa 10R, LH-Logismiki.
- [6] Τριαντάφυλλος Μακάριος, Χαρίτων Ξενίδης, Υπολογισμός ακτίνων δυστρεψίας πολυόροφων κτιρίων, 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, 5–7 Νοεμβρίου, 2008.

¹Το πλήθος των ελέγχων αφορά στα εξετασθέντα βήματα των τριών αναλύσεων για τις δύο διευθύνσεις x και y.

INVESTIGATION OF NON-LINEAR TORSIONAL BEHAVIOUR OF IRREGULAR STEEL BUILDINGS

Dimitrios Giotsas

Civil Engineer
Technical Office Design and Construction
Elassona, Greece
e-mail: dgiots@gmail.com

Nikolaos Pnevmatikos

Assistant Professor of Technological Educational Institute of Athens
Technological Educational Institution of Athens, School of Applied Technology
Department of Civil Engineering and Engineering, Surveying and Geoinformatics
Athens, Greece
e-mail: pnevma@teiath.gr

George Hatzigeorgiou

Associate Professor of Hellenic Open University
Head of "Engineering Project Management" M.Sc. Program
Patras, Greece
e-mail: hatzigeorgiou@eap.gr

SUMMARY

This paper deals with the nonlinear torsional behavior of irregular steel buildings. The study focuses on the alteration of elastic center of stiffness relative to the center of mass, during the creation of plastic hinges in the structural elements, when the building is subjected to strong seismic loading. In order to present the capabilities of the proposed method, a three-story steel building with irregularities both in plan and along its height is examined. The main objective is to calculate with approximate equations the difference of center of stiffness to center of mass of each storey (eccentricity) during the progressive creation of plastic hinges and comparing this situation with the initial eccentricity of the building. In order to achieve this objective, pushover analysis according to EC8 guidelines for the two principal directions of the building is conducted. For comparison reasons nonlinear time-history analysis is also performed. The numerical results show that the eccentricity of each floor varies considerably during the yielding of structural members and the criteria for regularity and torsional sensitivity are not met.