

## Επιρροή του Προσομοιώματος στην Εκτιμώμενη Σεισμική Απόκριση 20-όροφου Μεταλλικού Κτιρίου με Πλαισιακό Φορέα

Χρήστος Λαχανάς<sup>1</sup>, Δημήτριος Βαμβάτσικος<sup>2</sup>

### ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Τα σύγχρονα λογισμικά πεπερασμένων στοιχείων, παρέχουν τη δυνατότητα μελέτης της συμπεριφοράς των κατασκευών μέσω προσομοιωμάτων διαφορετικών βαθμών πολυπλοκότητας. Εστιάζοντας στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης ενός κτιρίου μέσω μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, η αύξηση της πολυπλοκότητας του προσομοιώματος συνεπάγεται αύξηση στο υπολογιστικό κόστος, προκρίνοντας τη χρήση απλούστερων ισοδύναμων προσομοιωμάτων με συνεπαγόμενη αύξηση της αβεβαιότητας. Για μια πρώτη ποσοτικοποίηση της αβεβαιότητας που αφορά τον τύπο του προσομοιώματος, μελετάται ένα σύγχρονα σχεδιασμένο 20-όροφο μεταλλικό κτίριο με πλαισιακό φορέα. Ξεκινώντας από το τρισδιάστατο προσομοίωμα του κτιρίου και ακολουθώντας σταδιακή απλοποίηση του προσομοιώματος σε δισδιάστατο προσομοίωμα πλαισίου πολλών ανοιγμάτων και δισδιάστατο προσομοίωμα πλαισίου ενός ανοίγματος, καταλήγουμε στο ισοδύναμο μονοβάθμιο προσομοίωμα. Στα προσομοιώματα εκτελείται Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση. Από τη σύγκριση προκύπτει ότι για το υπό μελέτη κτίριο η αβεβαιότητα λόγω τύπου προσομοιώματος είναι σχετικά περιορισμένη, ενώ η συνολική αβεβαιότητα κυριαρχείται από τη σημαντική διασπορά στην απόκριση μεταξύ των καταγραφών εντός του κάθε προσομοιώματος.

### 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής συνδέεται με πλήθος αβεβαιοτήτων είτε φυσικών, είτε επιστημικών [1,2]. Σημαντική πηγή επιστημικής αβεβαιότητας αποτελεί η αβεβαιότητα προσομοιώματος, η οποία προέρχεται από την ευρεία χρήση διαφορετικών τύπων προσομοιωμάτων των κατασκευών για τους σκοπούς της αποτίμησης. Ενώ τα σύγχρονα λογισμικά παρέχουν δυνατότητα για χρήση πολύπλοκων τρισδιάστατων (3Δ) προσομοιωμάτων υψηλής ακρίβειας, το υπολογιστικό κόστος και λοιπές τεχνικές δυσκολίες (δυσκολία σύγκλισης) που συνεπάγεται η χρήση αυτών, σε περιπτώσεις αποτιμήσεων μέσω μη γραμμικών αναλύσεων, οδηγεί σε χρήση απλούστερων προσομοιωμάτων είτε δισδιάστατων (2Δ), είτε μονοβάθμιων (1Δ) [3,4]. Παράλληλα, ο τρόπος προσομοίωσης των μελών μιας κατασκευής δύναται να βελτιώσει ή να μειώσει την ακρίβεια των αποτελεσμάτων στα διάφορα στάδια απόκρισης μια κατασκευής [5]. Η αβεβαιότητα προσομοιώματος περιλαμβάνει δυο συνιστώσες: (α) την αβεβαιότητα που απορρέει από τις διάφορες παραμέτρους του προσομοιώματος και (β) την αβεβαιότητα λόγω του τύπου του προσομοιώματος. Για την πρώτη εκ των δυο, έχει αποδειχθεί εκτενώς η σχετικώς

<sup>1</sup> Υποψήφιος Διδάκτωρ, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, lahanasch@central.ntua.gr

<sup>2</sup> Επ. Καθηγητής, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, divamva@central.ntua.gr

μικρή επιρροή της [1,7-15], ιδίως για σύγχρονες κατασκευές, εν αντιθέσει με τη δεύτερη για την οποία υφίσταται περιορισμένη βιβλιογραφία.

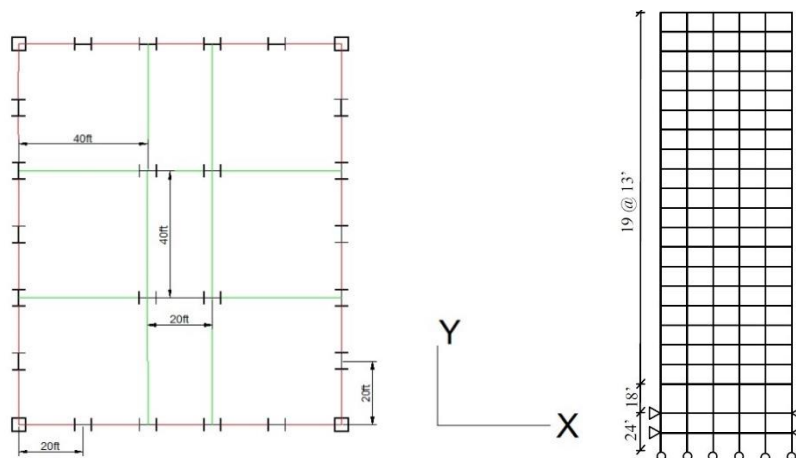
Γενικά, η αβεβαιότητα δύναται να εισάγει ταυτόχρονα μεροληψία και διακύμανση στα αποτελέσματα. Η μεροληψία είναι ένα συστηματικό σφάλμα που εισάγει απόκλιση στην κεντρική τιμή (μέση ή διάμεση) των αποτελεσμάτων. Η διακύμανση αφορά την επιπρόσθετη μεταβλητότητα σε μια ήδη αβέβαιη απόκριση και παρομοιάζεται με αυξημένο θόρυβο στο σύστημα. Εφόσον η πρόσθετη διακύμανση είναι χαμηλότερη από την ήδη υπάρχουσα διασπορά, με την τελευταία να αποτελεί την κύρια πηγή αβεβαιότητας (π.χ η φυσική τυχαία μεταβλητότητα λόγω των καταγραφών), η επιρροή της πρώτης τείνει να εξαφανιστεί. Σε αντίθετη περίπτωση η πρόσθετη διακύμανση μπορεί να εκτιμηθεί με κλασικές και αξιόπιστες πιθανοτικές προσεγγίσεις [16,7], ενώ γίνεται κατάλληλη πρόβλεψη σχετικά σε σύγχρονες οδηγίες [3,17]. Στον αντίποδα, η μεροληψία αποτελεί σημαντική πηγή σφάλματος καθώς δεν είναι εύκολο να εκτιμηθεί, ενώ η χρήση διορθωτικού συντελεστή για την κεντρική τιμή είναι επισφαλής διότι συνήθως δεν μπορεί να εκτιμηθεί με υψηλή αξιοπιστία διαφέροντας κατά περίπτωση. Μια από τις λίγες περιπτώσεις χρήσης τέτοιου συντελεστή διόρθωσης της μεροληψίας, αν και λόγω μεθόδου και όχι λόγω προσομοιώματος, είναι ο συντελεστής σχήματος φάσματος στις οδηγίες FEMA P695 [3], ενώ πρακτικώς όλες οι οδηγίες και κανονισμοί τείνουν στη θεώρηση ότι δεν υφίσταται μεροληψία στα προσομοιώματα πάρα μόνο πρόσθετη διακύμανση. Υπάρχουν αρκετές ενδείξεις ότι η σχετική θεώρηση δεν επιβεβαιώνεται. Για παράδειγμα οι Chi et al. [19] έδειξαν ότι η μη προσομοίωση κάποιων χαρακτηριστικών των μελών μια κατασκευής επηρεάζει την απόκριση ή αλλιώς ότι η επιλογή προσομοιώματος συνοδεύεται πάντα από κάποια μεροληψία.

Γίνεται λοιπόν σαφές ότι ενώ η αβεβαιότητα λόγω του τύπου του προσομοιώματος αναγνωρίζεται ευρέως, υπάρχουν αρκετά περιορισμένες σχετικές αναφορές. Σε αυτή την κατεύθυνση επιχειρείται στην παρούσα εργασία μια προσπάθεια καταγραφής αυτής για ένα 20-όροφο κανονικό σε κάτοψη μεταλλικό κτίριο με πλαισιακό φορέα. Ξεκινώντας από το 3Δ πλήρες μοντέλο μέσω σταδιακής απλοποίησης σε 2Δ πλήρες πλαισιακό προσομοίωμα και ακολούθως σε 2Δ προσομοίωμα ενός ανοίγματος καταλήγουμε στο 1Δ προσομοίωμα, όπως αυτό παράγεται μέσω της Ικανοτικής Στατικής Ανάλυσης (ΙΣΑ). Συνολικά μελετώνται 5 κατηγορίες προσομοιωμάτων, ενώ εντός της κάθε κατηγορίας πολυβάθμιων προσομοιωμάτων διερευνάται η χρήση στοιχείων συγκεντρωμένης και κατανεμημένης πλαστικότητας με διατομές ινών. Στα προσομοιώματα εκτελείται Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (ΙΔΑ) [20,21], ενώ στόχος της εργασίας είναι να παράσχει στο μελετητή μηχανικό την αντίληψη σχετικά με το βαθμό αξιοπιστίας και ακρίβειας των αποτελεσμάτων των αναλύσεων του, αναλόγως του χρησιμοποιούμενου προσομοιώματος.

## 2 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το κτίριο το οποίο μελετάται είναι το Pre Northridge SAC LA20 [22,23] όπως σχεδιάστηκε από τους Gupta and Krawinkler [24] (Σχήμα 1). Το κτίριο αποτελείται από 20 ορόφους και 2 υπόγεια. Το ύψος των υπογείων είναι 12ft (3.66m), του πρώτου ορόφου 18ft (5.49m) και των υπολοίπων ορόφων 13ft (3.96m). Η ανάληψη των σεισμικών δράσεων σε κάθε κύρια διεύθυνση γίνεται μέσω πλαισίων ροπής, 5 ανοιγμάτων μήκους 20ft (6.10m) στη διεύθυνση X και 6 αντίστοιχων

ανοιγμάτων στη διεύθυνση Y. Επίσης, υφίσταται εσωτερικό σύστημα υποστυλωμάτων δοκών για την ανάληψη βαρυντικών δυνάμεων το οποίο συνδέεται με τα εξωτερικά πλαίσια ροπής μέσω αμφιαρθρωτών δοκών μήκους 40ft (12.19m). Πέραν των γωνιακών υποστυλωμάτων των πλαισίων ροπής που είναι κοιλοδοκοί τετραγωνικής διατομής (HSS) τα υπόλοιπα στοιχεία είναι διατομές H διπλής συμμετρίας (W). Ο δομικός χάλυβας είναι κατηγορίας ASTM A.36 με αναμενόμενη αντοχή διαρροής  $f_y=49.2\text{ksi}$  ( $\approx 340\text{MPa}$ ). Το συνολικό βάρος του κτιρίου είναι περίπου 110000kN. Ο υψηλός λόγος ύψους/πλάτους του κτιρίου οδηγεί σε συνδυασμό διατμητικής και καμπτικής συμπεριφοράς.



Σχήμα 1: α) Τυπική κάτοψη κτιρίου, β) πλαίσιο ροπής στη διεύθυνση X [24].

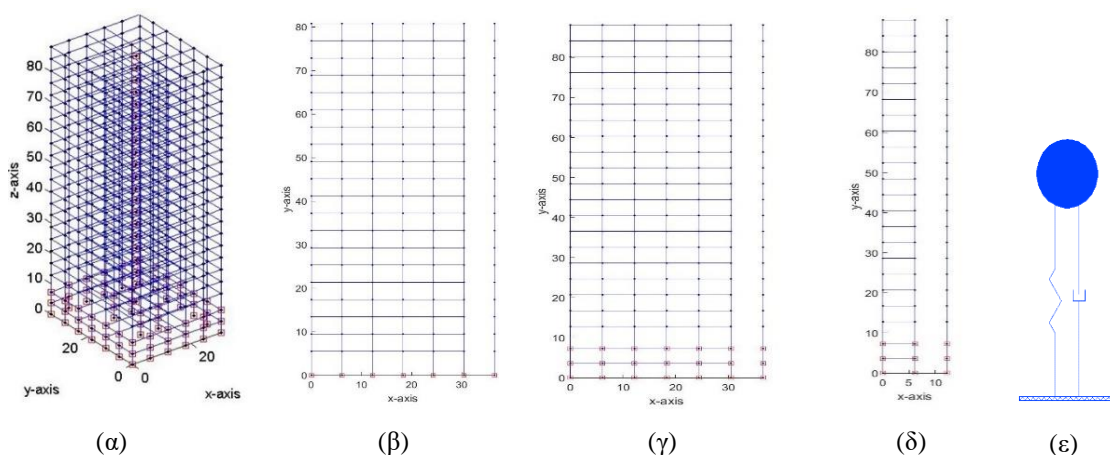
### 3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ

Συνολικά μελετώνται 5 κατηγορίες προσομοιωμάτων με χρήση του λογισμικού ανοικτού κώδικα OpenSees [26] και χρήση στοιχείων δοκού-υποστυλώματος. Η πρώτη κατηγορία προσομοιωμάτων αφορά το πλήρες 3D προσομοίωμα του κτιρίου (Σχήμα 2α). Προσομοιώνονται τόσο μέλη των πλαισίων ροπής, όσο και τα μέλη του εσωτερικού βαρυντικού συστήματος καθώς και τα 2 υπόγεια. Η πρώτη απλοποίηση αφορά τη συμπύκνωση και τη μελέτη ενός πλήρους πλαισίου ροπής στη διεύθυνση X. Επιλέγεται η διεύθυνση X καθώς πρόκειται για την πλέον εύκαμπτη διεύθυνση του κτιρίου, επειδή έχει πλαίσια ροπής με ένα λιγότερο άνοιγμα. Για τον εν λόγω τύπο προσομοιώματος μελετώνται εναλλακτικά προσομοιώματα με και χωρίς την προσομοίωση των υπογείων (Σχήματα 2β, 2γ). Τελευταία κατηγορία 2Δ προσομοιωμάτων είναι η συμπύκνωση και μελέτη προσομοιώματος πλαισίου ενός ανοίγματος (Σχήμα 2δ). Ουσιαστικά πρόκειται για την απλοποίηση της προηγούμενης κατηγορίας σε ένα ισοδύναμο πλαίσιο ενός ανοίγματος. Τελευταία κατηγορία προσομοιωμάτων είναι τα ισοδύναμα μονοβάθμια προσομοιώματα (Σχήμα 2ε) τα οποία προκύπτουν από την ΙΣΑ ανάλυση των αντίστοιχων πολυβαθμίων. Από τις παραπάνω κατηγορίες σε περιπτώσεις αποτίμησης μέσω μη γραμμικών αναλύσεων προτιμώνται τα 2Δ ή τα 1Δ έναντι των 3Δ για λόγους που έχουν να κάνουν με τον απαιτούμενο χρόνο για την ανάλυση και λοιπές τεχνικές δυσκολίες, όπως η αδυναμία σύγκλισης που παρουσιάζεται αρκετές φορές σε 3Δ προσομοιώματα.

Αναφορικά με την προσομοίωση της διατομής των μελών, εξετάζονται τόσο προσομοιώματα με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας όσο και στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας με διατομές ινών εντός της κάθε κατηγορίας. Για λόγους κατηγοριοποίησης επιλέγεται ένα σύστημα τεσσάρων μεταβλητών ως ακολούθως.

- 1) Π/Μ: Για το πλήθος των βαθμών ελευθερίας (Πολυβάθμιο ή Μονοβάθμιο)
- 2) 3/2/1: Για την κατηγοριοποίηση των διαστάσεων του μοντέλου μεταξύ 3Δ (3), 2Δ πλήρους πλαισίου (2) και 2Δ πλαισίου ενός ανοίγματος (1).
- 3) Υ/Ε: Ανάλογα με τη μοντελοποίηση (Υ) ή μη (Ε) των υπογείων στο κάθε προσομοίωμα.
- 4) 1/2: Για τη διάκριση των μοντέλων με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας (1) ή στοιχείων με διατομές ινών (2) εντός της κάθε κατηγορίας. Θα πρέπει να αναφερθεί ότι στην κατηγορία 2Δ προσομοιώματος πλαισίου ενός ανοίγματος (Π1Υ) μελετάται μόνο προσομοίωμα με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας (Π1Υ1) καθώς είναι μη πρακτική η μελέτη προσομοιώματος με διατομές ινών εντός της εν λόγω κατηγορίας.

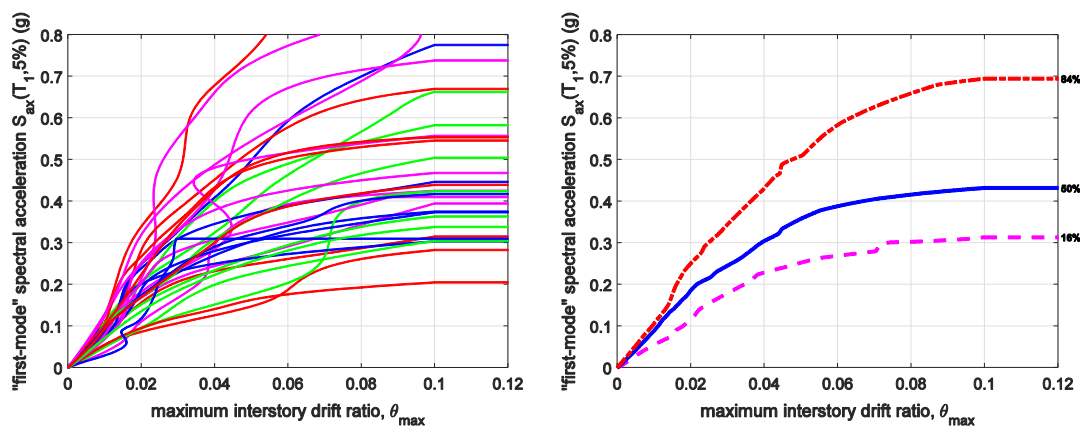
Αναφορά θα πρέπει να γίνει στο προσομοίωμα Π1Υ1 και ειδικότερα στη διόρθωση που πραγματοποιήθηκε για την ορθή απεικόνιση της καμπτικής δυσκαμψίας της κατασκευής. Με το συγκεκριμένο τρόπο προσομοίωσης, ενώ αποτυπώνεται πλήρως η διατμητική δυσκαμψία του κτιρίου αντικαθιστώντας πολλαπλά μέλη με ένα ή δύο της ίδιας συνολικής αντοχής και δυσκαμψίας, χρειάζεται κατάλληλη προσαύξηση του εμβαδού των υποστυλωμάτων ώστε να αποτυπωθεί ορθά η ιδιοπερίοδος και εν γένει η καμπτική δυσκαμψία του κτιρίου εντός ενός μόνο ανοίγματος. Αυτή η δυνατότητα διόρθωσης είναι και το κύριο πλεονέκτημα αυτής της προσέγγισης έναντι του παρόμοιου βαθμού πολυπλοκότητας προσομοιώματος τύπου «ψαροκόκκαλο» (fishbone) [27,28]. Για κτίρια με λόγο ύψους προς πλάτος μικρότερου του 2.5-3.0 αυτή η διόρθωση δύναται να αγνοηθεί.



Σχήμα 2: α) 3Δ προσομοίωμα, β),γ) 2Δ προσομοίωμα πλήρους πλαισίου, δ) 2Δ προσομοίωμα πλαισίου ενός ανοίγματος, ε) 1Δ προσομοίωμα.

#### 4 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Στα πολυβάθμια μοντέλα πραγματοποιείται ΙΣΑ προκειμένου να εξαχθούν τα χαρακτηριστικά των αντίστοιχων μονοβάθμιων προσομοιωμάτων. Η αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης πραγματοποιείται μέσω ΙΔΑ όπου 30 καταγραφές από 5 σεισμικά γεγονότα [29] μεγέθους ροπής μεταξύ 6.50-6.90 επιλέγονται και κλιμακώνονται σε 10 διαφορετικά επίπεδα έντασης ώστε να αποτυπωθεί το πλήρες φάσμα της συμπεριφοράς της κατασκευής από την ελαστική απόκριση σε χαμηλά επίπεδα έντασης έως την κατάρρευση. Ως Μέτρο Έντασης (ΜΕ), το οποίο αφορά τη σεισμική ένταση και η επιλογή του έχει ιδιαίτερη σημασία σε μελέτες τρωτότητας [30], επιλέγεται η φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής  $S_a(T_1, 5\%)$  στη διεύθυνση X (τυχαία συνιστώσα- arbitrary component). Ως Παράμετρος Απόκρισης (ΠΑ), η οποία συνδέεται με την απόκριση της κατασκευής, επιλέγεται η μέγιστη σχετική μετατόπιση των ορόφων (εκτροπή-drift)  $\theta_{max}$  στη διεύθυνση X ώστε να είναι άμεσα συγκρίσιμα τα αποτελέσματα μεταξύ 3Δ και 2Δ προσομοιωμάτων. Στα 3Δ προσομοιώματα εισάγονται ταυτόχρονα και οι 2 συνιστώσες X-Y των καταγραφών, ενώ στα 2Δ και τα μονοβάθμια προσομοιώματα μόνο οι συνιστώσες στη διεύθυνση X. Στο Σχήμα 3 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ΙΔΑ στο προσομοίωμα Π3Υ1. Επίσης απεικονίζονται τα ποσοστημόρια 16%, 50% (διάμεση απόκριση) και 84%. Όπως φαίνεται εξετάζοντας για παράδειγμα τη φασματική επιτάχυνση  $S_a(T_1, 5\%)=0.2g$ , για το συγκεκριμένο μοντέλο το 16% των καταγραφών παράγει μέγιστη σχετική μετακίνηση  $\theta_{max} \geq 3.5\%$ , 50% των καταγραφών  $\theta_{max} \geq 2\%$  και το 84% περίπου  $\theta_{max} \geq 1.5\%$ .



Σχήμα 3: α) Καμπύλες ΙΔΑ στο μοντέλο Π3Υ1, β) Ποσοστημόρια 16% 50% 84% ΙΔΑ στο προσομοίωμα Π3Υ1.

Στον Πίνακα 1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ΙΣΑ για τα προσομοιώματα. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται οι 2 πρώτες ιδιοπερίοδοι για τα πολυβάθμια μοντέλα και η ισοδύναμη περίοδος  $T^*$  για τα μονοβάθμια [31,32]. Επίσης καταγράφονται η μέγιστη τέμνουσα βάσης και ο χρόνος που απαιτήθηκε σε κάθε προσομοίωμα για τη διενέργεια της ΙΣΑ. Η ανάλυση εκτελέστηκε με χρήση φορητού υπολογιστή με επεξεργαστή intel Core i7 6500U @2.50GHz. Στα μονοβάθμια δεν καταγράφεται ο χρόνος καθώς η καμπύλη ΙΣΑ είναι εξωτερικώς οριζόμενη. Διαπιστώνεται σημαντική διαφορά στο χρόνο μεταξύ 3Δ και 2Δ προσομοιωμάτων καθώς και μεταξύ μοντέλων με στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας και στοιχείων συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Δεν καταγράφεται χρόνος ανάλυσης για τη διενέργεια ΙΔΑ καθώς υπάρχει αισθητή διαφορά ανάμεσα στις διαφορετικές καταγραφές. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι για το προσομοίωμα Π3Υ2

απαιτούνται περίπου 55 ώρες, για το Π3Υ1 25 ώρες, για τα 2Δ προσομοιώματα 2-4 ώρες και τέλος για τα μονοβάθμια λιγότερο από 0.1 ώρες.

Πίνακας 1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης και ΙΣΑ.

No.	Model	$T_{1x}$ (s) <sup>++</sup>	$T_{1y}$ (s) <sup>++</sup>	$T_{2x}$ (s) <sup>++</sup>	$V_{max}$ (kN)	$t_{po}$ (s)	No.	Model	$T^*$ (s)	$V_{max} - F^*$ (kN)
1	Π3Υ1	3.61	3.29	1.25	9928.20	95	8	M3Υ1	3.87	7338.71
2	Π3Υ2	3.68	3.34	1.17	8956.44	315	9	M3Υ2	3.98	6636.68
3	Π2Ε1	3.78	-	1.32	9876.22 <sup>+</sup>	24	10	M2Ε1	3.80	6345.98 <sup>+</sup>
4	Π2Ε2	3.83	-	1.33	8678.42 <sup>+</sup>	160	11	M2Ε2	3.83	6358.92 <sup>+</sup>
5	Π2Υ1	3.82	-	1.33	8627.50 <sup>+</sup>	35	12	M2Υ1	3.81	6404.94 <sup>+</sup>
6	Π2Υ2	3.86	-	1.33	8562.26 <sup>+</sup>	129	13	M2Υ2	3.86	6359.64 <sup>+</sup>
7	Π1Υ1	3.76	-	1.32	8723.28 <sup>+</sup>	9	14	M1Υ1	3.76	6306.38 <sup>+</sup>

<sup>+</sup> Έχει γίνει αναγωγή σε όλο το κτίριο διπλασιάζοντας την τιμή που προκύπτει από το μισό κτίριο.

<sup>++</sup>  $T_{1x}$ ,  $T_{2x}$  οι δύο πρώτες ιδιοπερίοδοι κατά X και  $T_{1y}$  η αντίστοιχη κατά y.

## 5 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΒΑΣΕΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Η σύγκριση της απόκρισης βάσει προσομοιώματος γίνεται στη βάση της διάμεσης απόκρισης (ποσοστημόριο 50%) της ΙΔΑ και ακολουθούνται δύο διαφορετικές προσεγγίσεις. Η πρώτη στην οποία το κάθε μοντέλο θεωρείται ότι παρέχει ορθή μέση ή διάμεση απόκριση σε σχέση με το ιδανικό (βέλτιστο) μοντέλο, επομένως θεωρείται ότι δεν υφίσταται μεροληψία. Η δε ολική διασπορά  $\beta_{total}$  υπολογίζεται με βάση το θεώρημα ολικής διασποράς ως οφειλόμενη στην μέση διασπορά μεταξύ των καταγραφών εντός του κάθε προσομοιώματος ( $\beta_{intra}$ ) και τη διασπορά μεταξύ της διαμέσου των αποτελεσμάτων της ΙΔΑ σε κάθε προσομοίωμα ( $\beta_{inter}$ ) από τη σχέση:

$$\beta_{total}^2 = \left[ \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \beta_{intra}^j \right]^2 + \beta_{inter}^2 \quad (1)$$

Κατά τη δεύτερη προσέγγιση θεωρείται ότι δεν είναι δυνατόν να αμεληθεί η μεροληψία και αυτή υπολογίζεται με βάση το βέλτιστο «τέλειο» μοντέλο σε κάθε συνδυασμό μοντέλων. Εξετάζονται τόσο συνδυασμοί μοντέλων με κοινά χαρακτηριστικά όσο και πιο γενικοί συνδυασμοί. Μεταξύ των προσομοιωμάτων 3Δ και 2Δ βέλτιστα θεωρούνται τα 3Δ, ενώ μεταξύ μοντέλων με μέλη συγκεντρωμένης πλαστικότητας και μέλη κατανεμημένης πλαστικότητας πιο αξιόπιστα θεωρούνται τα πρώτα, καθώς συμπεριφέρονται καλύτερα κοντά στην κατάρρευση (π.χ  $\theta_{max} > 2.00\%$ ). Η μεροληψία (bias) για κάθε τιμή  $\theta_{max}$  λαμβάνεται ως:

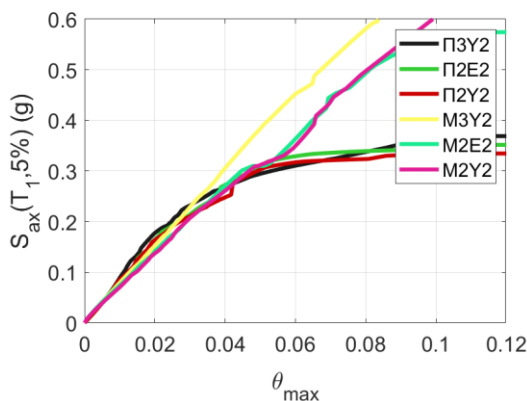
$$bias_i = \frac{Sa_{50\%}(T_1, 5\%) \text{ μοντέλου } i}{Sa_{50\%}(T_1, 5\%) \text{ βέλτιστου μοντέλου}} - 1 \quad (2)$$

Επίσης, υπολογίζονται η μέση απόλυτη μεροληψία ( $avgbias$ ) και η μέση μεροληψία για τα  $n$  μοντέλα σε  $m$  διακριτά επίπεδα τιμών  $\theta_{max}$  ( $avgball$ ) έως 8%:

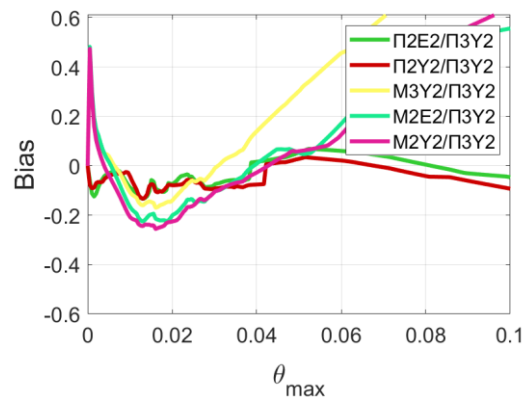
$$avgbias = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |bias_i| \quad (3)$$

$$avgball = \frac{1}{n \cdot m} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m |bias_i(\theta_{max}^j)| \quad (4)$$

Στα Σχήματα 4 και 5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της σύγκρισης των προσομοιωμάτων στα οποία η προσομοίωση των μελών γίνεται με στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας με διατομές ινών. Το 3Δ προσομοίωμα (Π3Υ2) λαμβάνεται ως το «τέλειο» μοντέλο του συνδυασμού. Παρατηρείται ότι η ολική διασπορά (Σχήμα 5) προέρχεται κυρίως από τη μέση διασπορά λόγω των καταγραφών εντός του κάθε προσομοιώματος και σε μικρότερο βαθμό από τη διασπορά της μέσης απόκρισης μεταξύ των προσομοιωμάτων. Η διασπορά των μέσων αποκρίσεων κυμαίνεται μεταξύ 0.02-0.08 και η μεροληψία μεταξύ 0-0.10 για τιμές  $\theta_{max}$  έως 4% στα πολυβάθμια προσομοιώματα. Αντιθέτως, στα μονοβάθμια, καταγράφονται υψηλότερες τιμές μεροληψίας, ενώ υφίσταται αύξηση στη διασπορά της μέσης απόκρισης στην περίπτωση που αυτά συμπεριλαμβάνονται στη σύγκριση. Λόγω της μέσω των αναλύσεων διαπιστωμένης κακής συμπεριφοράς των μονοβάθμιων προσομοιωμάτων, παρέχονται αποτελέσματα ολικής διασποράς με και δίχως τη συμπερίληψη αυτών. Στις τιμές  $\theta_{max}=0.75\%$ , 2%, 4%, όπου θεωρείται ότι προσεγγίζουν τις στάθμες επιτελεστικότητας «άμεση χρήση», «προστασία ζωής» και «οιονεί κατάρρευση» λαμβάνουμε τις τιμές  $avgbias=0.06$ , 0.14, 0.05 και  $avgball=0.14$  συμπεριλαμβάνοντας τα μονοβάθμια και  $avgbias=0.03$ , 0.08, 0.05 και  $avgball=0.05$  δίχως αυτά. Στο Σχήμα 6 αντίστοιχα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του πιο γενικού συνδυασμού ο οποίος περιλαμβάνει όλα τα υπό εξέταση προσομοιώματα. Επαληθεύεται και εδώ η ανεπάρκεια των μονοβάθμιων προσομοιωμάτων και η κυρίαρχη επιρροή της διασποράς λόγω των καταγραφών στη διαμόρφωση της ολικής διασποράς. Ως «τέλειο» προσομοίωμα λαμβάνεται το Π3Υ1. Η μεροληψία κυμαίνεται μεταξύ 0-0.20 για τιμές  $\theta_{max}$  έως 4% στα πολυβάθμια προσομοιώματα. Στις τιμές  $\theta_{max}=0.75\%$ , 2%, 4%, λαμβάνουμε τις τιμές  $avgbias=0.09$ , 0.16, 0.13 και  $avgball=0.15$  συμπεριλαμβάνοντας το μονοβάθμια και  $avgbias=0.06$ , 0.09, 0.18 και  $avgball=0.15$  δίχως αυτά.

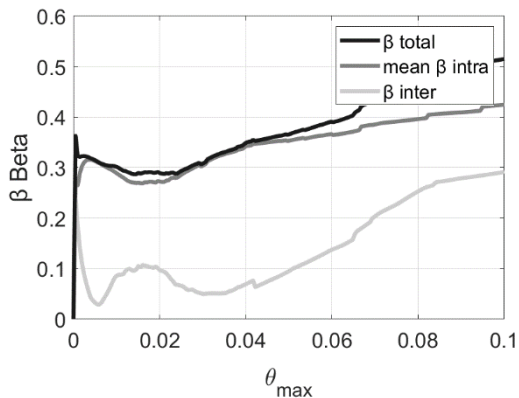


(α) Διάμεσος καμπύλη ΙΔΑ προσομοιωμάτων με στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας.

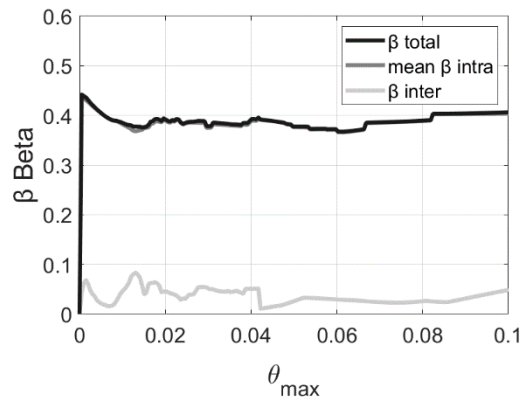


(β) Μεροληψία προσομοιωμάτων.

Σχήμα 4: Σύγκριση προσομοιωμάτων με στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας με διατομές ινών.

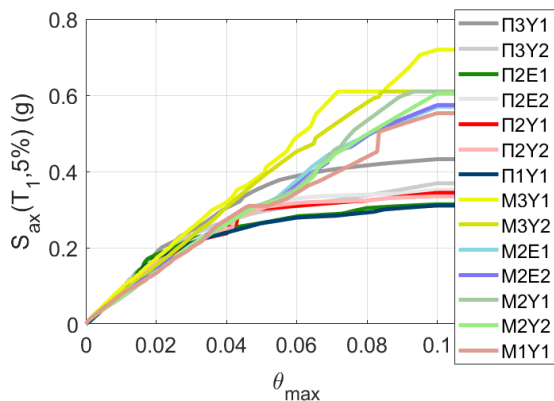


(α) Διασπορά προσομοιωμάτων συμπεριλαμβανόμενων των μονοβαθμίων.

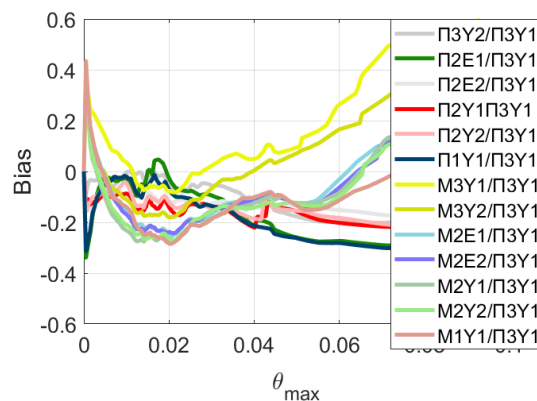


(β) Διασπορά προσομοιωμάτων μη συμπεριλαμβανόμενων των μονοβαθμίων.

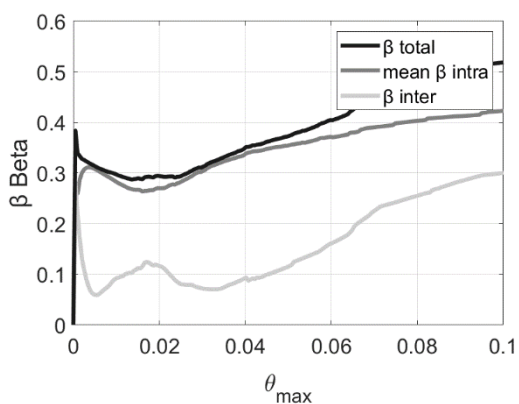
Σχήμα 5: Σύγκριση προσομοιωμάτων με στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας με διατομές ινών.



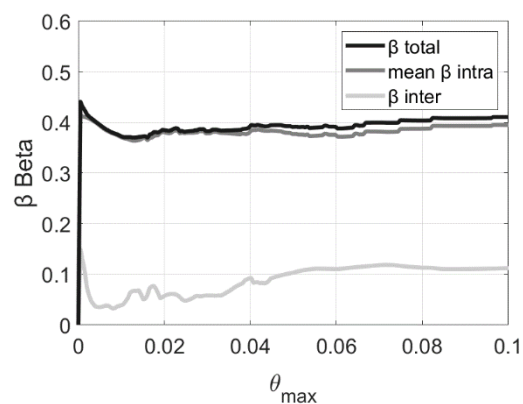
(α) Διάμεσος καμπύλη ΙΔΑ προσομοιωμάτων.



(β) Μεροληψία προσομοιωμάτων.



(γ) Διασπορά προσομοιωμάτων συμπεριλαμβανόμενων των μονοβαθμίων.



(δ) Διασπορά προσομοιωμάτων μη συμπεριλαμβανόμενων των μονοβαθμίων.

Σχήμα 6: Σύγκριση όλων των προσομοιωμάτων.



## 6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Πραγματοποιήθηκε αναλυτική εκτίμηση της επίδρασης της αβεβαιότητας του τύπου προσομοιώματος στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης 20-όροφου μεταλλικού κτιρίου με πλαισιακό φορέα μέσω ΙΔΑ. Κατά τη διάρκεια των αναλύσεων επιβεβαιώθηκε η σημαντική διαφορά στον υπολογιστικό χρόνο ανάλυσης μεταβαίνοντας από 3Δ σε 2Δ προσομοίωμα καθώς επίσης και μεταξύ προσομοιωμάτων με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας και στοιχεία με διατομές ινών λόγω της δυσκολίας σύγκλισης των δεύτερων σε αρκετές περιπτώσεις. Επίσης επιβεβαιώθηκε η εξαρχής αναμενόμενη ανεπάρκεια των μονοβάθμιων προσομοιωμάτων, η χρήση των οποίων συνεπάγεται την εισαγωγή αβεβαιοτήτων σε περιπτώσεις χρήσης τους για κτίρια μεγάλου ύψους. Επίσης, η μοντελοποίηση ή όχι των υπογείων ορόφων έδειξε εξαιρετικά περιορισμένη επιρροή στην εκτίμηση της απόκρισης.

Η ολική διασπορά που συνδέεται με την αβεβαιότητα του προσομοιώματος κυμαίνεται στο διάστημα 0.30-0.40 και προέρχεται κυρίως από τη φυσική διασπορά λόγω των καταγραφών εντός του κάθε προσομοιώματος, 0.35-0.38 δίχως τα μονοβάθμια και 0.27-0.35 με τα μονοβάθμια. Η μεροληψία κυμαίνεται μεταξύ 0-0.20 για τα πολυβάθμια προσομοιώματα. Η εν λόγω μικρή μεροληψία οφείλεται στη σημαντική επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ) που καθορίζουν τη συμπεριφορά του κτιρίου σε μεγάλες μετατοπίσεις ανεξάρτητα από την επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών. Επιπροσθέτως για τιμές σχετικής μετατόπισης ορόφων έως τη στάθμη της άμεσης χρήσης (<0.75%) οι τιμές τις μεροληψίας είναι μικρότερες από 0.10. Τα εν λόγω αποτελέσματα δείχνουν ότι για ένα ανάλογο κτίριο, κανονικό σε κάτοψη, δίχως επιρροή σημαντικών στρεπτικών παραμορφώσεων υπάρχει μικρή διαφορά μεταξύ 3Δ και 2Δ προσομοιωμάτων. Η δε ολική διασπορά είναι μικρότερη στα μονοβάθμια προσομοιώματα ωστόσο εκεί παρουσιάζεται σημαντική μεροληψία. Εκτιμάται ότι η αβεβαιότητα αυξάνεται σημαντικά σε κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη, με μικρότερο ύψος ή άλλο σύστημα παραλαβής των σεισμικών δράσεων (π.χ. κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας).

## 7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Wen YK, Ellingwood BR, Veneziano D and Bracci J. Uncertainty Modeling in Earthquake Engineering. MAE Center Project FD-2 Report, 2003.
2. Der Kiureghian A, Ditlevsen O. Aleatory or epistemic? Does it matter?. *Structural Safety* 2009; **31**(2): 105-112.
3. FEMA P695. Quantification of building seismic performance factors. Prepared for Federal Emergency Management Agency by Applied Technology Council, CA, 2009.
4. D'Ayala D, Meslem A, Vamvatsikos D, Porter K, Rossetto T, Crowley H, Silva V. Guidelines for analytical vulnerability assessment of low/mid-rise buildings – Methodology. Vulnerability Global Component project, 2014.
5. Haselton C.B. Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings, Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, 2006.
6. Kazantzi A.K, Vamvatsikos D, Lignos D.G. Seismic performance of a steel moment-resisting frame subject to strength and ductility uncertainty. *Engineering Structures* 2014; **78**: 69-77.
7. Cornell C.A, Jalayer F, Hamburger R.O, Foutch D.A. The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines. *ASCE Journal of Structural Engineering* 2002; **128**(4): 526-533.
8. Yun, S, Hamburger R, Cornell C, and Foutch D. Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames. *Journal of Structural Engineering*. 2002; 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128, **4**(534): 534-545.

9. Dolsek M. Incremental dynamic analysis with consideration of modelling uncertainties. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2009; **38**(6): 805–825.
10. Jalayer F, Iervolino I, Manfredi G. Structural modeling uncertainties and their influence on seismic assessment of existing RC structures. *Structural Safety* 2010; **32**(3): 220–228.
11. Kwon OS, Elnashai A. The effect of material and ground motion uncertainty on the seismic vulnerability curves of RC structure. *Engineering Structures* 2006; **28**(2): 289–303.
12. Ibarra L, Krawinkler H. Variance of collapse capacity of SDOF systems under earthquake excitations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2011; **40**: 1299–1314.
13. Liel A.B, Haselton C.B, Deierlein G.G, Baker J.W. Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings. *Structural Safety* 2009; **31**(2): 197–211.
14. Porter KA, Beck JL, Shaikhutdinov RV. Sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables. *Earthquake Spectra* 2002; **18**(4): 719–743.
15. Vamvatsikos D, Fragiadakis M. Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2010; **39**(2): 141–163.
16. Cornell CA, Krawinkler H. Progress and challenges in seismic performance assessment. *PEER Center News* 2000; **3**(2). URL <https://peer.berkeley.edu/news/2000spring/performance.html>. (accessed: Jan 18th, 2018).
17. FEMA P-58. Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 - Methodology. Federal Emergency Agency (FEMA), 2012.
18. Fragiadakis M, Vamvatsikos D, Karlaftis MG, Lagaros ND, Papadrakakis M. Seismic assessment of structures and lifelines. *Journal of Sound and Vibration* 2015; **334**: 29–56.
19. Chi W, El-Tawil S, Deierlein G.G, Abel J. F. Inelastic Analyses of a 17 Story Framed Building Damaged During Northridge. *Engineering Structures*. 1997; **20**(4): 481-495.
20. Vamvatsikos D, Cornell C.A. Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002; **31**(3): 491–514.
21. Vamvatsikos D, Cornell C.A. Applied Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Spectra* 2004; **20**(2), 523–553.
22. SAC Joint Venture. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. Report No. FEMA-350, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.
23. SAC Joint Venture. Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings. Report No. FEMA-351, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.
24. Gupta A, Krawinkler H. Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures. John A. Blume Earthquake Engineering Center Report No. 132, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California, 1999.
25. Foutch DA, Yun SY. Modeling of steel moment frames for seismic loads. *Journal of Constructional Steel Research* 2002; **58**: 529–564.
26. OpenSees. Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2006. Available at <http://opensees.berkeley.edu/>. (Jan. 18, 2017)
27. Nakashima M, Ogawa K, and Inoue K. Generic Frame model for Simulation of Earthquake Responses of Steel Moment Frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002 **31**(3): 671-692.
28. Luco N, Mori Y, Funahashi Y, Cornell C.A, Nakashima M. Evaluation of predictors of nonlinear seismic demands using “fishbone” models of SMRF buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2003 **21**(14): 2267-2288.
29. PEER NGA Database. Pacific Earthquake Engineering Research Centre, Berkeley, CA, 2005 <https://ngawest2.berkeley.edu/>. (May 15, 2019).
30. Kazantzi A.K, Vamvatsikos D. Intensity measure selection for vulnerability studies of building classes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic* 2015; **44**(15): 2677-2694.
31. FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. ASCE for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., November 2000.
32. Vamvatsikos D. Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece <http://users.ntua.gr/divamva/software.html> (May. 15, 2019).
33. Chopra AK. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall: Englewood Cliffs, NJ, 1995.