

Εφαρμογή Μεθοδολογίας Σεισμικής Αποτίμησης Κτιρίων από Φέρουσα Τοιχοποιία σε Νεοκλασικό Κτίριο του 20^{ου} Αιώνα

Σ. Ι. Παρδαλόπουλος
Σ. Ι. Πανταζοπούλου
Χ. Ιγνατάκης

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Τα ιστορικά και παραδοσιακά κτίρια που κατασκευάστηκαν στην Ελλάδα μετά τον 18^ο αιώνα αποτελούν σήμερα αναπόσπαστο κομμάτι της σύγχρονης Ελληνικής ιστορικής και πολιτιστικής κληρονομιάς, γεγονός που τα τελευταία χρόνια έχει προκαλέσει το διαρκώς αυξανόμενο ενδιαφέρον για την προστασία, τη συντήρηση και την αποκατάστασή τους. Η αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας κτιρίων φέρουσας τοιχοποιίας αυτού του τύπου, προκειμένου να διαπιστωθεί ο βαθμός βλάβης που έχουν υποστεί καθ' όλη τη διάρκεια ζωής τους και να επιλεγεί η κατάλληλη στρατηγική επέμβασης όπου αυτό κριθεί απαραίτητο, είναι μια ιδιαίτερα απαιτητική διαδικασία, που δυσχεραίνεται ακόμη περισσότερο λόγω των περιορισμών που ισχύουν σχετικά με την συμβατότητα και την αντιστρεψιμότητα των παρεμβάσεων σε αυτά τα κτίρια. Η παρούσα εργασία παρουσιάζει μια καινοτόμα μεθοδολογία ταχέως προσδιορισμού της σεισμικής επάρκειας διατηρητέων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, η οποία παράγει πολύ πιο εύκολα και γρήγορα αποτελέσματα αντίστοιχης ακρίβειας με αυτά που προκύπτουν από την εφαρμογή δυναμικής ανάλυσης με χρονοϊστορία επιταχύνσεων βάσης, γεγονός που την καθιστά ιδανική για εφαρμογή από τους Μηχανικούς της πράξης. Η ακρίβεια της προτεινόμενης μεθοδολογίας παρουσιάζεται μέσω σύγκρισης των αποτελεσμάτων της με αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης στην περίπτωση ενός νεοκλασικού κτιρίου του 20^{ου} αιώνα στην Θεσσαλονίκη, ενώ επίσης παρουσιάζεται και παράδειγμα αποτίμησης του κτιρίου αυτού σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8.

ΛΕΞΕΙΣ ΚΛΕΙΔΙΑ: Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας, Ιστορικά Κτίρια, Άοπλη Τοιχοποιία

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα ιστορικά και παραδοσιακά κτίρια που κατασκευάστηκαν μετά τη σύσταση του σύγχρονου Ελληνικού Κράτους αποτελούν σήμερα ένα σημαντικό κομμάτι του δομημένου περιβάλλοντος σε πολλά μεγάλα αστικά κέντρα της Ελλάδας. Έχοντας χρόνο ζωής μεγαλύτερο του ενός αιώνα, τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία του 18^{ου}, 19^{ου} και 20^{ου} Αιώνα αποτελούν ένα ζωντανό τμήμα της σύγχρονης Ελληνικής ιστορίας, καθορίζοντας παράλληλα σε πολλές περιπτώσεις και τη χρήση του περιβάλλοντα χώρου τους. Κατά τη διάρκεια των πολλών δεκαετιών ζωής τους τα περισσότερα από αυτά τα κτίρια υπέστησαν δομικές βλάβες, διαφορετικής κατά περίπτωση έντασης, λόγω των σεισμικών διεγέρσεων που συμβαίνουν σε όλη την Ελληνική επικράτεια. Παρ' όλα αυτά πολλά από αυτά τα κτίρια παραμένουν ακόμη και σήμερα σε καλή κατάσταση και σε πολλές περιπτώσεις εξακολουθούν να διατηρούνται σε λειτουργία (Εικ. 1). Αναγνωρίζοντας την αρχιτεκτονική, ιστορική και πολιτιστική σπουδαιότητα των αστικών διατηρητέων κτιρίων, τα τελευταία χρόνια έχει ανακύψει ένα διαρκώς αυξανόμενο ενδιαφέρον για την προστασία, τη συντήρηση και την αποκατάστασή τους, το οποίο συνήθως οριοθετείται από διεθνείς συνθήκες περί συμβατότητας και αντιστρεψιμότητας των παρεμβάσεων, σε συνδυασμό με την ανάγκη για ικανοποίηση των σύγχρονων οικιστικών αναγκών των χρηστών τους. Η αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας ιστορικών και παραδοσιακών κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία και η επιλογή της κατάλληλης στρατηγικής αποκατάστασης ή ενίσχυσής τους έως σήμερα γίνεται χωρίς συγκεκριμένο κανονιστικό πρότυπο, χρησιμοποιώντας ποικίλες αναλυτικές μεθόδους, από τη θεώρηση απλοποιημένων μηχανικών προσομοιωμάτων έως τη θεώρηση περίπλοκων τρισδιάστατων προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων των οποίων η ανάλυση απαιτεί τη χρήση ισχυρών υπολογιστικών μέσων. Παρ' όλα αυτά, στην περίπτωση εφαρμογής των υφιστάμενων μεθόδων αποτίμησης σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από άοπλη τοιχοποιία η αξιοπιστία των παραγόμενων αποτελεσμάτων είναι συχνά περιορισμένη, καθώς οι μέθοδοι αυτές αποτελούν επέκταση αυτών που χρησιμοποιούνται σε κατασκευές πλαισιακού τύπου με πλάστιμα δομικά στοιχεία. Έτσι, η εφαρμογή των υφιστάμενων μεθόδων σεισμικής αποτίμησης σε διατηρητέα

κτίρια που κατασκευάστηκαν από τον 18^ο αιώνα και μετά συνήθως οδηγεί σε υποεκτίμηση της διαθέσιμης αντίστασής τους, που συνεπακόλουθα προκαλεί την επιλογή δραστικών μέτρων ενίσχυσης του φέροντος οργανισμού τους, τα οποία μπορεί να αλλοιώσουν ή να καταστρέψουν τα μοναδικά ιστορικά ή αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά των κτιρίων.



Εικ. 1: Νεοκλασικά κτίρια του 18^{ου} και 20^{ου} αιώνα στο Ναύπλιο και στη Θεσσαλονίκη

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι ο έλεγχος μέσω εφαρμογής στην πράξη μιας μεθοδολογίας ταχέως προσδιορισμού της σεισμικής επάρκειας διατηρητέων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία που έχει προταθεί πρόσφατα, η οποία παράγει αποτελέσματα συγκρίσιμης αξιοπιστίας με αυτά που προκύπτουν από δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η εξεταζόμενη μεθοδολογία έχει ελάχιστες υπολογιστικές απαιτήσεις και άρα είναι εύχρηστη από μηχανικούς που διαθέτουν τυπική εμπειρία σε στατικές αναλύσεις με χρήση προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων.

2. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΤΑΧΕΙΑΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΙΣΤΟΡΙΚΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Πρόσφατες έρευνες έχουν αναδείξει τη σπουδαιότητα της θεμελιώδους ιδιομορφής ως διαγνωστικό εργαλείο κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κατασκευών (Thermou et al 2012, Thermou and Pantazopoulou 2010). Η θεμελιώδης μεταφορική ιδιομορφή ενός κτιρίου είναι μια σύνθετη ιδιότητα, η οποία μέσω της μελέτης της κατανομής της σχετικής μετακίνησης των ορόφων σε σχέση με την κατακόρυφο (interstorey drift ratio) επιτρέπει τον εντοπισμό σημείων απότομης μεταβολής της δυσκαμψίας καθ' ύψος του κτιρίου, στα οποία αναμένεται η συγκέντρωση βλαβών σε έναν ενδεχόμενο σεισμό. Συνεπώς η θεμελιώδης ιδιομορφή μπορεί να χρησιμοποιηθεί τόσο στον προσδιορισμό ενδεχόμενων θέσεων βλάβης σε ένα κτίριο, όσο και στην επιλογή της κατάλληλης στρατηγικής επέμβασης σε αυτό μέσω τροποποίησης της μάζας ή/και της δυσκαμψίας του.

Επιπρόσθετα, το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής οποιουδήποτε κτιρίου με πλήρη διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο των ορόφων του έχει αποδειχθεί ότι προσομοιάζει με εξαιρετική ακρίβεια το σχήμα παραμόρφωσης του κτιρίου τη στιγμή της μέγιστης σεισμικής του απόκρισης (Παρδαλόπουλος 2012, Pardalopoulos and Pantazopoulou 2011). Το συμπέρασμα αυτό επεκτάθηκε και στην περίπτωση ανελαστικών συστημάτων, όπου η θεμελιώδης ιδιομορφή αναφέρεται στο ιδιοσχήμα του κτιρίου που υπολογίζεται βάσει της μεταφορικής δυσκαμψίας των δομικών του στοιχείων τη στιγμή της μέγιστης σεισμικής απόκρισης.

Έχοντας ως δεδομένο ότι ορισμένοι τύποι πατωμάτων που χρησιμοποιήθηκαν σε διατηρητέα κτίρια του 18ου, 19ου και 20ου αιώνα εξασφαλίζουν επαρκή διαφραγματική λειτουργία, η θεμελιώδης ιδιομορφή και σε αυτού του τύπου τα κτίρια μπορεί να χρησιμοποιηθεί προκειμένου να προσδιορισθούν πιθανές θέσεις βλάβης υπό σεισμική φόρτιση· η εφαρμογή της θεώρησης αυτής εξετάστηκε με επιτυχία σε πρόσφατες έρευνες (Pardalopoulos et al 2014, Karantoni et al 2013) σχετικά με τη σεισμική απόκριση κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία με ασθενή διαφραγματική λειτουργία στους ορόφους τους. Η ταχεία αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας ιστορικών κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία προϋποθέτει την εφαρμογή μιας διαδικασίας τριών βημάτων, η οποία παράγει αποτελέσματα ισοδύναμης ακρίβειας σε σύγκριση με την δυναμική ανάλυση με χρήση χρονοϊστορίας επιταχύνσεων βάσης. Τα τρία βήματα της προτεινόμενης μεθοδολογίας είναι:

Βήμα 1: Προσδιορισμός των μεταφορικών συνιστωσών της θεμελιώδους ιδιομορφής του κτιρίου.

Οι μεταφορικές συνιστώσες της θεμελιώδους ιδιομορφής σε κάθε μια από τις δύο κύριες διευθύνσεις της κάτοψης ενός κτιρίου μπορούν να προσεγγισθούν μετά από οριζόντια φόρτισή του στην συγκεκριμένη διεύθυνση με τα αντίστοιχα φορτία βαρύτητας (Μέθοδος Rayleigh). Δεδομένου ότι οι βαρυτικές δυνάμεις είναι ανάλογες της μάζας μιας κατασκευής και ότι οι αντιδράσεις που αναπτύσσονται κατά την ελεύθερη ταλάντωση της ίδιας κατασκευής ισοδυναμούν με τις δυνάμεις αδράνειας λόγω της μάζας της, το παραμορφωμένο σχήμα που προκύπτει από την πλευρική φόρτιση της κατασκευής με τα φορτία βαρύτητάς της αποτελεί την καλύτερη προσέγγιση της μεταφορικής συνιστώσας της θεμελιώδους ιδιομορφής στην συγκεκριμένη διεύθυνση, καθώς η αντίστοιχη ιδιοσυχνότητα προκύπτει από τον λόγο του ισοδύναμου έργου των αδρανειακών δυνάμεων προς τις αντίστοιχες αναπτυσσόμενες αντιδράσεις (Clough and Penzien, 1993). Η διαδικασία προσδιορισμού των μεταφορικών συνιστωσών της θεμελιώδους ιδιομορφής μέσω πλευρικής φόρτισης με τα φορτία βαρύτητας της κατασκευής ενδείκνυται ιδιαίτερα σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, καθώς σε αυτού του είδους τα συστήματα με κατανεμημένη μάζα η διεξαγωγή ιδιομορφικής ανάλυσης με χρήση προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων οδηγεί σε μεγάλο αριθμό παρόμοιων μεταφορικών ιδιομορφών με παραπλήσιες τιμές ιδιοπεριόδου, με κάθε μια από τις οποίες να αντιστοιχεί σε πολύ μικρό ποσοστό ενεργοποίησης της συνολικής μάζας, γεγονός που οδηγεί στην απαίτηση υπολογισμού πολύ μεγάλου αριθμού ιδιομορφών προκειμένου να επιτευχθεί η ενεργοποίηση ικανού ποσοστού συνολικής μάζας στην αντίστοιχη διεύθυνση. Αντιθέτως, οι μεταφορικές συνιστώσες της θεμελιώδους ιδιομορφής που υπολογίζονται σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία βάσει της προαναφερθείσας μεθόδου ενεργοποιούν σημαντικό ποσοστό της συνολικής τους μάζας, παρόμοιο με αυτό που ενεργοποιείται στη στιγμή της μέγιστης σεισμικής τους απόκρισης σύμφωνα με τα αποτελέσματα μιας δυναμικής ανάλυσης με χρονοϊστορία επιταχύνσεων βάσης.

Βήμα 2: Υπολογισμός της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου τη στιγμή της μέγιστης πλευρικής του μετατόπισης.

Λόγω της αναλογίας μεταξύ της μεταφορικής συνιστώσας της θεμελιώδους ιδιομορφής σε κάθε μια από τις κύριες διευθύνσεις ενός κτιρίου και του αντίστοιχου παραμορφωμένου σχήματός του τη στιγμή της μέγιστης σεισμικής του απόκρισης (Παρδαλόπουλος 2012, Pardalopoulos and Pantazopoulou 2011) η μέγιστη σεισμική απόκριση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία μπορεί να εκτιμηθεί βάσει των απαιτήσεων του φάσματος μετατοπίσεων σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 (EC8-1, 2005). Αυτό επιτυγχάνεται μέσω αναγωγής των οριζόντιων μετατοπίσεων που υπολογίζονται στο πρώτο βήμα της προτεινόμενης μεθόδου βάσει του πολλαπλασιαστή f_i : $f_i = S_{d,i}(T)/U_{Roof,i}$ (1)

όπου, $S_{d,i}(T)$ είναι η τιμή της φασματικής σχετικής οριζόντιας μετατόπισης σχεδιασμού στην διεύθυνση i της κάτοψης του κτιρίου ($i = X$ ή Y) και $U_{Roof,i}$ είναι η οριζόντια μετατόπιση της κορυφής του κτιρίου στην αντίστοιχη διεύθυνση i , όπως αυτή έχει υπολογισθεί στο προηγούμενο βήμα της διαδικασίας με τα βαρυτικά φορτία να δρουν στην κατεύθυνση του σεισμού. Η ίδια αναγωγή (μέσω του συντελεστή f_i) μπορεί να εφαρμοσθεί και στην τιμή των τάσεων και δυνάμεων που αναπτύσσονται στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, όπως αυτές έχουν προσδιορισθεί κατά το πρώτο βήμα της μεθόδου, προκειμένου να είναι δυνατή η προσέγγιση των μέγιστων δυνάμεων και τάσεων που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Η τιμή της φασματικής

οριζόντιας σχετικής μετατόπισης, $S_{d,i}(T)$, σύμφωνα με την οποία πραγματοποιείται η αποτίμηση σεισμικής επάρκειας του εξεταζόμενου κτιρίου, μπορεί να υπολογισθεί βάσει της ιδιοπεριόδου T που προκύπτει από τη σχέση που προτείνεται από τον EC8-1:

$$T = C_t \cdot H^{3/4} \quad (2)$$

Στην Εξίσωση (2), H είναι το συνολικό ύψος του κτιρίου σε m, μετρούμενο από τη στάθμη θεμελίωσης ή από την οροφή άκαμπτου υπογείου, ενώ $C_t \cong 0.05$ (Karantoni et al 2013, Pantazopoulou 2013, EC8-1 2005). Εναλλακτικά και για λόγους ευκολίας και ασφάλειας, η απαιτούμενη οριζόντια σχετική μετατόπιση κορυφής μπορεί υπολογιστεί βάσει της τιμής T_c του

φάσματος σχεδιασμού του EC8-1, που αντιστοιχεί στο τέλος του οριζόντιου πλατώ του φάσματος σχεδιασμού απόλυτων επιταχύνσεων Τύπου 1 (EC8-1, 2005).

Βήμα 3: Προσδιορισμός των σεισμικών απαιτήσεων του εξεταζόμενου κτιρίου και έλεγχος βάσει των κριτηρίων αποδοχής. Ο πρώτος έλεγχος που μπορεί να πραγματοποιηθεί στο πλαίσιο ενός ταχέως προσδιορισμού φέρουσας ικανότητας ιστορικού κτιρίου από άοπλη τοιχοποιία είναι ο προσδιορισμός της οριακής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους, $a_{g,lim}$, που το εξεταζόμενο κτίριο μπορεί να παραλάβει χωρίς να αναπτυχθούν ανενεργές περιοχές στον αρμό εδάφους-θεμελίωσης (δηλ. περιοχές με ορθές εφελκυστικές τάσεις, Karantoni et al 2013, Pantazopoulou 2013). Η ανάπτυξη εφελκυσμού στο επίπεδο της θεμελίωσης ενός ιστορικού κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία λόγω της ροπής ανατροπής που δημιουργείται κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης μπορεί να θέσει σε κίνδυνο της ακεραιότητα ολόκληρης της κατασκευής. Η σύγκριση της $a_{g,lim}$ με την απαιτούμενη τιμή μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης που καθορίζεται από τον Ευρωκώδικα 8 αποτελεί ένα πρώτο κριτήριο αποτίμησης της σεισμικής επάρκειας του εξεταζόμενου κτιρίου στο σύνολό του. Ο υπολογισμός της $a_{g,lim}$ γίνεται σύμφωνα με την Εξ. (3) (Pantazopoulou, 2013):

$$a_{g,lim} = (3 \cdot e_{lim} \cdot g)^{1/5} \cdot C_1 \cdot C_m \cdot S \cdot n \cdot H \quad (3)$$

όπου, e_{lim} είναι η οριακή τιμή εκκεντρότητας κατά τη διεύθυνση δράσης του σεισμού (ορίζεται ο λόγος της ροπής ανατροπής προς το βάρος της κατασκευής στον συνδυασμό σχεδιασμού) έτσι ώστε κανένα τμήμα της θεμελίωσης του κτιρίου να μην βρίσκεται υπό εφελκυσμό, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας, $C_1 (\geq 1)$ είναι ο συντελεστής ανελαστικής μεγέθυνσης, C_m είναι ο συντελεστής ενεργοποίησης της συνολικής μάζας του κτιρίου, S είναι ο συντελεστής εδάφους σύμφωνα με τον EC8-1 και n είναι ο συντελεστής απόσβεσης του κτιρίου, που εξαρτάται από τον λόγο ιξώδους απόσβεσης ζ : $n = [7 / (2 + \zeta)^{0.5}] \geq 0.7$ (για ιστορικά κτίρια από άοπλη τοιχοποιία μπορεί να θεωρηθεί για λόγους ασφάλειας ότι $n = 1$). Η τιμή της e_{lim} μπορεί να υπολογισθεί

προσεγγιστικά για τις ανάγκες του ελέγχου ταχείας αποτίμησης βάσει των λόγων t/ℓ_E και ℓ_E/ℓ_{trans} σύμφωνα με τον Πίνακα 1 (Pantazopoulou, 2013), όπου t είναι το μέσο πάχος τοιχοποιίας του κτιρίου στην εξεταζόμενη στάθμη ελέγχου, ℓ_E είναι το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση δράσης του σεισμού και ℓ_{trans} είναι το μήκος του κτιρίου στην κάθετη ως προς τον σεισμό διεύθυνση.

t/ℓ_E	0.05	0.10	0.15	0.20
ℓ_E/ℓ_{trans}				
0.5	0.261	0.246	0.234	0.226
1.0	0.317	0.303	0.290	0.280
2.0	0.372	0.355	0.340	0.326

(Πιν. 1: Τιμές του λόγου e_{lim}/ℓ_E για διάφορους συνδυασμούς των λόγων t/ℓ_E και ℓ_E/ℓ_{trans})

Μετά την εκτίμηση της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης που το εξεταζόμενο κτίριο μπορεί να παραλάβει χωρίς καμία περιοχή της θεμελίωσής του να αναπτύξει εφελκυστικές τάσεις, ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας συνεχίζεται με τον προσδιορισμό των απαιτούμενων σχετικών μετατοπίσεων στις κρίσιμες θέσεις της κατασκευής. Η χρήση κριτηρίων επιτελεστικότητας βασισμένων στις απαιτούμενες μετατοπίσεις ενός δομικού στοιχείου είναι προτιμότερη από τον προσδιορισμό των απαιτούμενων τάσεων/δυνάμεων, καθώς σύμφωνα με την αρχή των ίσων μετατοπίσεων οι απαιτούμενες μετατοπίσεις στις διάφορες θέσεις του εξεταζόμενου κτιρίου είναι παρόμοιες είτε τα δομικά στοιχεία συμπεριφέρονται ελαστικά, είτε ανελαστικά. Αντιθέτως, η χρήση κριτηρίων επιτελεστικότητας βασισμένων στις απαιτούμενες τάσεις/δυνάμεις για τις διάφορες θέσεις του εξεταζόμενου κτιρίου δεν οδηγεί σε αξιόπιστα αποτελέσματα όταν τα δομικά στοιχεία βρίσκονται σε κατάσταση έντονης ανελαστικής απόκρισης. Στην περίπτωση των ιστορικών κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία, τα κριτήρια επιτελεστικότητας βάσει των απαιτούμενων παραμορφώσεων εξειδικεύονται στον προσδιορισμό της απαιτούμενης στροφής χορδής των δομικών στοιχείων (Karantoni et al 2013). Η απαιτούμενη στροφή μπορεί να αναφέρεται είτε στην κατακόρυφη απόκλιση της κορυφής πεσσών από τη βάση τους, θ_{height} , είτε στην παραμόρφωση τοιχοποιιών σε διεύθυνση κάθετη στο

επίπεδο τους και παράλληλη στην διεύθυνση δράσης του σεισμού, θ_{plan} . Ο υπολογισμός της στροφής ως προς την κατακόρυφη διεύθυνση, θ_{height} , γίνεται μέσω διαίρεσης της διαφοράς των οριζόντιων μετατοπίσεων στην κορυφή και τη βάση του εξεταζόμενου δομικού στοιχείου, U_{top} και U_{bot} αντίστοιχα, προς το κατακόρυφο μήκος του, ℓ_v , ενώ η στροφή ως προς την οριζόντια

διεύθυνση, θ_{plan} , ορίζεται ως η σχετική οριζόντια μετατόπιση που αναπτύσσεται στο μέσο της εξεταζόμενης τοιχοποιίας σε σχέση με τα άκρα της στην ίδια κατακόρυφη στάθμη, ΔU_{mid} , προς το μισό του οριζόντιου μήκος της τοιχοποιίας, ℓ_h , ως εξής:

$$\theta_{height} = (U_{top} - U_{bot}) / \ell_v, \quad \theta_{plan} = 2 \cdot \Delta U_{mid} / \ell_h \quad (4)$$

Στην περίπτωση που η διαθέσιμη στροφή ενός δομικού στοιχείου (θ_{height} ή θ_{plan}) είναι μικρότερη ή ίση του 0.15% τότε το στοιχείο θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ελαστικά. Ττοιχοποιίες με επιμελημένη κατασκευή έχουν συνήθη τιμή διαθέσιμης στροφής 0.30% (δείκτης πλαστιμότητας $\mu_\theta = 2$) ενώ σε τοιχοποιίες με ξυλοδεσίες ή σε τοιχοποιίες χωρίς συνδετικό κονίαμα μπορεί να σημειωθούν ακόμη μεγαλύτερες τιμές διαθέσιμης στροφής.

3. ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ ΙΣΤΟΡΙΚΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

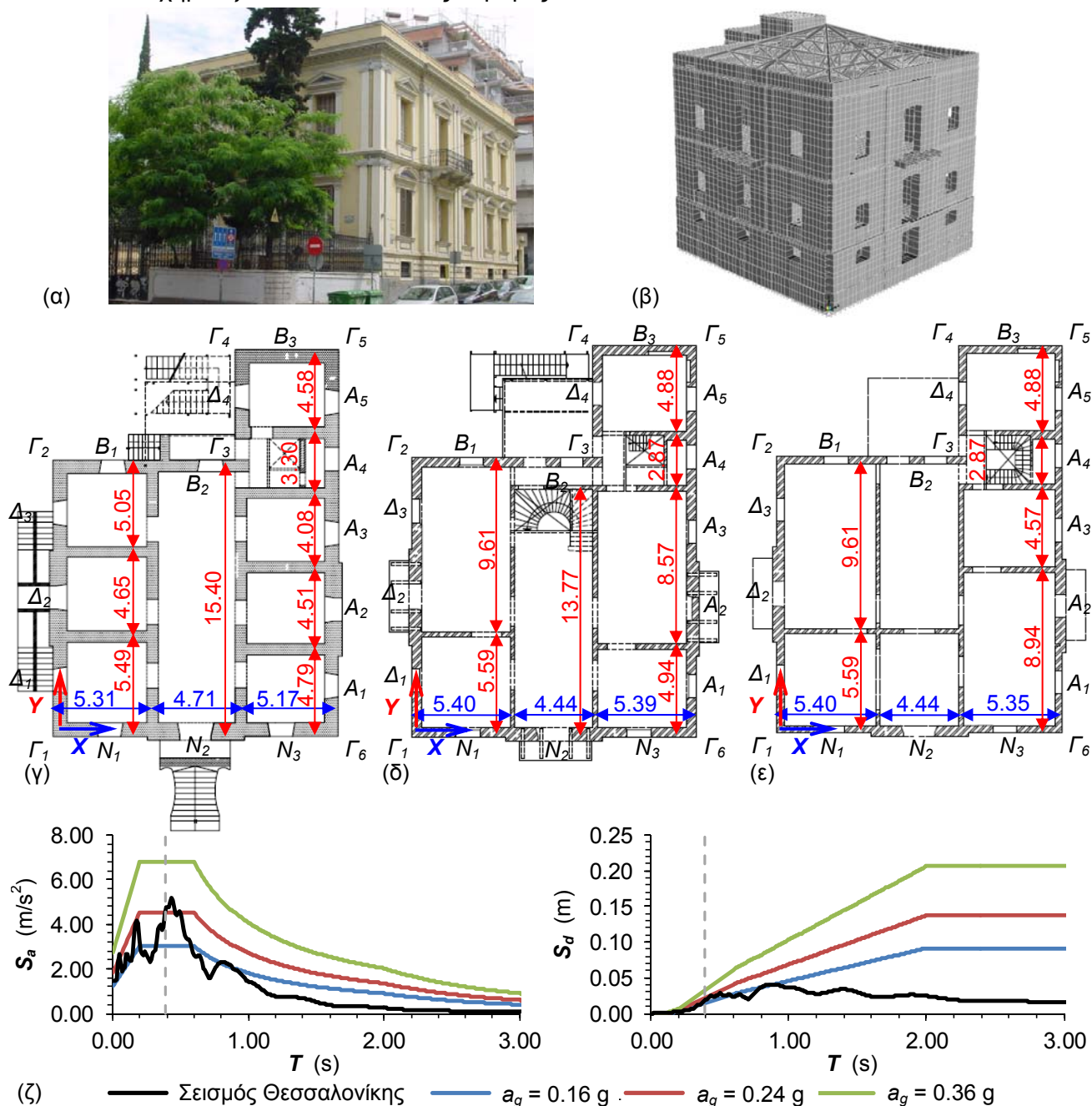
Προκειμένου να παρουσιαστεί η ακρίβεια των αποτελεσμάτων της διαδικασίας στατικής ανάλυσης σε σχέση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα που προκύπτουν από δυναμική ανάλυση με χρήση χρονοϊστορίας επιταχύνσεων βάσης, ακολούθως παρουσιάζεται το παράδειγμα εφαρμογής των δύο μεθόδων ανάλυσης σε τρισδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων ενός διατηρητέου νεοκλασικού κτιρίου του 19^{ου} αιώνα στη Θεσσαλονίκη. Το κτίριο κατασκευάστηκε περί το 1895 και δέχθηκε διάφορες χρήσεις, με τελευταία την εγκατάσταση του 12^{ου} Δημοτικού Σχολείου Θεσσαλονίκης.

3.1 Περιγραφή του εξεταζόμενου κτιρίου και της προσομοίωσής του

Το 12^ο Δημοτικό Σχολείο Θεσσαλονίκης είναι ένα διώροφο κτίριο με υπόγειο και ξύλινη στέγη (Εικ. 2(α)). Η κάτοψη του κύριου σώματος του κτιρίου είναι τετραγωνική, διαστάσεων 15.25m x 15.25m, ενώ στη βορειοανατολική γωνία του κτιρίου υπάρχει ορθογωνική προεξοχή βοηθητικών χώρων, διαστάσεων κάτοψης 6.10m x 5.60m. Το συνολικό ύψος του κτιρίου, χωρίς τη στέγη, είναι 12.00m (μικτά ύψη ορόφων: Ημιυπόγειο 2.70m, Ανώγειο 4.40m, Όροφος 4.90m). Η στέγασση του κύριου σώματος του κτιρίου γίνεται με συμμετρική, τετρακλινή, εγκιβωτισμένη στέγη, ενώ η ορθογωνική προεξοχή καλύπτεται με επίπεδο δώμα. Μεταξύ των δύο τμημάτων προβάλλει πάνω από τη στέγη η ορθογωνική απόληξη του βοηθητικού κλιμακοστασίου, μικτού ύψους 2.30m. Η εσωτερική οργάνωση του κύριου σώματος του κτιρίου ακολουθεί τη συνήθη πρακτική των νεοκλασικών κτισμάτων της εποχής, με κεντρικό κοινόχρηστο χώρο και πλευρική διάταξη δωματίων. Η εσωτερική κατακόρυφη επικοινωνία εξασφαλίζεται από δύο ξύλινα κλιμακοστάσια. Η κύρια κλίμακα βρίσκεται στον κεντρικό χώρο και οδηγεί από το ανώγειο στον όροφο, χωρίς να κατεβαίνει στο ημιυπόγειο. Η δευτερεύουσα κλίμακα, που βρίσκεται στη συμβολή της προεξοχής των βοηθητικών χώρων και του κύριου σώματος του κτιρίου, αρχικά ξεκινούσε από το ημιυπόγειο και έφθανε έως το δώμα του κτιρίου, όμως κατά τη διάρκεια της ζωής του κτιρίου το κατώτερο τμήμα της καθαιρέθηκε και το σχετικό άνοιγμα στο δάπεδο του ανωγείου καλύφθηκε.

Οι τοιχοποιίες του υπογείου είναι λιθοδομές από αργούς λίθους δομημένες και ημιλαξευτούς γωνιόλιθους με ασθενές ασβεστοκονίαμα, με ενεργό πάχος τοίχων 0.60m στους εσωτερικούς τοίχους, 0.70m στους περιμετρικούς και 0.90m στο κέντρο της ανατολικής, δυτικής και νότιας πλευράς του κυρίου σώματος του κτιρίου (σημεία A_2 , Δ_2 και N_2 , αντίστοιχα, Εικ. 2(γ)). Οι τοιχοποιίες του ισόγειου και του ορόφου είναι πλινθοδομές πλήρων χειροποίητων πλίνθων δομημένων με ασθενές ασβεστοκονίαμα. Στο ισόγειο οι εσωτερικοί τοίχοι έχουν πάχος 0.23m, οι περιμετρικοί τοίχοι 0.46m, ενώ οι τοίχοι στα μέσα της ανατολικής, δυτικής και νότιας πλευράς του κυρίου σώματος του κτιρίου έχουν πάχος 0.70m (Εικ. 2(δ)). Στον όροφο τα πάχη είναι 0.23m στους εσωτερικούς τοίχους, 0.34m στους περιμετρικούς τοίχους και 0.57m στις θέσεις διαπλάτυνσης της

ανατολικής, δυτικής και νότιας πλευράς. Τόσο στο ισόγειο όσο και στον όροφο στα τμήματα των τοίχων κάτω από τα παράθυρα (ποδιές) υπάρχει εσοχή βάθους 0.11m. Ο φέρων οργανισμός των οροφών του κυρίως σώματος του κτιρίου στο υπόγειο και το ισόγειο αποτελείται από ξύλινες δοκούς διατομής 85 x 190mm ανά αξονικές αποστάσεις 0.40m, επί των οποίων υπάρχει σανίδωμα, ενώ όλες οι οροφές φέρουν ταβάνωμα. Ο φέρων οργανισμός στις οροφές των χώρων του ορόφου που ανήκουν στο κυρίως σώμα του κτιρίου αποτελείται από ξύλινες δοκούς διατομής 75 x 120mm, που επίσης φέρουν ταβάνωμα. Οι οροφές των χώρων που ανήκουν στην προεξοχή του κτιρίου, καθώς και η οροφή του δώματος της προεξοχής, αποτελούνται από σιδηροδοκούς με ύψος κορμού 140 mm, διατεταγμένες ανά 0.50m, μεταξύ των οποίων σχηματίζονται πλινθόκτιστες καμάρες.



(Εικ. 2: (α) Νοτιοανατολική άποψη του 12^{ου} Δημοτικού Σχολείου, (β) Προσομοίωμα κτιρίου, (γ – ε) κατόψεις Υπογείου, Ισογείου & Ορόφου, αντίστοιχα, (ζ) Φάσματα Επιταχύνσεων και Μετατοπίσεων)

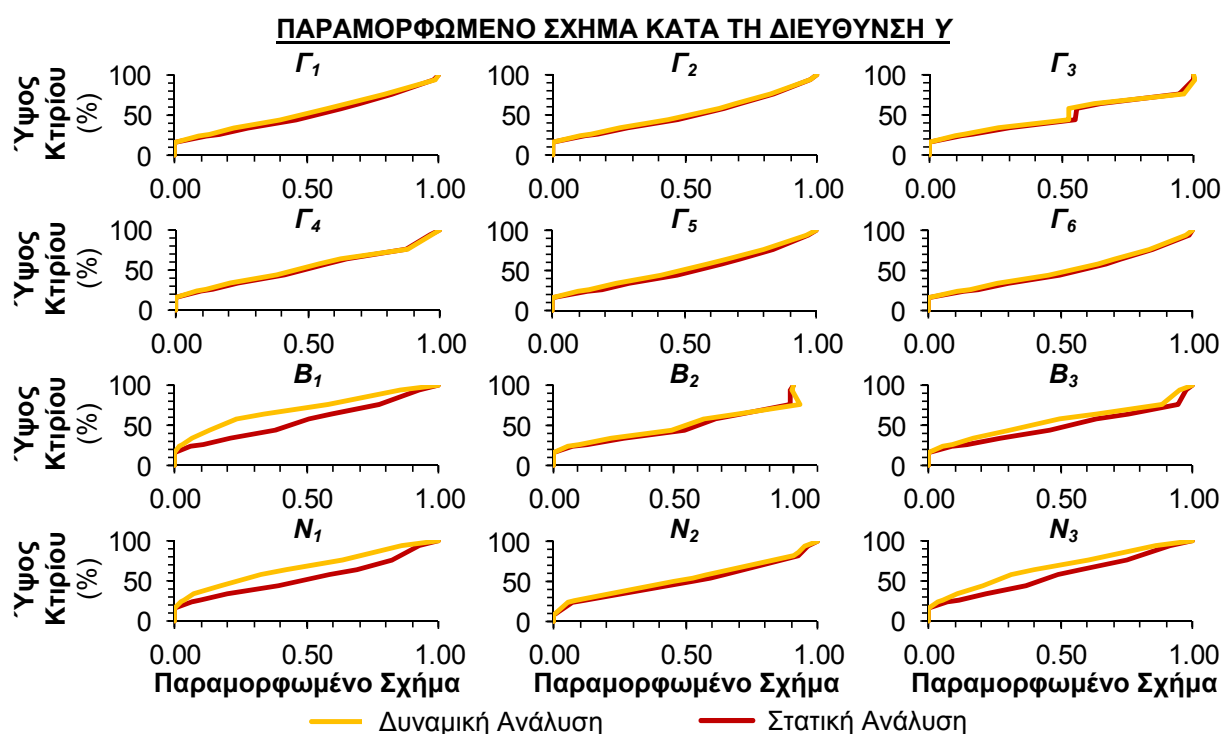
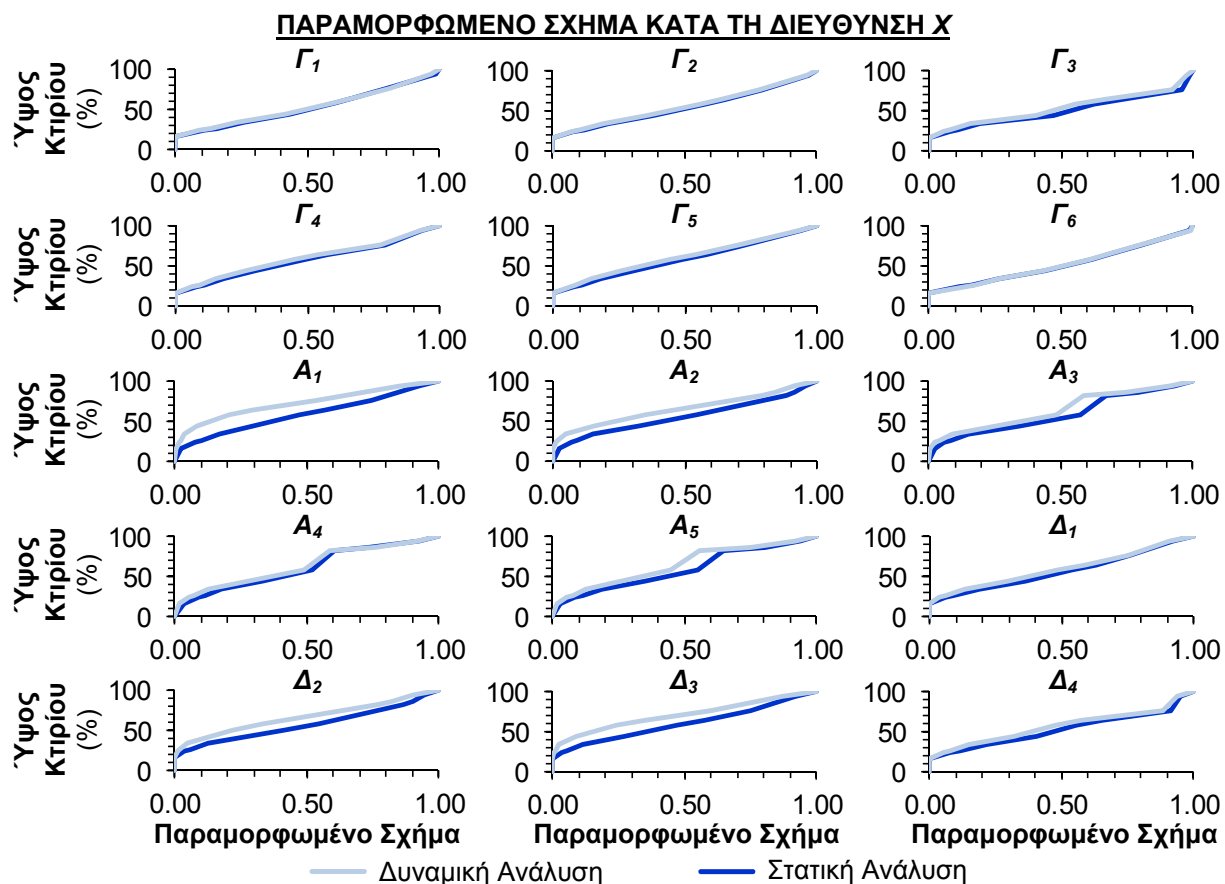
Προκειμένου να μελετηθεί η σεισμική απόκρισή του, το εξεταζόμενο κτίριο προσομοιώθηκε ως τρισδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων (SAP2000, Εικ. 2.(β)). Οι τοίχοι του κτιρίου

προσομοιώθηκαν ως τετράκομβα επιφανειακά στοιχεία (6 βαθμοί ελευθερίας σε κάθε κόμβο, ικανοί να παραλάβουν επικόμβιες δυνάμεις και ροπές κάμψης). Τα πατώματα προσομοιώθηκαν χρησιμοποιώντας γραμμικά στοιχεία για τις ξύλινες δοκούς και σιδηροδοκούς και τετράκομβα επιφανειακά στοιχεία για το σανίδωμα και τις πλινθόκτιστες καμάρες. Η σύνδεση όλων των δοκών των πατωμάτων με τις τοιχοποιίες του κτιρίου πραγματοποιήθηκε μέσω αρθρώσεων (μεταβίβαση στις τοιχοποιίες μόνο αξονικών και διατμητικών δυνάμεων από τις ξύλινες δοκούς). Από τη στέγη του κτιρίου πραγματοποιήθηκε πλήρης προσομοίωση των ξύλινων ζευκτών και τεγίδων, για τα οποία χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία αντίστοιχων διατομών, που θεωρήθηκε ότι συνδέονται μεταξύ τους με αρθρώσεις. Η απόκριση όλων των επιφανειακών και γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων θεωρήθηκε ελαστική. Το μέτρο ελαστικότητας της λιθοδομής και των οπτοπλινθοδομών θεωρήθηκε ίσο με 1000 φορές της αντίστοιχης θλιπτικής αντοχής, $f_{k,l}$, η οποία εκτιμήθηκε ίση με 5.5 MPa για τη λιθοδομή και 4.0 MPa για την οπτοπλινθοδομή με τις χειροποίητες πλήρεις πλίνθους. Το μέτρο ελαστικότητας των ξύλινων δοκών θεωρήθηκε 10 GPa κατά τη διεύθυνση του διαμήκη άξονά τους και 1 GPa στις δύο άλλες διευθύνσεις της διατομής τους. Το μέτρο ελαστικότητας των σιδηροδοκών θεωρήθηκε ίσο με 150 GPa. Το ίδιο βάρος του κτιρίου υπολογίστηκε αυτόματα από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων βάσει της πυκνότητας των υλικών, που θεωρήθηκε ίση με 28.5 kN/m³ για την πέτρα και 18 kN/m³ για τις συμπαγείς πλίνθους. Το φορτίο επικάλυψης της στέγης θεωρήθηκε ίσο με 1.5 kN/m² και αποδόθηκε ως ομοιόμορφο φορτίο στα γραμμικά στοιχεία των τεγίδων της, ανάλογα με την επιφάνεια επιρροής τους. Ως κινητό φορτίο, Q , θεωρήθηκε ότι όλα τα πατώματα φορτίζονται με 3.50 kN/m².

Η χρονοϊστορία επιταχύνσεων βάσης που χρησιμοποιήθηκε κατά τη διεξαγωγή της δυναμικής ανάλυσης του κτιρίου λήφθηκε από την καταγραφή του σεισμού που σημειώθηκε στη Θεσσαλονίκη τον Ιούνιο του 1978 (ΙΤΣΑΚ). Από τις δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής καταγραφής χρησιμοποιήθηκε αυτή με την μεγαλύτερη τιμή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους (Εικ. 2(ζ)), η οποία επιβλήθηκε ξεχωριστά σε κάθε μια από τις δύο κύριες διευθύνσεις της κάτοψης του κτιρίου.

3.2 Σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων της Ταχείας Μεθόδου Αποτίμησης και της Δυναμικής Ανάλυσης Χρονοϊστορίας

Προκειμένου να αποδειχθεί η ακρίβεια των εξαγόμενων αποτελεσμάτων από την προτεινόμενη διαδικασία στατικής ανάλυσης κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία σε σχέση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα που προκύπτουν από δυναμική ανάλυση με χρονοϊστορία επιταχύνσεων βάσης τη χρονική στιγμή της μέγιστης πλευρικής μετατόπισης του κτιρίου, αρχικά πραγματοποιείται σύγκριση μεταξύ των κατανομών των οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του κτιρίου, όπως αυτές προέκυψαν από τις δύο μεθόδους ανάλυσης. Στην Εικ. 3 παρουσιάζεται το πλευρικό σχήμα παραμόρφωσης στις κρίσιμες θέσεις του εξεταζόμενου κτιρίου που απεικονίζονται στην Εικ. 2. Η πρώτη ομάδα σχημάτων αναφέρεται στην πλευρική παραμόρφωση του κτιρίου κατά την διεύθυνση X , στην περίπτωση που η σεισμική φόρτιση είναι παράλληλη στην ίδια διεύθυνση. Στα σχήματα αυτά με γαλάζιο χρώμα απεικονίζεται το παραμορφωμένο σχήμα καθ' ύψος του κτιρίου στις εξεταζόμενες θέσεις ελέγχου, όπως αυτό προκύπτει κατά την χρονική στιγμή μεγιστοποίησης της αντίστοιχης οριζόντιας μετατόπισης κορυφής στις εξεταζόμενες θέσεις σύμφωνα με την δυναμική ανάλυση βάσει του σεισμού της Θεσσαλονίκης. Στα ίδια σχήματα, με σκούρο μπλε χρώμα απεικονίζεται το παραμορφωμένο σχήμα των εξεταζόμενων θέσεων ελέγχου, όπως αυτό προέκυψε από στατική ανάλυση του προσομοιώματος του εξεταζόμενου κτιρίου για την περίπτωση πλευρικής του φόρτισης κατά τη διεύθυνση X υπό τα φορτία βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού $G+0.5Q$. Προκειμένου να είναι εφικτή η σύγκριση μεταξύ των σχημάτων παραμόρφωσης που προκύπτουν από τις δύο μεθόδους ανάλυσης αυτά ανάγονται ως προς την αντίστοιχη τιμή οριζόντιας μετατόπισης στην κορυφή του κτιρίου, ώστε σε κάθε σχήμα παραμόρφωσης οι τιμές στην κορυφή του κτιρίου να είναι ίσες με μονάδα (δηλ. σε κάθε σημείο ελέγχου, οι πλευρικές παραμορφώσεις καθ' ύψος του κτιρίου που προέκυψαν από τη δυναμική και τη στατική ανάλυση έχουν διαιρεθεί με τις αντίστοιχες τιμές των οριζόντιων μετατοπίσεων στην κορυφή του κτιρίου). Η δεύτερη ομάδα σχημάτων αφορά το ανηγμένο σχήμα παραμόρφωσης των έξι γωνιών και των θέσεων ελέγχου της Βόρειας και Νότιας πλευράς του κτιρίου κατά τη διεύθυνση Y στην περίπτωση δράσης του σεισμού



(**Εικ. 3:** Σύγκριση μεταξύ των παραμορφωμένα σχήματα στις θέσεις ελέγχου του κτιρίου όπως αυτά προκύπτουν από την προτεινόμενη διαδικασία στατικής ανάλυσης και την δυναμική ανάλυση)

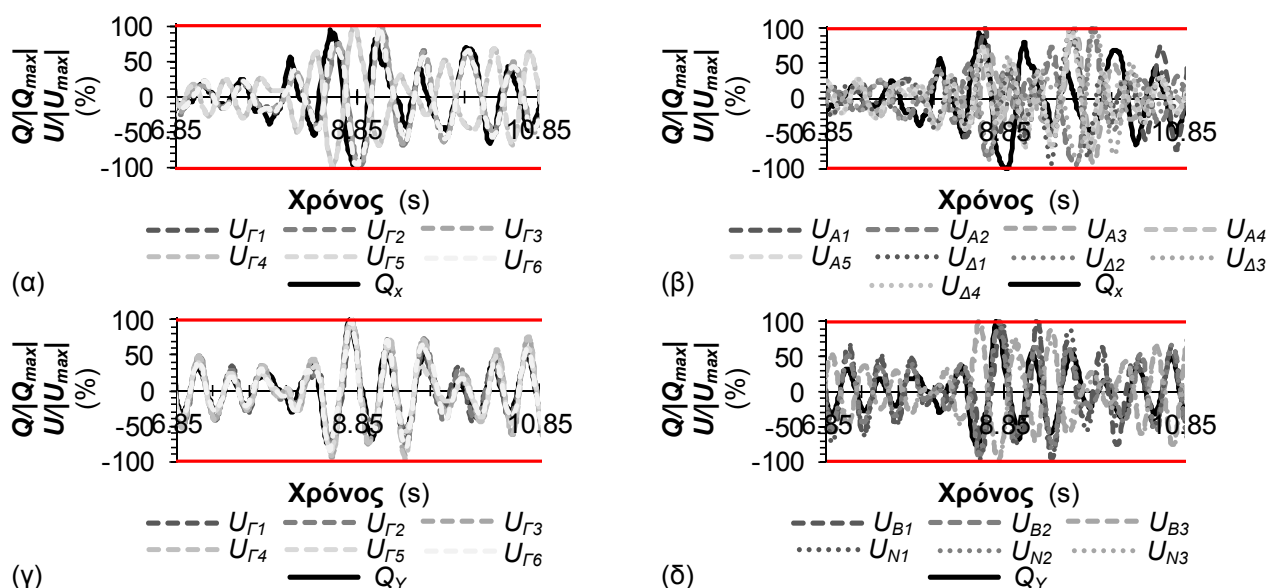
στην ίδια διεύθυνση. Σε αυτά τα σχήματα με πορτοκαλί χρώμα απεικονίζεται το ανηγμένο σχήμα παραμόρφωσης των θέσεων ελέγχου τη στιγμή της μεγιστοποίησης της οριζόντιας μετατόπισης της κορυφής τους σύμφωνα με τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης, ενώ με σκούρο κόκκινο χρώμα απεικονίζονται τα αντίστοιχα παραμορφωμένα σχήματα που προέρχονται από την εφαρμογή της προτεινόμενης διαδικασίας στατικής ανάλυσης. Όπως προκύπτει από την σύγκριση

των σχημάτων της Εικ. 3, η σύγκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων της προτεινόμενης διαδικασίας στατικής ανάλυσης και της δυναμικής ανάλυσης με χρονοϊστορία επιταχύνσεων βάσης είναι πολύ καλή.

Πρέπει να τονισθεί ότι κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης του εξεταζόμενου κτιρίου δεν υπάρχει απόλυτη ταύτιση μεταξύ των χρονικών στιγμών κατά τις οποίες μεγιστοποιούνται οι οριζόντιες μετατοπίσεις στις θέσεις ελέγχου του. Στην Εικ. 4 με διακεκομμένες γραμμές σε διάφορους τόνους του γκρι παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των οριζόντιων μετατοπίσεων, U , στις γωνίες και στις θέσεις ελέγχου των τοιχοποιιών στην κορυφή του ορόφου του εξεταζόμενου κτιρίου. Στα ίδια σχήματα με μαύρες συνεχείς γραμμές παρουσιάζονται και οι χρονοϊστορίες των αναπτυσσόμενων οριζόντιων αντιδράσεων στη βάση του κτιρίου στη διεύθυνση δράσης του σεισμού, Q . Τα σχήματα αυτά απεικονίζουν μια περιοχή δύο δευτερολέπτων πριν και μετά τη χρονική στιγμή μεγιστοποίησης της οριζόντιας τέμνουσας βάσης στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμικής δράσης. Προκειμένου να διευκολυνθεί η σύγκριση μεταξύ των διαφόρων τύπων χρονοϊστοριών, κάθε μια από αυτές έχει αναχθεί ως προς την απόλυτη μέγιστη τιμή που αυτή παρουσιάζει σε όλη τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, έτσι ώστε όλες οι χρονοϊστορίες να παρουσιάζονται υπό τη μορφή του επί τις εκατό ποσοστού της απόλυτου μέγιστης τιμής τους. Όπως προκύπτει από τη μελέτη των Εικ. 4(α) και 4(γ), η χρονική στιγμή μεγιστοποίησης της τέμνουσας βάσης του κτιρίου είτε κατά τη διεύθυνση X είτε κατά τη διεύθυνση Y , όταν ο σεισμός δρα στην ίδια διεύθυνση, συμπίπτει με τη χρονική στιγμή μεγιστοποίησης των οριζόντιων μετατοπίσεων στις αντίστοιχες διευθύνσεις των γωνιών Γ_4 και Γ_5 , οι οποίες ανήκουν στο βόρειο άκρο της προεξοχής του κτιρίου. Σύμπτωση παρατηρείται και μεταξύ της χρονικής στιγμής μεγιστοποίησης της τέμνουσας βάσης του κτιρίου κατά τη διεύθυνση Y και της χρονικής στιγμής μεγιστοποίησης των αντίστοιχων οριζόντιων μετατοπίσεων των γωνιών Γ_1 , Γ_2 , Γ_3 και Γ_6 , οι οποίες ανήκουν στο κυρίως σώμα του κτιρίου (Εικ. 4(γ)). Όμως, στην περίπτωση σεισμικής δράσης στη διεύθυνση X , η χρονική στιγμή μεγιστοποίησης των οριζόντιων μετατοπίσεων των τεσσάρων αυτών γωνιών παρουσιάζει χρονική υστέρηση κατά μισό κύκλο απόκρισης σε σχέση με τη χρονική στιγμή μεγιστοποίησης της τέμνουσας βάσης στην αντίστοιχη διεύθυνση (οι τέσσερις γωνίες μεγιστοποιούν την οριζόντια μετατόπισή τους κατά X στην κορυφή του κτιρίου 0.25 s μετά τη χρονική στιγμή μεγιστοποίησης της τέμνουσας βάσης κατά X , Εικ. 4(α)). Αναφορικά με τις οριζόντιες μετατοπίσεις των σημείων ελέγχου στα μέσα των πλευρών των τοιχοποιιών όταν ο σεισμός δρα κάθετα στο επίπεδό τους, εκεί παρατηρείται μεγαλύτερη διασπορά μεταξύ των τιμών μεγιστοποίησης των αντίστοιχων οριζόντιων μετατοπίσεων σε σχέση με τη χρονικές στιγμές μεγιστοποίησης των τεμνουσών βάσης (Εικ. 4(β), 4(δ)). Οι χρονικές αυτές αποκλίσεις είναι εντονότερες στην περίπτωση που εξετάζονται οι αποκρίσεις των ανατολικών και δυτικών τοιχοποιιών που ανήκουν στο κυρίως σώμα του κτιρίου στην περίπτωση σεισμικής δράσης κατά τη διεύθυνση X (Εικ. 4(β)), όμως σε καμία περίπτωση αυτές δεν υπερβαίνουν τους δύο κύκλους απόκρισης. Οι χρονικές αποκλίσεις μεταξύ των χρονικών στιγμών μεγιστοποίησης της τέμνουσας βάσης του κτιρίου και των οριζόντιων μετατοπίσεων των γωνιών και των μέσων των τοιχοποιιών του οφείλονται (α) στην ανάπτυξη στρεπτικών φαινομένων λόγω του μη συμμετρικού σχήματος της κάτοψης του κτιρίου, (β) στην έλλειψη πλήρους διαφραγματικής λειτουργίας στα επίπεδα των πατωμάτων και της στέγης, γεγονός που επιδρά περισσότερο στην σεισμική απόκριση των τοιχοποιιών παρά των γωνιών και (γ) στην επίδραση του συχνοτικού περιεχομένου της σεισμικής διέγερσης στον τρόπο ταλάντωσης του κτιρίου (στην περίπτωση συντονισμού του συχνοτικού περιεχομένου της σεισμικής διέγερσης με την ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης του κτιρίου οι αποκλίσεις μεταξύ των χρονικών στιγμών μεγιστοποίησης των μεγεθών απόκρισης ελαχιστοποιούνται (Pardalopoulos et al, 2014)).

Σε κάθε περίπτωση όμως, η αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης ιστορικών κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία βάσει των αποτελεσμάτων της προτεινόμενης διαδικασίας στατικής ανάλυσης οδηγεί σε πιο συντηρητικά αποτελέσματα σε σχέση με την χρήση αποτελεσμάτων που προέρχονται από δυναμική ανάλυση με χρονοϊστορία επιτάχυνσης βάσης. Αυτό οφείλεται στο ότι στην περίπτωση που κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης ενός ιστορικού κτιρίου παρατηρούνται αποκλίσεις στην χρονική στιγμή μεγιστοποίησης των μεγεθών απόκρισής του, το ποσοστό ενεργοποίησης της συνολικής μάζας του κτιρίου είναι μικρότερο σε σχέση με το ποσοστό ενεργοποίησης που προκύπτει όταν όλα τα μεγέθη απόκρισης μεγιστοποιούνται ταυτόχρονα, το οποίο με τη σειρά του

είναι ίσο με το ποσοστό ενεργοποίησης της συνολικής μάζας του κτιρίου που προκύπτει βάσει της προτεινόμενης διαδικασίας στατικής ανάλυσης (Pardalopoulos et al, 2014).

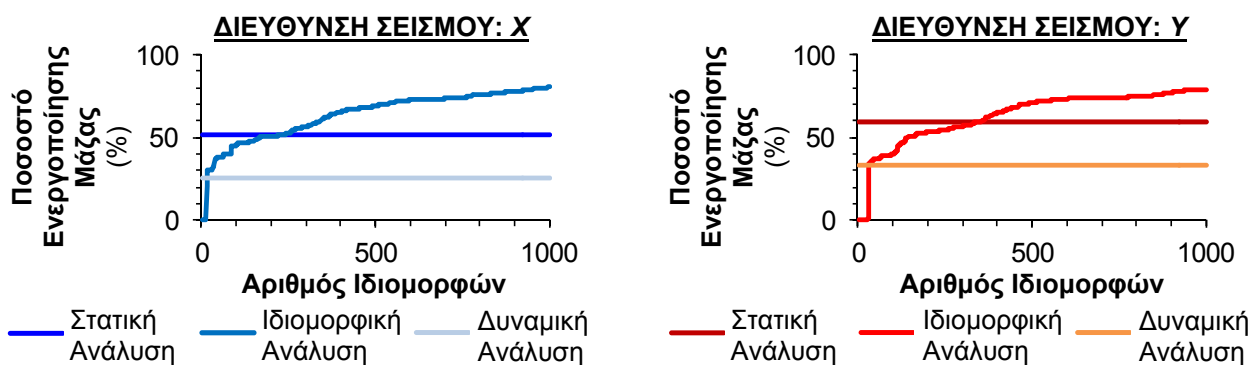


(Εικ. 4: Χρονοϊστορίες τέμνουσας βάσης και οριζόντιων μετατοπίσεων κορυφής: (α) & (β) διεύθυνση σεισμού κατά Χ, (γ) & (δ) διεύθυνση σεισμού κατά Υ)

Στην Εικ. 5 απεικονίζεται το ποσοστό ενεργοποίησης της συνολικής μάζας του κτιρίου στις περιπτώσεις σεισμικής δράσης κατά τις διευθύνσεις Χ και Υ. Σε κάθε ένα από τα σχήματα απεικονίζεται τα ποσοστά C_m που υπολογίζονται βάσει των παραμορφωμένων σχημάτων του κτιρίου μετά από εφαρμογή της προτεινόμενης διαδικασίας στατικής ανάλυσης και τη χρονική στιγμή μεγιστοποίησης της τέμνουσας βάσης του μετά από δυναμική ανάλυση, ως:

$$C_m = \left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot U_i \right)^2 / \left(\sum_{i=1}^N m_i \right) \cdot \left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot U_i^2 \right) \quad (5)$$

όπου, m_i είναι η i -οστή συγκεντρωμένη μάζα του εξεταζόμενου κτιρίου (το άθροισμα όλων των m_i ισούται με την συνολική μάζα του κτιρίου) και U_i είναι η αντίστοιχη οριζόντια μετατόπιση στη θέση της m_i . Στα ίδια σχήματα απεικονίζονται και τα ποσοστά ενεργοποίησης συνολικής μάζας που υπολογίζονται από το άθροισμα 1000 ιδιομορφών του κτιρίου, σύμφωνα με τα αποτελέσματα αντίστοιχης ιδιομορφικής ανάλυσης (Eigen analysis).



(Εικ. 5: Ποσοστά ενεργοποίησης της συνολικής μάζας του κτιρίου στη μέγιστη σεισμική του απόκριση, όπως αυτή υπολογίστηκε από στατική, ιδιομορφική και δυναμική ανάλυση)

Όπως φαίνεται στην Εικ. 5, το ποσοστό ενεργοποίησης της συνολικής μάζας του εξεταζόμενου κτιρίου είναι 25.3% τη στιγμή μεγιστοποίησης της τέμνουσας βάσης κατά Χ και 33.4% κατά Υ. Τα

ποσοστά C_m που υπολογίζονται βάσει της μεθόδου στατικής ανάλυσης είναι 51.4% κατά X και 59.0% κατά Y . Η επίτευξη αυτών των ποσοστών ενεργοποίησης συνολικής μάζας του κτιρίου προϋποθέτει τον συνυπολογισμό άνω των 200 ιδιομορφών (223 ιδιομορφές και 337 ιδιομορφές προκειμένου να επιτευχθεί το ποσοστό C_m που ενεργοποιείται για σεισμό κατά X και Y , αντίστοιχα).

4. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΤΑΧΕΙΑΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΙΣΤΟΡΙΚΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Προκειμένου να γίνει κατανοητός ο τρόπος εφαρμογής της Μεθόδου Ταχείας Σεισμικής Αποτίμησης Ιστορικών Κτιρίων, ακολουθώντας παρουσιάζεται ως παράδειγμα η αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας του 12^{ου} Δημοτικού Σχολείου Θεσσαλονίκης σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EC8-1, λαμβάνοντας υπόψη τα χαρακτηριστικά που ισχύουν στην θέση του κτιρίου (συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης $a_g = 0.16$ g, κατηγορία εδάφους θεμελίωσης Τύπου C (Στυλιανίδης και Συνεργάτες, 2004)).

Σύμφωνα με την προτεινόμενη μέθοδο, αρχικά προσδιορίζεται η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση που το κτίριο μπορεί να αναλάβει χωρίς να αναπτυχθούν εφελκυστικές τάσεις στην θεμελίωσή του. Βάσει του παραμορφωμένου σχήματος του κτιρίου τη στιγμή της μέγιστης μετατόπισης κορυφής, όπως αυτό προέκυψε από στατική ανάλυση υπό οριζόντια φόρτιση του κτιρίου με τα φορτία βαρύτητάς του και εφαρμόζοντας την Εξ. (3) ο συντελεστής ενεργοποίησης της συνολικής μάζας του κτιρίου στις διευθύνσεις X και Y αντίστοιχα είναι $C_{m,X} = 0.5138$ και $C_{m,Y} = 0.5897$. Σύμφωνα με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του κτιρίου, $t / \ell_X = 0.049$, $t / \ell_Y = 0.034$, $\ell_X / \ell_Y = 0.70$ και $\ell_Y / \ell_X = 1.41$. Βάσει του Πιν. 1, στην περίπτωση που ο σεισμός δρα κατά τη διεύθυνση X τότε $e_{lim,X} = 0.261$, ενώ όταν δρα στην διεύθυνση Y , $e_{lim,Y} = 0.340$. Με δεδομένο ότι $C_1 = 1$, ότι για την περίπτωση φάσματος Τύπου 1 και εδάφους Τύπου C είναι $S = 1.15$, ότι $n = 1$ και ότι $H = 15.40$ m, στην περίπτωση που ο σεισμός δρα κατά την διεύθυνση X η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους που το κτίριο μπορεί να δεχθεί είναι $a_{g,lim-X} = (3 \cdot 0.261 \cdot 9.81) / (5 \cdot 1 \cdot 0.5138 \cdot 1.15 \cdot 1 \cdot 15.40) \Rightarrow a_{g,lim-X} = 0.168$ g ενώ για την περίπτωση σεισμού κατά τη διεύθυνση Y , $a_{g,lim-Y} = (3 \cdot 0.340 \cdot 9.81) / (5 \cdot 1 \cdot 0.5897 \cdot 1.15 \cdot 1 \cdot 15.40) \Rightarrow a_{g,lim-Y} = 0.192$ g. Επομένως σύμφωνα με τη μέθοδο ταχείας σεισμικής αποτίμησης προκύπτει ότι στη θεμελίωση του εξεταζόμενου κτιρίου δεν πρόκειται να αναπτυχθούν εφελκυστικές τάσεις, καθώς η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους που σύμφωνα με τον EC8-1 ισχύει για την σεισμική ζώνη Ι, στην οποία ανήκει η Θεσσαλονίκη, είναι $a_g = 0.16$ g. Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του εξεταζόμενου κτιρίου ολοκληρώνεται με τον έλεγχο των απαιτούμενων στροφών που μπορεί να αναπτυχθούν στις κρίσιμες θέσεις της κατασκευής (στις γωνίες του κτιρίου και στα μέσα των τοιχοποιιών του). Ο έλεγχος αυτός προϋποθέτει τον υπολογισμό των συντελεστών αναγωγής f_x και f_y (Εξ. 1) στις διευθύνσεις X και Y , αντίστοιχα, που πολλαπλασιαζόμενοι με το αντίστοιχο παραμορφωμένο σχήμα του κτιρίου επιτρέπουν τον προσδιορισμό του μεγέθους των οριζόντιων μετατοπίσεων που αναπτύσσονται σε όλα τα σημεία του κτιρίου τη στιγμή της μέγιστης πλευρικής του παραμόρφωσης. Οι συντελεστές f_x και f_y υπολογίζονται βάσει του φάσματος οριζόντιων σχετικών μετατοπίσεων σχεδιασμού $S_{dd}(T)$ Τύπου 1 του EC8-1 (Εικ. 2(ζ)). Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου υπολογίζεται σύμφωνα με την Εξ. (2) για $H = 15.40$ m ως: $T_1 = 0.05 \cdot 15.40^{3/4} \Rightarrow T_1 = 0.389$ s. Από το φάσμα $S_{dd}(T)$ προκύπτει ότι η οριζόντια μετατόπιση ελέγχου της κορυφής του κτιρίου είναι $S_{d,X}(T_1) = S_{d,Y}(T_1) = 0.012$ m. Η μέση τιμή των οριζόντιων μετατοπίσεων οροφής του εξεταζόμενου κτιρίου κατά τις διευθύνσεις X και Y , όπως αυτές προέκυψαν από την στατική του ανάλυση, είναι $U_{Roof,X} = 0.00074$ m και $U_{Roof,Y} = 0.00043$ m. Συνεπώς, ο προσδιορισμός των διαθέσιμων κλίσεων που μπορεί να αναπτυχθούν στις κρίσιμες θέσεις του εξεταζόμενου κτιρίου πραγματοποιείται μετά από πολλαπλασιασμό των παραμορφωμένων σχημάτων του κτιρίου κατά X και Y με τους συντελεστές $f_{X,T1} = 0.012 / 0.00074$

$\Rightarrow f_{X,T1} = 16.22$ και $f_{Y,T1} = 0.012 / 0.00043 \Rightarrow f_{Y,T1} = 27.91$, αντίστοιχα.

Στους Πίνακες 2 και 3 παρουσιάζονται οι απαιτούμενες στρόφες στις θέσεις ελέγχου που απεικονίζονται στις Εικ. 2(β-δ). Ο υπολογισμός των θ_{height} και θ_{plan} πραγματοποιήθηκε βάσει των συντελεστών αναγωγής f_i . Οι τιμές στους δύο πίνακες με κόκκινο χρώμα αντιστοιχούν σε επίπεδο επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση Μετά τον Σεισμό» ($1.0 < \mu_\theta \leq 1.5$). Οι τιμές με μαύρο χρώμα αντιστοιχούν σε περιοχή ελαστικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας ($\mu_\theta \leq 1.0$).

Γωνία	Διεύθυνση X - θ_{height} (%)			Διεύθυνση Y - θ_{height} (%)		
	Υπόγειο	Ισόγειο	1 ^{ος} Όροφος	Υπόγειο	Ισόγειο	1 ^{ος} Όροφος
Γ1	0.067	0.068	0.052	0.085	0.086	0.059
Γ2	0.070	0.098	0.075	0.085	0.088	0.054
Γ3	0.060	0.106	0.067	0.125	0.111	0.112
Γ4	0.063	0.078	0.081	0.114	0.130	0.106
Γ5	0.062	0.078	0.083	0.096	0.088	0.057
Γ6	0.068	0.072	0.052	0.091	0.085	0.050

(Πιν. 2: Απαιτούμενες τιμές θ_{height} στις έξι γωνίες του 12^{ου} Δημοτικού, σύμφωνα με τον EC8-1)

Όψη	Σημείο	θ_{plan} (%)			θ_{height} (%)		
		Οροφή Υπογείου	Οροφή Ισογείου	Οροφή 1 ^{ου} Ορόφου	Υπόγειο	Ισόγειο	1 ^{ος} Όροφος
Βόρεια	B1	0.011	0.033	0.189	0.102	0.141	0.133
	B2	0.010	0.054	0.046	0.120	0.167	0.091
	B3	0.007	0.112	0.086	0.115	0.141	0.089
Νότια	N1	0.003	0.093	0.171	0.101	0.184	0.115
	N2	0.003	0.011	0.010	0.098	0.179	0.093
	N3	0.007	0.018	0.132	0.106	0.128	0.132
Ανατολική	A1	0.008	0.020	0.033	0.067	0.112	0.128
	A2	0.010	0.002	0.003	0.070	0.172	0.145
	A3	0.008	0.018	0.062	0.067	0.192	0.128
	A4	0.005	0.003	0.034	0.067	0.128	0.114
	A5	0.002	0.033	0.037	0.057	0.111	0.093
Δυτική	Δ1	0.002	0.036	0.102	0.075	0.130	0.096
	Δ2	0.002	0.020	0.034	0.062	0.184	0.137
	Δ3	0.003	0.020	0.034	0.063	0.184	0.179
	Δ4	0.002	0.041	0.060	0.080	0.115	0.089

(Πιν. 3: Απαιτούμενες τιμές θ_{height} θ_{plan} στα μέσα των τοιχοποιιών των εξωτερικών πλευρών του 12^{ου} Δημοτικού, σύμφωνα με τον EC8-1)

Όπως προκύπτει από την αξιολόγηση των απαιτούμενων στροφών στις εξεταζόμενες περιοχές του κτιρίου, το κτίριο αναμένεται να συμπεριφερθεί ελαστικά σε περίπτωση σεισμού ίσης έντασης με αυτόν που προβλέπεται στην περιοχή της Θεσσαλονίκης από τον EC8-1, εκτός από μεμονωμένα σημεία του στα οποία αναμένεται να δημιουργηθούν ρηγματώσεις, χωρίς όμως να τεθεί σε κίνδυνο η ασφάλεια του κτιρίου.

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η προστασία, συντήρηση και αποκατάσταση των διατηρητέων κτιρίων του 18ου, 19ου και 20ου αιώνα συγκεντρώνει διαρκώς αυξανόμενο ενδιαφέρον, καθώς αυτή η κατηγορία των κτιρίων αποτελεί ζωντανό κομμάτι της ιστορίας του σύγχρονου Ελληνικού Κράτους. Η εφαρμογή σε κτίρια αυτού του τύπου των υφιστάμενων διαδικασιών αποτίμησης σεισμικής επάρκειας, που κυμαίνονται από τη χρήση απλοποιημένων μηχανικών μοντέλων έως τη χρήση εξελιγμένων προγραμμάτων ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων με τη βοήθεια ισχυρότατων υπολογιστικών μέσων, οδηγεί σε αποτελέσματα περιορισμένης αξιοπιστίας, καθώς αυτές οι διαδικασίες έχουν αναπτυχθεί προσανατολισμένες σε σύγχρονες κατασκευές, με πλάσιμη συμπεριφορά δομικών στοιχείων. Για τον λόγο αυτό καθίσταται αναγκαία η δημιουργία μιας απλής μεθοδολογίας σεισμικής αποτίμησης διατηρητέων κτιρίων φέρουσας τοιχοποιίας που θα παράγει αξιόπιστα αποτελέσματα και ταυτόχρονα θα επιτρέπει την επιλογή της κατάλληλης στρατηγικής αποκατάστασης.

Η παρούσα εργασία παρουσιάζει μια καινοτόμα μεθοδολογία ταχείας αποτίμησης σεισμικής επάρκειας διατηρητέων κτιρίων φέρουσας τοιχοποιίας, κατασκευασμένων από τον 18ο έως τον 20ο αιώνα, η οποία παράγει αποτελέσματα ισοδύναμης ακρίβειας με τα αποτελέσματα που προκύπτουν από δυναμική ανάλυση με χρήση χρονοϊστορίας επιταχύνσεων βάσης, η οποία είναι και η πλέον ακριβής διαδικασία προσδιορισμού της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής,

αλλά σε αντίθεση με την τελευταία έχει ελάχιστες υπολογιστικές απαιτήσεις. Η προτεινόμενη μεθοδολογία σεισμικής αποτίμησης βασίζεται στον προσδιορισμό του παραμορφωμένου σχήματος του εξεταζόμενου κτιρίου τη στιγμή της μέγιστης σεισμικής του απόκρισης μέσω διεξαγωγής στατικής ανάλυσης αντίστοιχου προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων, το οποίο φορτίζεται πλευρικά στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμικής δράσης με τα βαρυτικά του φορτία που προκύπτουν βάσει του αντίστοιχου σεισμικού συνδυασμού. Η σεισμική απαίτηση για το εξεταζόμενο κτίριο προκύπτει από τον έλεγχο της μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους που αυτό μπορεί να δεχθεί χωρίς να αναπτυχθούν ανενεργές περιοχές στη θεμελίωσή του και από τον έλεγχο των απαιτούμενων στροφών χορδής των δομικών στοιχείων στις κρίσιμες θέσεις του κτιρίου, είτε κατά την κατακόρυφη είτε κατά την οριζόντια διεύθυνση. Οι υπολογισθείσες τιμές στροφής συγκρίνονται με τις διαθέσιμες τιμές, οι οποίες για την περίπτωση της άοπλης τοιχοποιίας κυμαίνονται μεταξύ των τιμών 0.15% και 0.20% για παραμορφώσεις τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου. Η σύγκριση των απαιτούμενων με τις διαθέσιμες τιμές στροφής των δομικών στοιχείων επιτρέπει τον εντοπισμό πιθανών θέσεων βλάβης και την επιλογή της κατάλληλης στρατηγικής στοχευμένης επέμβασης, προκειμένου να διατηρηθούν αναλλοίωτα τα μοναδικά ιστορικά και αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά του κτιρίου.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα έρευνα χρηματοδοτήθηκε μέσω του Έργου «Υποτροφίες ΙΚΥ» από πόρους του ΕΠ «Εκπαίδευση και Δια Βίου Μάθηση», του Ευρωπαϊκού Κοινωνικού Ταμείου (ΕΚΤ) του ΕΣΠΑ 2007-2014.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Eurocode 8 – Part 1 (2004). Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules – EN 1998-1. *European Committee for Standardization* (CEN), Brussels.
- Clough R. W. and Penzien J. (1993). Dynamics of Structures. Second Edition, MacGraw-Hill Inc, NY.
- ΙΤΣΑΚ - Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών. Θεσσαλονίκη, URL: www.itsak.gr.
- Karantoni F. V., Papadopoulos M. and Pantazopoulou S. (2013). Criteria Guiding Seismic Assessment Strategies of Traditional Masonry Buildings *Second Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures* (2SMAR), Istanbul.
- Pantazopoulou S. J. (2013). State of The Art Report for the Analysis Methods for Unreinforced Masonry Heritage Structures and Monuments. *European center for preparedness and forecasting of earthquakes*, URL: ecpfe.oasp.gr/en/node/89
- Pardalopoulos S. I., Pantazopoulou S. J., Kontari M. T. (2014). Rapid seismic assessment procedure of masonry buildings with historic value. *Computational Methods in Earthquake Engineering*, Computational Methods in Applied Sciences - Accepted for publication.
- Παρδαλόπουλος Σ. Ι. (2012). Αντισεισμικές Απαιτήσεις Σχεδιασμού για τη Δημιουργία Δικτύων Παροχής Φυσικού Αερίου σε Υφιστάμενες και Νέες Κατασκευές. *Διδακτορική Διατριβή*, Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών.
- Pardalopoulos S., Pantazopoulou S. J. (2011). Spatial displacement patterns of R.C. buildings under seismic loads. *Computational Methods in Earthquake Engineering*, Computational Methods in Applied Sciences, 21: 123-145. DOI: 10.1007/978-94-007-0053-6_6.
- SAP2000. Computers and Structures, Inc., University Avenue, Berkeley, California 94704, USA.
- Στυλιανίδης Κ., Ιγνατάκης Χ., Μπαξεβάνης Σ. (2004). Τεχνική Έκθεση Αποτύπωσης – Παθολογίας του 12^{ου} Δημοτικού Σχολείου Θεσσαλονίκης. Δημόσια Επιχείρηση Πολεοδομίας, Οικισμού και Στεγάσεως (Δ.Ε.Π.Ο.Σ.), Θεσσαλονίκη.
- Thermou G. E., Pantazopoulou S. J., Elnashai A. S. (2012). Global Interventions for Seismic Upgrading of Substandard RC Buildings. *ASCE Journal of Structural Engineering*, ASCE, 138(3): pp. 387-401.
- Thermou G. E. and Pantazopoulou S. J. (2010). Assessment Indices for the Seismic Vulnerability of Existing R.C. Buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, DOI: 10.1002/eqe.1028, Wiley InterScience.

ΒΙΟΓΡΑΦΙΚΟ ΣΗΜΕΙΩΜΑ

Στυλιανός Ι. Παρδαλόπουλος:

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός Δ.Π.Θ. (2012), Μεταπτυχιακό δίπλωμα ειδίκευσης «Προστασία, Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων Πολιτισμού» - Α.Π.Θ. (2012), Μεταπτυχιακό δίπλωμα ειδίκευσης «Νέα Υλικά και Τεχνολογίες στο Σχεδιασμό Έργων Ο.Σ.» -Δ.Π.Θ. (2004), Δίπλωμα Πολ. Μηχ. Α.Π.Θ. (2003), Ειδικός Επιστήμονας στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών & Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πανεπιστημίου Κύπρου.

Σταυρούλα Ι. Πανταζοπούλου: Δρ. Πολιτικός Μηχανικός (Ph.D. - U.C. Berkeley 1987), (MS in Structural Engineering -U.C. Berkeley 1984), Δίπλωμα Πολ. Μηχ. Ε.Μ.Π. (1982), Καθηγήτρια Δ.Π.Θ. (σε άδεια άνευ αποδοχών από το 2012), Καθηγήτρια Παν. Κύπρου.

Χρήστος Ιγνατάκης: Δρ. Πολιτικός Μηχανικός (Α.Π.Θ. 1991), Καθηγητής Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ.