

Στοχαστική αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υπολείμματος του Βυζαντινού Τείχους της Θεσσαλονίκης

Αναστάσιος Σέξτος

Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ.

Δάφνη Σκιαδά

Πολιτικός Μηχανικός Α.Π.Θ.

Ολυμπία Τασκάρη

Υποψήφια Διδάκτορας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ.

Κοσμάς Στυλιανίδης

Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η επιβάρυνση των μνημειακών κατασκευών από την έκθεσή τους σε επάλληλες ανά τους αιώνες σεισμικές δράσεις και η εν γένει μελλοντική σεισμική συμπεριφορά τους έχει αποτελέσει αντικείμενο εκτεταμένης έρευνας διεθνώς τα τελευταία χρόνια. Παραταύτα, τα περισσότερα μνημεία αποτελούν συνήθως πολύπλοκες κατασκευές τόσο από άποψη γεωμετρίας όσο και μηχανικών ιδιοτήτων με αποτέλεσμα η αποτίμηση της σεισμικής τους συμπεριφοράς να εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την κατανόηση του συνόλου των παραμέτρων που επηρεάζουν την τρωτότητά τους ενώ προϋποθέτουν ταυτόχρονα και γνώση της σεισμικής ιστορίας του μνημείου (Tassios, 2010). Έως πρόσφατα, η ενδεδειγμένη αριθμητική διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς τέτοιων κατασκευών, ακόμα και όταν σταδιακά αναπτύχθηκαν τα κατάλληλα εργαλεία, είχε απαγορευτικό υπολογιστικό κόστος με αποτέλεσμα να μην είναι πρακτικώς εφικτή η μελέτη της δυναμικής συμπεριφοράς τέτοιων συστημάτων. Το πρόβλημα αυτό επιτεινόταν ακόμη περισσότερο στην περίπτωση (Κλασικών, Ρωμαϊκών ή Βυζαντινών) Τειχών των οποίων οι διαστάσεις ήταν εκ των πραγμάτων σημαντικές και ως εκ τούτου μεγέθυναν ακόμη περισσότερο τις υπολογιστικές απαιτήσεις της αριθμητικής ανάλυσης. Στο πλαίσιο αυτό έχει ξεκινήσει μια ερευνητική προσπάθεια για τη μελέτη των Βυζαντινών Τειχών της Θεσσαλονίκης, αξιοποιώντας αφενός τη συσσωρευθείσα εμπειρία από τη μελέτη άλλων Βυζαντινών Μνημείων της πόλης (ενδεικτικά, Karpos et al., 2008; Penelis et al., 1983; Σοφιανός et al., 2009), και αφετέρου τα πλέον σύγχρονα εργαλεία αριθμητικής ανάλυσης.

Τα υπό μελέτη Τείχη, τα οποία ακόμα περιβάλλουν την παλαιά πόλη της Θεσσαλονίκης, έχουν κτιστεί αρχικώς το 315 π.Χ. από τον Κάσσανδρο, όμως ολοκληρώθηκαν ουσιαστικά κατά την περίοδο του Μεγάλου Θεοδοσίου (379-395 μ.Χ). Τα Τείχη της Θεσσαλονίκης (όπως άλλωστε και αυτά της Κωνσταντινούπολης και της Νίκαιας) μετεξελίχθηκαν με δυναμικό τρόπο καθώς ουσιαστικά η ποιότητα και η πληρότητα της δόμησης και συντήρησής τους βρισκόταν σε άμεση συνάρτηση με το ευρύτερο πολιτικό και οικονομικό περιβάλλον της εποχής (Bourgas et al., 2002) με αποτέλεσμα στο σώμα τους να αποτυπώνονται οι περίοδοι της πολιορκίας και της ανέχειας αλλά και οι περίοδοι της ευημερίας. Σήμερα, σημαντικά υπολείμματα των Τειχών εξακολουθούν να επιβιώνουν ανάμεσα στα σύγχρονα κτίσματα του κέντρου της πόλης αν και η συνέχειά τους έχει διακοπεί σε αρκετά σημεία.

Σε προηγούμενες ερευνητικές εργασίες (Stylianidis and Sextos, 2009) έχουν παρουσιαστεί τα τρία χαρακτηριστικά τμήματά του Τείχους που επελέγησαν και τα οποία μελετήθηκαν διεξοδικά, εν προκειμένω (Σχήμα 1.1):

- (α) ένα σχετικά απλό στατικό σύστημα, ουσιαστικά ενός μεμονωμένου στοιχείου εν προβόλω, ευρισκόμενο δίπλα στο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, το οποίο συνιστά αποτύπωμα πύργου ρωμαϊκής εποχής σε τοιχοποιία παλαιοχριστιανικής περιόδου.
- (β) ένα συνεχές και επίμηκες σύμπλεγμα των Τειχών (μήκους περίπου 480m) στην περιοχή της Άνω Πόλης το οποίο, παρά το μήκος του, αποτελεί ένα πλήρως διατηρημένο, στατικώς ανεξάρτητο

σύστημα, αναπτυσσόμενο από τη Δυτική Πύλη (ονόματι Πύλη του Πύργου) κατά μήκος της οδού Επταπυργίου και του Πύργου του Τριγωνίου, περιλαμβάνοντας δύο Πύλες στο ανατολικό του μέρος (διευρυμένες από την Άννα Παλαιολογίνα από την οποία πήραν και το όνομά τους) έως τον κυκλικό πύργο του ο οποίος κτίστηκε αργότερα (Βελένης, 1998). Το συγκρότημα αυτό των Τειχών το οποίο διαχώριζε κατά τους Βυζαντινούς χρόνους τη νέα Ακρόπολη από την αρχαία, αποτελείται από σειρά τετραγωνικών (κυρίως) πύργων και είναι δομημένο με πλίνθους και λίθους σε επάλληλες σειρές ενώ είναι παράλληλο στον άξονα Ανατολής-Δύσης.

(γ) ένα περισσότερο σύνθετο σύμπλεγμα Τειχών, πλησίον των σημερινών Δικαστηρίων το οποίο αποτελεί ουσιαστικά τη νότια Πύλη των Τειχών παρέχοντας προστασία από τη θάλασσα.

Ο σκοπός της ερευνητικής αυτής προσέγγισης είναι να καταστεί εφικτή η αποτίμηση όχι μόνο της σεισμικής συμπεριφοράς των Τειχών ως μεμονωμένων κτισμάτων αλλά και η διερεύνηση δια της ανάδρομης ανάλυσης (back analysis) της σεισμικής ιστορίας της Θεσσαλονίκης. Με τον τρόπο αυτόν, επιχειρείται η συμβολή, με έναν εναλλακτικό τρόπο, προς την κατεύθυνση της ιστορικής τεκμηρίωσης της μέγιστης σεισμικής δράσης της πόλης ανά τους αιώνες. Κίνητρο για την προσπάθεια αυτή αποτελεί και το γεγονός ότι συχνά, κατά τη μελέτη ιστορικών κατασκευών, δημιουργείται αίσθηση σοβαρής αβεβαιότητας η οποία οδηγεί σε συντηρητική εκτίμηση της σεισμικής δράσης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, άρα και σε υπερδιαστασιολόγηση και κατά κανόνα σε σοβαρή αλλοίωση της δομής και τα μορφής των φορέων αυτών. Τρεις είναι συνήθως οι κυριότερες πηγές της αβεβαιότητας αυτής:

- η σεισμική φόρτιση που αναμένεται να ασκηθεί (μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, συχνοτικό περιεχόμενο, περίοδος επανάληψης, διάρκεια, έδαφος καταγραφής της κίνησης, απόσταση από την πηγή, μέγεθος σεισμού κ.λ.π.) [record-to-record uncertainty, (Bommer and Crowley, 2006)].
- οι ιδιότητες των υλικών (μέση τιμή, διασπορά) [material uncertainty].
- τα αριθμητικά προσομοιώματα ανάλυσης, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις πολύπλοκων δομικών συστημάτων (γεωμετρία, νόμοι υλικού, κριτήρια αστοχίας, δυνατότητα ανακατανομής έντασης, συνθήκες επαφής σε διεπιφάνειες, επιρροή της ενδοσιμότητας του εδάφους κ.λ.π.) [epistemic uncertainty, (Mistler et al., 2006)].

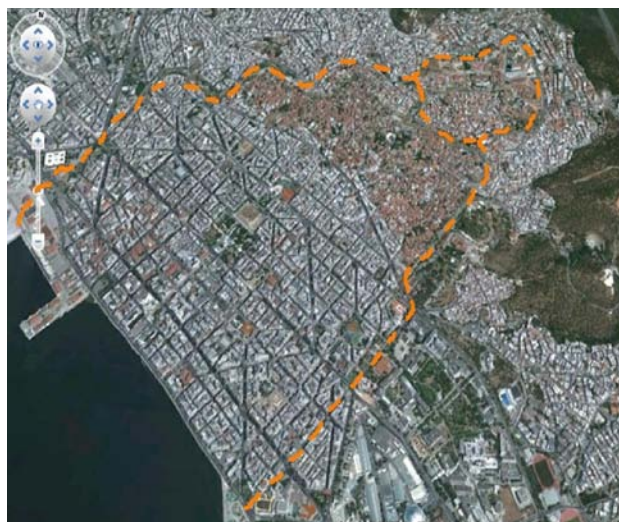
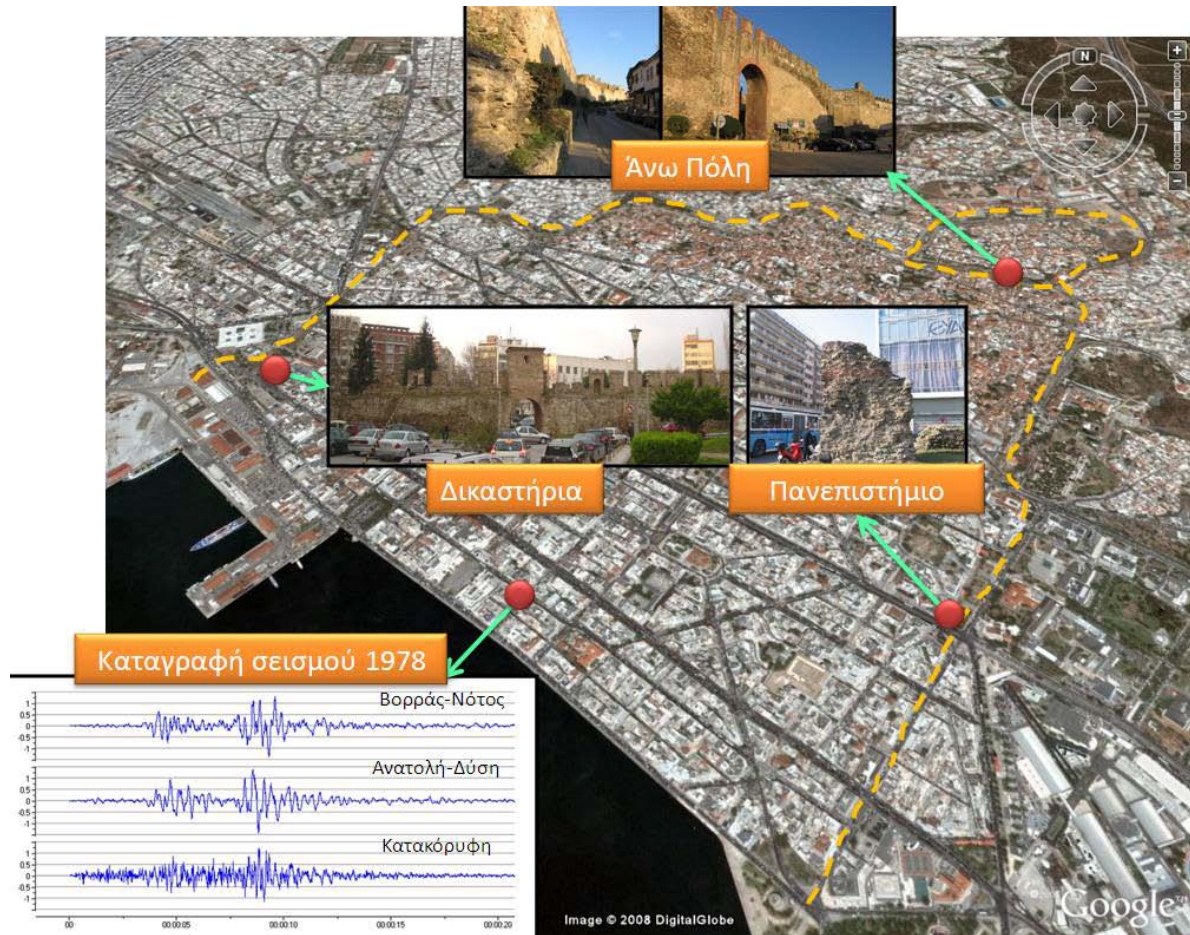
Δεδομένου του γεγονότος ότι τις περισσότερες φορές δεν είναι εύκολο να διακρίνει κανείς τη σχετική επίπτωση της κάθε μορφής αβεβαιότητας στην (επί το δυσμενέστερο) διαμόρφωση του σεισμικού σεναρίου, η παρούσα εργασία εστιάζει στο απλούστερο δυνατό στατικό σύστημα, στη θέση (α) του αποτυπώματος του πύργου που περιγράφηκε ανωτέρω, ώστε:

- να ελαχιστοποιηθεί η αβεβαιότητα που σχετίζεται με ζητήματα ανάλυσης εξαιτίας ακριβώς της απλής μορφολογίας των φορέων αυτών.
- να διερευνηθεί, καταρχάς μέσω γραμμικής ελαστικής ανάλυσης και ντετερμινιστικής (προσδιορισμικής) ανάλυσης, η ελάχιστη σεισμική ένταση που απαιτείται για την ανάπτυξη βλαβών σε φορείς οι οποίοι δεν εμφανίζουν καθόλου βλάβες (συνεπώς, έμμεσα, για τον προσεγγιστικό προσδιορισμό του επιπέδου της σεισμικής κίνησης η οποία δεν έχει μέχρι σήμερα εμφανιστεί, διότι διαφορετικά θα είχε οδηγήσει ήδη σε βλάβες επί των φορέων αυτών).

Με τον τρόπο αυτόν, η παρούσα εργασία αποτελεί εξέλιξη της προγενέστερης ερευνητικής διερεύνησης (Stylianidis and Sextos, 2009) σε τρία κυρίως επίπεδα:

- η σεισμική συμπεριφορά του φορέα που επιλέγεται μελετάται με *στοχαστικό* (πιθανοτικό) τρόπο τόσο ως προς τη διαφοροποίηση των χαρακτηριστικών της σεισμικής δράσης όσο και ως προς τη διασπορά των μηχανικών ιδιοτήτων της λιθοδομής,
- οι πραγματοποιηθείσες αναλύσεις είναι *γραμμικές* και *γεωμετρικά μη-γραμμικές*, επιτρέποντας την αποκόλληση και ολίσθηση της βάσης του φορέα από το έδαφος στην περιοχή όπου οι θλιπτικές τάσεις μηδενίζονται ή οι δυνάμεις ολίσθησης υπερβαίνουν την αντίσταση τριβής αντίστοιχα, και
- *συνεκτιμάται η ενδοσιμότητα του εδάφους θεμελίωσης.*

Στις ενότητες που ακολουθούν, παρουσιάζεται η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε για τη στοχαστική αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπολείμματος του Τείχους που μελετάται και ποσοτικοποιείται η πιθανότητα κατάρρευσης αυτού για διαφορετικά επίπεδα σεισμικής έντασης. Ανάστροφα, και δεδομένης της μη-ανάπτυξης βλαβών στο συγκεκριμένο φορέα, εκτιμάται η πιθανότητα μη-εμφάνισης εκείνης της σεισμικής έντασης που θα το είχε οδηγήσει σε εκτεταμένες βλάβες ή κατάρρευση (στοιχεία που όμως δεν παρατηρούνται σήμερα).



Σχήμα 1.1: Θέσεις Τείχους υπό μελέτη και καταγραφής σεισμικής κίνησης κατά το σεισμό του 1978 (άνω). Αεροφωτογραφία του κέντρου της Θεσσαλονίκης και θέση του υπό μελέτη υπολείμματος τείχους (θέση Πανεπιστήμιο) (κάτω).

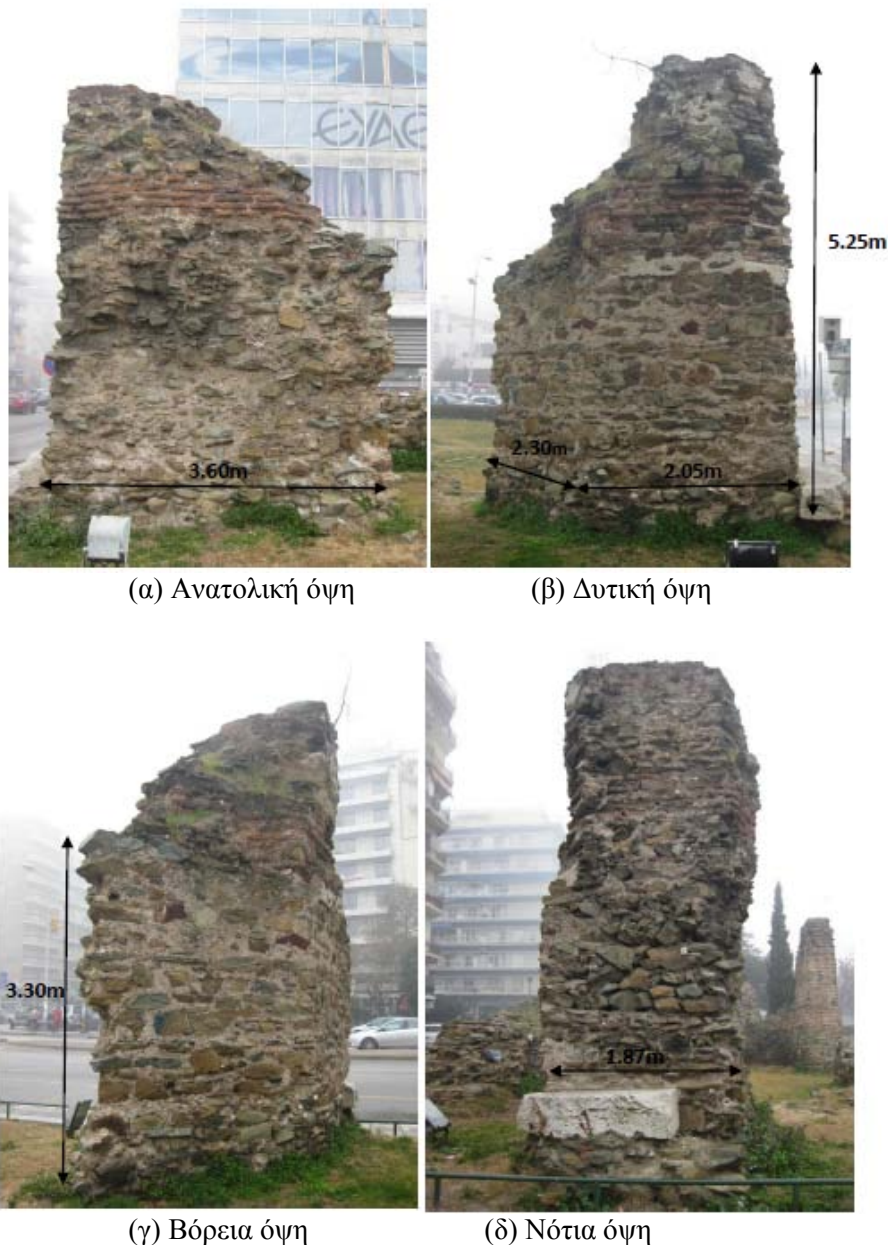
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΤΥΠΩΜΑΤΟΣ ΤΟΥ ΤΕΙΧΟΥΣ

Το υπό μελέτη υπόλειμμα του τείχους βρίσκεται στη συμβολή των οδών Κωνσταντίνου Μελενίκου και Εγνατίας, στην πλάγια όψη της Εταιρείας Ύδρευσης και Αποχέτευσης Θεσσαλονίκης. Πρόκειται για ένα μεμονωμένο στοιχείο του ανατολικού τείχους της πόλης, στο νότιο πεδινότερο τμήμα του, κοντά στο σημείο όπου βρισκόταν άλλοτε η Κασσανδρεωτική Πύλη. Η ακριβής θέση σημειώνεται

στο Σχήμα 1.1. Όπως προαναφέρθηκε, η επιλογή του συγκεκριμένου τμήματος των τειχών έγκειται στη γεωμετρική του σαφήνεια, στην απουσία δομικών βλαβών (τουλάχιστον από τη στιγμή που έλαβε τη σημερινή του μορφή), στο μικρό του μέγεθος και τη στατική απλότητά του. Τα χαρακτηριστικά αυτά συμβάλλουν στην ελαχιστοποίηση της τρίτης πηγής αβεβαιότητας (προσομοιώματος) και στην περισσότερο αξιόπιστη μελέτη των άλλων δύο πηγών (υλικού και σεισμικής κίνησης).

2.1. Γεωμετρικά στοιχεία

Η ακριβής αποτύπωση της γεωμετρίας του μνημείου επιτεύχθηκε με τη χρήση επιτόπου μετρήσεων, ψηφιακών εικόνων, διαθέσιμων αξονομετρικών όψεων (π.χ. Βελένης, 1998) και λοιπών ιστορικών στοιχείων. Η κάτοψη του τεμάχους μπορεί να θεωρηθεί τραπεζοειδής, με παράλληλες πλευρές αυτές που αντιστοιχούν στον άξονα βορρά-νότου. Οι διαστάσεις της βάσης είναι $B=3.60\text{m}$, $\beta=2.05\text{m}$ και $\nu=1.87\text{m}$. Από τα 5.25m ύψος τα 3.30m έχουν σταθερό τραπεζοειδές σχήμα, ενώ στα τελευταία 1.95m ξεκινάει μια στένωση του τεμάχους, που καταλήγει σε διαστάσεις τραπέζιου κορυφής $B=1.80\text{m}$, $\beta=1.30\text{m}$ και $\nu=1.87\text{m}$ (Σχήμα 2.2). Το βάθος θεμελίωσης εκτιμάται στο 1m .



Σχήμα 2.1: Όψεις του υπό μελέτη φορέα

2.2. Εκτίμηση των μηχανικών και εδαφοτεχνικών χαρακτηριστικών

Με βάση προγενέστερες έρευνες επί μνημείων της Βυζαντινής περιόδου (Manos et al., 2004; Stylianidis and Sextos, 2009) ελήφθη μια μέση, ενιαία σε όλο το σώμα του φορέα, θλιπτική αντοχή ίση προς $f_{mc}=2.0\text{MPa}$ θεωρώντας συντηρητικά ότι αυτή καθορίζεται από την αντίστοιχη αντοχή των πλίνθων που γενικά είναι μικρότερη αυτής των λίθων. Αντίστοιχα, η εφελκυστική αντοχή ελήφθη συντηρητικά ίση προς $f_{mt}=0.15\text{MPa}$. Το μέτρο ελαστικότητας θεωρήθηκε ίσο προς $E=3500\text{MPa}$, αντιστοιχώντας στο σύνολο του υλικού. Το ίδιο βάρος της λιθοδομής ελήφθη $\gamma=22\text{kN/m}^3$. Σύμφωνα με τη Μικροζωνική Μελέτη Θεσσαλονίκης (Anastasiadis et al., 2001; Αποστολίδης, 2002; Λεβεντάκης, 2003), το έδαφος στην εν λόγω περιοχή χαρακτηρίζεται κατηγορίας Β κατά ΕΑΚ (εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη εδάφη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη). Συνεπώς μπορεί να θεωρηθεί ως έδαφος κατηγορίας Β ή C κατά Ευρωκώδικα 8 (CEN, 2004). Η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στα ανώτατα 30m από την επιφάνεια του εδάφους εκτιμήθηκε ίση προς $V_{s,30} = 250 \text{ m/sec}$ ενώ το ειδικό βάρος του εδάφους και ο δείκτης Poisson ελήφθησαν ίσα προς 18kN/m^3 και 0.2 αντίστοιχα.

3. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

3.1 Προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία

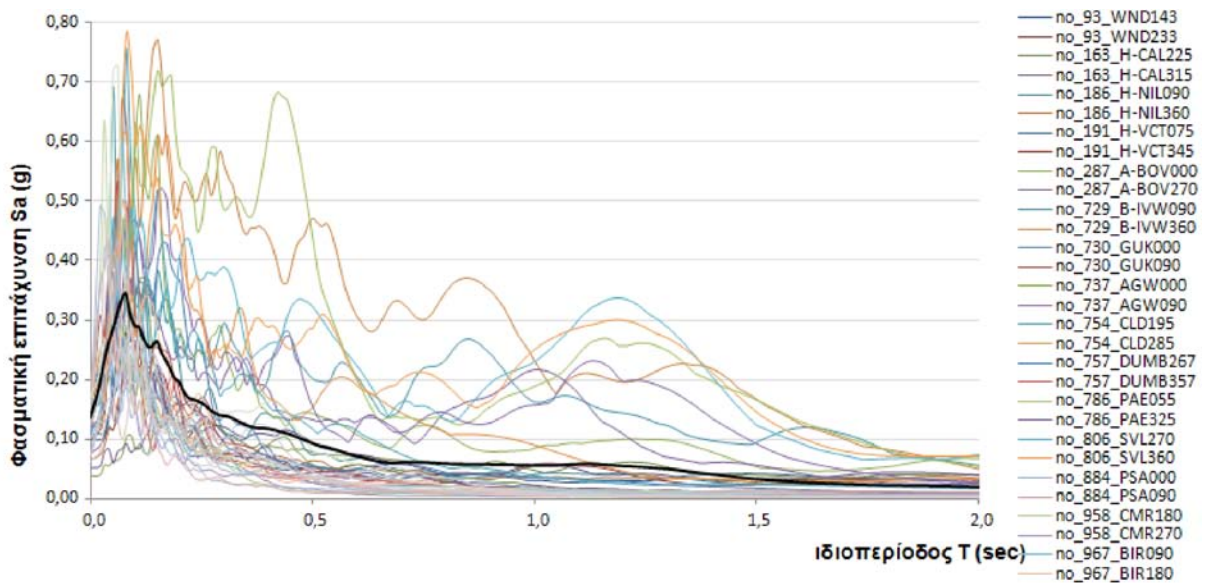
Εξαιτίας της πολυπλοκότητας του προβλήματος, κρίθηκε σκόπιμο να διαμορφωθεί ένα συνολικότερο πλαίσιο αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς των Τειχών, το οποίο να μπορεί να εφαρμοστεί με ενιαίο τρόπο σε όλες τις θέσεις μελέτης εντός της πόλης. Το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ANSYS (ANSYS, 2011) χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του φορέα με τη χρήση 10-κομβών χωρικών στοιχείων κατάλληλα διακριτοποιημένων ώστε να επιτυγχάνεται πύκνωση στις θέσεις απότομης μεταβολής της γεωμετρίας και συγκέντρωσης τάσεων με εύλογο υπολογιστικό κόστος, ιδιαίτερα στο πλαίσιο της δυναμικής ανάλυσης. Σημειώνεται ότι ακριβώς εξαιτίας της επιδιωκόμενης ανάλυσης στο πεδίο του χρόνου, αλλά και της δυνατότητας κατά περίπτωση συνεκτίμησης της γεωμετρικής μη-γραμμικότητας, το υλικό της λιθοδομής θεωρήθηκε γραμμικώς ελαστικό και στη φάση αυτή δεν αξιοποιήθηκαν διαθέσιμες δυνατότητες προσομοίωσης της ανελαστικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας που περιγράφονται στη διεθνή βιβλιογραφία (Galasco et al., 2004). Φαινόμενα γεωμετρικής μη-γραμμικότητας όπως η ολίσθηση και η ανατροπή ελήφθησαν υπόψη με διαφορετικούς κατά περίπτωση τρόπους προσομοίωσης (μονόπλευρα ελατήρια ανθιστάμενα μόνο σε θλίψη, επιφάνειες επαφής) όπως περιγράφεται παρακάτω. Η απόσβεση Rayleigh που απαιτείται για την επιτέλεση της δυναμικής ανάλυσης προσεγγίστηκε στο 6% για τις οριακές κυκλικές συχνότητες 40 και 200rad/sec. Κατά την ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, προέκυψε ότι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του τείχους (μεταφορική κατά τον ασθενή άξονα) δεν υπερβαίνει τα 0.1sec, γεγονός που επιβεβαιώνει τη μεγάλη δυσκαμψία της κατασκευής, ενώ οι τρεις ακόμη σημαντικές ιδιομορφές (μεταφορική κατά τον ισχυρό άξονα, στροφική και λικνιστική) αντιστοιχούν σε ιδιοπερίόδους από 0.06sec έως 0.02sec. Η ενδοσιμότητα του εδάφους προσομοιώθηκε με κατάλληλα γραμμικά ελατήρια.

3.2 Δυναμική ανάλυση στο πεδίο του χρόνου

Για την πραγματοποίηση των δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας επιλέχθηκε μια ομάδα σαράντα σεισμικών καταγραφών οι οποίες ελήφθησαν από την ηλεκτρονική βάση δεδομένων PEER-NGA Database, με κριτήρια τη συμβατότητα ως προς το μέγεθος του σεισμού, την επικεντρική απόσταση και τη μέση ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων. Προκειμένου τα κριτήρια αυτά να συνάδουν με τα γεωτεκτονικά δεδομένα της περιοχής και την εν λόγω θέση του φορέα, επιλέχθηκαν σεισμικές διεγέρσεις με μέγεθος (M) από 6.5 ως 7.5, επικεντρική απόσταση (R) 20 ως 50km και ταχύτητα διατμητικών κυμάτων ($V_{s,30}$) 200 ως 300 m/sec (Πίνακας 3.1). Τα ελαστικά φάσματα απόκρισης των οριζόντιων συνιστωσών κάθε καταγραφής καθώς επίσης και το μέσο φάσμα αυτών παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.1.

Πίνακας 3.1. Καταγραφές σεισμικής κίνησης από τη βάση δεδομένων PEER-NGA database

Record	Location	Duration	Magnitude	R(km)	Vs,30(m/sec)	PGA(g)
93	San Fernando	16.00	6.61	39.50	298.70	0.127
163	Imperial Valley	15.81	6.53	23.20	205.80	0.140
186	Imperial Valley	16.00	6.53	35.60	207.50	0.127
191	Imperial Valley	16.00	6.53	31.90	274.50	0.179
287	Irpinia-Italy	26.53	6.90	44.60	274.50	0.064
729	Syperstition Hills	17.60	6.54	23.90	207.50	0.224
730	Spitak-Armenia	3.98	6.77	24.00	274.50	0.228
737	Loma Prieta	16.00	6.93	24.30	239.70	0.232
754	Loma Prieta	15.98	6.93	20.40	295.00	0.235
757	Loma Prieta	6.50	6.93	35.30	274.50	0.133
786	Loma Prieta	16.00	6.93	30.60	209.90	0.247
806	Loma Prieta	15.70	6.93	23.90	267.70	0.265
884	Landers	6.00	7.28	36.10	207.50	0.089
958	Northridge	6.50	6.69	34.80	234.90	0.163
967	Northridge	7.00	6.69	45.70	245.10	0.204
968	Northridge	4.00	6.69	43.20	271.90	0.246
985	Northridge	4.00	6.69	23.50	297.10	0.206
1000	Northridge	8.00	6.69	27.80	270.20	0.200
1113	Kobe-Japan	12.00	6.90	21.40	256.00	0.097
1636	Manjil-Iran	12.09	7.37	50.00	274.50	0.215



Σχήμα 3.1: Ελαστικά φάσματα απόκρισης των οριζόντιων συνιστωσών κάθε καταγραφής και μέσο φάσμα.

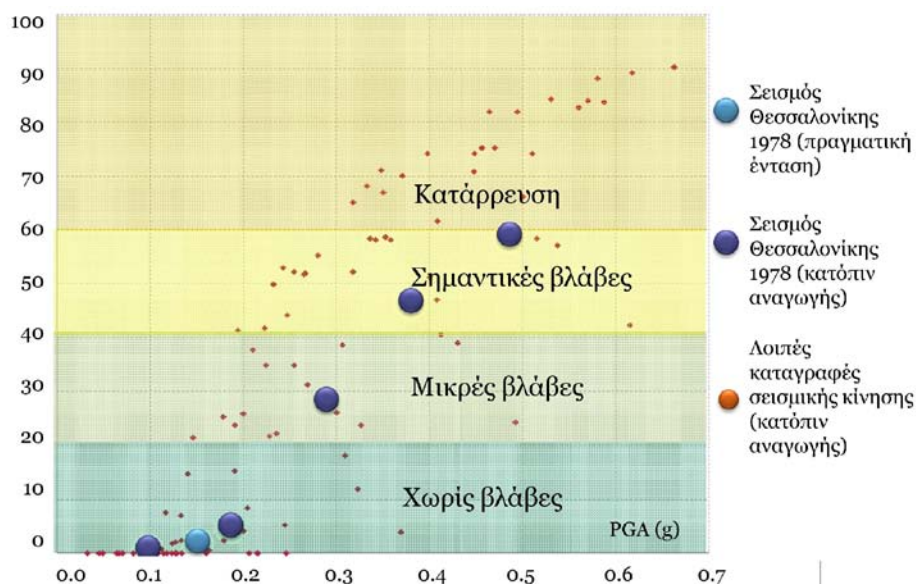
Το ανωτέρω σύνολο πραγματικών καταγραφών αποτελείται κατά κύριο λόγο από σεισμούς της αμερικανικής ηπείρου, καθώς και ορισμένους ασιατικούς και έναν ευρωπαϊκό. Για αυτό κρίθηκε σκόπιμο οι δυναμικές αναλύσεις να πραγματοποιηθούν επιπλέον και για το σεισμό της Θεσσαλονίκης της 20/6/1978. Έπειτα από κατάλληλη αναγωγή (scaling) των ανωτέρω καταγραφών πραγματοποιείται ένα σύνολο δυναμικών αναλύσεων, για ταυτόχρονη διέγερση στη βάση του τείχους υπό τις τρεις συνιστώσες του σεισμού που κάθε φορά εφαρμόζεται.

4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΕΠΙ ΤΗ ΒΑΣΕΙ ΤΗΣ ΑΒΕΒΑΙΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΙΝΗΣΗΣ

4.1. Απλοποιημένο κριτήριο αστοχίας

Η μορφολογία του τείχους επιτρέπει την κατάταξή του στην κατηγορία των στερεών σωμάτων, δηλαδή κατασκευών με μικρή παραμορφωσιμότητα και βάθος εγκιβωτισμού. Η κύρια μορφή απόκρισης τέτοιων κατασκευών σε σεισμική διέγερση (Makris and Konstantinidis, 2003; Γερόλυμος et al., 2008) είναι ο λικνισμός, δηλαδή η εκτέλεση ευσταθούς ταλάντωσης περί ένα σημείο της βάσης. Υπό συνθήκες στατικής φόρτισης, η υπέρβαση της ροπής επαναφοράς από οποιαδήποτε εξωτερική ροπή οδηγεί αναπόφευκτα σε ανατροπή χωρίς επαναφορά και χωρίς κρούση. Αντίθετα, υπό δυναμικές συνθήκες διέγερσης το σώμα μπορεί να εκτελεί ταλάντωση ακόμη και για μεγαλύτερες επιταχύνσεις, ενώ η απαιτούμενη επιτάχυνση ανατροπής είναι συνάρτηση του μεγέθους του σώματος και της συχνότητας της διέγερσης. Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, είναι δυνατόν να οριστούν διάφορα κριτήρια αστοχίας τα οποία είναι είτε έμμεσα ως προς την υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής είτε άμεσα ως προς την ανατροπή του φορέα, βάσει των οποίων ορίζονται οι δείκτες και οι στάθμες βλάβης μέχρι την κατάρρευση.

Για την έμμεση και προσεγγιστική, καταρχήν, εκτίμηση των βλαβών στο σώμα του τεμάχους ακολουθήθηκε η εξής διαδικασία: (α) για κάθε δυναμική ανάλυση πραγματοποιείται έλεγχος της ιστορίας των κατακόρυφων τάσεων στη βάση του τεμάχους, (β) υπολογίζεται το ποσοστό n (%) των στοιχείων των οποίων η μέγιστη τάση υπερβαίνει την εκτιμηθείσα εφελκυστική αντοχή της λιθοδομής $f_{m1}=0.15\text{MPa}$, (γ) υπολογίζεται η διασπορά του ποσοστού των αστοχούντων πεπερασμένων στοιχείων συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (όπου η τελευταία ορίζεται ως η τετραγωνική επαλληλία των επιμέρους μεγίστων εδαφικών επιταχύνσεων των δυο οριζόντιων συνιστωσών της διέγερσης), (δ) ορίζονται για το τεμάχος τέσσερις στάθμες βλάβης (Σχήμα 4.1), ειδικότερα, μηδενικές βλάβες για ποσοστό $n<20\%$, μικρές βλάβες για ποσοστό $20\%<n<40\%$, σημαντικές βλάβες για ποσοστό $40\%<n<60\%$ και κατάρρευση για ποσοστό $n>60\%$.

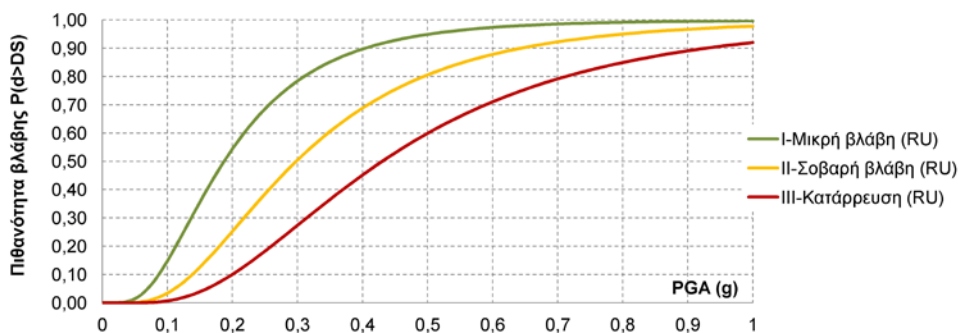


Σχήμα 4.1. Ορισμός σταθμών βλάβης και διασπορά του ποσοστού αστοχούντων στοιχείων με τη σεισμική ένταση.

Από το Σχήμα 4.1 παρατηρείται ότι για σεισμική διέγερση με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση έως 0.15g, η συντριπτική πλειοψηφία των στοιχείων του τεμάχους τελεί σταθερά υπό θλιπτική εντατική κατάσταση ή η μέγιστη αναπτυσσόμενη εφελκυστική τάση τους δεν υπερβαίνει την εφελκυστική αντοχή της λιθοδομής. Σημειώνεται ότι το αυτό παρατηρείται και για τον σεισμό της Θεσσαλονίκης ο

οποίος είναι της αυτής έντασης, επιβεβαιώνεται δηλαδή το γεγονός ότι δεν προκάλεσε βλάβη στον υπό μελέτη φορέα.

Με βάση αυτά τα δεδομένα εξάγονται οι καμπύλες τρωτότητας του φορέα οι οποίες ποσοτικοποιούν την πιθανότητα υπέρβασης μιας εκ των τριών σταθμών βλάβης, όπως μικρές βλάβες (minor), σημαντικές βλάβες (moderate) και κατάρρευση (collapse), ως συνάρτηση της σεισμικής έντασης εκφρασμένης σε όρους μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης, PGA (Σχήμα 4.2). Παρατηρείται ότι για σεισμική διέγερση μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης 0.5g θα πρέπει να ανευμένεται ανάπτυξη μικρών βλαβών με πιθανότητα 95% (πράσινη καμπύλη), μεσαίων βλαβών με πιθανότητα 80% (πορτοκαλί καμπύλη) και κατάρρευση με πιθανότητα 60% (κόκκινη καμπύλη). Αντιστρέφοντας την παρατήρηση αυτή και δεδομένου του γεγονότος ότι ο φορέας δεν έχει παρουσιάσει σημαντικές βλάβες από σεισμό, ούτε βέβαια κατάρρευση, μπορεί να θεωρηθεί με πιθανότητα 80% ότι ο συγκεκριμένος φορέας δεν έχει υποβληθεί ποτέ στο χρόνο ζωής του με την τρέχουσα μορφή του σε σεισμική διέγερση μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης 0.5g. Αντίστοιχα, υπάρχει 50% πιθανότητα το υπόλειμμα αυτό του Τείχους να μην έχει υποβληθεί ούτε μια φορά (διότι τότε θα ήταν σήμερα ορατή είτε η βλάβη είτε η κατάρρευση) εντός του χρόνου ζωής του με την σημερινή του γεωμετρία σε διέγερση μεγαλύτερη από 0.3g. Από τα παραπάνω γίνεται αντιληπτό ότι παρά τον απλουστευμένο τρόπο έμμεσης αποτίμησης των σταθμών βλάβης του φορέα, η μελέτη απλών στατικών συστημάτων με σημαντική διάρκεια ζωής είναι δυνατόν να παράσχει ενδιαφέρουσες πιθανοτικές προβλέψεις της ελάχιστης σεισμικής έντασης η οποία δεν έχει ακόμη συμβεί στη συγκεκριμένη θέση που μελετάται. Εκτιμάται ότι η διεξοδικότερη και ακριβέστερη αποτίμηση της βλάβης απλών συστημάτων και η πύκνωση της μελέτης αυτών εντός του δομημένου ιστού μιας πόλης, μπορούν να εμπλουτίσουν σημαντικά την εικόνα της σεισμικής ιστορίας μιας ευρύτερης περιοχής.



Σχήμα 4.2. Καμπύλες τρωτότητας υπολείμματος Τείχους.

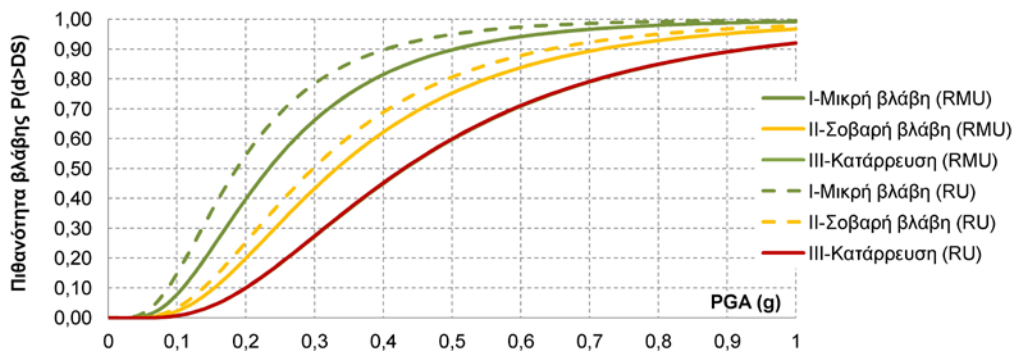
5. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΤΕΙΧΟΥΣ ΣΥΝΕΚΤΙΜΩΝΤΑΣ ΤΗΝ ΑΒΕΒΑΙΟΤΗΤΑ ΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ ΤΗΣ ΛΙΘΟΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗΣ

Δεδομένου του γεγονότος ότι η ανωτέρω απλουστευμένη, πρώτη προσέγγιση της σεισμικής τρωτότητας του φορέα που μελετάται λαμβάνει υπόψη αποκλειστικά και μόνον την αβεβαιότητα της σεισμικής διέγερσης και όχι τη διακύμανση των μηχανικών ιδιοτήτων του υλικού, η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται ώστε η στοχαστική συμπεριφορά του υπολείμματος του Τείχους να συνεκτιμά και την κανονική κατανομή του μέτρου ελαστικότητας της λιθοδομής περί τη μέση τιμή της.

Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (Ο.Α.Σ.Π., 2012), οι μέσες τιμές αντοχής και οι τυπικές αποκλίσεις των υλικών για υφιστάμενα υλικά μπορούν να λαμβάνονται ως εξής: η αντιπροσωπευτική τιμή θεωρείται ίση με τη μέση τιμή, για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων (ή, για ορισμένους ελέγχους, σε όρους δυνάμεων, βλ. Κεφ. 9 του Κανονισμού), ή με τη μέση τιμή μειωμένη κατά μια τυπική απόκλιση (ή, απλώς τη μέση τιμή), για έλεγχο σε όρους δυνάμεων. Η μέση τιμή, για συγκεκριμένο δομικό στοιχείο (ή ομάδα ομοειδών στοιχείων), είναι η διαπιστωμένη «ονομαστική» (μετρημένη), κατά τα προβλεπόμενα στο σχετικό Κεφάλαιο 3, ενώ η ονομαστική τυπική απόκλιση εξαρτάται κυρίως από το είδος του υλικού, καθώς και την ποιότητα και την περίοδο κατασκευής.

Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, και ανεξαρτήτως της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων (ΣΑΔ), οι τυπικές αποκλίσεις αντοχών των υλικών (ανηγμένες ως προς τις μέσες τιμές) μπορούν να εκτιμηθούν για τις τοιχοπληρώσεις $s/f_m = 0.20 \div 0.40$. Για υλικά με αυξημένη διασπορά αντοχών (τοιχοπληρώσεις και σκυρόδεμα), η τιμή της τυπικής απόκλισης της αντοχής που θα εισαχθεί στους υπολογισμούς θα εξαρτηθεί από τη γενικότερη ποιότητα κατασκευής του έργου, την ομοιομορφία κλπ, κατά τα ευρήματα και συμπεράσματα του Κεφ. 3, κατά την κρίση του Μηχανικού. Σύμφωνα συνεπώς με τα ανωτέρω και σε συνδυασμό με τη βιβλιογραφική αντοχή λιθοδομής (Sykora and Holicky, 2010) ελήφθη Κανονική Κατανομή (Gauss) ως προς το μέτρο ελαστικότητας της λιθοδομής, με συντελεστή μεταβλητότητας (coefficient of variation) ίσο προς 0.30.

Ακολουθως, με τη μέθοδο δειγματοληψίας Latin Hybercube (Wyss and Jorgensen, 1998), παράγεται ένα δείγμα μεγέθους 21 για το μέτρο ελαστικότητας (E) κάθε τιμή του οποίου αντιστοιχίζεται τυχαία σε κάθε μια σεισμική καταγραφή. Στη συνέχεια πραγματοποιούνται δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, γίνεται αναγωγή των καταγραφών και προκύπτουν, ομοίως με πριν, το διάγραμμα διασποράς βλαβών συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης και οι καμπύλες τρωτότητας του τείχους (Σχήμα 5.1). Στο σχήμα αυτό αποτυπώνονται τόσο οι καμπύλες τρωτότητας που υπολογίστηκαν στην ενότητα 4 αποκλειστικά επί τη βάσει της αβεβαιότητας της σεισμικής κίνησης (Record Uncertainty – RU) και εμφανίζονται με διακεκομμένη γραμμή, όσο και της συνδυασμένης αβεβαιότητας σεισμικής κίνησης και υλικού (Record & Material Uncertainty – RMU).



Σχήμα 5.1 Καμπύλες τρωτότητας του υπό μελέτη τείχους συνεκτιμώντας τις αβεβαιότητες στα μηχανικά χαρακτηριστικά της λιθοδομής

Συγκρίνοντας τις δύο προσεγγίσεις εκτίμησης της τρωτότητας προκύπτει πως η συνεκτίμηση της αβεβαιότητας του υλικού έχει μη-αμελητέα αλλά πάντως μικρότερη επιρροή επί της τρωτότητας σε σχέση με την αβεβαιότητα της σεισμικής κίνησης. Απλούστερα, η κλίση της καμπύλης τρωτότητας όταν συνεκτιμώνται και οι δύο παράγοντες αβεβαιότητας (RMU) είναι μεν μικρότερη, αλλά η μεταβολή της κλίσης λόγω πρόσθετης αβεβαιότητας υλικού (δηλ. από RU σε RMU) είναι μικρότερη από την αρχική διαφορά της κλίσης των καμπυλών RU σε σχέση με την κατακόρυφο που θεωρητικά υποδηλώνει μηδενική αβεβαιότητα. Σημειώνεται ότι η καμπύλη που αντιστοιχεί στην κατάρρευση είναι κοινή για τις δύο προσεγγίσεις αποτίμησης της τρωτότητας καθώς δεν υπάρχει μεταβολή στις περιπτώσεις διέγερσης που οδηγούν στην υπέρβαση του κατωφλίου προσδιορισμού της κατάρρευσης εξαιτίας της πρόσθετης αβεβαιότητας των μηχανικών ιδιοτήτων του υλικού.

Με βάση την ακριβέστερη αποτίμηση της τρωτότητας συνδυάζοντας την αβεβαιότητα των χαρακτηριστικών της σεισμικής κίνησης και των ιδιοτήτων του υλικού (RMU) προκύπτει πως για σεισμική διέγερση μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης 0.5g θα πρέπει να ανεμένεται ανάπτυξη μικρών βλαβών με πιθανότητα 90%, μεσαίων βλαβών με πιθανότητα 75% (πορτοκαλί καμπύλη) και κατάρρευση με πιθανότητα 60% (κόκκινη καμπύλη). Αντιστρέφοντας όπως προηγουμένως την παρατήρηση αυτή και δεδομένου του γεγονότος ότι ο φορέας δεν έχει παρουσιάσει σημαντικές βλάβες από σεισμό, ούτε βέβαια κατάρρευση, μπορεί να θεωρηθεί με πιθανότητα 75% ότι ο συγκεκριμένος φορέας δεν έχει υποβληθεί ποτέ στο χρόνο ζωής του, και με την τρέχουσα μορφή του, σε σεισμική διέγερση μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης 0.5g.

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας διατυπώνεται και εφαρμόζεται μια μεθοδολογία διερεύνησης της σεισμικής συμπεριφοράς των Βυζαντινών Τειχών της Θεσσαλονίκης, ενώ μέσω ανάδρομης ανάλυσης επιχειρείται η συμπλήρωση στο μέτρο του δυνατού των δεδομένων που αφορούν τη σεισμική ιστορία της πόλης στο σύνολό της. Με τη βοήθεια σύγχρονων αριθμητικών μεθόδων και εργαλείων μελετάται η σεισμική τρωτότητα ενός απλού στατικού συστήματος – υπολείμματος του Τείχους και αντίστροφα, εκτιμάται η πιθανότητα εμφάνισης διαφόρων επιπέδων σεισμικής διέγερσης εκφρασμένων σε όρους μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης. Από τα αποτελέσματα της μελέτης προκύπτουν οι παρακάτω παρατηρήσεις:

- Καταρχήν φαίνεται ότι είναι δυνατή πλέον η εκτίμηση των μέγιστων επιβαλλόμενων εντάσεων σε μνημειακές κατασκευές μέσα από ειδικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων και χρήση αξιόπιστων διαθέσιμων σεισμολογικών, γεωτεχνικών και δομοστατικών δεδομένων.
- Ειδικότερα για τα υπό εξέταση τμήματα του Τείχους, και με βάση διαθέσιμες καταγραφές από τον σεισμό της Θεσσαλονίκης του 1978 (20/06/1978, Ms=6.5, PGA=0.15g) επιβεβαιώνεται η μη ανάπτυξη βλαβών, ενώ αριθμητικώς προκύπτει ότι το Τείχος θα μπορούσε να δεχθεί (υπό την προϋπόθεση του αυτού συχνοτικού περιεχομένου της σεισμικής κίνησης) έως και διπλάσια σεισμική φόρτιση χωρίς να εμφανίσει σημαντικές βλάβες.
- Κάνοντας την αντίστροφη σκέψη και δεδομένης της απουσίας σημαντικών βλαβών στο σώμα του μνημείου, προκύπτει ότι καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του, ή τουλάχιστον κατά τη χρονική περίοδο κατά την οποία έχει τη σημερινή του μορφή, μπορεί να θεωρηθεί με πιθανότητα 75% ότι ο συγκεκριμένος φορέας δεν έχει υποβληθεί ποτέ στο χρόνο ζωής του, και με την τρέχουσα μορφή του, σε σεισμική διέγερση μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης μεγαλύτερης από 0.5g.
- Ασφαλώς το θέμα δεν εξαντλήθηκε και χρήζει περαιτέρω ανάλυσης ιδιαίτερα αναφορικά με την πιο ενδελεχή προσομοίωση της γεωμετρικής μη-γραμμικότητας που προκύπτει εξαιτίας αποκόλλησης και ολίσθησης στον αρμό εδάφους – θεμελίου (Komodromos et al., 2008; Konstantinidis and Makris, 2005; Psycharis et al., 2000; Αργυρίου et al., 2006) και μη-γραμμικότητας της λιθοδομής (κριτήρια αστοχίας και αριθμητική τους θεώρηση). Η σύζευξη των ανωτέρω φαινομένων καθώς και η παραμετρική εξέταση της επιρροής των ιδιοτήτων των υλικών (τιμές αντοχών), της γεωμετρίας και του ρόλου του εδάφους αποτελούν αντικείμενο μελέτης που βρίσκεται σε εξέλιξη.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ANSYS (2011) *ANSYS. Structural Analysis Guide. Release 12. ANSYS Release*. PA, United States.
- Anastasiadis A, Raptakis D and Pitilakis KD (2001) Thessaloniki's detailed microzoning: Subsurface structure as basis for site response analysis. *Pure and Applied Geophysics* 158(12): 2597–2633.
- Αποστολίδης Π. (2002) Προσδιορισμός της εδαφικής δομής με τη χρήση μικροθορύβου. Εφαρμογή στην εκτίμηση των δυναμικών ιδιοτήτων και της γεωμετρίας των εδαφικών σχηματισμών στη Θεσσαλονίκη, Διδακτορική Διατριβή. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Α.Π.Θ.
- Αργυρίου Ν., Πιτιλάκης Κ. and Σέξτος Α. (2006) Αριθμητική μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς σφονδλωτών κατασκευών. *1ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αναστυλώσεων, Εταιρία Έρευνας και Προώθησης της Επιστημονικής Αναστήλωσης Μνημείων, Θεσσαλονίκη*.
- Βελένης Γ. (1998) *Τα τείχη της Θεσσαλονίκης*. Θεσσαλονίκη: University Studio Press.
- Bommer JJ and Crowley H (2006) The Influence of Ground-Motion Variability in Earthquake Loss Modelling. *Bulletin of Earthquake Engineering* 4(3): 231–248.
- Bouras C, Morrison C, Oikonomides N and Pitsakis C (2002) *The Economic History of Byzantium: From the Seventh through the Fifteenth Century*. Washington, D.C.: Dumbarton Oaks, Trustees for Harvard University.
- Γερόλυμος Ν., Αποστόλου Μ. and Γκαζέτας Γ. (2008) Λικνισμός και Ανατροπή Στερεού Σώματος υπο Σεισμική Διέγερση: Ιστορικά Περιστατικά. *3ο Παν. Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας*. Αθήνα.

- CEN (2004) *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998.* .
- Galasco A, Lagomarsino S, Penna A and Resemini S (2004) Non-linear seismic analysis of masonry structures. *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.*
- Kappos AJ, Panagopoulos G and Penelis G (2008) Development of a seismic damage and loss scenario for contemporary and historical buildings in Thessaloniki, Greece. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 28(10-11): 836–850.
- Komodromos P, Papaloizou L and Polycarpou PC (2008) Simulation of the response of ancient columns under harmonic and earthquake excitations. *Engineering Structures* 30(8): 2154–2164.
- Konstantinidis D and Makris N (2005) Seismic response analysis of multidrum classical columns. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 34(10): 1243–1270.
- Λεβεντάκης Ν. (2003) Μικροζωνική Μελέτη της Πόλης της Θεσσαλονίκης, Διδακτορική Διατριβή. Τμήμα Γεωλογίας, Α.Π.Θ.
- Makris N and Konstantinidis D (2003) The rocking spectrum and the limitations of practical design methodologies. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 32(2): 265–289. Available at:<http://doi.wiley.com/10.1002/eqe.223>.
- Manos GC, Soulis VJ and Diagouma A (2004) Preliminary numerical investigation of the dynamic characteristics of historic monuments. *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.*
- Mistler M, Butenweg C and Meskouris K (2006) Modelling methods of historic masonry buildings under seismic excitation. *Journal of Seismology* 10(4): 497–510.
- Ο.Α.Σ.Π. (2012) *Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)*. Αθήνα.
- Penelis GG, Stylianidis K, Karaveziroglou M and Leontaridis D (1983) Strengthening the Rotonda Monument in Salonica. *IABSE Symposium, Venezia.*
- Psycharis IN, Papastamatiou DY and Alexandris AP (2000) Parametric investigation of the stability of classical columns under harmonic and earthquake excitations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 29(8): 1093–1109.
- Σοφιανός Ν., Σοφιανός Μ., Σέξτος Α., Στυλιανίδης Κ. Χ and Χατζηγώγος Θ. (2009) Επίπτωση της διάνοιξης του Μετρό Θεσσαλονίκης στον φέροντα οργανισμό της Αψίδας του Γαλερίου («Καμάρας»). *3ο Εθνικό Συνέδριο: Ήπιες επεμβάσεις για την προστασία ιστορικών κατασκευών. Νέες τάσεις σχεδιασμού. ΤΕΕ - Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας, Υπουργείο Πολιτισμού (Εφορεία Νεωτέρων Μνημείων Κεντρικής Μακεδονίας).*
- Stylianidis K and Sextos AG (2009) Back Analysis of Thessaloniki Byzantine Land Walls as a Means to Assess its Seismic History. *International Journal of Architectural Heritage* 3(4): 339–361.
- Sykora M and Holicky M (2010) Probabilistic model for masonry strength of existing structures. *Engineering Mechanics* 174(1): 61–70.
- Tassios TP (2010) Seismic engineering of monuments. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8(6): 1231–1265.
- Wyss G and Jorgensen K (1998) *A User's Guide to LHS: Sandia's Latin Hypercube Sampling Software*. Sandia National Laboratories.

Probabilistic assessment of the seismic response of a Byzantine Wall residuum in Thessaloniki

Anastasios Sextos

Assist. Professor, Dept. of Civil Engineering, Aristotle University of Thessaloniki

Daphne Skiada

Civil Engineer, Dept. of Civil Engineering, Aristotle University of Thessaloniki

Olympia Taskari

Ph.D. student, Dept. of Civil Engineering, Aristotle University of Thessaloniki

Kosmas Stylianidis,

Professor, Dept. of Civil Engineering, Aristotle University of Thessaloniki

ABSTRACT:

This paper aims at developing the tools and strategy for assessing the dynamic and seismic performance of the Byzantine Walls of the city of Thessaloniki in order to evaluate the seismic history of the city as a whole. The particular Walls have been constructed at the end of the 4th century A.D. in the reign of Theodosius the Great. Along these lines, a refined probabilistic dynamic analysis approach is proposed and the structural performance of Byzantine Wall residuum is examined for a number of realistic earthquake scenarios, accounting for the site specific soil conditions and the overall geotechnical/geotectonic environment of the area. Through this advanced simulation scheme, an upper bound of the historical level of seismic forces for the city of Thessaloniki is traced through back analysis, while the overall refined approach can be also used as a guide for the direct assessment of the existing seismic capacity of monuments as a whole.