

Η σεισμική συμπεριφορά των Βυζαντινών Τειχών ως εργαλείο εκτίμησης της σεισμικής ιστορίας της Θεσσαλονίκης

Κοσμάς Στυλιανίδης
Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ

Αναστάσιος Σέξτος
Λέκτορας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η αριθμητική και αναλυτική μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς των Βυζαντινών Τειχών της Θεσσαλονίκης, η έναρξη κατασκευής των οποίων τοποθετείται χρονικά στον 4ο αιώνα μ.Χ., κατά την περίοδο του Μεγάλου Θεοδοσίου. Η όλη προσπάθεια μελέτης των Τειχών έχει διπλό στόχο: Πρώτος στόχος είναι αυτή καθεαυτή η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των Τειχών, ενός σημαντικού μνημείου που εκτείνεται επί αρκετά χιλιόμετρα μέσα στο δομικό ιστό της σύγχρονης πόλης. Η μελέτη αυτή βρίσκεται στην αρχή της, με τη συγκέντρωση ιστορικού υλικού. Δεύτερος στόχος είναι η αξιοποίηση των συμπερασμάτων της συμπεριφοράς των τειχών για την εκτίμηση της σεισμικής ιστορίας της πόλης. Το πρακτικό αποτέλεσμα στο οποίο μπορεί να καταλήξει η εκτίμηση αυτή είναι η δυνατότητα βαθμονόμησης των διαθέσιμων μεθόδων προσδιορισμού της σεισμικής δράσης αποτίμησης και σχεδιασμού των επεμβάσεων σε ιστορικά κτίρια. Η παρούσα εργασία εστιάζεται στο δεύτερο αυτό στόχο.

Η χρησιμότητα μιας άμεσης ιστορικής τεκμηρίωσης της σεισμικής δράσης ανά τους αιώνες προκύπτει από το γεγονός ότι πολλές φορές, ακόμη και στους συντάκτες μιας μελέτης, δημιουργείται η αίσθηση της «συντηρητικότητας» στην αντιμετώπιση περιπτώσεων αποτίμησης ή σχεδιασμού επεμβάσεων ιστορικών κτιρίων, η οποία καταλήγει σε υπερδιαστασιολόγηση και σοβαρή αλλοίωση της δομής τους. Δεδομένης της έλλειψης ειδικών διατάξεων, ως συμπλήρωμα των σύγχρονων κανονισμών (Ευρωκώδικες, Κανονισμός Επεμβάσεων), για την εκτίμηση της κατάλληλης σεισμικής διέγερσης με στόχο τη σεισμική αποτίμηση των ιστορικών κατασκευών, δύο είναι συνήθως οι κυριότερες παράμετροι που διαμορφώνουν ένα τέτοιο επαχθές αποτέλεσμα, η κάθε μια διαφορετικό βαθμό αβεβαιότητας:

- η σεισμική φόρτιση που επιλέγεται (μέγεθος, συχνотικό περιεχόμενο, περίοδος επανάληψης, διάρκεια κ.λ.π.).
- τα αριθμητικά προσομοιώματα ανάλυσης, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις πολύπλοκων δομικών συστημάτων (γεωμετρία, νόμοι υλικού, δυνατότητα ανακατανομής έντασης, κριτήρια αστοχίας κ.λ.π.).

Τις περισσότερες φορές δεν είναι εύκολο να διακρίνει κανείς ποια από τις δύο παραμέτρους ενοχοποιείται περισσότερο για μια εμφανώς δυσμενή αποτίμηση και μια αντιστοίχως βαρεία πρόταση επέμβασης. Αν όμως σε μια κατασκευή αξιοπιστως εξουδετερωθεί η αβεβαιότητα μιας παραμέτρου, τότε, βάσει ιστορικών στοιχείων συμπεριφοράς, είναι δυνατή η βαθμονόμηση της άλλης. Προς την κατεύθυνση αυτή προσφέρεται περισσότερο η προσπάθεια αναίρεσης της αβεβαιότητας που υπεισέρχεται μέσω του προσομοιώματος του φορέα, καθώς σε μια ιστορική πόλη μπορούν να εντοπισθούν κατασκευές με σχετικώς απλά και σαφή στατικά συστήματα. Χαρακτηριστική τέτοια περίπτωση αποτελούν τα τείχη μιας πόλης. Οι κατασκευές αυτές μπορούν να αξιοποιηθούν:

- είτε μέσω ιστορικής πληροφορίας κατάρρευσης ενός τείχους συγκεκριμένης γεωμετρίας και υλικών λόγω συγκεκριμένου σεισμού, γενικώς όμως λείπουν τέτοια στοιχεία.
- είτε ως αδιαμφισβήτητο γεγονός ότι ένα συγκεκριμένο τμήμα επέζησε των σεισμών καθόλη τη διάρκεια της ζωής του, άρα δεν μπορεί να έχει συμβεί σεισμός στην περιοχή του μεγαλύτερος από το σεισμό που προξένησε ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης, με άνω όριο το σεισμό κατάρρευσης.

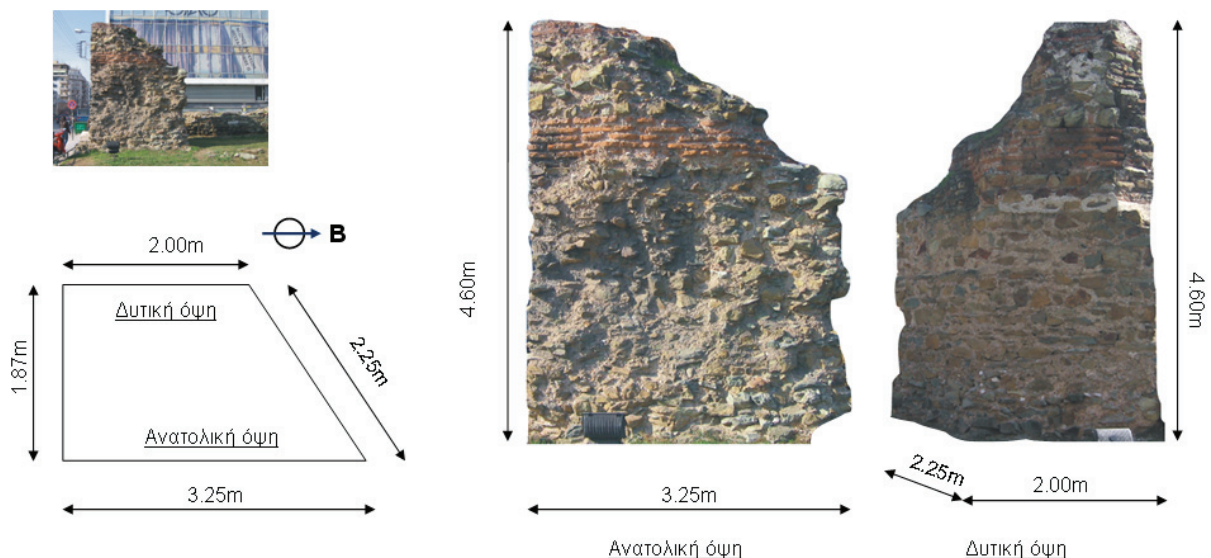
Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας επιχειρείται μέσω ενός παραδείγματος η παρουσίαση της μεθοδολογίας διερεύνησης της σεισμικής ιστορίας μιας ιστορικής πόλης όπως η Θεσσαλονίκη, με πλούσια προς αποτίμηση δομικά λείψανα. Η προτεινόμενη μεθοδολογία στηρίζεται σε διαθέσιμα ιστορικά και σεισμολογικά στοιχεία, κρίση μηχανικού και κατάλληλους υπολογισμούς, κυρίως όμως αξιοποιεί την ιστορικά δεδομένη συμπεριφορά συγκεκριμένων μνημειακών κατασκευών.

2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΚΑΙ ΣΧΗΜΑ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

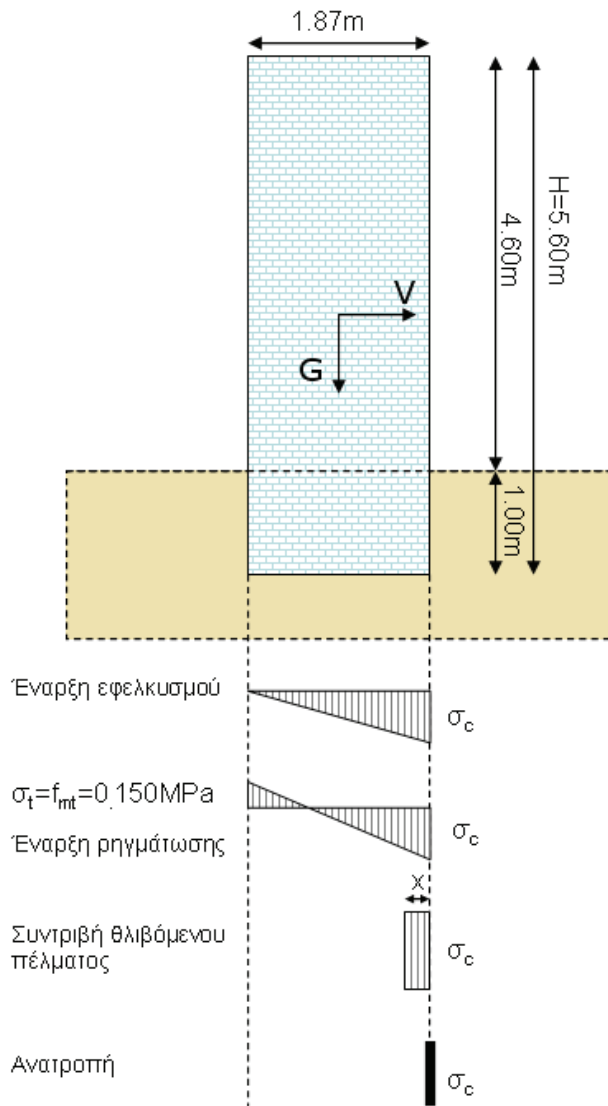
Για τη μελέτη του φυσικού προβλήματος χρησιμοποιούνται τόσο παραδοσιακά όσο και σύγχρονα υπολογιστικά εργαλεία. Κατά την παραδοσιακή τεχνική χρησιμοποιούνται απλοϊκά προσομοιώματα γραμμικής γεωμετρίας και απόκρισης, χάριν ταχύτητας και εποπτείας. Αντίθετα, στο πλαίσιο εφαρμογών των σύγχρονων αριθμητικών μεθόδων και δυνατοτήτων, χρησιμοποιούνται πιο εξελιγμένες τεχνικές. Μελετάται το πλέον απλό και απομονωμένο γεωμετρικώς σύστημα (Σχ. 1), ώστε να εξασφαλίζεται η αποσύζευξη της δυναμικής του συμπεριφοράς από τυχόν επιρροή της συνολικής απόκρισης ενός ευρύτερου συμπλέγματος των Τειχών. Για την ανάλυση χρησιμοποιείται το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ANSYS έκδοση 10.0 (ANSYS Inc., 2005), με βάση το οποίο μορφώνεται κατάλληλο τρισδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα (Σχ. 2), το οποίο εξετάζεται πρώτα ιδιομορφικά και υπό ισοδύναμη στατική φόρτιση. Κατόπιν, εκτιμάται το επίπεδο των αναπτυσσόμενων τάσεων για την περίπτωση του σεισμού της Θεσσαλονίκης (1978) μέσω δυναμικής φασματικής και δυναμικής ανάλυσης στο πεδίο του χρόνου. Με τον τρόπο αυτόν αφενός συγκρίνονται οι απλοί, βασικοί υπολογισμοί μηχανικού με τα αποτελέσματα της αριθμητικής προσέγγισης και αφετέρου αποτιμάται η φέρουσα ικανότητα της κατασκευής.

3 ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

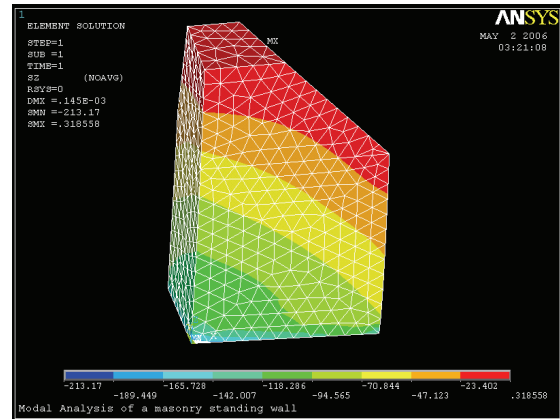
Ως πρώτο βήμα, παρουσιάζονται παρακάτω τα αποτελέσματα του προσεγγιστικού υπολογισμού, με τη βοήθεια απλών γραμμικών προσομοιωμάτων, του σεισμικού φορτίου που προκαλεί διακριτά επίπεδα βλάβης, σε ένα μεμονωμένο τμήμα του τείχους της Θεσσαλονίκης (Σχήμα 1). Πρόκειται για ένα αποτύπωμα πύργου ρωμαϊκής εποχής σε τοιχοποιία παλαιοχριστιανικής περιόδου (Βελένης, 1998) το οποίο αποτελεί ένα πολύ ενδιαφέρον και εξαιρετικά απλό στατικό σύστημα που ενδείκνυται για την κατ' αρχήν αποτίμηση της δυναμικής συμπεριφοράς των τειχών. Χρησιμοποιήθηκαν απλοϊκές παραδοχές (υπολογισμός κατά την ασθενή διεύθυνση ανά μέτρο μήκους, ορθογωνικό πρίσμα, ύψους 5.60m συμπεριλαμβανομένου του εικαζόμενου βάθους θεμελίωσης, πλάτους $b=1.87\text{m}$, αποκλεισμός διατμητικής αστοχίας, αντοχή σε σύνθλιψη $f_{mc}=2.0\text{MPa}$, αντοχή σε εφελκυσμό $f_{mt}=0.15\text{MPa}$, ειδικό βάρος $\gamma=22\text{ KN/m}^3$). Από τα αποτελέσματα (Σχ. 3) προκύπτει ότι στο πλαίσιο της απλοϊκής αυτής στατικής θεώρησης, το άνω όριο του σεισμικού συντελεστή έναντι ανατροπής είναι $\varepsilon=0.33$. Δεδομένου όμως ότι το συγκεκριμένο τμήμα δεν παρουσιάζει στην ανωδομή του ενδείξεις αστοχίας που να μπορούν να αποδοθούν σε ρηγμάτωση σε μη ορατό βάθος (αστάθεια, απόκλιση από την κατακόρυφο κ.λ.π.) είναι εύλογο να θεωρηθεί ως άνω όριο ιστορικής σεισμικής φόρτισης ο σεισμικός συντελεστής ρηγμάτωσης $\varepsilon=0.25$.



Σχήμα 1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά φορέα



Σχήμα 3: Άνω όρια τιμών σεισμικού συντελεστή για διακριτά επίπεδα βλάβης



Σχήμα 2: Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων

Έναρξη εφελκυσμού (ίσως και λικνισμού)
 $\sigma_c = -2\gamma h = -0.2464 \text{ MPa}$

$$\varepsilon = \frac{V}{G} = \frac{b}{3h} = 0.111$$

Έναρξη ρηγμάτωσης $\sigma_t = f_{mt} = 0.150 \text{ MPa}$
 $\sigma_c = -f_t - 2\gamma h = -0.3964 \text{ MPa}$

$$\varepsilon = \frac{f_{mt} b}{3\gamma h^2} + \frac{b}{3h} = 0.136 + 0.111 = 0.247$$

Συντριβή θλιβόμενου πέλματος
 $\sigma_c = f_{mc} = -2.00 \text{ MPa}$

$$x = \frac{\gamma h b}{f_{mc}} = 0.115 \text{ m}$$

$$\varepsilon = \frac{b}{h} - \frac{2bh}{f_{mc}} = 0.334 - 0.010 = 0.324$$

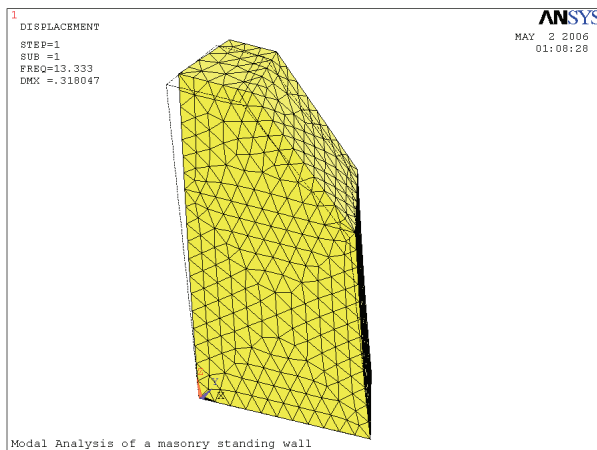
4 ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΙ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Στη συνέχεια του παραπάνω αναλυτικού υπολογισμού, προκειμένου να διερευνηθεί η δυναμική συμπεριφορά του υπό εξέταση τοίχου, προσομοιώθηκε αριθμητικά το σύστημα με 6700 χωρικά, 10-κομβά, τετράεδρα πεπερασμένα στοιχεία με 3 βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο (Σχήμα 2), και μήκος ακμής 0.3m. Η διακριτοποίηση αυτή επιλέχθηκε με κριτήριο τόσο την αποφυγή αριθμητικής συγκέντρωσης τάσεων στις θέσεις απότομης μεταβολής της γεωμετρίας όσο και την οικονομία του υπολογιστικού χρόνου, ιδιαίτερα ενόψει της δυναμικής ανάλυσης. Αν και υπάρχουν διάφορες προσεγγίσεις ως προς το ζήτημα της προσομοίωσης κατασκευών από λιθοδομή ή πλινθοδομή (Casolo, 1998, Galasco et al., 2004, Manos et al., 2004, Rota et al., 2005), όπου δίνεται έμφαση στη μη-γραμμική συμπεριφορά των υλικών και των φορέων εν γένει, στη συγκεκριμένη περίπτωση η κατασκευή θεωρήθηκε αρχικά γραμμικώς ελαστική, προκειμένου να αποσυζευχθούν τα τρία βασικά αλλά και διαφορετικά φαινόμενα που επηρεάζουν το εντατικό πεδίο μέσα στο σώμα της κατασκευής (δηλαδή η επιπόνηση σε τρεις διευθύνσεις ταυτοχρόνως, τα κριτήρια αστοχίας που επιλέγονται καθώς και ζητήματα γεωμετρικής μη-γραμμικότητας, όπως η ολίσθηση και η αποκόλληση σε κρίσιμες επιφάνειες). Είναι προφανές ότι στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας δόθηκε έμφαση στις διαφορετικές προσεγγίσεις προσομοίωσης του δυναμικού χαρακτήρα της φόρτισης οι οποίες και περιγράφονται στις ενότητες που ακολουθούν παρά στους νόμους των υλικών.

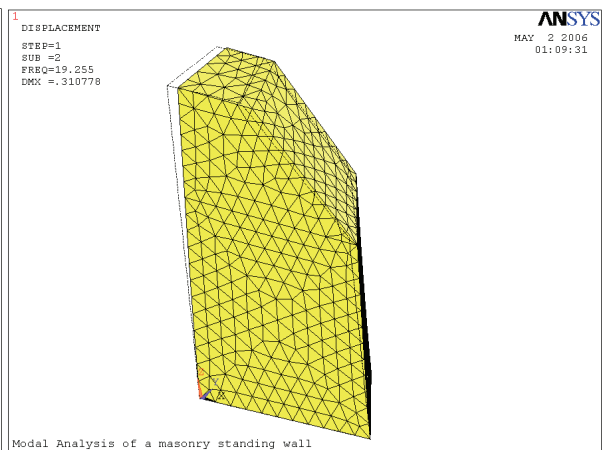
Το σύστημα επιλύθηκε καταρχήν ιδιομορφικά και όπως αναμενόταν, τεκμηριώθηκε και αριθμητικά ότι πρόκειται για ένα υπόλειμμα κατασκευής το οποίο με την υφιστάμενή του γεωμετρία είναι πλέον ιδιαίτερα δύσκαμπτο. Η θεμελιώδης (μεταφορική κατά τον ασθενή άξονα) ιδιοπερίοδός του δεν υπερβαίνει τα 0.07sec, ενώ όπως φαίνεται στο Σχήμα 4, οι τρεις ακόμη σημαντικές ιδιομορφές (μεταφορική κατά τον ισχυρό άξονα, στροφική και λικνιστική) αντιστοιχούν σε ιδιοπεριόδους από 0.05sec έως 0.02sec.

Παράλληλα, κρίθηκε σκόπιμη η αριθμητική επαλήθευση των προσεγγιστικών αναλυτικών υπολογισμών που περιγράφηκαν παραπάνω στο κεφάλαιο 3 για τον προσδιορισμό του κρίσιμου σεισμικού συντελεστή ο οποίος οδηγεί το σύστημα σε πρώτη ρηγμάτωση και κατόπιν δυνητικά σε ανατροπή. Για το σκοπό αυτόν πραγματοποιήθηκε μια αλληλουχία ελαστικών στατικών αναλύσεων για γραμμικώς αυξανόμενο οριζόντιο φορτίο το οποίο επιβλήθηκε με τη μορφή (επίσης γραμμικώς αυξανόμενης) οριζόντιας επιτάχυνσης. Η μέθοδος αυτή φόρτισης επιλέχθηκε σκοπίμως προκειμένου να υπολογιστούν οι ορθές επικόμβιες δυνάμεις που στην προκειμένη περίπτωση εξαρτώνται από την κατανομημένη μάζα σε όλο το σώμα του φορέα. Με τον τρόπο αυτό αποφεύγεται η προσεγγιστική χρήση ενός συγκεντρωμένου φορτίου στο θεωρητικώς ισοδύναμο κέντρο μάζας.

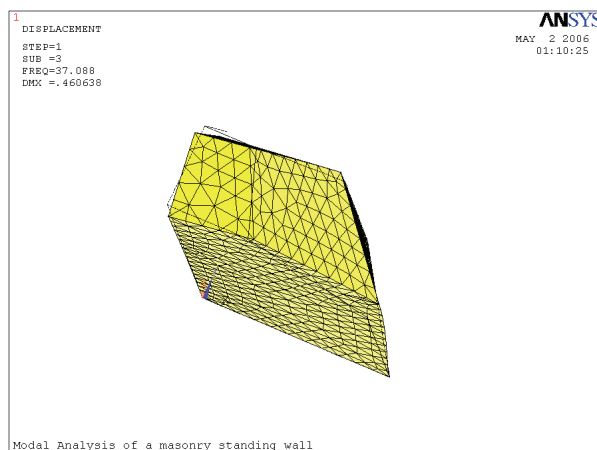
Στο Σχήμα 5 παρουσιάζονται οι κατακόρυφες τάσεις (σ_z) του υπό εξέταση μεμονωμένου τμήματος του τείχους εξαιτίας του ιδίου του βάρους (το οποίο ανέρχεται σε 517kN), ενώ στο Σχήμα 7 οι αντίστοιχες τάσεις τη στιγμή της πρώτης ρηγμάτωσης η οποία εκτιμάται ότι αντιστοιχεί σε επίπεδο οριζόντιας επιτάχυνσης 0.32g. Επισημαίνεται ότι το αριθμητικό προσομοίωμα, επειδή ακριβώς αντικατοπτρίζει την ακριβή γεωμετρία του συστήματος, διαφέρει από την προσέγγιση του παραλληλεπίπεδου δόμου που έγινε δεκτή κατά την αναλυτική προσέγγιση που προηγήθηκε, με αποτέλεσμα να παρατηρείται περιορισμένη συγκέντρωση τάσεων κοντά στις ακμές του τείχους. Για το λόγο αυτό, απαιτείται η θεώρηση «μέσων τάσεων» στην κατά περίπτωση εφελκυσόμενη και θλιβόμενη ζώνη και ο εντοπισμός «χαρακτηριστικών» σημείων (κόμβων) των οποίων η ένταση δεν διαφέρει από την υπό εκτίμηση μέση ένταση της κάθε ζώνης.



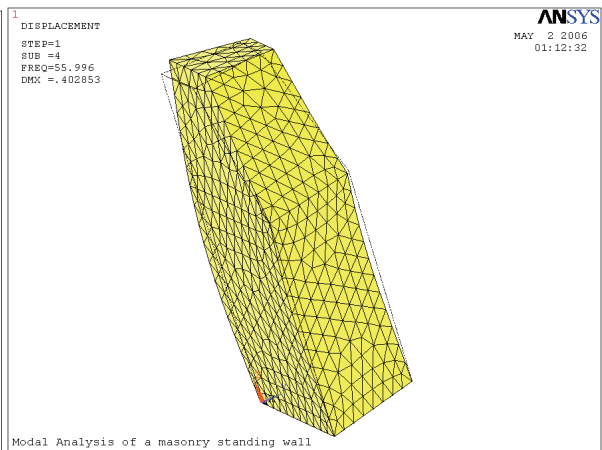
1^η ιδιομορφή: Μεταφορική (T = 0.07 sec)



2^η ιδιομορφή: Μεταφορική (T = 0.05 sec)

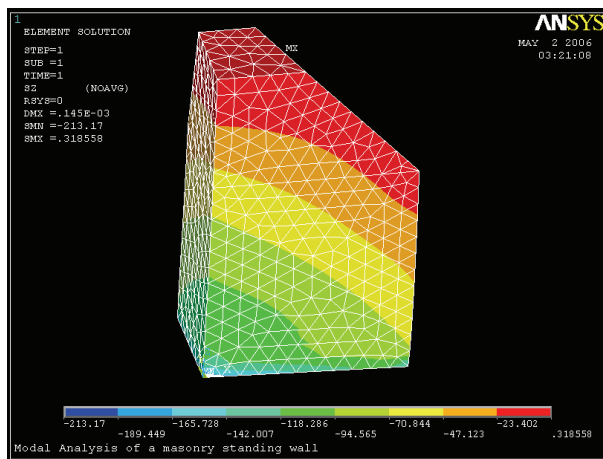


3^η ιδιομορφή: Στροφική (T = 0.027 sec)

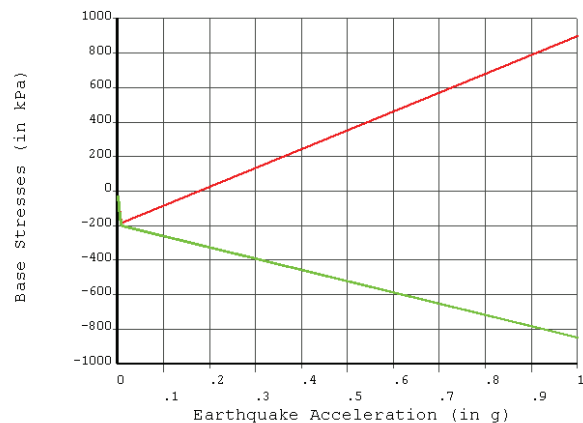


4^η ιδιομορφή: Λικνιστική (T = 0.02 sec)

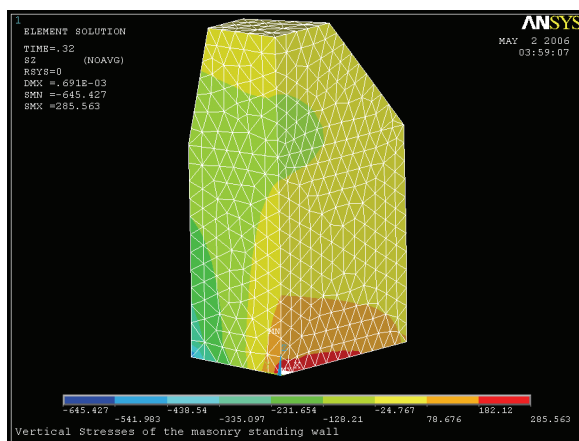
Σχήμα 4: Σημαντικές ιδιομορφές συστήματος



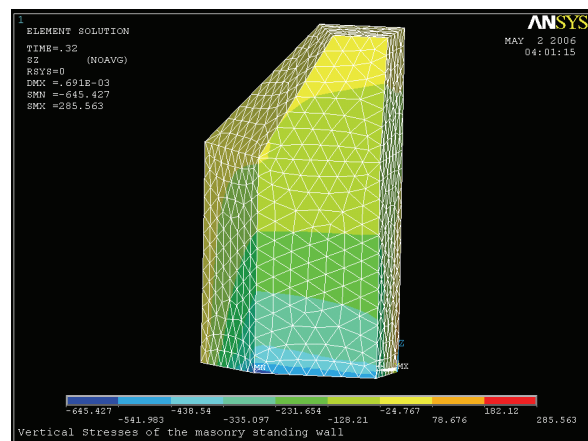
Σχήμα 5: Κατακόρυφες τάσεις (σ_z) λόγω ιδίου βάρους



Σχήμα 6: Ανάπτυξη κατακορύφων τάσεων (σ_z) στην εφελκυσόμενη (άνω) και τη θλιβόμενη (κάτω) ζώνη εξαιτίας σταδιακής επιβολής της οριζόντιας δύναμης



Σχήμα 7: Κατακόρυφες τάσεις (σ_z) τη στιγμή της πρώτης ρηγμάτωσης ($a=0.32g$) εξαιτίας της επιβολής σταδιακά αυξανόμενης οριζόντιας δύναμης



Έτσι, στο Σχήμα 6 σχεδιάζεται η μεταβολή σε δύο σημεία (κόμβους) στη βάση του συστήματος (ένα στην εφελκυσόμενη και ένα στην θλιβόμενη ζώνη) των κατακορύφων τάσεων με την αύξηση της οριζόντιας επιτάχυνσης. Παρατηρείται ότι, εκκινώντας από τη μέση θλιπτική τάση που προκαλεί το ίδιο βάρος (περίπου 180kPa), στα δύο σημεία καταγράφεται η πρόσθετη εκ της επιβαλλόμενης ροπής αποφόρτιση (μέχρις εφελκυσμού και ρηγμάτωσης) και θλίψης αντίστοιχα. Από τα αποτελέσματα είναι προφανές ότι η ρηγμάτωση προηγείται της συντριβής, όπως εξ άλλου ήταν αναμενόμενο.

Παράλληλα, επιβεβαιώνεται και πάλι ότι απαιτείται ένα αρκετά σημαντικό οριζόντιο φορτίο που οδηγεί σε μηδενισμό των τάσεων (0.17g) ή σε ρηγμάτωση (0.32g) το υπό εξέταση υπόλειμμα του τείχους. Σημειώνεται ότι οι τιμές αυτές βρίσκονται σε πολύ καλή συμφωνία με τους προσεγγιστικούς αναλυτικούς υπολογισμούς που προηγήθηκαν, ιδιαίτερα αν συνεκτιμηθεί το γεγονός ότι στην παρούσα ανάλυση λείπει ένα ολόκληρο τμήμα σε σχέση με την απλουστευμένη θεώρηση του αναλυτικού υπολογισμού, το οποίο μάλιστα βρίσκεται στις υψηλές περιοχές του φορέα. Ταυτόχρονα εδραιώνεται ένα επίπεδο εμπιστοσύνης στο αριθμητικό προσομοίωμα εν όψει των πιο σύνθετων αναλύσεων που περιγράφονται στις επόμενες ενότητες.

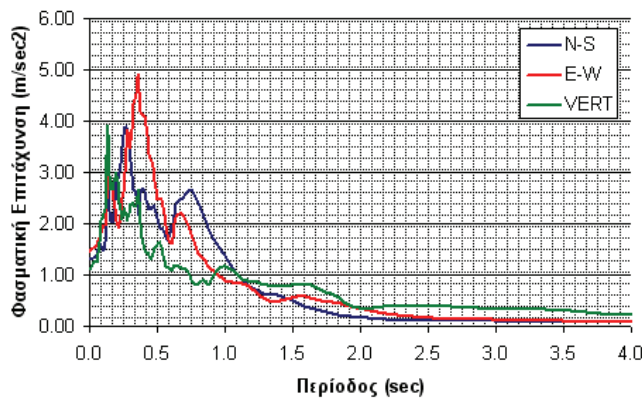
5 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

Μετά τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών και της αριθμητικής επαλήθευσης της αναμενόμενης μέγιστης εφελκυστικής και θλιπτικής τάσης στη βάση του υπό εξέταση υπολείμματος του τείχους, πραγματοποιήθηκε δυναμική φασματική ανάλυση με τη χρήση του φάσματος του

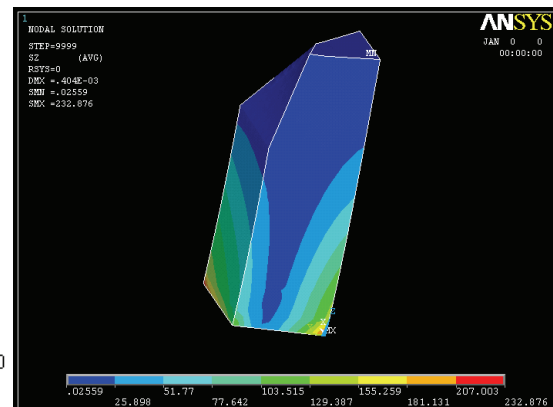
σεισμού της Θεσσαλονίκης (20/06/1978, $M_s=6.4$, $PGA=0.15g$), το συχνοτικό περιεχόμενο του οποίου για τις τρεις συνιστώσες της καταγραφής φαίνεται στο Σχήμα 8. Η ανάλυση αυτή κρίνεται αναγκαία για δύο λόγους α) προκειμένου να συνεκτιμηθεί η συμμετοχή των ανώτερων της θεμελιώδους ιδιομορφών στη δυναμική συμπεριφορά του συγκεκριμένου δομικού συστήματος και β) για να επαληθευθεί αριθμητικά το γεγονός ότι το τμήμα αυτό του τείχους δεν παρουσίασε βλάβες κατά το σεισμό της Θεσσαλονίκης, ο οποίος και αποτελεί την πλέον πρόσφατη αλλά και μοναδική καταγεγραμμένη ισχυρή σεισμική κίνηση που καταπύνησε την κατασκευή.

Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε και για τις δύο κύριες διευθύνσεις της καταγραφής στο κέντρο της πόλης οι οποίες ταυτίζονται με τον άξονα Βορρά-Νότου και Ανατολής-Δύσης. Στο Σχήμα 9 παρουσιάζονται οι κατακόρυφες τάσεις (σ_z) για την επιβολή των δύο φασμάτων ταυτόχρονα στις δύο διευθύνσεις ενώ στο Σχήμα 10 εμφανίζονται οι αντίστοιχες τάσεις κατά την μεμονωμένη διέγερση κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις. Παρατηρείται ότι, εξαιτίας του σχετικά μικρού βαθμού σύζευξης των δύο κύριων μεταφορικών ιδιομορφών, η ταυτόχρονη φασματική ανάλυση με τη χρήση του ζεύγους φασμάτων B-N και A-Δ οδηγεί σε μικρή μόνο (6%) αύξηση των μέγιστων εφελκυστικών τάσεων.

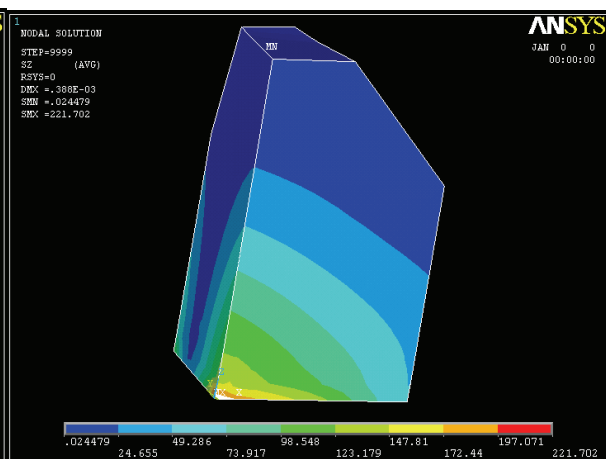
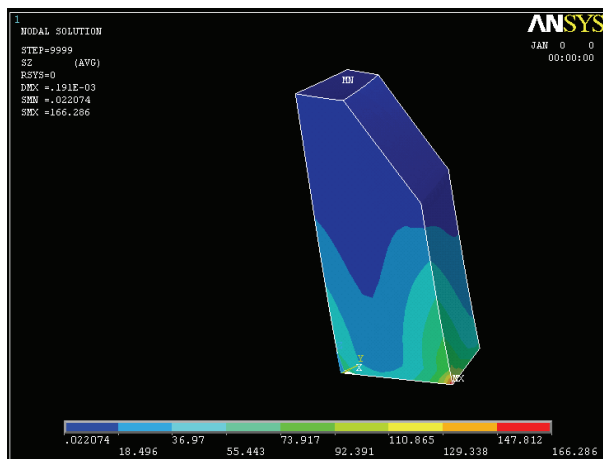
Υπενθυμίζεται στο σημείο αυτό ότι, καθώς το αποτέλεσμα της φασματικής ανάλυσης έχει εξ ορισμού πιθανοτικό χαρακτήρα, οι αναπτυσσόμενες τάσεις προκύπτουν ως τετραγωνική επαλληλία των σημαντικότερων ιδιομορφών (εν προκειμένω ελήφθησαν οι πρώτες 10) και συνεπώς αποτελούν ουσιαστικά μια πιθανοτική περιβάλλουσα θετικών τιμών. Από τα Σχήματα 9 και 10 προκύπτει ακόμη ότι οι αριθμητικώς προσδιοριζόμενες μέγιστες αναπτυσσόμενες τάσεις στη βάση του υπό εξέταση υπολείμματος του τείχους είναι της τάξεως των 230kPa (για ταυτόχρονη διέγερση κατά τις δύο διευθύνσεις) και εκ πρώτης όψεως δείχνουν να υπερβαίνουν πράγματι την εκτιμηθείσα διαθέσιμη εφελκυστική αντοχή η οποία ισούται με 150kPa.



Σχήμα 8: Φάσματα απόκρισης του σεισμού της Θεσσαλονίκης (1978) για τις τρεις κύριες διευθύνσεις της καταγραφής



Σχήμα 9: Κατακόρυφες τάσεις (σ_z). Δυναμική φασματική ανάλυση κατά τις δύο διευθύνσεις της σεισμικής διέγερσης



Σχήμα 10: Κατακόρυφες τάσεις (σ_z). Δυναμική φασματική ανάλυση κατά τη διεύθυνση Βορράς-Νότος (αριστερά) και Ανατολή-Δύση (δεξιά)

Εντούτοις, με την προσεκτικότερη αποτίμηση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης είναι φανερό ότι πρόκειται για τοπικά συγκεντρωμένες τάσεις στις ακμές της βάσης του συστήματος χωρίς φυσική σημασία, καθώς η μέση αναπτυσσόμενη τάση στην εφελκυστική ζώνη είναι περίπου 80kPa, (δηλ. ουσιαστικά υποδιπλάσια της διαθέσιμης αντοχής). Κατά συνέπεια, επιβεβαιώνεται η απουσία βλαβών κατά το σεισμό της Θεσσαλονίκης του 1978 και ασφαλώς η μη ανατροπή του συστήματος. Προεκτείνοντας μάλιστα τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης θα ήταν δυνατόν, με προσεγγιστικό τρόπο, να εκτιμηθεί ότι για να αναπτυχθούν εφελκυστικές δυνάμεις και συνακόλουθη ρηγμάτωση στη βάση του τμήματος του τείχους, θα απαιτείτο περίπου διπλάσια μέγιστη εδαφική σεισμική επιτάχυνση, με την προϋπόθεση της μη-μεταβολής του συχνотικού του περιεχομένου της κίνησης.

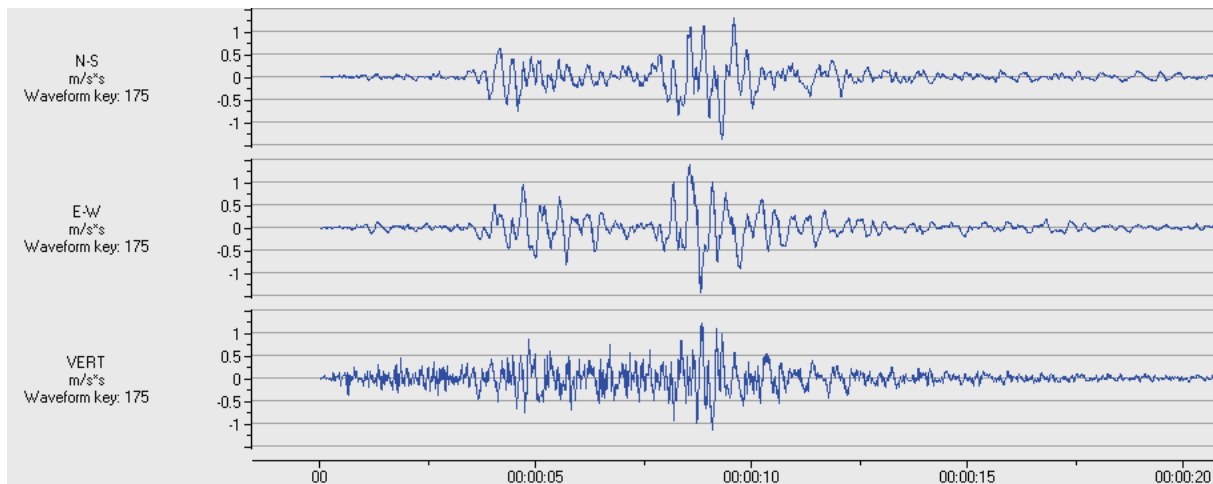
6 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΣΤΟ ΠΕΔΙΟ ΤΟΥ ΧΡΟΝΟΥ

Σε συνέχεια της δυναμικής φασματικής ανάλυσης, κρίθηκε σκόπιμο να πραγματοποιηθεί δυναμική ανάλυση στο πεδίο του χρόνου με την ταυτόχρονη διέγερση του συστήματος με τις τρεις διαθέσιμες καταγεγραμμένες συνιστώσες του σεισμού του 1978 (Σχήμα 11). Η ανάλυση αυτή έχει ως στόχο: α) την ποιοτική κατ' αρχήν επαλήθευση των αποτελεσμάτων της φασματικής ανάλυσης με την ακριβέστερη διαδικασία της επαλληλίας στο χρόνο των ταυτόχρονων εντατικών μεγεθών σε αντιδιαστολή με την τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών μεγεθών που πραγματοποιήθηκε κατά την φασματική ανάλυση, β) την ενεργοποίηση της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής κίνησης η οποία ενδεχομένως να επηρεάζει το αναπτυσσόμενο εντατικό πεδίο, ειδικότερα δε τις κατακόρυφες τάσεις οι οποίες και ενδιαφέρουν ιδιαίτερα, γ) τη διερεύνηση του επιπέδου των εφελκυστικών τάσεων που εκτιμάται ότι αναπτύχθηκαν κατά τη σεισμική διέγερση του 1978 όχι όμως σε επίπεδο μεγίστων τιμών, οι οποίες αναπτύσσονται σε μεμονωμένες χρονικές στιγμές, αλλά υπό το πρίσμα μιας μέσης («δρώσας») έντασης και δ) την πιστοποίηση της αξιοπιστίας του αριθμητικού προσομοιώματος έναντι διέγερσης στο πεδίο του χρόνου για μελλοντική μελέτη της ανελαστικής δυναμικής συμπεριφοράς του συστήματος.

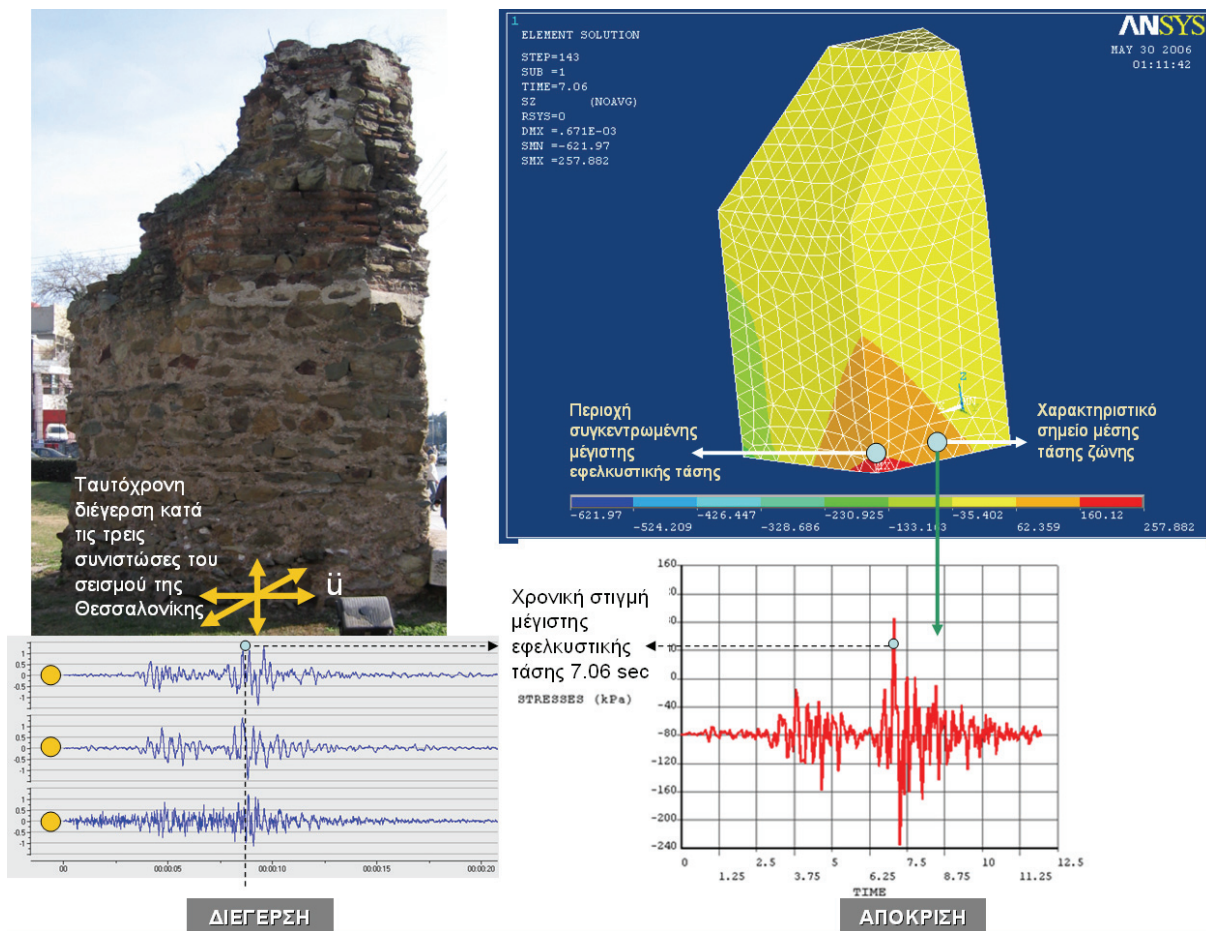
Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με βήμα χρονικής διακριτοποίησης ίσο προς το βήμα των διαθέσιμων καταγραφών, ενώ θεωρήθηκε συνολική κατά Rayleigh απόσβεση συστήματος ίση προς 5% στην περιοχή περιόδων 0.01-0.1sec που αποτελούν και το εύρος ιδιοπεριόδων του συστήματος. Στο Σχήμα 12 παρουσιάζεται η χρονική μεταβολή των κατακορύφων τάσεων σε συγκεκριμένη (ενδεικτική) θέση του φορέα πλησίον της βάσης του καθώς και το προφίλ του εντατικού πεδίου στο σύνολο του φορέα κατά τη χρονική στιγμή για την οποία παρατηρείται η μέγιστη αναπτυσσόμενη εφελκυστική τάση. Η τάση αυτή ανέρχεται στα 257kPa, αναπτύσσεται κατά τη χρονική στιγμή 7.06sec από την έναρξη της σεισμικής κίνησης και δεν διαφέρει περισσότερο από 10% από την πιθανοτικώς μέγιστη εφελκυστική τάση που υπολογίστηκε μέσω της φασματικής ανάλυσης. Παράλληλα, αν και υπερβαίνει την εκτιμώμενη εφελκυστική αντοχή της συγκεκριμένης πλινθοδομής (150kPa), εντούτοις εντοπίζεται μόνο τοπικά, στην κάτω γωνία του φορέα, σε αντίθεση δηλαδή με την υπόλοιπη εφελκυστική ζώνη εντός της οποίας κατά την ίδια χρονική στιγμή αναπτύσσονται τάσεις οι οποίες κυμαίνονται μεταξύ 60-150kPa (Σχήμα 12).

Είναι φανερό πως σε αντίθεση με την ισοδύναμη στατική μέθοδο όπου η εφελκυστική ζώνη ήταν σαφώς ορισμένη εξαιτίας του μονότονου χαρακτήρα της φόρτισης, αλλά και της δυναμικής φασματικής ανάλυσης όπου προέκυψε η θέση των πιθανοτικών μεγίστων εφελκυστικών τάσεων, στην περίπτωση της ανάλυσης στο πεδίο του χρόνου οι ζώνες εφελκυσμού και θλίψης εναλλάσσονται κατά τη διάρκεια της διέγερσης, υπάρχουν και περιοχές του φορέα οι οποίες βρίσκονται σταθερά υπό μεταβαλλόμενη θλίψη, ενώ στη γενική περίπτωση οι τάσεις συχνά μεταβάλλονται απότομα τόσο στον χώρο όσο και στον χρόνο.

Το γεγονός αυτό επαληθεύεται και από το διάγραμμα μεταβολής των εφελκυστικών τάσεων ενός «χαρακτηριστικού» σημείου εντός της περιοχής αυτής με τον χρόνο, από το οποίο προκύπτει ότι οι τάσεις παρουσιάζουν μια διακύμανση περί τον άξονα των -80kPa που πράγματι αντιστοιχεί στην (θλιπτική) εντατική κατάσταση εξαιτίας του ίδιου βάρους (σημειώνεται ότι στο σημείο αυτό του φορέα η υπερκείμενη πλινθοδομή έχει το μικρότερο ύψος, συνεπώς και η αρχική θλιπτική τάση είναι μικρότερη της μέσης τάσης θεμελίωσης).



Σχήμα 11: Καταγραφή κατά τον σεισμό της Θεσσαλονίκης (20/06/1978, $M_s = 6.4$) – Τρεις κύριες συνιστώσες (Ambraseys et al., 2000)



Σχήμα 12: Χρονοϊστορία μεταβολής των τάσεων σε χαρακτηριστικό σημείο της βάσης του υπό εξέταση υπολείμματος του τείχους, ενδεικτικό της μέσης αναπτυσσόμενης εφελκυστικής τάσης κατά το σεισμό της Θεσσαλονίκης του 1978

Η θέση αυτή του φορέα αντιστοιχεί σε εντατική κατάσταση η οποία θεωρείται ως χαρακτηριστική της «μέσης τάσης» της ευρύτερης ζώνης στη βάση του τμήματος του τείχους. Έτσι, με βάση τη χρονοϊστορία τάσεων στο εν λόγω σημείο, εκτιμάται αριθμητικά ότι γενικά η μέγιστη μέση θλιπτική τάση κατά το σεισμό της Θεσσαλονίκης δεν θα πρέπει να ξεπέρασε τα 240kPa, ενώ η αντίστοιχη μέγιστη μέση εφελκυστική τάση δεν θα πρέπει να ξεπέρασε τα 85kPa. Θα ήταν συνεπώς δυνατό να

θεωρηθεί τηρουμένων των αναλογιών, πως η συγκεκριμένη κατασκευή θα μπορούσε να αντέξει σχεδόν το διπλάσιο σεισμικό φορτίο χωρίς να παρουσιάσει καθόλου βλάβες.

Σε κάθε περίπτωση πάντως θα πρέπει να σημειωθεί ότι το πρόβλημα είναι εξαιρετικά πολύπλοκο καθώς η συνολική δυναμική συμπεριφορά του συστήματος εξαρτάται από μια σειρά παραγόντων, συχνά αλληλοεξαρτώμενων (Zhang & Makris, 2001, Konstantinidis & Makris, 2005), όπως το συχνοτικό περιεχόμενο του προσπίπτοντος σεισμικού κραδασμού, η λυγηρότητα της κατασκευής, η δυνατότητα αποκόλλησης και ολίσθησης, οι τοπικές εδαφικές συνθήκες αλλά και ειδικότερα το έδαφος θεμελίωσης καθώς και η συνοχή και η εν γένει φυσική κατάσταση της κατασκευής.

8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας προτείνεται μια μεθοδολογία διερεύνησης της σεισμικής ιστορίας της Θεσσαλονίκης, βασισμένη στη μελέτη της απόκρισης απλών μνημειακών κατασκευών με τη βοήθεια τόσο αναλυτικών όσο και σύγχρονων αριθμητικών μεθόδων και εργαλείων. Από την περιγραφή του σχήματος της ανάλυσης που προηγήθηκε καθώς και των αποτελεσμάτων ενός παραδείγματος, τα οποία στηρίζονται σε διαφορετικές προσεγγίσεις δυναμικής διέγερσης, προκύπτουν οι παρακάτω παρατηρήσεις:

- Καταρχήν φαίνεται ότι είναι δυνατή 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 το υπό εξέταση υπόλειμμα του τείχους, και με βάση διαθέσιμες καταγραφές από τον σεισμό της Θεσσαλονίκης του 1978 προκύπτει ότι η συγκεκριμένη κατασκευή θα μπορούσε να αντέξει (υπό την προϋπόθεση του αυτού συχνοτικού περιεχομένου της σεισμικής κίνησης) διπλάσια σεισμική φόρτιση χωρίς να εμφανίσει σημαντικές βλάβες.
- Κάνοντας την αντίστροφη σκέψη και δεδομένης της απουσίας σημαντικών βλαβών στο σώμα του μνημείου, προκύπτει ότι καθόλη τη διάρκεια ζωής του, ή τουλάχιστον κατά τη χρονική περίοδο κατά την οποία έχει τη σημερινή του μορφή, λογικά δεν θα πρέπει να έχει επιπονηθεί με σεισμική φόρτιση μεγαλύτερη της διπλάσιας του σεισμού του 1978.
- Αν και αναντίρρητα η ανωτέρω παρατήρηση δεν έχει ιδιαίτερη αξία καθώς η υπό εξέταση κατασκευή είναι σχετικά μικρού μεγέθους και ιστορικής σημασίας σε σχέση με άλλες, και μάλιστα όχι αντιπροσωπευτική, εντούτοις μπορεί να θεωρηθεί ότι η συνολική μεθοδολογία που ακολουθήθηκε, καθώς και η επιτυχής αξιοποίηση σύγχρονων αριθμητικών εργαλείων αποτελούν μια πρώτη εφαρμογή της ανάδρομης ανάλυσης (back analysis) ως εργαλείο εκτίμησης της ευρύτερης σεισμικής ιστορίας ενός μνημείου. Ταυτόχρονα αναδεικνύεται μια εναλλακτική μέθοδος εκτίμησης του πιθανού άνω φράγματος της ιστορικής σεισμικής διέγερσης σε επίπεδο συνολικά μιας περιοχής ή πόλης.
- Ασφαλώς το θέμα δεν εξαντλήθηκε και χρήζει περαιτέρω ανάλυσης ιδιαίτερα αναφορικά με την αποτίμηση της σχετικής επιρροής του δυναμικού χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης και ζητημάτων γεωμετρικής μη-γραμμικότητας (αποκόλληση και ολίσθηση στον αρμό εδάφους – θεμελίου) 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.

9 ΑΝΑΦΟΡΕΣ

1. Ambraseys N., P. Smit, R. Berardi, D. Rinaldis, F. Cotton, C. Berge 2000. Dissemination of European Strong-Motion Data. CD-ROM collection. Council of European Communities. Environment and Climate Programme. ENV4-CT97-0397. Bruxelles. Belgium
2. ANSYS Engineering Analysis System 2005. User and Theoretical Manual. ANSYS, Inc., Southpointe, Canonsburg, Pennsylvania, Version 10.0.

3. Βελένης, Γ. 1998. Τα τείχη της Θεσσαλονίκης: από τον Κάσσανδρο ως τον Ηράκλειο, University Studio Press, Θεσσαλονίκη.
4. Casolo, S. 1998. A three-dimensional model for vulnerability analysis of slender medieval masonry towers, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 2, No. 4, 487-512.
5. CEN. 2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. EN 1998-1 General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels.
6. CEN. 2004. Eurocode 6. Design of masonry structures. ENV 1996-1 General Rules', Brussels.
7. Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A. & Resemini. S. 2004. Non-linear seismic analysis of masonry structures, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, Paper No. 843.
8. Konstantinidis D, Makris N, 2005. Seismic response analysis of multidrum classical columns. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, DOI:10.1002/eqe.378
9. Manos, G. C., Soulis, V. J. and Diagouma, A. 2004. Preliminary numerical investigation of the dynamic characteristics of historical monuments, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, Paper No. 93.
10. Rota, M., Pecker, A., Bolognini, D. and Pinho, R. 2005. A methodology for seismic vulnerability of masonry bridge walls, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, Special Issue 2, 331-353.
11. Zhang J, Makris N. 2001. Rocking response of free-standing blocks under cycloidal pulses. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*; 127(5):473–483.
12. Sinopoli A.1989. Kinematic approach in the impact problem of rigid bodies. *Applied Mechanics Reviews (ASME)*; 42(11):S233–S244.