



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ  
ΣΧΟΛΗ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΠΜΣ: ΧΩΡΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΔΟΜΗΜΕΝΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ  
ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ Β': «ΟΛΟΚΛΗΡΩΜΕΝΗ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΔΟΜΗ-  
ΜΕΝΟΥ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΜΕ ΠΡΟΗΓΜΕΝΕΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΕΣ & ΥΛΙΚΑ»

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ

**Θέμα: “Αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης και στρα-  
τηγικές αποκατάστασης – ενίσχυσης της οικίας Σεϊμένη  
στην Ανώπολη Σφακίων”**

Μεταπτυχιακή φοιτήτρια: Ειρήνη Χωριανοπούλου – Πολιτικός Μηχανικός ΤΕ  
Επιβλέπουσα καθηγήτρια: Μαρία Σταυρουλάκη – Αναπληρώτρια Καθηγήτρια



ΧΑΝΙΑ, ΙΟΥΝΙΟΣ 2021



## Ευχαριστίες

Η παρούσα διατριβή εκπονήθηκε σε μια πολύ ιδιαίτερη περίοδο όπου η ανθρώπινη αλληλεπίδραση, η επικοινωνία, ακόμη και η μετακίνηση είναι έννοιες στενά περιορισμένες. Δεδομένων των δυσκολιών, δεν θα μπορούσε να επιτευχθεί ένα άρτιο αποτέλεσμα χωρίς την συνεισφορά ορισμένων ανθρώπων.

Αρχικά, οφείλω να ευχαριστήσω την καθηγήτρια μου κα. Μαρία Σταυρουλάκη για την υπομονή, την συνέπεια και την ουσιαστική καθοδήγηση της όπως επίσης τους καθηγητές κ. Νίκο Σκουτέλη και κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη ως μέλη της τριμελούς εξεταστικής επιτροπής. Επιπλέον, ευχαριστώ θερμά τους κ. Ευάγγελο Νιταδωράκη και κ. Γαβριήλ Νύκταρη για όλη την ηθική και την τεχνική υποστήριξη που μου προσέφεραν απλόχερα. Κλείνοντας, από αυτή τη σύντομη λίστα των ευχαριστιών θα ήταν αδύνατον να παραλείψω την οικογένεια μου, αλλά και τους φίλους που περιλαμβάνονται σε αυτή, οι οποίοι ανέκαθεν με στηρίζουν γενναιόδωρα.

Γενικότερα, αισθάνομαι τυχερή και ευγνώμων για τους αξιόλογους ανθρώπους, συμφοιτητές αλλά και καθηγητές, που γνώρισα και ξεχώρισα μέσω του μεταπτυχιακού προγράμματος. Μπορώ να ομολογήσω πως αποτέλεσε μια διαδρομή πλούσια σε εκπαιδευτικά ερεθίσματα που με βοήθησε να εμπλουτίσω το γνωστικό μου αντικείμενο και να διευρύνω τους ορίζοντες μου τόσο σε επαγγελματικό όσο και σε προσωπικό επίπεδο.



## Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά τη μελέτη στατικής αποκατάστασης της Οικίας Σειμένη στην Ανώπολη Σφακίων στην Κρήτη. Πρόκειται για ένα διώροφο κτίσμα από φέρουσα τοιχοποιία, με αρκετές φθορές λόγω έλλειψης συντήρησης για περισσότερες από επτά δεκαετίες. Σκοπός της μελέτης είναι, πρωτίστως, ο έλεγχος της στατικής επάρκειας και ο εντοπισμός των προβλημάτων που εμφανίζει ο φορέας, και μετέπειτα, η εκτίμηση των αναγκαίων επεμβάσεων προκειμένου να μπορέσει να ανταποκριθεί με ασφάλεια στις απαιτήσεις της νέας της χρήσης μετά την αποκατάστασή της.

Η μελέτη απαρτίζεται από δύο μέρη. Αρχικά, αφορά την αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης της κατασκευής με βάση την μακροσκοπική παθολογική εικόνα της (αναλυτική αποτύπωση, φωτογραφική τεκμηρίωση) και την ανάλυση του υπάρχοντος δομικού συστήματος με τη χρήση μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων. Στο δεύτερο μέρος προτείνονται κατάλληλες επεμβάσεις και εκτιμάται η αύξηση της αντοχής της κατασκευής. Οι μηχανικές ιδιότητες της τοιχοποιίας εκτιμήθηκαν με βάση δεδομένα από παρόμοιες κατασκευές στην ευρύτερη περιοχή και συνιστάται να διερευνηθούν πειραματικά σε μια τελική μελέτη εφαρμογής.

Συνοπτικά, η ύπαρξη έντονων ρηγματώσεων στις μικρές πλευρές του κτιρίου (ανατολή - δύση) καθώς και μερικών καταρρεύσεων, ως επακόλουθο της απώλειας της στέγης και της ελλιπούς συντήρησης, οδήγησε το κτίριο σε μία κατάσταση μειωμένης στατικής επάρκειας. Οι αναλύσεις οδήγησαν στο συμπέρασμα ότι τα κυριότερα προβλήματα σχετίζονται με την μειωμένη αντοχή της τοιχοποιίας σε συγκεκριμένες περιοχές, οι οποίες εντοπίστηκαν στην μακροσκοπική παρατήρηση της παθολογίας του κτιρίου. Κύριο αίτιο της απώλειας αντοχής της τοιχοποιίας είναι η έλλειψη συντήρησης λόγω ερείπωσης και περιβαλλοντικών επιδράσεων.

Προτείνεται λοιπόν, η πλήρης αποκατάσταση της δομής της τοιχοποιίας με συμπλήρωση και συρραφές στις περιοχές των ρωγμών και της αποδιοργάνωσης, και στις περιοχές σύνδεσης των εγκάρσιων τοίχων με την δυτική τοιχοποιία του όμορου κτιρίου, καθώς και αρμολόγημα. Επιπλέον, προτείνεται η αντικατάσταση των εναπομενόντων ξύλινων στοιχείων με ξυλεία μεγαλύτερης αντοχής, η εκ νέου επιστέγαση του κτιρίου με το παραδοσιακό χωμάτινο δώμα και η ανακατασκευή του ενδιάμεσου δαπέδου με την ξύλινη κλίμακα, όπως ορίζει η αρχιτεκτονική μελέτη. Συμπληρωματικά, θα μπορούσε να προταθεί η εφαρμογή ενεμάτων σε συνδυασμό με την τοποθέτηση ξύλινων σενάζ περιμετρικά του κτιρίου, ώστε να ενισχυθεί περαιτέρω η διαφραγματική λειτουργία του φορέα και να βελτιωθεί η σεισμική του απόκριση.



## Abstract

The present dissertation deals with the structural rehabilitation of the Seimeni House in Anopoli Sfakion, Crete. It is a two-storey building made of load-bearing masonry with several damages due to lack of maintenance for more than seven decades. The purpose of the study is, first the analysis of the static integrity and the structural pathology of the existing structure and second, the assessment of the necessary interventions in order the construction to be able to response the requirements of its new use.

The study consists of two parts. Initially, the evaluation of the structure's present state based on its structural pathology (geometric and photographic documentation) and the analysis of the existing structural system using a finite element model are presented. In the second part, appropriate interventions are proposed and from the analyses, the increase of the structural strength after their application are estimated. The mechanical properties of the masonry were based on data from similar structures in the broader area and it is recommended to be further investigated experimentally in a final application study.

In conclusion, the existence of intense cracks in the small sides of the building (east – west axis) as well as partially wall collapses, because of the roof loss, and lack of maintenance, contributed to the deterioration of the building and it's reduced structural strength. From the results analyses it was pointed out that the major failures are related to the reduced strength of the masonry in specific areas which were identified in the macroscopic observation of the pathology of the building. The main factor of the loss of strength of the masonry is the lack of conservation and the environmental impact.

Thus, it is proposed the complete restoration of the structure of the masonry with completion and stapling in the areas of cracks and material loss, and in the joint areas of the transverse walls with the western masonry of the adjacent building, as well as grouting. In addition, it is proposed to replace the remaining wooden elements with wood of higher strength, the roof of the building to constructed with the traditional earthen roof and the reconstruction of the intermediate floor with the wooden ladder as defined by the architectural study. Additionally, the application of grouts could be proposed in combination with the installation of perimetric wooden tie beams, in order to further enhance the diaphragm action.

# Περιεχόμενα

Ευχαριστίες .....	iii
Περίληψη .....	iv
Abstract .....	v
Περιεχόμενα .....	vi
Ευρετήριο εικόνων.....	ix
Ευρετήριο πινάκων.....	xv
Πρόλογος .....	xvii
1. Εισαγωγή .....	1
Γεωγραφικός προσδιορισμός και στοιχεία για το κτίριο.....	1
1.1 Περιγραφή του κτιρίου .....	2
1.2 Υφιστάμενη κατάσταση του κτιρίου .....	9
2. Μεθοδολογία ανασχεδιασμού.....	16
2.1 Τεκμηρίωση .....	17
2.2 Αποτίμηση.....	17
2.3 Έλεγχος αναγκαιότητας επεμβάσεων .....	18
2.3.1 Οι στάθμες επιτελεστικότητας .....	19
2.3.2 Η μηχανική συμπεριφορά δομικών στοιχείων .....	20
2.3.3 Ο έλεγχος ασφαλείας για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.....	22
2.4 Σχεδιασμός των επεμβάσεων .....	24
2.5 Υλοποίηση των επεμβάσεων .....	28
3. Τεκμηρίωση της υφιστάμενης κατάστασης.....	29
3.1 Αποτύπωση και βλάβες της κατασκευής .....	29
3.2 Ρηγματώσεις τοιχοποιίας και καταρρεύσεις.....	30
3.3 Βιολογική προσβολή .....	36
3.4 Απώλεια και φθορά των ξύλινων στοιχείων.....	37
3.5 Απώλεια και φθορά των επιχρισμάτων .....	40
3.6 Απόκλιση από την κατακόρυφο .....	42
4. Μηχανική της τοιχοποιίας.....	43
4.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά.....	43

4.2	Υπολογισμός μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας.....	44
4.2.1	Προσδιορισμός μηχανικών χαρακτηριστικών από πίνακες .....	45
4.2.2	Προσδιορισμός μηχανικών χαρακτηριστικών με ημιεμπειρικές σχέσεις .....	47
4.3	Διερευνητικές μέθοδοι υφιστάμενων κατασκευών.....	48
4.4	Απόκριση τοίχων σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση.....	48
4.5	Υπολογισμός θλιπτικής αντοχής κατά ΕΚ6.....	49
4.6	Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας.....	49
4.7	Αντοχή της τοιχοποιίας σε τυχαία καταπόνηση εντός επιπέδου .....	50
5.	Μέθοδοι προσομοίωσης & ανάλυσης.....	51
5.1	Μέθοδοι ανάλυσης .....	51
5.2	Μέθοδοι προσομοίωσης.....	51
5.3	Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων .....	52
5.4	Το πρόγραμμα MSC Marc Mentat .....	53
6.	Ανάλυση της υφιστάμενης κατάστασης με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.....	56
6.1	Εισαγωγή.....	56
6.2	Διαμόρφωση της γεωμετρίας του φορέα (geometry generation) ..	56
6.3	Διακριτοποίηση του φορέα (discretization) .....	57
6.4	Ιδιότητες στοιχείων-υλικών (material properties) .....	58
6.5	Συνοριακές συνθήκες (boundary conditions) .....	60
6.6	Στατική ανάλυση .....	61
6.7	Ιδιομορφική ανάλυση (modal analysis).....	62
6.8	Σεισμικές φορτίσεις .....	67
6.9	Ανάλυση και αποτελέσματα .....	69
6.9.1	Σεισμός των Αθηνών .....	73
7.	Ανάλυση της κατασκευής μετά τις ενισχυτικές επεμβάσεις .....	77
7.1	Ιδιότητες στοιχείων-υλικών (material properties) .....	77
7.2	Συνοριακές συνθήκες (boundary conditions) .....	79
7.3	Στατική ανάλυση .....	82
7.4	Ιδιομορφική ανάλυση (modal analysis).....	83
7.5	Σεισμικές φορτίσεις .....	86

7.5.1 Σεισμός των Αθηνών .....	87
7.5.2 Σεισμός του Kobe .....	92
8. Στρατηγικές επίλυσης.....	98
8.1 Συνδεσιμότητα δυτικής τοιχοποιίας .....	98
8.2 Ξύλινες Δοκοί .....	101
8.3 Σύνδεση νοτιοανατολικού ελεύθερου άκρου .....	101
8.4 Λιθόκτιστη εξωτερική κλίμακα .....	103
8.5 Αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων λιθοδομής κατά 10% .....	105
9. Συμπεράσματα .....	108
10. Προτάσεις για μελλοντική έρευνα .....	109
11. Βιβλιογραφία .....	111



## Ευρετήριο εικόνων

Εικόνα 1: Εντοπισμός της Ανώπολης στη δυτική Κρήτη (πηγή: Google Earth 12/2015).	1
Εικόνα 2: Εντοπισμός του κτιρίου στον συνοικισμό Γύρος (πηγή: Google Earth 9/2018).	2
Εικόνα 3: Αποτύπωση του κτιρίου και του οικοπέδου καθώς και του όμορου ενετικού κτιρίου.	3
Εικόνα 4: Αποτύπωση της δυτικής όψης του κτιρίου.	3
Εικόνα 5: Αποτύπωση της βόρειας όψης του κτιρίου.	4
Εικόνα 6: Η κάτοψη στο επίπεδο του ισόγειου μετά από σάρωση με laser scanner.	5
Εικόνα 7: Προοπτική ανατολικής εισόδου από το επίπεδο του δρόμου.	5
Εικόνα 8: Ορθοφωτογραφία της νότιας όψης, εξωτερικά της πρώην στεγασμένης αυλής.	6
Εικόνα 9: Ορθοφωτογραφία της νότιας όψης από τομή εντός της πρώην στεγασμένης αυλής.	7
Εικόνα 10: Τυπική σφακιανή κατοικία στην Αράδαινα.	8
Εικόνα 11: Εσωτερικό τυπικής σφακιανής κατοικίας στην Αράδαινα.	9
Εικόνα 12: Γενική κάτοψη του κτιρίου και του περιβάλλοντα χώρου.	10
Εικόνα 13: Ανατολική όψη.	11
Εικόνα 14: Η άλλοτε στεγασμένη αυλή και η νοτιοανατολική όψη.	11
Εικόνα 15: Βόρεια όψη.	12
Εικόνα 16: Δυτική εσωτερική όψη.	12
Εικόνα 17: Δυτική εξωτερική όψη.	13
Εικόνα 18: Ανατολική εσωτερική όψη.	13
Εικόνα 19: Εσωτερική άποψη της στεγασμένης αυλής στη θέση του πατητηριού.	14
Εικόνα 20: Η εξωτερική κλίμακα σύνδεσης του ορόφου με το ισόγειο.	14
Εικόνα 21: Λεπτομέρεια ξύλινου κουφώματος.	15
Εικόνα 22: Απομένουσες δοκοί του δώματος.	15
Εικόνα 23: Μεθοδολογία ανασχεδιασμού υφιστάμενων κατασκευών.	16
Εικόνα 24: Χαρακτηριστικά ζεύγη μεγεθών έντασης-παραμόρφωσης για την εντός επιπέδου παραμόρφωση ενός τοίχου.	21
Εικόνα 25: Διάγραμμα συμπεριφοράς δομικού στοιχείου.	21

Εικόνα 26: Ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας σε διάγραμμα έντασης-παραμόρφωσης. ....	22
Εικόνα 27: Ορισμός του $H_0$ σε σχέση με το διάγραμμα ροπών για την περίπτωση εντός επιπέδου κάμψης τοίχου με απαραμόρφωτο διάφραγμα στην κορυφή του (αριστερά) ή όχι (δεξιά). ....	24
Εικόνα 28: Μέτρηση υψομετρικής διαφοράς με τη χρήση σταδίας.....	29
Εικόνα 29: Δυτική όψη - Σφηνοειδής κατάρρευση τοιχοποιίας. ....	31
Εικόνα 30: Λεπτομέρεια της βόρειας όψης εσωτερικά. Διακρίνεται η χρήση μεγάλου ποσοστού λίθων μικρών διαστάσεων.....	32
Εικόνα 31: Λεπτομέρεια στη συμβολή τοιχοποιίας δυτικής πλευράς με βόρειας. Διακρίνεται η κατακόρυφη ρηγμάτωση λόγω μη σύνδεσης των δύο τοιχοποιιών. ..	33
Εικόνα 32: Αποκόλληση της εσωτερικής τοιχοποιίας από τη βόρεια. ....	33
Εικόνα 33: Τοπική απώλεια λίθων - εσωτερική όψη ανατολικής τοιχοποιίας και ρηγματώσεις, ....	34
Εικόνα 34: Τοπική απώλεια λίθων περιμετρικά των ανοιγμάτων στην εξωτερική όψη. ....	34
Εικόνα 35: Τοπική απώλεια λίθων στη στέψη.....	35
Εικόνα 36: Αποδιοργάνωση λίθων στη δυτική πλευρά του κτιρίου.....	35
Εικόνα 37: Αποδιοργάνωση λίθων στην ενδιάμεση λιθοδομή του ισογείου. ....	36
Εικόνα 38: Ανάπτυξη βρύων και λειχήνων στην τοιχοποιία.....	36
Εικόνα 39: Αποδιοργάνωση της δυτικής τοιχοποιίας από την ανάπτυξη αυτοφυούς συκιάς. ....	37
Εικόνα 40: Φθορά και απώλεια ξύλινων στοιχείων του δώματος και του μεσοπατώματος. ....	38
Εικόνα 41: Λεπτομέρεια ξύλινου ανωφλιού της νότιας τοιχοποιίας.....	38
Εικόνα 42: Τομή στον άξονα Δύση – Ανατολή στη θέση του τοιχισμένου παραθύρου / αποδιοργάνωση λίθων εσωτερικά της ανατολικής λιθοδομής - αποτύπωση εσωτερικού βόρειας λιθοδομής.....	39
Εικόνα 43: Λεπτομέρεια εσωτερικού επιχρίσματος.....	40
Εικόνα 44: Εναπομένον επίχρισμα της νότιας όψης. ....	41
Εικόνα 45: Εναπομένον επίχρισμα της ανατολικής όψης.....	41
Εικόνα 46: Εναπομένον επίχρισμα της βόρειας όψης. ....	41
Εικόνα 47: Τομή στο μέσον της καμάρας στη διεύθυνση Βοράς – Νότος. ....	42
Εικόνα 48: Τα προγράμματα Marc Mentat (Öchsner & Öchsner, 2018). ....	54

Εικόνα 49: Η διαδικασία της ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία (MSC.Software Corporation, 2015). .....	55
Εικόνα 50: Διαμόρφωση της γεωμετρίας του φορέα. ....	56
Εικόνα 51: Η γεωμετρία των πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν. ....	57
Εικόνα 52: Διακριτοποίηση του φορέα (προσομοίωμα M1) και απεικόνιση του είδους των στοιχείων. ....	58
Εικόνα 53: Χρωματική διαφοροποίηση των υλικών της τοιχοποιίας. ....	59
Εικόνα 54: Τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών και κριτήρια αστοχίας της τοιχοποιίας. ....	60
Εικόνα 55: Συνοριακή συνθήκη fixed displacement στη βάση του κτιρίου. ....	60
Εικόνα 56: Συνοριακή συνθήκη gravity load. ....	61
Εικόνα 57: Συνοριακή συνθήκη edge load. ....	61
Εικόνα 58: Χρωματική απεικόνιση των συνολικών μετακινήσεων υπό στατική φόρτιση. ....	62
Εικόνα 59: Η πρώτη ιδιομορφή ( $T=4,92\text{Hz}$ ). ....	63
Εικόνα 60: Η δεύτερη ιδιομορφή ( $T=5,21\text{Hz}$ ). ....	64
Εικόνα 61: Η τρίτη ιδιομορφή ( $T=5,99\text{Hz}$ ). ....	64
Εικόνα 62: Η τέταρτη ιδιομορφή ( $T=6,97\text{Hz}$ ). ....	64
Εικόνα 63 Η πέμπτη ιδιομορφή ( $T=8,687\text{Hz}$ ). ....	65
Εικόνα 64: Η έκτη ιδιομορφή ( $9,86\text{Hz}$ ). ....	65
Εικόνα 65: Η έβδομη ιδιομορφή ( $12,56\text{Hz}$ ). ....	65
Εικόνα 66: Η όγδοη ιδιομορφή ( $13,50\text{Hz}$ ). ....	66
Εικόνα 67: Η ένατη ιδιομορφή ( $13,89\text{Hz}$ ). ....	66
Εικόνα 68: Η δέκατη ιδιομορφή ( $14,81\text{Hz}$ ). ....	66
Εικόνα 69: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης του σεισμού των Αθηνών το 1999. ....	68
Εικόνα 70: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης του σεισμού των Χανίων το 1994. ....	68
Εικόνα 71: Συνολικές μετακινήσεις υπό τη σεισμική διέγερση Ath_zx. ....	70
Εικόνα 72: Συνολικές μετακινήσεις υπό τη σεισμική διέγερση Cha_zx. ....	70
Εικόνα 73: Μετακινήσεις κόμβων σε κατακόρυφη τομή στο μέσον του ανατολικού τοίχου υπό τη σεισμική διέγερση Ath_zx και Cha_zx. ....	71
Εικόνα 74: Συνολικές μετακινήσεις υπό τη σεισμική διέγερση Ath_xz. ....	71
Εικόνα 75: Συνολικές μετακινήσεις υπό τη σεισμική διέγερση Cha_xz. ....	72

Εικόνα 76: Μετακινήσεις κόμβων σε κατακόρυφη τομή στο μέσον του βόρειου τοίχου υπό τη σεισμική διέγερση Ath_xz και Cha_xz.....	72
Εικόνα 77: Στιγμιότυπο από τις μετακινήσεις κατά Χ που προκαλούνται στο προσομοίωμα υπό τη σεισμική φόρτιση Ath_xz ( $t=5$ sec).....	73
Εικόνα 78: Χρονοϊστορία μετακίνησης τριών κόμβων καθ' ύψος της βόρειας λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_xz. ....	74
Εικόνα 79: Χρονοϊστορία μετακίνησης τριών κόμβων καθ' ύψος της ανατολικής λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_zx. ....	74
Εικόνα 80: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής (1 <sup>ος</sup> δείκτης αστοχίας) υπό τη σεισμική φόρτιση Ath_xz. ....	75
Εικόνα 81: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής (1 <sup>ος</sup> δείκτης αστοχίας) υπό τη σεισμική φόρτιση Ath_zx. ....	75
Εικόνα 82: Κύριες τάσεις υπό τη σεισμική φόρτιση Ath_xz.....	76
Εικόνα 83: Κύριες τάσεις υπό τη σεισμική φόρτιση Ath_zx.....	76
Εικόνα 84: Τιμές μηχανικών ιδιοτήτων και κριτηρίων αστοχίας της τοιχοποιίας μετά τις επεμβάσεις αποκατάστασης. ....	78
Εικόνα 85: Δέσμευση μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ.....	80
Εικόνα 86: Γραμμικά κατανεμημένο μόνιμο φορτίο λόγω λίθων επιστέγασης.....	81
Εικόνα 87: Μόνιμο φορτίο επί των δοκών λόγω του χωμάτινου δώματος.....	81
Εικόνα 88: Κινητό φορτίο βατών δαπέδων. ....	81
Εικόνα 89: Κινητό φορτίο μη βατού δώματος.....	82
Εικόνα 90: Κινητό φορτίο στήριξης εσωτερικής κλίμακας. ....	82
Εικόνα 91: Χρωματική απεικόνιση των συνολικών μετακινήσεων υπό στατική φόρτιση. ....	83
Εικόνα 92: Σύγκριση της 1 <sup>ης</sup> ιδιομορφής του υφιστάμενου (αριστερά) με την 1 <sup>η</sup> ιδιομορφή του αποκατεστημένου (δεξιά).....	84
Εικόνα 93: Σύγκριση της 3 <sup>ης</sup> ιδιομορφής του υφιστάμενου (αριστερά) με την 2 <sup>η</sup> ιδιομορφή του αποκατεστημένου (δεξιά).....	84
Εικόνα 94: Σύγκριση της 4 <sup>ης</sup> ιδιομορφής του υφιστάμενου (αριστερά) με την 3 <sup>η</sup> ιδιομορφή του αποκατεστημένου (δεξιά).....	85
Εικόνα 95: Σύγκριση της 5 <sup>ης</sup> ιδιομορφής του υφιστάμενου (αριστερά) με την 4 <sup>η</sup> ιδιομορφή του αποκατεστημένου (δεξιά).....	85
Εικόνα 96: Σύγκριση της 6 <sup>ης</sup> ιδιομορφής του υφιστάμενου (αριστερά) με την 5 <sup>η</sup> ιδιομορφή του αποκατεστημένου (δεξιά).....	85
Εικόνα 97: Χρονοϊστορία μετακίνησης του σεισμού του Kobe το 1995. ....	86



Εικόνα 98: Στιγμιότυπο από τις μετακινήσεις κατά X που προκαλούνται στο προσομοίωμα κατά τον σεισμό Ath_xz ( $t=5$ sec).....	87
Εικόνα 99: Χρονοϊστορία μετακίνησης του κόμβου στο ενδιάμεσο δάπεδο στο μέσον της βόρειας λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_xz. ....	88
Εικόνα 100: Χρονοϊστορία μετακίνησης του κόμβου στέψης στο μέσον της βόρειας λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_xz. ....	88
Εικόνα 101: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_xz στο υφιστάμενο (αριστερά) και στο αποκατεστημένο (δεξιά). ....	89
Εικόνα 102: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_xz στο υφιστάμενο (αριστερά) και στο αποκατεστημένο (δεξιά). ....	89
Εικόνα 103: Συγκριτικό διάγραμμα των οριζόντιων μετακινήσεων καθ' ύψος των κόμβων στο μέσον της ανατολικής πλευράς κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_xz, μεταξύ του υφιστάμενου και του αποκατεστημένου κτιρίου ( $t=5$ sec).....	90
Εικόνα 104: Συγκριτικό διάγραμμα των οριζόντιων μετακινήσεων καθ' ύψος των κόμβων στο μέσον της ανατολικής πλευράς κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_xz, μεταξύ του υφιστάμενου και του αποκατεστημένου κτιρίου ( $t=5$ sec).....	90
Εικόνα 105: Συγκριτικό διάγραμμα των οριζόντιων μετακινήσεων καθ' ύψος των κόμβων στο μέσον της βόρειας πλευράς κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_xz, μεταξύ του υφιστάμενου και του αποκατεστημένου κτιρίου ( $t=5$ sec).....	91
Εικόνα 106: Συγκριτικό διάγραμμα των οριζόντιων μετακινήσεων καθ' ύψος των κόμβων στο μέσον της βόρειας πλευράς κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_xz, μεταξύ του υφιστάμενου και του αποκατεστημένου κτιρίου ( $t=5$ sec).....	91
Εικόνα 107: Στιγμιότυπο από τις μετακινήσεις κατά X που προκαλούνται στο προσομοίωμα κατά τον σεισμό Kob_xz ( $t=22$ sec). ....	92
Εικόνα 108: Στιγμιότυπο από τις μετακινήσεις κατά X που προκαλούνται στο προσομοίωμα κατά τον σεισμό Kob_xz ( $t=22$ sec). ....	92
Εικόνα 109: Χρονοϊστορία μετακίνησης των κόμβων μεσοπατώματος και στέψης στο μέσον της βόρειας λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση Kob_xz.....	93
Εικόνα 110: Χρονοϊστορία σχετικής μετακίνησης μεσοπατώματος και δώματος στο μέσον της βόρειας λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση Kob_xz.....	93
Εικόνα 111: Χρονοϊστορία μετακίνησης των κόμβων μεσοπατώματος και στέψης στο μέσον της ανατολικής λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση Kob_xz.....	94
Εικόνα 112: Χρονοϊστορία σχετικής μετακίνησης μεσοπατώματος και δώματος στο μέσον της ανατολικής λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση Kob_xz.....	94
Εικόνα 113: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής του αποκατεστημένου κατά τη φόρτιση Kob_xz [ $t= 8,48$ (άνω) , $10,4$ sec (μέσον) και $t= 22$ sec (κάτω)]. ....	95

Εικόνα 114: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής του αποκατεστημένου κατά τη φόρτιση Kob_zx [ $t= 8,48$ (άνω) , $10,4$ sec (μέσον) και $t= 22$ sec (κάτω)].	96
Εικόνα 115: Συνολικές μετατοπίσεις των κόμβων στο μέσον της ανατολικής και βόρειας τοιχοποιίας κατά τις χρονικές στιγμές που μεγιστοποιούνται οι σχετικές μετακινήσεις τους για τη δυσμενέστερη σεισμική τους διέγερση.	97
Εικόνα 116: Οριζόντια τομή στο ύψος του ενδιάμεσου δαπέδου (αριστερά), οριζόντια τομή πάνω από το ενδιάμεσο δάπεδο (δεξιά).	98
Εικόνα 117: Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής συνδεδεμένων τοιχοποιιών για κύρια διεύθυνση σεισμικής φόρτισης κατά X.	99
Εικόνα 118: Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής συνδεδεμένων τοιχοποιιών για κύρια διεύθυνση σεισμικής φόρτισης κατά Z.	100
Εικόνα 119: Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής συνδεδεμένων τοιχοποιιών για κύρια διεύθυνση σεισμικής φόρτισης κατά X.	100
Εικόνα 120: Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής συνδεδεμένων τοιχοποιιών για κύρια διεύθυνση σεισμικής φόρτισης κατά Z.	101
Εικόνα 121: Αστοχίες λόγω δέσμευσης μετακινήσεων στον άξονα X στο ελεύθερο άκρο.	102
Εικόνα 122: Απεικόνιση σύνδεσης ελεύθερου άκρου με πρόσθετες εγκάρσιες δοκούς μήκους 1 m.	102
Εικόνα 123: Δέσμευση μετακινήσεων κατά X λόγω σύνδεσης με την εξωτερική κλίμακα.	103
Εικόνα 124: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_xz για το αποκατεστημένο, άνευ κλίμακας (αριστερά) και με κλίμακα (δεξιά).	104
Εικόνα 125: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_zx για το αποκατεστημένο, άνευ κλίμακας (αριστερά) και με κλίμακα (δεξιά).	104
Εικόνα 126: Περιοχές μέγιστων μετατοπίσεων μετά της προσθήκη της κλίμακας κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_xz (αριστερά) και κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_zx (δεξιά).	105
Εικόνα 127: Αύξηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας κατά 10% λόγω ενεμάτωσης.	106
Εικόνα 128: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_xz (αριστερά) και κατά τη σεισμική φόρτιση Ath_zx (δεξιά).	106
Εικόνα 129: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής κατά τη σεισμική φόρτιση Kob_xz (αριστερά) και κατά τη σεισμική φόρτιση Kob_zx (δεξιά).	107
Εικόνα 130: Ενσωμάτωση ξύλινου σενάζ στη λιθοδομή.	110

## Ευρετήριο πινάκων

Πίνακας 1: Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού (ΚΑΔΕΤ-Σχέδιο 1, 2019). .....	19
Πίνακας 2: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φ.ο. (ΚΑΔΕΤ-Σχέδιο 1, 2019). .....	19
Πίνακας 3: Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών (ΚΑΔΕΤ-Σχέδιο 1, 2019). .....	20
Πίνακας 4: Τύποι επεμβάσεων και χαρακτηριστικά τους (ΚΑΔΕΤ-Σχέδιο 1, 2019) (Σπυράκος, 2019). .....	25
Πίνακας 5: Μέσες τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών διαφόρων τύπων τοιχοποιίας. ....	46
Πίνακας 6: Διορθωτικοί συντελεστές μηχανικών χαρακτηριστικών για διάφορους τύπους τοιχοποιίας με καλή ποιότητα δόμησης. ....	46
Πίνακας 7: Ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν στο προσομοίωμα. ....	58
Πίνακας 8: Τα κριτήρια αστοχίας για κάθε άξονα. ....	59
Πίνακας 9: Οι 10 πρώτες ιδιοσυχνότητες του κτιρίου. ....	63
Πίνακας 10: Συμβολισμός των δυναμικών φορτίσεων. ....	67
Πίνακας 11: Ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν στο προσομοίωμα. ....	78
Πίνακας 12: Οι δείκτες αστοχίας για κάθε άξονα. ....	78
Πίνακας 13: Φορτία αποκατεστημένου κτιρίου. ....	80
Πίνακας 14: Οι μεταβολές των έξι πρώτων ιδιοσυχνοτήτων του κτιρίου. ....	83
Πίνακας 15: Συμβολισμός δυναμικών φορτίσεων. ....	86
Πίνακας 16: Η μεταβολή των μετακινήσεων των κόμβων του μεσοπατώματος και της στέψης στο αποκατεστημένο και το υφιστάμενο κατά τη χρονική στιγμή μεγιστοποίησης τους ( $t=3,645\text{sec}$ ), λόγω της διέγερσης $A_{th\_xz}$ . ....	87
Πίνακας 17: Οι μεταβολές των έξι πρώτων ιδιοσυχνοτήτων του αποκατεστημένου προσομοιώματος με την προσομοίωση της εξωτερικής κλίμακας. ....	104





## Πρόλογος

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτέλεσε η διερεύνηση της δυνατότητας δομικής αποκατάστασης μιας λιθόκτιστης κατοικίας του 18<sup>ου</sup> αιώνα της περιοχής των Σφακίων, νότια του νομού Χανίων, η οποία έχει εγκαταλειφθεί για πολλές δεκαετίες και παρουσιάζει πλέον σοβαρά δομικά προβλήματα που εγείρουν ερωτήματα ως προς την στατικής της επάρκεια.

Με στόχο την αποκατάστασή της και την μετατροπή της σε μουσείο λαογραφικής τέχνης, έγινε μια ολοκληρωμένη προσπάθεια αρχικά για να μελετηθεί η υφιστάμενη κατάστασή της και τα προβλήματα του φέροντος οργανισμού της, ενώ ακολούθησε η επιλογή των βέλτιστων επεμβάσεων προκειμένου η κατασκευή να μπορέσει να ανταποκριθεί με ασφάλεια στις απαιτήσεις της νέας της χρήσης.

Η μελέτη απαρτίζεται από δύο στάδια. Αρχικά την αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης της κατασκευής και στην συνέχεια, την αποτίμηση της κατάστασης της κατασκευής μετά την προτεινόμενη αποκατάσταση της.

Με βάση την μακροσκοπική παθολογική εικόνα της έγινε ανάλυση του δομικού συστήματος, τα αποτελέσματα της οποίας οδήγησαν στις προτάσεις επισκευής ή/και ενίσχυσης της κατασκευής μέσω της καταλληλότερης κατά περίπτωση μεθόδου. Έγινε χρήση μοντέλων πεπερασμένων στοιχείων για την αριθμητική προσομοίωση της μηχανικής συμπεριφοράς της κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία, η οποία απαιτεί εκτός από ένα ακριβές γεωμετρικό μοντέλο, την προσομοίωση της μηχανικής συμπεριφοράς των δομικών υλικών.

Μέσω της δεύτερης ανάλυσης, προτάθηκαν και ενσωματώθηκαν στην ανάλυση παρεμβάσεις ικανές ώστε να εξασφαλίσουν για την κατασκευή τον επιθυμητό βαθμό ασφάλειας και παράλληλα έγιναν πρώτες διερευνητικές εργασίες ως προς την επίδραση των αρχιτεκτονικών προτάσεων αποκατάστασης στον φέροντα σκελετό του κτίσματος.

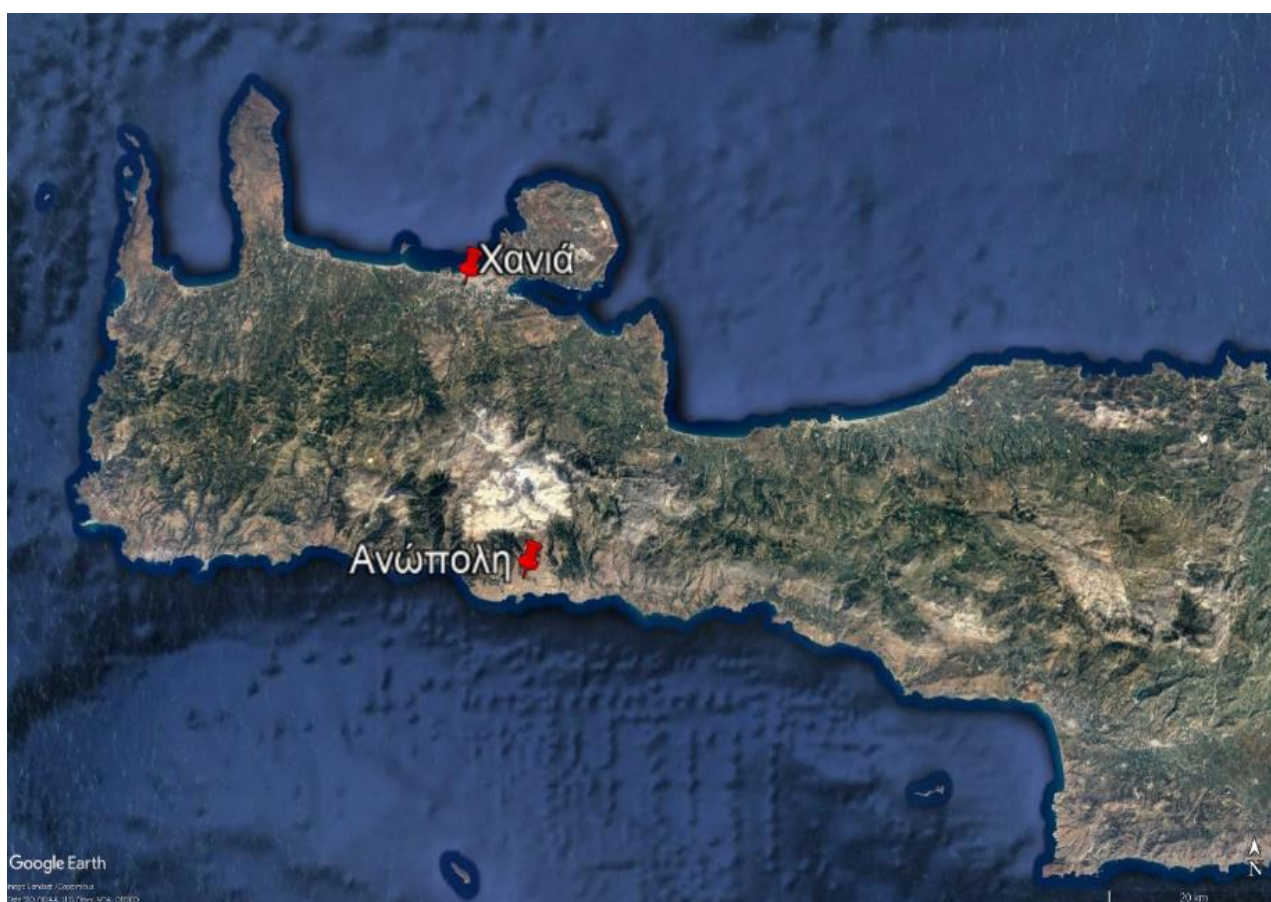
Η οικία Σειμένη αποτελεί τη βάση της μελέτης αποκατάστασης με την οποία ασχολήθηκε στην μεταπτυχιακή της εργασία με τίτλο «Αποκατάσταση και επανάχρηση της οικίας Σειμένη στην Ανώπολη Σφακίων» η αρχιτέκτονας Μαριλένα Μοχιάνακη-Καραμπατζάκη.



# 1. Εισαγωγή

## Γεωγραφικός προσδιορισμός και στοιχεία για το κτίριο

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στο νοτιοανατολικό τμήμα του νομού Χανίων, σε απόσταση περίπου 33 χιλιομέτρων νοτιοανατολικά της πόλης των Χανίων, στον οικισμό Ανώπολη του Δήμου Σφακίων (Εικόνα 1), τόπο καταγωγής του γνωστού ήρωα της κρητικής επανάστασης του 1770 Ιωάννη Βλάχου γνωστός και ως «Δασκαλογιάννης» (1725-1771). Βρίσκεται σε υψόμετρο 600 μέτρων από το επίπεδο της θάλασσας και εκτείνεται στο ομώνυμο εύφορο οροπέδιο που βρίσκεται στα νότια των Λευκών Ορέων. Η Ανώπολη έχει ιστορία πολλών αιώνων και καταστράφηκε τόσο από τους Ενετούς στα μέσα του 14<sup>ου</sup> αιώνα, όσο και από τους Οθωμανούς στα τέλη του 18<sup>ου</sup> αιώνα, παρότι δεν κατοικήθηκε ποτέ από αυτούς.



Εικόνα 1: Εντοπισμός της Ανώπολης στη δυτική Κρήτη (πηγή: Google Earth 12/2015).

Ο οικισμός της Ανώπολης απαρτίζεται από δέκα συνοικισμούς και είχε συνολικό πληθυσμό 242 κατοίκων σύμφωνα με την απογραφή του 2011. Στον συνοικισμό Γύρος βρίσκεται το λιθόκτιστο κτίριο που αποτελεί αντικείμενο της παρούσας εργασίας (Εικόνα 2). Το κτίριο χρονολογείται από τα τέλη του 18<sup>ου</sup> αιώνα και αποτέλεσε για πολλές δεκαετίες την οικία της οικογένειας Σεϊμένη. Η κατοίκησή του, άγνωστο

γιατί, δεν συνεχίστηκε μετά τον Β' Παγκόσμιο Πόλεμο και εγκαταλείφθηκε όπως τα περισσότερα κτίρια του οικισμού ο οποίος έχει ελάχιστους μόνιμους κατοίκους πλέον.



**Εικόνα 2: Εντοπισμός του κτιρίου στον συνοικισμό Γύρος (πηγή: Google Earth 9/2018).**

Το κλίμα της Ανώπολης χαρακτηρίζεται εύκρατο μεσογειακό με ηλιοφάνεια κατά το 70% του έτους. Ο χειμώνας είναι ήπιος και ο καιρός από το Νοέμβριο μέχρι το Μάρτιο χαρακτηρίζεται κρύος αλλά όχι παγερός. Οι βροχοπτώσεις είναι συχνές. Οι υψηλότερες θερμοκρασίες ( $30^{\circ}\text{C}$ ) εντοπίζονται τους καλοκαιρινούς μήνες Ιούλιο και Αύγουστο ενώ οι χαμηλότερες ( $7 - 8^{\circ}\text{C}$ ) τους μήνες Ιανουάριο και Φεβρουάριο. Οι μεγαλύτερες βροχοπτώσεις εντοπίζονται από τον Νοέμβριο μέχρι και τον Φεβρουάριο με μέση τιμή τα 75mm.

## 1.1 Περιγραφή του κτιρίου

Η οικία Σεϊμένη αποτελούνταν από ένα διώροφο λιθόκτιστο κτίσμα σχεδόν ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων  $13,5 \times 4,6\text{ m}$  και εμβαδού  $60,6\text{ m}^2$  με στεγασμένη αυλή επίσης σχεδόν ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων  $9,9 \times 2,5\text{ m}$  και εμβαδού  $30,1\text{ m}^2$ . Το κτίριο το οποίο βρίσκεται σε οικόπεδο εμβαδού  $379,8\text{ m}^2$ , είχε ανεγερθεί εφραπτόμενο από τα δυτικά και σε πλευρά μήκους 7,8 m, με παλαιότερο κτίριο της Ενετικής περιόδου (Εικόνα 3). Το έδαφος στην περιοχή είναι βραχώδες και με ήπια κλίση. Λόγω της ανισοσταθμίας του εδάφους από τη βόρεια πλευρά (υπάρχει δημοτικός δρόμος), το μέγιστο ύψος του από το επίπεδο του δρόμου φτάνει τα 7,25 m ενώ από το επίπεδο της εσωτερικής αυλής φτάνει τα 6,05 m. Ενδεικτικά παρουσιάζονται στις εικόνες 4 και 5 η αποτύπωση της βόρειας και της δυτικής όψης του κτιρίου αντίστοιχα.

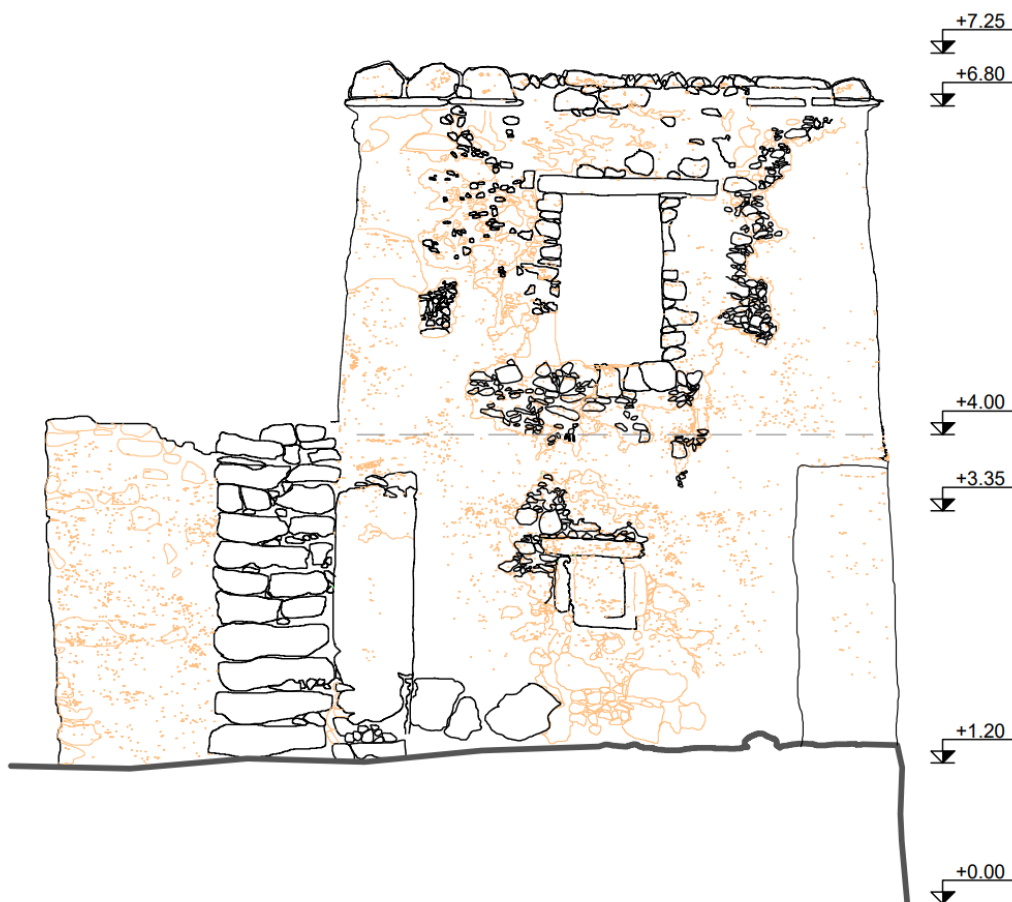
Από τρισδιάστατη σάρωση και αποτύπωση του κτιρίου η οποία έγινε με τη χρήση τρισδιάστατου σαρωτή laser Trimble X7, προέκυψαν μετά από επεξεργασία των δεδομένων της σάρωσης (νέφος σημείων στο χώρο) οι εικόνες 6-9 στις οποίες



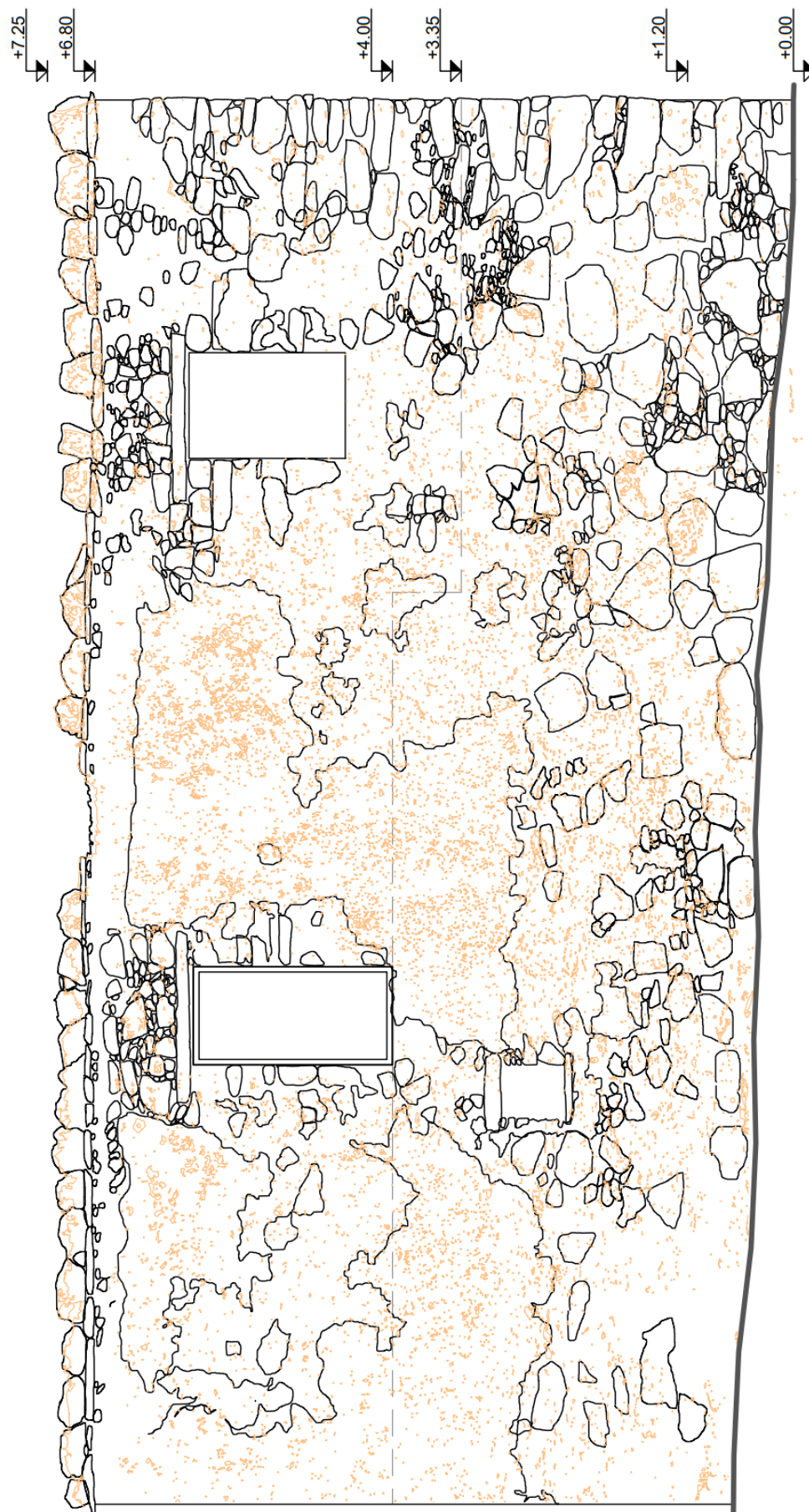
παρουσιάζεται μεταξύ άλλων η κάτοψη, ορθοφωτογραφίες των όψεων του κτιρίου, καθώς και η εγκάρσια τομή του στη διεύθυνση Βορρά-Νότος.



Εικόνα 3: Αποτύπωση του κτιρίου και του οικοπέδου καθώς και του όμορου ενετικού κτιρίου.

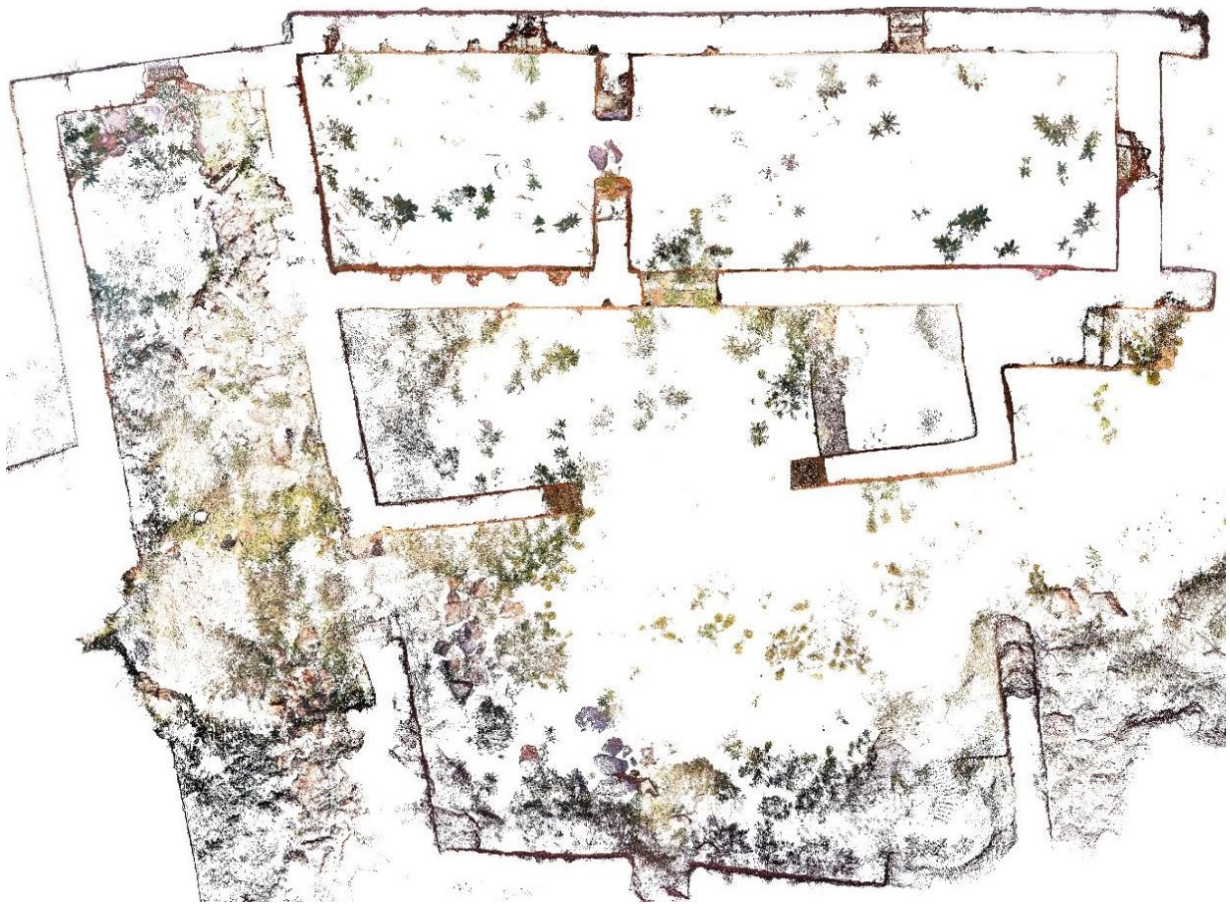


Εικόνα 4: Αποτύπωση της δυτικής όψης του κτιρίου.



Εικόνα 5: Αποτύπωση της βόρειας όψης του κτιρίου





Εικόνα 6: Η κάτοψη στο επίπεδο του ισογείου μετά από σάρωση με laser scanner.



Εικόνα 7: Προοπτική ανατολικής εισόδου από το επίπεδο του δρόμου.





Εικόνα 8: Ορθοφωτογραφία της νότιας όψης, εξωτερικά της πρώην στεγασμένης αυλής.





Εικόνα 9: Ορθοφωτογραφία της νότιας όψης από τομή εντός της πρώην στεγασμένης αυλής.

Τον κεντρικό όγκο της οικίας Σείμένη, αποτελεί ένα πλατυμέτωπο κτίσμα με αναλογία πλευρών περίπου 1:3, κατασκευασμένο από αργολιθοδομή μέσου πάχους 60 cm το οποίο έφερε χωμάτινο δώμα. Εξωτερικά και σε συνέχεια με το κεντρικό κτίριο, υπήρχε μια στεγασμένη αυλή με καμάρα στην είσοδο και λιθόκτιστο πατητήρι. Τα κουφώματα της κατοικίας και τα ανώφλια των ανοιγμάτων ήταν κατασκευασμένα από ξύλο (κυπαρίσσι) ενώ όλες οι επιφάνειες εσωτερικά και εξωτερικά του κτιρίου φαίνεται να ήταν επιχρισμένες με αργιλοκονίαμα.

Το κυρίως κτίριο της κατοικίας αναπτύσσονταν σε δύο στάθμες με ξύλινο ενδιάμεσο δάπεδο. Όπως και παραδοσιακά, ο χώρος του ισογείου, που ονομάζεται και «κατώι», διαμοιράζεται σε δύο μέρη και πιθανότατα χρησίμευε, το μεν ως το καθημερινό της οικογενείας (τραπεζαρία- καθιστικό) ενώ το δεύτερο τμήμα συνήθως αποτελούσε τον χώρο ανάπαυσης του μουλαριού. Στην υπερκείμενη στάθμη το «ανώι» διαμορφώνεται ως ένας ενιαίος χώρος κατοικίας. Η πρόσβαση σε αυτό ήταν εφικτή είτε εσωτερικά μέσω ξύλινης κλίμακας, είτε εξωτερικά μέσω λίθινης που οδηγούσε στο δώμα της στεγασμένης αυλής.

Όπως προαναφέρθηκε, το υπό μελέτη κτίριο εφάπτεται στα δυτικά με λιθόκτιστο κτίσμα που φαίνεται να προϋφίσταται της οικίας Σείμένη καθώς χρονολογείται από την εποχή της Ενετοκρατίας. Ο κοινός τοίχος των δύο κτιρίων, δεν είναι συνδεδεμένος με το υπό μελέτη κτίριο και έχει καταρρεύσει στο μεγαλύτερο τμήμα του. Στο ασκεπές νότιο τμήμα της αυλής βρίσκεται ο ξυλόφουρνος καθώς και ένα μικρό, ανεξάρτητο κτίσμα βοηθητικής χρήσης τα οποία έχουν καταρρεύσει και δεν μελετώνται στην παρούσα εργασία. Μορφολογικά το κτίριο ακολουθεί την τυπολογία της παραδοσιακής σφακιανής κατοικίας (εικόνες 10 και 11), καθώς συγκεντρώνει πλήθος χαρακτηριστικών γνωρισμάτων. Ταυτόχρονα παρουσιάζει την ίδια παθολογία με αντίστοιχα κτήρια της περιοχής.



Εικόνα 10: Τυπική σφακιανή κατοικία στην Αράδαινα.



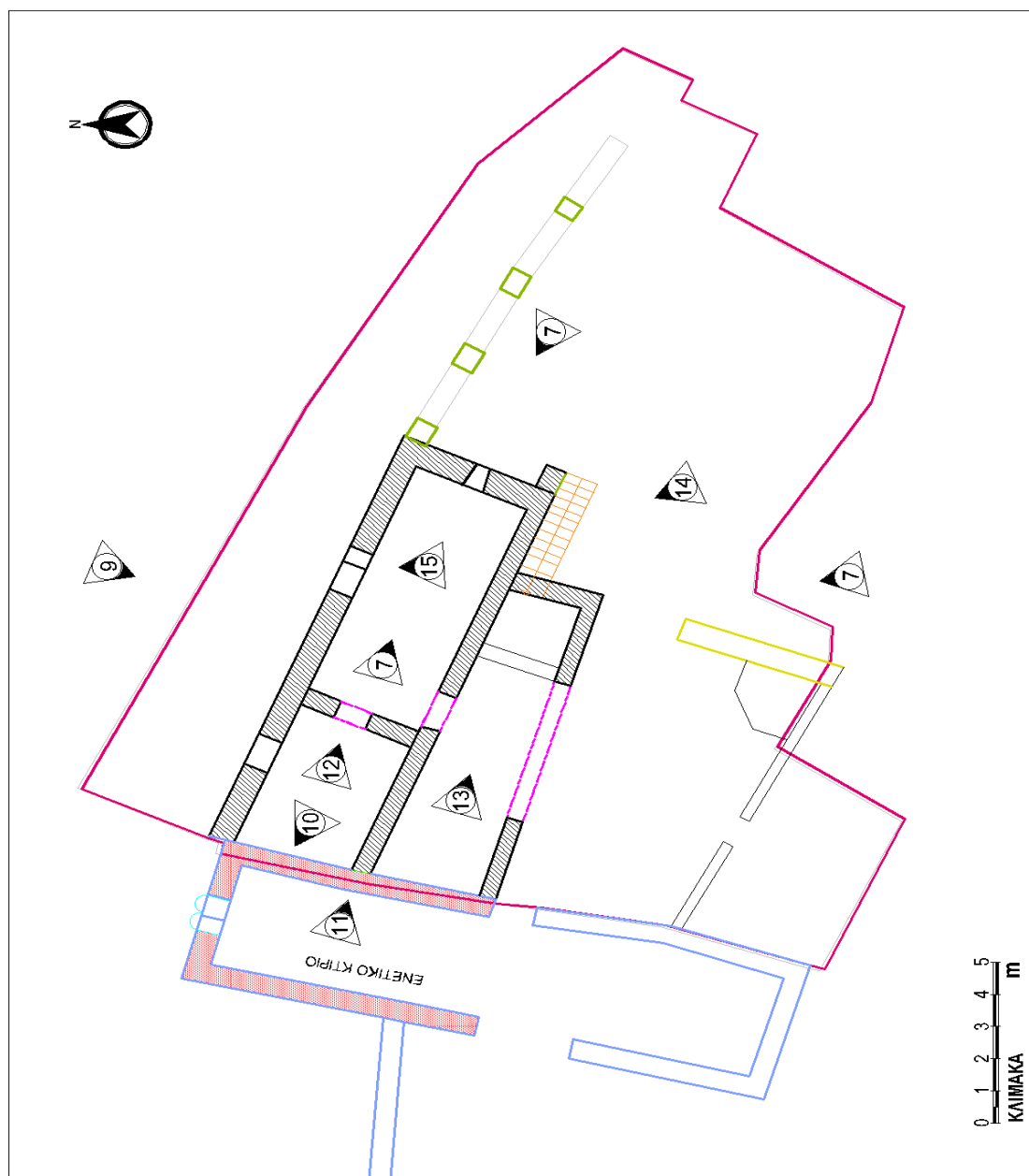


Εικόνα 11: Εσωτερικό τυπικής σφακιανής κατοικίας στην Αράδαινα.

## 1.2 Υφιστάμενη κατάσταση του κτιρίου

Σήμερα, διασώζεται κυρίως το εξωτερικό κέλυφος του κτιρίου (με μικρές απώλειες τοιχοποιίας που επικεντρώνονται στη δυτική όψη), καθώς και ορισμένες ξύλινες δοκοί από το χωμάτινο δώμα. Επίσης, διατηρούνται το λιθόκτιστο χώρισμα που επιβεβαιώνει τη διαμερισμάτωση στο «κατώ», το πατητήρι, το κέλυφος της στεγασμένης αυλής με την καμάρα της και η λιθόκτιστη σκάλα. Τα κύρια οριζόντια στοιχεία, όπως

είναι τα δώματα και το μεσοδάπεδο, έχουν καταρρεύσει και τα επιχρίσματα έχουν υποστεί σημαντική φθορά που ξεπερνάει τα  $\frac{2}{3}$  της επιφάνειας του κτιρίου. Η ύπαρξη του ενδιάμεσου δαπέδου και της ξύλινης εσωτερικής κλίμακας προκύπτει από το μεγάλο ελεύθερο ύψος του κτιρίου και τις δοκοθήκες που διακρίνονται στην τοιχοποιία. Στους χώρους των ανοιγμάτων διατηρούνται τα ξύλινα ανώφλια καθώς και ελάχιστα στοιχεία των πλαισίων των ξύλινων κουφωμάτων. Υπάρχουν δύο τοιχισμένα μικρά παράθυρα στην ανατολική και βόρεια όψη αντίστοιχα. Η γενικότερη κατάσταση της κατοικίας παρουσιάζει έντονα σημάδια ερείπωσης όπως παρουσιάζεται στις επόμενες φωτογραφίες. Στην Εικόνα 12 παρουσιάζονται οι θέσεις λήψης των δέκα φωτογραφιών που παρουσιάζονται στις Εικόνες 13-22.



Εικόνα 12: Γενική κάτοψη του κτιρίου και του περιβάλλοντα χώρου.





**Εικόνα 13: Ανατολική όψη.**



**Εικόνα 14: Η άλλοτε στεγασμένη αυλή και η νοτιοανατολική όψη.**





**Εικόνα 15: Βόρεια όψη.**



**Εικόνα 16: Δυτική εσωτερική όψη.**





Εικόνα 17: Δυτική εξωτερική όψη.



Εικόνα 18: Ανατολική εσωτερική όψη.





**Εικόνα 19: Εσωτερική άποψη της στεγασμένης αυλής στη θέση του πατητηριού.**



**Εικόνα 20: Η εξωτερική κλίμακα σύνδεσης του ορόφου με το ισόγειο.**



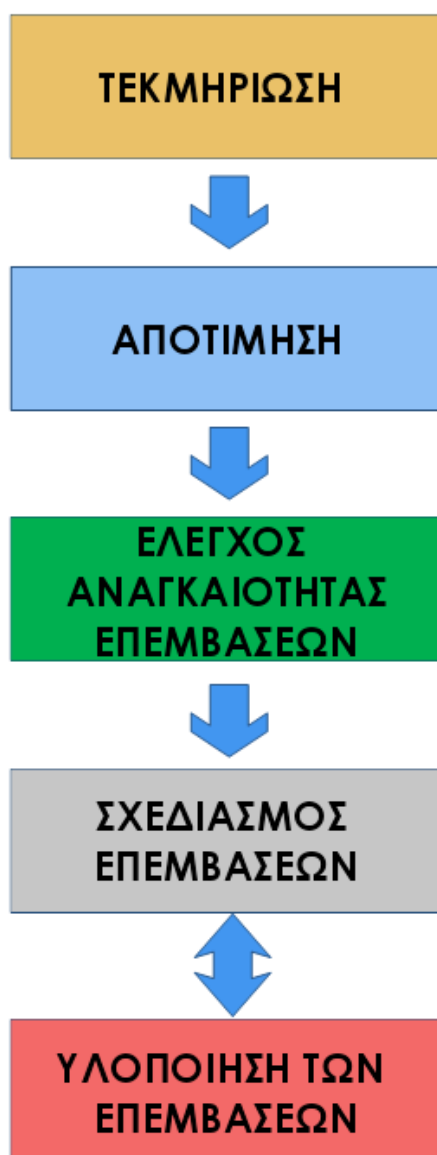
**Εικόνα 21: Λεπτομέρεια ξύλινου κουφώματος.**



**Εικόνα 22: Απομένουσες δοκοί του δώματος.**

## 2. Μεθοδολογία ανασχεδιασμού

Για τον καθορισμό της βέλτιστης στρατηγικής επεμβάσεων ανασχεδιασμού μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι απαραίτητη η ανάπτυξη μεθοδολογίας, αποτελούμενης από πέντε επιμέρους στάδια, τα οποία παρουσιάζονται στο παρακάτω σχεδιάγραμμα. Η μεθοδολογία αυτή είναι κοινή για όλες τις κατασκευές ανεξάρτητα από το υλικό του φέροντος οργανισμού τους (π.χ. τοιχοποιία, σκυρόδεμα, χάλυβα ή ξύλο). Τα πέντε επιμέρους στάδια του ανασχεδιασμού όπως αυτά αναφέρονται στον υπό ψήφιση Κανονισμό για Αποτίμηση και Δομικές Επεμβάσεις σε Τοιχοποιία (ΚΑΔΕΤ) (Εικόνα 23).



Εικόνα 23: Μεθοδολογία ανασχεδιασμού υφιστάμενων κατασκευών.



## 2.1 Τεκμηρίωση

Το στάδιο της **τεκμηρίωσης** περιλαμβάνει τη συλλογή όλων εκείνων των δεδομένων της κατασκευής όπως η γεωμετρία, τα υλικά, οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες, τα φορτία, η παθολογία (τύπος, έκταση και αίτια βλαβών) και οι ενδεχόμενες παλαιότερες επεμβάσεις. Μεταξύ άλλων συλλέγονται δεδομένα για τα υλικά κατασκευής και τα μηχανικά τους χαρακτηριστικά (διαστάσεις και τρόπος εμπλοκής των λιθοσωμάτων, πάχος αρμών κονιάματος, τρόπος δόμησης κατά το βάθος και κατά τις όψεις και ιδιαίτερα κατά στις συνδέσεις μεταξύ τοιχοποιιών, είδος του κονιάματος δόμησης, στοιχεία όπλισης της τοιχοποιίας, τρόπος σύνδεσης των τοιχοποιιών), τη διαμόρφωση των ανωφλιών των ανοιγμάτων (υπέρθυρα, τόξα κλπ.), την ύπαρξη άλλων στοιχείων (ελκυστήρες, ξυλοδεσιές) και τη θεμελίωση (βάθος και είδος, έδαφος). Η σχεδίαση των στοιχείων αυτών γίνεται υπό κατάλληλη κλίμακα ανάλογα με τον βαθμό λεπτομέρειας που απαιτείται και συνοδεύεται από τεχνικές εκθέσεις που περιέχουν σκαριφήματα, φωτογραφικό υλικό και οτιδήποτε άλλο μπορεί να συμβάλει στην αξιολόγηση των δεδομένων της τεκμηρίωσης.

Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται κατά το στάδιο της τεκμηρίωσης περιλαμβάνουν αρχικά την οπτική παρατήρηση και καταγραφή, επιτόπου μετρήσεις (για την αποτύπωση της γεωμετρίας των στοιχείων, τη μέτρηση αντοχών των υλικών, τον εντοπισμό φθορών και βλαβών και την παρακολούθηση της χρονικής τους εξέλιξης), σύγκριση με ανάλογα κτήρια της περιοχής της ίδιας περιόδου κατασκευής και εργαστηριακές μετρήσεις (μετρήσεις φυσικοχημικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών ή σε ιδιαίτερα έργα ακόμα και δοκιμές σε ομοιώματα του κτιρίου υπό κλίμακα).

Όσο εκτενέστερο και λεπτομερέστερο είναι το στάδιο της τεκμηρίωσης δηλαδή η διερεύνηση και γνώση της κατασκευής, τόσο μεγαλύτερης αξιοπιστίας είναι τα δεδομένα που προκύπτουν. Έτσι, τα αποτελέσματα των επόμενων σταδίων θα είναι περισσότερο κοντά στην πραγματικότητα. Επιπλέον, επειδή οι παραδοχές που θα γίνουν στο στάδιο της αποτίμησης θα είναι οι ελάχιστες δυνατές, οι ενδεχόμενες επεμβάσεις που θα χρειαστούν θα είναι οικονομικότερες.

## 2.2 Αποτίμηση

Ακολουθεί η το στάδιο της **αποτίμησης** το οποίο έχει σκοπό την εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του κτιρίου και τον έλεγχο ισχύος των ελάχιστων απαιτήσεων των κανονισμών (ΚΑΔΕΤ-Σχέδιο 1, 2019). Η διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα υπολογίζεται με βάση δεδομένα από το στάδιο της τεκμηρίωσης. Οι όποιες παραδοχές χρειαστεί να γίνουν από τον μελετητή πρέπει να είναι τεκμηριωμένες και αιτιολογημένες μετά από μια σειρά διερευνητικών εργασιών (επιτόπου ή και εργαστηριακών).

Η ύπαρξη περιορισμένων βλαβών στην κατασκευή οδηγεί καταρχήν στην αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης της κατασκευής (δηλαδή συνεκτιμώντας τις

βλάβες) και το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα καθορίσει αν θα χρειαστούν επεμβάσεις ή όχι. Εφόσον όμως οι βλάβες είναι σοβαρές και είναι φανερό ότι απαιτείται επέμβαση, μπορεί να γίνει απευθείας αποτίμηση της κατασκευής στην κατάσταση πριν από τις βλάβες (θεωρώντας δηλαδή ότι θα γίνουν μόνο επισκευές, όχι ενισχύσεις) και ανάλογα με τον προσδοκώμενο στόχο ανασχεδιασμού που έχει τεθεί για την κατασκευή θα αποφασιστεί από το αποτέλεσμα της αποτίμησης αν επαρκούν οι επισκευές ή πρέπει να γίνει και ενίσχυση.

Με ποιες μεθόδους θα γίνει η αποτίμηση, εξαρτάται κατά πόσο η υφιστάμενη κατασκευή θα συμμετέχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα. Αν θα παραλαμβάνει για παράδειγμα μόνο τα κατακόρυφα φορτία τότε μπορεί να γίνει χρήση απλών προσεγγιστικών αλλά συντηρητικών μεθόδων. Αν η υφιστάμενη κατασκευή θα παραλαμβάνει και σεισμικά φορτία τότε η αποτίμηση πρέπει να γίνει με κατάλληλες αναλυτικές μεθόδους. Οι βασικότερες μέθοδοι ανάλυσης είναι:

- 1) Η ελαστική στατική<sup>1</sup>
- 2) Η ελαστική δυναμική (φασματική)
- 3) Η ανελαστική στατική
- 4) Η ανελαστική δυναμική (ανάλυση χρονοϊστορίας)<sup>2</sup>

Αξίζει να σημειωθεί ότι αν επιλεγεί να εφαρμοστεί ανελαστική ανάλυση, πρέπει να προηγηθεί η εφαρμογή ελαστικής ανάλυσης από την οποία θα προκύψουν οι περιοχές όπου αναμένεται συγκέντρωση παραμορφώσεων και εκεί θα πρέπει να προβλεφθεί η τοποθέτηση κατάλληλων ανελαστικών ιδιοτήτων στο προσομοίωμα της κατασκευής. Αυτό ισχύει και για τη διαμόρφωση μηχανισμών αστοχίας για τον έλεγχο αστοχιών εκτός επιπέδου των πεσσών.

Στην περίπτωση κατασκευών οι οποίες έχουν υποστεί βλάβες ή φθορές η αποδεκτή μέθοδος αποτίμησης θα πρέπει να μπορεί να αποδώσει έστω προσεγγιστικά τη μορφή αλλά και τη θέση των σημαντικών βλαβών. Μάλιστα σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας που έχουν υποστεί βλάβες ίσως απαιτηθούν παραμετρικές αναλύσεις (αναφορικά με τις τιμές των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών, τους συνδυασμούς δράσεων που έχουν ασκηθεί στην κατασκευή κλπ.) προκειμένου να προκύψει η ερμηνεία των σημαντικότερων βλαβών κατά θέση και μορφή.

## 2.3 Έλεγχος αναγκαιότητας επεμβάσεων

Τα αποτελέσματα που θα προκύψουν από το στάδιο της αποτίμησης θα αξιολογηθούν μέσω των κατάλληλων ελέγχων ασφαλείας για τους στόχους επιτελεστικότητας που έχουν τεθεί για την κατασκευή. Οι έλεγχοι, δηλαδή η ικανοποίηση των

<sup>1</sup> Σε κατασκευές τοιχοποιίας προτιμάται η κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων να γίνεται ομοιόμορφα καθ' ύψος λόγω της επίσης ομοιόμορφης καθ' ύψος κατανομής της μάζας.

<sup>2</sup> Συνίσταται μόνο για πολύ σημαντικές μνημειακές κατασκευές λόγω της πολυπλοκότητας της.



κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών ή παραμορφώσεων για κάθε επιμέρους στοιχείο.

### 2.3.1 Οι στάθμες επιτελεστικότητας

Οι στάθμες επιτελεστικότητας είναι στοχευμένες συμπεριφορές της κατασκευής για δύο επίπεδα σεισμού σχεδιασμού και περιγράφονται στον Πίνακα 1 συναρτήσει του ανεκτού βαθμού βλάβης του φέροντος οργανισμού. Κάθε στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελεί συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας και μιας σεισμικής δράσης (σεισμός σχεδιασμού). Οι στόχοι αποτίμησης είναι συχνά χαμηλότεροι από εκείνους του ανασχεδιασμού.

Στον ΚΑΔΕΤ προβλέπονται έξι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού του συστήματος για την ανάληψη κατακόρυφων φορτίων, όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 2. Οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι για υφιστάμενα κτίρια εξαρτώνται από τη σπουδαιότητά τους όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 3. Σημειώνεται ότι σε νέα κτίρια ο ελάχιστος ανεκτός στόχος σχεδιασμού είναι B1.

**Πίνακας 1: Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού (ΚΑΔΕΤ-Σχέδιο 1, 2019).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	Ανεκτός βαθμός βλάβης φ.ο.
A: Περιορισμένες βλάβες	Ελαφριές βλάβες. Αμελητέες μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων.
B: Σημαντικές βλάβες	Σημαντική απομένουσα φέρουσα ικανότητα και δυσκαμψία, παρά τις σημαντικές βλάβες που έχουν γίνει. Απουσία τοπικών καταρρεύσεων. Μέτριες μόνες σχετικές μετακινήσεις ορόφων. Ικανότητα του φ.ο. να ανταπεξέλθει σε μελλοντικούς σεισμούς μέτριας έντασης.
Γ: Οιονεί κατάρρευση	Βαριές βλάβες, οι περισσότερες μη επισκευάσιμες. Χαμηλή παραμένουσα φέρουσα ικανότητα και δυσκαμψία του φ.ο. Μεγάλες μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων. Δεν υπάρχει περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής κατάρρευσης.

**Πίνακας 2: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φ.ο. (ΚΑΔΕΤ-Σχέδιο 1, 2019).**

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 έτη		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμένες βλάβες	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
1	10% ( $T_{\text{επαναφορά}}=475$ έτη)	A1	B1	Γ1
2	50% ( $T_{\text{επαναφορά}}=72$ έτη)	A2	B2	Γ2

**Πίνακας 3: Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών (ΚΑΔΕΤ-Σχέδιο 1, 2019).**

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	Ελάχιστος στόχος
I	Μικρής σπουδαιότητας για την ασφάλεια του κοινού.	Γ2
II	Συνήθη κτίρια.	Γ1
III	Κτίρια εγκαταστάσεων υψηλής οικονομικής σημασίας, δημοσίων συναθροίσεων και παραμονής ανθρώπων κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου.	B1
IV	Κτίρια με λειτουργία ζωτικής σημασίας κατά τη διάρκεια του σεισμού και μετά το τέλος του.	B1+A2

Οι έλεγχοι ασφαλείας που θα κρίνουν την αναγκαιότητα επεμβάσεων, πρέπει να αποδεικνύουν ότι το επιβαλλόμενο στο δομικό στοιχείο ή τμήμα ή στο σύνολο του κτιρίου κρίσιμο μέγεθος (ένταση ή παραμόρφωση) είναι επαρκώς μικρότερο από τη διαθέσιμη ικανότητα του. Εντατικά μεγέθη είναι οι ορθές και τέμνουσες δυνάμεις και οι καμπτικές ροπές, ενώ παραμορφωσιακά μεγέθη είναι οι μετακινήσεις, οι στροφές και οι γωνιακές παραμορφώσεις των τοίχων.

Ο έλεγχος ασφαλείας εκφράζεται με μια ανίσωση ασφαλείας που συγκρίνει τις τιμές σχεδιασμού των μεγεθών έντασης ή παραμόρφωσης ( $E_d$ ) που προκαλούνται από τις ασκούμενες δράσεις, με τις τιμές σχεδιασμού των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων ( $R_d$ ) των μεγεθών αυτών και έχει τη γενική μορφή:

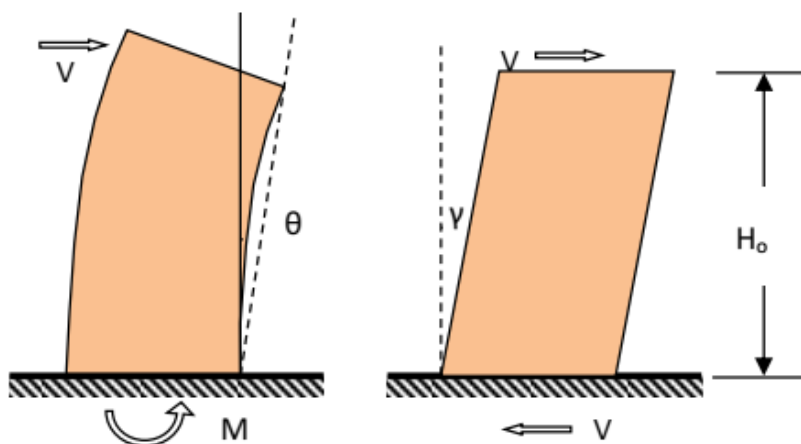
$$E_d < R_d$$

Όπου οι τιμές σχεδιασμού λαμβάνονται για τις δράσεις αυξημένες σε σχέση με τις αντιπροσωπευτικές τιμές κατά τους σχετικούς συντελεστές ασφαλείας, ενώ για τις αντιστάσεις λαμβάνονται μειωμένες κατά τους κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας λόγω ενδεχόμενων δυσμενών αποκλίσεων από τις χαρακτηριστικές τιμές των υλικών και λόγω αβεβαιοτήτων των προσομοιώσεων.

### 2.3.2 Η μηχανική συμπεριφορά δομικών στοιχείων

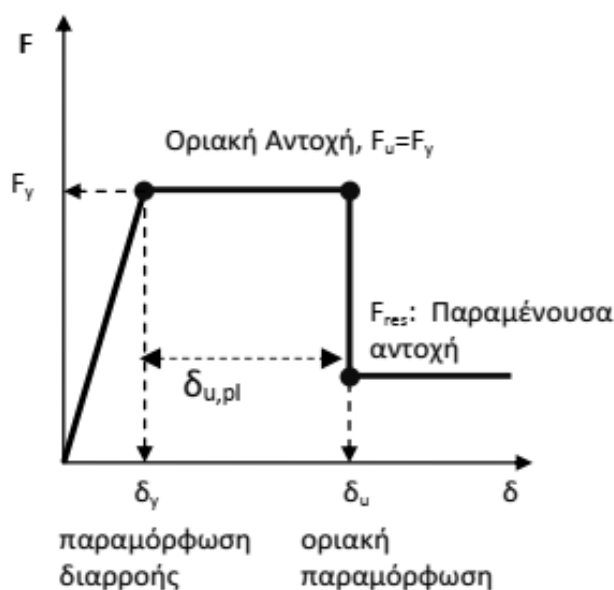
Η μηχανική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων δηλαδή η σχέση έντασης-παραμόρφωσής τους εκφράζεται μέσω ενός διαγράμματος ενός μεγέθους έντασης ( $F$ ) και της προκαλούμενης παραμόρφωσης ή της σχετικής μετακίνησης ( $\delta$ ). Το είδος και τα λοιπά χαρακτηριστικά του μεγέθους  $F$  επιλέγονται για να χαρακτηρίσουν το κύριο μέρος της έντασης που προκαλεί ο σεισμός στο στοιχείο. Η παραμόρφωση δ επιλέγεται ώστε να εκφράσει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου, μίας κρίσιμης περιοχής του ή μιας σύνδεσης στοιχείων, που προκαλείται από την επίδραση του

μεγέθους  $F$ . Για παράδειγμα, κατάλληλο ζεύγος  $F$ - $\delta$  είναι η ροπή κάμψης  $M$  και η στρεφής χορδής  $\theta$  ενός στοιχείου αν η κάμψη είναι καθοριστική για την ανελαστική συμπεριφορά του στοιχείου. Αν είναι η διάτμηση τότε κατάλληλο ζεύγος είναι η τέμνουσα  $V$  και η γωνιακή παραμόρφωση  $\gamma$  (Εικόνα 24).



**Εικόνα 24:** Χαρακτηριστικά ζεύγη μεγεθών έντασης-παραμόρφωσης για την εντός επιπέδου παραμόρφωση ενός τοίχου.

Αν δεν υπάρχουν πειραματικά δεδομένα απόκρισης, η συμπεριφορά προσδιορίζεται μέσω ενός απλοποιημένου διαγράμματος συμπεριφοράς όπως αυτό της Εικόνας 21. Στο πολυγραμμικό αυτό διάγραμμα παρουσιάζονται η παραμόρφωση διαρροής  $\delta_y$  και το φορτίο διαρροής  $F_y$  (=οριακή αντοχή) και η οριακή παραμόρφωση  $\delta_u$  και η παραμένουσα αντοχή  $F_{res}$ . Στο διάγραμμα της εικόνας 25 σημειώνεται επιπλέον η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης  $\delta_{u,pl} = \delta_u - \delta_y$ .

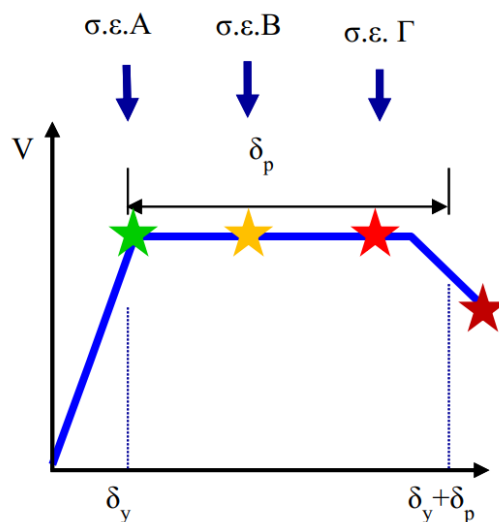


**Εικόνα 25:** Διάγραμμα συμπεριφοράς δομικού στοιχείου.

Πρέπει να σημειωθεί ότι η στροφή επιφανειακών στοιχείων τοιχοποιίας που αντιστοιχεί στην οιονεί διαρροή ( $\theta_y$ ) είναι η μέση ανηγμένη απόκλιση ανάμεσα στο παραμορφωμένο στοιχείο και της χορδής του όταν ξεκινάει η ρηγμάτωση. Η τιμή της  $\theta_y$  μπορεί να λαμβάνεται ίση με  $1,5 \cdot 10^{-3}$  για εντός επιπέδου διάτμηση ή κάμψη και ίση με  $2 \cdot 10^{-3}$  για εκτός επιπέδου κάμψη. Ο λόγος  $\delta_u/\delta_y$  ορίζεται ως η διαθέσιμη μέγιστη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων ( $\mu_{\delta u}$ ) και αφορά γωνιές στροφής χορδής<sup>3</sup>. Τέλος, αν η τιμή του δείκτη πλαστιμότητας ενός δομικού στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής του ή μια σύνδεσης στοιχείων τοίχων υπερβαίνει ένα όριο, η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως πλάσιμη και η ανίσωση του ελέγχου ασφαλείας εκφράζεται σε όρους παραμορφώσεων ( $\delta$ ), σε κάθε άλλη περίπτωση η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως ψαθυρή και η ανίσωση εκφράζεται σε όρους δυνάμεων.

### 2.3.3 Ο έλεγχος ασφαλείας για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας  $E_d < R_d$  είναι σε όρους μεγεθών έντασης ή παραμόρφωσης ανάλογα με την μέθοδο ανάλυσης από την οποία προέκυψαν οι τιμές των μεγεθών αυτών αλλά και τον τρόπο αστοχίας (ψαθυρός ή πλάσιμος) όπως προαναφέρθηκε. Γίνεται σύγκριση των εντατικών μεγεθών με τις τιμές των κριτηρίων αποδοχής για να διαπιστωθεί αν ικανοποιείται η ανίσωση ασφαλείας και να εκτιμηθεί το αναμενόμενο επίπεδο βλάβης της κατασκευής όταν αναλάβει τα μεγέθη σχεδιασμού ή αποτίμησης της. Τα κριτήρια αποδοχής διακρίνονται σε κριτήρια ελέγχου δυνάμεων και σε κριτήρια ελέγχου παραμορφώσεων και δίνονται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας χωριστά (Εικόνα 26).



Εικόνα 26: Ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας σε διάγραμμα έντασης-παραμόρφωσης.

- Για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α (περιορισμένες βλάβες) η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται για όλα τα στοιχεία: α) σε όρους εντατικών μεγεθών (έχουν

<sup>3</sup> Η γωνία στροφής χορδής είναι η σχετική μετακίνηση άκρων του στοιχείου προς την μεταξύ τους απόσταση.

προκύψει από την ελαστική ανάλυση) ή β) σε όρους μεγεθών παραμόρφωσης. Και οι δύο τρόποι πρέπει να καταλήγουν στο ίδιο αποτέλεσμα αν η απαίτηση είναι για ελαστική συμπεριφορά.

Για την πρώτη περίπτωση, το κριτήριο για την συνολική αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ορίζεται από άποψη απαίτησης σε όρους μέγιστης τέμνουσας βάσης (προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό στην οριζόντια διεύθυνση της σεισμικής δράσης αναλυόμενη σε δύο ορθογώνιους μεταξύ τους κύριους άξονες του κτιρίου). Από άποψη ικανότητας γίνεται έλεγχος στην στάθμη του κτιρίου κατά τη μια οριζόντια διεύθυνση της σεισμικής δράσης είτε για κάθε μεμονωμένο δομικό στοιχείο (αν υπάρχουν ευπαραμόρφωτα διαφράγματα), είτε συνολικά για όλη την κατασκευή αθροίζοντας τις τέμνουσες αντοχής των μεμονωμένων στοιχείων (αν υπάρχουν ευπαραμόρφωτα διαφράγματα).

Για τη δεύτερη περίπτωση, το κριτήριο είναι το παραμορφωσιακό μέγεθος που έχει προκύψει από την ανάλυση επαυξημένο με τον συντελεστή ασφαλείας να είναι μικρότερο από την τιμή του μεγέθους αυτού κατά την οιονεί διαρροή του ( $\delta_y$ ).

- Για τη στάθμη επιτελεστικότητας B (σημαντικές βλάβες) οι επιτρεπόμενες ανελαστικές παραμορφώσεις μπορεί να είναι σημαντικές για όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού, όμως πρέπει να υπάρχει σημαντικό περιθώριο ασφαλείας των πρωτεύοντων στοιχείων προτού εξαντληθεί η διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας τους. Επειδή οι τοίχοι παραλαμβάνουν τις σεισμικές δυνάμεις με την ανάπτυξη κάμψης και διάτμησης εντός του επιπέδου τους και μέσω κάμψης εκτός του επιπέδου τους, ο έλεγχος ικανότητας τους γίνεται με όρους σχετικής μετατόπισης (για την ικανότητα που ελέγχεται από κάμψη ή διάτμηση) ή στροφής (για την ικανότητα που ελέγχεται από διάτμηση).

Οι τιμές των  $\delta_u$  για άοπλες τοιχοποιίες ελεγχόμενες από κάμψη εντός επιπέδου λαμβάνονται :

$\delta_u = 8\% \cdot H_o/L$  για πρωτεύοντες<sup>4</sup> σεισμικούς τοίχους και

$\delta_u = 12\% \cdot H_o/L$  για δευτερεύοντες σεισμικούς τοίχους

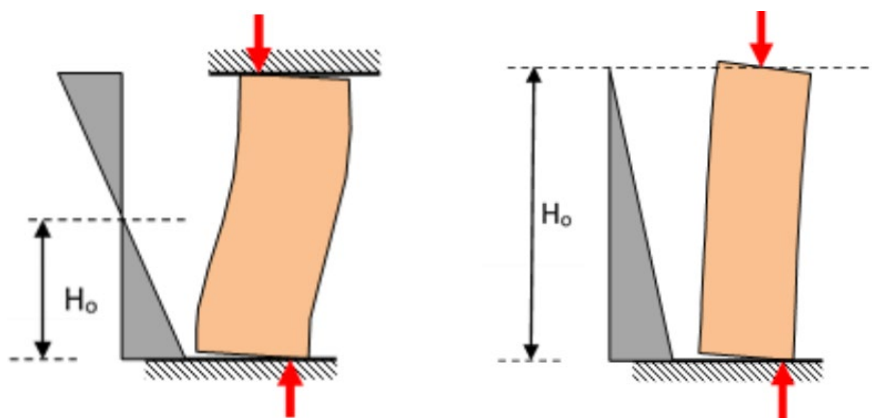
Όπου L είναι το μήκος του τοίχου και  $H_o$  είναι η απόσταση ανάμεσα στο σημείο μηδενισμού της καμπτικής ροπής και της διατομής όπου επιτυγχάνεται η καμπτική ικανότητα (Εικόνα 27). Το σημείο αυτό εξαρτάται από το αν υπάρχει άκαμπτο διάφραγμα στην κορυφή του τοίχου.

Αντίστοιχα για άοπλες τοιχοποιίες ελεγχόμενες από διάτμηση εντός επιπέδου οι τιμές των  $\delta_u$  λαμβάνονται :

$\delta_u = 4\%$  για πρωτεύοντες σεισμικούς τοίχους και

$\delta_u = 6\%$  για δευτερεύοντες σεισμικούς τοίχους

<sup>4</sup> Πρωτεύοντες ή κύριοι τοίχοι είναι όσοι συμβάλουν στη φέρουσα ικανότητα και ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία.



**Εικόνα 27: Ορισμός του  $H_0$  σε σχέση με το διάγραμμα ροπών για την περίπτωση εντός επιπέδου κάμψης τοίχου με απαραμόρφωτο διάφραγμα στην κορυφή του (αριστερά) ή όχι (δεξιά).**

Οι τιμές των  $\theta_u$  για άοπλες τοιχοποιίες ελεγχόμενες από κάμψη εκτός επιπέδου λαμβάνονται από αντίστοιχες σχέσεις στις οποίες υπεισέρχεται το πάχος του τοίχου, το βάρος του, η φασματική επιτάχυνση, οι συνθήκες στήριξης του κλπ.

Οι τιμές των  $\delta_u$  για άοπλες τοιχοποιίες ελεγχόμενες από διάτμηση εντός επιπέδου λαμβάνονται :

$\delta_u = 7\%$  για τοιχοποιία συμπαγών πλινθών

$\delta_u = 4,5\%$  για τοιχοποιία διάτρητων πλινθών

$\delta_u = 6\%$  για τοιχοποιία από αργολιθοδομή

- Για τη στάθμη επιτελεστικότητας  $\Gamma$  (αποφυγή οιονεί κατάρρευσης) η διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας των κατακόρυφων δομικών στοιχείων (πρωτευόντων και δευτερευόντων) δεν πρέπει να ξεπεραστεί. Η ικανότητα των τοίχων που ελέγχονται από σε κάμψη εκφράζεται σε όρους σχετικής μετακίνησης και λαμβάνεται ίση με τα  $4/3$  των ονομαστικών τιμών  $\delta_u$  και  $\theta_u$  που έχουν προσδιοριστεί για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β. Ανάλογα ισχύουν και για την ικανότητα των τοίχων που ελέγχεται από διάτμηση.

## 2.4 Σχεδιασμός των επεμβάσεων

Στο στάδιο του σχεδιασμού των επεμβάσεων αποφασίζονται οι κατάλληλες επεμβάσεις οι οποίες βασίζονται στα συμπεράσματα του σταδίου της αποτίμησης. Οι επεμβάσεις γίνονται με βάση την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας, την εφαρμοσιμότητα τους που είναι κρίσιμος παράγοντας για μνημειακές κατασκευές και φυσικά το κόστος τους. Πρέπει να σημειωθεί ότι ο σχεδιασμός των επεμβάσεων αποσκοπεί στην αύξηση της αντοχής και της παραμόρφωσης, στην αποτροπή τοπικών μηχανισμών αστοχίας και στην άρση όλων των αστοχιών προηγούμενων επεμβάσεων ή σφαλμάτων του σχεδιασμού της κατασκευής.

Οι σχεδιαζόμενες επεμβάσεις αξιολογούνται ανάλογα με την ποιότητα δόμησης, την υφιστάμενη κατάσταση, τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες συνδέσεις των οριζόντιων και κατακόρυφων στοιχείων μεταξύ τους και τη δυσκαμψία των διαφραγμάτων της κατασκευής. Πραγματοποιούνται είτε για να βελτιώσουν τις μηχανικές αντοχές της τοιχοποιίας, είτε για να αποτρέψουν την ανάπτυξη τοπικών μηχανισμών αστοχίας, είτε για να βελτιώσουν τη συνολική σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής.

Με βάση τα παραπάνω, οι συνηθέστερες επεμβάσεις που γίνονται σε τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους περιλαμβάνουν:

- Υδραυλικά ενέματα πλήρωσης κενών στο εσωτερικό τους (ομογενοποίηση).
- Βαθύ αρμολόγημα.
- Οπλισμένα επιχρίσματα.
- Μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα, ινοπλισμένα πολυμερή (FRP), χαλύβδινα στοιχεία.
- Πρόσθετα δομικά στοιχεία από Ο/Σ, χάλυβα ή ξύλο (διαζώματα, πατώματα, ελκυστήρες).
- Βελτίωση διαφραγματικής λειτουργίας.
- Συρραφή τοίχων.
- Καθαίρεση και ανακατασκευή.
- Τροποποιήσεις ανοιγμάτων και φέροντος οργανισμού.
- Παθητικά συστήματα ελέγχου της απόκρισης.

Ο πίνακας 4 παρουσιάζει τις περιπτώσεις στις οποίες ενδείκνυται κάθε μια από τις παραπάνω επεμβάσεις.

**Πίνακας 4: Τύποι επεμβάσεων και χαρακτηριστικά τους (ΚΑΔΕΤ-Σχέδιο 1, 2019) (Σπυράκος, 2019).**

Επέμβαση	Εφαρμογή	Βελτίωση
Υδραυλικά ενέματα	Πλήρωση εσωτερικών κενών δίστρων και τριστηρών τοιχοποιιών, εφόσον το ποσοστό κενών είναι μεγάλο.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Αύξηση της θλιπτικής και της διατμητικής αντοχής.</li> <li>• Αύξηση της παραμόρφωσης αστοχίας.</li> </ul>
Βαθύ αρμολόγημα	Αμφίπλευρα σε τοιχοποιίες μικρού πάχους (<30 cm). Χρησιμοποιούνται κονιάματα ιδανικά με υδραυλική άσβεστο, αλλιώς με λευκό τσιμέντο.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Μέθοδος επισκευής, όχι ενίσχυσης.</li> <li>• Αύξηση του μέτρου ελαστικότητας και της διατμητικής αντοχής υπό προϋποθέσεις (αντικατάσταση μεγάλου μέρους του κονιάματος με νέο υψηλότερης αντοχής).</li> </ul>
Οπλισμένα επιχρίσματα	Αμφίπλευρα σε τοιχοποιίες μικρού πάχους.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Αύξηση θλιπτικής αντοχής.</li> </ul>



Επέμβαση	Εφαρμογή	Βελτίωση
		<ul style="list-style-type: none"> <li>Αύξηση φέρουσας ικανότητας σε εκτός επιπέδου κάμψη.</li> </ul>
Μανδύες από Ο/Σ	Αμφίπλευρα συνήθως σε οπτοπλινθοδομές. Μη εφαρμόσιμη σε μνημεία.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας.</li> </ul>
Ελάσματα FRP	Σε τοιχοποιίες μικρού πάχους	<ul style="list-style-type: none"> <li>Αύξηση φέρουσας ικανότητας και δυσκαμψίας τοίχων και πατωμάτων</li> <li>Σύνδεση εγκάρσιων τοίχων μεταξύ τους.</li> </ul>
Εγκάρσιοι μεταλλικοί σύνδεσμοι	Σε δίστρωτες ή τρίστρωτες τοιχοποιίες δίχως διάτονες λίθους.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Αύξηση της αντοχής εντός και εκτός επιπέδου.</li> </ul>
Μεταλλικοί ή ξύλινοι ελκυστήρες	Στη στάθμη των ορόφων ή των στεγών ή στη γένεση τόξων.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Αύξηση της αντοχής εκτός και εντός επιπέδου.</li> <li>Ανάληψη ωθήσεων από τόξα, θόλους και στέγες.</li> <li>Αποτροπή τοπικών μηχανισμών αστοχίας.</li> <li>Βελτίωση της σύνδεσης των τοίχων μεταξύ τους.</li> </ul>
Διαζώματα από Ο/Σ ή χάλυβα	Παρεμβατική τεχνική στη στέψη των τοίχων με την κατασκευή περιμετρικών στοιχείων από Ο/Σ ή διατομές διπλού UPN.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Βελτίωση σύνδεσης των τοίχων μεταξύ τους και με τα πατώματα</li> <li>Αποτροπή τοπικών μηχανισμών</li> <li>Αύξηση της αντίστασης των τοίχων εντός και εκτός επιπέδου</li> <li>Καλύτερη κατανομή των σεισμικών δυνάμεων μεταξύ των τοίχων</li> </ul>
Ενίσχυση πατωμάτων	Πρόσθετες επικαλύψεις με καρφωτές ή βιδωτές σανίδες, πλέγμα ελασμάτων από χάλυβα ή FRP ή πλάκα από σκυρόδεμα μικρού πάχους.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Αύξηση της εντός επιπέδου δυσκαμψίας των πατωμάτων, λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα.</li> <li>Μείωση της τρωτότητας σε τοπικούς μηχανισμούς αστοχίας εκτός επιπέδου.</li> </ul>
Συρραφή τοίχων	Με λιθοσώματα συρραφής και στις δύο παρειές του τοίχου σε μικρές αποστάσεις καθ' ύψος.  Με χύτευση υποστυλωμάτων Ο/Σ στη συμβολή των τοίχων.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Αποφυγή τοπικών μηχανισμών αστοχίας.</li> <li>Βελτίωση της μεταφοράς σεισμικών φορτίων.</li> </ul>



Επέμβαση	Εφαρμογή	Βελτίωση
	Με την προσθήκη μεταλλικών στοιχείων (ελάσματα, τζινέτια, ράβδοι, γωνίες) μεταξύ διαδοχικών στρώσεων	
Καθαίρεση και ανακατασκευή	Σε τοιχοποιίες με έντονες βλάβες (αποκόλληση λιθωμάτων, απόκλιση από την κατακόρυφο, μερική κατάρρευση). Χρησιμοποιούνται συμβατά υλικά με τα υφιστάμενα και δημιουργείται αλληλεμπλοκή μεταξύ των υφιστάμενων και νέων λιθωμάτων	<ul style="list-style-type: none"> <li>Μέθοδος επισκευής.</li> </ul>
Τροποποίηση ανοιγμάτων	Διανοίξεις νέων και κλείσιμο υφιστάμενων ανοιγμάτων, τροποποίηση ή κατασκευή νέων πρεκιών.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Καλύτερη ανάληψη κατακόρυφων φορτίων</li> <li>Παραλαβή εφελκυστικών δυνάμεων από τα υπέρθυρα.</li> </ul>
Τροποποίηση φέροντος οργανισμού	Κατασκευή αρμών κατάλληλου εύρους και κατασκευή νέων φερόντων στοιχείων στην περίπτωση κτιρίων με μη κανονική κάτοψη.  Προσθήκη κατακόρυφων στοιχείων από τοιχοποιία, χάλυβα (πλαίσια και διαγώνιοι σύνδεσμοι) ή Ο/Σ σε επαφή με τα υφιστάμενα ή ως νέος στατικά ανεξάρτητος φέρων οργανισμός.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Μείωση τοπικών αστοχιών λόγω ακατάλληλου σχεδιασμού της κατασκευής.</li> <li>Βελτίωση της σεισμικής απόκρισης (στρέψη κλπ.)</li> <li>Αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας των τοίχων.</li> </ul>
Παθητικά συστήματα ελέγχου απόκρισης	Εφαρμογή συστημάτων σεισμικής μόνωσης, αποσβεστήρων	<ul style="list-style-type: none"> <li>Μείωση της σεισμικής φόρτισης του φορέα.</li> <li>Αύξηση της απορρόφησης σεισμικής ενέργειας μέσω απόσβεσης (μετατροπή σε θερμότητα).</li> </ul>

Από τις επεμβατικές τεχνικές του παραπάνω πίνακα, δεν είναι κατάλληλες όλες για μνημειακές κατασκευές. Οι περισσότεροι παρεμβατικές τεχνικές πρέπει να αποφεύγονται προκειμένου να διαφυλάσσεται η αυθεντικότητά τους. Γενικότερα, η επιλογή της βέλτιστης τεχνικής ή του βέλτιστου συνδυασμού τεχνικών θα πρέπει να βασίζεται

σε κριτήρια που έχουν θεσπιστεί σε Χάρτες προστασίας μνημείων όπως για παράδειγμα ο Χάρτης της Βενετίας (1964), και είναι:

- Ο σεβασμός στο πρωτότυπο, διατήρηση της αυθεντικότητας και διάκριση των νέων επεμβάσεων.
- Η αντιστρεψιμότητα και η επαναεφαρμοσιμότητα των επεμβάσεων.
- Η συμβατότητα των νέων και υφιστάμενων υλικών, χρήσεων και δομικών στοιχείων.
- Η ανθεκτικότητα στο χρόνο.
- Το οικονομικό κόστος επέμβασης και συντήρησης.
- Το κοινωνικό και ψυχολογικό κόστος των χρηστών-επισκεπτών του μνημείου και του κοινωνικού συνόλου.

## **2.5 Υλοποίηση των επεμβάσεων**

Το στάδιο της υλοποίησης των επιλεγμένων επεμβάσεων είναι το τελικό στάδιο της μεθοδολογίας ανασχεδιασμού υφιστάμενων κατασκευών. Επειδή κατά τη διάρκεια των εργασιών υλοποίησης των επεμβάσεων είναι συχνό το φαινόμενο να προκύπτουν νέα δεδομένα τα οποία δεν είχαν προβλεφθεί στα προηγούμενα στάδια (π.χ. είναι αδύνατον να γίνουν διερευνητικές εργασίες στο σύνολο της κατασκευής) ή ακόμα αναθεωρήθηκαν τελικά οι απόψεις των ειδικών, η διαδικασία υλοποίησης των επεμβάσεων είναι αμφίδρομη σε σχέση με τον σχεδιασμό τους. Στην πορεία, οι επεμβάσεις που είχαν προεπιλεγεί ίσως δεν επαρκούν ή δεν είναι οι πλέον κατάλληλες και έτσι πρόσθετες ή διαφορετικές επεμβάσεις πρέπει να μελετηθούν. Δεν θα πρέπει λοιπόν να θεωρείται ο σχεδιασμός των επεμβάσεων οριστικός εξ' αρχής, αλλά να υπάρχει πάντα η ευελιξία να γίνονται τροποποιήσεις οι οποίες ειδικά σε μνημειακές κατασκευές από τοιχοποιία είναι αρκετά συχνές.

### 3. Τεκμηρίωση της υφιστάμενης κατάστασης

#### 3.1 Αποτύπωση και βλάβες της κατασκευής

Παρόλο που δεν είναι απολύτως βέβαιο αν το κτίριο υπέστη βλάβες κατά τον Β' Π.Π., η σημερινή του κατάσταση οφείλεται κυρίως στην εγκατάλειψη και στην έλλειψη συντήρησής του για περισσότερες από επτά δεκαετίες. Ευτυχώς σήμερα το κτίριο διατηρεί ακόμα σε σημαντικό ποσοστό τη δομική του ακεραιότητα, παρότι υπάρχουν πολλές βλάβες. Ωστόσο, οι βλάβες του είναι επιδιορθώσιμες και θα μπορέσει να στεγάσει τελικά τη νέα του χρήση ως μουσείο τοπικής παραδοσιακής τέχνης. Για να γίνει αυτό πρέπει να προηγηθεί μια επιμελημένη διερεύνηση της υφιστάμενης κατάστασης του, να διαπιστωθεί η υφιστάμενη αντοχή του και μετά από κατάλληλες επισκευαστικές-ενισχυτικές εργασίες να διαπιστωθεί η επάρκεια του αναφορικά με τη νέα του χρήση.

Για την ορθή διερεύνηση της παθολογίας του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, σε πρώτο στάδιο είναι απαραίτητη η φωτογραφική τεκμηρίωση και η σχεδιαστική αποτύπωση της υφιστάμενης κατάστασής του. Για τον λόγο αυτό πραγματοποιήθηκαν πολλαπλές αυτοψίες κατά τις οποίες με τη χρήση μετροταινίας, σταδίας (Εικόνα 28) και αποστασιόμετρου laser μετρήθηκαν τα δομικά στοιχεία του κτιρίου και έγινε αποτύπωσή του. Η επιμέτρηση χρησίμευσε για τη δημιουργία και την ανάλυση του προσομοιώματος του κτιρίου στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Marc/Mentant αλλά και μετέπειτα χρησιμοποιήθηκε στην αρχιτεκτονική πρόταση για τη νέα του χρήση. Δυστυχώς, η τρισδιάστατη σάρωση με laser scanner σε συνεργασία με τον πολιτικό μηχανικό Ε. Νιταδωράκη, κατέστη εφικτή μετά το πέρας των αναλύσεων της παρούσας μελέτης οπότε τα αποτελέσματα της δεν αξιολογήθηκαν εξ' αρχής αλλά παρατείνονται συμπληρωματικά.

Ωστόσο, συλλέχθηκε πλούσιο φωτογραφικό υλικό που αποδίδει με αρκετή λεπτομέρεια την υφιστάμενη κατάσταση της οικίας Σείμένη. Η πλειοψηφία των φωτογραφιών που παρουσιάζονται στην παρούσα εργασία ελήφθη κατά την αυτοψία που πραγματοποιήθηκε στα τέλη Αυγούστου του 2020.



Εικόνα 28: Μέτρηση υψομετρικής διαφοράς με τη χρήση σταδίας.

Από τις πολλαπλές αυτοψίες που πραγματοποιήθηκαν στον χώρο, διαπιστώθηκαν κυρίως οι παρακάτω βλάβες:

- Ρηγματώσεις και καταρρεύσεις τμημάτων τοιχοποιίας.
- Απώλεια και φθορά των επιχρισμάτων.
- Απώλεια και φθορά των ξύλινων στοιχείων.
- Βιολογική προσβολή.

Οι παραπάνω βλάβες οφείλονται τόσο σε εξωγενή αίτια (κυρίως περιβαλλοντικές δράσεις, σεισμός, κλπ.), όσο και σε ενδογενή αίτια (τρόπος δόμησης, αστοχία υλικών κ.ά.). Αξίζει να σημειωθεί ότι στα μέσα του 20<sup>ου</sup> αιώνα, οπότε και εικάζεται η εγκατάλειψη του κτιρίου, ο νομός Χανίων επλήγη από πολλούς ισχυρούς σεισμούς όπως ενδεικτικά αναφέρονται οι σεισμοί μεγέθους 7R στο Ηράκλειο το 1935 και το 1952 και προκάλεσαν βλάβες κτιρίων σε ολόκληρο το νησί και ιδιαίτερα οι καταστροφικοί σεισμοί στα Χανιά το 1965, μεγέθους 6,1R και το 1973 μεγέθους 6R (Παπαζάχος & Παπαζάχου, 2003).

Αξίζει να σημειωθεί ότι για η δημιουργία ρηγματώσεων μπορεί να οφείλεται σε διάφορους παράγοντες ή και στο συνδυασμό τους. Για τον λόγο αυτό, σε υφιστάμενες ρηγματώσεις για τις οποίες δεν υπάρχουν διαθέσιμα στοιχεία για το πότε πρωτοεμφανίστηκαν και πως εξελίχθηκαν μέχρι σήμερα είναι δύσκολο να διαπιστωθεί το ακριβές αίτιο δημιουργίας τους. Για παράδειγμα, μπορεί να προκλήθηκαν από καθίζηση του εδάφους, από σεισμό που οδήγησε στην εγκατάλειψη του κτιρίου, ή ακόμα και από εγκατάλειψη που προκάλεσε απώλεια της στοιχειώδους διαφραγματικής λειτουργίας που προσέφεραν το δώμα και το μεσοπάτωμα προτού το κτίριο πληγεί από σεισμό.

Οι βλάβες του κτιρίου παρουσιάζονται αναλυτικά στις παραγράφους 3.2-3.6.

### 3.2 Ρηγματώσεις τοιχοποιίας και καταρρεύσεις

Μεγάλου μήκους και εύρους ρηγματώσεις, οι οποίες ξεπερνούν τα 5 cm πλάτους, εκτείνονται κατακόρυφα στην τοιχοποιία της ανατολικής και της δυτικής όψης του κτιρίου (Εικόνες 31,34). Υπενθυμίζεται ότι οι πλευρές αυτές είναι αρκετά μικρότερες από τις άλλες δύο. Όπως έχει παρατηρηθεί και σε ανάλογες περιπτώσεις κτιρίων των οποίων διατηρείται μόνο το κέλυφος (λόγω της απώλειας των οριζόντιων διαφραγμάτων της στέγης και του μεσοπατώματος) οι περιμετρικές τοιχοποιίες δεν ταλαντώνονται στον ίδιο βαθμό και φάση μεταξύ τους. Οι απέναντι πλευρές συχνά τείνουν να ταλαντώνονται ανεξάρτητα και να απομακρύνονται μεταξύ τους, προκαλώντας στις εγκάρσιες πλευρές τέτοιου είδους ρηγματώσεις. Στην προκειμένη περίπτωση το φαινόμενο αυτό ευνοείται από το έντονα επίμηκες σχήμα του κτιρίου (λόγος μήκους πλευρών 1:3).



Η πιο σημαντική βλάβη του κτιρίου είναι η μερική κατάρρευση του δυτικού τοίχου, μορφής «σφήνας» (Εικόνα 29). Αυτού του είδους η αστοχία παρατηρείται συχνά σε εγκάρσιες τοιχοποιίες οι οποίες είτε ήταν εκ κατασκευής ασύνδετες, είτε με τη πάροδο του χρόνου αποκολλήθηκαν. Ως εκ τούτου, σε περίπτωση ταλάντωσης οι δύο τοιχοποιίες λόγω της διαφορετικής τους δυσκαμψίας, αλλά ακόμα περισσότερο λόγω της μη σύνδεσης μεταξύ τους, κινούνται ανεξάρτητα και η εγκάρσια λιθοδομή σε κίνηση εντός του επιπέδου της, προσκρούει στη διαμήκη και την «εμβολίζει», προκαλώντας της καταρρεύσεις ανάλογης μορφολογίας.



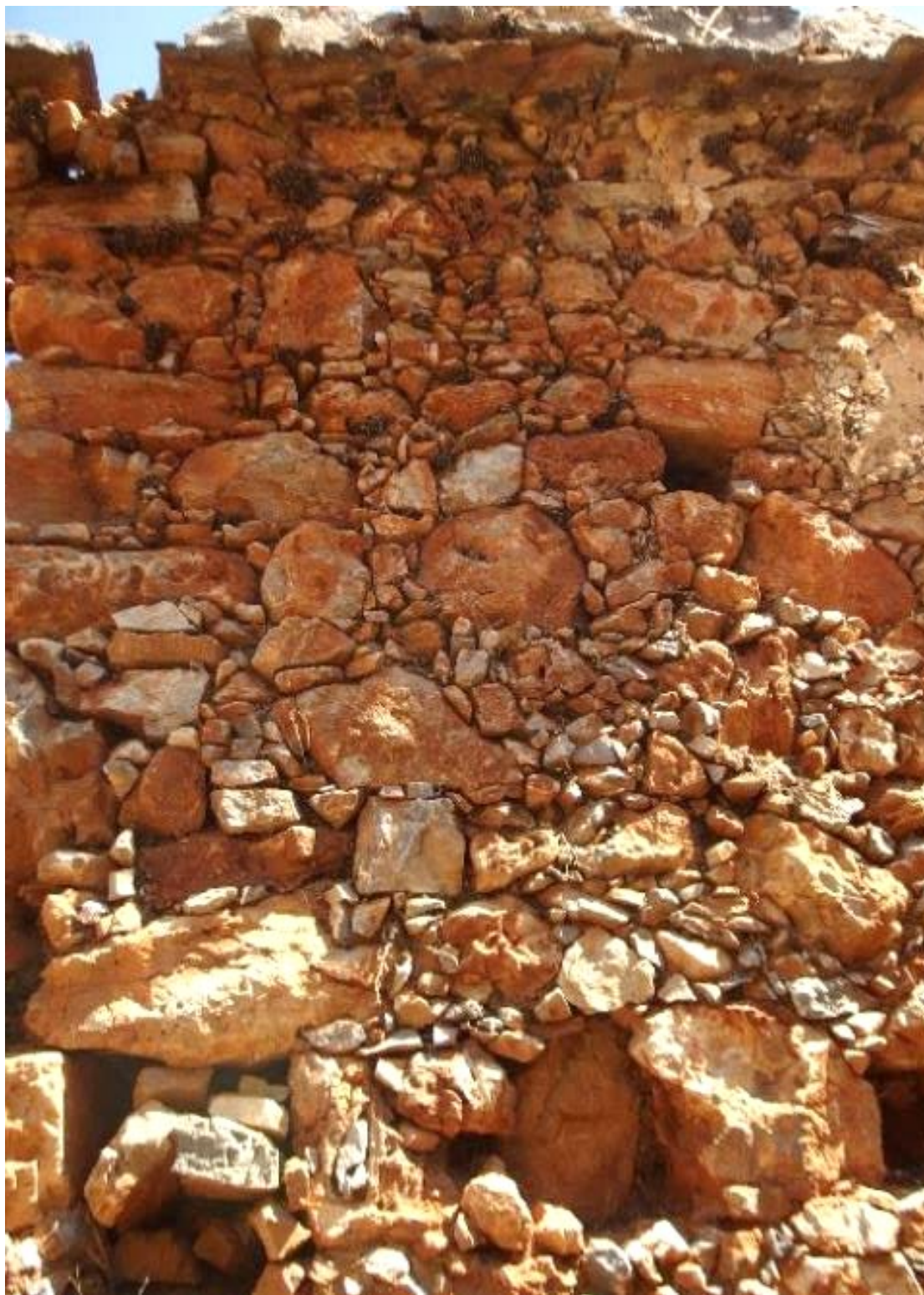
**Εικόνα 29: Δυτική όψη - Σφηνοειδής κατάρρευση τοιχοποιίας.**

Επιπλέον, αποδιοργάνωση λίθων σημειώνεται κυρίως τοπικά στο ύψος της στέψης των λιθοδομών που έμειναν εκτεθειμένες λόγω της απώλειας στέγης (Εικόνες 32,34,36). Τέλος, παρατηρείται απώλεια λίθων στην εσωτερική όψη της δυτικής τοιχοποιίας όπου βρίσκεται ένα τοιχισμένο άνοιγμα και κατά τόπους περιμετρικά των υπολοίπων ανοιγμάτων (Εικόνες 33, 34, 37).

Πρέπει να σημειωθεί ότι η ποιότητα δόμησης της τοιχοποιίας δεν είναι η καλύτερη δυνατή. Για παράδειγμα, εκτός ότι δεν υπάρχουν πολλοί διάτονοι λίθοι, έχουν χρησιμοποιηθεί σε μεγάλο ποσοστό της μάζας της τοιχοποιίας λίθοι μικρών διαστάσεων. Αυτό πιθανότατα οφείλεται στο ότι οι τοπικοί λίθοι είναι ασβεστόλιθοι μεγάλης



αντοχής αλλά δύσκολης κατεργασιμότητας (Εικόνα 30). Θετικό όμως είναι το ότι λόγω της σύστασης των λίθων δεν παρατηρούνται αποσαθρώσεις-απώλεια μάζας τους ακόμα και στα σημεία όπου έχουν καταστραφεί τα επιχρίσματα.



**Εικόνα 30: Λεπτομέρεια της βόρειας όψης εσωτερικά. Διακρίνεται η χρήση μεγάλου ποσοστού λίθων μικρών διαστάσεων.**





**Εικόνα 31: Λεπτομέρεια στη συμβολή τοιχοποιίας δυτικής πλευράς με βόρειας. Διακρίνεται η κατακόρυφη ρηγματώση λόγω μη σύνδεσης των δύο τοιχοποιιών.**



**Εικόνα 32: Αποκόλληση της εσωτερικής τοιχοποιίας από τη βόρεια.**





**Εικόνα 33: Τοπική απώλεια λίθων - εσωτερική όψη ανατολικής τοιχοποιίας και ρηγματώσεις,**



**Εικόνα 34: Τοπική απώλεια λίθων περιμετρικά των ανοιγμάτων στην εξωτερική όψη.**





**Εικόνα 35: Τοπική απώλεια λίθων στη στέψη.**



**Εικόνα 36: Αποδιοργάνωση λίθων στη δυτική πλευρά του κτιρίου.**





Εικόνα 37: Αποδιοργάνωση λίθων στην ενδιάμεση λιθοδομή του ισογείου.

### 3.3 Βιολογική προσβολή

Η βιολογική προσβολή παρατηρείται πολύ συχνά σε ασκεπή και εγκαταλελειμμένα κτίσματα τα οποία παραμένουν για καιρό εκτεθειμένα στα καιρικά φαινόμενα. Στο συγκεκριμένο κτίριο λόγω της κατάστασής του και του υγρού κλίματος της περιοχής, απαντώνται μεταξύ άλλων βρύα σε μεγάλο μήκος της λιθοδομής (Εικόνα 38) αλλά και αυτοφυής βλάστηση εντός της κύριας κατοικίας, η παρουσία των οποίων συμβάλει μέσω του ριζικού τους συστήματος στην αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας. Έτσι, η ανάπτυξη μιας συκιάς στη δυτική τοιχοποιία του κτιρίου, έχει συμβάλει σημαντικά στην κατάρρευση λίθων και απειλεί να προκαλέσει βλάβες σε ακόμα μεγαλύτερη έκταση (Εικόνα 39).



Εικόνα 38: Ανάπτυξη βρύων και λειχήνων στην τοιχοποιία.



**Εικόνα 39:** Αποδιοργάνωση της δυτικής τοιχοποιίας από την ανάπτυξη αυτοφυούς συκιάς.

### **3.4 Απώλεια και φθορά των ξύλινων στοιχείων**

Οι ξύλινες δοκοί του δώματος έχουν στην πλειονότητά τους καταστραφεί και ελάχιστες παραμένουν πλέον στη θέση τους με τη διατομή τους να έχει απομειωθεί σε μεγάλο βαθμό (Εικόνα 40). Αντίστοιχα, στο ενδιάμεσο πάτωμα μόνο οι δοκοθήκες στην τοιχοποιία βάθος περίπου 25 cm μαρτυρούν πια τη θέση των ξύλινων δοκών (Εικόνα 42). Τα ξύλινα στοιχεία ήταν κατασκευασμένα από κορμούς κυπαρισσιών. Διασώζονται σε σχετικά καλή κατάσταση και χωρίς παραμορφώσεις τα ξύλινα ανώφλια των ανοιγμάτων, που συγκρατούν μέχρι σήμερα με επιτυχία τα τμήματα τοιχοποιίας άνωθεν τους (Εικόνα 41).





**Εικόνα 40:** Φθορά και απώλεια ξύλινων στοιχείων του δώματος και του μεσοπατώματος.



**Εικόνα 41:** Λεπτομέρεια ξύλινου ανωφλιού της νότιας τοιχοποιίας.





**Εικόνα 42:** Τομή στον άξονα Δύση – Ανατολή στη θέση του τοιχισμένου παραθύρου / αποδιοργάνωση λίθων εσωτερικά της ανατολικής λιθοδομής - αποτύπωση εσωτερικού βόρειας λιθοδομής.



### 3.5 Απώλεια και φθορά των επιχρισμάτων

Λόγω της εγκατάλειψης και της απουσίας επιστήγασης, το κτίριο έμεινε εκτεθειμένο στα καιρικά φαινόμενα με αποτέλεσμα το βρόχινο νερό σε συνδυασμό με την ανερχόμενη υγρασία από το έδαφος, να διαβρώσουν μεγάλο μέρος των επιχρισμάτων που ήταν κατασκευασμένα από ασβεστοαργιλοκονίαμα (Εικόνα 43). Χαρακτηριστικό δείγμα του φαινομένου αυτού παρατηρείται στη νότια όψη του κτιρίου η οποία στο επάνω μέρος της έχει υποστεί ολική απώλεια του επιχρίσματος ενώ στο κατώτερο τμήμα, το οποίο εξαιτίας του δώματος της αυλής ήταν περισσότερο προστατευμένο από τα καιρικά φαινόμενα, το επίχρισμα διατηρείται σε πολύ καλύτερη κατάσταση (Εικόνα 44).



Εικόνα 43: Λεπτομέρεια εσωτερικού επιχρίσματος.

Στη βόρεια όψη τα επιχρίσματα εμφανίζονται ρηγματωμένα και μεγάλα τμήματα έχουν αποκολληθεί (Εικόνα 45). Σε καλύτερη κατάσταση βρίσκονται τα επιχρίσματα της ανατολικής όψης (Εικόνα 46). Εντοπίζονται γενικά χρωματική αλλοίωση στην επιφάνεια του κονιάματος, με την εμφάνιση φαιόμαυρων χρωματισμών στο επίχρισμα που οφείλονται σε βιολογική φθορά από συσσώρευση υγρασίας και ανάπτυξη βρύων και λειχήνων.





**Εικόνα 44: Εναπομένον επίχρισμα της νότιας όψης.**



**Εικόνα 45: Εναπομένον επίχρισμα της ανατολικής όψης.**



**Εικόνα 46: Εναπομένον επίχρισμα της βόρειας όψης.**

### 3.6 Απόκλιση από την κατακόρυφο

Από την επεξεργασία των δεδομένων της τρισδιάστατης σάρωσης του κτιρίου με laser scanner υψηλής ακριβείας που πραγματοποιήθηκε εκ των υστέρων (παράγραφος 3.1), διαπιστώθηκε απόκλιση από την κατακόρυφο στο μέσον της βόρειας τοιχοποιίας. Η απόκλιση αυτή αφορά κυρίως την εξωτερική παρειά της τοιχοποιίας και δεν ήταν δυνατόν να διαπιστωθεί από το εξωτερικό του κτιρίου λόγω της μεγάλης υψομετρικής διαφοράς από το έδαφος. Το ζήτημα της διερεύνησης της καθετότητας των τοίχων του ερείπιου είχε τεθεί εξ αρχής όμως δεν ήταν δυνατό να μετρηθεί με τα μέσα που είχαμε αρχικά, αλλά εντοπίστηκε με ασφάλεια μετά την αναλυτική αποτύπωση. Πραγματοποιήθηκαν διαδοχικές τομές και παρουσιάζεται ενδεικτικά αυτή που διέρχεται από το μέσον της καμάρας στη διεύθυνση Βοράς – Νότος (Εικόνα 47). Φαίνεται να υπάρχει μια μικρή κλίση στην βόρεια τοιχοποιία, η οποία ξεκινάει πάνω από το ύψος του πατώματος. Αν και ήπια, είναι πιθανόν η κλίση αυτή να συνέβαλε στην χαλάρωση και την πτώση του πατώματος το οποίο φεύγοντας μπορεί να δημιουργήσει και την κατάρρευση του τμήματος της μεσοτοιχίας.



Εικόνα 47: Τομή στο μέσον της καμάρας στη διεύθυνση Βοράς – Νότος.



## 4. Μηχανική της τοιχοποιίας

Η τοιχοποιία κατασκευάζεται από τεχνίτες η εμπειρία των οποίων μπορεί να ποικίλει. Ο τρόπος κατασκευής της σε συνδυασμό με τις διάφορες κλιματολογικές συνθήκες και τα υλικά που χρησιμοποιούνται, έχει σαν αποτέλεσμα η αντοχή της τοιχοποιίας να διαφέρει λίγο ή αρκετά από περιοχή σε περιοχή ή ακόμα και από κατασκευή σε κατασκευή. Ο προσδιορισμός των μηχανικών της χαρακτηριστικών είναι δυσχερής, αφενός γιατί δεν είναι ένα ομογενές και ισότροπο υλικό και αφ' ετέρου διότι δεν είναι ένα βιομηχανικό προϊόν με ελεγχόμενη και σταθερή ποιότητα. Έτσι τα μηχανικά της χαρακτηριστικά εξαρτώνται από έναν μεγάλο αριθμό παραμέτρων. Παρακάτω γίνεται αναφορά στα μηχανικά χαρακτηριστικά μόνο των τοιχοποιιών από φυσικούς λίθους και στις παραμέτρους από τις οποίες εξαρτώνται.

### 4.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας από φυσικούς λίθους εξαρτώνται από ένα πλήθος παραμέτρων ο βαθμός επίδρασης των οποίων δεν έχει διερευνηθεί ακόμα πλήρως πειραματικά ούτε και υπάρχουν σχέσεις στη βιβλιογραφία που να υπολογίζουν με μεγάλη αξιοπιστία τα μηχανικά χαρακτηριστικά. Παρ' όλα αυτά, έχουν εξαχθεί χρήσιμα συμπεράσματα από πειραματικές μετρήσεις τα οποία όμως πρέπει να αντιμετωπίζονται με επιφυλακτικότητα και κριτική σκέψη. Οι βασικότεροι παράμετροι καθορισμού της αντοχής της τοιχοποιίας είναι οι εξής:

- Τα λιθοσώματα.
- Το κονίαμα δόμησης.
- Οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες.
- Η φόρτιση.

Πιο αναλυτικά, μεγάλη σημασία έχουν η αντοχή και η γεωμετρία (κατεργασία επιφανειών και λόγος διαστάσεων) και η υδατοαπορροφησιμότητα των λιθοσωμάτων, παράμετροι που σχετίζονται σε μεγάλο βαθμό από το πέτρωμα προέλευσης τους. Ενδεικτικά αναφέρονται στη βιβλιογραφία τιμές θλιπτικής αντοχής των πετρωμάτων που κυμαίνονται από 18-197MPa (ασβεστόλιθος) έως 35-140 MPa (ψαμμίτης) (Καλευράς, 1980). Η εφελκυστική αντοχή των πετρωμάτων είναι αρκετά χαμηλότερη και συνήθως δεν ξεπερνά το 7% της θλιπτικής τους αντοχής.

Επίσης, τα κονιάματα δόμησης (αργιλοκονιάματα, ασβεστοκονιάματα κλπ.), τα οποία αποτελούν μίγματα κονιάς<sup>5</sup> με αδρανή, νερό και πρόσθετα, έχουν ένα μεγάλο εύρος αντοχών ανάλογα με τη σύνθεσή τους η οποία καθορίζει τόσο την αντοχή και την παραμορφωσιμότητα τους, όσο και την αντίσταση τους σε παγετό

<sup>5</sup> Υλικά φυσικής προέλευσης (άργιλος, ποζολάνες) ή τεχνητής προέλευσης (άσβεστος, τσιμέντο) σε μορφή σκόνης που μετά από με την ανάμιξη τους με νερό, δημιουργείται πολτός που έχει συγκολλητικές ιδιότητες.

αλλά και την υδατοστεγανότητά τους. Τυπικές τιμές της θλιπτικής αντοχής των κονιαμάτων είναι 2MPa, αλλά ανάλογα με την σύσταση τους μπορεί να φτάσουν ακόμα και τα 20MPa.

Επιπλέον, η παρουσία ξύλινων στοιχείων στη δομή των τοιχοποιιών με τη μορφή διαζωμάτων (ξυλοδεσιές), με τη μορφή πλαισιωτού ξύλινου σκελετού (τσατμάς), με τη μορφή επικάλυψης (μπαγδατί) ή με τη μορφή ελκυστήρων κλπ., έχει σημαντική επίδραση στη συμπεριφορά των κατασκευών (αντοχή και παραμόρφωση). Μάλιστα το είδος του ξύλου και η ανισοτροπία του υλικού, οδηγούν σε αντοχές και παραμορφωσιμότητα του αρκετά διαφορετικές ανάλογα με την φόρτιση του παράλληλα ή κάθετα στις ίνες του. Για παράδειγμα το μέτρο ελαστικότητας και η θλιπτική αντοχή τμημάτων από δρυ μπορεί να φτάσει τα 10 GPa και τα 40 MPa για φόρτιση παράλληλα στις ίνες, ενώ δεν υπερβαίνει τα 1,1 GPa και τα 15 MPa αντίστοιχα για φόρτιση κάθετα στις ίνες (Καλευράς, 1980).

Τέλος, ιδιαίτερα σημαντικές είναι οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες και η ποιότητα δόμησης της τοιχοποιίας, δηλαδή αν οι εγκάρσιες τοιχοποιίες είναι συνδεδεμένες μεταξύ τους, αν δεν υπάρχουν συνέχεις κατακόρυφοι αρμοί, αν υπάρχει ομοιομορφία σε όλη την κατασκευή στη σύσταση των κονιαμάτων και των λίθων που έχουν χρησιμοποιηθεί, αν υπάρχει αλληλεμπλοκή των λίθων (χρήση διάτονων λίθων) σε μεγάλο ποσοστό κ.α.

Προφανώς, είναι πολύ δύσκολη η ακριβής ποσοτική εκτίμηση των χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας και περιέχει μεγάλη αβεβαιότητα λόγω όλων των παραπάνω παραγόντων. Για τον λόγο αυτό δεν αρκεί η ποιοτική εκτίμηση από οπτική παρατήρηση του τρόπου δόμησης ή του είδους του κονιάματος και των λίθων και η εμπειρία του μηχανικού. Απαιτούνται ανάλογα με την σπουδαιότητα της κατασκευής, και ένα πλήθος ερευνητικών δοκιμών είτε εργαστηριακών είτε επιτόπου που θα βοηθήσουν τον μελετητή να αποκτήσει μια καλή εικόνα για την κατασκευή και να εκτιμήσει τεκμηριωμένα τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας που θα χρησιμοποιηθούν για την αποτίμηση της.

## 4.2 Υπολογισμός μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας

Γενικά, η συμπεριφορά της τοιχοποιίας χαρακτηρίζεται από υψηλή θλιπτική αντοχή, χαμηλή εφελκυστική αντοχή και ικανοποιητική διατμητική αντοχή. Πιο συγκεκριμένα, η **θλιπτική αντοχή** εξαρτάται τόσο από τη θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων και του κονιάματος των αρμών, όσο και από τις παραμορφώσεις τους (μέτρα ελαστικότητας, λόγος Poisson), την ποιότητα και τη γεωμετρία της δόμησης δηλαδή το πάχος των αρμών σε σχέση με το ύψος των λιθοσωμάτων (Σπυράκος, 2019). Αξίζει να σημειωθεί ότι σε λιθοδομές το πάχος του αρμού δεν ξεπερνά συνήθως το 5% του ύψους του λιθοσώματος και η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται κυρίως από την αντοχή των λιθοσωμάτων (Καραντώνη, 2012).

Η **εφελκυστική αντοχή** είναι περίπου το 10% της θλιπτικής αντοχής και επηρεάζεται αρκετά από την εφελκυστική αντοχή του κονιάματος, τη συνοχή του με τα λιθοσώματα και την αντοχή του αρμού σε αποκόλληση.

Η **διατμητική αντοχή** αυξάνεται με την αύξηση της θλιπτικής τάσης (σε οπτοπλινθοδομές έχει μετρηθεί ότι αυτό ισχύει για κατακόρυφα φορτία που δεν υπερβαίνουν το 40% της θλιπτικής αντοχής τους) και καθορίζεται από τη διατμητική αντοχή των αρμών, την εφελκυστική αντοχή του τοιχοσώματος καθώς και την συνάφεια μεταξύ των δύο υλικών (Καραντώνη, 2012). Η μικρότερη από τις παραπάνω τρεις τιμές της διατμητικής τάσης θα καθορίσει τη διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας και τον μηχανισμό αστοχίας της σε αυτή (π.χ. οριζόντια ολίσθηση κατά μήκος των αρμών).

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας μπορούν να υπολογιστούν βασικά με δύο τρόπους. Είτε με τη χρήση **πινάκων**, είτε με τη χρήση **ημιεμπειρικών σχέσεων**.

#### 4.2.1 Προσδιορισμός μηχανικών χαρακτηριστικών από πίνακες

Πιο συγκεκριμένα, στην πρώτη περίπτωση, έχουν διαμορφωθεί πίνακες που κατηγοριοποιούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας στους συνηθέστερους τύπους που συναντώνται όπως αργολιθομές, δίστρωτες και τρίστρωτες τοιχοποιίες με ημιλαξευτούς λίθους στην εξωτερική στρώση κ.α. Από την αντιστοίχιση της τοιχοποιίας σε μία από τις αντιπροσωπευτικές κατηγορίες του πρώτου πίνακα προκύπτουν οι μέσες τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών αντίστοιχης τοιχοποιίας η οποία δεν έχει την προβλεπόμενη ποιότητα δόμησης.

Για την αναγωγή των μηχανικών ιδιοτήτων που προέκυψαν από τον πρώτο πίνακα σε τοιχοποιία καλής ποιότητας δόμησης, είναι απαραίτητη η χρήση ενός δεύτερου πίνακα ο οποίος σε κάθε τύπο τοιχοποιίας του προηγούμενου πίνακα αντιστοιχεί έναν αυξητικό συντελεστή για κάθε επιμέρους παράμετρο της ποιότητας δόμησης (καλό κονίαμα, κανονική αλληλεμπλοκή και εγκάρσια σύνδεση. Είναι δυνατόν να συνδυαστούν περισσότεροι από ένας διορθωτικοί συντελεστές όταν πολλαπλασιαστούν μεταξύ τους. Σημειώνεται ότι μόνο ο διορθωτικός συντελεστής που αφορά το καλό κονίαμα μπορεί να εφαρμοστεί στις τιμές όλων των μηχανικών χαρακτηριστικών του πρώτου πίνακα. Οι συντελεστές που αφορούν την καλή αλληλεμπλοκή και την εγκάρσια σύνδεση δεν μπορούν να εφαρμοστούν στο μέτρο ελαστικότητας και διάτμησης.

Στους Πίνακες 5 και 6 (Σπυράκος, 2019) παρουσιάζονται ενδεικτικά οι μέσες τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών για έξι τύπους τοιχοποιίας (μονόστρωτης ή δίστρωτης με μικρό πυρήνα και χωρίς διάτονες λίθους) και οι διορθωτικοί συντελεστές των χαρακτηριστικών αυτών στην περίπτωση καλής ποιότητας δόμησης. Οι τιμές των πινάκων μπορούν να θεωρηθούν αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχών της τοιχοποιίας ωστόσο η αξιοπιστία τους δεν είναι μεγάλη σε σχέση με τιμές αντοχών που

προκύπτουν από μετρήσεις μετά από καταστροφικούς ή μη-καταστροφικούς ελέγχους.

**Πίνακας 5: Μέσες τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών διαφόρων τύπων τοιχοποιίας.**

Τύπος τοιχοποιίας	Θλιπτική αντοχή (MPa)	Εφελκυστική αντοχή (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	W (kN/m <sup>3</sup> )
Αργολιθοδομή ακανόνιστης δόμησης	1,5	0.039	870	290	19
Αργολιθοδομή κανονικής δόμησης	3,2	0,097	1740	580	21
Μαλακοί λαξευτοί λίθοι ακανόνιστης δόμησης	1,8	0,052	1080	360	13-16
Μαλακοί λαξευτοί λίθοι κανονικής δόμησης	2,6	-	1410	470	13-16
Λαξευτοί λίθοι κανονικής δόμησης	7	-	2800	860	22
Δίστρωτες-τρίστρωτες τοιχοποιίες με ασθενή πυρήνα και εξωτερικές στρώσεις από ημιλαξευτούς λίθους	2,5	0,065	1230	410	20

**Πίνακας 6: Διορθωτικοί συντελεστές μηχανικών χαρακτηριστικών για διάφορους τύπους τοιχοποιίας με καλή ποιότητα δόμησης.**

Τύπος τοιχοποιίας	Καλό κονίαμα	Κανονική αλληλεμπλοκή	Εγκάρσια σύνδεση
Αργολιθοδομή ακανόνιστης δόμησης	1,5	1,3	1,3
Αργολιθοδομή κανονικής δόμησης	1,4	1,1	1,3
Μαλακοί λαξευτοί λίθοι ακανόνιστης δόμησης	1,5	1,2	1,3
Μαλακοί λαξευτοί λίθοι κανονικής δόμησης	1,6	-	1,2
Λαξευτοί λίθοι κανονικής δόμησης	1,2	-	1,2
Δίστρωτες-τρίστρωτες τοιχοποιίες με ασθενή πυρήνα και εξωτερικές στρώσεις από ημιλαξευτούς λίθους	1,3	1,2	1,5



## 4.2.2 Προσδιορισμός μηχανικών χαρακτηριστικών με ημιεμπειρικές σχέσεις

Και η δεύτερη διαδικασία, κατά την οποία τα μηχανικά χαρακτηριστικά υπολογίζονται με ημιεμπειρικές σχέσεις, όταν συνδυάζεται με αποτελέσματα των επί τόπου μετρήσεων και των εργαστηριακών δοκιμών, παρέχει αποτελέσματα με αυξημένη αξιοπιστία. Με βάση των υπό έγκριση Κανονισμό για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (**ΚΑΔΕΤ**), μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι παρακάτω σχέσεις για τον υπολογισμό των κύριων μηχανικών χαρακτηριστικών των λιθοδομών.

### 4.2.2.1 Μέτρο ελαστικότητας

Αποτελεί ένα μηχανικό χαρακτηριστικό του οποίου οι τιμές εμφανίζουν μεγάλη διασπορά. Για τον υπολογισμό της μέσης τιμής του **μέτρου ελαστικότητας** της τοιχοποιίας με θλιπτική αντοχή  $1 \text{ MPa} < f < 3 \text{ MPa}$  εφαρμόζεται η σχέση:

$$E = 1300 \cdot \left(1 - \frac{f}{5}\right) \cdot f \quad (1)$$

### 4.2.2.2 Θλιπτική αντοχή

Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής μονόστρωτης ή δίστρωτης λιθοδομής με διάτονα λιθοσώματα, με θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων  $f_{bc}$  στο εύρος 25-75 MPa και θλιπτική αντοχή κονιάματος  $f_{mc}$  στο εύρος 0,5-2,5 MPa, εφαρμόζεται η σχέση:

$$f = \xi \cdot \left[ \left( \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right) + \lambda \cdot f_{mc} \right] \quad (2)$$

Όπου:

- $\xi = 1/[1 + 3,5 \cdot (k - 0,3)] < 1$  είναι συντελεστής επιρροής του πάχους των αρμών με  $k$  τον λόγο του όγκου κονιάματος προς τον όγκο της τοιχοποιίας
- $f_0$  είναι συντελεστής συνυπολογισμού του βαθμού λάξευσης των λίθων (τιμές 0 για λαξευτή και 1.5-2.5 για αργολιθοδομή) και
- $\lambda$  είναι συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος-κονιάματος (τιμές 0,1 για πολύ λείους λίθους ή 0,5 για τραχείς λίθους).

Η θλιπτική αντοχή δίστρωτης τοιχοποιίας με παρειές μη συνδεδεμένες μεταξύ τους με διάτονα λιθοσώματα ισούται με τη μικρότερη τιμή της θλιπτικής αντοχής κάθε παρειάς όπως αυτή υπολογίζεται από τη σχέση.

Η θλιπτική αντοχή τρίστρωτης τοιχοποιίας με όμοιες εξωτερικές παρειές υπολογίζεται από τη σχέση:

$$f = \frac{2}{3} \cdot \frac{(1,6 \cdot \delta \cdot f_{c,e} + 1,2 \cdot f_{c,i})}{1 + 2 \cdot \delta} \quad (3)$$

Όπου :

- $\delta$  είναι ο λόγος του πάχους της εξωτερικής παρειάς προς το πάχος του πυρήνα

- $f_{c,e}$  και  $f_{c,i}$  είναι η θλιπτική αντοχή των εξωτερικών παρειών και του πυρήνα αντίστοιχα  
Στην περίπτωση που οι δύο παρειές δεν είναι όμοιες τότε η θλιπτική αντοχή προκύπτει από τη σχέση:

$$f = \frac{2}{3} \cdot \frac{[0.8(\delta_{e1} \cdot f_{c,e1} + \delta_{e2} \cdot f_{c,e2}) + 1.2 \cdot f_{c,i}]}{1 + \delta_{e1} + \delta_{e2}} \quad (4)$$

Όπου :

- $\delta_{e1}$  και  $\delta_{e2}$  είναι οι λόγοι πάχους κάθε παρειάς προς το πάχος του πυρήνα
- $f_{c,e1}$ ,  $f_{c,e2}$ , και  $f_{c,i}$  είναι η θλιπτική αντοχή των δύο εξωτερικών παρειών και του πυρήνα αντίστοιχα

### 4.3 Διερευνητικές μέθοδοι υφιστάμενων κατασκευών

Για να γίνει η αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης μιας κατασκευής από λιθοδομή, είναι αναγκαία η πραγματοποίηση ελέγχων με τη βοήθεια των οποίων γίνεται συλλογή δεδομένων που αφορούν την καταγραφή των βλαβών και τον προσδιορισμό των αιτιών δημιουργίας τους, τον εντοπισμό προηγούμενων επεμβάσεων, τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών και του τρόπου δόμησης των τοιχοποιιών. Επιπλέον, μπορεί να γίνει μέτρηση των δυναμικών χαρακτηριστικών και της απόκρισης της κατασκευής σε επιβαλλόμενη φόρτιση. Η συλλογή των δεδομένων γίνεται σε ικανό αριθμό χαρακτηριστικών θέσεων και αποσκοπεί στην επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου ανάλυσης, στην επιλογή συντελεστών ασφαλείας, στη βαθμονόμηση του υπολογιστικού μοντέλου, στην επιλογή των βέλτιστων επεμβάσεων επισκευής ή και ενίσχυσης, αλλά και στον έλεγχο της σωστής εφαρμογής του.

Οι βασικότεροι από τους ελέγχους που γίνονται είναι οι εξής:

1. Οπτικός έλεγχος (συνοδευόμενος από αποτύπωση) σχετικά με τη γεωμετρία της κατασκευής, τη θέση, το είδος και τη σπουδαιότητα των βλαβών και ενδεχόμενων προηγούμενων επεμβάσεων.
2. Ενόργανοι επιτόπιοι έλεγχοι συλλογής δεδομένων (μη καταστροφικοί κατά προτεραιότητα ή έστω ημικαταστροφικοί) για τη μέτρηση εύρους και βάθους ρωγμών, δόμησης της τοιχοποιίας (ύπαρξη ασυνεχειών εντός της τοιχοποιίας, διαφοροποιήσεις στη σύσταση ή τα μηχανικά χαρακτηριστικά των λίθων, ύπαρξη διαφορετικών υλικών δόμησης ή επιφανειών με υγρασία κλπ., μέτρηση της αντοχής των κονιαμάτων).
3. Εργαστηριακοί έλεγχοι για τον προσδιορισμό των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των λιθοσωμάτων και των κονιαμάτων.

### 4.4 Απόκριση τοίχων σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Προκειμένου να προσομοιωθεί αξιόπιστα η συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε συνθήκη σεισμού είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψη η μέγιστη τιμή αντοχής του

τοιχίου σε διάτμηση ( $V_{max}$ ), η δυνατότητα παραμόρφωσης του τοίχου έως το  $V_{max}$  ( $\delta l_{max}$ ) και η μέγιστη παραμόρφωση του τοίχου ( $\delta_u$ ) μετά την ανάπτυξη της  $V_{max}$ . Η απόκριση μιας τοιχοποιίας με κονίαμα σε εντός επιπέδου ανακυκλιζόμενη οριζόντια φόρτιση υπό σταθερό θλιπτικό φορτίο, χαρακτηρίζεται από δύο τύπους συμπεριφοράς. Στη μια περίπτωση συνδέεται με την αστοχία λόγω ορθών τάσεων όπου παρουσιάζει σχεδόν ασυμπτωματική συμπεριφορά και μικρή απόσβεση. Ενώ στη δεύτερη περίπτωση αφορά σε μηχανισμούς αστοχίας σε διάτμηση και αντιστοιχεί στο σχηματισμό συνήθως διαγώνιων ρωγμών και σταδιακά οδηγεί σε αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας.

## 4.5 Υπολογισμός θλιπτικής αντοχής κατά ΕΚ6

Η τοιχοποιία έχει καθιερωθεί ως κυρίως θλιβόμενο φέρον δομικό στοιχείο καθώς χαρακτηρίζεται από υψηλή θλιπτική αντοχή σε σύγκριση με τα υπόλοιπα μηχανικά χαρακτηριστικά της. Η αντοχή και ο τύπος της αστοχίας της καθορίζονται σε σημαντικό βαθμό από την γωνία της θλιπτικής δύναμης ως προς τη διεύθυνση των οριζόντιων αρμών της (ανισοτροπία). Η θλιπτική καταπόνηση κάθετα στους οριζόντιους αρμούς της τοιχοποιίας είναι ικανή να επιφέρει εγκάρσια ρηγμάτωση των λιθοσωμάτων που οφείλεται στην ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στις εγκάρσιες διευθύνσεις τους και κατ'επέκταση την ανάπτυξη τριαξονικής καταπόνησης στα λιθοσώματα και στο κονίαμα των αρμών. (Στυλιανίδης & Ιγνατάκης, 2011).

Η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή  $f_k$  της τοιχοποιίας δύναται να υπολογιστεί από τη σχέση  $f_k = K * f_b^{0.7} * f_m^{0.3}$ . Όπου  $f_k$  η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας,  $K$  σταθερά,  $f_b$  η ανηγμένη μέση θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων κατά τη διεύθυνση της εφαρμοζόμενης δράσης,  $f_m$  η θλιπτική αντοχή του κονιάματος. Για να χρησιμοποιηθεί η παραπάνω σχέση σε υφιστάμενα κτίρια προϋπόθεση είναι οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες να ακολουθούν το κεφάλαιο 8 του EC6-1, όλοι οι αρμοί να θεωρούνται πλήρεις, η  $f_b \leq 50$  MPa,  $f_m \leq 20$  MPa και  $f_m \leq 2 * f_b$ ,  $f_m \leq 10$  MPa, το πάχος της τοιχοποιίας να ισούται με το πλάτος ή το μήκος του λιθοσώματος και ο συντελεστής μεταβλητότητας της αντοχής των λιθοσωμάτων να μην υπερβαίνει το 25% (Σπυράκος, 2019).

## 4.6 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας

Υπό πραγματικές συνθήκες δεν υπάρχει καθαρή διάτμηση. Η συνηθέστερη μορφή διατμητικής αστοχίας των τοίχων είναι η αστοχία τριβής- ολίσθησης οριζόντιου αρμού η οποία συμβαίνει για χαμηλές τιμές ορθών τάσεων. Άλλες μορφές διατμητικής αστοχίας όταν αυξάνονται οι ορθές τάσεις είναι η λοξή ρηγμάτωση που παρουσιάζεται συνήθως σε πεσσούς μεταξύ ανοιγμάτων και για μεγάλες τιμές ορθών τάσεων η συντριβή θλιβόμενης γωνίας (καμπτικού τύπου αστοχία) (Στυλιανίδης & Ιγνατάκης, 2011).

## 4.7 Αντοχή της τοιχοποιίας σε τυχαία καταπόνηση εντός επιπέδου

Η λειτουργία της τοιχοποιίας ως επιφανειακού φορέα και πιο συγκεκριμένα η λειτουργία δίσκου είναι η συνηθέστερη μορφή με την οποία εμφανίζεται στις κατασκευές. Στο σώμα της τοιχοποιίας αναπτύσσεται μια τυχαία επίπεδη καταπόνηση που ισοδυναμεί με ένα ζεύγος κύριων ορθών τάσεων σε μια τυχαία γωνία (έστω  $\theta$ ) σε σχέση με το οριζόντιο επίπεδο. Η έντονη ανισοτροπία της τοιχοποιίας επηρεάζει τη γωνία  $\theta$  και κατ' επέκταση και την απόκριση της. Η αντοχή, ο τύπος αστοχίας αλλά και η διεύθυνση των ρηγματώσεων διαφοροποιείται έντονα στην τοιχοποιία και ιδιαίτερα στην αργολιθοδομή που αποτελεί τον συνηθέστερο τύπο λιθοδομής, σε σχέση με τα υπόλοιπα ισότροπα υλικά και είναι αδύνατο χωρίς πειραματικές μετρήσεις να εκτιμηθεί με ακρίβεια η αντοχή της σε τυχούσα διαξονική καταπόνηση αφού δεν έχουν αναπτυχθεί κριτήρια αστοχίας πάρα μόνο για οπτοπλινθοδομές (Καραντώνη, 2012).

Ειδικά για την περίπτωση σεισμικής καταπόνησης, η απομένουσα αντοχή, ο τύπος ρηγμάτωσης και η πλαστιμότητα της τοιχοποιίας εξαρτάται τόσο από την αντοχή των λιθοσωμάτων όσο και από το ποσοστό της αξονικής φόρτισης σε σχέση με τη θλιπτική της αντοχή. Στην περίπτωση που υπάρχουν ισχυρά λιθοσώματα και χαμηλό αξονικό φορτίο, τότε η αστοχία εντός επιπέδου εμφανίζεται με διαγώνια αποκόλληση-αποκόλληση των αρμών κονιάματος (γίνεται απορρόφηση ενέργειας μέσω τριβής-ολίσθησης αρμών) και οι τοίχοι διατηρούν μεγάλη φέρουσα ικανότητα μετά τη ρηγμάτωση. Στην περίπτωση που τα λιθοσώματα δεν είναι ισχυρά ή το αξονικό φορτίο είναι υψηλό τότε εμφανίζονται χιαστί ρηγματώσεις ή θραύση των λιθοσωμάτων και η αστοχία είναι ψαθυρού τύπου, ενώ οι τοίχοι διατηρούν ελάχιστη φέρουσα ικανότητα μετά τη ρηγμάτωσή τους.



## 5. Μέθοδοι προσομοίωσης & ανάλυσης

Από τα βασικότερα στοιχεία της διαδικασίας αποτίμησης της κατάστασης μιας υφιστάμενης κατασκευής και της λήψης αποφάσεων επέμβασης, είναι η προσομοίωση και η ανάλυσή της, καθώς προσφέρει ουσιαστική γνώση της απόκρισης του κτιρίου σε στατικά, δυναμικά και σεισμικά φορτία. Ειδικότερα σε περιπτώσεις διατηρητέων κτιρίων ή μνημείων, όπου επιδιώκονται επεμβάσεις με τη δυνατόν μικρότερη παρεμβατικότητα, ο ρόλος της ανάλυσης είναι ιδιαίτερης σημασίας για την αξιολόγηση της αντοχής τους. Αξίζει να σημειωθεί ότι σε υφιστάμενες κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία η αποτίμηση της εναπομένουσας αντοχής δυσχεραίνεται καθώς επηρεάζεται μεταξύ άλλων από το ιστορικό των φορτίσεων που έχει υποστεί η κατασκευή, τις τυχόν τροποποιήσεις του φέροντα οργανισμού, την ποιότητα των συνδέσεων των δομικών μελών, τη θεμελίωση κ.α.

### 5.1 Μέθοδοι ανάλυσης

Τα είδη των μεθόδων ανάλυσης για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων σε μια κατασκευή από φέρουσα τοιχοποιία ποικίλουν. Για απλές συνήθεις κατασκευές από τοιχοποιία προτιμάται η **ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση** καθώς συνδυάζει την ευκολία εφαρμογής με την αξιοπιστία και εποπεία των αποτελεσμάτων. Αντίθετα, σε μη κανονικές κατασκευές ή σε περιπτώσεις σύνθετων κατασκευών όπως οι εκκλησίες, πύργοι κ.α. είναι περισσότερο κατάλληλες μέθοδοι όπως η **ελαστική δυναμική ανάλυση**-(δυναμική φασματική μέθοδος), η **ανελαστική δυναμική ανάλυση** (ανάλυση χρονοϊστορίας), ή η **ανελαστική στατική ανάλυση**. Στις ελαστικές μεθόδους χρησιμοποιείται γραμμική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων των υλικών. Επίσης, η **γραμμική κινηματική ανάλυση** αφορά περιπτώσεις στις οποίες έχει εκ των προτέρων εντοπιστεί ο μηχανισμός τοπικής κατάρρευσης και στοχεύει στη διερεύνηση της σεισμικής δράσης που τον ενεργοποιεί. Ενώ η **μη γραμμική κινηματική ανάλυση** χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας του τοπικού μηχανισμού που αναπτύσσεται μέχρι την τοπική κατάρρευση.

Οι παράγοντες που καθορίζουν την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου για την ανάλυση του φορέα είναι αφενός η σπουδαιότητα της κατασκευής και αφετέρου τα διαθέσιμα δεδομένα του φορέα στην εκάστοτε περίπτωση. Δεν έχει νόημα να γίνονται αναλύσεις και προσομοιώσεις υψηλού υπολογιστικού κόστους για όλες τις υφιστάμενες κατασκευές, πόσο μάλλον όταν δεν υπάρχουν αξιόπιστα δεδομένα από επιτόπου ή εργαστηριακούς ελέγχους για την αντοχή τους, τον τρόπο δόμησης τους και για όλες εκείνες τις παραμέτρους που επηρεάζουν την απόκριση τους σε στατικά αλλά κυρίως σε δυναμικά φορτία.

### 5.2 Μέθοδοι προσομοίωσης

Απαραίτητο βήμα για την ανάλυση ενός φορέα είναι η δημιουργία του αντιπροσωπευτικού προσομοιώματός του, ώστε να επιτευχθεί η υπολογιστική ακρίβεια των αποτελεσμάτων της ανάλυσης. Οι επικρατέστερες μέθοδοι προσομοίωσης για

κατασκευές από τοιχοποιία είναι η μέθοδος **ισοδύναμου πλαισίου**, η μέθοδος των **μακροστοιχείων** και τέλος η μέθοδος των **πεπερασμένων στοιχείων**. Η κάθε μία από τις παραπάνω μεθόδους έχει ορισμένες προϋποθέσεις για την εφαρμογή της. Ειδικά για τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων γίνεται εκτενέστερη αναφορά γιατί είναι η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση του εξεταζόμενου κτιρίου.

Πιο αναλυτικά, κατά τη **μέθοδο του ισοδύναμου πλαισίου**, η κατασκευή προσομοιώνεται ως ένα σύνολο ραβδόμορφων πλαισιακών στοιχείων. Τα είδη στοιχείων που απαντώνται στη μέθοδο αυτή είναι τρία από τα οποία τα δύο είναι παραμορφώσιμα (στοιχεία πεσσών, στοιχεία υπέρθυρων) ενώ υπάρχουν και στοιχεία κόμβων τα οποία αποτελούν अपαραμόρφωτα στοιχεία σύνδεσης των πεσσών με τα υπέρθυρα. Η μέθοδος είναι αρκετά δημοφιλής λόγω της ευκολίας εφαρμογής της και ερμηνείας των αποτελεσμάτων και εφαρμόζεται σε περιπτώσεις κτιρίων χωρίς ειδικούς φορείς (αψίδες, θόλοι κλπ.). Η μέθοδος δεν έχει μεγάλες υπολογιστικές απαιτήσεις και χρησιμοποιείται από τα απλούστερα εμπορικά προγράμματα ανάλυσης.

Η **μέθοδος των μακροστοιχείων** χρησιμοποιείται σε περιπτώσεις όπου στην κατασκευή υπάρχουν ορισμένα τρωτά τμήματα (έχουν μεγάλη σεισμική ευπάθεια) τα οποία δεν μπορούν να μεταβιβάσουν σεισμικές δυνάμεις στον υπόλοιπο φορέα. Στην περίπτωση σεισμού, θα αναπτυχθούν στα σημεία αυτά τοπικοί μηχανισμοί αστοχίας και θα προκληθούν τοπικές βλάβες. Έτσι, ακόμα και αν η σεισμική διέγερση δεν είναι μεγάλη είναι πιθανό να υπάρξουν αστοχίες στην κατασκευή εκτός επιπέδου των τοιχοποιιών. Με τη μέθοδο των μακροστοιχείων θεωρείται ότι ένας τοπικός μηχανισμός αστοχίας αποτελείται από μακροστοιχεία (άκαμπτα στερεά σώματα) που από ζώνες ασυνέχειας από την υπόλοιπη κατασκευή αλλά και μεταξύ τους. Ελέγχεται η πιθανότητα ανάπτυξης τοπικών μηχανισμών (γραμμική κινηματική ανάλυση) με την αρχή των δυνατών έργων και στη συνέχεια εξετάζεται η απόκριση κάθε μηχανισμού μέσω πεπερασμένων μετατοπίσεων (μη γραμμική κινηματική ανάλυση).

### 5.3 Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method-FEM) αποτελεί την πλέον εξελιγμένη υπολογιστική διαδικασία ανάλυσης κατασκευών. Το πεδίο εφαρμογών της μεθόδου καλύπτει ένα ευρύ φάσμα που περιλαμβάνει τον υπολογισμό τάσεων-παραμορφώσεων, την καταγραφή-απόκρισης ενός συστήματος υπό σεισμική διέγερση, την ανάλυση ροής θερμότητας, μαγνητικής ροής κ.α. (Σπυράκος, 2019).

Ειδικότερα, σε περιπτώσεις όπου το φυσικό σύστημα είναι περίπλοκο και οι κλασικές μέθοδοι δεν έχουν αποτέλεσμα, η χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί την ιδανικότερη επιλογή. Οι κλασικές μέθοδοι, κατά κανόνα, θεωρούν τον φορέα ως ένα μέσο του οποίου η συμπεριφορά περιγράφεται από διαφορικές εξισώσεις. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αντικαθιστά την κατασκευή με μια σύνθεση μικρών τμημάτων πεπερασμένου μεγέθους, τα οποία ονομάζονται πεπερασμένα στοιχεία (finite elements) ενώ η σύνδεση μεταξύ τους επιτυγχάνεται

μέσω κοινών κόμβων. Η επιλογή της θέσης και του πλήθους των κόμβων ονομάζεται διακριτοποίηση. Τα πεπερασμένα στοιχεία διακρίνονται σε γραμμικά, επιφανειακά και χωρικά πέραν όμως των παραπάνω γενικών κατηγοριών, μέσα από το εξειδικευμένο λογισμικό διατίθεται πληθώρα δυνατοτήτων για την ορθή προσομοίωση των πεπερασμένων στοιχείων μεταξύ τους ή με το έδαφος. Επιτρέπει τη χρήση ραβδωτών, επιφανειακών και χωρικών φορέων καθώς και τον συνδυασμό τους, με οποιαδήποτε γεωμετρία, φόρτιση και συνοριακές συνθήκες.

Μέσω της FEM επιτυγχάνεται η καθολική αντικατάσταση της βασικής γεωμετρίας μιας κατασκευής με ένα σύνολο πεπερασμένων στοιχείων τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με κοινούς κόμβους και διατηρούν τις επιμέρους ιδιότητες των υλικών της κατασκευής. Ανάλογα με τη δομή του συστήματος, τον τρόπο διέγερσης και την επιδιωκόμενη ακρίβεια διαμορφώνονται οι κατάλληλοι παράμετροι ώστε να αποδοθεί κατά το δυνατόν καλύτερα την πραγματική κίνηση του συστήματος. Η επαρκής πυκνότητα της διακριτοποίησης είναι μεγάλης σημασίας καθώς όσο λιγότερο πυκνή γίνει η διακριτοποίηση, τόσο περισσότερο υπολείπεται σε υπολογιστική ακρίβεια η ανάλυση, με αντίκτυπο όμως στο μεγάλο υπολογιστικό κόστος.

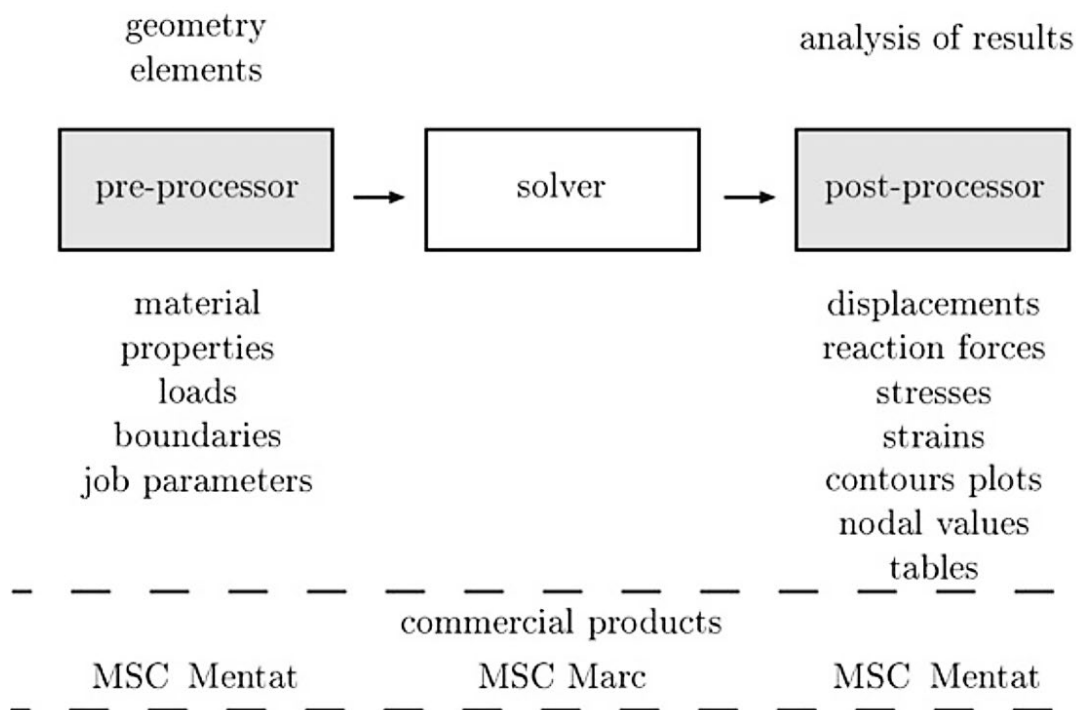
Η ορθή προσομοίωση σύνθετων κατασκευών από τοιχοποιία συχνά απαιτεί τον συνδυασμό διαφορετικών πεπερασμένων στοιχείων και πολλαπλές διαδοχικές αναλύσεις (Σπυράκος, 2019). Για παράδειγμα, σε ένα κτίριο όπως το υπό μελέτη, στις περιοχές της λιθοδομής χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά στοιχεία κελύφους πάχους ανάλογου με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του φορέα ενώ για την προσομοίωση του ξύλινου δαπέδου και του δώματος χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά στοιχεία δοκού.

## 5.4 Το πρόγραμμα MSC Marc Mentat

Το MSC Marc ήταν το πρώτο εμπορικό λογισμικό μη γραμμικής ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων που δημιουργήθηκε και η πρώτη του έκδοση ανάγεται στο 1972. Αναπτύχθηκε από τη Marc Analysis Research Corporation (ιδρύθηκε το 1971), που το 1999 αποκτήθηκε από την MSC Software Corporation, η οποία με τη σειρά της από το 2017 ανήκει στον σουηδικό όμιλο Hexagon AB.

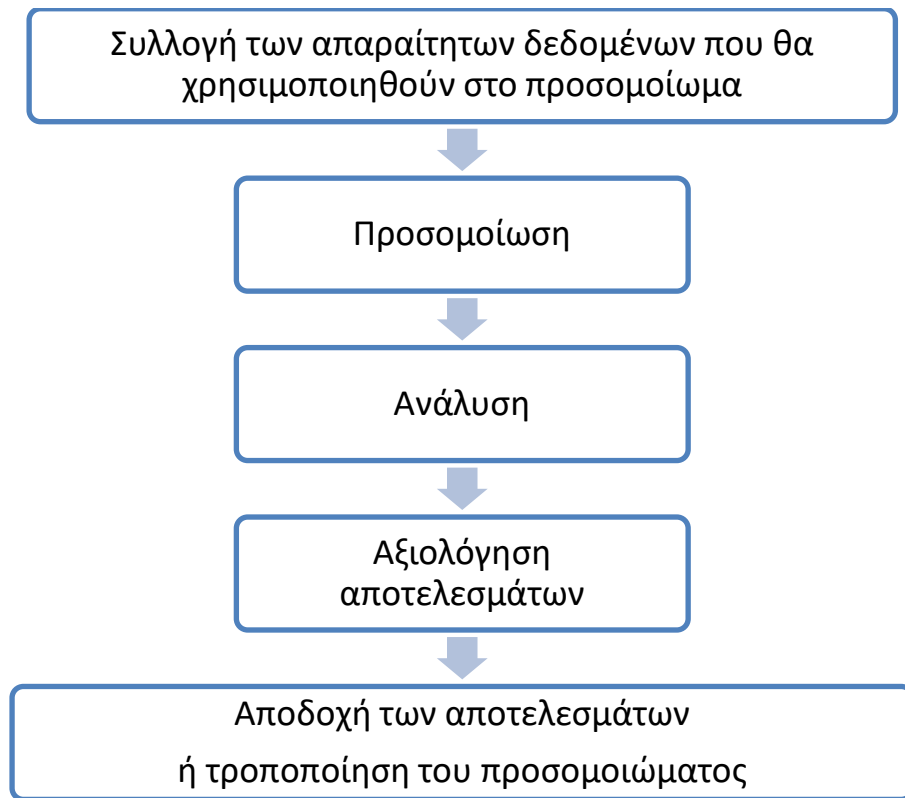
Το Marc λειτουργεί στο παρασκήνιο ως ο solver ο οποίος δέχεται από το Mentat (ως pre-processor) όλα τα απαραίτητα δεδομένα (γεωμετρία, στοιχεία, υλικά, συνοριακές συνθήκες, φορτία κλπ.) με τη μορφή ενός αρχείου ASCII και στη συνέχεια επιλύει το προσομοίωμα. Ο χρήστης στη συνέχεια στέλνει τα αποτελέσματα της ανάλυσης στο Mentat (ως post-processor) το οποίο τα αναλύει και εξάγει τις μετατοπίσεις, τις τάσεις, τις παραμορφώσεις, τις αντιδράσεις κ.α. (Öchsner & Öchsner, 2018). Η διαδικασία παρουσιάζεται στην εικόνα 48 και γενικά δεν διαφέρει σε παρόμοια προγράμματα που χρησιμοποιούν τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.





**Εικόνα 48: Τα προγράμματα Marc Mentat (Öchsner & Öchsner, 2018).**

Τα πέντε διαδοχικά βήματα που ακολουθούνται όταν εφαρμόζεται η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων και ακολουθήθηκαν και για την ανάλυση του κτιρίου περιγράφονται στην Εικόνα 49 και αναλυτικότερα στο επόμενο κεφάλαιο. Πρέπει να σημειωθεί ότι το βήμα της προσομοίωσης είναι προϊόν προεπεξεργασίας (preprocessing) και το βήμα της αξιολόγησης των αποτελεσμάτων (Interpretation) είναι προϊόν της μετεπεξεργασίας (postprocessing). Στην περίπτωση που τα αποτελέσματα δεν είναι αποδεκτά δηλαδή δεν πληρούν τα καθορισμένα κριτήρια, τότε η διαδικασία πρέπει να επαναληφθεί από το πρώτο ή από το δεύτερο βήμα προκειμένου να επανακαθοριστεί ή να τροποποιηθεί (αλλαγή στο προσομοίωμα) η διαδικασία.



**Εικόνα 49:** Η διαδικασία της ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία (MSC.Software Corporation, 2015).

Στο κεφάλαιο 6 παρουσιάζονται τα βήματα της προσομοίωσης, ανάλυσης και αξιολόγησης των αποτελεσμάτων για την υφιστάμενη κατάσταση που στο εξής θα ονομάζεται προσομοίωμα M1. Θα ακολουθήσει στο κεφάλαιο 7 η αντίστοιχη διαδικασία για το προσομοίωμα μετά από επεμβάσεις ενισχυτικής φύσης για αύξηση της αντοχής το οποίο θα ονομάζεται προσομοίωμα M2.

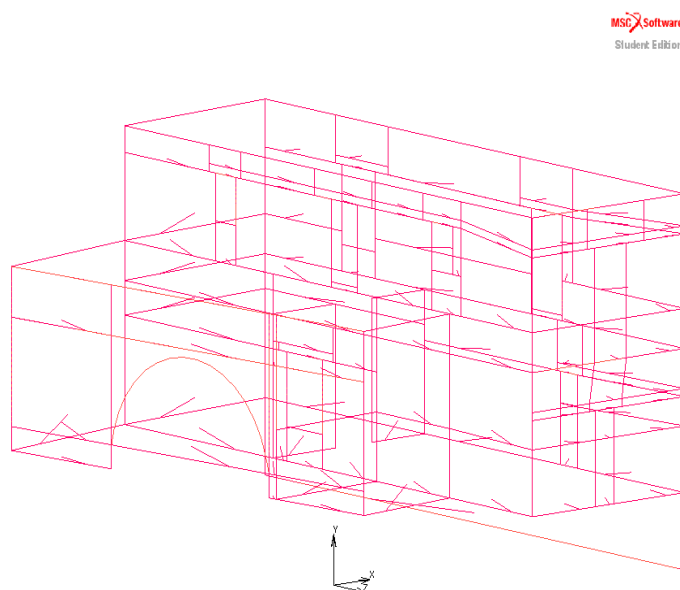
## 6. Ανάλυση της υφιστάμενης κατάστασης με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

### 6.1 Εισαγωγή

Προκειμένου να μελετηθεί η υφιστάμενη κατάσταση του κτιρίου ήταν αναγκαία η προσομοίωση της συμπεριφοράς του τόσο σε στατικά φορτία (μόνιμα και κινητά), όσο και σε δυναμικά (σεισμικές διεγέρσεις). Επίσης σημαντική είναι η εκτίμηση της δυναμικής συμπεριφοράς του μέσω της εύρεσης των ιδιομορφών και ιδιοσυχνοτήτων (ιδιομορφική ανάλυση). Η σχεδίαση έγινε με τη χρήση του προγράμματος Autocad 2016 της Autodesk ενώ η προσομοίωση και η ανάλυση έγιναν στο πρόγραμμα MSC Marc Mentat 2020 Student Edition όπως περιγράφεται παρακάτω, εκτιμώντας τα μηχανικά χαρακτηριστικά της λιθοδομής και λαμβάνοντας υπόψη την παθολογία της, με στόχο την αποτίμηση της αντοχής του υφιστάμενου κτιρίου και την αύξηση της μέσω κατάλληλων επεμβάσεων.

### 6.2 Διαμόρφωση της γεωμετρίας του φορέα (geometry generation)

Μετά την αναλυτική αποτύπωση του κτιρίου έγινε σχεδίαση του στο AutoCAD, ορίστηκε σχετικό σύστημα συντεταγμένων (x,y,z) και στη συνέχεια εισήχθησαν στο πρόγραμμα Marc Mentat όλα τα χαρακτηριστικά σημεία (points) της γεωμετρίας του φορέα δηλαδή τα σημεία αλλαγής διεύθυνσης των τοιχοποιιών, οι θέσεις ανοιγμάτων κλπ. Στη συνέχεια, τα σημεία αυτά ενώθηκαν μέσω γραμμών (curves) και σχηματίστηκε η γεωμετρία του προσομοιώματος. Για την ολοκλήρωση του προσομοιώματος, έγινε καταμερισμός της ευρύτερης γεωμετρίας σε απλούστερες επιφάνειες (surfaces) όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 50 προκειμένου να ληφθούν υπόψη αλλαγές στις ιδιότητες των υλικών ή ακόμα αλλαγές στο πάχος της τοιχοποιίας.



Εικόνα 50: Διαμόρφωση της γεωμετρίας του φορέα.

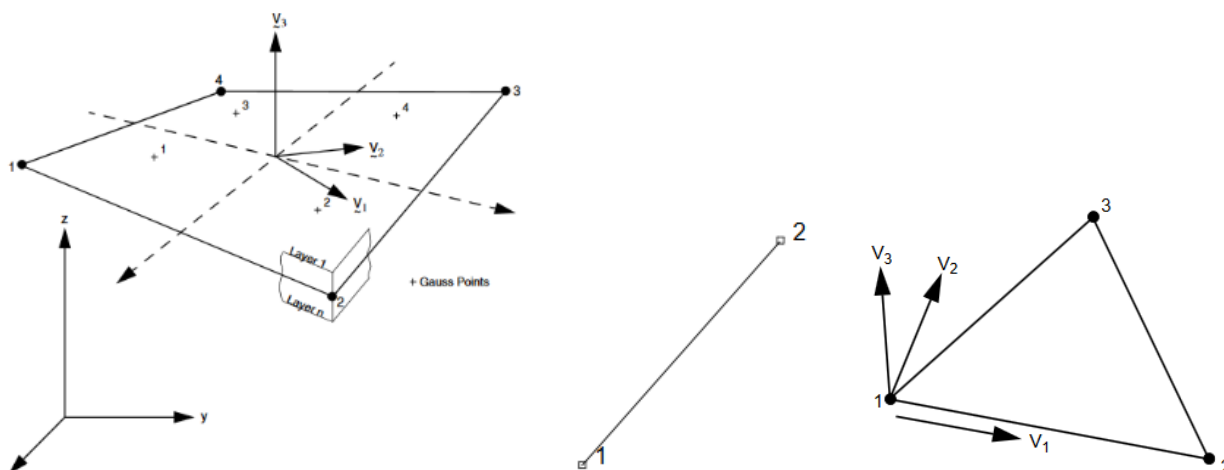


### 6.3 Διακριτοποίηση του φορέα (discretization)

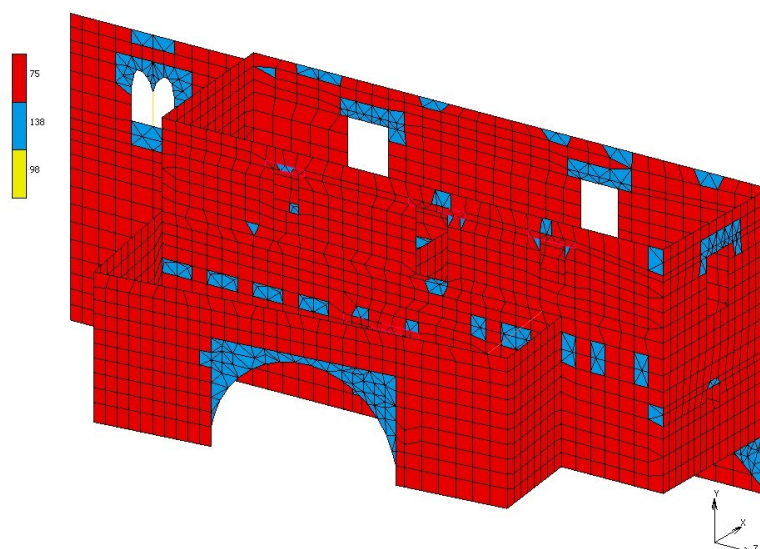
Από τα σημαντικότερα ζητήματα της προσομοίωσης είναι η κατάλληλη διακριτοποίηση του φορέα. Δηλαδή ο κατάλληλος διαχωρισμός του φορέα σε πεπερασμένα στοιχεία (finite elements). Η επιλογή του τύπου στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν βασίζεται στη δυνατότητα τους να περιγράψουν με ικανοποιητική ακρίβεια την μηχανική συμπεριφορά της κατασκευής την οποία προσομοιώνουν. Ο ορισμός των στοιχείων γίνεται με βάση τους κόμβους (nodes) που τοποθετούνται αρχικά. Σε κάθε κόμβο ενός στοιχείου αντιστοιχούν οι αριθμοί 'κομβικών μετατοπίσεων' που ονομάζονται βαθμοί ελευθερίας (degrees of freedom). Ο αριθμός των στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν είναι καθοριστικός της ακρίβειας και της αξιοπιστίας του μοντέλου. Η χρήση μικρού αριθμού στοιχείων μπορεί να οδηγήσει σε προσομοίωση κατασκευής περισσότερο δύσκαμπτης από την πραγματική, ενώ ο υπερβολικά μεγάλος αριθμός στοιχείων μπορεί να δημιουργήσει σε υπερβολικά μεγάλες υπολογιστικές απαιτήσεις.

Για τη διακριτοποίηση της κατασκευής έγινε διαχωρισμός των επιφανειών (surfaces) σε στοιχεία (elements) τύπου 3D-SHELL (3 και 4 κόμβων) και μετέπειτα έγινε μικρομετακίνηση των συνοριακών κόμβων (nodes) ώστε να συμπίπτουν με αυτούς των προσκείμενων surfaces. Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία thick-shell elements τα οποία διαθέτουν 3 μεταφορικούς και 3 στρωφικούς βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο τους. Επίσης, για την προσομοίωση του κολωνίσκου του δόλοβου παραθύρου του ενετικού όμορου κτίσματος του οποίου τη δυτική τοιχοποιία χρησιμοποιεί και το υπό μελέτη κτίριο, χρησιμοποιήθηκε ένα στοιχείο elastic beam with transverse shear το οποίο είναι ένα στοιχείο δοκού με 1 κόμβο σε κάθε άκρο του και περιλαμβάνει φαινόμενα εγκάρσιας διάτμησης με γραμμική ελαστική απόκριση (Εικόνα 51). Κάθε κόμβος έχει 3 μεταφορικούς και 3 στρωφικούς βαθμούς ελευθερίας.

Για τη δημιουργία του προσομοιώματος M1 (Εικόνα 52) χρησιμοποιήθηκαν συνολικά **2.778** elements τύπου 3D-SHELL (75 και 138), διάστασης περίπου 35 εκατοστών και συνολικά 2.728 nodes. Στις περιοχές όπου αναμένεται συγκέντρωση τάσεων (ανοίγματα) έγινε κατάλληλη πύκνωση της διακριτοποίησης.



Εικόνα 51: Η γεωμετρία των πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν.



Εικόνα 52: Διακριτοποίηση του φορέα (προσομοίωμα M1) και απεικόνιση του είδους των στοιχείων.

## 6.4 Ιδιότητες στοιχείων-υλικών (material properties)

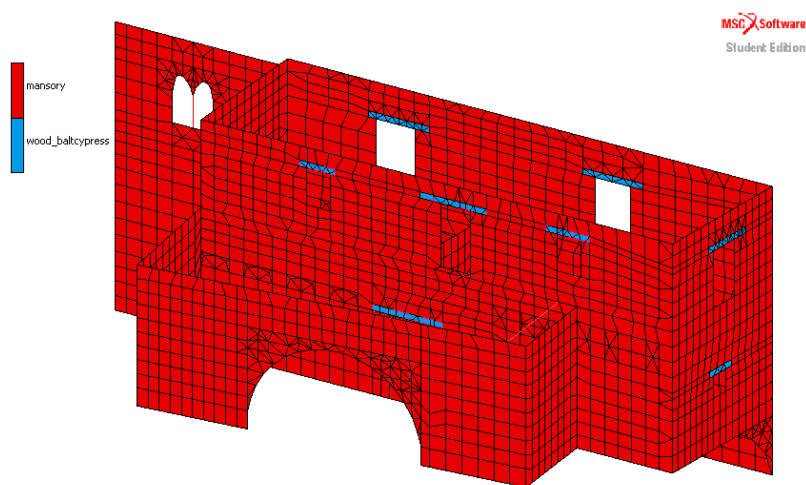
Με στόχο την ακριβέστερη προσομοίωση της μηχανικής συμπεριφοράς του κτιρίου εκτιμήθηκαν τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών κατασκευής του φορέα με βάση δεδομένα από παρόμοιες κατασκευές της περιοχής στο πλαίσιο ερευνητικού προγράμματος. Πιο συγκεκριμένα, καθορίστηκε για την τοιχοποιία και το ξύλο η πυκνότητα της μάζας (mass density), ο λόγος Poisson (Poisson's ratio) και το μέτρο ελαστικότητας (Young's modulus).

Η εκτίμηση θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας έγινε με χρήση των σχέσεων της παραγράφου 4.2.2.2 με βάση την θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων και του κονιάματος ίση με  $f_{bc}=32$  MPa και  $f_{mc}=1,6$  MPa αντίστοιχα, θεωρώντας τους αντίστοιχους συντελεστές  $k=0,4$  (όγκος κονιάματος/όγκος τοιχοποιίας) και  $\lambda=0,1$  (δυσμενής επίδραση τραχύτητας στη συνάφεια κονιάματος-λιθοσώματος). Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας προέκυψε ίση προς 1,7 MPa. Επίσης, με τη χρήση της σχέσης της παραγράφου 4.2.2.1 υπολογίστηκε η μέση τιμή του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας ίση προς 1458 MPa. Τέλος, θεωρήθηκε σκόπιμο να ληφθεί υπόψη ένας συντελεστής ασφαλείας 1,8 οπότε προέκυψαν οι τιμές θλιπτικής αντοχής 1,1 MPa και εφελκυστικής αντοχής 0,04 MPa. Οι επιλεγμένες τιμές των υλικών παρουσιάζονται στον Πίνακα 7 ενώ στην Εικόνα 53 παρουσιάζονται χρωματικά τα επιμέρους υλικά του μοντέλου.

Πίνακας 7: Ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν στο προσομοίωμα.

Υλικό	Μέτρο ελαστικότητας (E)	Λόγος του Poisson ( $\nu$ )	Όριο διαρροής (MPa)	Πυκνότητα (kg/m <sup>3</sup> )
Τοιχοποιία	1458 MPa	0,25	1.1	2000
Ξύλο (ανώφλια)	10000 MPa	0,41		510

Για τη ρεαλιστικότερη προσομοίωση της τοιχοποιίας και συγκεκριμένα του μη γραμμικού χαρακτήρα της, δηλαδή του εντοπισμού κρίσιμων περιοχών όπου αναπτύσσονται πλαστικές παραμορφώσεις, ορίστηκε ελαστοπλαστικός νόμος υλικού και χρησιμοποιήθηκε το γενικευμένο κριτήριο αστοχίας Linear Mohr-Coulomb με όριο διαρροής 1,1MPa και παράμετρο  $\alpha$  ίση με 0,54. Όπως είναι γνωστό, τα κριτήρια αστοχίας καθορίζουν το όριο της ελαστικότητας κάτω από οποιονδήποτε συνδυασμό τάσεων και το συγκεκριμένο κριτήριο είναι περισσότερο κατάλληλο για την προσομοίωση υλικών όπως το έδαφος και οι λίθοι (Bramley, 2014). Η επιλογή του κατάλληλου κριτηρίου αστοχίας εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως για παράδειγμα τα χαρακτηριστικά της δυναμικής φόρτισης, τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού και το μέγεθος της κατασκευής και σίγουρα η αξιοπιστία του εκάστοτε κριτηρίου αστοχίας πρέπει να επαληθεύεται με πειραματικά δεδομένα (Stavroulaki & Liarakos, 2008).



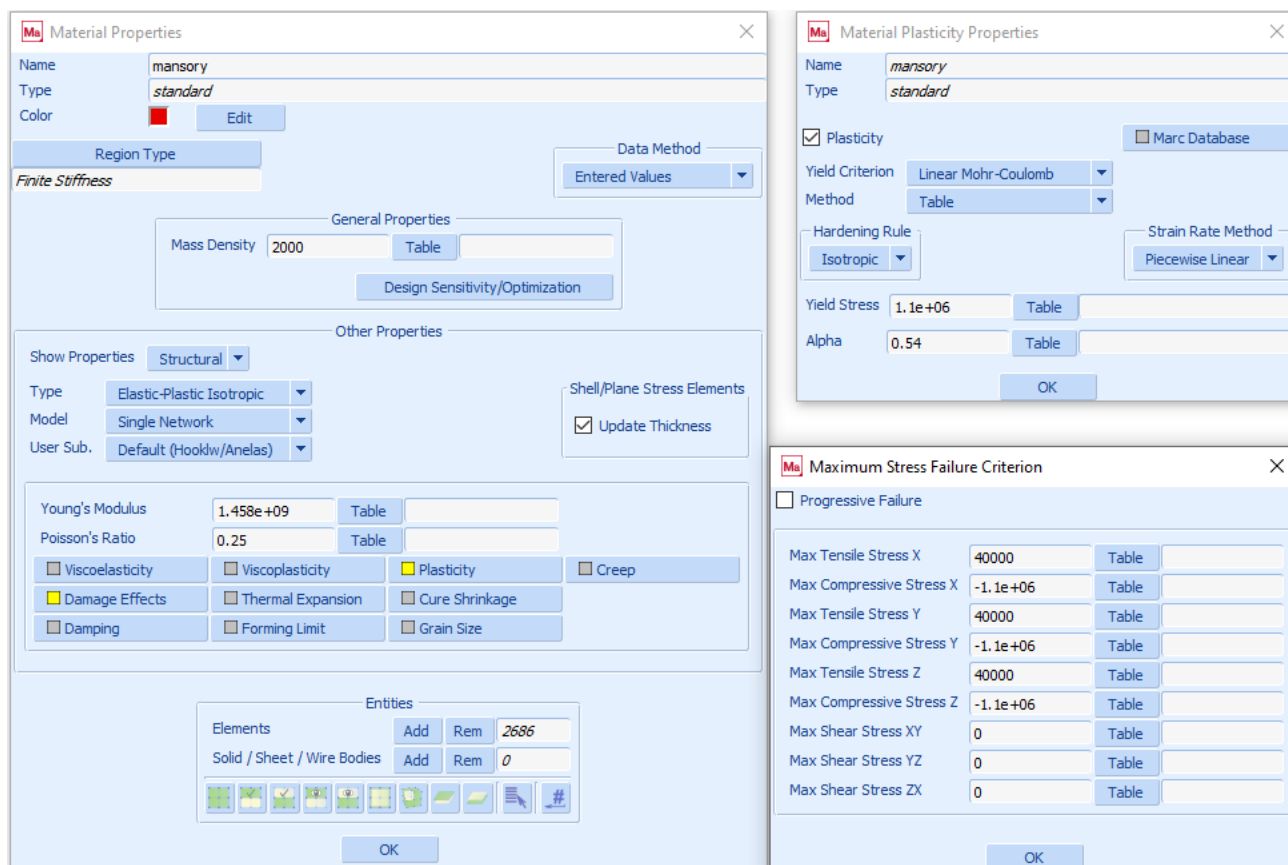
**Εικόνα 53: Χρωματική διαφοροποίηση των υλικών της τοιχοποιίας.**

Αναλυτικότερα, τα δεδομένα για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας (πυκνότητα,  $E$  και  $\nu$ ), τις μέγιστες τάσεις για τον υπολογισμό των δεικτών αστοχίας σε θλίψη ή εφελκυσμό σε καθένα από τους τρεις άξονες που χρησιμοποιήθηκαν, και τον ελαστοπλαστικό χαρακτήρα της τοιχοποιίας παρουσιάζονται στην Εικόνα 54 και τον Πίνακα 8.

**Πίνακας 8: Τα κριτήρια αστοχίας για κάθε άξονα.**

Κριτήριο		(N/m <sup>2</sup> )
1	Μέγιστη εφελκυστική τάση (X)	4.0 e+04
2	Μέγιστη θλιπτική τάση (X)	-1.1 e+06
3	Μέγιστη εφελκυστική τάση (Y)	4.0 e+04
4	Μέγιστη θλιπτική τάση (Y)	-1.1 e+06
5	Μέγιστη εφελκυστική τάση (Z)	4.0 e+04
6	Μέγιστη θλιπτική τάση (Z)	-1.1 e+06

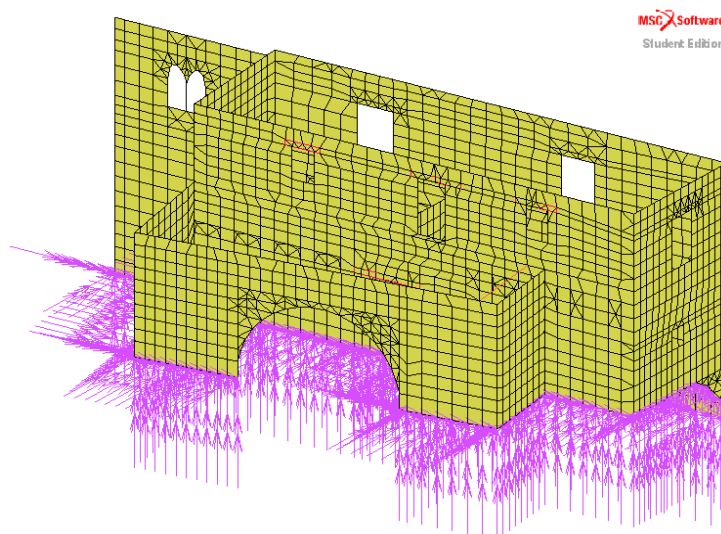




Εικόνα 54: Τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών και κριτήρια αστοχίας της τοιχοποιίας.

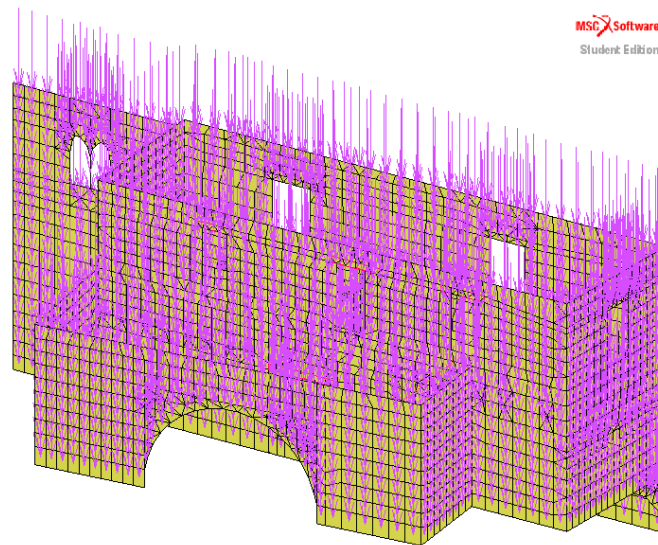
## 6.5 Συνοριακές συνθήκες (boundary conditions)

Η βάση του κτιρίου θεωρήθηκε σε όλο το μήκος της περιμέτρου του ως πάκτωση (fixed displacement). Η εισαγωγή της πάκτωσης στους κόμβους των στοιχείων της βάσης γίνεται με δέσμευση και των 6 βαθμών ελευθερίας των κόμβων τους (Εικόνα 55).



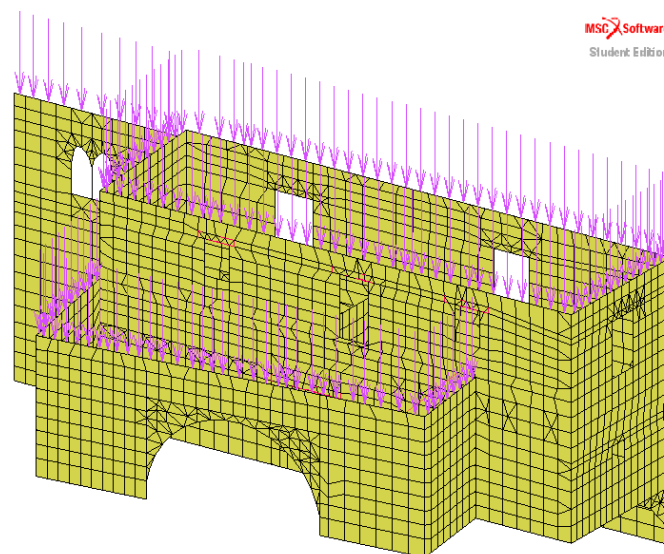
Εικόνα 55: Συνοριακή συνθήκη fixed displacement στη βάση του κτιρίου.

Το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα τα ίδια βάρη των στοιχείων προσομοίωσης μέσω του ειδικού βάρους των υλικών που καθορίζεται στις ιδιότητες τους. Το  $g$  λαμβάνεται ίσο με  $10 \text{ m/s}^2$  (Εικόνα 56).



Εικόνα 56: Συνοριακή συνθήκη gravity load.

Στη στέψη της τοιχοποιίας, ορίστηκε γραμμικά κατανεμημένο, φορτίο  $5 \text{ kN}$  (edge load), λόγω των στερεωτικών λίθων του δώματος που υπάρχουν (Εικόνα 57).

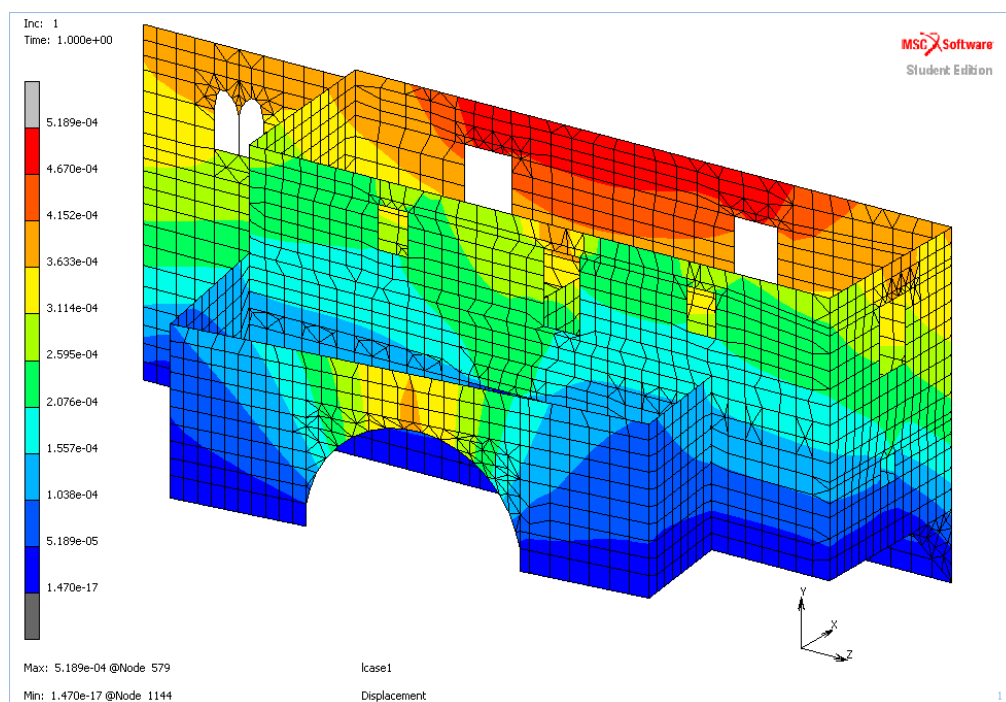


Εικόνα 57: Συνοριακή συνθήκη edge load.

## 6.6 Στατική ανάλυση

Με σκοπό τον έλεγχο του προσομοιώματος πριν την εφαρμογή των δυναμικών φορτίσεων, έγινε ανάλυση του με εφαρμογή στατικών φορτίων (ίδιο βάρος τοιχοποιίας και κατανεμημένο φορτίο στη στέψη). Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης διαπιστώνεται ότι οι τιμές των τάσεων είναι πολύ μικρότερες από τα όρια που έχουμε

θέσει για την εφελκυστική και θλιπτική αντοχή. Στην Εικόνα 58 απεικονίζεται η κατανομή των συνολικών μετακινήσεων κατά τη στατική ανάλυση



Εικόνα 58: Χρωματική απεικόνιση των συνολικών μετακινήσεων υπό στατική φόρτιση.

## 6.7 Ιδιομορφική ανάλυση (modal analysis)

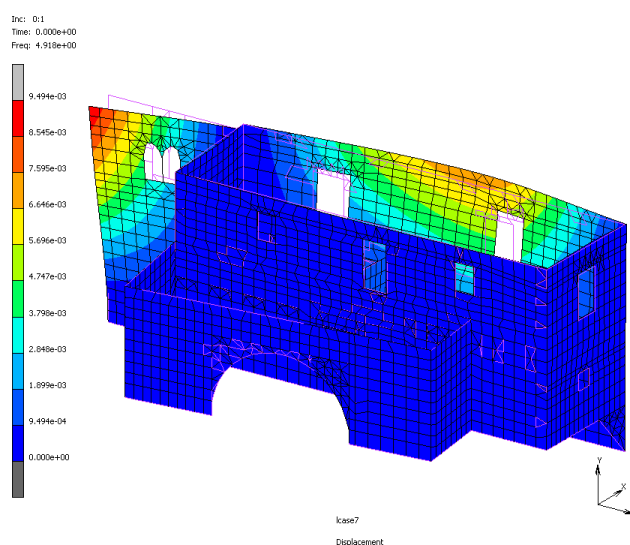
Πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση προκειμένου μεταξύ άλλων να εντοπιστούν προβλήματα του προσομοιώματος (π.χ. λανθασμένη συνδεσμολογία στοιχείων και δυσκαμψία τους), αλλά και να υπάρχει μια ποιοτική εκτίμηση του τρόπου ταλάντωσης του φορέα (μετακινήσεις-παραμορφώσεις) αλλά και της δυσκαμψίας του. Έτσι, υπολογίστηκαν οι πρώτες ιδιομορφές και ιδιοσυχνότητες του μοντέλου. Πρέπει να σημειωθεί ότι η ιδιομορφική ανάλυση, όπως και οι υπόλοιπες αναλύσεις, έγιναν χωρίς απομείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων που ανήκουν σε ρηγματωμένα τμήματα της κατασκευής. Επομένως, τα αποτελέσματα πρέπει να αξιολογούνται με επιφύλαξη αφού τα κτίρια από τοιχοποιία συχνά παρουσιάζουν μη γραμμική συμπεριφορά ακόμα και από τα μόνιμα φορτία τους και συχνά παρουσιάζουν ρηγματώσεις. Για τον λόγο αυτό συνίσταται να συνεκτιμάται η παθολογία των κτιρίων από τοιχοποιία στην ανάλυση τους ώστε να αποφεύγονται σημαντικά λάθη (Pellegrini, et al., 2018). Στην παρούσα μελέτη θεωρώντας ότι είναι απαραίτητη η αποκατάσταση της συνέχειας της τοιχοποιίας στις περιοχές των ρωγμών και στις περιοχές απώλειες υλικού δόμησης, έγινε ανάλυση του φορέα δίχως να ληφθούν υπόψη τα ανωτέρω θέματα της παθολογίας.



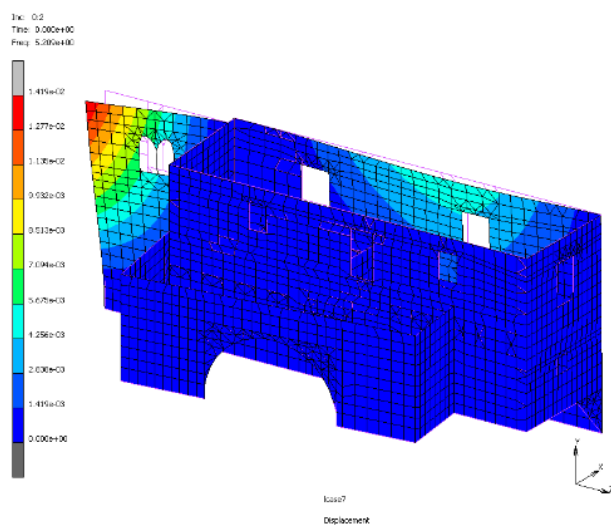
Οι 10 πρώτες ιδιοσυχνότητες παρουσιάζονται στον πίνακα 9, ενώ στις εικόνες 52 έως 61 παρουσιάζονται οι αντίστοιχες ιδιομορφές. Παρατηρείται ότι οι τρεις πρώτες ιδιοσυχνότητες δεν διαφέρουν κατά πολύ μεταξύ τους. Επιπλέον, διαπιστώνεται ότι και οι τέσσερις πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικού χαρακτήρα και μάλιστα ο φορέας ταλαντώνεται κυρίως κατά τη Χ-διεύθυνση. Στην πέμπτη και στην έκτη παρουσιάζεται ταλάντωση των μεγάλων πλευρών του φορέα (βόρεια και νότια πλευρά αντίστοιχα) κατά την οποία τα δύο ίσα τμήματα της πλευράς ταλαντώνονται εκτός φάσης μεταξύ τους.

**Πίνακας 9: Οι 10 πρώτες ιδιοσυχνότητες του κτιρίου.**

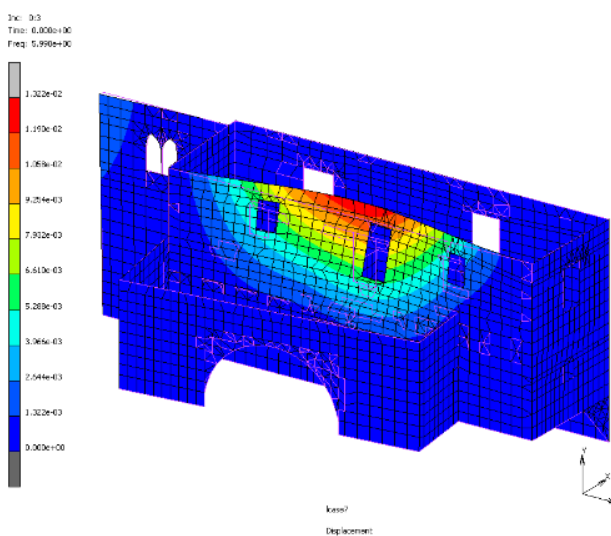
Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)
1 <sup>η</sup>	4,92
2 <sup>η</sup>	5,21
3 <sup>η</sup>	5,99
4 <sup>η</sup>	6,97
5 <sup>η</sup>	8,68
6 <sup>η</sup>	9,86
7 <sup>η</sup>	12,56
8 <sup>η</sup>	13,50
9 <sup>η</sup>	13,89
10 <sup>η</sup>	14,81



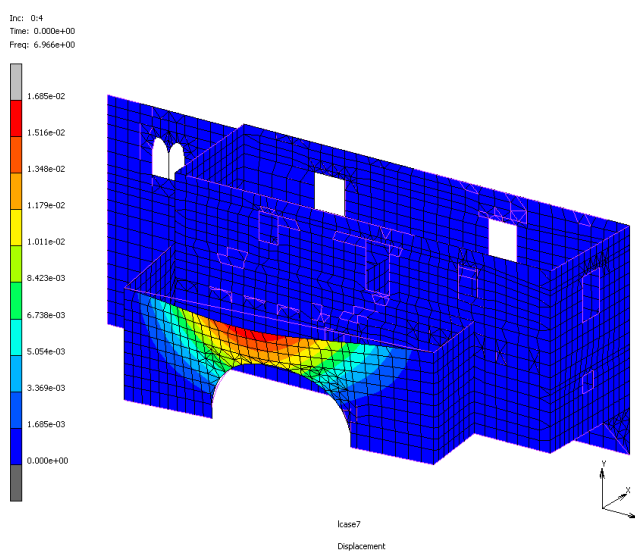
**Εικόνα 59: Η πρώτη ιδιομορφή (T=4,92Hz).**



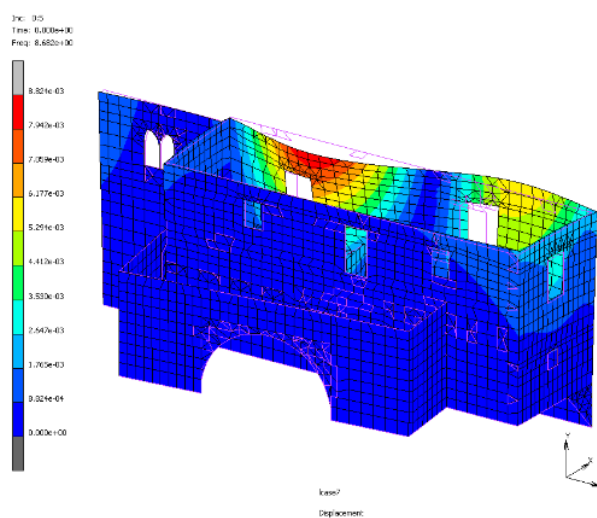
**Εικόνα 60: Η δεύτερη ιδιομορφή (T=5,21Hz).**



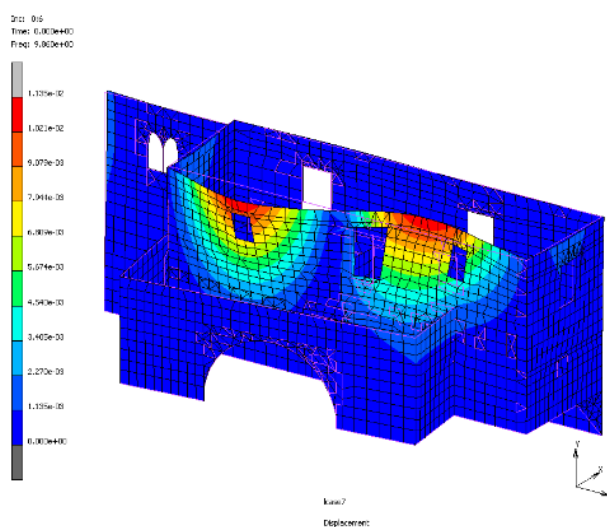
**Εικόνα 61: Η τρίτη ιδιομορφή (T=5,99Hz).**



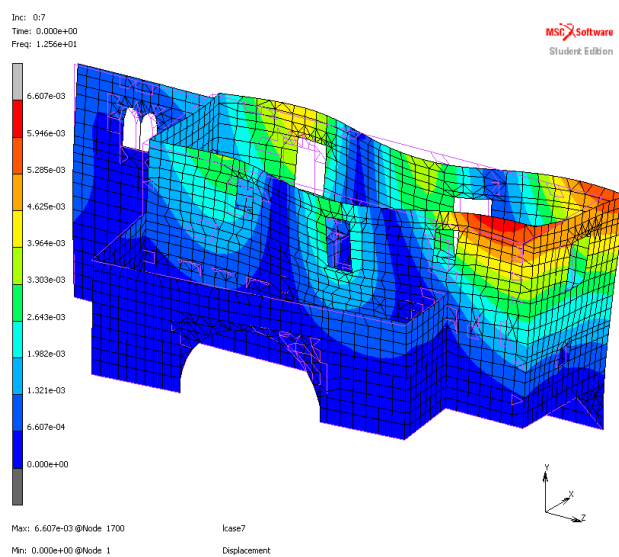
**Εικόνα 62: Η τέταρτη ιδιομορφή (T=6,97Hz).**



**Εικόνα 63 Η πέμπτη ιδιομορφή (T=8,687Hz).**

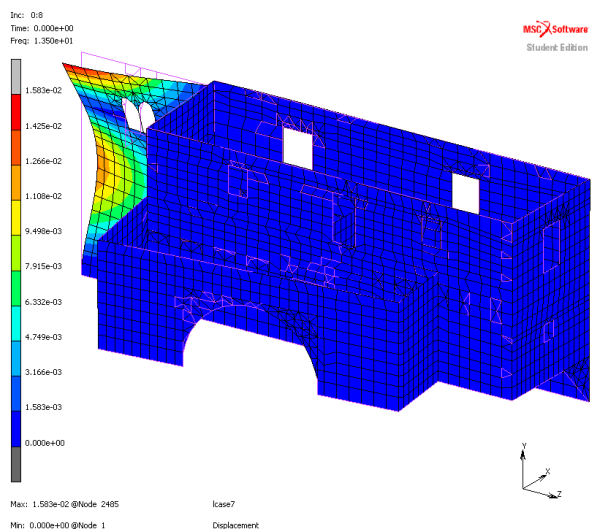


**Εικόνα 64: Η έκτη ιδιομορφή (9,86Hz).**

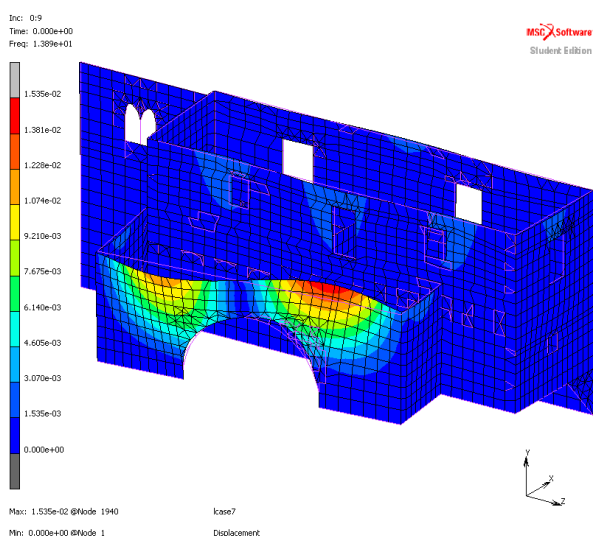


**Εικόνα 65: Η έβδομη ιδιομορφή (12,56Hz).**

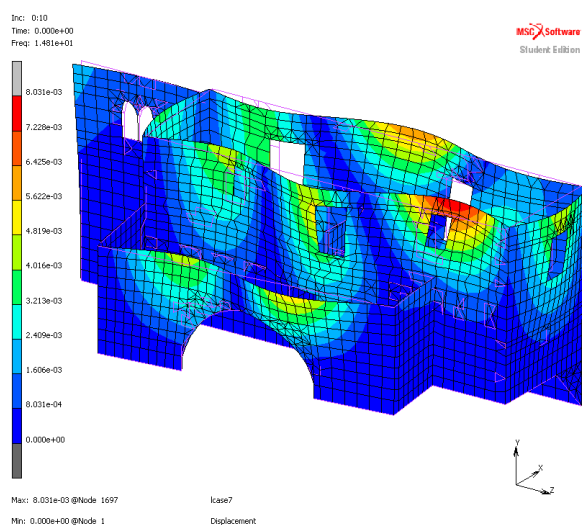




**Εικόνα 66: Η όγδοη ιδιόμορφή (13,50Hz).**



**Εικόνα 67: Η ένατη ιδιομορφή (13,89Hz).**



**Εικόνα 68: Η δέκατη ιδιομορφή (14,81Hz).**

## 6.8 Σεισμικές φορτίσεις

Για τη μελέτη της απόκρισης του κτιρίου σε σεισμική διέγερση χρησιμοποιήθηκαν οι χρονοϊστορίες μετακίνησης δύο σεισμικών διεγέρσεων στη βάση του, οι οποίες εισήχθησαν στο πρόγραμμα υπό τη μορφή πινάκων (tables). Πιο συγκεκριμένα, έγινε εισαγωγή των χρονοϊστοριών των παρακάτω σεισμικών διεγέρσεων:

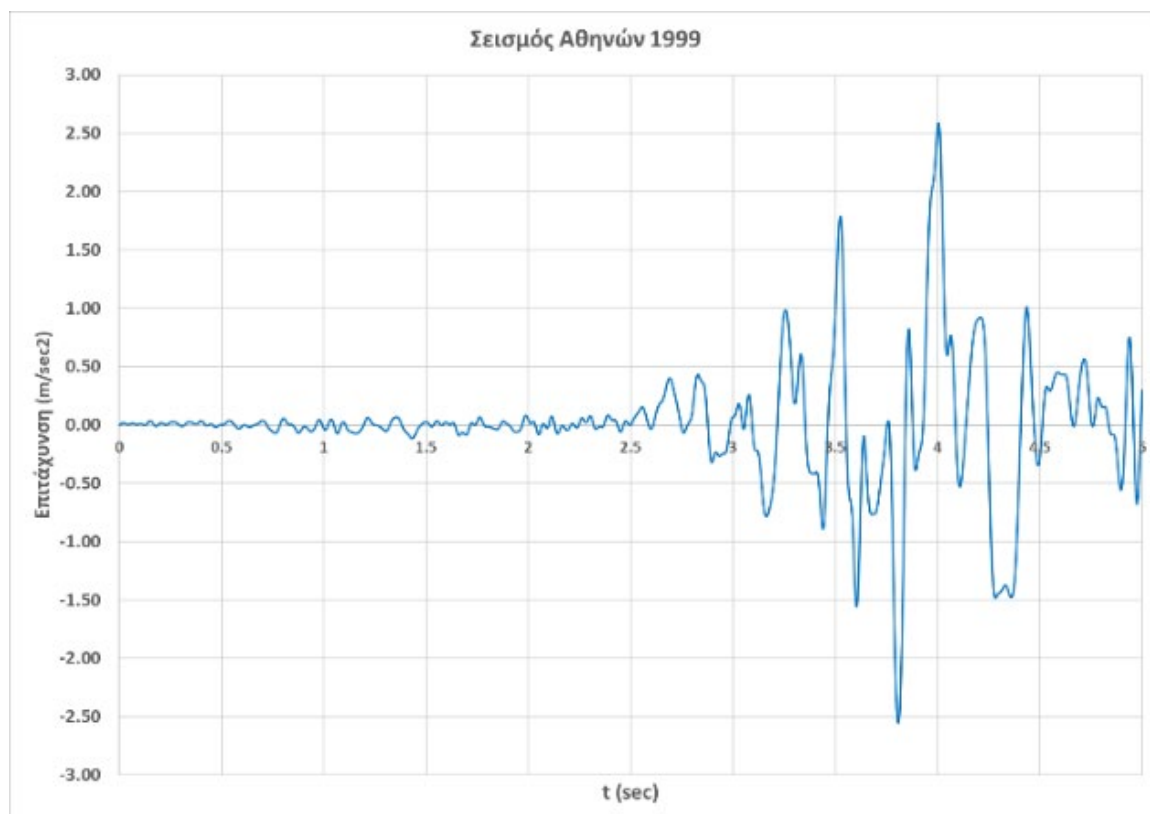
- Σεισμός των Αθηνών (7/9/1999).
- Σεισμός των Χανίων (23/5/1994).

Όπως φαίνεται από τις εικόνες 69 και 70 όπου παρουσιάζονται τα 5 πρώτα δευτερόλεπτα των καταγραφών, οι δύο καταγραφές παρουσιάζουν πολύ διαφορετικά χαρακτηριστικά σε συχνотικό περιεχόμενο και ένταση. Είναι φανερό για παράδειγμα ότι η μέγιστη επιτάχυνση του σεισμού των Αθηνών είναι περίπου  $2,5 \text{ m/sec}^2$  (0,25 g), ενώ του σεισμού των Χανίων μόλις που ξεπερνάει το  $0,1 \text{ m/sec}^2$  (0,10 g). Επιπλέον, διακρίνεται ότι ο σεισμός των Χανίων έχει περισσότερο υψίσυχο περιεχόμενο σε σύγκριση με τον σεισμό των Αθηνών.

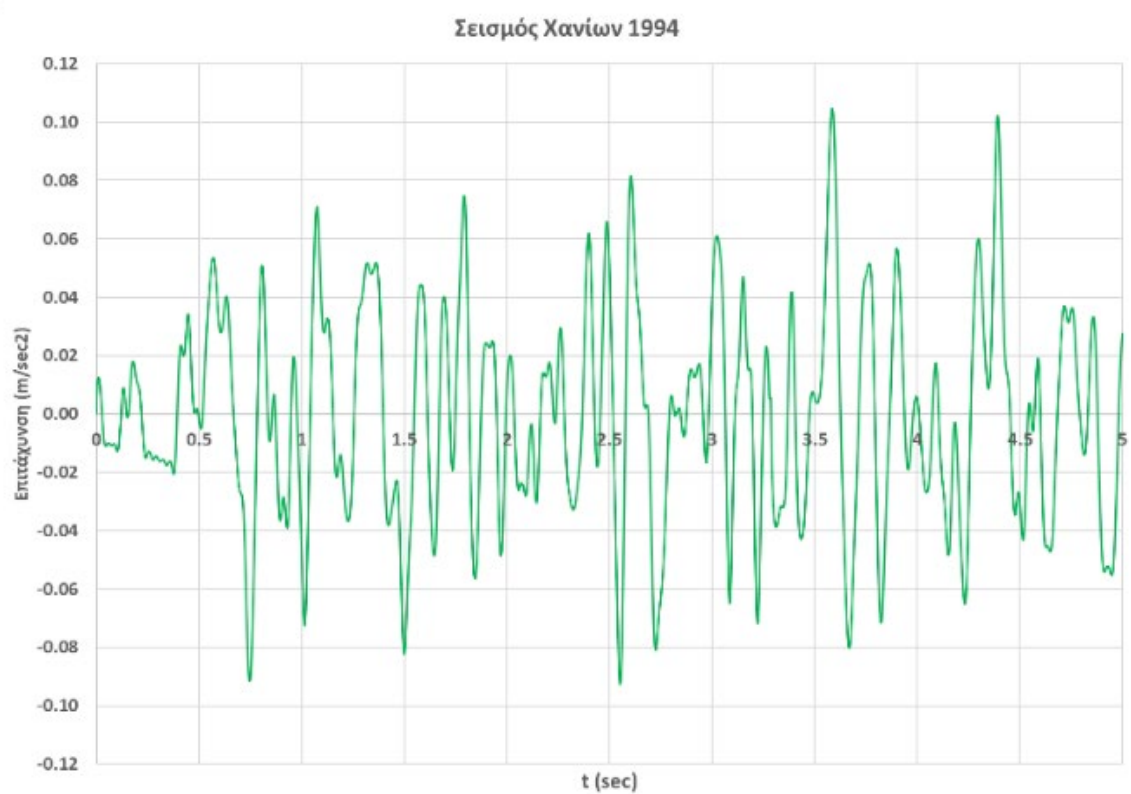
Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η ταυτόχρονη δράση των διεγέρσεων στον άξονα X και Z (έστω  $E_x$  και  $E_z$ ), έγιναν δύο αναλύσεις για κάθε μία από τις σεισμικές διεγέρσεις. Έτσι, στους κόμβους της βάσης θεωρήθηκε η ταυτόχρονη δράση του 100% της έντασης της διέγερσης στον ένα άξονα και το 30% της έντασης της διέγερσης στον κάθετο άξονα. Έτσι, προέκυψαν δύο ζεύγη τιμών τα  $E_x+30\%E_z$  και  $30\%E_x+E_z$  για κάθε σεισμική διέγερση, δηλαδή συνολικά έγιναν τέσσερις αναλύσεις. Για λόγους απλότητας για κάθε διέγερση εφαρμόστηκε ο συμβολισμός του Πίνακα 10. Ο πρώτος δείκτης ορίζει τη διεύθυνση στην οποία εφαρμόζεται ο σεισμός κατά 100% και ο δεύτερος δείκτης ορίζει τη διεύθυνση στην οποία εφαρμόζεται κατά 30%.

**Πίνακας 10: Συμβολισμός των δυναμικών φορτίσεων.**

Σεισμική διέγερση	100% X + 30% Z	30% X + 100% Z
Αθηνών	Ath_xz	Ath_zx
Χανίων	Cha_xz	Cha_zx



Εικόνα 69: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης του σεισμού των Αθηνών το 1999.



Εικόνα 70: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης του σεισμού των Χανίων το 1994.

## 6.9 Ανάλυση και αποτελέσματα

Για κάθε δυναμική ανάλυση το κυρίως ζητούμενο είναι να εντοπιστούν οι περιοχές στις οποίες γίνεται υπέρβαση της εφελκυστικής και θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας, οι οποίες συνδέονται άμεσα με μεγάλες σχετικές μετακινήσεις, αφού στις περιοχές αυτές θα εμφανιστούν αστοχίες στην κατασκευή (ρηγματώσεις-καταρρεύσεις). Ιδιαίτερα σημαντικά είναι τα τμήματα στο μέσον των μεγάλων πλευρών της κατασκευής (όπου αναμένεται μεγάλη τρωτότητα σε κάμψη εκτός του επιπέδου τους) και επίσης οι περιοχές γύρω από ανοίγματα αλλά και οι περιοχές στη συμβολή των τοίχων (υψηλή συγκέντρωση τάσεων). Ο εντοπισμός των εν λόγω περιοχών μπορεί να γίνει εύκολα μέσω χρωματικής απεικόνισης των αποτελεσμάτων σε ζώνες συγκεκριμένων ορίων των μεγεθών που απεικονίζονται (contour bands). Έτσι, με την κατάλληλη χρωματική κλίμακα τα αποτελέσματα οπτικοποιούνται από την ελάχιστη μέχρι τη μέγιστη τιμή τους.

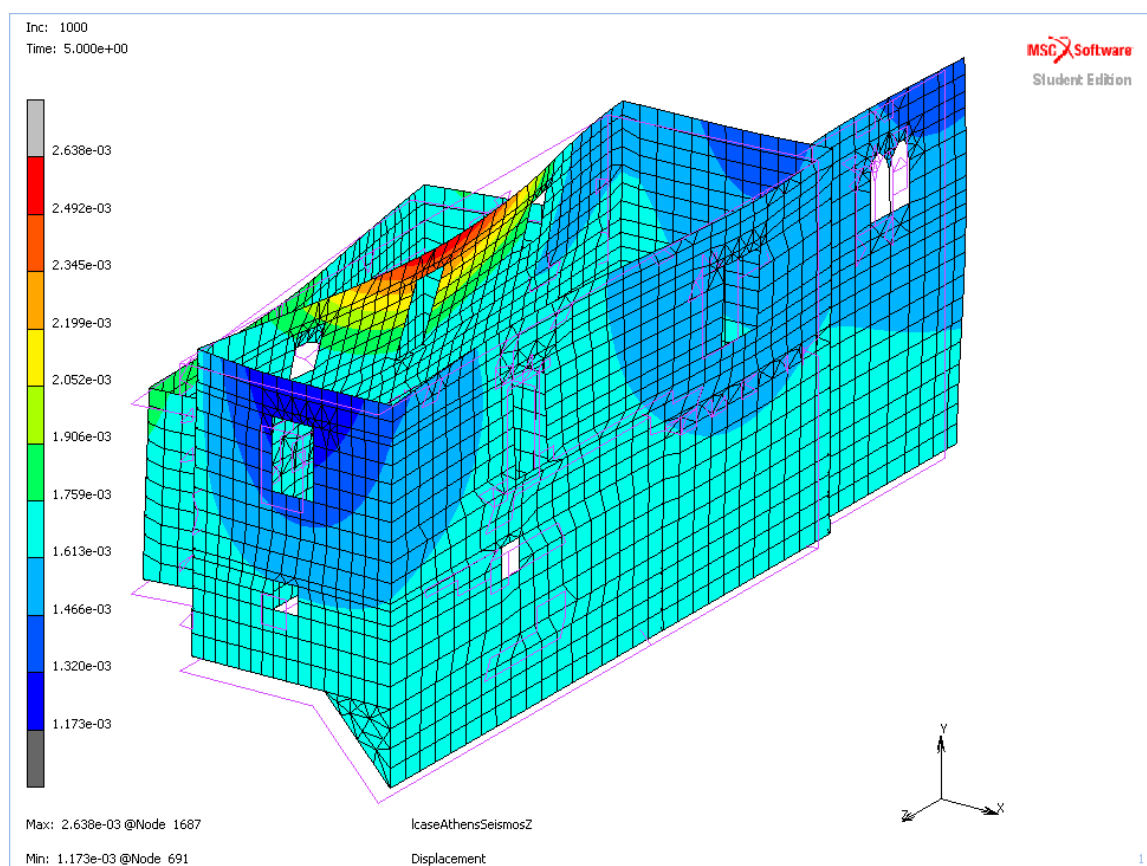
Όπως ήταν αναμενόμενο και αποτυπώνεται μάλιστα και στις εικόνες 71 και 72, η σεισμική διέγερση κατά την διεύθυνση Z της Αθήνας προκαλεί συγκριτικά με την σεισμική διέγερση των Χανιών δυσμενέστερες μετακινήσεις στην υφιστάμενη κατασκευή στο μέσον του ανατολικού τοίχου. Στην εικόνα 73 παρουσιάζονται συγκριτικά τα «προφίλ» των μετακινήσεων (path plot) των κόμβων στο μέσο της ανατολικής πλευράς κατά την ίδια χρονική στιγμή που αναφέρονται και οι εικόνες 63 και 64. Είναι εμφανής η διαφορά των μετακινήσεων των κόμβων που προκαλούν οι δύο σεισμικές διεγέρσεις, αλλά.

και των σχετικών μετακινήσεων μεταξύ του κόμβου βάσης και του κόμβου στέψης του τοίχου, ένας σημαντικός δείκτης απόκρισης σχετικός με την πρόκληση ρηγματώσεων.

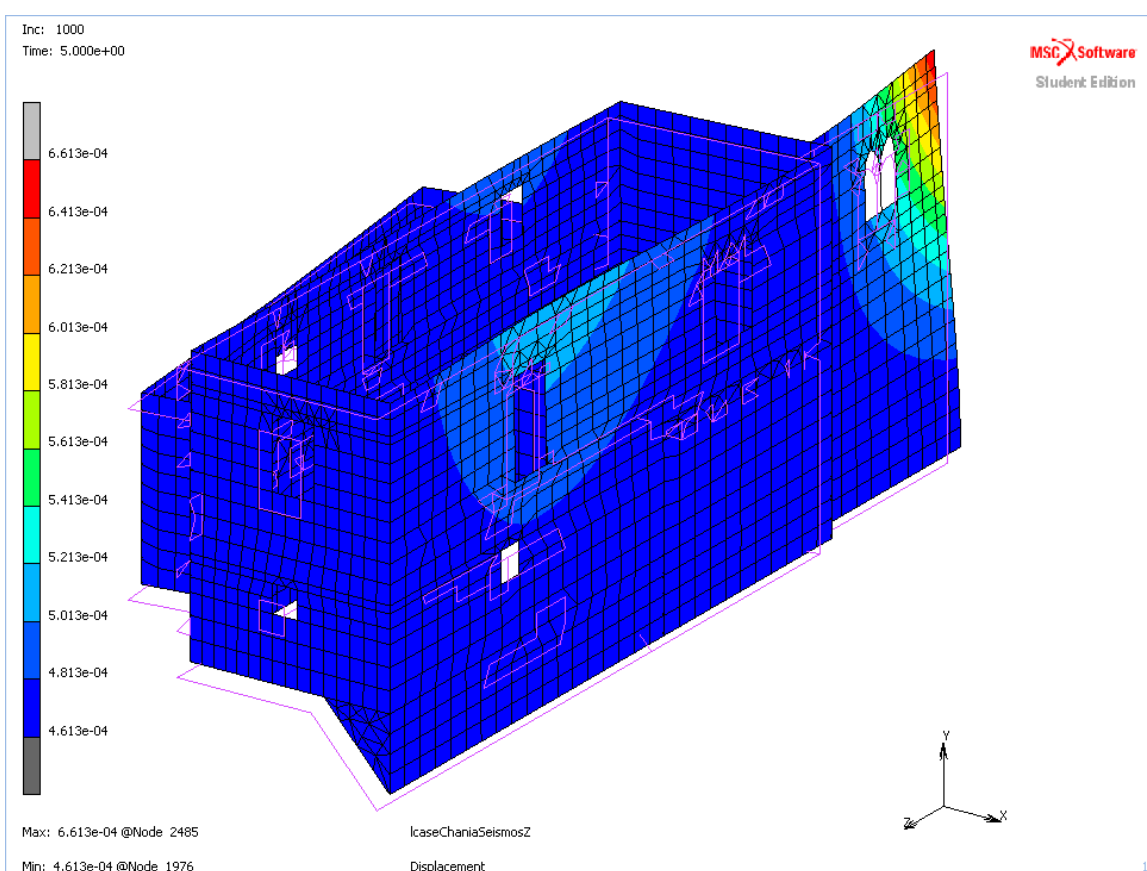
Ομοίως στις εικόνες 74 και 75 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για διέγερση κατά την διεύθυνση X η οποία αναμένεται να προκαλέσει μεγάλες μετακινήσεις στην βόρεια και νότια πλευρά του κτιρίου. Στην εικόνα 76 γίνεται παρουσίαση των δύο προφίλ μετακινήσεων των κόμβων στο μέσον της βόρειας πλευράς όπου παρατηρείται και πάλι έντονη διαφορά στη σχετική μετακίνηση μεταξύ των δύο διεγέρσεων.

Οι διαφοροποιήσεις στις εικόνες 73 και 76 μεταξύ των path plots για τις δύο σεισμικές διεγέρσεις δεν οφείλονται μονάχα στην διαφορά έντασης των διεγέρσεων, αλλά επίσης και στο συχνοτικό τους περιεχόμενο το οποίο προκαλεί διέγερση με διαφορετικό τρόπο στο κτίριο.

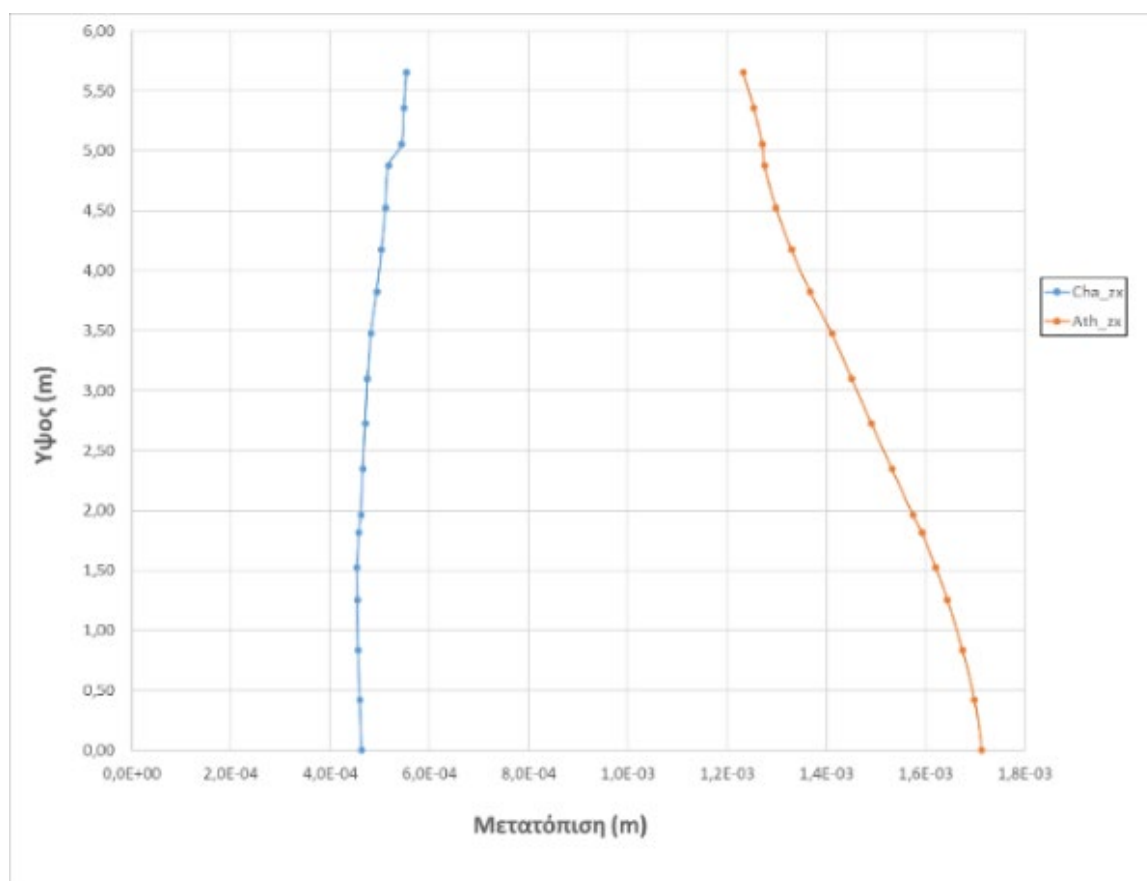




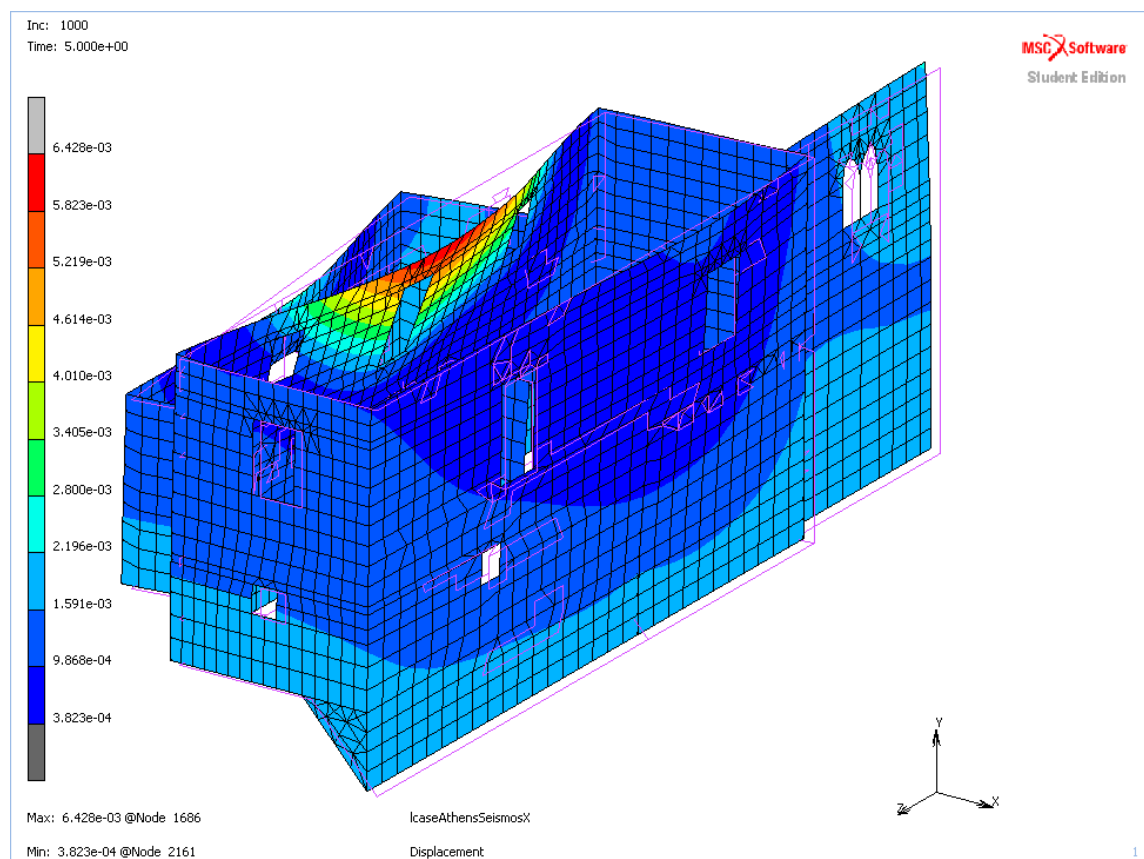
Εικόνα 71: Συνολικές μετακινήσεις υπό τη σεισμική διέγερση Ath\_zx.



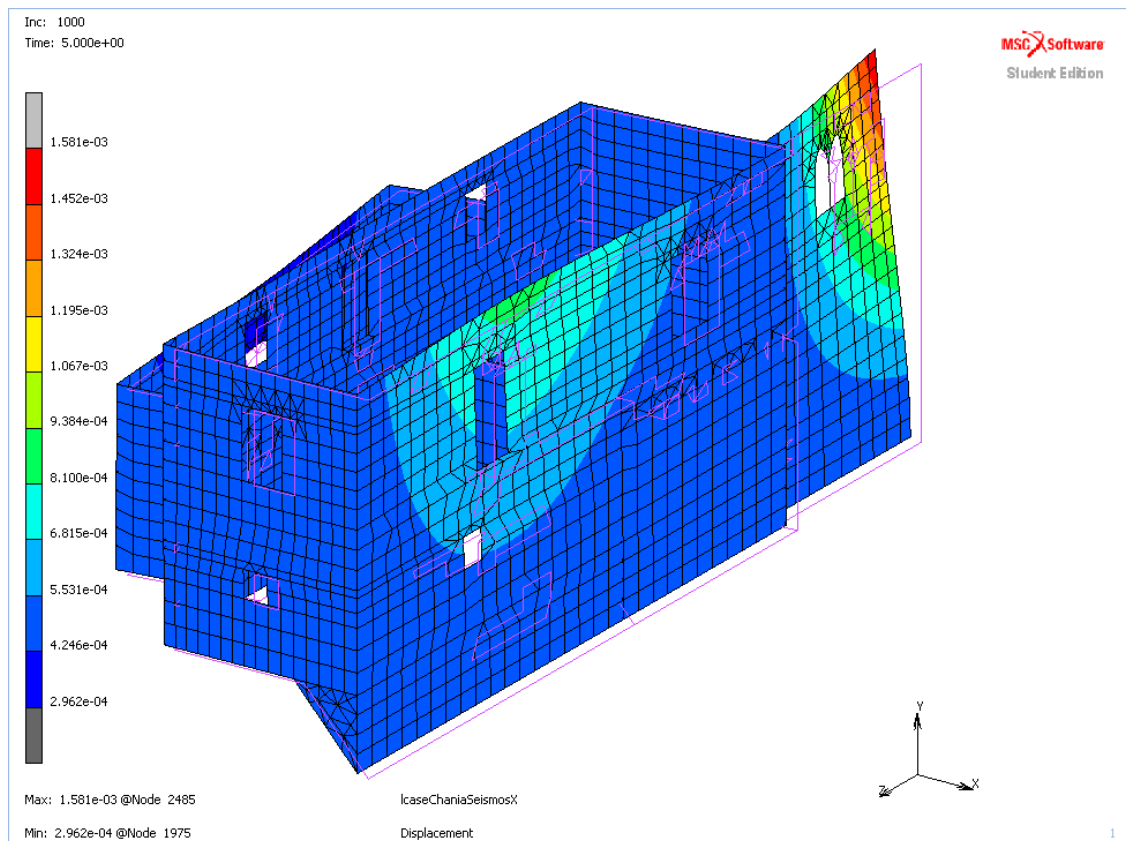
Εικόνα 72: Συνολικές μετακινήσεις υπό τη σεισμική διέγερση Cha\_zx.



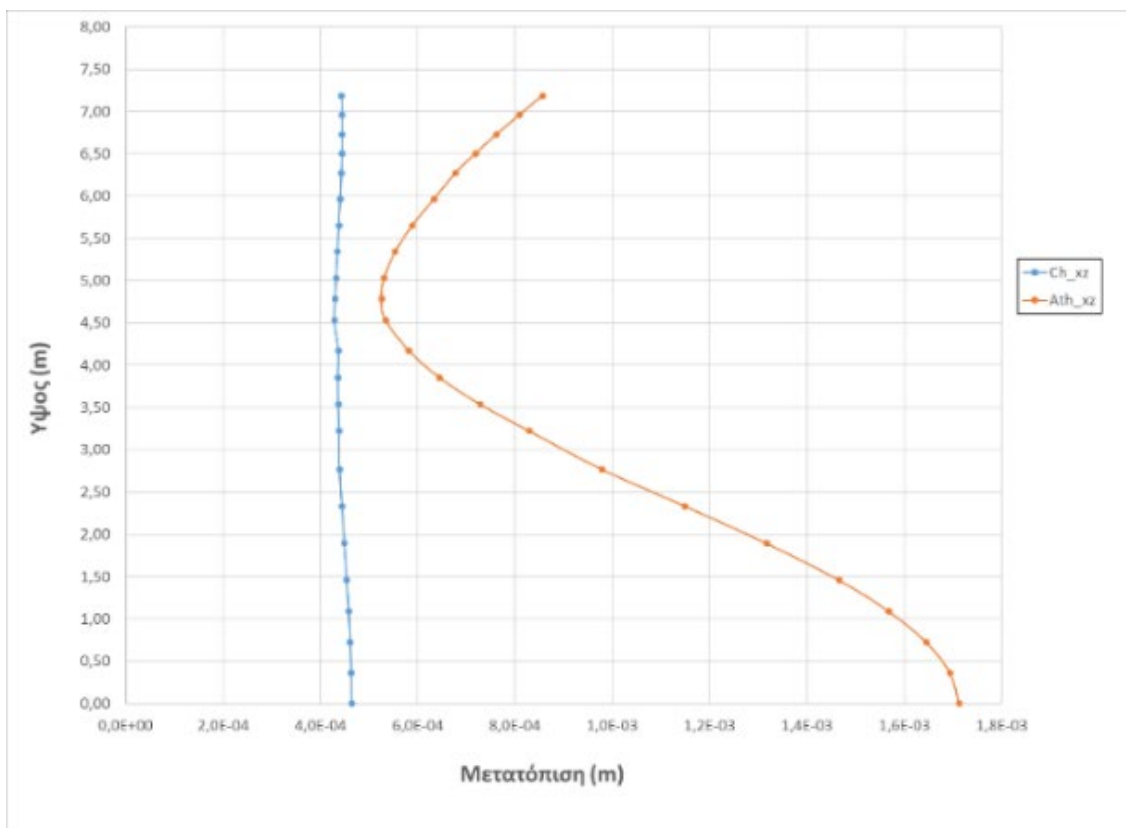
Εικόνα 73: Μετακινήσεις κόμβων σε κατακόρυφη τομή στο μέσον του ανατολικού τοίχου υπό τη σεισμική διέγερση Ath\_zx και Cha\_zx.



Εικόνα 74: Συνολικές μετακινήσεις υπό τη σεισμική διέγερση Ath\_zx.



Εικόνα 75: Συνολικές μετακινήσεις υπό τη σεισμική διέγερση Cha\_xz.

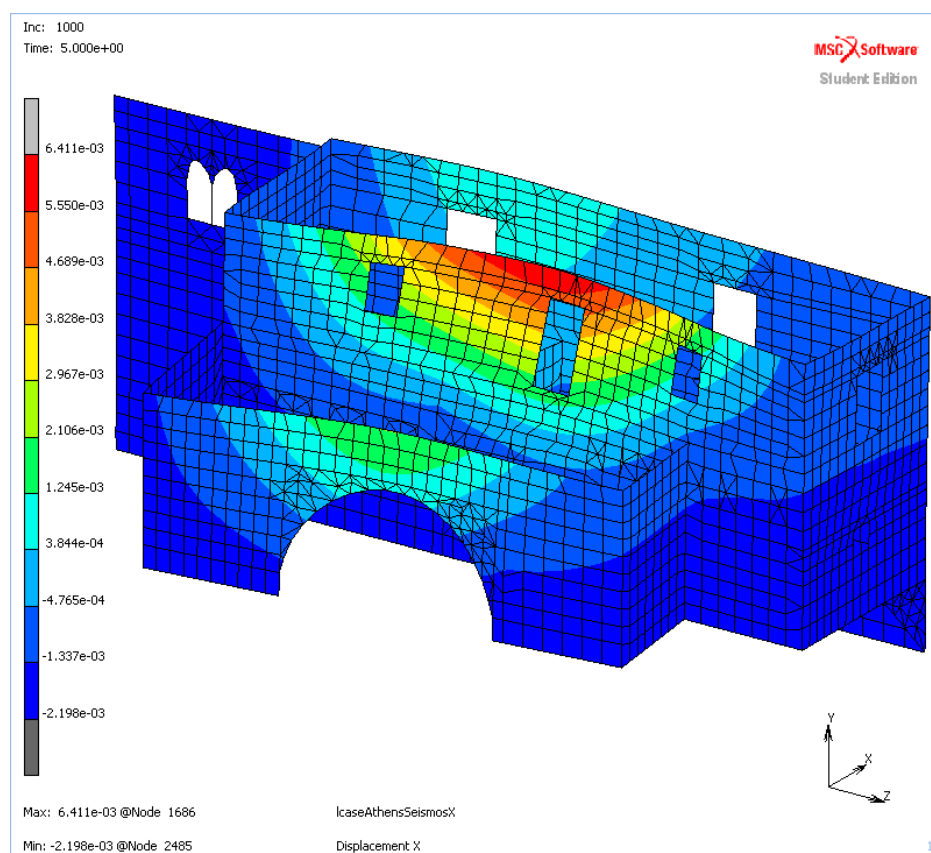


Εικόνα 76: Μετακινήσεις κόμβων σε κατακόρυφη τομή στο μέσον του βόρειου τοίχου υπό τη σεισμική διέγερση Ath\_xz και Cha\_xz.

### 6.9.1 Σεισμός των Αθηνών

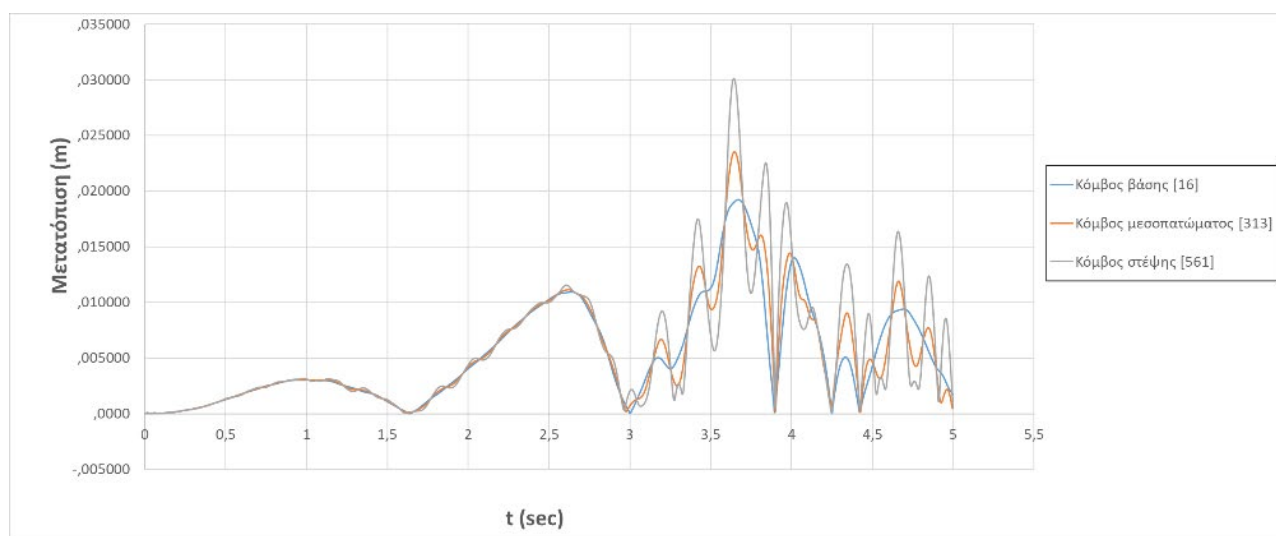
Ο σεισμός των Αθηνών εφαρμόστηκε ταυτόχρονα στους 2 διαφορετικούς του συνδυασμούς σε κάθε διεύθυνση, ωστόσο όπως είναι λογικό είναι περισσότερο επιβαρυντικός όταν δρα κατά 100% κάθετα στην διαμήκη πλευρά του κτιρίου (Ath\_xz), παρά όταν δρα κατά 100% κάθετα στην εγκάρσια πλευρά του κτιρίου (Ath\_zx), γιατί προκαλεί μεγαλύτερη καταπόνηση εκτός επιπέδου των δύο διαμήκων τοίχων που έχουν αρκετά μεγαλύτερο μήκος από τους εγκάρσιους (αναλογία πλευρών 1:3).

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης έδειξαν μεγάλες τιμές μετακίνησης στην κορυφή της βόρειας τοιχοποιίας, κοντά στο μέσον της (Εικόνα 77). Το αποτέλεσμα αυτό ήταν αναμενόμενο αφού πρόκειται για μια τοιχοποιία με μεγάλο ύψος η οποία από το μέσον της και πάνω δεν έχει εγκάρσια στήριξη με αποτέλεσμα να είναι επιρρεπής σε εκτός επιπέδου παραμόρφωση. Για περαιτέρω διερεύνηση του θέματος, αφού εντοπίστηκε ο κόμβος με τη μέγιστη μετακίνηση και η χρονική στιγμή μεγιστοποίησης της, δημιουργήθηκε η χρονοϊστορία μετακίνησης (history plot) 3 κόμβων (βάση, μεσοπάτωμα, δώμα). Παρατηρούνται στην Εικόνα 78 τιμή, για τη βόρεια λιθοδομή, μέγιστης μετακίνησης κοντά στα 3 cm τη χρονική στιγμή 3,65 sec κατά την οποία στην καταγραφή του σεισμού η επιτάχυνση είναι περίπου  $1,8 \text{ m/sec}^2$ . Αντίστοιχα η μέγιστη μετακίνηση για την ανατολική λιθοδομή την ίδια χρονική στιγμή δεν ξεπερνά τα 2 cm.

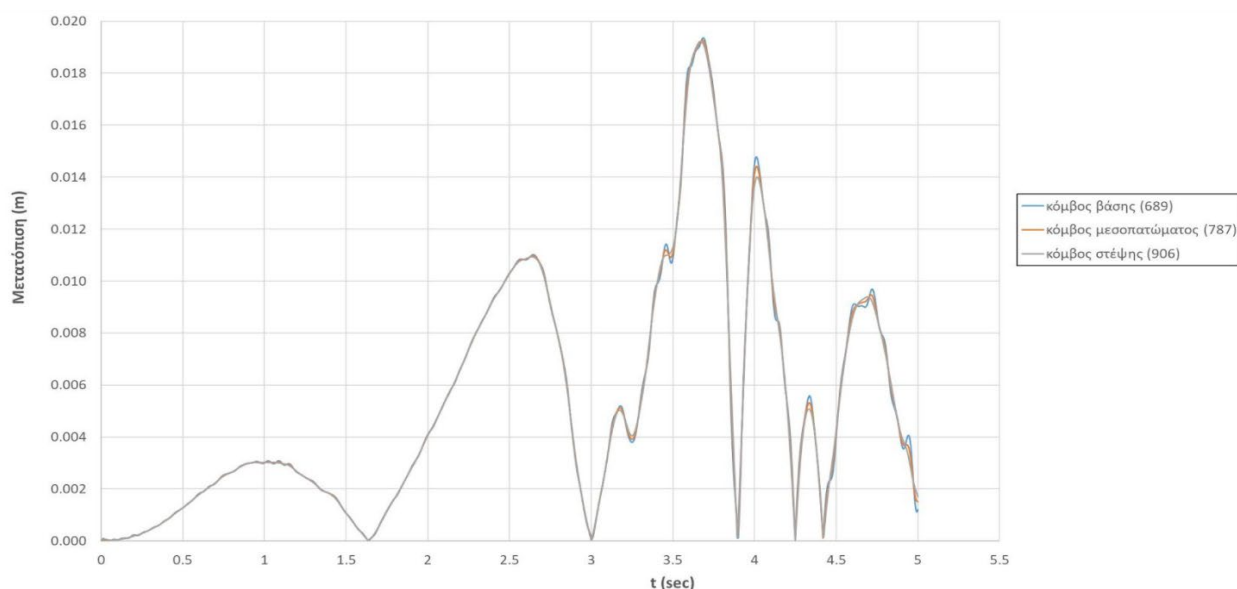


**Εικόνα 77: Στιγμιότυπο από τις μετακινήσεις κατά X που προκαλούνται στο προσομοίωμα υπό τη σεισμική φόρτιση Ath\_xz (t=5 sec).**





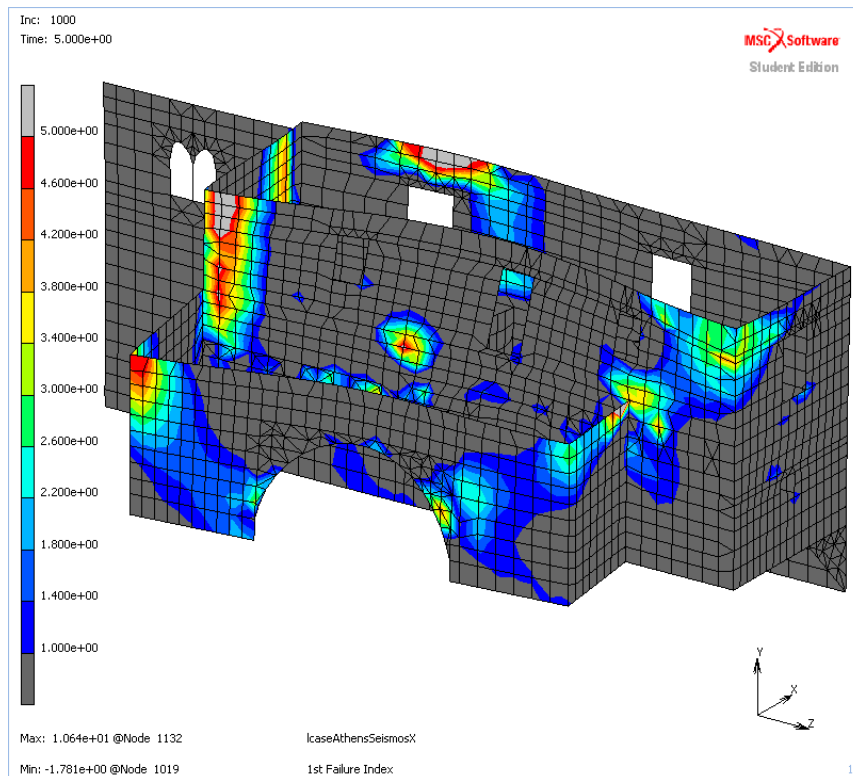
**Εικόνα 78: Χρονοϊστορία μετακίνησης τριών κόμβων καθ' ύψος της βόρειας λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_xz.**



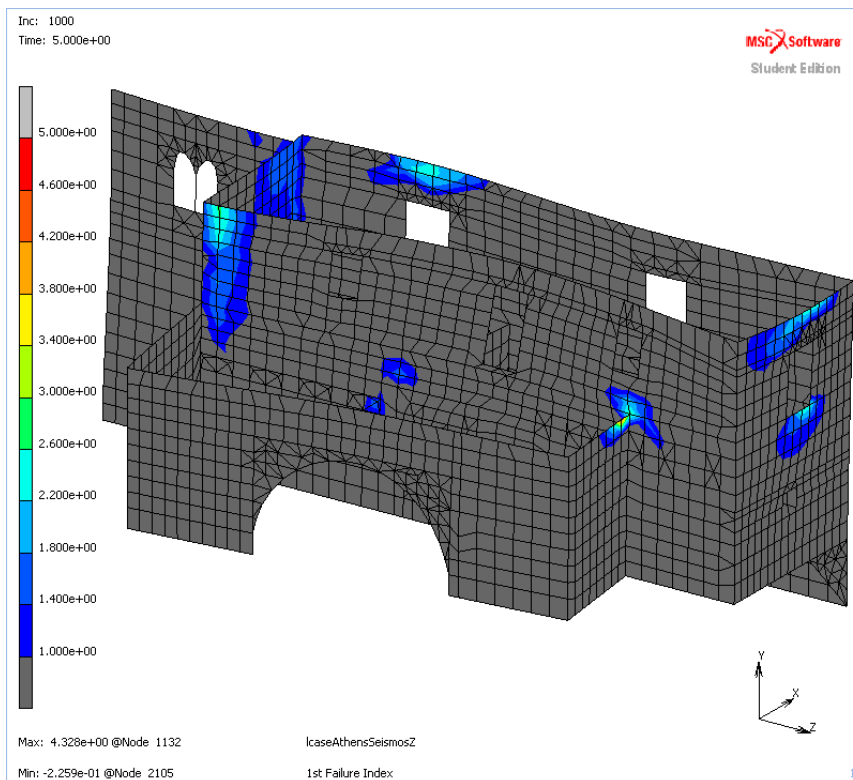
**Εικόνα 79: Χρονοϊστορία μετακίνησης τριών κόμβων καθ' ύψος της ανατολικής λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_zx.**

Στις εικόνες 80 και 81 παρουσιάζονται οι χρωματικές απεικονίσεις του δείκτη αστοχίας 1, που υποδηλώνει υπέρβαση των εφελκυστικών αντοχών για τις δύο διευθύνσεις εφαρμογής της σεισμικής διέγερσης της Αθήνας μετά το τέλος της ανάλυσης ( $t=5$  sec). Η χρωματική απεικόνιση των δεικτών δεν αναφέρεται σε κλίμακα 0-1 για λόγους σύγκρισης, αλλά φτάνει μέχρι τη μέγιστη τιμή του κάθε δείκτη για να δοθεί έμφαση στη σεισμική επιβάρυνση που προκαλεί ο σεισμός των Αθηνών στο προσομοίωμα. Πρέπει να σημειωθεί ότι ενώ είναι φανερό ότι υπάρχουν αστοχίες, τότε δημιουργούνται και που δημιουργούνται, δεν υπάρχουν στοιχεία για το τι συμβαίνει μετά την αστοχία (εξέλιξη βλάβης-επέκταση ρηγματώσεων) επειδή δεν έχουν χρησιμοποιηθεί οι κατάλληλοι καταστατικοί νόμοι υλικού για την τοιχοποιία, η χρήση των οποίων απαιτεί σημαντική προσοχή και δεδομένα που δεν είναι γνωστά στην παρούσα εργα-

σία. Αυτή η μελέτη θα μπορούσε να αποτελέσει αντικείμενο μελλοντικής έρευνας. Παρόλα αυτά, είναι σημαντικό ότι υπάρχει μια ποιοτική εκτίμηση για τη θέση και την ένταση των βλαβών που προκαλούνται.

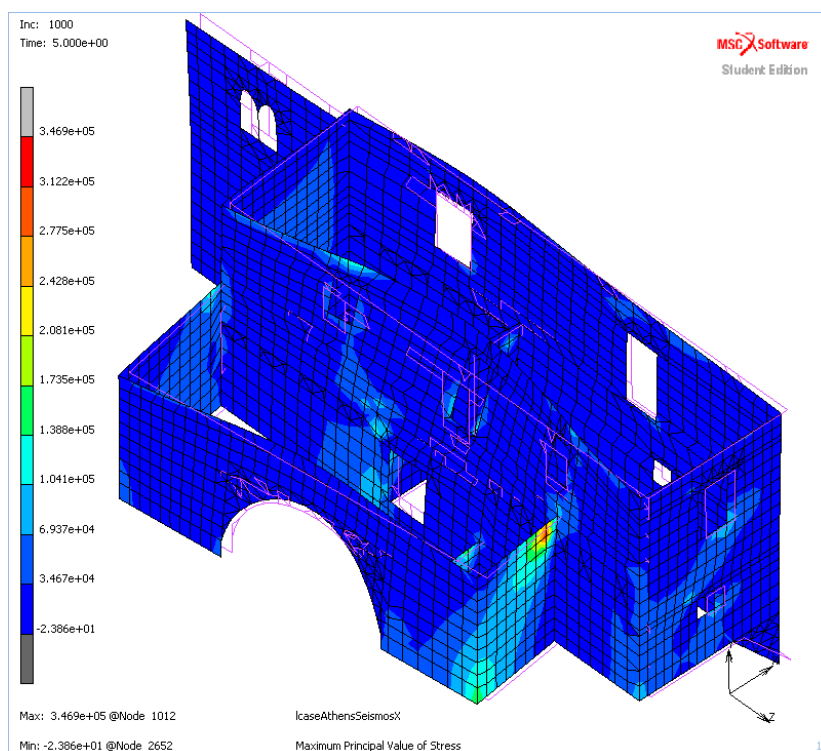


**Εικόνα 80: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής (1<sup>ος</sup> δείκτης αστοχίας) υπό τη σεισμική φόρτιση Ath\_xz.**

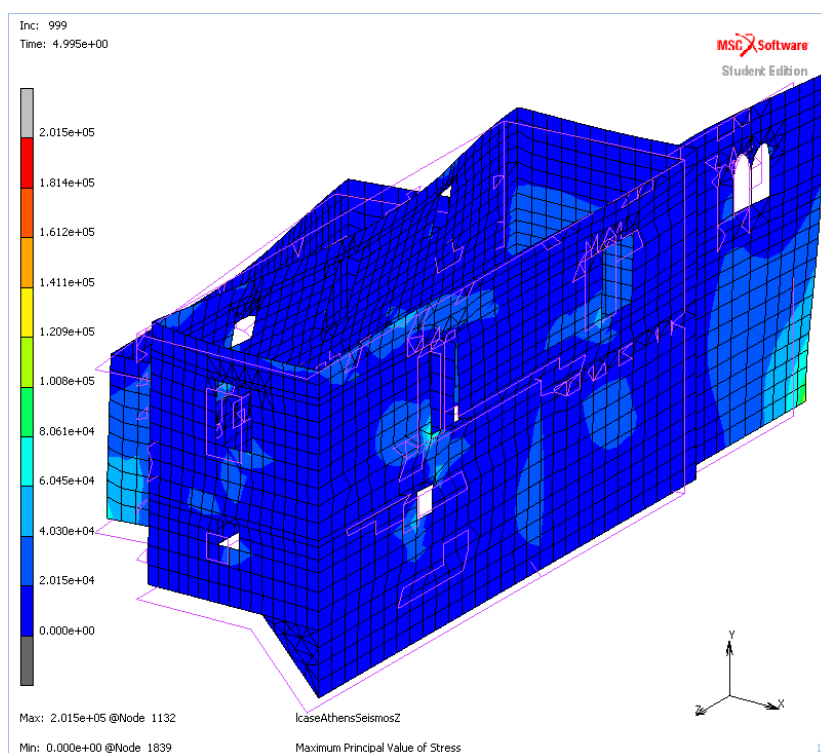


**Εικόνα 81: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής (1<sup>ος</sup> δείκτης αστοχίας) υπό τη σεισμική φόρτιση Ath\_zx.**

Παρατηρώντας τις χρωματικές απεικονίσεις των κυρίων τάσεων που αναπτύσσονται υπό τις σεισμικές διεγέρσεις  $Ath_{xz}$  (Εικόνα 82) και  $Ath_{zx}$  (Εικόνα 83), προκύπτει ότι οι περιοχές που συγκεντρώνονται εφελκυστικές τάσεις έρχονται σε συμφωνία με τα ευρήματα της παθολογίας και πιο συγκεκριμένα, μπορούν να δικαιολογήσουν την εκτεταμένη κατάρρευση της δυτικής πλευράς καθώς και τις κατακόρυφες ρηγματώσεις της δυτικής και της ανατολικής λιθοδομής.



**Εικόνα 82: Κύριες τάσεις υπό τη σεισμική φόρτιση  $Ath_{xz}$ .**



**Εικόνα 83: Κύριες τάσεις υπό τη σεισμική φόρτιση  $Ath_{zx}$ .**

## 7. Ανάλυση της κατασκευής μετά τις ενισχυτικές επεμβάσεις

Για την ενίσχυση της κατασκευής μέσω της αύξησης των τιμών των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας προτείνονται επεμβάσεις όπως βαθύ αρμολόγημα, λιθοσυρραφή των ρηγματώσεων, επανασύνδεση των συμβαλλόμενων τοιχοποιιών. Επιπλέον, με την επανακατασκευή του μεσοπατώματος και του δώματος θα ενισχυθεί σε ένα βαθμό η διαφραγματική λειτουργία με αποτέλεσμα τη χαμηλότερη τρωτότητα σε εκτός επιπέδου καταπόνηση τόσο των επιμήκων τοιχοποιιών οι οποίες είναι περισσότερες ευπαθείς, όσο και των εγκάρσιων τους.

Σε ότι αφορά το βαθύ αρμολόγημα, είναι αποτελεσματικότερο όταν γίνεται και στις δύο παρειές της τοιχοποιίας και πρέπει να οδηγεί σε πλήρες γέμισμα των αρμών σε όλη την έκταση της τοιχοποιίας, με νέο κονίαμα τα μηχανικά χαρακτηριστικά του οποίου δεν θα είναι πολύ υψηλότερα σε σχέση με εκείνα των λιθοσωμάτων για να αποτραπεί η μεγάλη συγκέντρωση θλιπτικών τάσεων σε μικρές περιοχές, η πρόωρη αποφλοίωση των λιθοσωμάτων και τελικά η μείωση της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ-Σχέδιο 1, 2019).

### 7.1 Ιδιότητες στοιχείων-υλικών (material properties)

Με την υλοποίηση των ενισχυτικών επεμβάσεων αναμένεται να αυξηθεί τόσο το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας, δηλαδή η δυσκαμψία της, όσο και η θλιπτική και εφελκυστική αντοχή της. Η αύξηση της αντοχής των υλικών εκτιμήθηκε με βάση την αντοχή λίθων και κονιάματος που έχουν προσδιοριστεί πειραματικά σε ανάλογα κτίρια της περιοχής. Για τον σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται, όπως και στην περίπτωση του υφιστάμενου οι σχέσεις των παραγράφων 4.2.2.1 και 4.2.2.2. Έτσι, θεωρήθηκε ότι η θλιπτική αντοχή του κονιάματος αυξάνεται σε 2,5 MPa, συνεπώς η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας αυξάνεται σε 1,2 MPa και η εφελκυστική της αντοχή σε 0,05 MPa, ενώ το μέτρο ελαστικότητας αυξάνεται σε 1500 MPa.

Αντίστοιχα, επειδή από αναλύσεις που έγιναν προέκυψαν μεγάλες παραμορφώσεις στη στέψη των τοιχοποιιών, αποφασίστηκε αντί να χρησιμοποιηθούν δοκοί από κυπαρίσσι μεγαλύτερης δυσκαμψίας (δηλ. μεγαλύτερης διατομής), να χρησιμοποιηθεί ξύλο με μεγαλύτερη δυσκαμψία δίχως να αλλάξουν οι διατομές των δοκών (και των υφιστάμενων δοκοθηκών). Έτσι, θεωρήθηκε ότι οι νέες ξύλινες δοκοί είναι κατασκευασμένες από μαύρο πεύκο (*Pinus nigra*) είδος που ευδοκιμεί στη Βόρειο Ελλάδα και στην Κρήτη το οποίο έχει μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας (10,4 GPa) και πυκνότητα (705 kg/m<sup>3</sup>) (Niklas & Spratz, 2010) από το κυπαρίσσι που υπήρχε στο υφιστάμενο κτίριο. Άλλες βιβλιογραφικές πηγές (Τσούμης, 2009) αναφέρουν για το συγκεκριμένο είδος ξύλου μέτρο ελαστικότητας ακόμα και 12 GPa, ωστόσο έγινε η παραδοχή ότι η τιμή του είναι 10,4 GPa. Ο λόγος του Poisson για το πεύκο έχει ένα μεγάλο εύρος τιμών (Forest Products Laboratory, 2010) και επιλέχθηκε ως αντιπροσωπευτική τιμή η  $\nu=0,37$ .



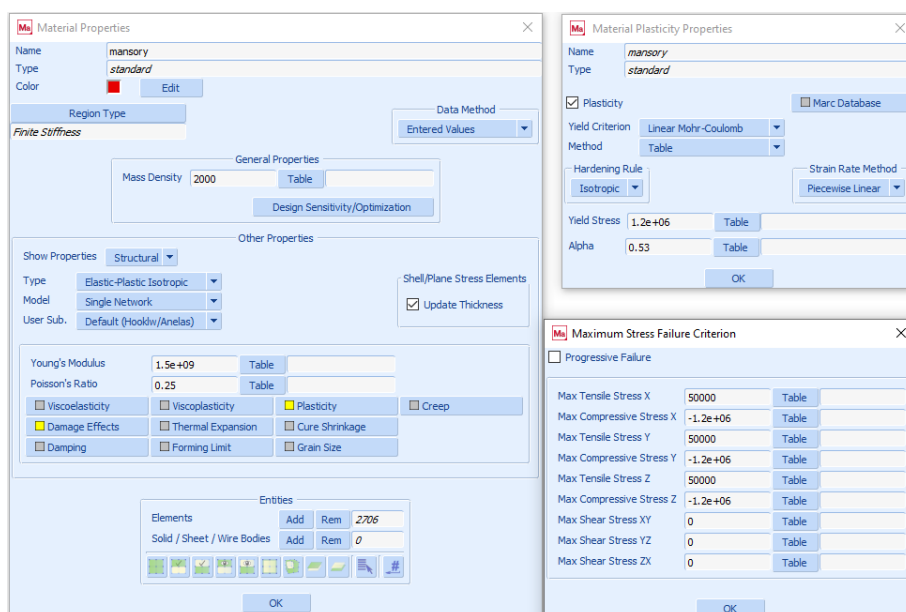
Συνοπτικά, τα δεδομένα για τις τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας (πυκνότητα,  $E$  και  $\nu$ ), τις μέγιστες τάσεις για τα κριτήρια αστοχίας (υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής ή/και υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής σε καθένα από τους τρεις άξονες) και τον ελαστοπλαστικό χαρακτήρα της τοιχοποιίας παρουσιάζονται στον Πίνακα 11 και στην Εικόνα 84. Σε μια τελική μελέτη εφαρμογής είναι απαραίτητο να διερευνηθούν και πειραματικά οι αντοχές για το συγκεκριμένο κτίριο ώστε να αποφευχθούν τυχόν αποκλείσεις και να επανεξεταστεί η ορθότητα του μοντέλου.

**Πίνακας 11: Ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν στο προσομοίωμα.**

Υλικό	Μέτρο ελαστικότητας ( $E$ )	Λόγος του Poisson ( $\nu$ )	Όριο διαρροής (MPa)	Πυκνότητα (kg/m <sup>3</sup> )
Τοιχοποιία	1500 MPa	0,25	1.2	2000
Ξύλο (ανώφλια)	10400 MPa	0,37		510

**Πίνακας 12: Οι δείκτες αστοχίας για κάθε άξονα.**

	Κριτήριο	(N/m <sup>2</sup> )
1	Μέγιστη εφελκυστική τάση (X)	5.0 e+04
2	Μέγιστη θλιπτική τάση (X)	-1.2 e+06
3	Μέγιστη εφελκυστική τάση (Y)	5.0 e+04
4	Μέγιστη θλιπτική τάση (Y)	-1.2 e+06
5	Μέγιστη εφελκυστική τάση (Z)	5.0 e+04
6	Μέγιστη θλιπτική τάση (Z)	-1.2 e+06



**Εικόνα 84: Τιμές μηχανικών ιδιοτήτων και κριτηρίων αστοχίας της τοιχοποιίας μετά τις επεμβάσεις αποκατάστασης.**

## 7.2 Συνοριακές συνθήκες (boundary conditions)

Οι επεμβάσεις αποκατάστασης εκτός από την επανακατασκευή του δυτικού τοίχου που έχει καταρρεύσει, περιλαμβάνουν και την επανακατασκευή του μεσοπατώματος και του δώματος, όπως επίσης και της ξύλινης εσωτερικής σκάλας που οδηγεί στο μεσοπάτωμα και του δώματος που στέγαζε τον χώρο με την καμάρα. Έτσι, θα πρέπει να συμπεριληφθούν στο προσομοίωμα τα επιπλέον μόνιμα (G) και κινητά (Q) φορτία που προκύπτουν από την προσθήκη στην κατασκευή των τμημάτων αυτών. Εξετάστηκαν οι εξής συνδυασμοί για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ):

- 1)  $1,35G+1,5Q$
- 2)  $G+Q+E$ , όπου E το σεισμικό φορτίο.

Πρέπει να σημειωθεί ότι ο συνδυασμός για την οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) που προκύπτει από τα μόνιμα (G) και τα κινητά (Q) φορτία αλλά και τον σεισμό (E) που εκφράζεται από την σχέση:  $G+\psi_2Q+E$  (σχέση 6.12b του Ευρωκώδικα 0 (Eurocode 0: Basis of structural design, 1992)) στην οποία ο συντελεστής  $\psi_2=0,3$  επειδή το κτίριο θα λειτουργεί ως χώρος συνάθροισης βάσει του Πίνακα Α.1.1 του Ευρωκώδικα 0 (Eurocode 0: Basis of structural design, 1992). Ο υπό ψήφιση (τα τελευταία χρόνια) ΚΑΔΕΤ (ΚΑΔΕΤ-Σχέδιο 1, 2019) αναφέρει στην παράγραφο 4.5.2 ότι για την οριακή κατάσταση αστοχίας που συμμετέχει και ο σεισμός θα πρέπει να ληφθεί αυξητικός συντελεστής 1,1 ή 1,2 στα μόνιμα φορτία όταν η στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων είναι ανεκτή ή ικανοποιητική αντίστοιχα. Επειδή όμως ο ΚΑΔΕΤ δεν είναι ακόμα σε ισχύ, δεν εφαρμόστηκε αυξητικός συντελεστής στα μόνιμα φορτία. Επίσης, προτιμήθηκε να μην μειωθούν τα κινητά φορτία στο 30% της τιμής τους, αλλά να ληφθούν εξ'ολοκλήρου υπόψη ώστε να προσομοιωθεί η δυσμενέστερη κατάσταση.

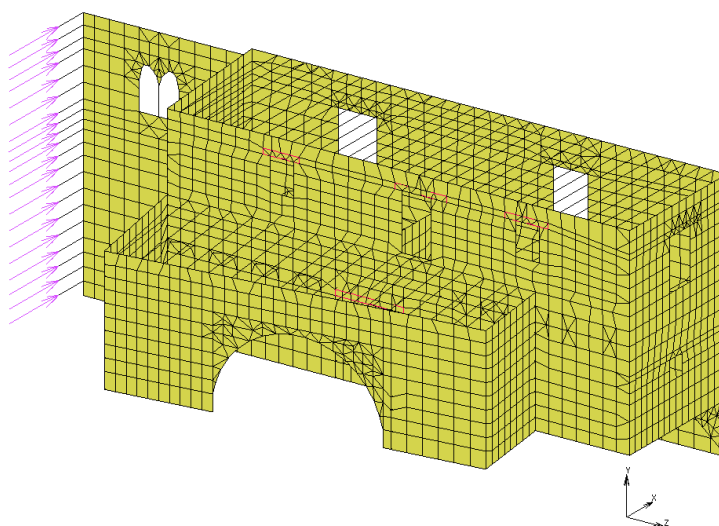
Στις Εικόνες 85 έως 90 παρουσιάζονται τα φορτία αυτά τα οποία προέκυψαν με τη θεώρηση:

1. Ότι για τον υπολογισμό των μόνιμων φορτίων η πυκνότητα των ξύλινων στοιχείων είναι  $510 \text{ kg/m}^3$  και η πυκνότητα της λιθοδομής είναι  $2000 \text{ kg/m}^3$ .
2. Ότι βάσει του Ευρωκώδικα 1 παρ.6.3.1.1 για κατηγορία χρήσης του κτιρίου C3 (χώρος συνάθροισης κοινό χωρίς εμπόδια στη διακίνηση) τα κινητά φορτία μπορούν να ληφθούν  $5 \text{ kN/m}^2$ . Σημειώνεται ότι με βάση τον Κανονισμό Φορτίσεων δομικών έργων του 1946 (ΦΕΚΑ 171/1946) τα μεταβλητά φορτία αντιστοιχούν σε  $500 \text{ kg/m}^2$  στα δάπεδα,  $200 \text{ kg/m}^2$  στο δώμα και  $350 \text{ kg/m}^2$  στην σκάλα.
3. Ότι οι ξύλινες δοκοί ισαπέχουν μεταξύ τους  $40 \text{ cm}$  και το μόνιμο τους φορτίο λόγω ιδίου βάρους είναι  $0,8 \text{ kN/m}$ .
4. Ότι τα χωμάτινα δώματα έχουν πάχος  $30 \text{ cm}$  και το ειδικό βάρος του χώματος είναι  $19 \text{ kN/m}^3$ , δηλαδή μόνιμο φορτίο  $5,7 \text{ kN/m}^2$  το οποίο εφαρμόζεται στις μήκους  $4 \text{ m}$  δοκούς οι οποίες απέχουν  $40 \text{ cm}$  μεταξύ τους.

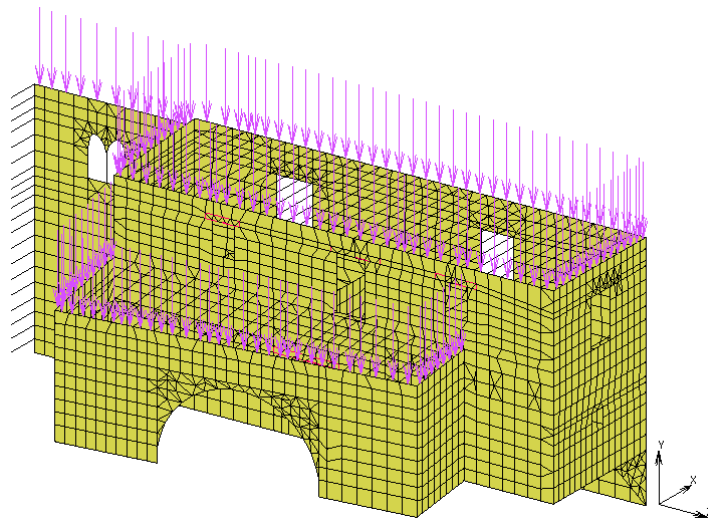
Συγκεντρωτικά, τα φορτία που εφαρμόστηκαν (χωρίς συντελεστές ασφαλείας) στο προσομοίωμα, εκτός των ιδίων βαρών των τοιχοποιιών και των ξύλινων στοιχείων, παρουσιάζονται στον Πίνακα 13.

**Πίνακας 13: Φορτία αποκατεστημένου κτιρίου.**

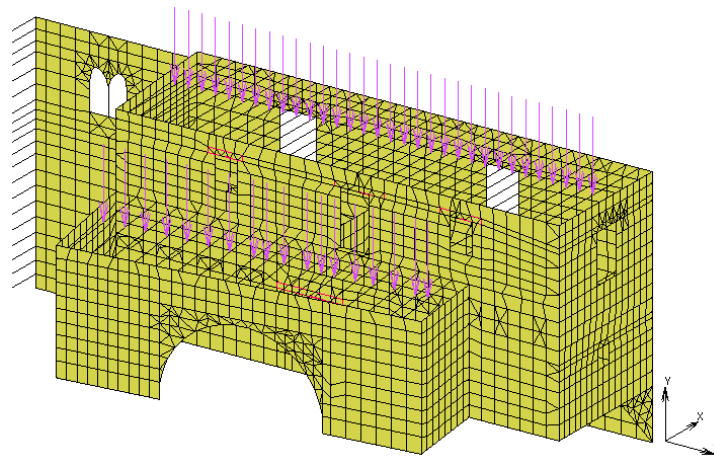
Φόρτιση	Τιμή
Κινητό φορτίο δαπέδων & βατού εξώστη	5 kN/m <sup>2</sup>
Κινητό φορτίο χωμάτινου δώματος	2 kN/m <sup>2</sup>
Κινητό φορτίο σκάλας	3 kN/m <sup>2</sup>
Μόνιμο φορτίο σκάλας	1 kN/m <sup>2</sup>
Μόνιμο φορτίο χωμάτινου δώματος	6,3 kN/m <sup>2</sup>
Μόνιμο φορτίο ξύλινων δαπέδων (μόνο το πέτωμα)	0,5 kN/m <sup>2</sup>
Μόνιμο φορτίο λίθων επιστέγασης	5 kN/m



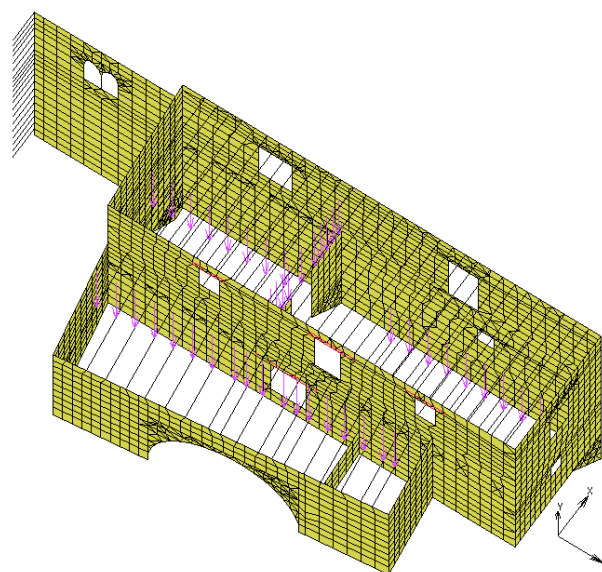
**Εικόνα 85: Δέσμευση μετακινήσεων στη διεύθυνση X**



**Εικόνα 86: Γραμμικά κατανεμημένο μόνιμο φορτίο λόγω λίθων επιστέγασης.**

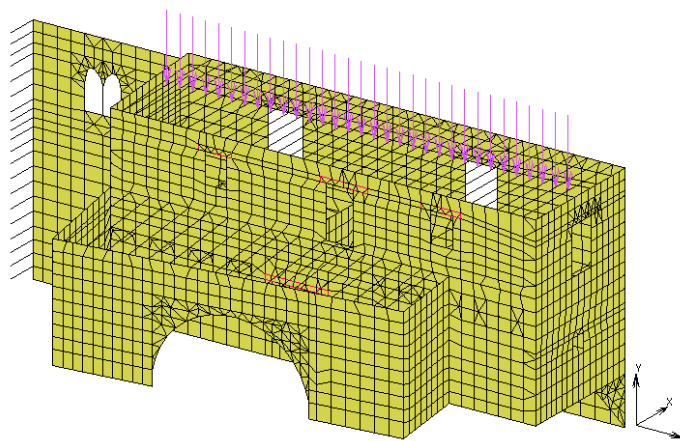


**Εικόνα 87: Μόνιμο φορτίο επί των δοκών λόγω του χωμάτινου δώματος.**

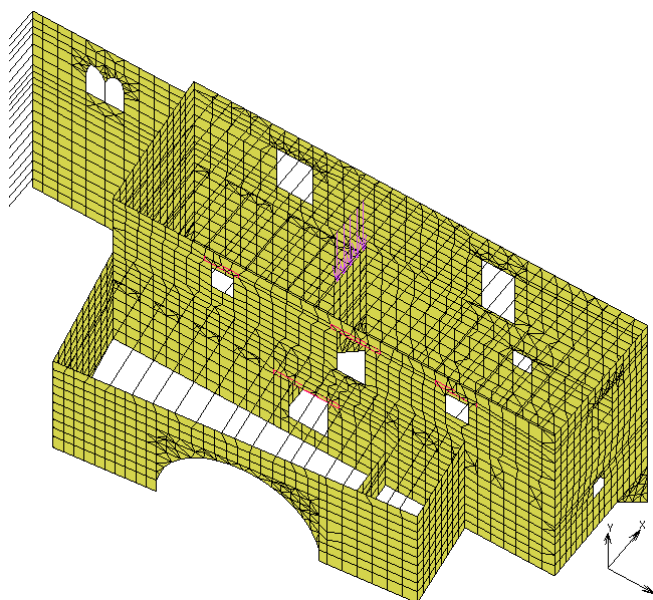


**Εικόνα 88: Κινητό φορτίο βατών δαπέδων.**





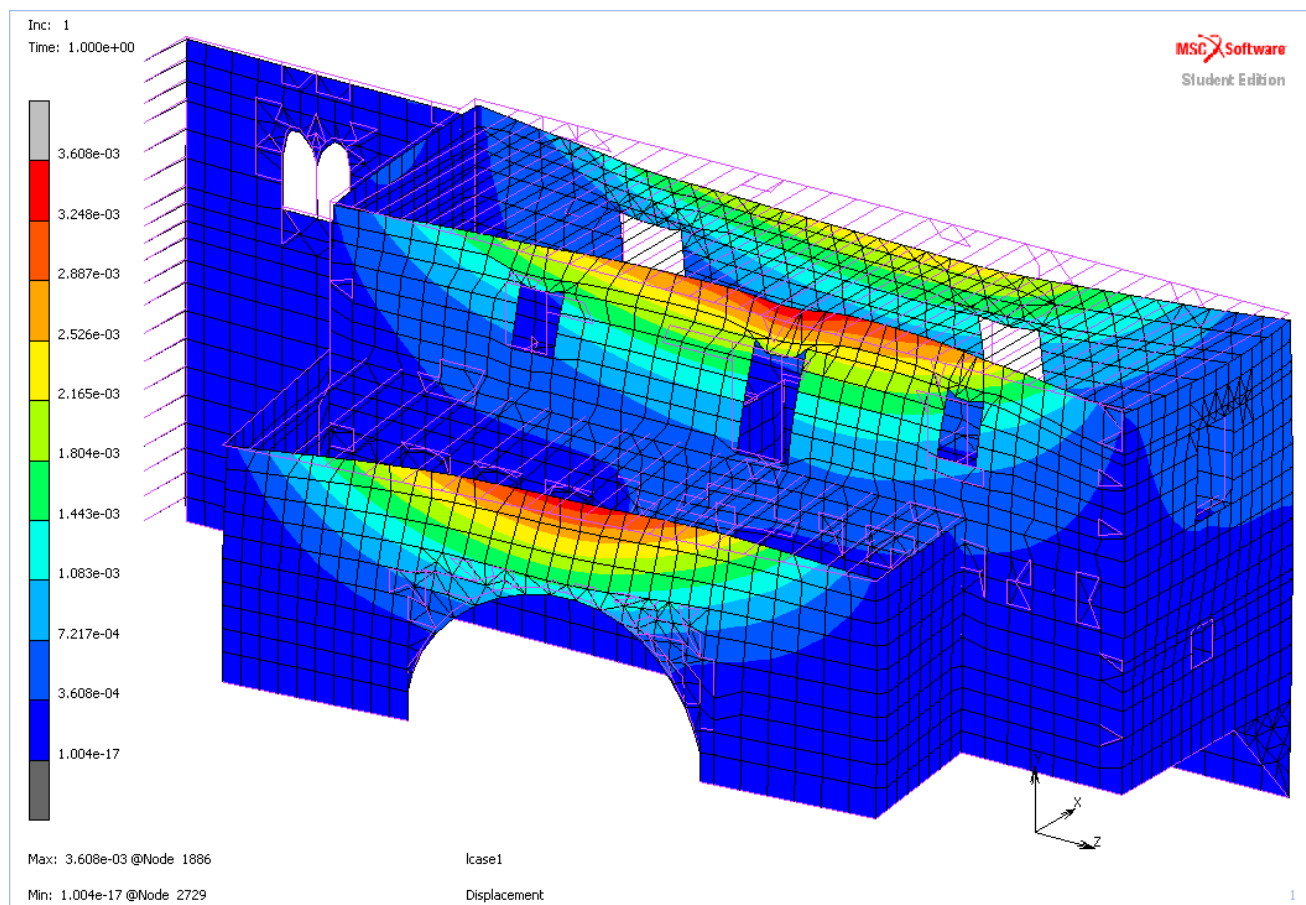
**Εικόνα 89: Κινητό φορτίο μη βατού δώματος.**



**Εικόνα 90: Κινητό φορτίο στήριξης εσωτερικής κλίμακας.**

### 7.3 Στατική ανάλυση

Με σκοπό τον έλεγχο του προσομοιώματος και πριν την εφαρμογή των δυναμικών φορτίσεων, έγινε ανάλυσή του για μόνιμα (G) και κινητά (Q) φορτία. Για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) ελέγχθηκε ο συνδυασμός  $1,35G+1,5Q$ . Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης διαπιστώνεται ότι δεν υπήρχαν υπερβάσεις της θλιπτικής και εφελκυστικής αντοχής της κατασκευής ενώ στην Εικόνα 91 αποτυπώνονται χρωματικά οι συνολικές μετακινήσεις υπό στατική φόρτιση.



Εικόνα 91: Χρωματική απεικόνιση των συνολικών μετακινήσεων υπό στατική φόρτιση.

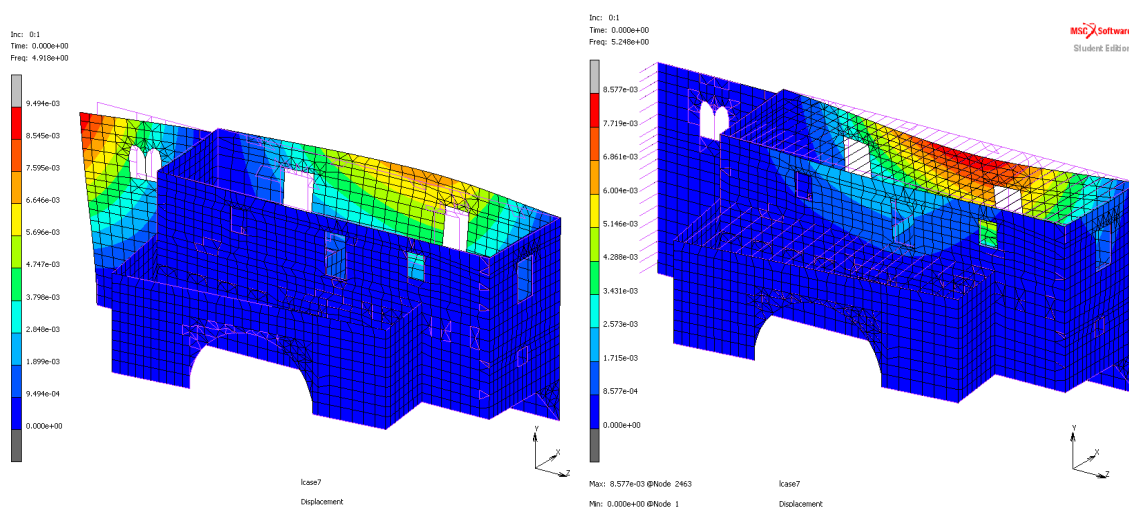
## 7.4 Ιδιομορφική ανάλυση (modal analysis)

Το νέο προσομοίωμα διαθέτει πλέον διαφορετικά δυναμικά χαρακτηριστικά λόγω της πρόσθετης μάζας και της μεγαλύτερης δυσκαμψίας του. Επομένως υπάρχει διαφοροποίηση των ιδιομορφών και των ιδιοσυχνοτήτων του. Οι τιμές των 10 πρώτων ιδιοσυχνοτήτων παρατίθενται συγκριτικά με το αρχικά προσομοίωμα στον Πίνακα 14. Στις Εικόνες 92-96 παρουσιάζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του νέου προσομοιώματος συγκριτικά με εκείνες του αρχικού προσομοιώματος.

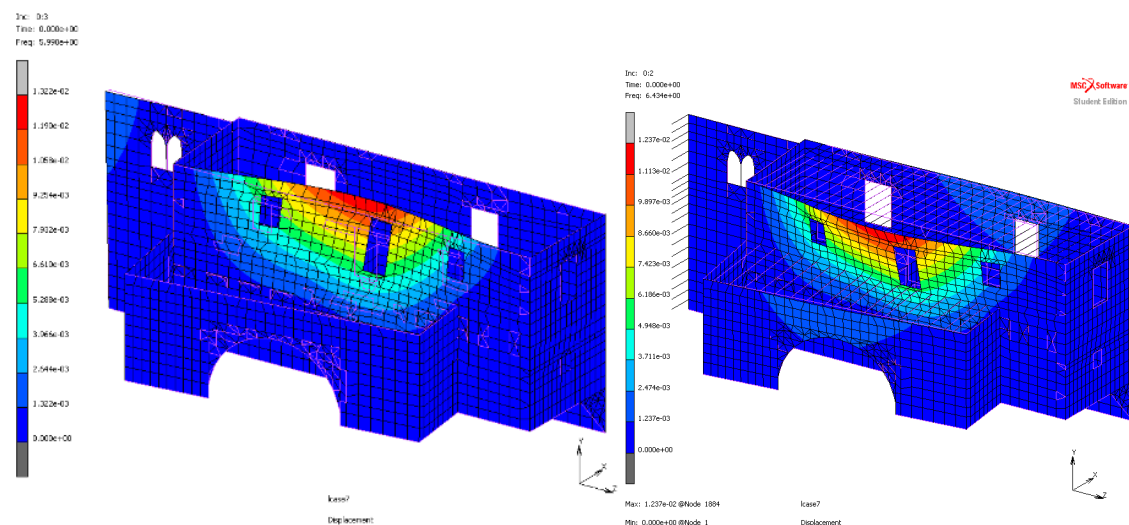
Πίνακας 14: Οι μεταβολές των έξι πρώτων ιδιοσυχνοτήτων του κτιρίου.

Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)		Μεταβολή
	Υφιστάμενο	Αποκατεστημένο	
1η	4,92	5,25	+6%
2η	5,21	6,43	+19%
3η	5,99	7,38	+19%
4η	6,97	8,84	+21%

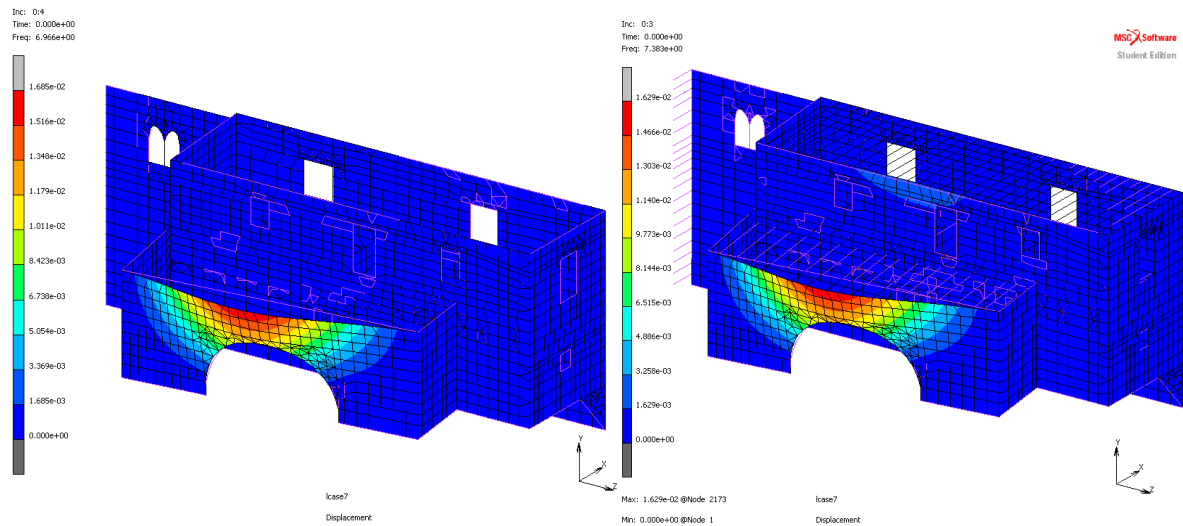
Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)		Μεταβολή
	Υφιστάμενο	Αποκατεστημένο	
5 <sup>η</sup>	8,68	10,10	+14%
6 <sup>η</sup>	9,86	10,66	+8%
7 <sup>η</sup>	12,56	10,89	-15%
8 <sup>η</sup>	13,50	10,93	-24%
9 <sup>η</sup>	13,89	10,94	-27%
10 <sup>η</sup>	14,81	11,00	-35%



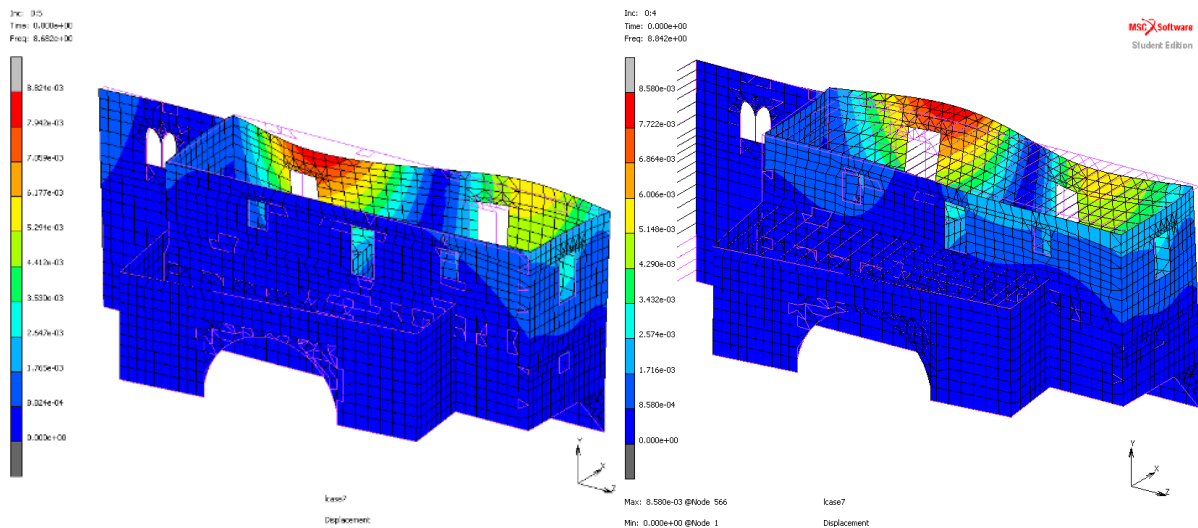
Εικόνα 92: Σύγκριση της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής του υφιστάμενου (αριστερά) με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή του αποκατεστημένου (δεξιά).



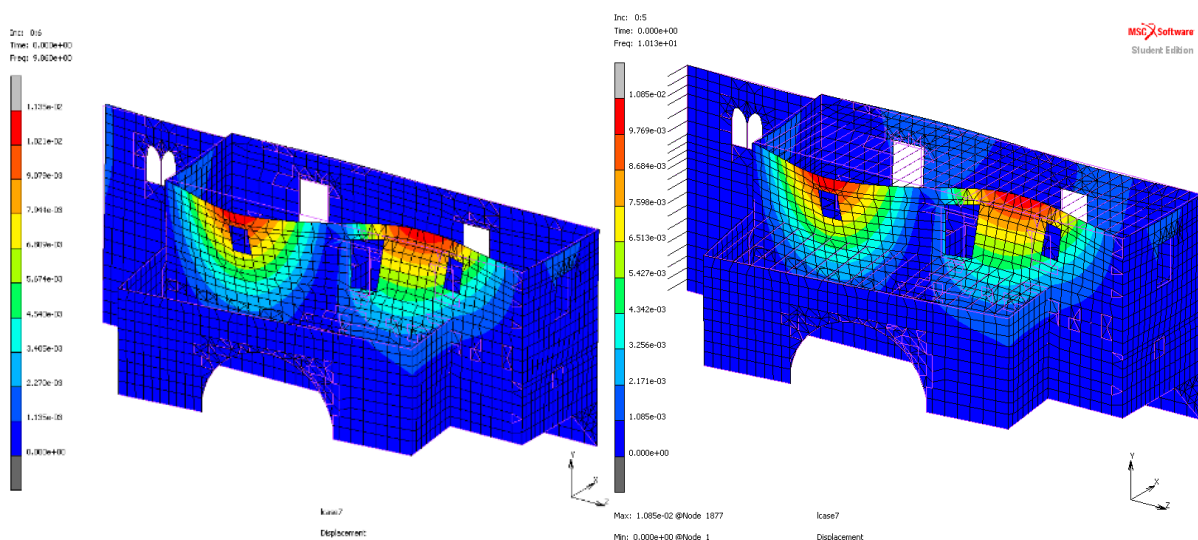
Εικόνα 93: Σύγκριση της 3<sup>ης</sup> ιδιομορφής του υφιστάμενου (αριστερά) με την 2<sup>η</sup> ιδιομορφή του αποκατεστημένου (δεξιά).



Εικόνα 94: Σύγκριση της 4ης ιδιομορφής του υφιστάμενου (αριστερά) με την 3η ιδιομορφή του αποκατεστημένου (δεξιά).



Εικόνα 95: Σύγκριση της 5ης ιδιομορφής του υφιστάμενου (αριστερά) με την 4η ιδιομορφή του αποκατεστημένου (δεξιά).

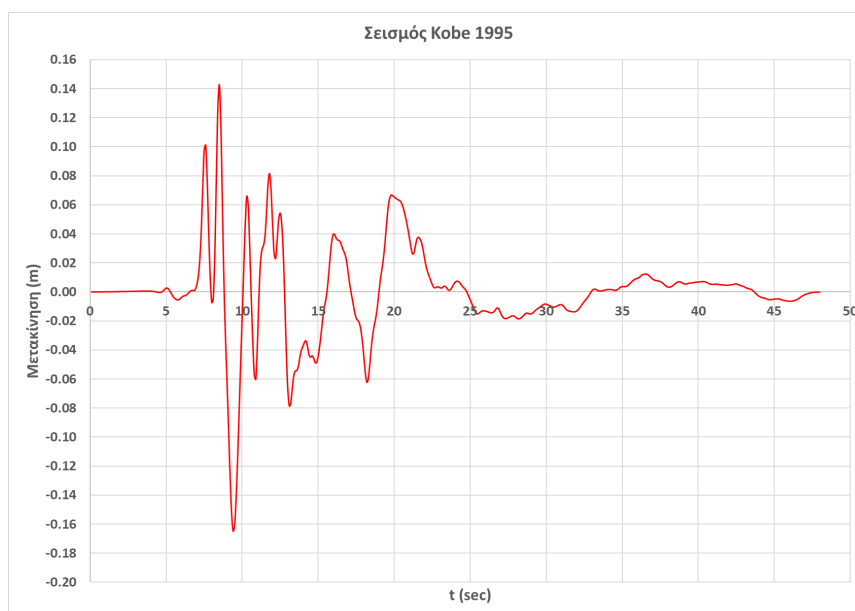


Εικόνα 96: Σύγκριση της 6ης ιδιομορφής του υφιστάμενου (αριστερά) με την 5η ιδιομορφή του αποκατεστημένου (δεξιά).



## 7.5 Σεισμικές φορτίσεις

Αυτή τη φορά για την διερεύνηση της επάρκειας των προτεινόμενων επεμβάσεων και τη μελέτη της απόκρισης του αποκατεστημένου κτιρίου σε σεισμική διέγερση χρησιμοποιήθηκαν οι χρονοϊστορίες των δύο σεισμικών διεγέρσεων που εξετάστηκαν στο υφιστάμενο μοντέλο καθώς και μια τρίτη σεισμική διέγερση όπως αποτυπώνεται στην Εικόνα 97 δηλαδή ο σεισμός του Kobe της Ιαπωνίας (17/1/1995).



**Εικόνα 97: Χρονοϊστορία μετακίνησης του σεισμού του Kobe το 1995.**

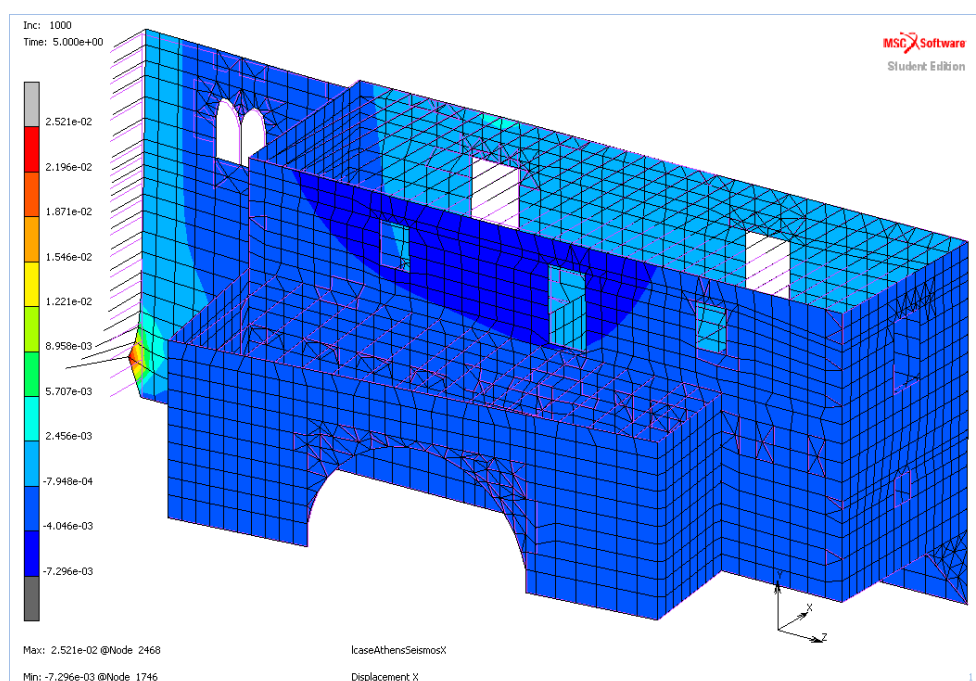
Όπως και στο προηγούμενο κεφάλαιο, έτσι και εδώ, λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη δράση των διεγέρσεων στον άξονα X και Z (έστω  $E_x$  και  $E_z$ ), με δύο αναλύσεις για κάθε μία από τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις, και 100% συμμετοχή στην κύρια διεύθυνση του σεισμού και 30% στην δευτερεύουσα. Έτσι συνολικά έγιναν έξι αναλύσεις και προέκυψαν δύο ζεύγη τιμών για κάθε σεισμική διέγερση όπως καταγράφονται στον πίνακα 15. Συγκριτικά με αυτές τις τρεις διεγέρσεις ο σεισμός των Χανίων προκαλεί τις μικρότερες μετακινήσεις. Για τον λόγο αυτό δίδεται βαρύτητα στα δεδομένα που προκύπτουν από τις σεισμικές φορτίσεις των Αθηνών και του Kobe ώστε να διερευνηθεί η απόκριση του κτιρίου στις δυσμενέστερες συνθήκες καταπόνησης.

**Πίνακας 15: Συμβολισμός δυναμικών φορτίσεων.**

Σεισμική διέγερση	100% X + 30% Z	30% X + 100% Z
Αθηνών	Ath_xz	Ath_zx
Χανίων	Cha_xz	Cha_zx
Kobe	Kob_xz	Kob_zx

### 7.5.1 Σεισμός των Αθηνών

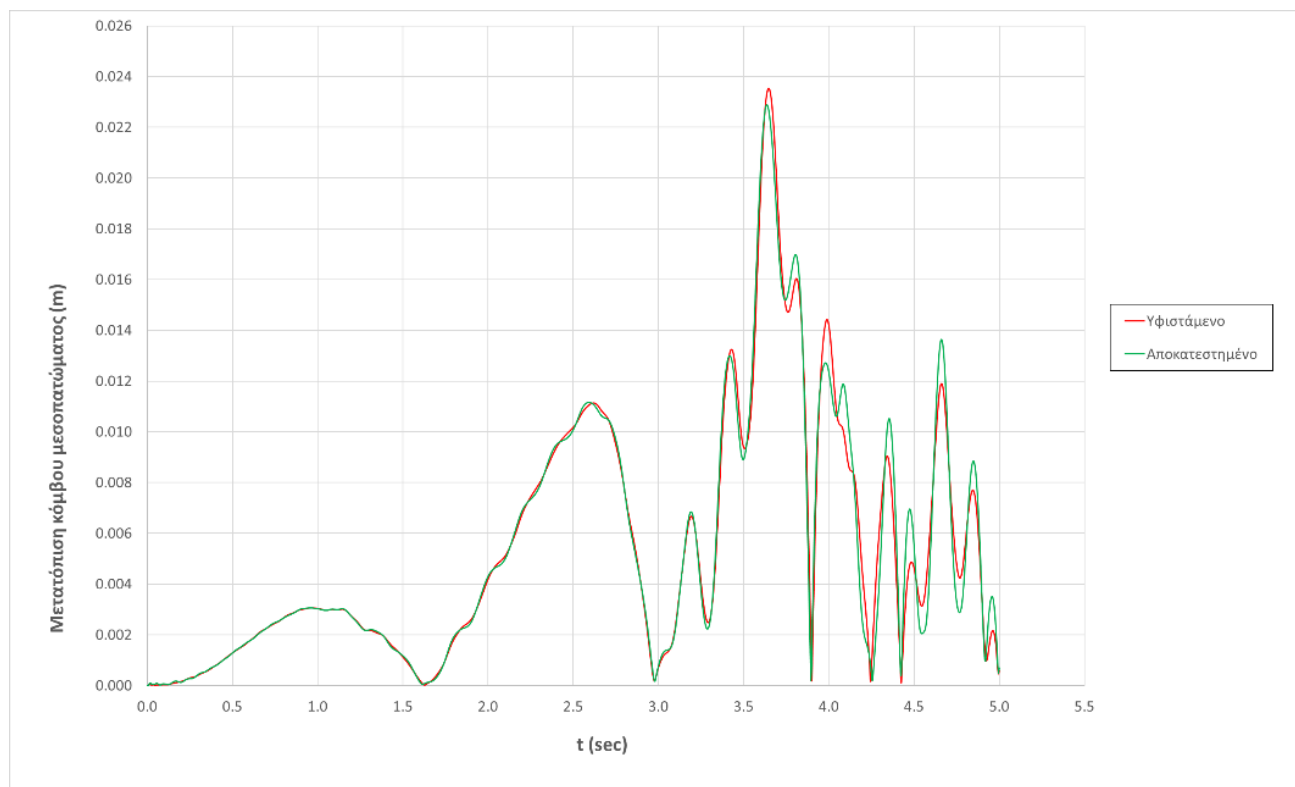
Τα αποτελέσματα της ανάλυσης έδειξαν όπως και στην περίπτωση του αρχικού προσομοιώματος, προκύπτουν μεγάλες τιμές μετακίνησης στη στέψη της βόρειας τοιχοποιίας, κοντά στο μέσον της (Εικόνα 98). Για περαιτέρω διερεύνηση του θέματος, αφού εντοπίστηκε ο κόμβος με τη μέγιστη μετακίνηση και η χρονική στιγμή μεγιστοποίησης της, δημιουργήθηκε η χρονοϊστορία μετακίνησης (history plot) 3 κόμβων (βάση, μεσοπατώμα, δώμα). Για σύγκριση με το αρχικό προσομοίωμα δημιουργήθηκαν σε κοινά διαγράμματα οι χρονοϊστορίες μετακίνησης στο μέσον της τοιχοποιίας, τόσο για κόμβο του μεσοπατώματος, όσο και για κόμβο στη στέψη. Διαπιστώνεται στις Εικόνες 99 και 100 ότι η μέγιστη μετακίνηση των 2 κόμβων είναι στο προσομοίωμα της αποκαταστημένης κατασκευής, ελάχιστα μικρότερη τόσο για τον κόμβο του μεσοπατώματος όσο και για τον κόμβο στη στέψη.



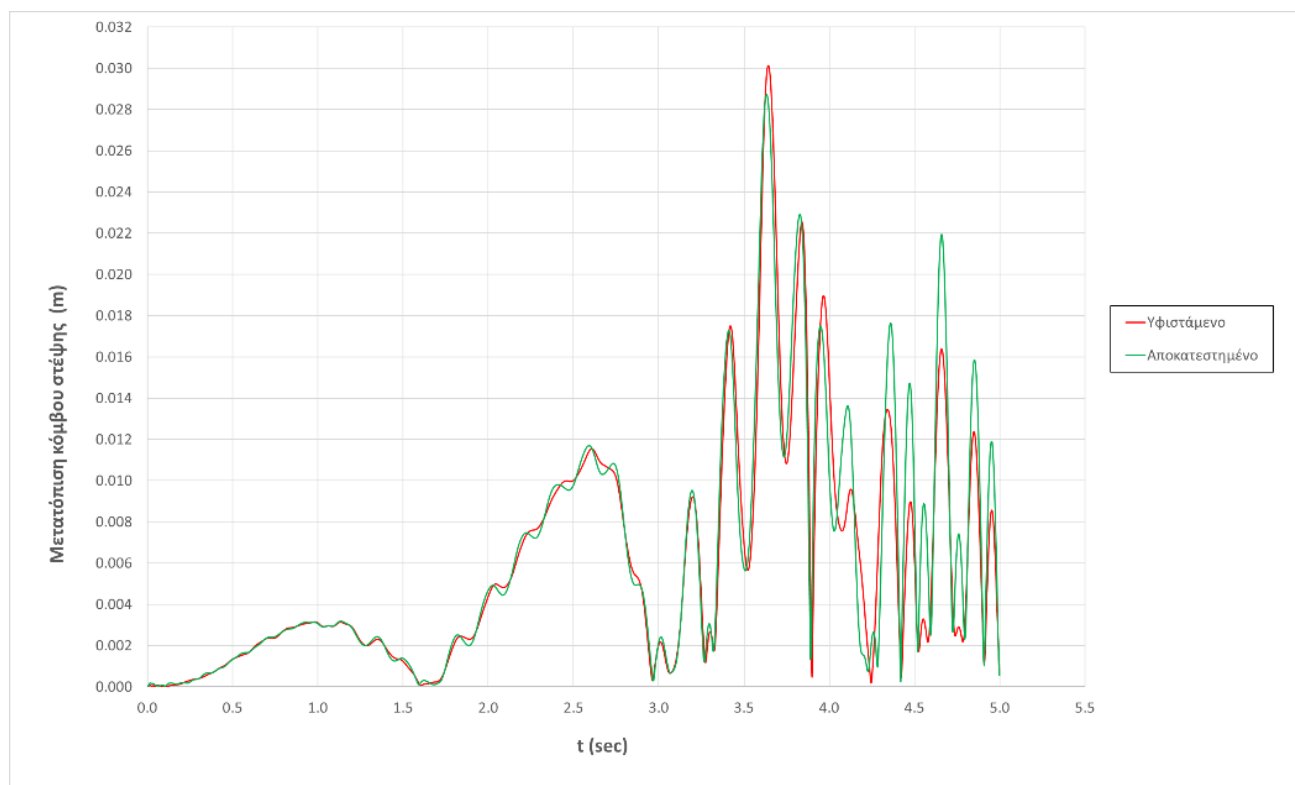
Εικόνα 98: Στιγμιότυπο από τις μετακινήσεις κατά X που προκαλούνται στο προσομοίωμα κατά τον σεισμό Ath\_xz (t=5 sec).

Πίνακας 16: Η μεταβολή των μετακινήσεων των κόμβων του μεσοπατώματος και της στέψης στο αποκατεστημένο και το υφιστάμενο κατά τη χρονική στιγμή μεγιστοποίησης τους (t=3,645sec), λόγω της διέγερσης Ath\_xz.

Κόμβος	Μετακίνηση (cm)		Μεταβολή
	Υφιστάμενο	Αποκατεστημένο	
Μεσοπάτωμα	2,353	2,276	-3,4%
Στέψη	3,012	2,814	-7%

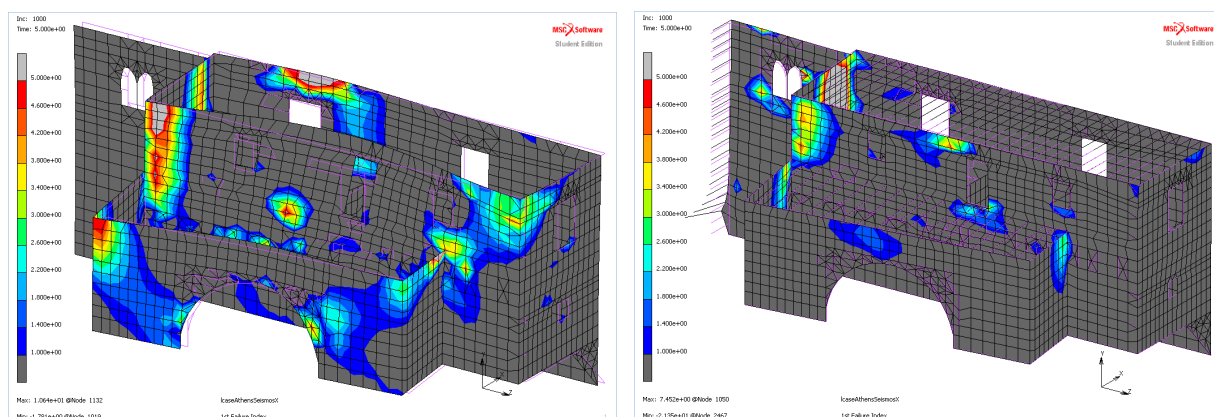


**Εικόνα 99: Χρονοϊστορία μετακίνησης του κόμβου στο ενδιάμεσο δάπεδο στο μέσον της βόρειας λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_xz.**

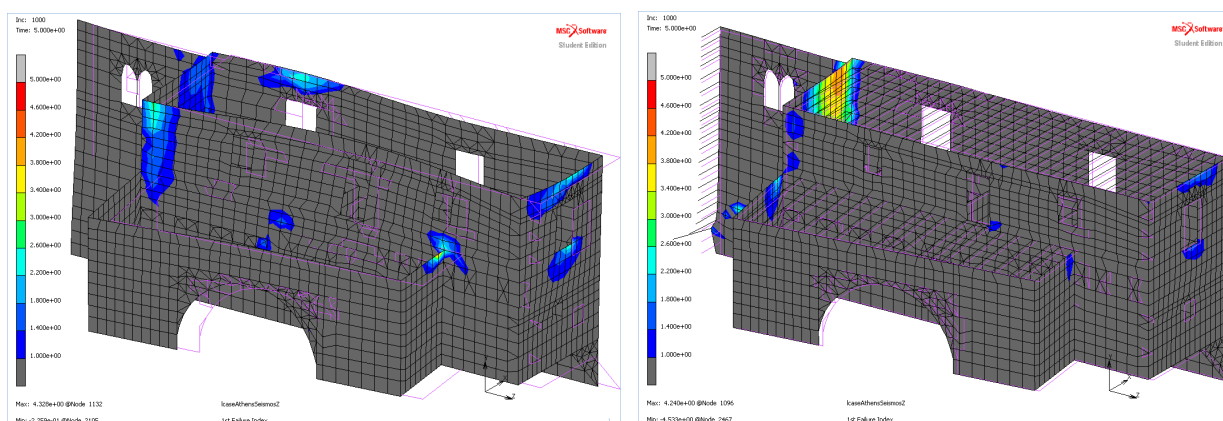


**Εικόνα 100: Χρονοϊστορία μετακίνησης του κόμβου στέψης στο μέσον της βόρειας λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_xz.**

Στις εικόνες 101 και 102 παρουσιάζονται οι περιοχές αστοχίας που φανερώνουν υπέρβαση των μέγιστων εφελκυστικών αντοχών (δείκτης αστοχίας 1) στον άξονα X μετά το τέλος της ανάλυσης ( $t=5 \text{ sec}$ ). Η χρωματική απεικόνιση του κριτηρίου είναι στην κλίμακα 1-5 όπου η αστοχία σηματοδοτείται για τιμή πάνω από τη μονάδα.



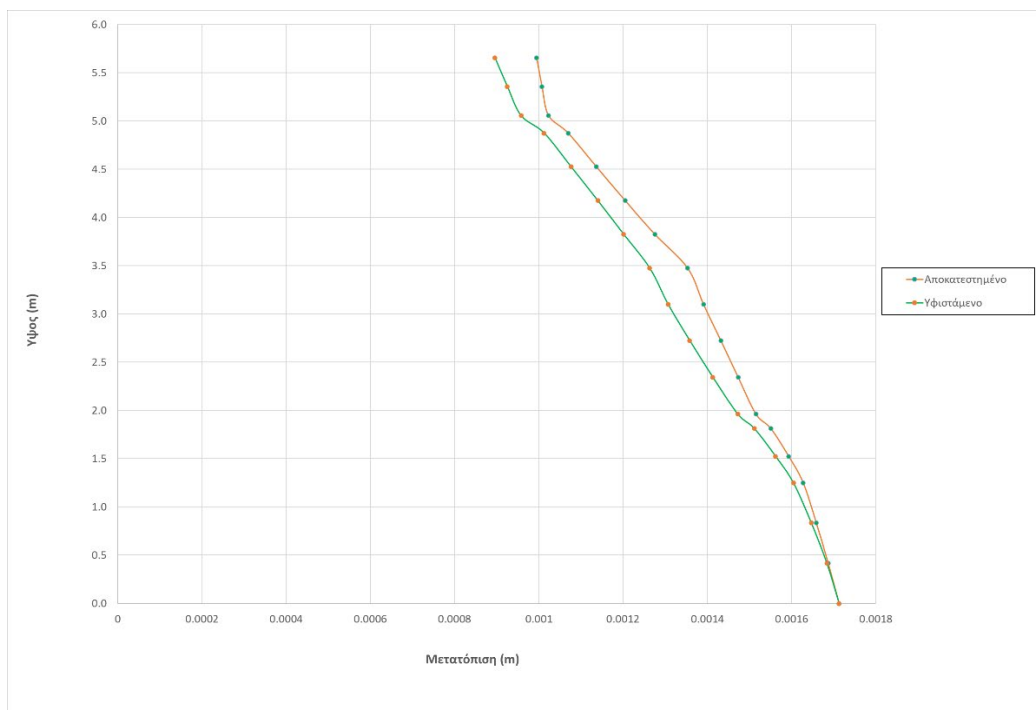
**Εικόνα 101:** Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_xz στο υφιστάμενο (αριστερά) και στο αποκατεστημένο (δεξιά).



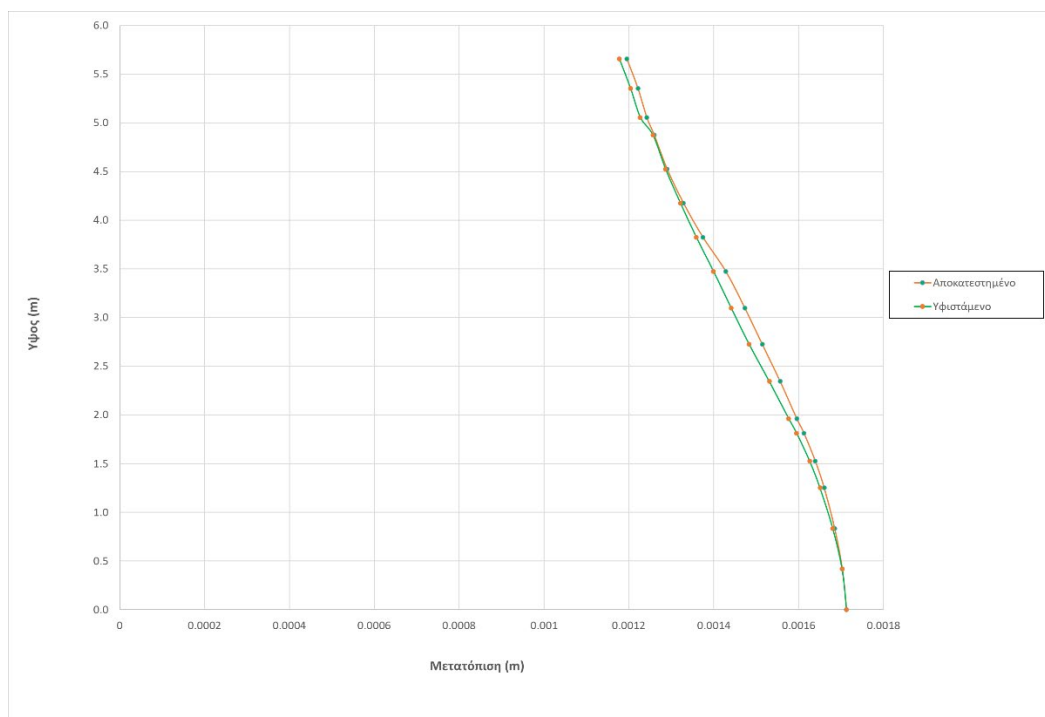
**Εικόνα 102:** Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_zx στο υφιστάμενο (αριστερά) και στο αποκατεστημένο (δεξιά).

Στις εικόνες 103 και 104 παρουσιάζονται τα στιγμιότυπα των μετακινήσεων των κόμβων στο μέσον της ανατολικής τοιχοποιίας κατά τη χρονική στιγμή  $t=5 \text{ sec}$  τόσο για το υφιστάμενο, όσο και για το αποκατεστημένο κτίριο για σεισμική διέγερση Ath\_xz και Ath\_zx. Παρατηρείται ότι οι συνολικές μετακινήσεις του αποκατεστημένου είναι ελαφρώς μεγαλύτερες σε σχέση με το υφιστάμενο. Η αύξηση είναι πραγματικά πολύ μικρή ( $\sim 0,1 \text{ mm}$ ) για σεισμική διέγερση Ath\_xz και σχεδόν μηδενική για σεισμική διέγερση Ath\_zx. Αυτό δείχνει ότι τοποθετώντας τα οριζόντια διαφράγματα δεν περιορίστηκαν αρκετά οι ταλαντώσεις της ανατολικής και της βόρειας πλευράς και ότι θα χρειαστεί ένα πρόσθετο μέτρο που θα ενοποιήσει καλύτερα τις πλευρές ώστε να γίνει μια πιο ομοιόμορφη κατανομή του σεισμικού φορτίου και να περιοριστούν οι ταλαντώσεις. Για τον λόγο αυτό θα μπορούσε να προταθεί επιπλέον ένα περιμετρικό σενάριο στην στέψη της τοιχοποιίας.





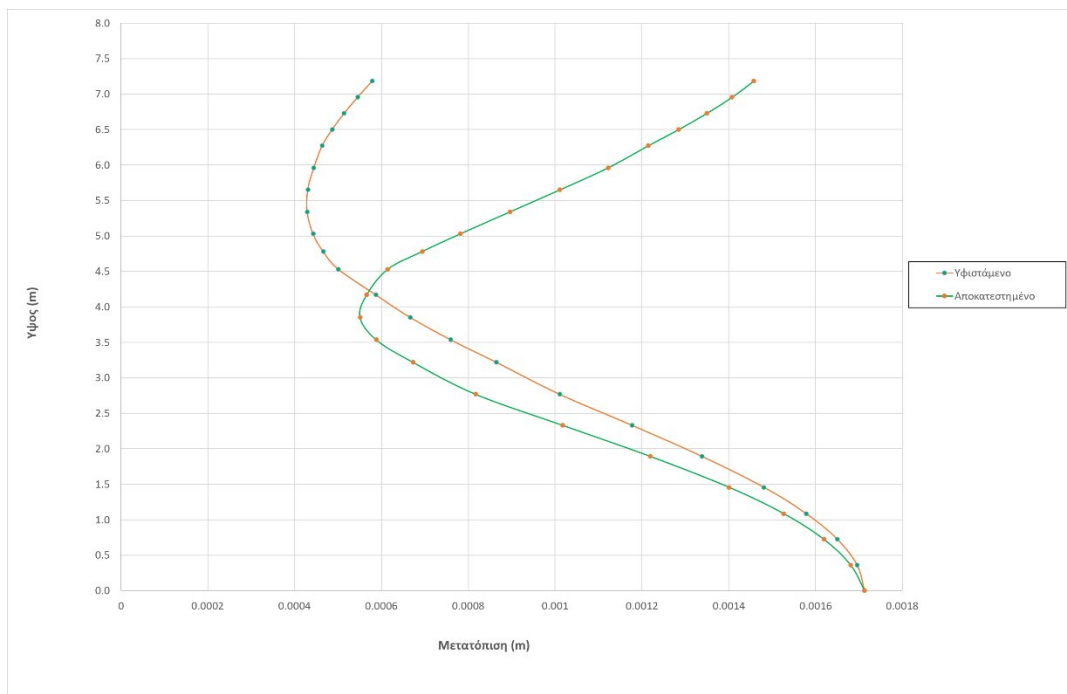
**Εικόνα 103: Συγκριτικό διάγραμμα των οριζόντιων μετακινήσεων καθ' ύψος των κόμβων στο μέσον της ανατολικής πλευράς κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_xz, μεταξύ του υφιστάμενου και του αποκατεστημένου κτιρίου (t=5 sec).**



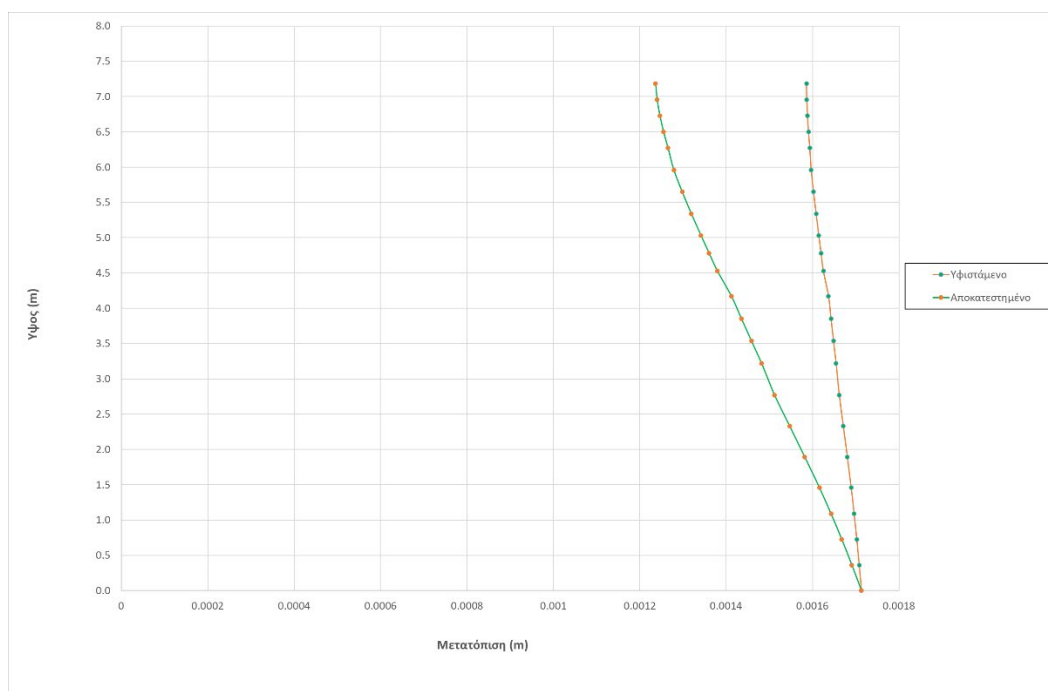
**Εικόνα 104: Συγκριτικό διάγραμμα των οριζόντιων μετακινήσεων καθ' ύψος των κόμβων στο μέσον της ανατολικής πλευράς κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_zx, μεταξύ του υφιστάμενου και του αποκατεστημένου κτιρίου (t=5 sec).**

Στις εικόνες 105 και 106 παρουσιάζονται τα στιγμιότυπα των μετακινήσεων των κόμβων στο μέσον της βόρειας πλευράς σε σεισμική διέγερση Ath\_xz και Ath\_zx. Παρατηρούνται μετακινήσεις καθ' ύψος οι οποίες είναι αυξημένες τόσο για την εντός

όσο και για την εκτός επιπέδου διέγερση αλλά τουλάχιστον σε ότι αφορά τις μετακινήσεις από το μεσοπάτωμα έως τη στέψη υπάρχει μια αισθητή μείωση τους στην εκτός επιπέδου διέγερση. Πρέπει πάντως να σημειωθεί ότι οι μετακινήσεις είναι γενικά μικρές.



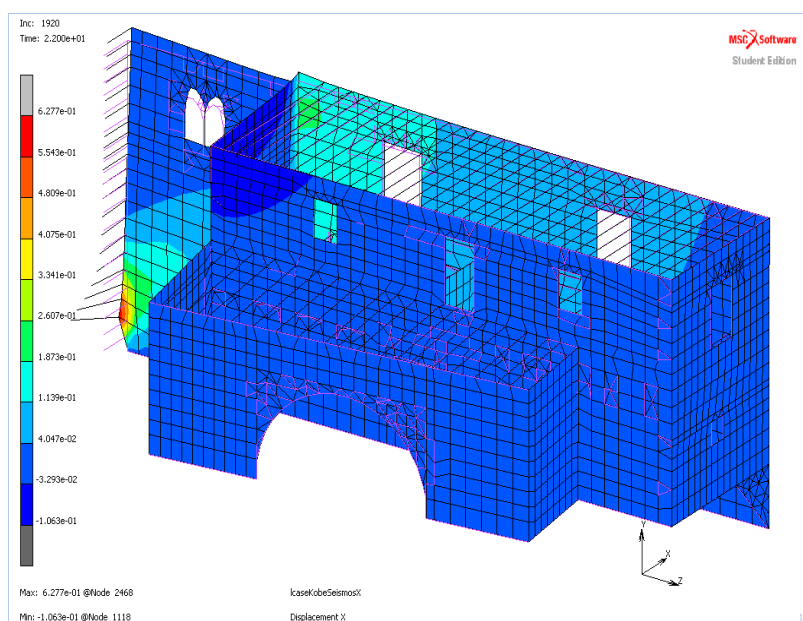
**Εικόνα 105: Συγκριτικό διάγραμμα των οριζόντιων μετακινήσεων καθ' ύψος των κόμβων στο μέσον της βόρειας πλευράς κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_xz, μεταξύ του υφιστάμενου και του αποκατεστημένου κτιρίου (t=5 sec).**



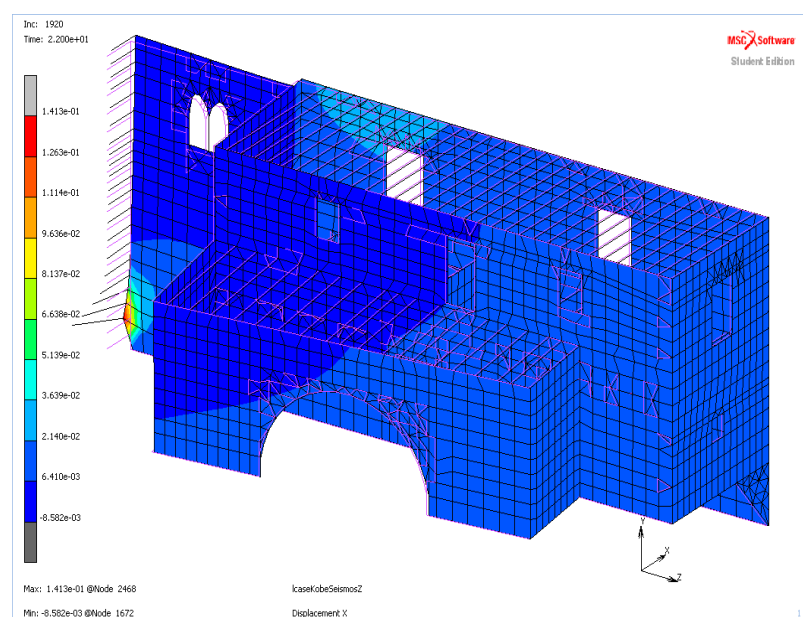
**Εικόνα 106: Συγκριτικό διάγραμμα των οριζόντιων μετακινήσεων καθ' ύψος των κόμβων στο μέσον της βόρειας πλευράς κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_xz, μεταξύ του υφιστάμενου και του αποκατεστημένου κτιρίου (t=5 sec).**

## 7.5.2 Σεισμός του Kobe

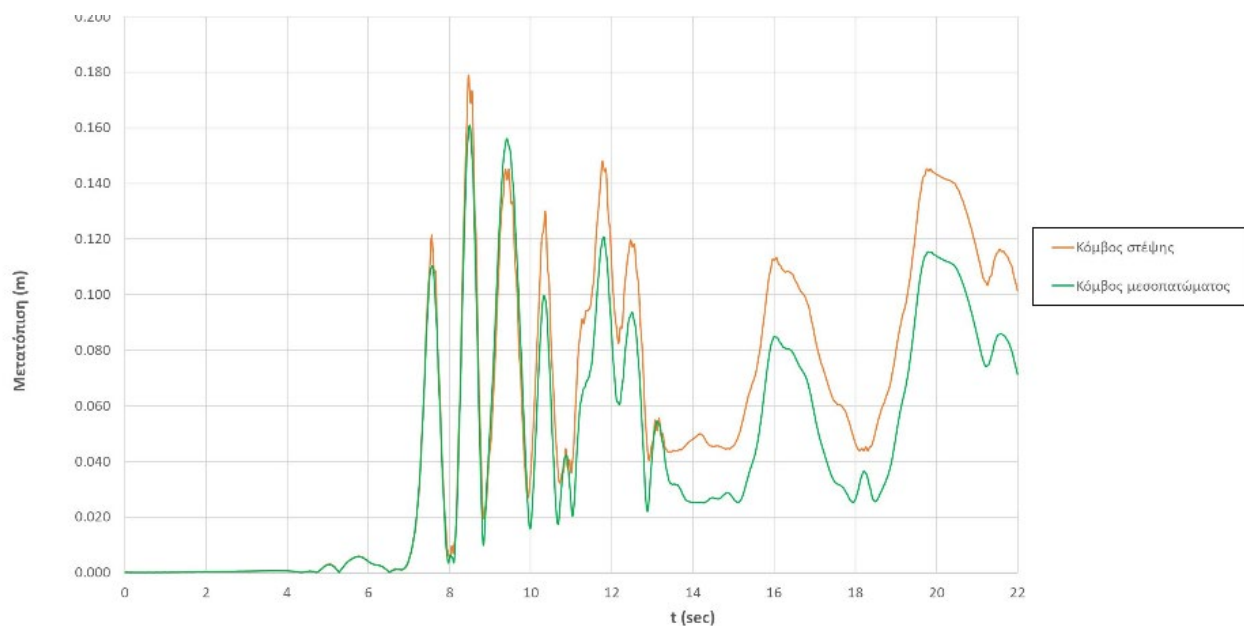
Τα αποτελέσματα στο πέρας της ανάλυσης, έδειξαν ότι οι μέγιστες μετατοπίσεις των κόμβων τόσο του μεσοπατώματος όσο και της στέψης παρουσιάζονται στο μέσον της βόρειας πλευράς και είναι της τάξεως των  $0,138 \cdot 10^{-2}$  cm (Εικόνες 107 και 108). Αναλυτικότερα, παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της μετατόπισης των 2 κόμβων στην Εικόνα 109, ενώ στην Εικόνα 110 παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της σχετικής μετακίνησης (interstory drift-IDR) των ίδιων κόμβων. Ενδιαφέρον παρουσιάζει ότι ο κόμβος στέψης στο δώμα εμφανίζει IDR (ως προς τον κόμβο του μεσοπατώματος) που φτάνει το 1% ενώ ο κόμβος του μεσοπατώματος παρουσιάζει τιμές του IDR (ως προς τον κόμβο της βάσης) οι οποίες ξεπερνούν το 1,15%.



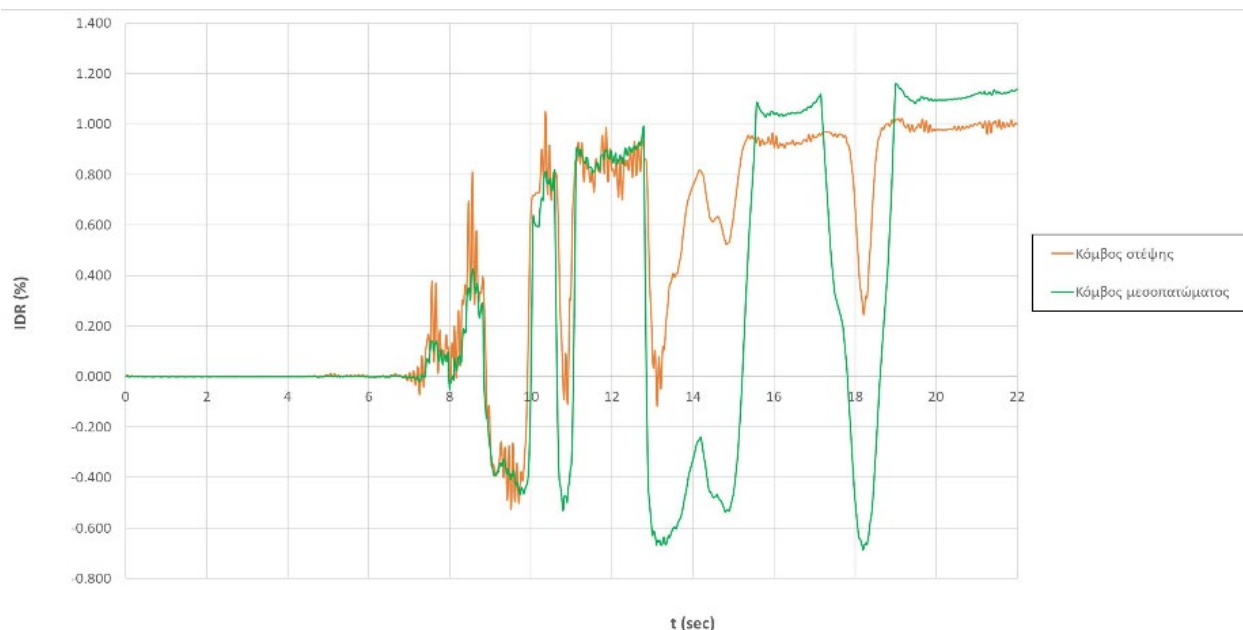
**Εικόνα 107: Στιγμιότυπο από τις μετακινήσεις κατά X που προκαλούνται στο προσομοίωμα κατά τον σεισμό Kob\_xz (t=22 sec).**



**Εικόνα 108: Στιγμιότυπο από τις μετακινήσεις κατά X που προκαλούνται στο προσομοίωμα κατά τον σεισμό Kob\_zx (t=22 sec).**



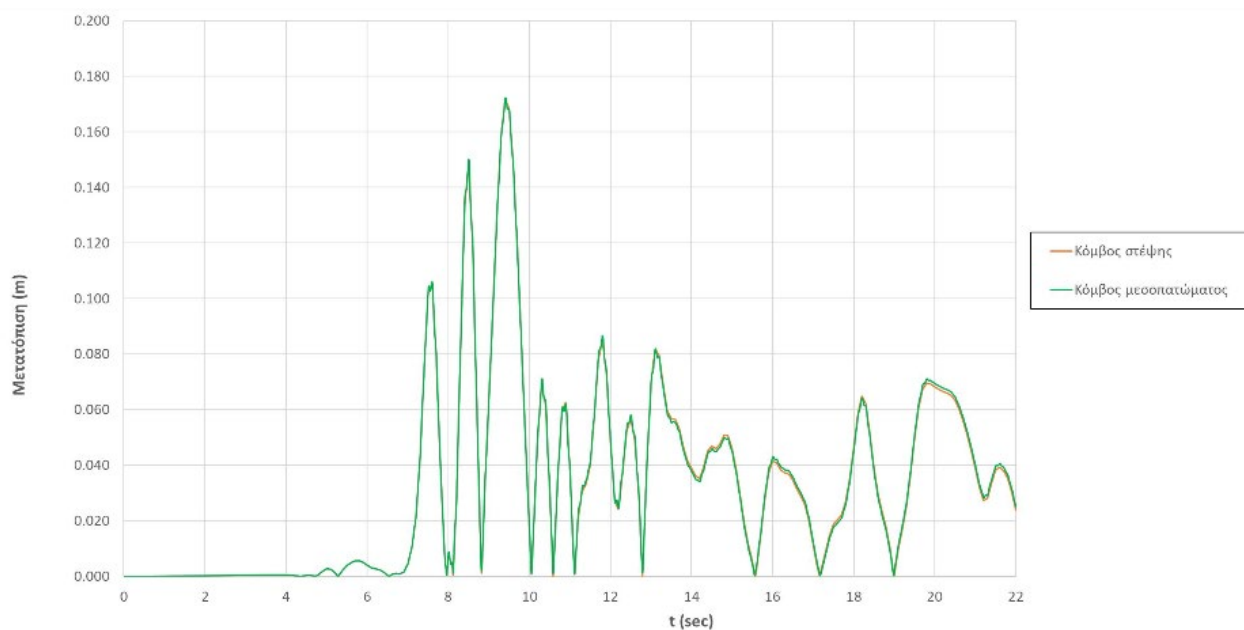
**Εικόνα 109: Χρονοϊστορία μετακίνησης των κόμβων μεσοπατώματος και στέψης στο μέσον της βόρειας λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση Kob\_xz.**



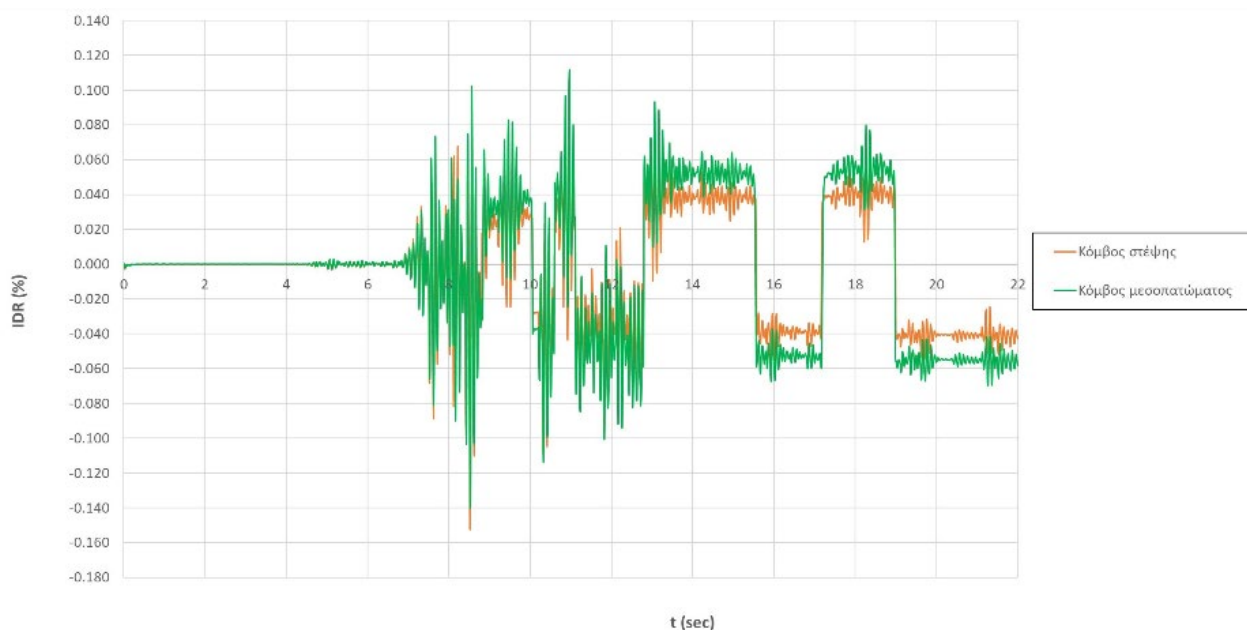
**Εικόνα 110: Χρονοϊστορία σχετικής μετακίνησης μεσοπατώματος και δώματος στο μέσον της βόρειας λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση Kob\_xz.**

Επιπλέον, παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της μετατόπισης των αντίστοιχων κόμβων στο μέσον της ανατολικής πλευράς για σεισμική διέγερση Kob\_zx στην Εικόνα 111, ενώ στην Εικόνα 112 παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της σχετικής μετακίνησης (interstory drift-IDR) των ίδιων κόμβων. Όπως ήταν αναμενόμενο οι σχετικές μετατοπίσεις είναι αρκετά μικρότερες σε σχέση με τις αντίστοιχες στην βόρεια πλευρά και μάλιστα ο κόμβος στέψης στο δώμα εμφανίζει IDR που πλησιάζει το 0,15% ενώ ο κόμβος του μεσοπατώματος παρουσιάζει παραπλήσια τιμή του IDR η οποία φτάνει το 0,14%.



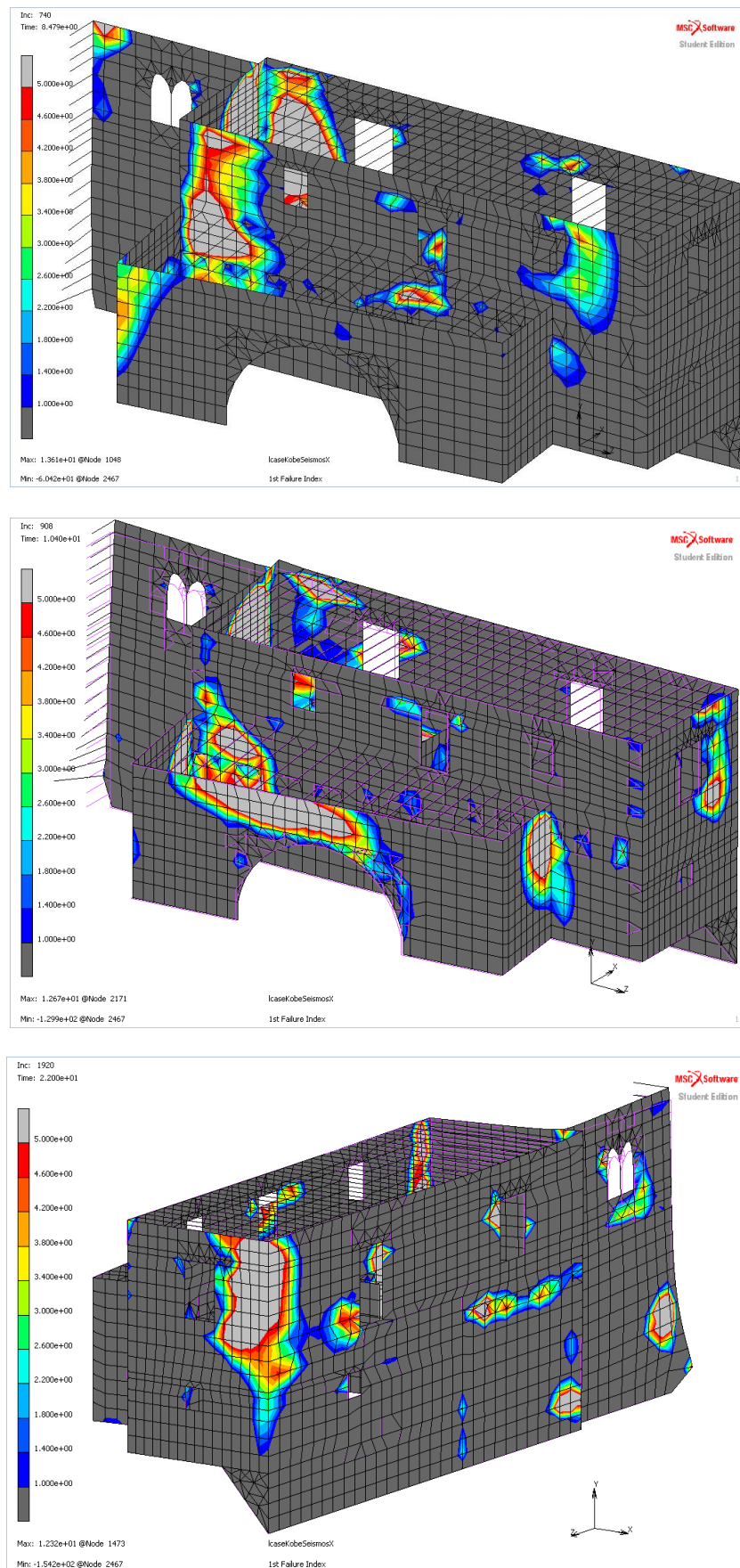


**Εικόνα 111: Χρονοϊστορία μετακίνησης των κόμβων μεσοπατώματος και στέψης στο μέσον της ανατολικής λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση Kob\_zx.**

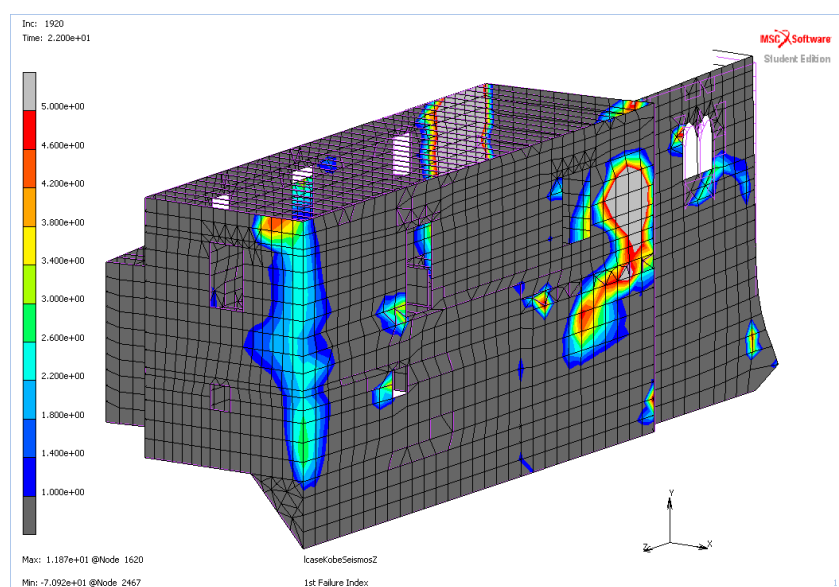
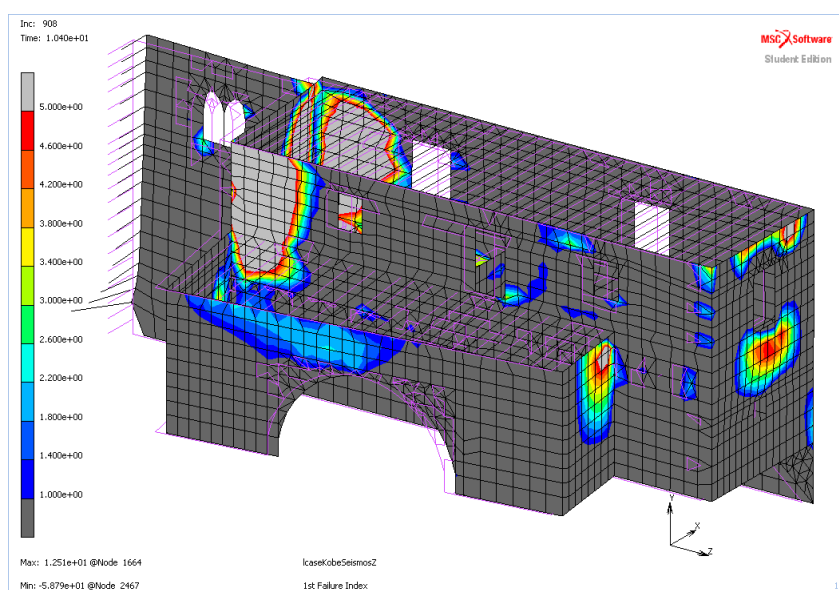
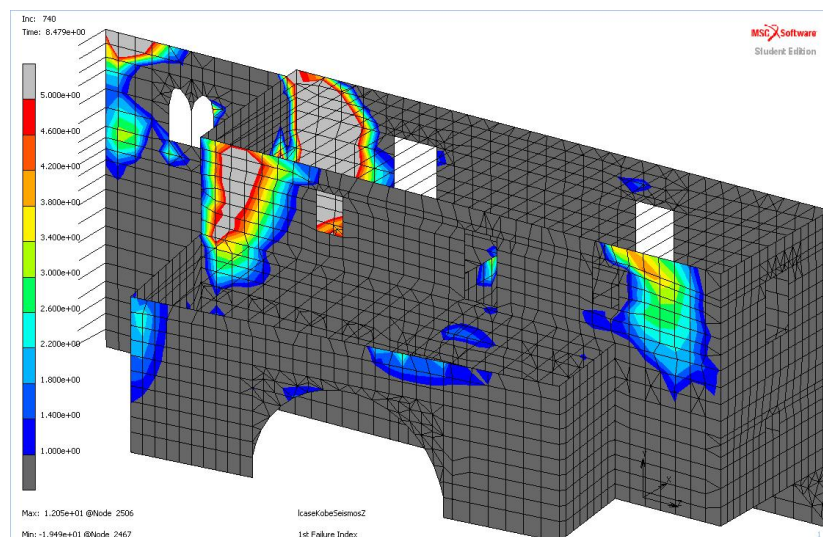


**Εικόνα 112: Χρονοϊστορία σχετικής μετακίνησης μεσοπατώματος και δώματος στο μέσον της ανατολικής λιθοδομής κατά τη σεισμική φόρτιση Kob\_zx.**

Στις εικόνες 113 και 114 παρουσιάζονται οι περιοχές αστοχίας λόγω υπέρβασης των μέγιστων εφελκυστικών αντοχών (δείκτης αστοχίας 1) στους άξονες X και Z τη στιγμή της μέγιστης μετατόπισης ( $t = 8,48 \text{ sec}$ ), μέγιστου IDR στέψης ( $t = 10,4 \text{ sec}$ ) και μετά το τέλος της ανάλυσης ( $t = 22 \text{ sec}$ ). Η χρωματική απεικόνιση του κριτηρίου είναι στην κλίμακα 1-5 όπου η αστοχία σηματοδοτείται για τιμή πάνω από 1.

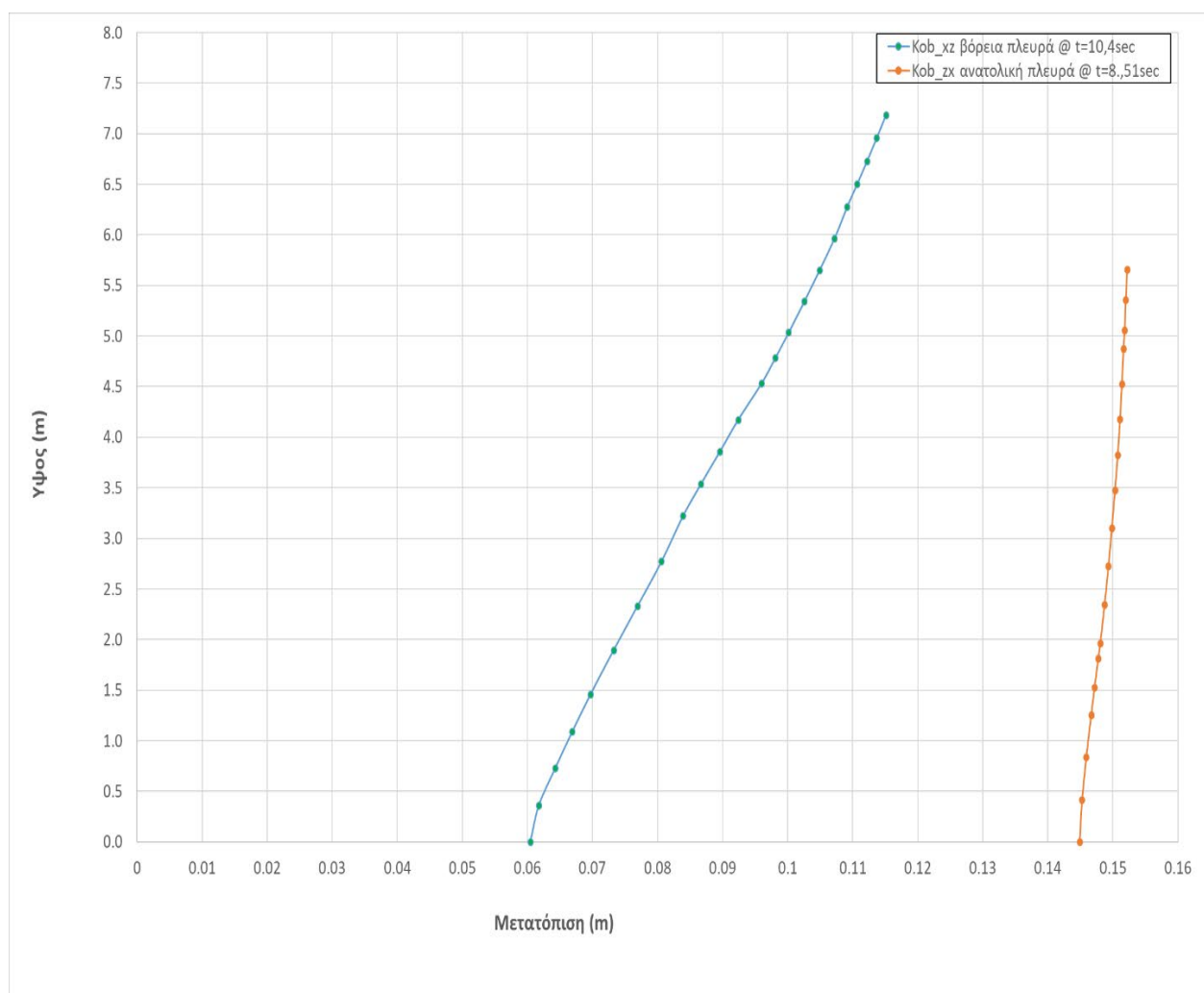


Εικόνα 113: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής του αποκατεστημένου κατά τη φόρτιση Kob\_xz [t= 8,48 (άνω) , 10,4 sec (μέσον) και t= 22 sec (κάτω)].



Εικόνα 114: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής του αποκατεστημένου κατά τη φόρτιση Kob\_zx [t= 8,48 (άνω) , 10,4 sec (μέσον) και t= 22 sec (κάτω)].

Στην εικόνα 115 παρουσιάζονται συγκριτικά τα στιγμιότυπα των μετακινήσεων των κόμβων για το αποκατεστημένο κτίριο στο μέσον της ανατολικής πλευράς για τη χρονική στιγμή 8,51 sec (οπότε μεγιστοποιείται η σχετική μετακίνηση στέψης-μεσοπατώματος κατά τη σεισμική φόρτιση Kob\_zx) και επίσης στο μέσον της βόρειας πλευράς για τη χρονική στιγμή 10,4sec (οπότε μεγιστοποιείται η σχετική μετακίνηση στέψης-μεσοπατώματος κατά τη σεισμική φόρτιση Kob\_xz). Παρατηρείται έντονη διαφορά στη σχετική μετακίνηση των 2 πλευρών, σε συμφωνία με τις εικόνες 110 και 112.



**Εικόνα 115: Συνολικές μετατοπίσεις των κόμβων στο μέσον της ανατολικής και βόρειας τοιχοποιίας κατά τις χρονικές στιγμές που μεγιστοποιούνται οι σχετικές μετακινήσεις τους για τη δυσμενέστερη σεισμική τους διέγερση.**

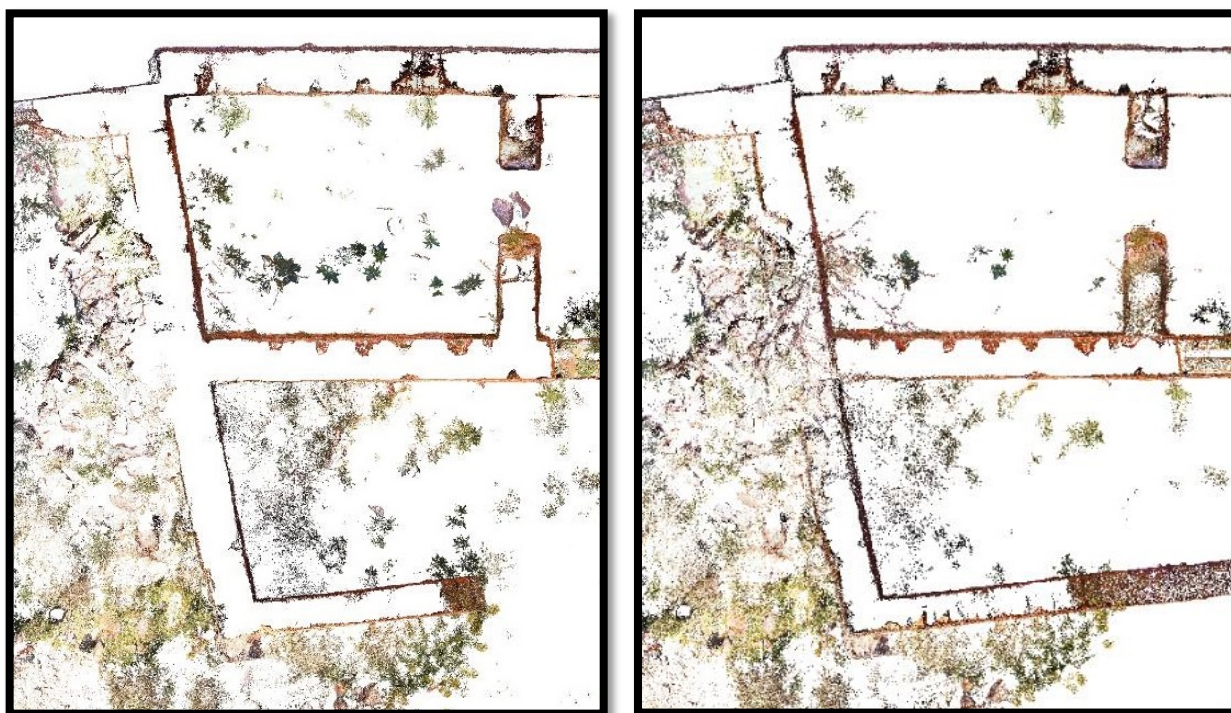


## 8. Στρατηγικές επίλυσης

Κατά την εξέλιξη της παρούσας μελέτης προέκυψαν σημαντικά ζητήματα τα οποία έχριζαν περαιτέρω διερεύνησης προτού διαμορφωθεί το τελικό μοντέλο της αποκατάστασης. Για τον λόγω αυτό δημιουργήθηκαν κατάλληλα προσομοιώματα κατά περίπτωση τα οποία λειτούργησαν συμπληρωματικά και παρουσιάζονται εν συντομία στις ακόλουθες ενότητες.

### 8.1 Συνδεσιμότητα δυτικής τοιχοποιίας

Από τη μακροσκοπική εξέταση της παθολογίας της κατασκευής προέκυψε η ανάγκη εξακρίβωσης της συνδεσιμότητας της δυτικής τοιχοποιίας με τους νότιους εγκάρσιους τοίχους, καθώς η μεγαλύτερη βλάβη της κατασκευής δηλαδή η σφηνοειδής κατάρρευση της συγκεκριμένης λιθοδομής (Εικόνα 39) θα μπορούσε να οφείλεται ενδεχομένως είτε στην απώλεια σύνδεσης με τον νότιο εγκάρσιο τοίχο είτε στην ανάπτυξη αυτοφυούς δέντρου στη βάση της. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της τρισδιάστατης σάρωσης του κτιρίου (εικόνα 116) το κτίριο φαίνεται να είναι συνδεδεμένο έως το ύψος του ενδιάμεσου δαπέδου, ενώ λίγα μόλις εκατοστά παραπάνω μοιάζει να είναι ασύνδετο.

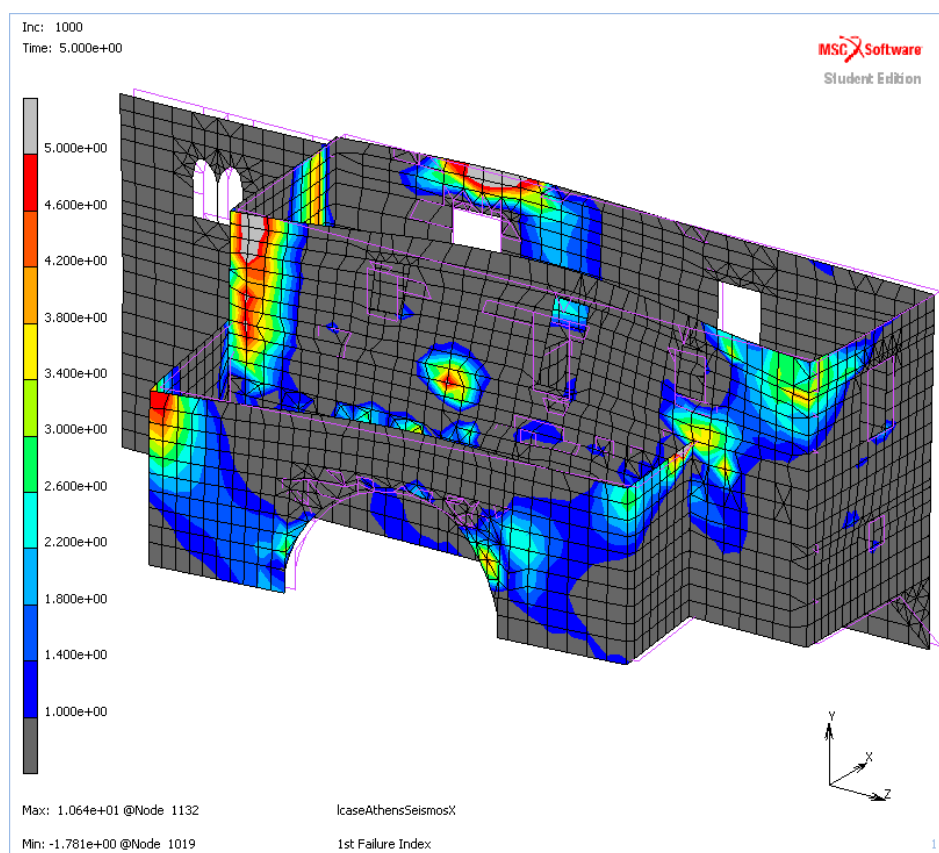


Εικόνα 116: Οριζόντια τομή στο ύψος του ενδιάμεσου δαπέδου (αριστερά), οριζόντια τομή πάνω από το ενδιάμεσο δάπεδο (δεξιά)

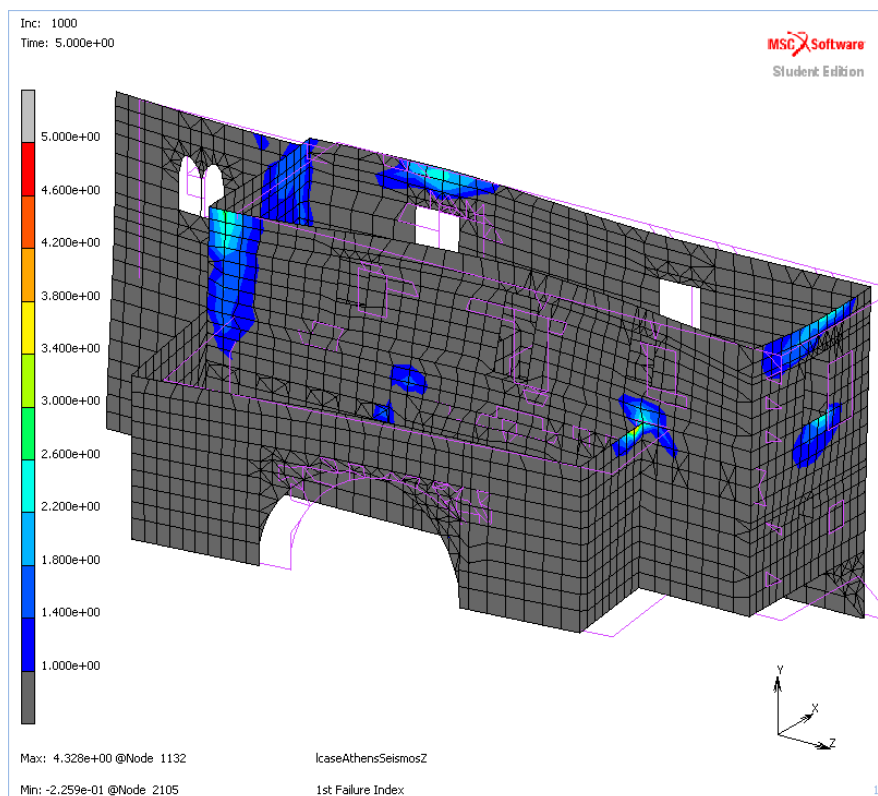
Για να διαπιστωθεί αν οι διασταυρούμενες λιθοδομές κατασκευάστηκαν εξ αρχής ασύνδετες ή αν έχει διακοπεί η σύνδεση τους με την πάροδο των χρόνων, δημιουργήθηκαν δύο προσομοιώματα της κατασκευής το πρώτο με μερικώς ασύνδετες τις εφαπτόμενες ακμές στη δυτική τοιχοποιία και το δεύτερο με πλήρως συνδεδεμένες.

Συγκρίνοντας τις χρωματικές απεικονίσεις των αστοχιών (υπέρβαση εφελκυστικών και θλιπτικών τάσεων) που προκύπτουν σε κάθε προσομοίωμα, με τις υπάρχουσες βλάβες της υφιστάμενης κατασκευής (εικόνες 117 - 120) παρατηρείται ότι οι αστοχίες που παρουσιάζει η κατασκευή σήμερα εντοπίζονται κυρίως στις περιοχές που σημειώνεται υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής του πλήρως συνδεδεμένου προσομοιώματος (Εικόνα 117). Στην περίπτωση του προσομοιώματος με τις ασύνδετες λιθοδομές (Εικόνα 120) οι περιοχές που αστοχούν δεν φαίνεται να επαρκούν για τα ευρήματα της υφιστάμενης παθολογίας καθώς δεν συνάδουν με τις ρωγμές στη νοτιοανατολική γωνία του κτιρίου.

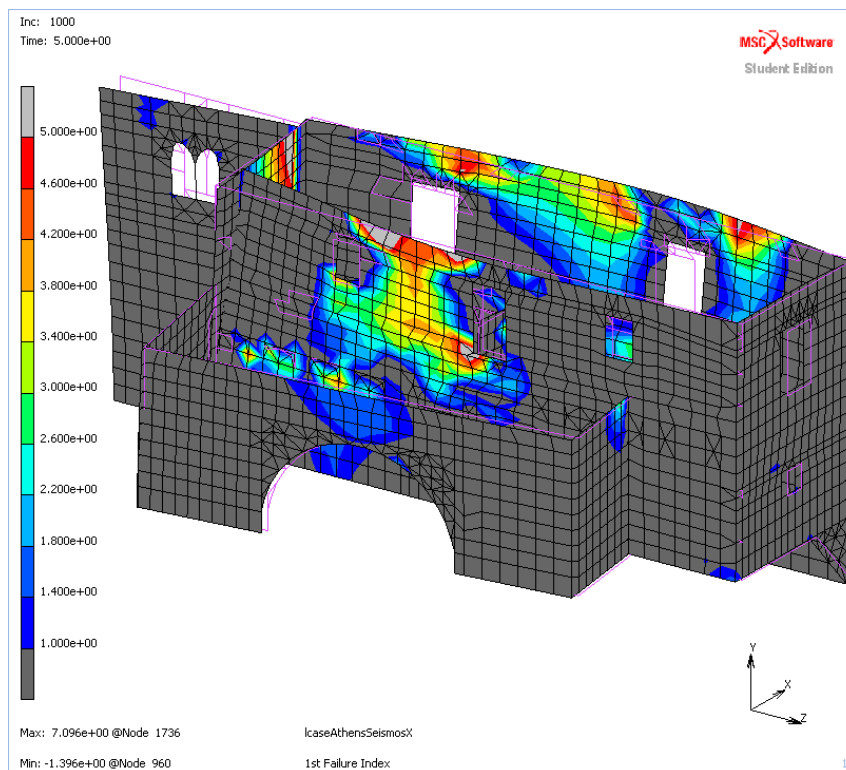
Έτσι, οδηγούμαστε στο συμπέρασμα ότι οι τρεις τοιχοποιίες κατασκευάστηκαν εξ αρχής συνδεδεμένες και πιθανότατα η σημερινή εικόνα του σημείου σύνδεσης οφείλεται σε συνδυασμό παραγόντων όπως για παράδειγμα η ερήμωση του κτιρίου που συνεπάγεται απώλεια συντήρησης, απώλεια στέγης και βιολογική προσβολή αλλά και οι σεισμικές φορτίσεις που το έχουν καταπονήσει μέχρι σήμερα.



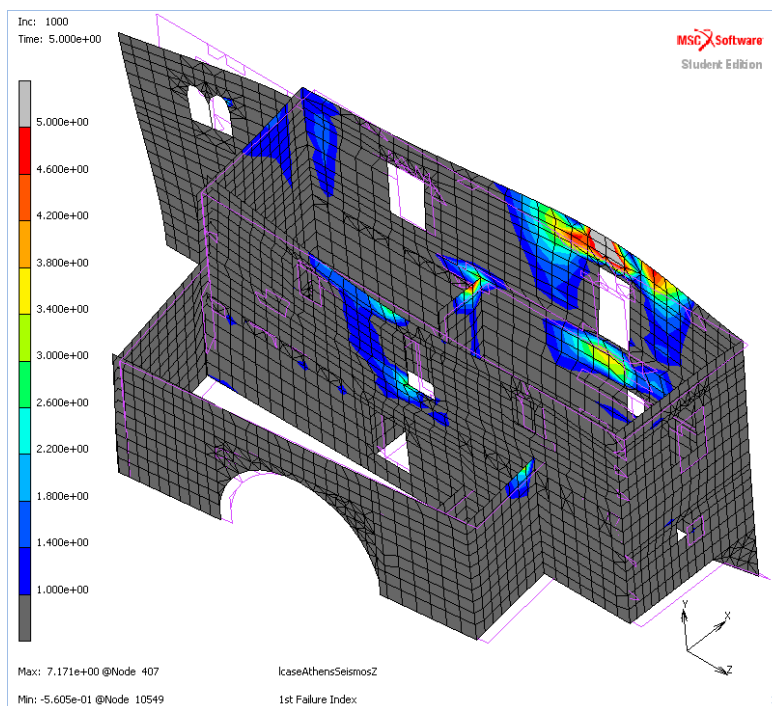
**Εικόνα 117: Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής συνδεδεμένων τοιχοποιιών για κύρια διεύθυνση σεισμικής φόρτισης κατά Χ.**



**Εικόνα 118: Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής συνδεδεμένων τοιχοποιιών για κύρια διεύθυνση σεισμικής φόρτισης κατά Z.**



**Εικόνα 119: Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής συνδεδεμένων τοιχοποιιών για κύρια διεύθυνση σεισμικής φόρτισης κατά X.**



**Εικόνα 120: Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής συνδεδεμένων τοιχοποιιών για κύρια διεύθυνση σεισμικής φόρτισης κατά Z.**

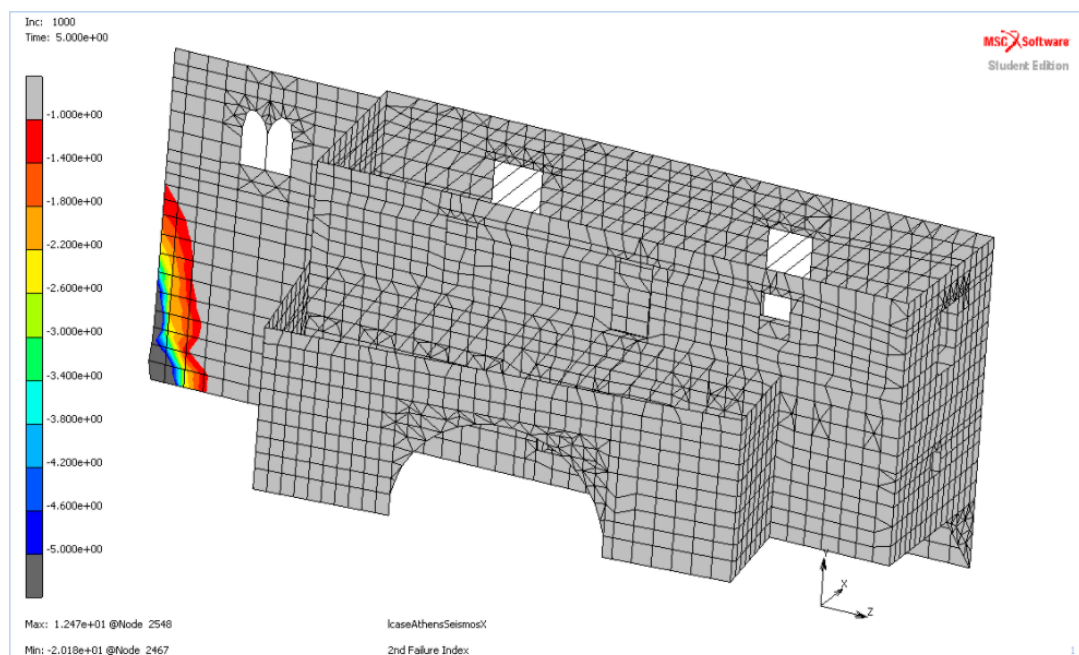
## 8.2 Ξύλινες Δοκοί

Το πρώτο μέλημα για τη μετατροπή του υφιστάμενου προσομοιώματος στην αποκατεστημένη του μορφή ήταν η συμπλήρωση της στέγης και του ενδιάμεσου δαπέδου. Με γνώμονα την θέση και την διατομή των αρχικών δοκών, από τις εναπομένουσες δοκοθήκες, πραγματοποιήθηκε μια πρώτη προσέγγιση συμπληρώνοντας τα οριζόντια διαφράγματα και χρησιμοποιώντας τις ίδιες ιδιότητες ξύλου με το προσομοίωμα της υφιστάμενης κατάστασης. Κατά τη δυναμική φόρτιση παρατηρήθηκαν στην στέψη της λιθοδομής μέγιστες μετατοπίσεις  $> 1$  cm. Για να επιτευχθεί μεγαλύτερη ακαμψία στο προσομοίωμα χωρίς όμως να μεταβληθούν οι διατομές αντικαταστάθηκαν τα ξύλινα στοιχεία με μια πιο ισχυρή κατηγορία ξύλου με μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας, και φυσικά με διαθεσιμότητα στην Ελλάδα.

## 8.3 Σύνδεση νοτιοανατολικού ελεύθερου άκρου

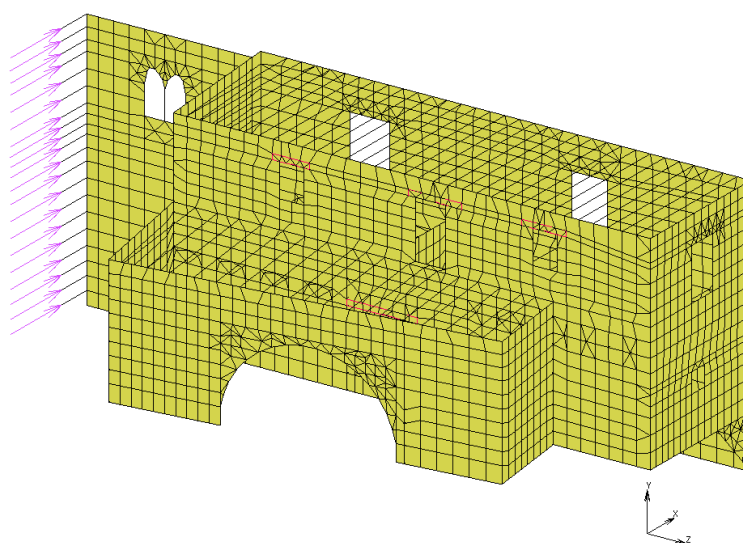
Για την δημιουργία του αποκατεστημένου μοντέλου έπρεπε να επιβληθεί η κατάλληλη συνοριακή συνθήκη στο ελεύθερο άκρο της βόρειας τοιχοποιίας του ενετικού κτιρίου. Αρχικά ορίστηκε απαγόρευση των μετακινήσεων για την διεύθυνση Z στους κόμβους του ελεύθερου άκρου η οποία σε συνδυασμό με την σεισμική διεγερση δημιουργούσε αφύσικες παραμορφώσεις στον φορέα όπως αποτυπώνονται στην Εικόνα 121.





**Εικόνα 121: Αστοχίες λόγω δέσμευσης μετακινήσεων στον άξονα X στο ελεύθερο άκρο.**

Έτσι κρίθηκε απαραίτητο να γίνει μια διαφορετική προσέγγιση προσομοίωσης της σύνδεσης των εγκάρσιων τοίχων ώστε η συμπεριφορά του μοντέλου να παραπέμπει στην συμπεριφορά της φυσικής κατασκευής. Για τον λόγο αυτό, στους κόμβους κατακόρυφα του ελεύθερου άκρου, αντικαταστάθηκε ο περιορισμός μετακίνησης κατά X με την προσθήκη δοκών κάθετων στον τοίχο (εικόνα 122). Οι νέες αυτές εγκάρσιες δοκοί δανείζονται τις ιδιότητες υλικών της λιθοδομής, έχουν μήκος 1,00 m, πλάτος 0,70 m δηλαδή όσο το πλάτος τη λιθοδομής) και ύψος 0,35 m όσο το μέσο ύψος του πεπερασμένου στοιχείου στην περιοχή σύνδεσης. Στο νότιο άκρο των δοκών τέθηκε δέσμευση στις μετακινήσεις στην διεύθυνση X επιτυγχάνοντας έτσι τον επιθυμητό περιορισμό αλλά όχι την άκαμπτη στήριξη που δημιουργήσε το τοπικό πρόβλημα αρχικά και που δεν υπάρχει στην πράξη.

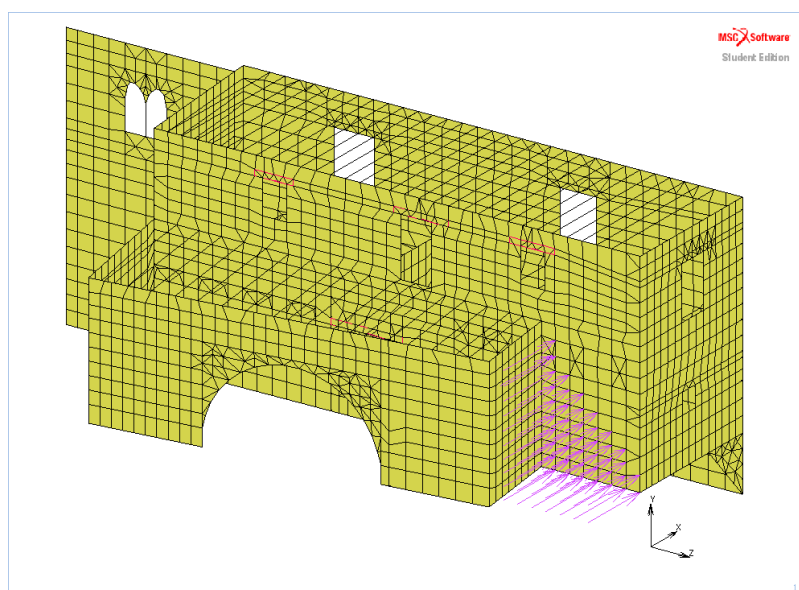


**Εικόνα 122: Απεικόνιση σύνδεσης ελεύθερου άκρου με πρόσθετες εγκάρσιες δοκούς μήκους 1 m.**

## 8.4 Λιθόκτιστη εξωτερική κλίμακα

Ένα ακόμη ζήτημα που έπρεπε να διερευνηθεί ήταν ο ρόλος της λιθόκτιστης κλίμακας που αναπτύσσεται σε επαφή με τον νότιο τοίχο της κατοικίας και κατά πόσον αυτή επηρεάζει την απόκριση της κατασκευής. Στο πλαίσιο των πιθανών παραδοχών, είτε η λίθινη αυτή κλίμακα λειτουργεί ως ανεξάρτητη κατασκευή και δεν επηρεάζει το κτίριο είτε κατασκευάστηκε συνδεδεμένη με το κυρίως κτίριο και ταλαντώνονται ως ένας φορέας. Η πρώτη περίπτωση ταυτίζεται με το προσομοίωμα που περιγράφεται στο προηγούμενο κεφάλαιο. Στην δεύτερη περίπτωση, είναι αναμενόμενο ότι ο όγκος της κλίμακας περιορίζει τις μετακινήσεις κατά  $X$  στην περιοχή σύνδεσης με την νότια λιθοδομή όμως δεν μπορούμε να γνωρίζουμε σε τι βαθμό. Για τον λόγο αυτό θεωρήθηκε χρήσιμο να διερευνηθεί η δυσμενέστερη προσέγγιση κατά την οποία δεσμεύεται πλήρως η μετακίνηση στη διεύθυνση  $X$ .

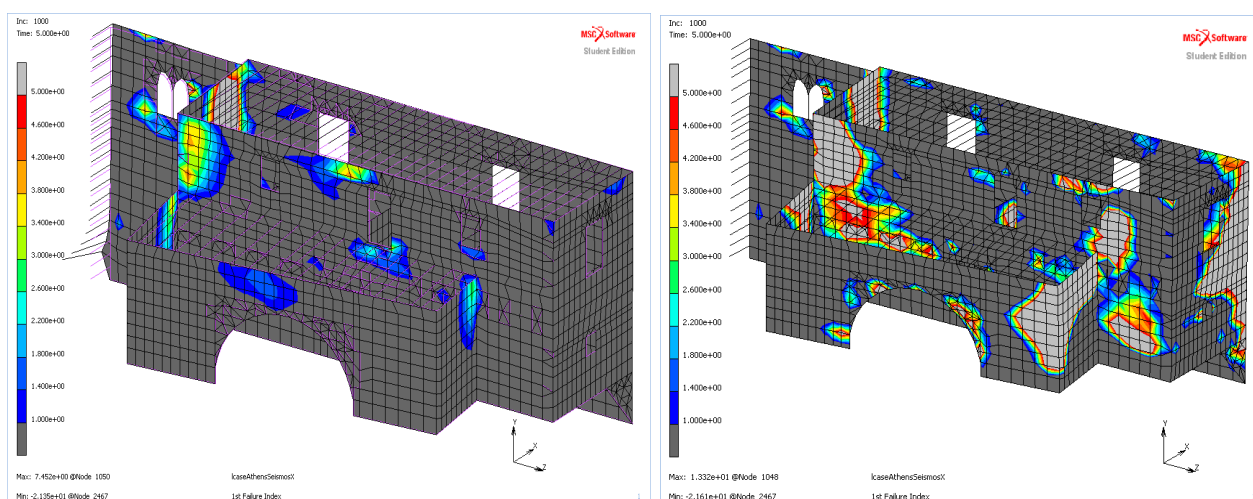
Έτσι, εφόσον ολοκληρώθηκε η αρχική επίλυση του αποκατεστημένου προσομοιώματος, δημιουργήθηκε ένα νέο boundary condition το οποίο δεσμεύει τις μετακινήσεις στον άξονα  $X$  και περιλαμβάνει όλους τους κόμβους που εφάπτεται η κλίμακα στην λιθοδομή όπως φαίνεται στην Εικόνα 123. Διαπιστώθηκε, αρχικά ότι διαφοροποιούνται εκ νέου οι ιδιοσυχνότητες του μοντέλου λόγω αύξησης της δυσκαμψίας, αν και όχι σημαντικά, όπως παρουσιάζονται τον Πίνακα 17. Κατά τις σεισμικές φορτίσεις  $Ath\_xz$  και  $Ath\_zx$  παρατηρούνται αισθητές μεταβολές στις περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής σε σχέση με το αποκατεστημένο προσομοίωμα άνευ κλίμακας (Εικόνες 124,125). Έτσι, προτιμήθηκε να μην ενσωματωθεί στο τελικό μοντέλο καθώς χρήζει περαιτέρω διερεύνησης ο τρόπος σύνδεσης της σκάλας με το κτίριο και η παρούσα προσομοίωση ίσως δεν είναι απόλυτα αντιπροσωπευτική.



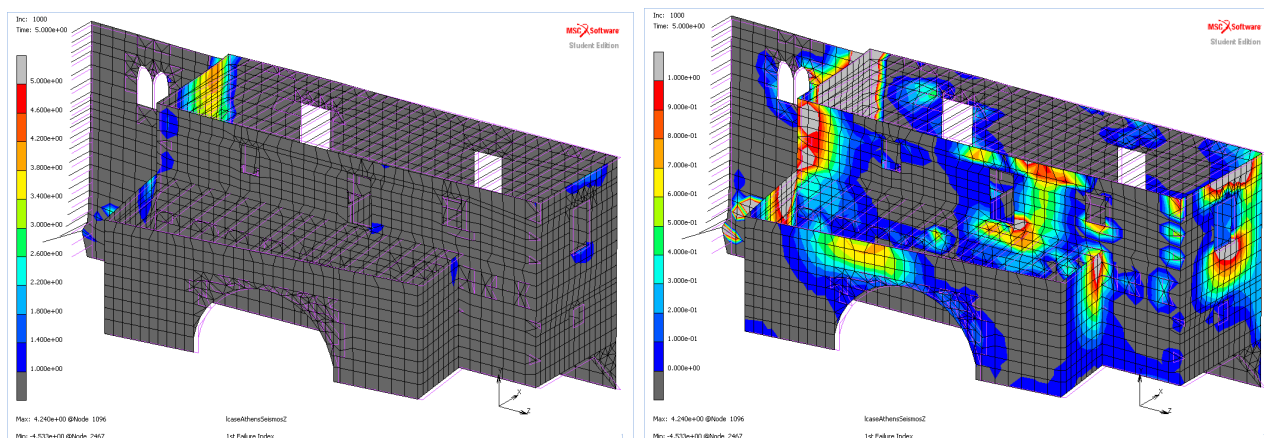
Εικόνα 123: Δέσμευση μετακινήσεων κατά  $X$  λόγω σύνδεσης με την εξωτερική κλίμακα.

**Πίνακας 17: Οι μεταβολές των έξι πρώτων ιδιοσυχνοτήτων του αποκατεστημένου προσομοιώματος με την προσομοίωση της εξωτερικής κλίμακας.**

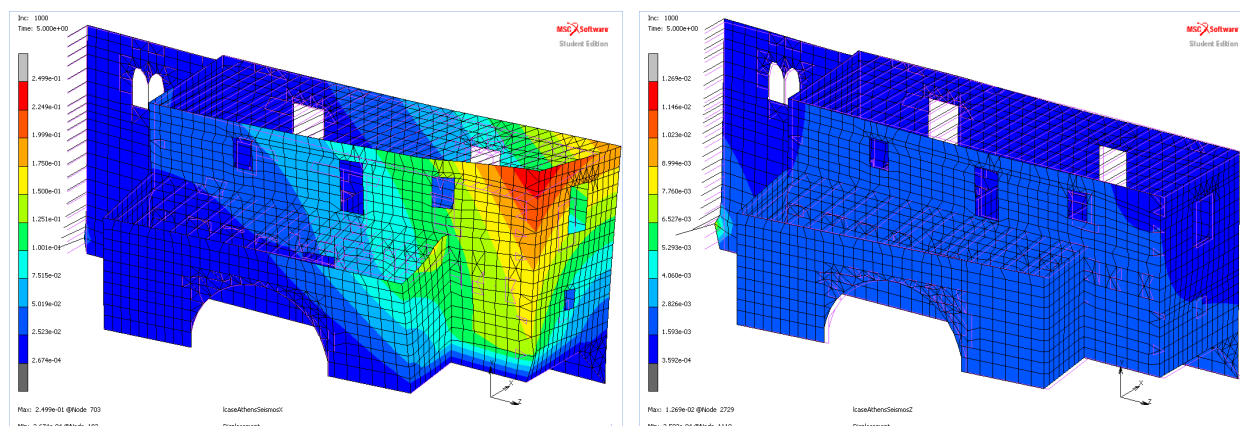
Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)		Μεταβολή
	Άνευ κλίμακας	Με κλίμακα	
1 <sup>η</sup>	5,25	5,26	+0.2%
2 <sup>η</sup>	6,43	6,70	+4.2%
3 <sup>η</sup>	7,38	7,39	+0.1%
4 <sup>η</sup>	8,84	8,90	+0.7%
5 <sup>η</sup>	10,10	10,66	+5.5%
6 <sup>η</sup>	10,66	10,89	+2.2%



**Εικόνα 124: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_xz για το αποκατεστημένο, άνευ κλίμακας (αριστερά) και με κλίμακα (δεξιά).**



**Εικόνα 125: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_zx για το αποκατεστημένο, άνευ κλίμακας (αριστερά) και με κλίμακα (δεξιά).**



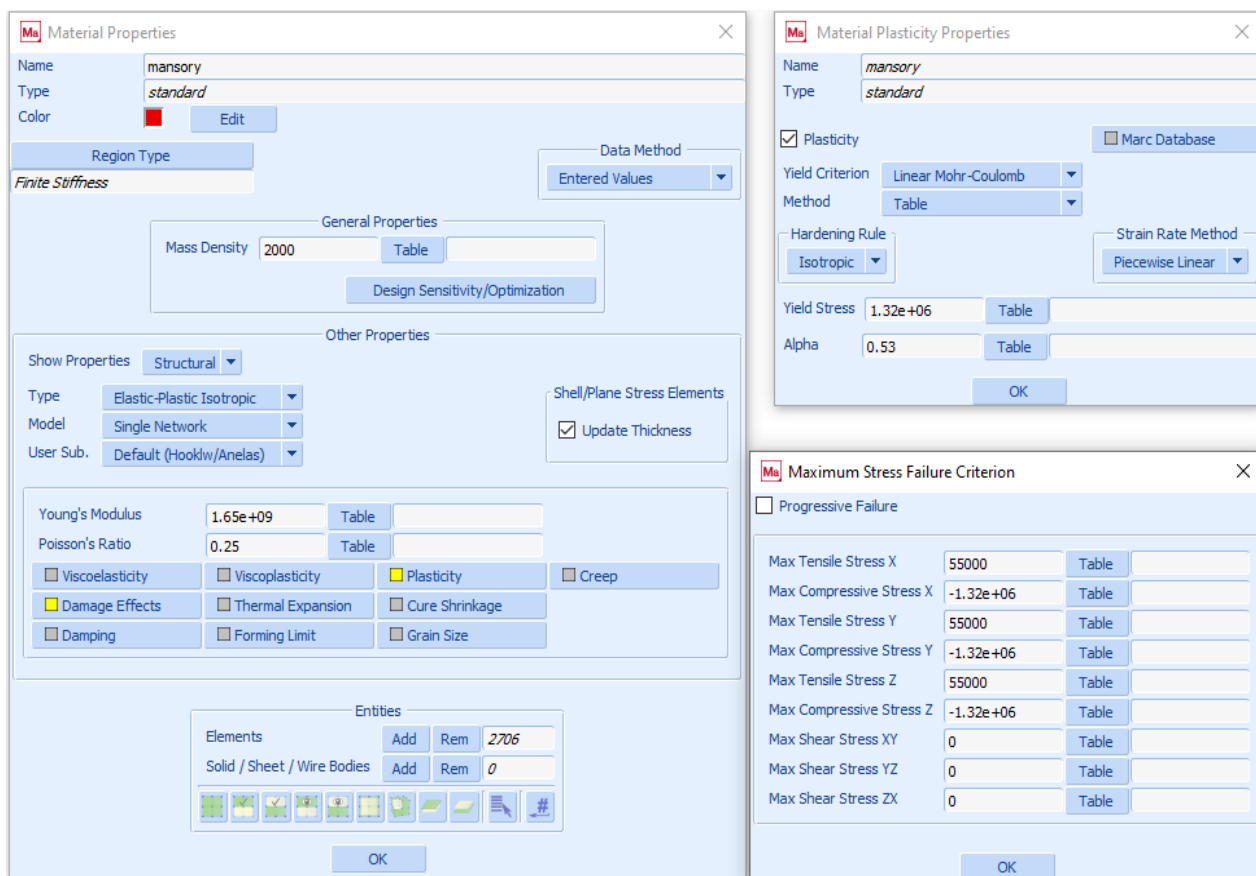
**Εικόνα 126:** Περιοχές μέγιστων μετατοπίσεων μετά της προσθήκη της κλίμακας κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_xz (αριστερά) και κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_zx (δεξιά).

## 8.5 Αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων λιθοδομής κατά 10%

Τέλος, εκτιμώντας την κατάσταση του κτιρίου και διαπιστώνοντας ότι έχει κατά τόπους δομικά προβλήματα, πέρα από το αρμολόγημα, διερευνήθηκε το ενδεχόμενο εφαρμογής ενεμάτων κατάλληλης σύνθεσης (ιδανικά χωρίς τσιμέντο). Αξίζει να σημειωθεί ότι επειδή η εφαρμογή ενεμάτων με μεγάλο ποσοστό τσιμέντου οδηγεί σε μεγάλη αύξηση του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας και η ανθεκτικότητά τους στο χρόνο είναι μειωμένη, προτιμάται η χρήση τριμερών ενεμάτων και ενεμάτων υδραυλικής ασβέστου (ΚΑΔΕΤ-Σχέδιο 1, 2019).

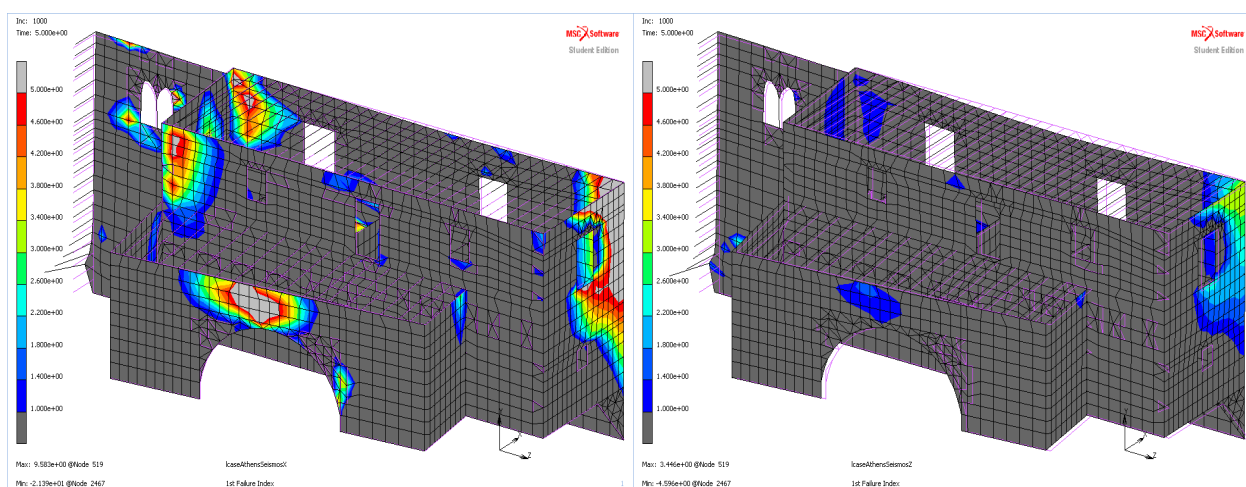
Με μια εκτίμηση από βιβλιογραφικές αναφορές, τέτοιου είδους επεμβάσεως σε τοιχοποιίες με εκτεταμένες βλάβες, είναι δυνατό να αυξηθεί έως και 30% η αντοχή τους. Στην προκειμένη περίπτωση αποπειράθηκε μια πιο συγκρατημένη παραδοχή καθώς οι βλάβες που παρατηρούνται είναι περιορισμένης έκτασης. Έτσι εφαρμόστηκε προσεγγιστικά ένας αυξητικός συντελεστής 10% (Εικόνα 127) στα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας σε σχέση με τις τιμές του αποκατεστημένου μοντέλου του προηγούμενου κεφαλαίου ώστε να διαπιστωθεί αν πρόκειται για μια εφικτή επέμβαση που ενισχύσει την κατασκευή χωρίς να προκαλεί μεγαλύτερες βλάβες. Ουσιαστικά πρόκειται για το προπαρασκευαστικό στάδιο που προηγείται της τελικής μελέτης εφαρμογής και στοιχειοθετεί την επιλογή του κατάλληλου ενέματος που θα προκύψει πειραματικά ότι επιφέρει την επιθυμητή αύξηση της αντοχής.





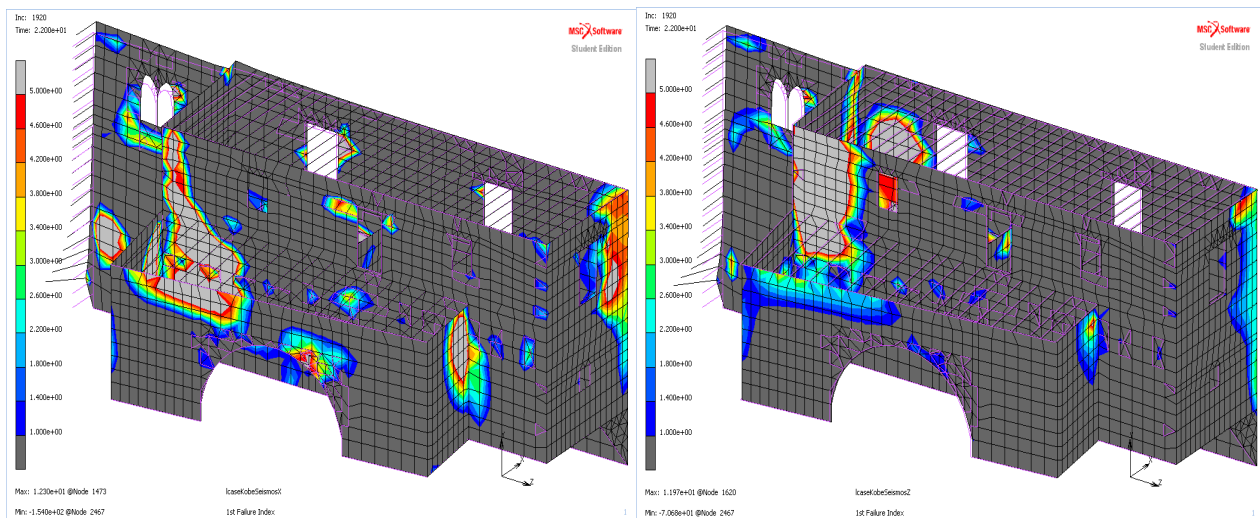
Εικόνα 127: Αύξηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας κατά 10% λόγω ενεμάτωσης.

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης, όπως παρουσιάζονται και στην Εικόνα 128 είναι προφανές ότι λόγω της αύξησης της αντοχής της λιθοδομής, και της δυσκαμψίας του κτιρίου δημιουργούνται τοπικά προβλήματα και αστοχίες στον θόλο της καμάρας και στα άκρα της βόρειας τοιχοποιίας και νότιας.



Εικόνα 128: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_xz (αριστερά) και κατά τη σεισμική φόρτιση Ath\_zx (δεξιά).

Αντίστοιχα, κατά τη σεισμική φόρτιση του Kobe, δεν παρατηρούνται σημαντικές διαφοροποιήσεις σε σχέση με τα αποτελέσματα της ίδια διέγερσης πριν την προσομοίωση της ενεμάτωσης (Εικόνα 129).



**Εικόνα 129: Περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής κατά τη σεισμική φόρτιση Kob\_xz (αριστερά) και κατά τη σεισμική φόρτιση Kob \_zx (δεξιά).**

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης, είναι προφανές ότι δημιουργούνται τοπικά προβλήματα και αστοχίες στον θόλο της καμάρας και στα άκρα της βόρειας και νότιας τοιχοποιίας. Το γεγονός αυτό μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η ενεμάτωση ως μεμονωμένη επέμβαση δεν μπορεί να οδηγήσει σε βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής, χωρίς να συνδυαστεί με άλλες επεμβάσεις κυρίως ενίσχυσης της διαφραγματικής λειτουργίας της κατασκευής. Για παράδειγμα την κατασκευή οριζόντιων διαζωμάτων η οποία θα οδηγούσε σε χαμηλότερη καταπόνηση των διαμήκων τοιχοποιιών αλλά και της περιοχής συμβολής τους με τις εγκάρσιες τοιχοποιίες.

## 9. Συμπεράσματα

Στην παρούσα μελέτη ακολουθήθηκε μια προσεκτική προσέγγιση που ξεκίνησε με την αναγνώριση της παθολογίας του κτιρίου και την αποτίμηση της απόκρισης της υφιστάμενης κατάστασης του και κατέληξε μετά από ένα πλήθος αναλύσεων στη δημιουργία μιας πρότασης δομητικής αποκατάστασης ικανής να υποστηρίξει με επιτυχία την αρχιτεκτονική πρόταση για την επανάχρηση του κτιρίου. Η οικία Σείμνη αποτέλεσε κοινό άξονα μελέτης και στην μεταπτυχιακή εργασία με τίτλο «Αποκατάσταση και επανάχρηση της οικίας Σείμνη στην Ανώπολη Σφακίων» της αρχιτέκτονος μηχανικού Μαριλένας Μοχιανάκη-Καραμπατζάκη. Εφόσον στην αρχιτεκτονική μελέτη προτείνεται η επανάχρηση της οικίας Σείμνη ως μουσειακό χώρο διατήρησης της παράδοσης ήταν προτιμότερο τα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά του κτιρίου να διατηρήσουν τον παραδοσιακό τους χαρακτήρα.

Κατά τη διάρκεια της έρευνας, προέκυψε ένας μεγάλος αριθμός ζητημάτων που έπρεπε να διερευνηθούν. Σε ότι αφορά το υφιστάμενο κτίριο, αντικείμενο έρευνας αποτέλεσε αρχικά η σύνδεση του δυτικού τοίχου με τους εγκάρσιους του, και έπειτα τα αίτια της παθολογίας. Με μια σειρά αναλύσεων και από τις δημιουργούμενες τάσεις και κυρίως την υπέρβαση των εφελκυστικών αντοχών, διαπιστώθηκε ότι η έλλειψη σύνδεσης προκαλεί τάσεις (και ρηγματώσεις) που δεν μοιάζουν αρκετά με την παθολογία του κτιρίου σε αυτήν την περιοχή. Αντίθετα η πλήρης σύνδεση των τοίχων δημιουργεί τάσεις (και ρηγματώσεις) που προσεγγίζουν καλύτερα στην υφιστάμενη κατάσταση. Για να φτάσουμε σε αυτό το συμπέρασμα όμως απαιτήθηκαν αλληπάλληλες διορθώσεις του προσομοιώματος και επίλυσης προβλημάτων όπως η πυκνωση διακριτοποίησης σε περιοχές που αναμένεται συγκέντρωση τάσεων, η επιλογή του κατάλληλου είδους πεπερασμένων στοιχείων, οι κατάλληλες συνοριακές συνθήκες και οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών συμπεριλαμβανομένων των κριτηρίων αστοχίας τους.

Ένα ακόμα στοιχείο που προέκυψε από τις αναλύσεις είναι η ανεπάρκεια της κατασκευής σε σεισμικές διεγέρσεις και η ανάγκη ενίσχυσης της και μάλιστα όχι τόσο έντονης. Ήπιες επεμβάσεις ενίσχυσης-επισκευής όπως η συμπλήρωση των τοιχοποιιών, η λιθοσυρραφή των ρωγμών, το αρμολόγημα, η εφαρμογή ισχυρών επιχρισμάτων και η κατασκευή πατωμάτων και δώματος, είναι ικανές να βελτιώσουν την απόκριση της κατασκευής σε ικανοποιητικό βαθμό.

Τέλος, πρέπει να σημειωθεί ότι η οικία Σείμνη, όπως και πολλά από τα κτήρια της περιοχής ίδιας περίπου χρονολογίας κατασκευής, δεν αντιμετωπίζει σοβαρά προβλήματα δομοστατικής φύσης. Η μορφή της κάτοψης, το έδαφος θεμελίωσης, ο τρόπος δόμησης, τα υλικά της δομής έχουν συνδυαστεί αρμονικά στο να δημιουργηθεί ένα σύνολο αρκετά στιβαρό του οποίου η σημερινή εικόνα δεν είναι αποτέλεσμα κάποιας σοβαρούς εγγενούς τρωτότητας αλλά είναι αποτέλεσμα της χρόνιας εγκατάλειψης και έλλειψης συντήρησης του.

## 10. Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Η εργασία αυτή αποτέλεσε το πρώτο βήμα, για να διαπιστωθεί κατά πόσο το κτίριο απαιτεί σημαντική ενίσχυση, προκειμένου να ανταποκριθεί στις απαιτήσεις της νέας του χρήσης. Ήταν σημαντικό να προκύψει η πρώτη ποιοτική εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής, τόσο στην υφιστάμενη, όσο και στην αποκατεστημένη της μορφή, που θα αποτελέσει τον σημαντικότερο οδηγό σε μια τελική μελέτη.

Καθότι, όλες οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στην παρούσα μελέτη βασίστηκαν σε δεδομένα από ερευνητικό πρόγραμμα που αφορά σε κτήρια της περιοχής, είναι πιθανό οι τιμές των μηχανικών αντοχών και των χαρακτηριστικών των υλικών του συγκεκριμένου κτιρίου να παρουσιάζουν διαφοροποιήσεις. Για τη βελτίωση του προσομοιώματος και την μεγαλύτερη αξιοπιστία των αναλύσεων, θα ήταν ωφέλιμο να γίνουν κατάλληλες εργαστηριακές ή και επιτόπου (κατά προτίμηση μη καταστρεπτικές) μετρήσεις των υλικών της τοιχοποιίας προκειμένου με βάση τα πειραματικά αυτά δεδομένα να προσεγγιστούν με μεγαλύτερη ακρίβεια οι αντοχές των επιμέρους υλικών αλλά και της τοιχοποιίας ως σύνολο.

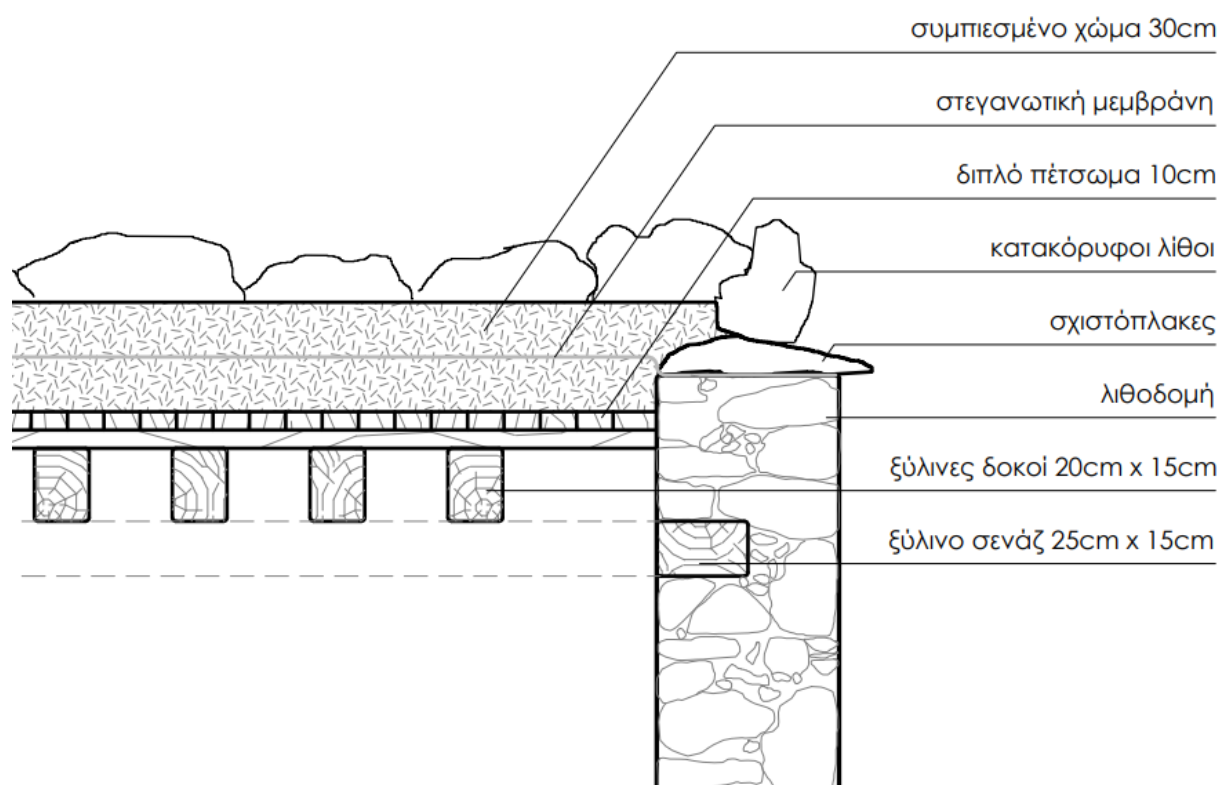
Μια από τις μη καταστρεπτικές μεθόδους που θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί είναι η μέτρηση τασικών κυμάτων με τη χρήση σφυριού. Η κρούση του σφυριού στην επιφάνεια της τοιχοποιίας δημιουργεί τασικά κύματα τα οποία μπορούν να καταγραφούν και με την κατάλληλη επεξεργασία τους να αποκαλύψουν την ύπαρξη και τη θέση κοιλοτήτων ή ρηγματώσεων στο εσωτερικό της τοιχοποιίας, να συγκριθούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της σε διάφορες θέσεις ή να συγκριθούν τα χαρακτηριστικά της πριν και μετά από ενισχυτικές επεμβάσεις. Για τη μέτρηση της θλιπτικής αντοχής των λιθοσωμάτων θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος της κρουσιμέτρησης, ωστόσο είναι απαραίτητη η κατάλληλη βαθμονόμηση των κρουσιμέτρων με εργαστηριακές δοκιμές για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής των λιθοσωμάτων. Σχετικά με την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής του κονιάματος, θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος της χαραγής κατά την οποία το εύρος μιας χαραγής που δημιουργεί μια συρόμενη μεταλλική ακίδα στην επιφάνεια ενός αρμού συναρτάται με την αντοχή του κονιάματος. Η μέθοδος πρέπει να συνδυαστεί με άλλη μέθοδο για να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα, όπως για παράδειγμα την εργαστηριακή μέθοδο των θραυσμάτων κατά την οποία δείγματα κονιάματος εγκιβωτίζονται σε πρισματικά δοκίμια από εποξειδική ρητίνη ή ισχυρό κονίαμα πολλαπλάσιας αντοχής, και υποβάλλονται σε δοκιμή άμεσου εφελκυσμού. Με τον τρόπο αυτό υπολογίζεται η εφελκυστική αντοχή των δειγμάτων (θραύσματα) κονιάματος και στη συνέχεια με κατάλληλες σχέσεις μπορεί να προσδιοριστεί και η θλιπτική αντοχή του κονιάματος (Σπυράκος, 2019).

Επιπλέον, σε ότι αφορά το προσομοίωμα, εκτός από την υπέρβαση της θλιπτικής και εφελκυστικής αντοχής που οδηγεί σε ρηγμάτωση της τοιχοποιίας, θα είχε ενδιαφέρον να διερευνηθεί και η εξέλιξη των ρηγματώσεων αυτών και το τελικό τους αποτέλεσμα στην κατασκευή. Επιπλέον, θα μπορούσε να διερευνηθεί πειραματικά η σύνδεση της δυτικής τοιχοποιίας με την χρήση συχνοτήτων.



Ενδιαφέρον θα είχε ακόμα να γίνουν περισσότερες αναλύσεις хроνοϊστορίας από αντιπροσωπευτικότερους σεισμούς που έχουν συμβεί στην ευρύτερη περιοχή ή από κατάλληλα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα προκειμένου να μελετηθεί η απόκριση της κατασκευής υπό την επίδραση διαφορετικών σεισμικών διεγέρσεων.

Για την αποφυγή των αστοχιών που επισημαίνονται στην παράγραφο 8.5 και για την βελτίωση της συνοχής του κτιρίου θα ήταν χρήσιμο μελλοντικά να διερευνηθεί το ενδεχόμενο εφαρμογής ενεμάτων μάζας κατάλληλης σύνθεσης. Η ενεμάτωση ως μεμονωμένη επέμβαση δεν μπορεί να οδηγήσει σε βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής, χωρίς να συνδυαστεί με άλλες επεμβάσεις κυρίως ενίσχυσης της διαφραγματικής λειτουργίας της κατασκευής (όπως ήδη μελετήθηκε) καθώς και η κατασκευή οριζόντιων διαζωμάτων η οποία θα οδηγούσε σε χαμηλότερη καταπόνηση των διαμήκων τοιχοποιιών αλλά και των περιοχών σύνδεσης των διασταυρούμενων τοιχοποιιών. Στην προκειμένη περίπτωση αποκατάστασης, κατά την οποία αποφεύγεται η χρήση σκυροδέματος, θα μπορούσε να τοποθετηθεί στην στέψη της λιθοδομής, ένα οριζόντιο πλαίσιο με ξύλινες δοκούς το οποίο θα μπορούσε να λειτουργήσει σαν ένα ελαφρού τύπου σενάζ της κορυφής (εικόνα 130). Μάλιστα, εφόσον ήδη απαιτούνται κατά τόπους συμπληρώσεις στην στέψη της λιθοδομής, θα ήταν εφικτό το ξύλινο διάζωμα να ενσωματωθεί στην τοιχοποιία ώστε να μην διαταράσσει την όψη του κτιρίου.



**Εικόνα 130: Ενσωμάτωση ξύλινου σενάζ στη λιθοδομή.**

## 11. Βιβλιογραφία

- Bramley, A. (2014). Yield Criteria. In T. I. Engineering, L. Laperrière, & G. Reinhart, *CIRP Encyclopedia of Production Engineering*. Springer.  
doi:[https://doi.org/10.1007/978-3-642-20617-7\\_16689](https://doi.org/10.1007/978-3-642-20617-7_16689)
- Eurocode 0: Basis of structural design. (1992). Brussels, Belgium: European Committee for standardization.
- Forest Products Laboratory. (2010). *Wood Handbook: Wood as an engineering material*. US Department of Agriculture.
- MSC Software. (2012). *Marc 2012. Volume B: Element Library*. MSC Software.
- MSC Software Corporation. (2015). *Marc® 2014.2 User's Guide*. MSC Software Corporation.
- Niklas, K., & Spatz, H.-C. (2010). Worldwide correlations of the mechanical properties and green wood density. *American Journal of Botany*, 97(10), pp. 1587-1594.
- Öchsner, A., & Öchsner, M. (2018). *A First Introduction to the finite element analysis program MSC Marc/Mentat* (2nd ed.). Springer.
- Pellegrini, D., Girardi, M., Lourenço, P., Masciotta, M., Mendes, N., Padovani, C., & Ramos, L. (2018, 11). Modal analysis of historical masonry structures: Linear perturbation and software benchmarking. *Construction and Building Materials*, 189, pp. 1232-1250.
- Stavroulaki, M. E., & Liarakos, E. V. (2008). Parametric finite element analysis of masonry structures using different constitutive models. *6th GRACM International Congress on Computational Mechanics*. Thessaloniki.
- ΚΑΔΕΤ-Σχέδιο 1. (2019, 3). *Κανονισμός για αποτίμηση και δομητικές επεμβάσεις τοιχοποιίας*. ΟΑΣΠ.
- Καλευράς, Β. (1980). *Μηχανική των παραμορφωσίμων σωμάτων*. Θεσσαλονίκη.
- Καραντώνη, Φ. (2012). *Κατασκευές από τοιχοποιία. Σχεδιαμός & επισκευές*. Αθήνα: Παπασωτηρίου.
- Παπαζάχος, Β., & Παπαζάχου, Κ. (2003). *Οι σεισμοί της Ελλάδος*. Θεσσαλονίκη: ΖΗΤΗ.
- Σπυράκος, Κ. (2019). *Κατασκευές απο τοιχοποιια. Αποτίμηση & επεμβάσεις για σεισμικά φορτία*. Αθήνα: Εργονόμος .
- Στυλιανίδης, Κ., & Ιγνατάκης, Χ. (2011). *Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 6 & 8*. Θεσσαλονίκη: Αϊβάζη.
- Τσούμης, Γ. (2009). *Επιστήμη και τεχνολογία του ξύλου-Α' τόμος*. Γαρταγάνη

